

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

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

AVALIAÇÃO DA ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO
COM A INUNDAÇÃO EM UM SOLO POTENCIALMENTE COLAPSÍVEL

Erick Peralta Dutra

Santa Maria, RS
2023

Érick Peralta Dutra

**AVALIAÇÃO DA ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO COM A
INUNDAÇÃO EM UM SOLO POTENCIALMENTE COLAPSÍVEL**

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 grau de Engenheiro Civil.

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

Santa Maria, RS
2023

Érick Peralta Dutra

**AVALIAÇÃO DA ALTERAÇÃO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO COM A
INUNDAÇÃO EM UM SOLO POTENCIALMENTE COLAPSÍVEL**

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 grau de **Engenheiro Civil**.

Aprovado em 17 de março de 2023:

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

Patricia Rodrigues Falcão, Ma.
(Coorientadora)

Prof. Silvio Lisboa Schuster Dr.

Paula Taiane Pascoal, Ma.

Santa Maria, 2023.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente gostaria de agradecer aos meus pais, Paulo Herve e Maridalva, por todo exemplo de caráter e honestidade que deram durante toda minha vida, por fazer o possível e o impossível para dar proporcionar o melhor para seus filhos, nunca medindo esforços para verem seus filhos bem.

Ao meu irmão Alan, pela parceria desses nove anos morando juntos e sozinhos para estudar, por todas as brigas, ensinamentos, puxões de orelha e por sempre estar presente quando eu precisei.

Aos meus avós João Antônio, Sonia, Wilmar e Geneci por estarem comigo, não importa de onde, nesse momento tão importante.

Aos meus chefes durante o período de estágio não obrigatório e obrigatório, Renato Soncini e Maisson Tasca, por todos os ensinamentos repassados e principalmente pela oportunidade de poder trabalhar com o que eu queria durante a graduação.

Aos meus orientadores Professor Magnos Baroni e Patrícia Falcão, pelos conhecimentos repassados e pela oportunidade de poder estudar um pouco mais a fundo a área de Geotecnia, que foi a que eu achei mais interessante durante a graduação.

A todos os professores do curso que sempre estiveram dispostos compartilhar experiencias a sanar qualquer dúvida apresentada pelos alunos.

Aos meus colegas e grandes amigos de graduação que foram essenciais para o desenrolar de toda essa história.

E por fim a Deus, por toda energia disponibilizada durante esses anos para encarar esse desafio de se tornar engenheiro civil.

Obrigado a todos!

RESUMO

AValiação da Vulnerabilidade de Resistência ao Cisalhamento com a Inundação de um Solo Potencialmente Colapsível

AUTOR: Érick Peralta Dutra
ORIENTADOR: Prof. Dr. Magnos Baroni
COORIENTADORA: Ma. Patricia Rodrigues Falcão

Solos colapsíveis são solos não saturados que ao sofrerem processo de saturação apresentam uma brusca redução de volume. Na região do norte do estado do Rio Grande do Sul, mais precisamente na cidade de Cruz Alta/RS, existem solos lateríticos não saturados com textura média a argilosa. Foram constatadas nessa cidade uma série de trincas e fissuras em edificações após eventos de inundação do solo, patologias típicas da ocorrência do fenômeno de colapso do solo. Prever o comportamento desse solo é um desafio para a Engenharia Civil. O solo utilizado nesse estudo é proveniente do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica estabelecido na Universidade de Cruz Alta (UNICRUZ). Esse solo apresenta um comportamento de tensão-deformação aceitável para obras civis quando secos, entretanto ao serem inundados o terreno pode estar sujeito a recalques diferenciais que geram esforços não planejados no projeto de fundações. Tendo em vista esses fatos, o objetivo desse trabalho é avaliar uma maneira acessível e que não gere elevados custos ao orçamento final da obra, a fim de atenuar os efeitos deletérios desse tipo de solo nas estruturas executadas. O método escolhido para desviar desse problema nesse estudo é o método de compactação do solo, que apresenta bons resultados e possui custos relativamente baixos. Esse método é amplamente conhecido e disponível na literatura de estudos geotécnicos. O solo foi compactado na umidade ótima com a intensão de atingir o maior grau de compactação possível. A resistência do solo pode ser calculada basicamente pela resistência que o solo possui exposto a forças cortantes, denominada resistência ao cisalhamento do solo. O ensaio utilizado nesse estudo para determinar os parâmetros de resistência do solo foi o Ensaio de Cisalhamento Direto. Nessa perspectiva, com a interpretação dos resultados obtidos no trabalho é lícito considerar que o método de compactação do solo pode ser empregado para atenuar os problemas gerados pelo fenômeno de colapso do solo constatados na cidade de Cruz Alta.

Palavras-chave: Solos Colapsíveis. Ensaio de Cisalhamento Direto. Resistência ao cisalhamento.

ABSTRACT

EVALUATION OF THE VULNERABILITY OF RESISTANCE TO SHEAR WITH THE FLOODING OF A POTENTIALLY COLLAPSIBLE SOIL

AUTHOR: Érick Peralta Dutra

ADVISOR: Prof. Dr. Magnos Baroni

CO-ORIENTER: Ma. Patricia Rodrigues Falcão

Collapsible soils are unsaturated soils that undergo a saturation process and present a sudden reduction in volume. In the northern region of the state of Rio Grande do Sul, more precisely in the city of Cruz Alta/RS, there are unsaturated lateritic soils with medium to clayey texture. A series of cracks and fissures in buildings were found in this city after soil flooding events, typical pathologies of the occurrence of the phenomenon of soil collapse. Predicting the behavior of this soil is a challenge for Civil Engineering. The soil used in this study comes from the Experimental Field of Geotechnical Engineering established at the Universidade de Cruz Alta (UNICRUZ). This soil presents an acceptable stress-strain behavior for civil works when dry, however when flooded the land may be subject to differential settlements that generate unplanned efforts in the foundation design. In view of these facts, the objective of this work is to evaluate an accessible way that does not generate high costs to the final budget of the work, in order to mitigate the deleterious effects of this type of soil on the executed structures. The method chosen to avoid this problem in this study is the soil compaction method, which presents good results and has relatively low costs. This method is widely known and available in the geotechnical studies literature. The soil was compacted at optimum moisture with the intention of achieving the highest degree of compaction possible. Soil strength can be calculated basically by the resistance that the soil has exposed to shear forces, called soil shear strength. The test used in this study to determine soil strength parameters was the Direct Shear Test. From this perspective, with the interpretation of the results obtained in the work, it is legitimate to consider that the soil compaction method can be used to mitigate the problems generated by the phenomenon of soil collapse found in the city of Cruz Alta.

Keywords: Collapsible Soils. Direct Shear Test. Shear strength.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Locais com registro de ocorrência de solos colapsíveis no Brasil.....	14
Figura 2 - Tipos de estrutura de solos colapsíveis com agentes cimentantes.....	15
Figura 3 - Sequência do mecanismo de colapso com inundação e força aplicada.	17
Figura 4 - Resultados típicos de ensaios edométricos para previsão do colapso.	18
Figura 5 – Envoltória de resistência ao cisalhamento utilizando o Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb para solos não saturados.	22
Figura 6 - Mapa mental das atividades realizadas.....	24
Figura 7 - Prensa estática manual.....	25
Figura 8 - Corpo de prova moldado na prensa estática.	26
Figura 9 - Materiais e equipamentos utilizados no Ensaio de cisalhamento direto.....	27
Figura 10 - Esquema da caixa bipartida.	28
Figura 11 - Gráfico da Curva de Compactação do solo em estudo.	30
Figura 12 - Corpo de prova rompido.....	31
Figura 13 - Gráfico deformação horizontal (Δ_h) versus tensão cisalhante (τ) para umidade constante.....	32
Figura 14 - Gráfico de deformação horizontal (Δ_h) versus variação volumétrica (V/V_0) para umidade constante.	33
Figura 15 - Gráfico da envoltória de resistência dos ensaios com umidade constante.	34
Figura 16 - Gráfico deformação horizontal (Δ_h) versus tensão cisalhante (τ) inundado previamente.	35
Figura 17 - Gráfico de deformação horizontal (Δ_h) versus variação volumétrica (V/V_0) previamente inundado.....	36
Figura 18 - Gráfico da envoltória de resistência para os ensaios inundados previamente.	37
Figura 19 - Curvas deformação horizontal (Δ_h) versus Tensão cisalhante (τ) para as condições umidade constante e inundado previamente.....	38
Figura 20 - Gráfico de deformação horizontal (Δ_h) versus variação volumétrica (V/V_0) umidade constante e previamente inundado.....	39
Figura 21 - Curvas deformação horizontal (Δ_h) versus Tensão cisalhante (τ) para ensaio com inundação durante o cisalhamento.....	40
Figura 22 - Gráfico de deformação horizontal (Δ_h) versus variação volumétrica (V/V_0) para ensaios com inundação durante o cisalhamento.....	41

Figura 23 - Envoltória de Resistência para os ensaios com inundação durante o cisalhamento.

.....42

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Gravidade dos problemas de colapso pelo valor de PC.	19
Tabela 2 - Diferentes formas indiretas de identificação de solo colapsível.	20
Tabela 3 - Tensões normais e cisalhantes para umidade constante.	32
Tabela 4 - Parâmetros de resistência do ensaio de Cisalhamento Direto umidade constante. .	34
Tabela 5 - Redução de Tensão Cisalhante devido à inundação.	36
Tabela 6 - Parâmetros de resistência do ensaio de Cisalhamento Direto inundado previamente.	37
Tabela 7 - Pontos da Envoltória de Resistência para ensaios inundados durante o cisalhamento.	42
Tabela 8 - Parâmetros de resistência do ensaio de Cisalhamento Direto inundado durante o cisalhamento.	43
Tabela 9 – Crescimento percentual de resistência ao cisalhamento com a compactação, comparando resultados de Falcão (2021) condição natural com os compactados de umidade constante.	44
Tabela 10 - Comparação com resultados de Falcão (2021) de parâmetros de resistência amostras umidade constante.	44
Tabela 11 - Ganho de resistência ao cisalhamento com a compactação da amostra, inundados.	45
Tabela 12 - Comparação de parâmetros de resistência do ensaio inundado previamente com amostras inundadas de Falcão (2021).	45
Tabela 13 - Ganho de resistência ao cisalhamento com a compactação da amostra, umidade constante Falcão (2021) e inundado durante.	46
Tabela 14 - Comparação de parâmetros de resistência amostras de umidade constante de Falcão (2021) e inundadas durante o cisalhamento.	46
Tabela 15 - Ganho de resistência ao cisalhamento com a compactação da amostra, inundado de Falcão (2021) e inundado durante.	47
Tabela 16 - Comparação de parâmetros de resistência amostras inundadas Falcão (2021) e inundadas durante.	47

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	10
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	10
1.2	JUSTIFICATIVA	10
1.3	OBJETIVOS	11
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO	11
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
2.1	SOLOS COLAPSÍVEIS	13
2.2	AVALIAÇÃO DOS MECANISMOS DE COLAPSO.....	15
2.3	MÉTODOS DE IDENTIFICAÇÃO	17
2.3.1	Métodos diretos de identificação	17
2.3.2	Método indireto de identificação (índices físicos e Limites de Atterberg). .	19
2.4	ESTUDOS ANTERIORES NA ÁREA EM ESTUDO E DE ENSAIOS DE CISALHAMENTO EM SOLOS COLAPSÍVEIS	20
3	MATERIAIS E MÉTODOS	24
3.1	PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS E CORPOS DE PROVA	24
3.2	ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO	26
3.2.1	Ensaio de cisalhamento direto com a umidade constante.....	28
3.2.2	Ensaio de cisalhamento direto previamente inundado	29
3.2.3	Ensaio cisalhamento direto inundados durante o cisalhamento	29
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	30
4.1	RESULTADOS ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO COM A UMIDADE CONSTANTE	31
4.2	RESULTADOS ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO INUNDADO PREVIAMENTE.....	35
4.3	ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO INUNDADO APÓS INÍCIO DO ENSAIO.....	39

4.4	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DE ESTUDOS ANTERIORES COM O MESMO SOLO COM AMOSTRAS NATURAIS.....	43
4.4.1	Condição de umidade constante.....	43
4.4.2	Condição inundado previamente.....	44
4.4.3	Condição de inundação durante o cisalhamento.....	45
5	CONCLUSÃO.....	48
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	49
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	50

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O solo é um maciço natural formado em sua maioria por silte, areia e argila que se encontra na parte mais externa da crosta continental terrestre, que pode também ser chamada de litosfera. A litosfera é composta por rochas e minerais que estão em constante decomposição, sendo o produto dessa decomposição denominado solo. Oriunda de um longo processo de transformação, a litosfera sofre ação de elementos exógenos (ação do sol, dos ventos e dos seres humanos) e endógenos (ações vulcânicas e tectônicas), que permitem a ocorrência de fenômenos físicos e químicos como erosão, sedimentação e intemperismo. O solo é a camada do planeta terra onde é desenvolvida a maioria das atividades socioeconômicas, tais como moradia, transporte, energia e saneamento. Nesta camada temos a formação de diferentes tipos de solos que apresentam propriedades físicas como a resistência ao cisalhamento, parâmetro essencial para calcular a capacidade de suporte do solo e projetar estruturas otimizadas na construção civil, evitando a manifestação de patologias construtivas. A implantação dessas estruturas gera carregamentos que se convertem em esforços internos às camadas de solo. Estruturas que não estão preparadas para esse tipo de adversidade estão expostas a problemas indesejáveis, ocasionando movimentação na infraestrutura das edificações e como resultado surgem patologias providas dos recalques diferenciais oriundos da deformação do solo. Um tipo de solo que é atingido significativamente em sua capacidade de suporte pela água são os solos não saturados com características colapsíveis, assunto abordado nesse estudo.

1.2 JUSTIFICATIVA

Solos colapsíveis são solos não saturados que possuem uma estrutura com elevado índice de vazios e possuem comportamento mecânico aceitável para obras civis quando secos. Entretanto, quando saturados, sofrem uma redução abrupta no seu volume e conseqüentemente sua capacidade de suporte é comprometida, o que gera problemas construtivos em edificações e obras e infraestrutura (MEDERO et al. 2009 apud FALCÃO, 2021).

No Rio grande do Sul, Segundo Mendonça (1990), especificamente no Planalto meridional do Estado, existem solos com características colapsíveis, com textura argilosa proveniente de rochas vulcânicas da Formação Serra Geral (basalto e riolito) e de arenito da Formação Tupanciretã. Na cidade de Cruz Alta/RS, foram constatadas patologias em construções após

fenômenos de saturação do solo, despertando trincas e fissuras derivadas da perda repentina de sustentação do solo, que indicaram a ocorrência de características colapsíveis. Lá foi instalado um campo experimental de Engenharia Geotécnica no campus da Universidade de Cruz Alta (UNICRUZ), para realizar um estudo de investigação geotécnica a fim de avaliar o potencial de colapso do solo da região. Diante disso, Falcão (2021) em seu estudo detalha minuciosamente a caracterização do solo da região, concluindo que ele possui propriedades colapsíveis.

1.3 OBJETIVOS

Diante do exposto, este estudo foi elaborado com a intenção de avaliar a influência da compactação em relação à resistência ao cisalhamento de um solo colapsível em condições de umidade constante, inundado e inundado após o início do ensaio. Para isso, busca-se como objetivos principais:

- I- Obter indicadores de coesão e ângulo de atrito para as diferentes situações propostas;
- II- Avaliar a influência da compactação na alteração de resistência ao cisalhamento do solo exposto à inundação;
- III- Quantificar a real eficácia do método de compactação apresentado.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Para melhor organização e para auxiliar na compreensão da monografia, dividiu-se o texto em cinco capítulos.

No capítulo 1, realizou-se uma introdução para dar abertura ao texto e apresentar o tema ao leitor, justificando os motivos e objetivos para a realização da pesquisa, além de dar uma noção geral do conteúdo que será abordado.

No capítulo 2 será apresentada uma revisão bibliográfica que dará suporte para a interpretação do trabalho, concatenando conceitos básicos da Mecânica dos Solos Não Saturados e técnicas de identificação de Solos Colapsíveis disponíveis na literatura, somados a apresentação de estudos anteriores que utilizam métodos semelhantes aos realizados nessa pesquisa.

No capítulo 3 serão apresentados os materiais utilizados para a preparação das amostras de corpo de prova, além de expor condições de compactação utilizadas nos ensaios para a obtenção dos resultados pretendidos.

No capítulo 4 será feita uma discussão dos resultados obtidos com as diferentes condições usadas, comparando os valores dos ensaios com amostras compactadas, com os resultados dos ensaios em estado natural realizados por Falcão (2021).

No capítulo 5 serão apresentadas as conclusões por intermédio da análise dos dados obtidos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

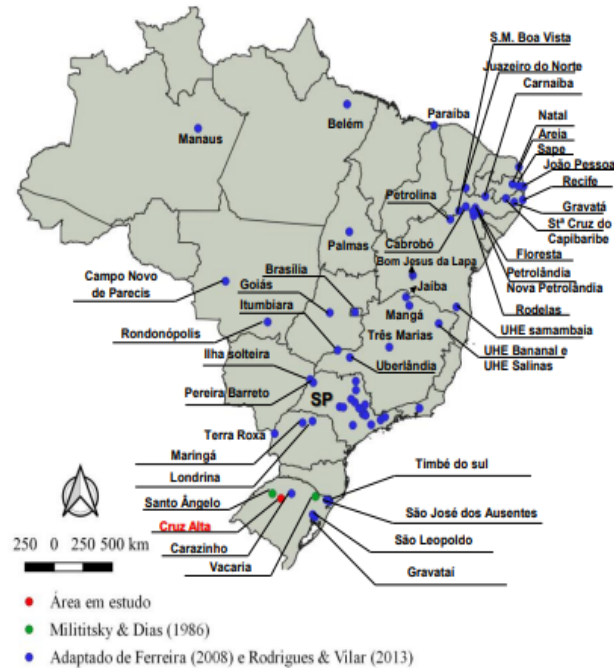
2.1 SOLOS COLAPSÍVEIS

Alguns tipos de solos porosos não saturados apresentam propriedades estruturais suscetíveis a mudanças bruscas de comportamento quando umedecidos, esses solos são denominados pela literatura como solos colapsíveis. Os solos colapsíveis são solos que possuem uma morfologia aberta com elevado índice de vazios que é mantida estável através de vínculos existentes capazes de garantir-lhes uma resistência adicional temporária graças aos efeitos da sucção ou à presença de algum material cimentante. Sua formação está ligada a características biogeoquímicas como o clima regional e o ambiente geológico. Na maior parte dos casos são oriundos de solos residuais típicos, solos sedimentares ou colúvios, portanto sua formação geológica pode ser bastante variada (FALCÃO, 2021).

Segundo Reginatto e Ferrero (1973) apud Soares (2018), existem duas subcategorias de solos colapsíveis. Os denominados Verdadeiramente Colapsíveis são aqueles que sofrem o fenômeno de colapso apenas com a ação do seu peso próprio somado ao crescimento do seu grau de saturação. Já os Condicionados ao Colapso suportam até um limite de tensão e colapsam apenas se cargas adicionais externas superarem sua tensão efetiva.

Identificar onde acontece a formação desse tipo de solo é essencial para uma boa prática de engenharia. A Figura 1 mostra um mapa do Brasil onde já foi evidenciada a presença de solo colapsível publicados nos estudos de Falcão (2021), Ferreira (2008), Rodrigues e Villar (2013) e Milititsky e Dias (1986).

Figura 1 - Locais com registro de ocorrência de solos colapsíveis no Brasil.

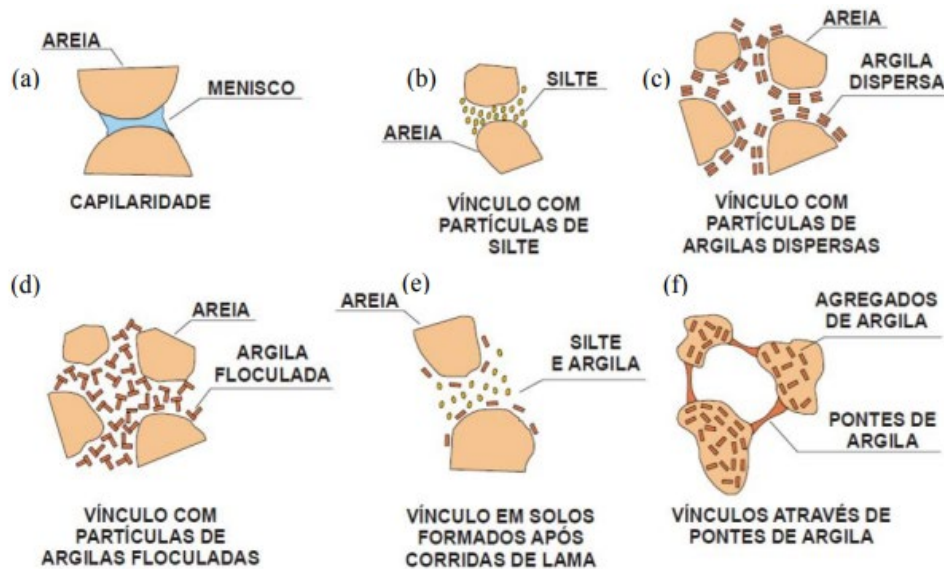


Fonte: Falcão (2021).

Sua estrutura caracteriza-se por apresentar uma organização macro porosa e metaestável que mantém sua rigidez devido a presença de uma membrana que liga as partículas geralmente por forças de sucção, que garante uma resistência temporária ao solo, mas é afetada diretamente pela presença de água, sofrendo uma brusca redução de volume. Cada segmento do mesmo tipo de solo pode apresentar arranjos estruturais distintos, estabelecendo uma resistência temporária e uma instabilidade estrutural aos solos.

Em solos constituídos por areia, essas ligações podem ser oriundas do efeito de capilaridade, representado na Figura 2 (a). Na Figura 2 (b), o vínculo que mantém a estrutura em equilíbrio provém de forças de sucção da interação entre silte-silte, silte-areia e areia-areia. Já na Figura 2 (c), o vínculo é mantido por camadas delgadas de argilas dispersas formadas por autogênese. Na Figura 2 (d), o vínculo entre argila e areia ocorre pelo produto da lixiviação do solo, dando origem a uma estrutura floculada e heterogênea, onde os grãos maiores são interligados por contrafortes de argila. Na Figura 2 (e), os vínculos são formados por argilas e siltes originados após corridas de lama. Por último, na Figura 2 (f) os vínculos são o resultado da interação entre os agregados de argila, formando das pontes de argila, situação comum em solos argilosos. A Figura 2 apresenta os diversos tipos de modelos estruturais já citados. (DUDLEY, 1970, FERREIRA, 1995 apud FALCÃO, 2021).

Figura 2 - Tipos de estrutura de solos colapsíveis com agentes cimentantes.



Fonte: Dudley (1970), Ferreira (1995) apud Falcão (2021).

2.2 AVALIAÇÃO DOS MECANISMOS DE COLAPSO

Estudos publicados por Jennings e Knight (1957) descrevem o mecanismo de colapso quando o solo, em seu estado natural, é exposto à ação de uma carga que comprime seus vínculos de ligação e sua estrutura não sofre deslocamentos significativos. A estrutura não colapsa pois ocorre a movimentação das partículas finas ao redor das maiores. À proporção que o Grau de Saturação aumenta, atinge-se um valor limite de umidade e os vínculos perdem sua capacidade de suportar as forças solicitantes, ocorrendo o colapso da estrutura.

Já Basma e Tuncer (1992) e Mitchell (1976) apud Gutierrez (2005) levantam três condições essenciais para a ocorrer um fenômeno de colapso significativo: Estrutura porosa parcialmente saturada mantida em equilíbrio intergranular por forças existentes garantidas pelos vínculos ou agentes cimentantes, somadas a uma componente de tensão própria ou aplicada, originando sua condição metaestável que, ao contato com a água, sofre o fenômeno de colapso.

Por outro lado, Dudley (1970) apud Gutierrez (2005) descrevem que a velocidade e a intensidade do colapso derivam de vários fatores como:

- sobrecarga aplicada no solo;
- estrutura do solo, considerando sua granulometria, índice de vazios, tamanho e forma dos poros;
- tipo de agente ligante (material cimentício ou força de sucção capilar);

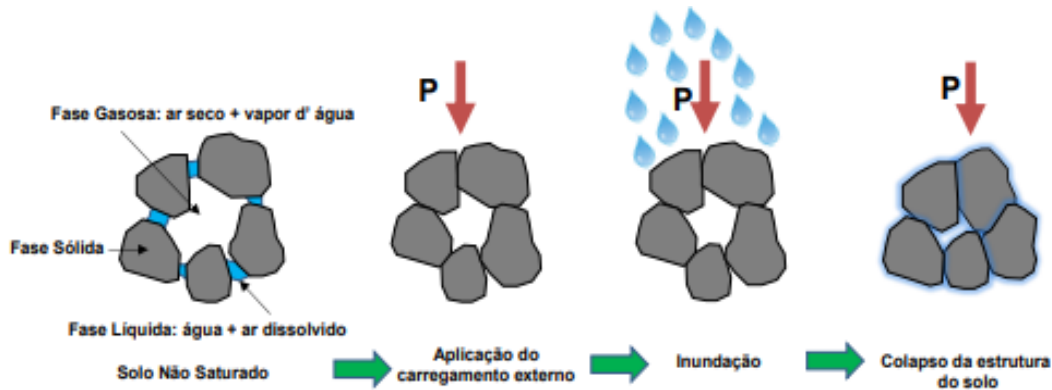
- teor de umidade natural;
- tipo de íons e sua concentração na água dos poros;
- mineralogia e proporção de cada tipo de mineral argílico presente.

Os vínculos que garantem uma resistência adicional temporária ao solo, são afetados ao sofrerem processo de saturação, devido a agentes deletérios, geralmente relacionados com a água. Com o declínio da resistência adicional existente entre as partículas, o solo sofre uma redução brusca na sua capacidade de suporte, ocasionando uma deformação excessiva de sua estrutura devido a deslizamentos que ocorrem em suas partículas (MILITITSKY et al., 2015). A resistência temporária oriunda da tensão capilar ocorrida em solos constituídos por areia é garantida pelos meniscos presentes entre o ar e a água, esses meniscos geram uma poropressão negativa na água presente nos poros, ampliando a tensão efetiva entre os grãos. Quando a ligação é proporcionada pela sucção capilar, a perda de resistência é praticamente instantânea quando exposta à inundação.

Quando esses grãos são ligados por pontes de argila, podem ser originados por meio de processos de autogênese ou transporte. Esses vínculos, ao sofrerem processo de lixiviação, formam uma camada fina de argila ao seu redor, originando uma estrutura floclada e heterogênea, onde os grãos maiores são interligados por contrafortes de argila. Em estruturas mantidas por contrafortes de argila, a perda da capacidade de suporte é pouco lenta. Quando as ligações são construídas entre as partículas maiores de solo, a ligação é quimicamente cimentícia, que geralmente são caracterizadas por um decréscimo de resistência mais demorado (BARDEN et al., apud SOUZA NETO, 2004). Seus vínculos provêm de condições relacionadas com a existência de minerais estabilizantes (óxidos de ferro e carbonatos) e forças de sucção em seu entorno, formando uma estrutura metaestável que os mantêm em equilíbrio. Paralelamente, a sua formação geológica, as condições climáticas da região e o histórico de tensões a qual esse solo foi exposto são fatores fundamentais para o desenvolvimento dessas características.

Em regiões onde ocorrem chuvas volumosas em curtos intervalos de tempo, essa camada fina de argila formada por autogênese pode sofrer lixiviação pelo escoamento da água entre as partículas de solo. Quando as chuvas são menos volumosas, a lixiviação faz com que as partículas de argila se dispersem no fluido presente entre os grãos, distribuindo-se uniformemente pelo efeito do movimento Browniano (GUTIERREZ, 2005). A Figura 3 representa a realocação das partículas de solo expostas a inundação e um carregamento P.

Figura 3 - Sequência do mecanismo de colapso com inundação e força aplicada.



Fonte: Mughal (2012) apud Falcão (2021).

O grau de saturação cresce até atingir um valor limite, a partir dessa situação o recalque de colapso deixa de aumentar. Dessa forma, com a nova estrutura do solo, criam-se esforços adicionais às estruturas de fundação que, geralmente, não foram previstos em projeto, levando a ocorrência de diversas patologias, como trincas e fissuras em construções ou, em casos extremos, o colapso global da edificação. A colapsibilidade dos solos porosos tende a ser diretamente proporcional à tensão aplicada, atingindo um limite máximo, podendo ser desprezível com baixas tensões (VARGAS, 1973 apud FALCÃO, 2021).

2.3 MÉTODOS DE IDENTIFICAÇÃO

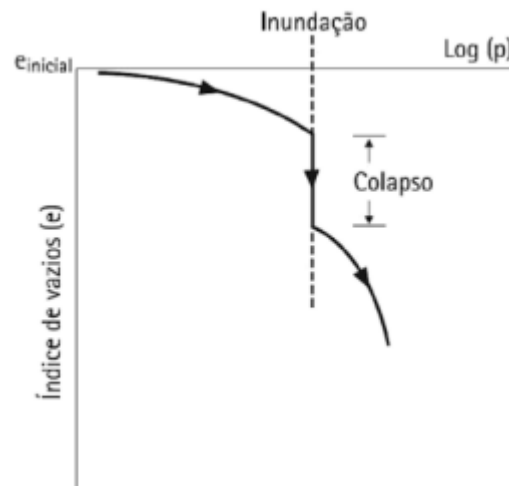
Para realizar a identificação dos solos colapsíveis são propostos diversos métodos na literatura. Porém, com o decorrer do tempo acabaram destacando-se métodos que apresentavam condições acessíveis à execução, denominados Métodos diretos e Métodos indiretos, que serão resumidamente apresentados nesse capítulo.

2.3.1 Métodos diretos de identificação

A caracterização do colapso do solo e a avaliação de influências externas que compõem o mecanismo realizadas em laboratório geralmente são feitas através de ensaios edométricos. No Brasil, Vargas (1953) efetuou ensaios edométricos na cidade de São Paulo, com o propósito de compreender o comportamento de argilas porosas que apresentavam características colapsíveis. O ensaio realizado por ele utilizou primeiramente amostras adensadas em condições naturais submetidas a diferentes cargas. Quando era constatado que não havia mais recalque, as amostras eram inundadas. A partir disso, observou-se a manifestação de recalques

adicionais gerados pela saturação da amostra de solo. Ademais, verificou-se que o aumento da carga utilizada diminuiu os valores de recalque. Entretanto, a partir de um certo valor de carregamento o colapso não era mais constatado. A Figura 4 apresenta resultados típicos para a previsão do colapso por ensaios edométricos apresentados por Jennings e Knight (1975) apud Falcão (2021).

Figura 4 - Resultados típicos de ensaios edométricos para previsão do colapso.



Fonte: Jennings e Knight (1975) apud Falcão (2021).

Milititsky et. al. (2015) definiu que no colapso edométrico, a variação volumétrica da amostra era unidirecional devido ao confinamento proporcionado pelo anel. Logo a variação volumétrica foi assumida como a variação da altura da amostra, sendo assim o potencial de colapso pode ser calculado por meio da Equação 1.

$$PC = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (1)$$

Onde:

PC = Potencial de Colapso.

Δe = Variação do índice de vazios devido a inundação

e_0 = índice inicial de vazios.

Daí em diante, entendeu-se que era necessário a elaboração de novos métodos avaliativos para atenuar os problemas gerados pelo fenômeno. Sendo assim, a observação em laboratório se tornou capaz de descrever propriedades, caracterizando qualitativamente o

fenômeno de colapso. Esse método gerou um avanço significativo possibilitando a comparação da compressibilidade entre amostras pré-inundação e pós-inundação. Também foi possível quantificar a gravidade dos problemas ocasionados pelo fenômeno de colapso através de parâmetros relacionados com *PC*, apresentados na Tabela 1 por Jennings e Knight (1975) apud Falcão (2021). Cabe ressaltar que esses ensaios devem ser utilizados com cuidado, pois as condições de laboratório não equivalem às condições de campo.

Tabela 1 - Gravidade dos problemas de colapso pelo valor de *PC*.

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: Jennings e Knight (1975) apud Falcão (2021).

2.3.2 Método indireto de identificação (índices físicos e Limites de Atterberg).

Algumas características comuns à maioria dos solos que apresentam comportamento colapsível consistem em um elevado índice de vazios, combinados com grau de saturação, peso específico, plasticidade e estado de tensões iniciais baixos. A Tabela 2 apresentada por Villar e Ferreira (2015); Futai (1997) apud Falcão (2021) onde:

S_0 = Grau de Saturação

Wl = Limite de Liquidez

Wp = Limite de Plasticidade

γ_d = Peso Específico Aparente Seco.

$(w_0; w)$ = Teor de Umidade

Tabela 2 - Diferentes formas indiretas de identificação de solo colapsível.

Referências	Expressão	Limites
FEDA (1996)	$k_l = \frac{\frac{W_0}{S_0} - W_p}{Wl - W_p}$	Se $S_0 > 80\%$ e $k_l > 0,85$; - o solo é colapsível.
PRIKLONSKIJ (1952)	$k_d = \frac{Wl - W_0}{Wl - W_p}$	$K_d < 0$ – altamente colapsível; $K_d > 0,5$ – colapsível; $K_d > 1,0$ – expansivo.
KASSIF e HENKIN (1967)	$K = \gamma_d \times w$	$K < 15$, colapsível.
HANDY (1973)	Teor de finos (<0,002 mm) <16% 16 a 24 % 24 a 32% >32%	- Alta probabilidade de colapso; - Provavelmente colapsível; - Probabilidade de colapso < 50%; - Geralmente não colapsível.
LOMMLER e BANDINE (2015)	Densidade natural seca (γ_d)	γ_d (g/cm ³) < 1,28 – Alta colapsibilidade

Fonte: Villar e Ferreira (2015); Futai (1997) apud Falcão (2021).

2.4 ESTUDOS ANTERIORES NA ÁREA EM ESTUDO E DE ENSAIOS DE CISALHAMENTO EM SOLOS COLAPSÍVEIS

A ocorrência de solo colapsível dificulta, mas não impede a execução de obras civis, por isso ao decorrer do tempo, compreendeu-se a relevância dos problemas causados pelo colapso e tornou-se essencial a elaboração de métodos mitigatórios que viabilizassem a execução de projetos apoiadas sobre esses solos. Primeiramente, devido à ocorrência mais comum desses solos em camadas superficiais, destacava-se a utilização de fundações profundas para desviar

do problema. A solução apresentava bons resultados, entretanto, por ser uma alternativa com custo elevado que está sujeita a uma vida útil, caiu em desuso por não ser considerada como alternativa que otimiza custos. Paralelamente, surgiram técnicas alternativas evidenciando-se métodos como pré-inundação, estabilização química e compactação. Mesmo com a existência de várias alternativas técnicas mitigatórias desse fenômeno, a escolha de algum método depende do período em que ocorre a manifestação do problema. Além disso, estudos comparativos levando em conta a execução e os custos dos diferentes métodos são raros (GIBBS e BARA, 1967; KAMPALA e HORPIBULSUK, 2013; BOOTH, 1975 apud SILVEIRA, 2019).

Em busca de uma alternativa barata e acessível, considerou-se como escolha viável a compactação do solo, que se mostrou útil em estudos anteriores apresentando resultados satisfatórios comparados com os demais métodos (ROLLING e ROGERS, 1994). Portanto, será a abordagem principal desse trabalho. Prática amplamente conhecida, a melhoria do solo por meio da compactação possui custos relativamente baixos e proporcionam resultados interessantes se executados corretamente, levando em conta premissas de controle de compactação (SILVEIRA, 2019). Utilizando fundações rasas do tipo sapata como aliadas, o método consiste em realizar a retirada da camada do solo que receberá as cargas da fundação, reorganizando-a em subcamadas compactadas que, para melhores resultados, podem ser estendidas ao longo do bulbo de tensões. Por motivos econômicos, pode-se limitar a extensão da camada até metade do bulbo, devido ao espraçamento de tensões. (CINTRA, 1998; CINTRA, 2003; VARGAS, 1951 apud SILVEIRA, 2019).

A teoria de é justificada com base na curva de compactação do solo, que sintetiza a umidade do solo com o seu peso específico aparente para uma determinada energia de compactação necessária. O ponto de inflexão da curva fornece a umidade ótima e o peso específico seco máximo. A compactação modifica a estrutura dos solos porosos não saturados e desencadeia a expulsão do ar que os compõem, assim reduzindo-lhes o índice de vazios. Sua correta execução é fundamental para um bom melhoramento do solo. Em solos lateríticos, o processo de laterização fez com que a camada de argila que envolve os grãos fosse acumulando alumínio, caulinita e óxido de ferro. Nesse caso, quando compactados na umidade ótima essa característica promove bons ganhos após a compactação, gerando uma redução na permeabilidade e aumento na tensão de cisalhamento (SILVEIRA, 2019).

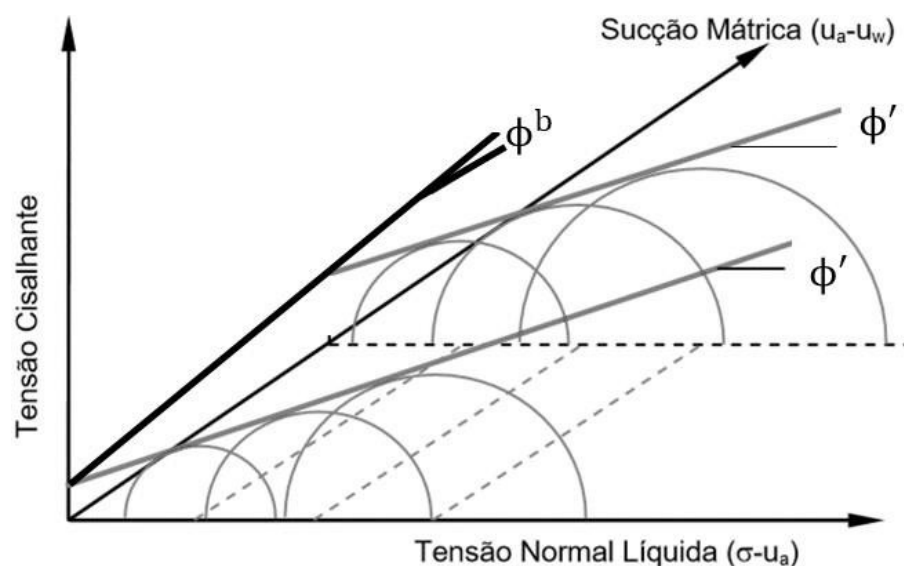
Na Mecânica dos Solos Não Saturados, Fredlund e Morgenstern (1977) apresentaram o princípio de variáveis de estado para solos não saturados que é utilizado até hoje. A força de sucção na água dos poros tende a aproximar as partículas de solo e assim geram um aumento

de tensão. Esse fenômeno pode ser descrito através dos conceitos das variáveis de estado independentes (FREDLUND; MORGENSTERN, 1977). A sucção matricial ($u_a - u_w$) é a diferença entre a pressão no ar (u_a) e a pressão na água intersticial do solo (u_w). A tensão líquida normal ($\sigma - u_a$) é a diferença entre a tensão aplicada (σ) e a pressão no ar (u_a). Quando ocorre a inundação de um solo colapsível, a tensão líquida não altera, porém a sucção matricial é afetada (FREDLUND; MORGENSTERN, 1977). A resistência ao cisalhamento do solo, de modo geral, quantifica a tensão cisalhante que atua no plano tangencial da amostra até o seu rompimento. Fredlund et al. (1978) propôs a Equação 2 para o cálculo da resistência ao cisalhamento (σ').

$$\sigma' = c' (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2)$$

Onde c' (coesão) e ϕ' (ângulo de atrito) são parâmetros de resistência do solo na condição não saturada e ϕ^b corresponde ao ângulo de atrito relacionado à sucção matricial ($u_a - u_w$). É possível quantificar o acréscimo de resistência proveniente do aumento da sucção. A análise realizada é baseada no Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb representada por um diagrama tridimensional (Figura 5).

Figura 5 – Envoltória de resistência ao cisalhamento utilizando o Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb para solos não saturados.



Fonte: Adaptado de Fredlund *et al.* (1978) apud Falcão (2021).

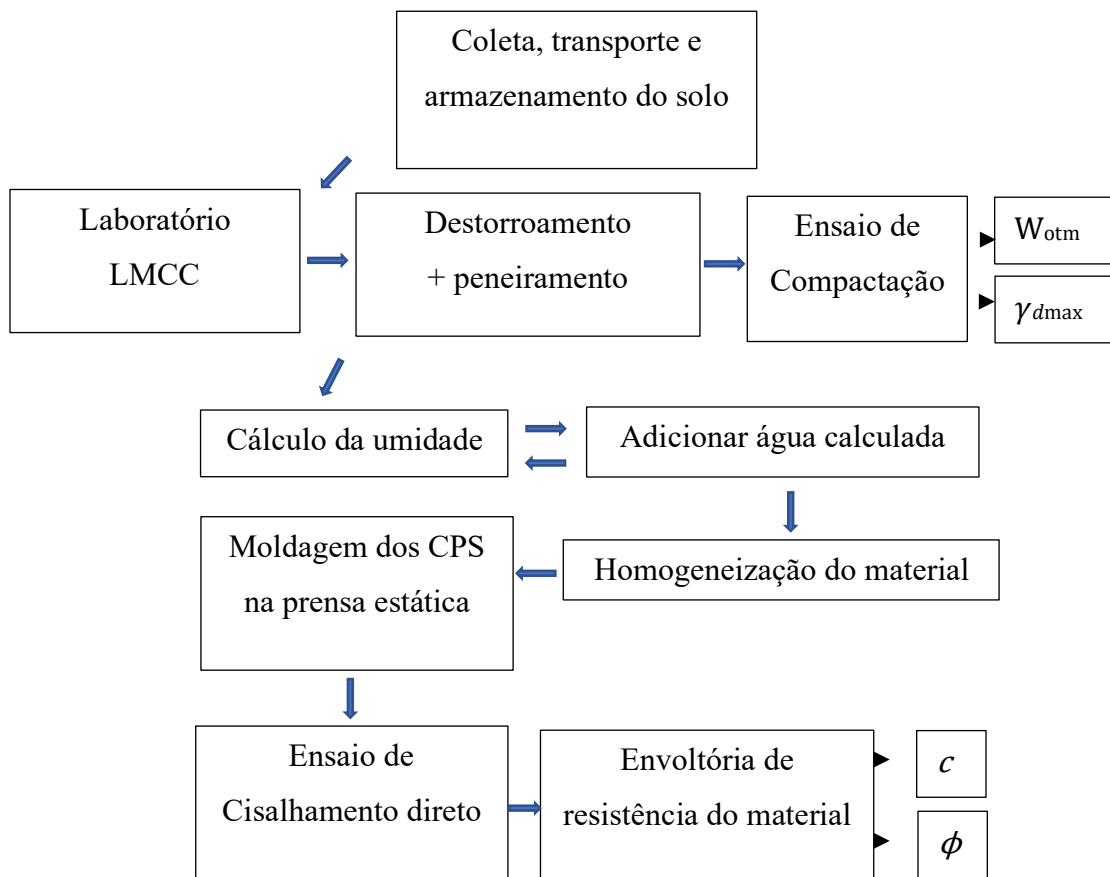
O grau de compactação é parte importante na relação entre o grau de saturação e sucção matricial, visto que poros menores encontrados em amostras mais densas levam a forças de sucções mais elevadas. Não é o mesmo que ocorre em amostras menos densas, embora a colapsibilidade das amostras com maior grau de compactação seja menos prejudicada pela variação da sucção, seu potencial de colapso mais denso é ampliado em razão do aumento da sucção matricial (RAO; REVANASIDDAPPA, 2000 apud SILVEIRA, 2019).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS E CORPOS DE PROVA

A coleta do solo para a referida análise foi feita no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica localizado no Campus da UNICRUZ, na cidade de Cruz Alta/RS. Foram coletadas amostras deformadas do mesmo solo e profundidade (1,0m) utilizados nos ensaios de cisalhamento direto na condição de umidade natural realizados por Falcão (2021). A Figura 6 é apresentado um fluxograma com as atividades realizadas.

Figura 6 - Mapa mental das atividades realizadas.



Fonte: autor.

A preparação da amostra foi realizada conforme NBR 6457 (ABNT, 2016).

Primeiramente foi necessário destorroar o solo, para que ele não ultrapasse o diâmetro de 4,8mm, peneirando o material com a peneira N°4. Após, coleta-se uma amostra de solo para

medir a massa inicial. Essa amostra é pesada e armazenada em cápsulas numeradas que irão para a estufa de secagem por um período de aproximadamente 24 horas para eliminar a umidade existente. Após esse processo, pesa-se a cápsula com o material determinando a massa final seca. Com os valores obtidos é possível calcular o teor de umidade do solo e a quantidade de água necessária para atingir a umidade ótima. Os valores encontrados para o γ_{dmax} (peso específico aparente seco máximo) foi $15,95 \text{ kN/m}^3$ e a W_{otm} (umidade ótima) foi definida em 23,27%. A variação de umidade ótima foi controlada para valores entre 23,27% e 23,40%

A compactação foi realizada na prensa estática manual (Figura 7), controlando a velocidade de compactação para que a força de compactação seja constante. Os corpos de prova foram moldados diretamente no anel (Figura 8), separando as etapas de compactação em duas camadas. Entre as camadas era feito a escarificação para melhor aderência da camada adjacente. Após a moldagem era realizada a pesagem do corpo de prova mais anel com o intuito de confirmar se a amostra atingiu o peso pretendido. Assim ratifica-se que a moldagem foi executada corretamente.

Figura 7 - Prensa estática manual.



Fonte: autor.

Figura 8 - Corpo de prova moldado na prensa estática.



Fonte: autor.

3.2 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Os Ensaio de Cisalhamento Direto foram realizados no Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC) da UFSM. O ensaio de cisalhamento direto é de fácil execução, sendo um dos métodos de avaliar a resistência mais antigos. Ele se baseia no Critério de Mohr-Coulumb e a partir dos estados de tensões obtidos para os diferentes níveis de carregamento normal é possível traçar a envoltória de resistência do solo, que é descrita pela Equação 3.

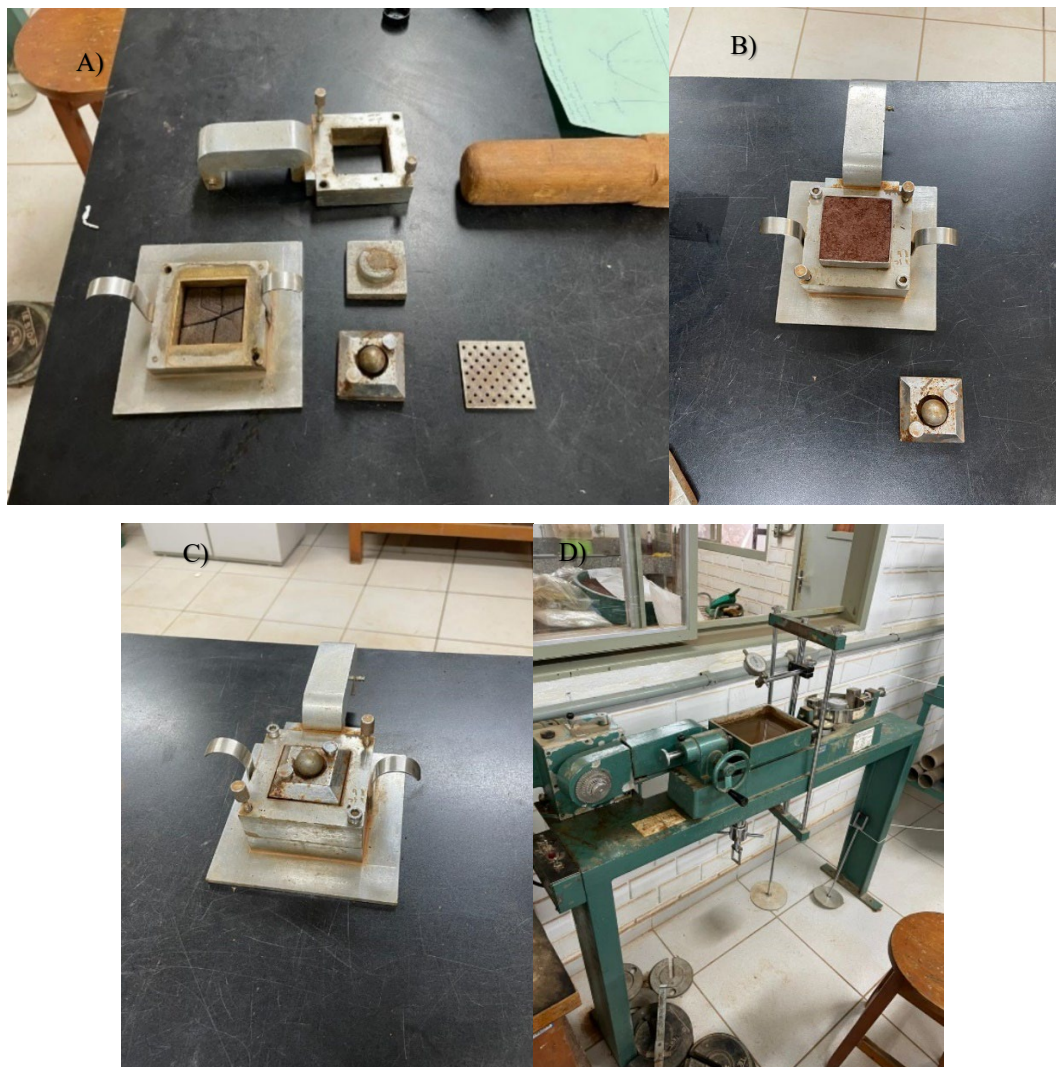
$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (3)$$

Onde c representa a coesão do solo e ϕ é o ângulo de atrito interno.

A montagem da caixa bipartida (Figura 9 (a)) segue os seguintes passos. Primeiro coloca-se o fundo metálico, posicionamos a pedra porosa sobre o fundo e em cima vai a peça com ranhuras, tendo em vista que as ranhuras devem ficar perpendiculares ao sentido do cisalhamento. Após isso, é necessário encaixar a parte superior da caixa bipartida no lado correto (números 0-0 e 1-1), para então fechar os parafusos. O corpo de prova é introduzido manualmente na caixa bipartida com a ajuda de um soquete de madeira (Figura 9 (a)). Após

introduzi-lo dentro da caixa bipartida, é necessário posicionar a peça com ranhuras, a pedra porosa e o top cap (Figura 9 (b)) com a esfera metálica que vai receber o carregamento normal do pórtico (Figura 9 (c)). Daí então, posiciona-se a caixa bipartida na prensa de cisalhamento e logo acima o pórtico metálico apoiado na esfera metálica, com o carregamento escolhido para o ensaio. Por último é necessário remover os parafusos para que não exista atrito residual da caixa. A prensa utilizada no ensaio é uma Ronald Top S/A. As (Figura 9 (d))

Figura 9 - Materiais e equipamentos utilizados no Ensaio de cisalhamento direto.

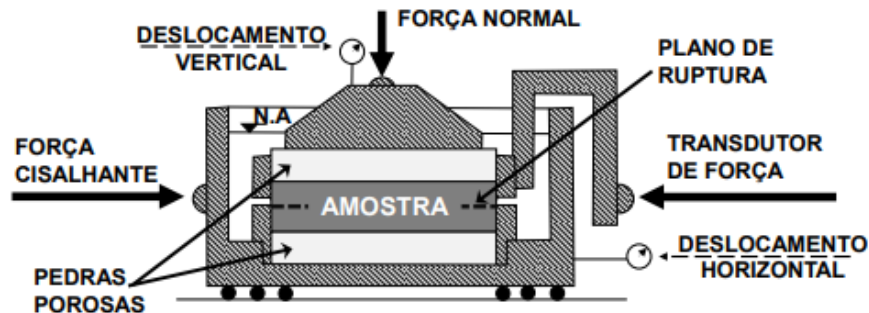


Fonte: autor.

O ensaio laboratorial utilizado neste estudo, baseado no Critério de Mohr-Coulumb para obter parâmetros de resistência do solo, especificamente valores de coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ), essenciais para o cálculo da Resistência de Cisalhamento. Esse ensaio consiste em induzir a amostra a uma tensão normal fixa e depois aplicar uma tensão cisalhante crescente até que

ocorra a ruptura por cisalhamento do solo (Figura 10). Extensômetros de agulha foram usados e as leituras realizadas manualmente.

Figura 10 - Esquema da caixa bipartida.



Fonte: Falcão (2021).

Sobre os corpos de prova foram aplicados três estágios de Força Normal (50, 100 e 200 kPa) para os ensaios com umidade constante e previamente inundado. Nos ensaios onde a inundação foi feita durante o cisalhamento, foram utilizados quatro carregamentos normais distintos (50, 100, 200 e 400 kPa), afim de avaliar a tendência de comportamento da amostra sob essas condições. É necessário esperar para estabilizar a variação de altura ocasionada pela aplicação da carga normal, para depois aplicar a tensão cisalhante até a ruptura do corpo de prova.

Para a determinação dos gráficos deformação horizontal (Δ_h) versus tensão cisalhante (τ), deformação horizontal (Δ_h) versus variação volumétrica (V/V_0) e o gráfico de envoltória de ruptura de cada ensaio foi usado o software Microsoft Excel.

3.2.1 Ensaio de cisalhamento direto com a umidade constante

No ensaio com umidade constante a caixa bipartida foi posicionada na prensa, sendo então aplicado o carregamento normal. Estabeleceu-se um período de 30 minutos para que as deformações devido ao carregamento normal fossem equilibradas. A partir daí era dado início ao ensaio de cisalhamento. O ensaio foi realizado em três estágios de carregamento (50, 100, 200 kPa). Para moldar o corpo de prova para os três ensaios foi usado um anel de 2,055cm de altura e 5,062cm de lado resultando numa área cisalhada de 25,62 cm². Os corpos de provas foram compactados na prensa estática e apresentaram uma massa média de 101,94 g.

3.2.2 Ensaio de cisalhamento direto previamente inundado

No ensaio previamente inundado, com a caixa-bipartida foi montada e posicionada corretamente na prensa em conjunto com o corpo de prova. A inunda  o foi feita de maneira lenta e controlada, sendo estabelecido um tempo de inunda  o de 24h. Após isso era aplicado o carregamento normal. Os corpos de provas foram compactados na prensa est  tica e apresentaram uma massa média de 102,52g. Foram usados anéis com altura de 2,055cm lados de 5,062cm, com uma área cisalhada de 25,62 cm² e volume de 52,65cm. Foram feitos ensaios com três carregamentos normais diferentes (50,100 e 200 kPa).

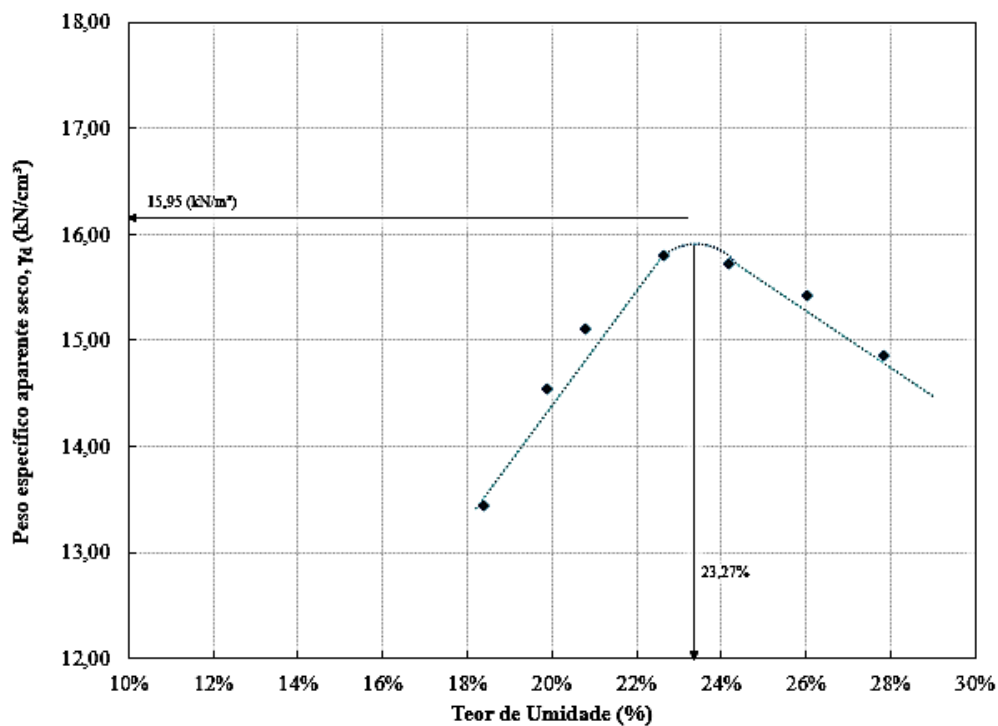
3.2.3 Ensaio cisalhamento direto inundados durante o cisalhamento

No ensaio com inunda  o durante o cisalhamento, a sequência de atividades foi a mesma da umidade constante. Para moldar o corpo de prova para os três ensaios foi usado um anel de 2,055cm de altura e 5,062cm de lado resultando numa área cisalhada de 25,62 cm². A inunda  o foi estabelecida quando o relógio de leitura horizontal marcava 2,20 mm, e foi feita de maneira lenta para que a velocidade de inunda  o fosse constante. As leituras eram feitas manualmente. Foram feitos ensaios com quatro carregamentos normais diferentes (50,100, 200 e 400 kPa).

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A partir de ensaios realizados previamente no grupo de pesquisa da UFSM, foi elaborada a curva de compactação na energia normal do solo para extrair o Peso Específico Aparente Seco Máximo (γ_{dmax}) e a umidade ótima (W_{otm}) (Figura 11). A umidade ótima é a que fornece condições de maior peso específico e será usada nesse estudo, a energia de compactação unitizada foi a energia normal.

Figura 11 - Gráfico da Curva de Compactação do solo em estudo.



Fonte: autor.

Com todos os gráficos deformação horizontal (Δ_h) versus tensão cisalhante (τ) e de deformação horizontal (Δ_h) versus variação volumétrica (V/V_0), e suas devidas envoltórias de resistência, foi possível dar início à análise dos resultados e levantar algumas observações. A Figura 12 apresenta um corpo de prova rompido pela prensa.

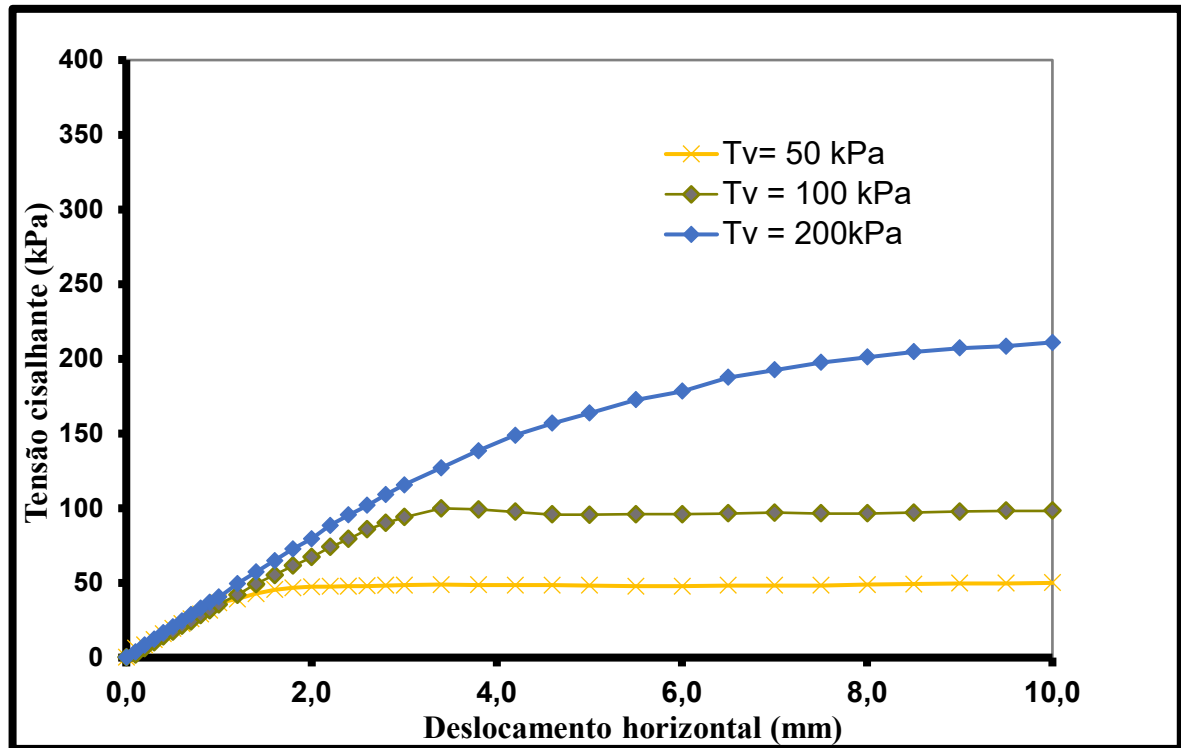
Figura 12 - Corpo de prova rompido.



Fonte: autor.

4.1 RESULTADOS ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO COM A UMIDADE CONSTANTE

A partir dos gráficos obtidos de deformação horizontal (Δ_h) *versus* tensão cisalhante (τ), nota-se que quanto maior o carregamento normal, maior é a tensão cisalhante, isso deve-se ao fato de que o atrito interno das partículas de solo sofrerem uma ampliação com a compressão. Conforme mostrado na Figura 13, na tensão de 50 e 100kPa, temos uma ruptura plástica com uma estabilização de tensão cisalhante até certo ponto de deformação horizontal. Já na tensão de 200 kPa, temos uma resistência de cisalhamento crescente conforme aumenta a deformação horizontal. A Tabela 3 resume os valores de tensão cisalhante obtidos.

Figura 13 - Gráfico deformação horizontal (Δ_h) versus tensão cisalhante (τ) para umidade constante

Fonte: autor.

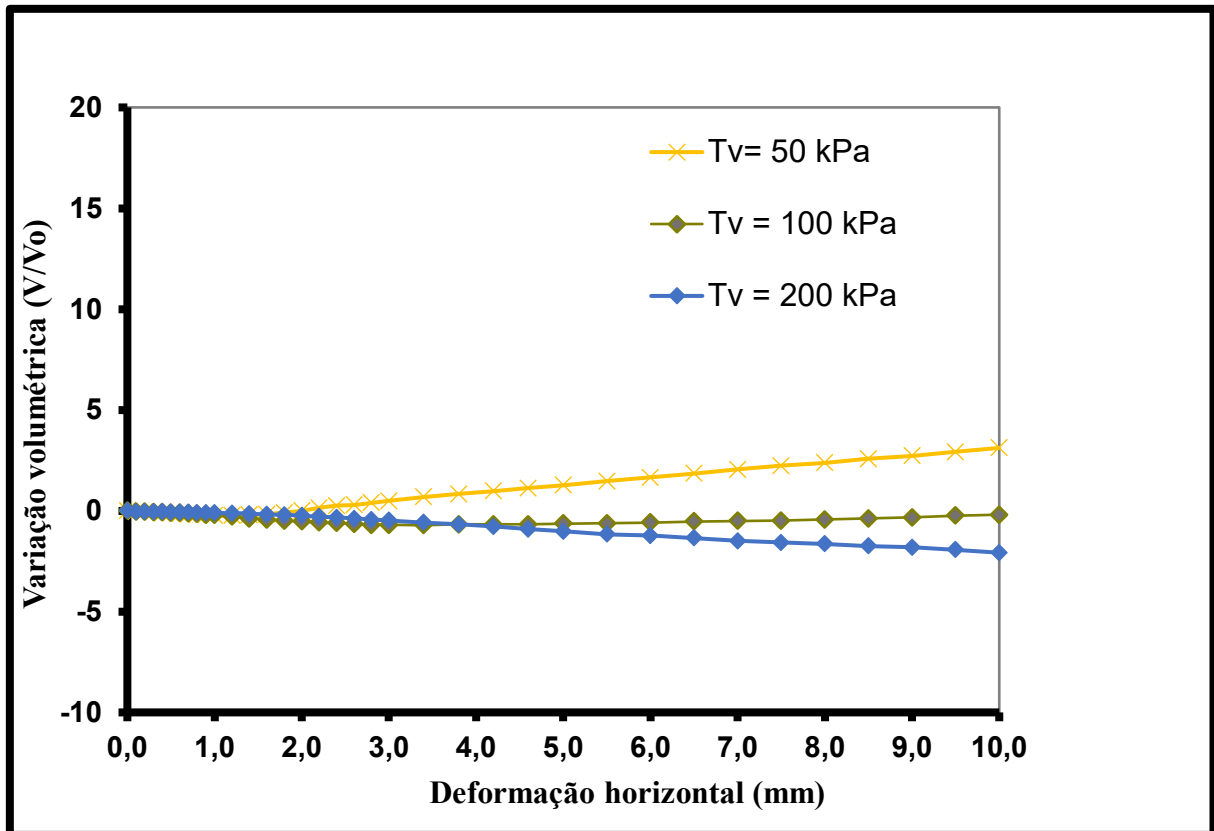
Tabela 3 - Tensões normais e cisalhantes para umidade constante.

Tensão Normal (kPa)	Tensão cisalhante (kPa)
50	50
100	99,9
200	211

Fonte: autor.

Já ao analisar os resultados obtidos nos gráficos é observado comportamentos distintos de variação volumétrica conforme a tensão normal aplicada (Figura 14). Temos valores positivos e negativos de variação volumétrica para a tensão de 50kPa, gerando compressão leve e após uma dilatância, conforme aumenta-se a deformação horizontal. Explica-se o comportamento de dilatação e retração a partir do movimento de partículas do solo que acabam “rolando uma por cima das outras”. Conforme aumenta-se a deformação horizontal no ensaio, gera-se uma leve retração do solo, até o ponto que a deformação horizontal atinge 1,2mm. Após esse ponto, nota-se um comportamento de dilatância que supera a retração, apresentando uma variação volumétrica final positiva.

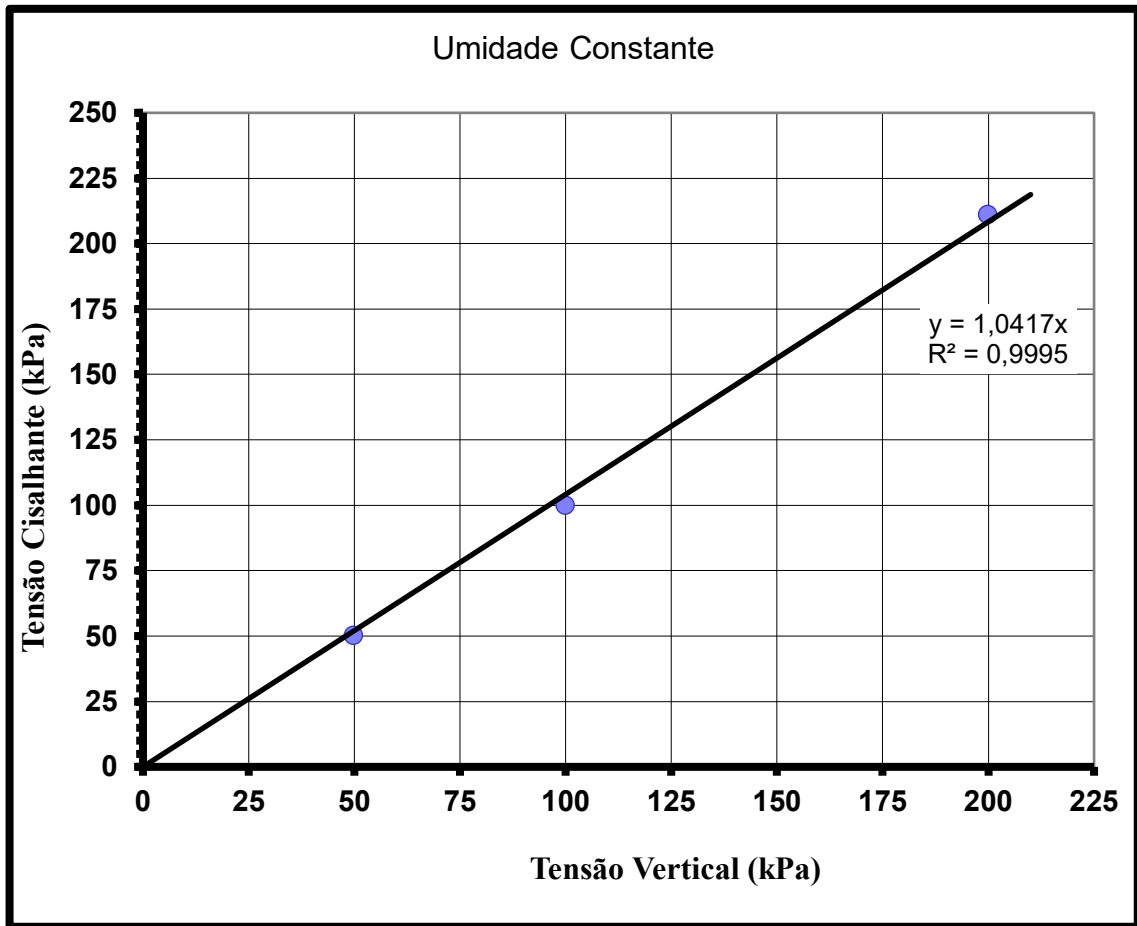
Figura 14 - Gráfico de deformação horizontal (Δ_h) versus variação volumétrica (V/V_0) para umidade constante.



Fonte: autor.

Para tensão normal de 100kPa, temos valores decrescentes para variação volumétrica (V/V_0) até a deformação horizontal atingir 3,4mm. Após esse ponto, afere-se um crescimento de volume, entretanto o crescimento não supera a deformação negativa marcada. Por isso, ao final do ensaio a variação volumétrica é negativa comparando com o volume inicial da amostra. Para tensão normal de 200 kPa, a variação volumétrica sempre é decrescente, evidenciando que conforme maior a tensão normal aplicada, a resposta da estrutura quanto a compressão do solo difere. A Figura 15 apresenta o gráfico de envoltória de resistência. Quanto à envoltória de resistência do solo, a reta de aproximação segue a Equação 4 e teve uma aproximação R^2 de 0,9995.

Figura 15 - Gráfico da envoltória de resistência dos ensaios com umidade constante.



Fonte: autor.

$$y(x) = 1,0417x \quad (4)$$

Cabe ressaltar que a coesão (c) do solo apresentou comportamento divergente pois resultou um valor nulo. O ângulo de atrito interno (ϕ) alcançou $46,17^\circ$. Os resultados são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 - Parâmetros de resistência do ensaio de Cisalhamento Direto umidade constante.

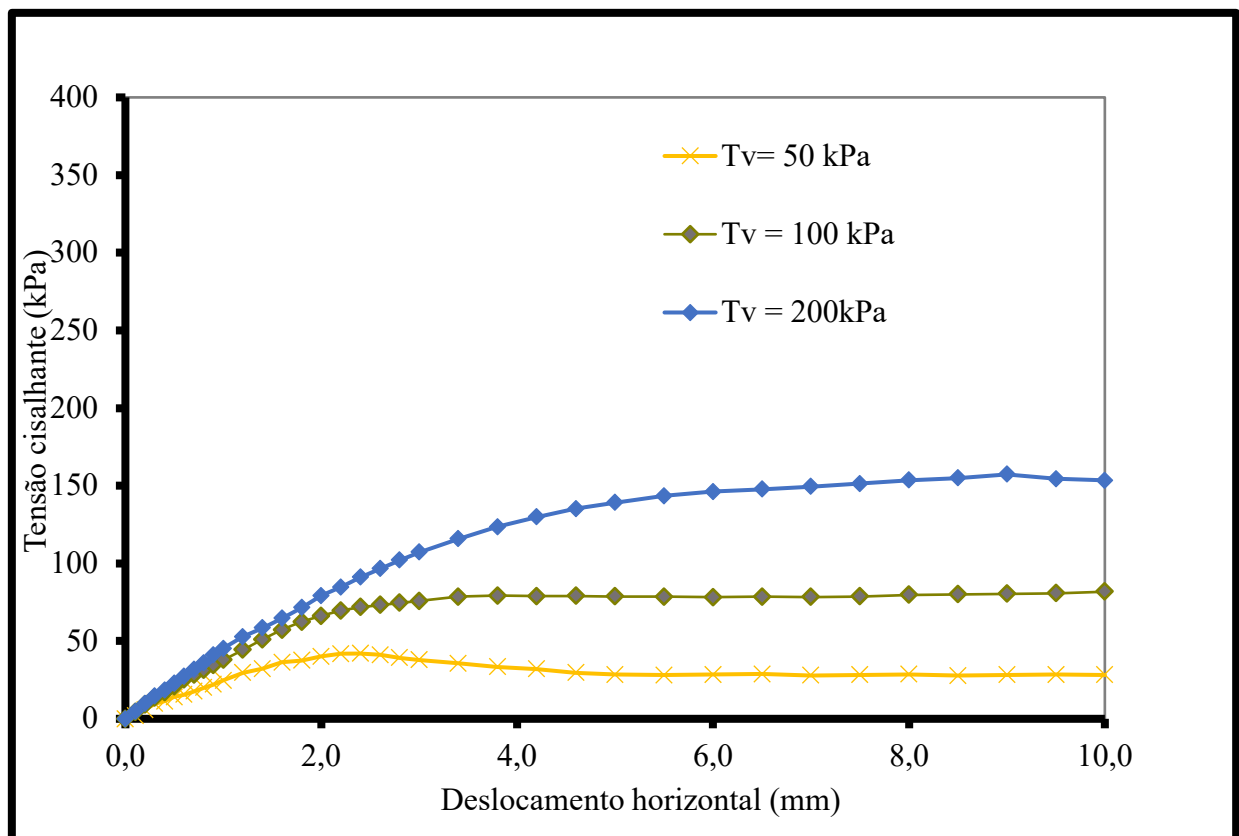
Coesão (c)	Ângulo de atrito (ϕ)
0	$46,17^\circ$

Fonte: autor.

4.2 RESULTADOS ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO INUNDADO PREVIAMENTE

Nota-se que, comparando com os resultados de tensão cisalhante inundado com o ensaio com umidade constante, para a tensão normal de 50kPa, a tensão de cisalhamento teve um decréscimo de 16,00%. Já para tensão normal 100 kPa tivemos uma redução de 18,12% na tensão cisalhante. Por último, o ensaio com tensão normal de 200 kPa resultou num decréscimo de 25,45% na tensão cisalhante (Figura 16). Observa-se que a perda de resistência é maior à medida que aumenta o carregamento normal no solo. A percentagem de perda causada pela inundação é apresentada na Tabela 5.

Figura 16 - Gráfico deformação horizontal (Δ_h) versus tensão cisalhante (τ) inundado previamente.



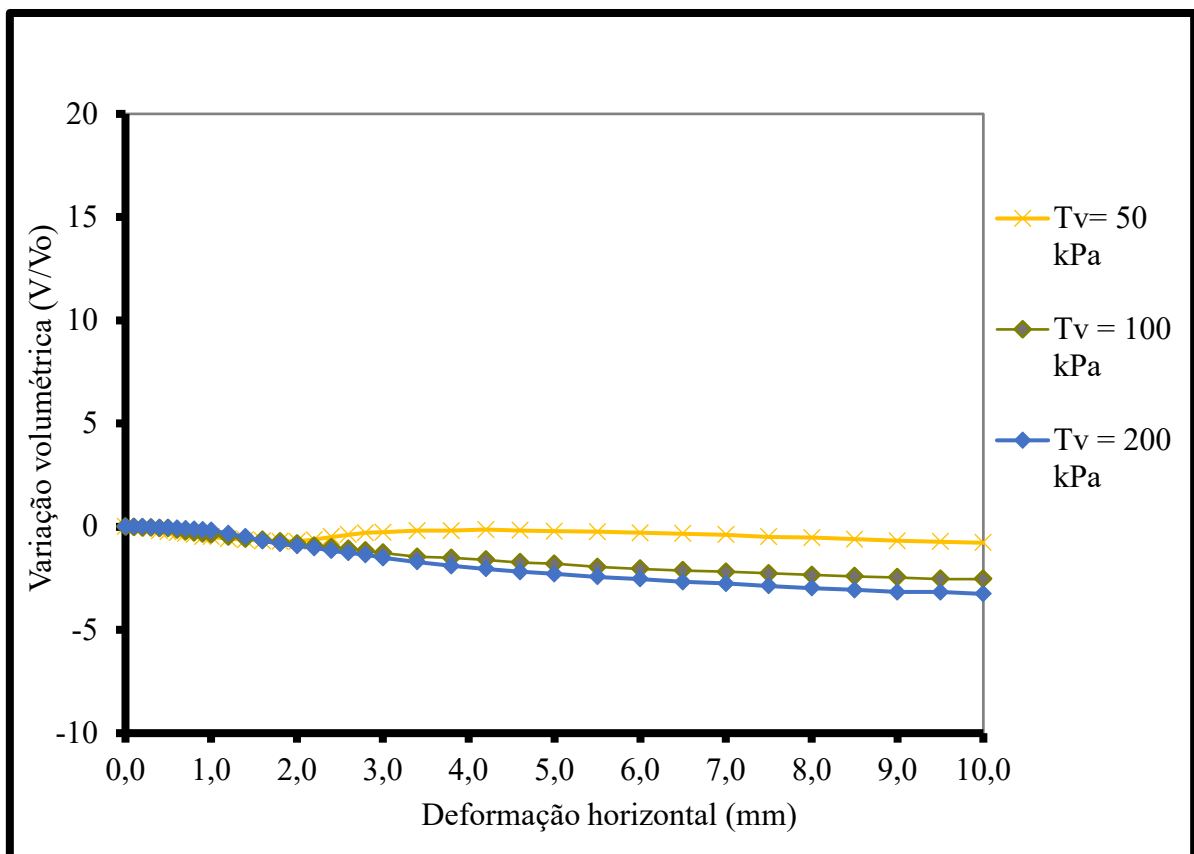
Fonte: autor.

Tabela 5 - Redução de Tensão Cisalhante devido à inundação.

Tensão Normal (kPa)	Tensão cisalhante umidade constante (kPa)	Tensão cisalhante inundado previamente (kPa)	Redução percentual devido à inundação (%)
50	50	42	16,00%
100	99,9	81,8	18,12%
200	211	157,3	25,45%

Fonte: autor.

Na Figura 17, nota-se que todos os corpos de prova apresentaram diminuição de volume após o término no ensaio. O ensaio realizado com o carregamento de 50 kPa apresentou uma leve dilatação, que não superou a diminuição do volume.

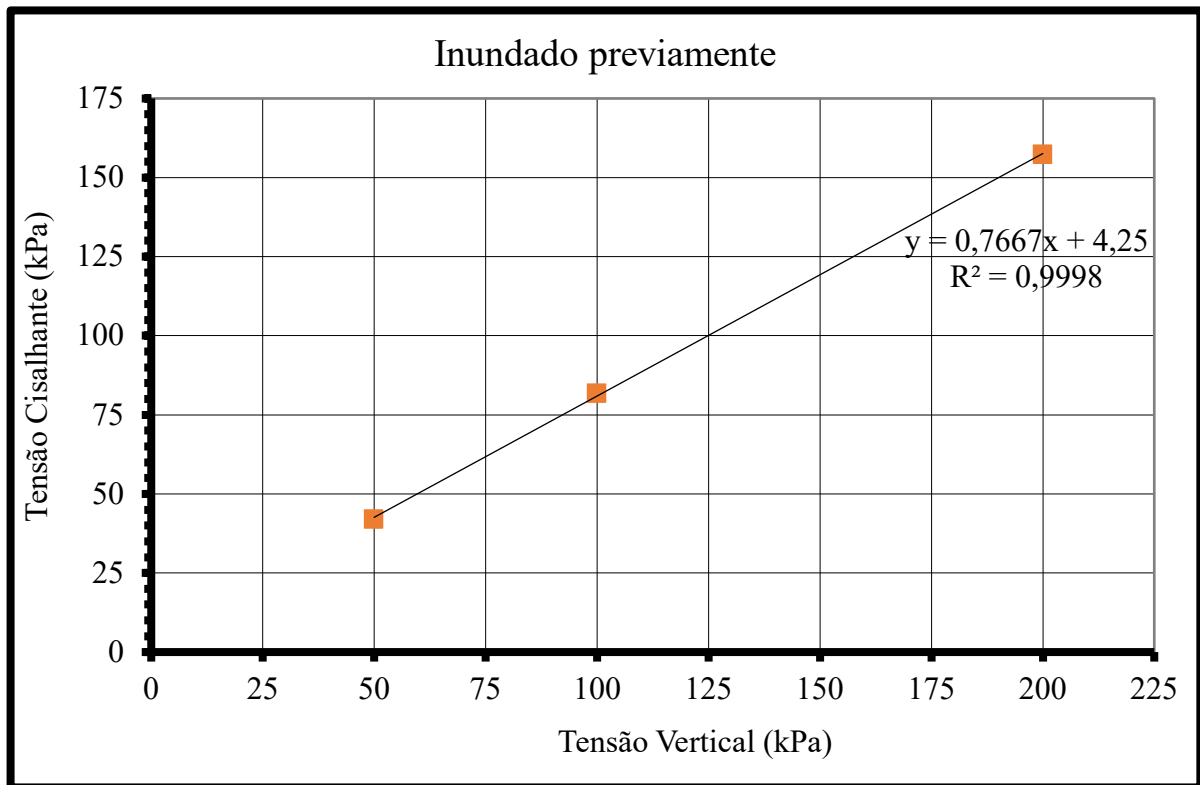
Figura 17 - Gráfico de deformação horizontal (Δ_h) versus variação volumétrica (V/V_0) previamente inundado.

Fonte: autor.

Pela envoltória de resistência (Figura 18), nota-se um aumento na coesão causado pela inundação, porém é lícito afirmar que por mais que a compactação do solo seja realizada na

umidade ótima, a inundação ainda é capaz de reduzir a capacidade de resistência do solo. Os resultados são apresentados na Tabela 6.

Figura 18 - Gráfico da envoltória de resistência para os ensaios inundados previamente.



Fonte: autor.

Nota-se que com a inundação houve um acréscimo de coesão na resistência do solo que era nula com umidade constante. O ângulo de atrito era $46,17^\circ$ com umidade constante, porém com a inundação ele caiu para $37,48^\circ$, apresentando um decréscimo de 18,82%.

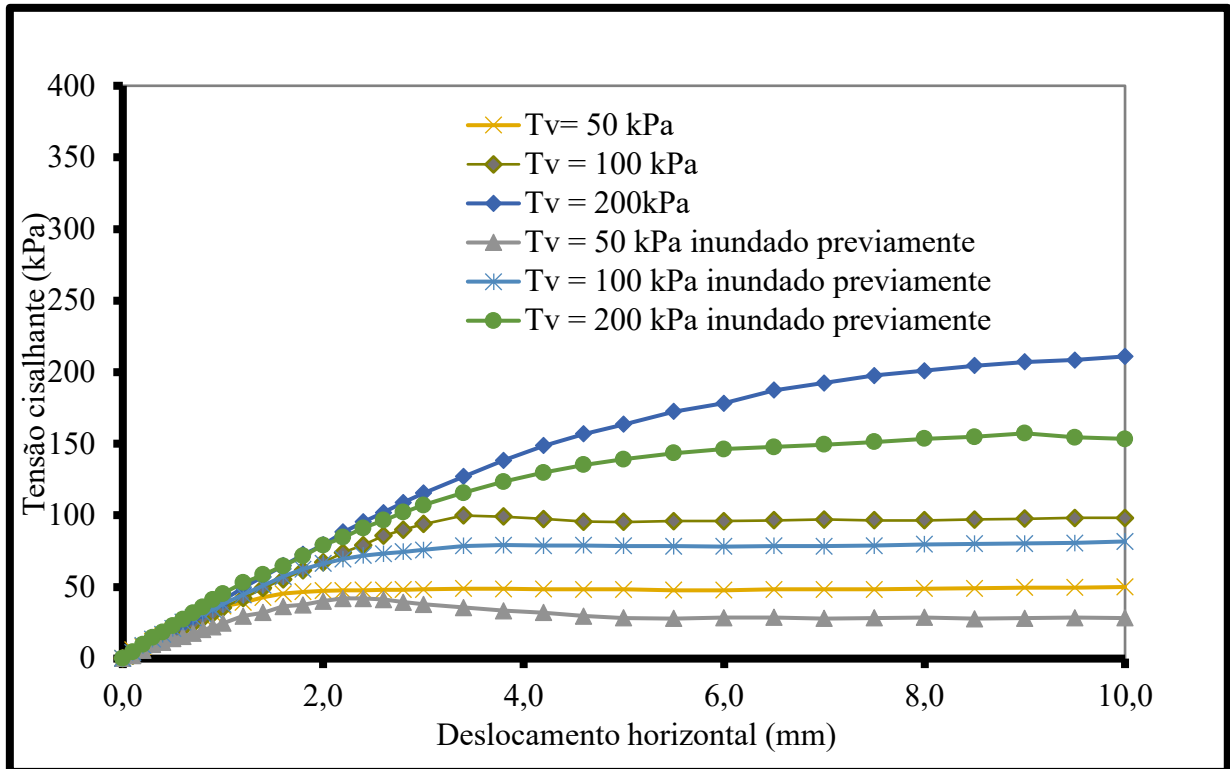
Tabela 6 - Parâmetros de resistência do ensaio de Cisalhamento Direto inundado previamente.

Coesão (c)	Ângulo de atrito (ϕ)
4,25	$37,48^\circ$

Fonte: autor.

Ao analisar as seis curvas provenientes do gráfico $\Delta_h \times \tau$ em conjunto, nota-se que a inundação desencadeia uma queda de Tensão cisalhante nos três estágios de carregamento (Figura 19).

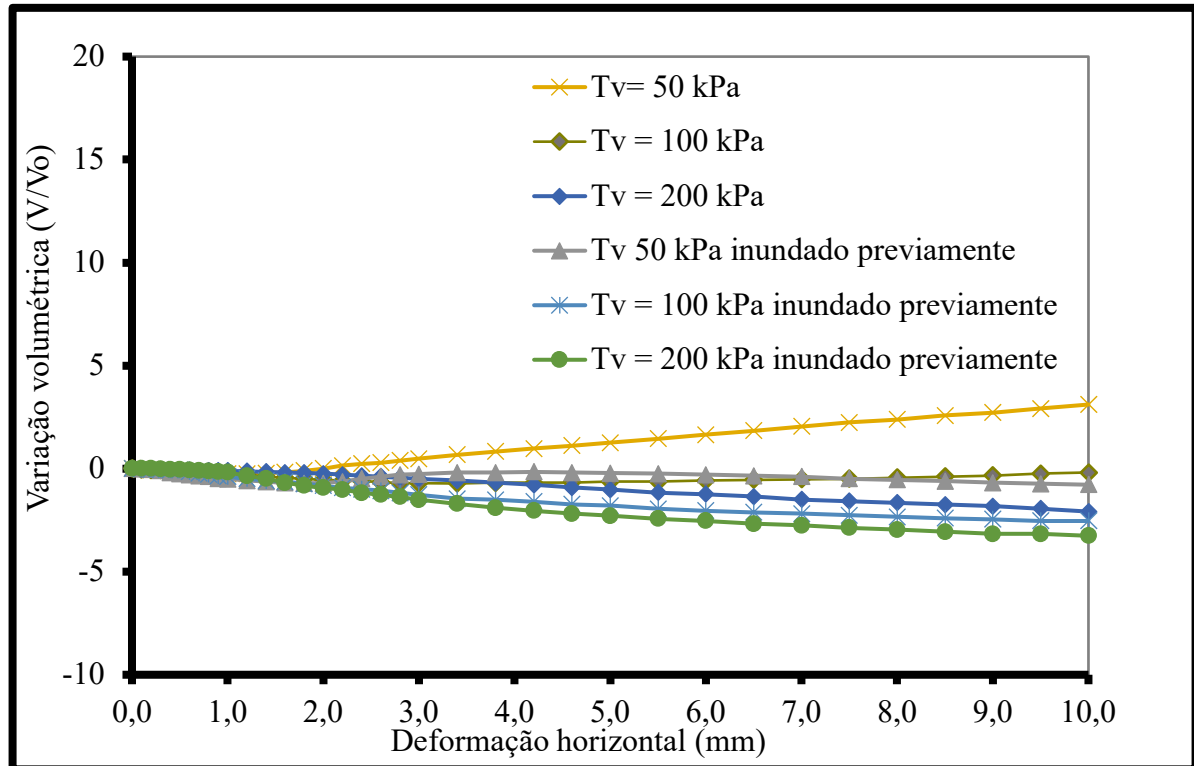
Figura 19 - Curvas deformação horizontal (Δ_h) versus Tensão cisalhante (τ) para as condições umidade constante e inundado previamente.



Fonte: autor.

Na Figura 20 observa-se que a maioria dos corpos de prova apresentaram uma diminuição de volume após o término no ensaio, exceto nas condições de umidade constante, que apresentaram aumento de volume.

Figura 20 - Gráfico de deformação horizontal (Δ_h) versus variação volumétrica (V/V_0) umidade constante e previamente inundado.

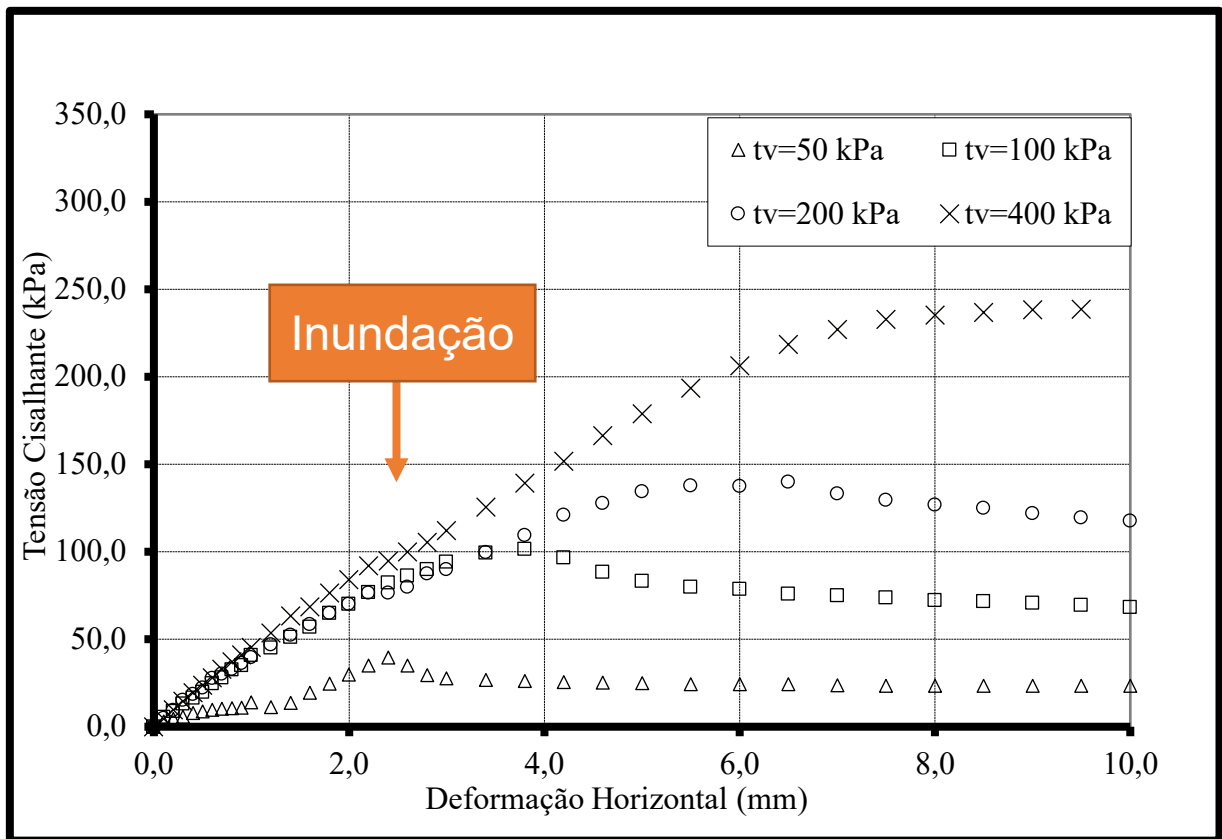


Fonte: autor.

4.3 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO INUNDADO APÓS INÍCIO DO ENSAIO

Na Figura 21 pode ser observado o gráfico de tensão cisalhante versus deformação horizontal para as tensões de 50, 100, 200 e 400 kPa. Salienta-se que o ensaio foi realizado inicialmente na umidade ótima com o peso específico aparente seco obtido na curva de compactação, e foi inundado quando o ensaio apresentou 5% de deformação horizontal. Por conseguinte, ocorre o acréscimo da tensão cisalhante independente da inundação.

Figura 21 - Curvas deformação horizontal (Δh) versus Tensão cisalhante (τ) para ensaio com inundação durante o cisalhamento.

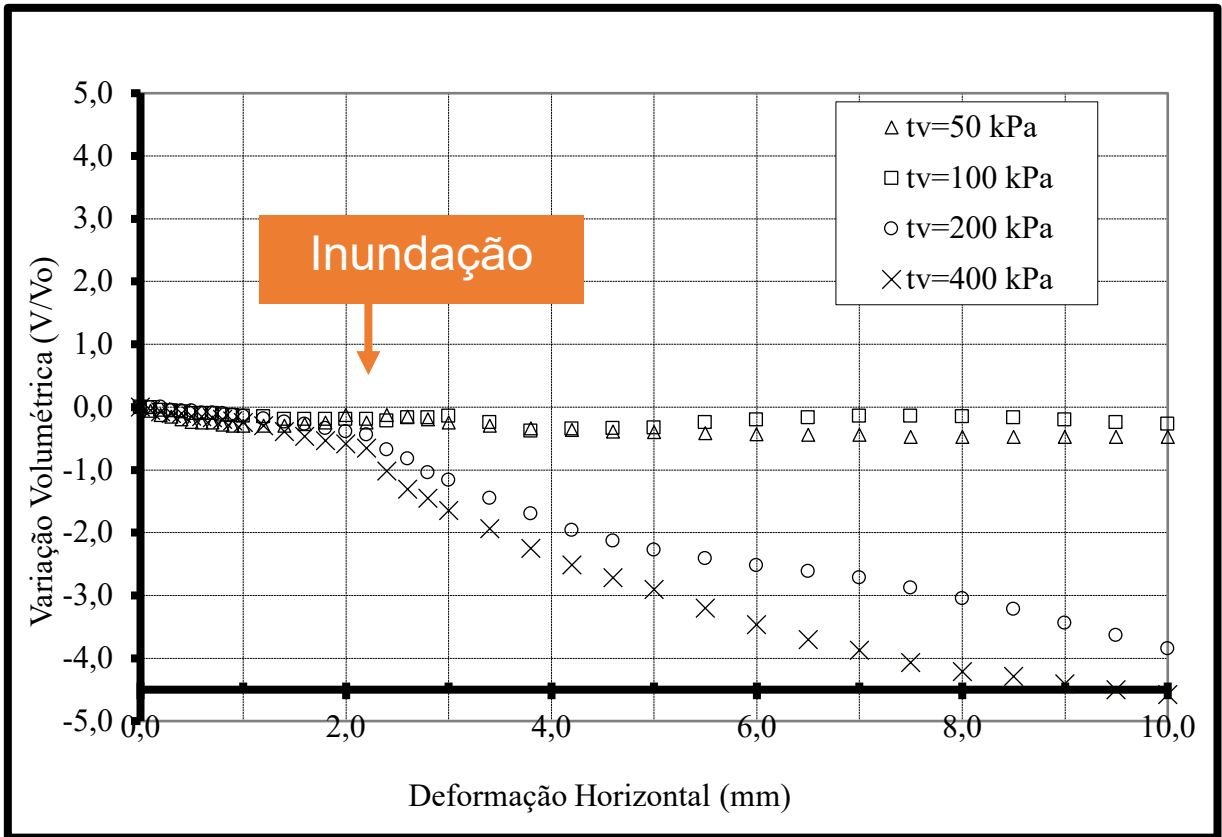


Fonte: autor.

Observando o comportamento das curvas da Figura 21, nota-se que a tensão cisalhante se comporta bem perante a inundação da amostra, alcançando valores de 39,4 kPa para o carregamento normal de 50kPa. Para o carregamento normal de 100 kPa, anotou-se um valor de 101,50 kPa para a tensão cisalhante. Para o carregamento de 200 kPa a tensão cisalhante atingiu 139,70 kPa. Para o carregamento de 400 kPa, a tensão cisalhante chegou a 239,20 kPa.

Na Figura 22 é apresentado o gráfico de variação volumétrica versus deformação horizontal. Apesar de não ocorrer variação na tensão cisalhante, a inundação resulta em uma variação volumétrica significativa, sendo maior para as tensões de 200 e 400 kPa. Para as tensões 50 kPa obtivemos uma variação volumétrica (V/V_0) de -0,5. Para 100 kPa a variação volumétrica foi um pouco menor e atingiu -0,3. Cabe salientar que para os carregamentos acima de 200 kPa tivemos uma redução expressiva do volume da amostra. Para 200 kPa tivemos um salto na variação volumétrica, que atingiu um valor de -3,8. A mesma coisa aconteceu para a tensão de 400 kPa, onde a variação volumétrica atingiu -4,6.

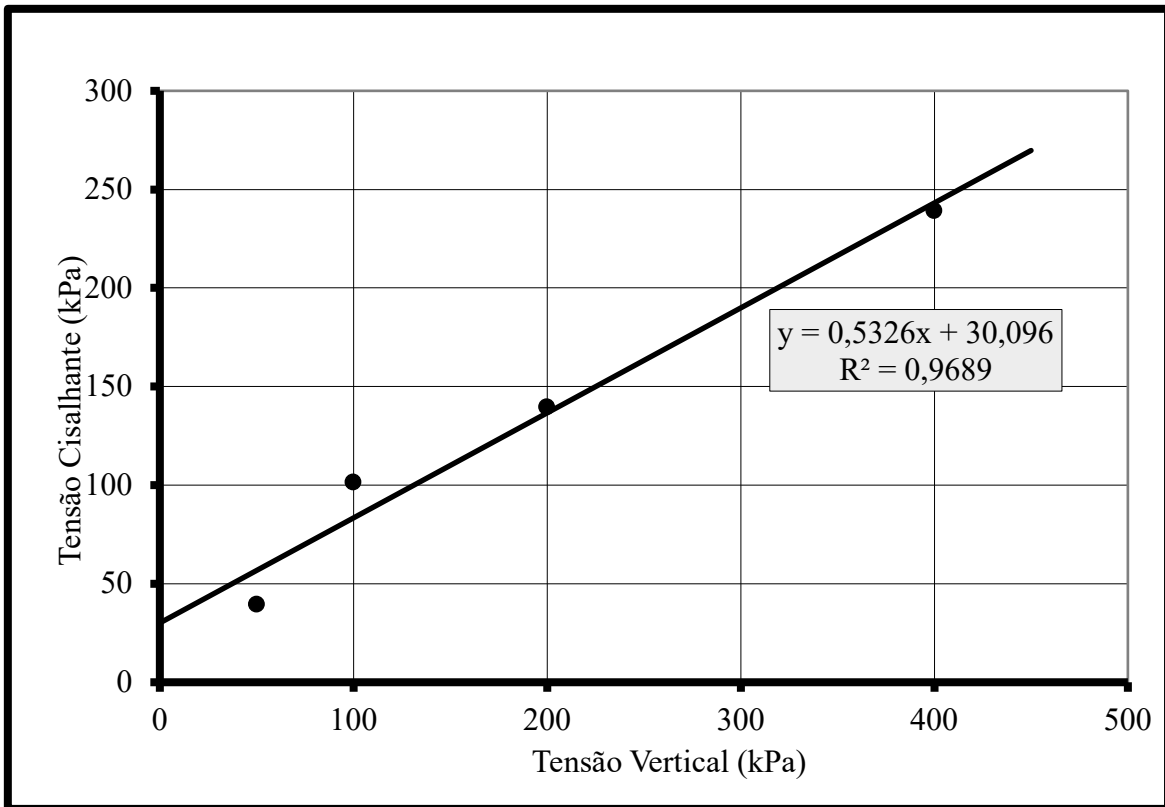
Figura 22 - Gráfico de deformação horizontal (Δh) versus variação volumétrica (V/V_0) para ensaios com inundação durante o cisalhamento.



Fonte: autor.

A Figura 23 apresenta o gráfico da Envoltória de Ruptura para o ensaio com inundação realizada durante o cisalhamento. A Tensão Normal de 50 kPa atingiu uma tensão cisalhante de 39,4 kPa. A Tensão Normal de 100 kPa atingiu uma tensão cisalhante de 101,5 kPa. A Tensão Normal de 200 kPa atingiu uma tensão cisalhante de 139,70 kPa. A Tensão Normal de 400 kPa atingiu uma tensão cisalhante de 239,20 kPa.

Figura 23 - Envoltória de Resistência para os ensaios com inundação durante o cisalhamento.



Fonte: autor.

A Tabela 7 apresenta os pontos do gráfico da Envoltória de Resistência. Os valores de coesão e ângulo de atrito para o ensaio com inundação durante o cisalhamento são apresentados na Tabela 8.

Tabela 7 - Pontos da Envoltória de Resistência para ensaios inundados durante o cisalhamento.

Tensão Normal (kPa)	Ten. Cisalhamento (kPa)
50	39,4
100	101,50
200	139,70
400	239,20

Fonte: autor.

Tabela 8 - Parâmetros de resistência do ensaio de Cisalhamento Direto inundado durante o cisalhamento.

Coesão (c)	Ângulo de atrito (ϕ)
30,096	28,04°

Fonte: autor.

4.4 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DE ESTUDOS ANTERIORES COM O MESMO SOLO COM AMOSTRAS NATURAIS.

Nesse presente estudo, o solo utilizado para realizar os ensaios foi coletado do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica estabelecido na Universidade de Cruz Alta (UNICRUZ), da profundidade de um metro (1,0 m). Os valores obtidos já foram demonstrados. Nesta etapa, será realizada a comparação com os resultados apresentados no estudo realizado por Falcão (2021), com o solo do mesmo local, entretanto com amostras indeformadas em condições naturais e inundadas, da profundidade de dois metros (2,0 m).

4.4.1 Condição de umidade constante

Em primeira abordagem, são apresentados na Tabela 9 os ganhos de resistência ao cisalhamento ao comparar a amostra compactada na umidade ótima e umidade constante com os resultados obtidos nos estudos de Falcão (2021) utilizando ensaio de cisalhamento direto, com amostras indeformadas e umidade natural. Ocorreram ganhos significativos de resistência com a realização da compactação, corroborando a ideias inicial do trabalho de que a compactação seria uma boa aliada para atenuar os problemas de colapso, apresentando um melhoramento de 22,25% para carregamentos de 50kPa, 45,21% para 100 kPa, e incríveis 70,57% para o estágio de 200 kPa de carregamento.

Tabela 9 – Crescimento percentual de resistência ao cisalhamento com a compactação, comparando resultados de Falcão (2021) condição natural com os compactados de umidade constante.

Tensão Normal (kPa)	Tensão cisalhante condição natural Falcão (2021) (kPa)	Tensão cisalhante umidade constante compactado umidade constante (kPa)	Crescimento percentual (%)
50	40,9	50	22,25%
100	68,7	99,9	45,41%
200	123,7	211	70,57%

Fonte: Falcão (2021) e autor.

A coesão no estudo de Falcão (2021) alcançou a casa dos 13,4 kPa, porém foi observado um decréscimo da coesão causado pela compactação do solo, apresentando um valor nulo. Cabe a realização de novos ensaios para investigar tal comportamento, pois não temos parâmetros para estimar o ganho de coesão do solo. Por outro lado, o ângulo de atrito teve um crescimento de 57,04%, o que representa a maioria da resistência final ao cisalhamento (Tabela 10).

Tabela 10 - Comparação com resultados de Falcão (2021) de parâmetros de resistência amostras umidade constante.

Parâmetros	Amostra indeformada umidade natural Falcão (2021)	Amostra deformada compactada umidade constante	Crescimento percentual (%)
Coesão (kPa)	13,4	0	-
Ângulo de atrito (°)	29,4	46,17	57,04%

Fonte: (Falcão, 2021) e autor.

4.4.2 Condição inundado previamente

Em condições inundadas as alterações também são expressivas, atingindo para 50 kPa um ganho significativo de resistência de 90,05%, para 100 kPa o ganho foi de 41,03% e para 200 kPa o ganho foi de 61,83 %, apresentados na Tabela 11. O que mais uma vez corrobora que a compactação é uma alternativa viável e eficiente atenuar os problemas dos solos utilizados nos estudos.

Tabela 11 - Ganho de resistência ao cisalhamento com a compactação da amostra, inundados.

Tensão Normal (kPa)	Tensão cisalhante Inundada amostras indeformadas. Falcão (2021) (kPa)	Tensão cisalhante para condição inundado previamente, compactado na umidade ótima (kPa)	Crescimento percentual (%)
50	22,1	42	90,05%
100	58	81,8	41,03%
200	97,2	157,3	61,83%

Fonte: Falcão (2021) e autor.

Já para parâmetros de resistência como coesão e ângulo de atrito, os valores obtidos nesse estudo e no estudo de Falcão (2021) são apresentados na Tabela 12, para a condição inundada previamente.

Tabela 12 - Comparação de parâmetros de resistência do ensaio inundado previamente com amostras inundadas de Falcão (2021).

Parâmetros	Amostra indeformada Falcão (2021), inundados.	Amostra deformada compactada umidade ótima, inundados previamente.	Crescimento percentual (%)
Coesão (kPa)	2,5	4,25	70,00 %
Ângulo de atrito (°)	25,6	37,48	46,40 %

Fonte: Falcão (2021) e autor.

Observa-se um ganho de coesão de 70,00 %, e ângulo de atrito teve um crescimento de 46,40% do valor inicial. Esses dados mostram que a compactação do solo na umidade ótima é eficiente também quando o solo está inundado.

4.4.3 Condição de inundação durante o cisalhamento

Comparando com os ensaios realizados por Falcão (2021) nas condições de umidade natural, foi constatada um decréscimo na tensão cisalhante com carregamento normal de -

3,80%. Para as outras tivemos bons ganhos, com uma melhora de 47,74% para a tensão de 100 kPa e 12,93% para a tensão de 200 kPa. (Tabela 13)

Tabela 13 - Ganho de resistência ao cisalhamento com a compactação da amostra, umidade constante Falcão (2021) e inundado durante.

Tensão (kPa)	Tensão cisalhante condição natural (kPa), Falcão (2021)	Tensão cisalhante para condição inundado durante, compactado na umidade ótima (kPa)	Crescimento percentual de tensão cisalhante com a compactação na umidade ótima (%)
50	40,9	39,40	-3,80 %
100	68,7	101,50	47,74 %
200	123,7	139,70	12,93 %

Fonte: Falcão (2021) e autor.

Comparando os resultados de coesão e ângulo de atrito com os ensaios umidade constante de Falcão (2021), obteve-se os resultados apresentados na Tabela 14. Observou-se um ganho de 124,55% de coesão e uma diminuição de -4,62 % no ângulo de atrito.

Tabela 14 - Comparação de parâmetros de resistência amostras de umidade constante de Falcão (2021) e inundadas durante o cisalhamento.

Parâmetros	Amostra indeformada umidade natural Falcão (2021), umidade constante	Amostra deformada compactada umidade ótima, inundado durante.	Crescimento percentual (%)
Coesão (kPa)	13,4	30,09	124,55%
Ângulo de atrito (°)	29,4	28,04	- 4,62 %

Fonte: (Falcão, 2021) e autor.

Com os ensaios realizados com condições de inundação durante o cisalhamento, comparando com os resultados de Falcão (2021) obtivemos resultados positivos também para a tensão cisalhante. Para a tensão de 50 kPa tivemos uma melhora de 78,28%. Para 100 kPa aferiu-se uma melhora de 75,00% na tensão cisalhante. Para a tensão normal de 200 kPa, a melhora aferida foi de 43,72 %. (Tabela 15)

Tabela 15 - Ganho de resistência ao cisalhamento com a compactação da amostra, inundado de Falcão (2021) e inundado durante.

Tensão (kPa)	Tensão cisalhante para condição Inundada (kPa), amostras indeformadas. Falcão (2021)	Tensão cisalhante para condição inundado durante o cisalhamento, compactado na umidade ótima (kPa)	Crescimento percentual (%)
50	22,1	39,4	78,28 %
100	58	101,50	75,00 %
200	97,2	139,70	43,72 %

Fonte: Falcão (2021) e autor.

A Tabela 16 apresenta os resultados de coesão e ângulo de atrito com os ensaios inundados de Falcão (2021). Observa-se um ganho de 1103,98% de coesão e uma elevação de 9,53% no ângulo de atrito.

Tabela 16 - Comparação de parâmetros de resistência amostras inundadas Falcão (2021) e inundadas durante.

Parâmetros	Amostra indeformada Falcão (2021), inundados	Amostra deformada compactada umidade ótima, inundados durante.	Crescimento percentual (%)
Coesão (kPa)	2,5	30,096	1103,98 %
Ângulo de atrito (°)	25,6	28,04	9,53 %

Fonte: Falcão (2021) e autor.

5 CONCLUSÃO

O objetivo desse trabalho foi analisar o comportamento do solo com características colapsíveis da cidade de Cruz Alta-RS, utilizando amostras compactadas na energia normal e em três condições distintas (umidade constante, previamente inundado e inundado durante), obtendo indicadores de coesão e ângulo de atrito para as diferentes situações propostas. Com o intuito de avaliar se a técnica de compactação do solo é eficaz para atenuar a queda de suporte contatada nos solos da região, foi feita uma comparação com os resultados encontrados por Falcão (2021), que utilizou amostras indeformadas e realizou ensaios em condições de umidade natural e inundado.

Ao analisar os resultados obtidos é nítida a evolução da capacidade de suporte do solo após eventos de inundação ao comparar a amostra compactada na umidade ótima e umidade constante com os resultados obtidos nos estudos de Falcão (2021) utilizando ensaio de cisalhamento direto, com amostras indeformadas e umidade natural. Os ganhos de resistência foram significativos com a realização da compactação, corroborando a ideia inicial do trabalho de que a compactação seria uma boa aliada no combate dos problemas de colapso, apresentando um melhoramento de 22,25% para carregamentos de 50kPa, 45,21% para 100 kPa, e incríveis 70,57% para o estágio de 200 kPa de carregamento. Já comparando os resultados em condições inundadas os ganhos também são expressivos, atingindo para 50 kPa um ganho de resistência de 90,05%, para 100 kPa o ganho foi de 41,03% e para 200 kPa o ganho foi de 61,83 %. Esses dados mostram que a compactação do solo na energia normal e umidade ótima é eficiente também quando inundada. Cabe salientar que os ensaios realizados com inundação durante o cisalhamento também mostraram resultados satisfatórios, demonstrando pouca mudança da tensão cisalhante em relação aos ensaios anteriores, mas apresentando uma variação volumétrica significativa para os carregamentos acima de 200 kPa.

Portanto, o objetivo de avaliar a influência da compactação como medida mitigatória perante a perda de resistência ao cisalhamento do solo foi alcançado e o método de compactação proposto mostrou-se eficaz para os solos da cidade de Cruz Alta, apresentando-se como alternativa de baixo custo e viável para ser utilizada nas construções futuras da região que possui o mesmo tipo de solo, indo ao encontro do objetivo final desse trabalho, que era avaliar a eficácia da compactação como medida mitigatória para os efeitos do colapso.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.

Como sugestão para realização de novas pesquisas que pretendam abordar o mesmo tema discutido nesse trabalho, lista-se algumas sugestões.

- Fazer os ensaios com carregamentos ainda maiores na casa dos 400 kPa;
- Realizar os ensaios com a compactação 2% e 4% acima da umidade ótima.
- Realizar os ensaios a com a compactação 2% e 4% abaixo da umidade ótima.
- Realizar os ensaios com secagem prévia e medir o potencial de colapso por meio do ensaio.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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 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.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7250**: Identificação e Descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos, Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604**: Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas, Rio de Janeiro, 2016.

BASMA A. A.; TUNCER E. R. Evaluation and Control of Collapsible Soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, v. 118, n. 10, p. 1491–1504, 1992.

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.

- CINTRA, J. C. A. **Fundações em solos colapsíveis**. 1 ed. São Carlos: Projeto Reenge, 1998.
- FAGUNDES, L. S. **Avaliação da Resistência ao Cisalhamento de um Solo Tropical não saturado**. 2014. 102 p. Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Bauru, 2014.
- 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
- FEUERHARMEL, C. **Estudo da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica de solos coluvionares não saturados da formação Serra Geral**. 2007. 332 p. Tese de Doutorado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2007.
- FERREIRA, S. R. M. **Colapso e Expansão em Solos Naturais não Saturados devido à Inundação**. 1995. Tese de Doutorado - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1995.
- FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. Stress State Variables for Unsaturated Soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 103, n. 5, p. 447–466, 1977.
- FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. The shear strength of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 15, n. 3, p. 313-321, 1 ago. 1978.
- FUTAI, M. M. **Análise de ensaios edométricos com sucção controlada em solos colapsíveis**. 1997. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro/COPPE, Rio de Janeiro, 1997.
- GONÇALVES, R. L. **Estudo do comportamento de estacas apiloadas em solo colapsível da região de Londrina/PR**. 2006. 121 p. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2006.

GUTIERREZ, N. H. M. **Influências de aspectos estruturais no colapso dos solos do Norte do Paraná.** 2005. 325p. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005. 26p-51p.

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. **A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure.** 1975. In: PROCEEDINGS OF THE 6TH REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. 1975.

MASUTTI, G. C. **Comportamento à compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em campo experimental na cidade de Cruz Alta/RS.** 2020. 119 p. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2020.

MEDERO, G. M.; SCHNAID, F.; GEHLING, W. Y. Oedometer Behavior of an Artificial Cemented Highly Collapsible Soil. **Journal Of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [S.L.], v. 135, n. 6, p. 840-843, jun. 2009.

MEDERO, M. G., SCHNAID F. GEHLING W. Y.Y. Análise do comportamento mecânico de um material colapsível. In: 4º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, 4, 2001, Porto Alegre/ RS. **Anais...** Porto Alegre/RS: ABMS, 2001, pp-235-255.

MENDONÇA, M. B. **Comportamento de Solos Colapsíveis da Região de Bom Jesus da Lapa – Bahia.** 1990. 270p. Dissertação de Mestrado, COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990. p.11

MILITITSKY, J.; DIAS, R. D. Shallow foundations in lateritic soils. In: FIFTH INTERNATIONAL CONGRESS, 1986, Buenos Aires. **Anais...** Buenos Aires: International Association of Engineering Geology, 1986. p.1491-1504.

SILVEIRA, I. A. **Estudo da colapsibilidade em função das condições de compactação de um solo arenoso não saturado.** 2019. 72 p. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia, Bauru. 2019.

SOARES, F. V. P. **Previsão de recalques por colapso de sapatas assentes em solo natural e compactado**. 2018. 170p. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia, Bauru. 2018.

SOUZA NETO, J.B. **Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso)**. 2004. 432p. Tese de doutorado, COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2004.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. 2a edição ed. São Paulo: Mc Graw-Hill do Brasil, 1978.

VARGAS, M. Structurally unstable soils in southern Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8, 1973, Moscow **Anais...** Moscow: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1973. p. 239-246.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, R. A. Collapse behavior of soil in a Brazilian region affected by a rising water table. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 48, n. 2, p. 226–233, 2011.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, R. A. Revisiting Classical Methods to Identify Collapsible Soils. **São Paulo**, p. 14, 2015.