



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Paulo Henrique Garcia

**Estudo do comportamento de misturas caulim-bentonita para
utilização em ensaios de cisalhamento a grandes deformações**

Florianópolis

2019

Paulo Henrique Garcia

**Estudo do comportamento de misturas caulim-bentonita para
utilização em ensaios de cisalhamento a grandes deformações**

Trabalho Conclusão do Curso de Graduação
em Engenharia Civil do Centro Tecnológico
da Universidade Federal de Santa Catarina
como requisito para a obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil
Orientadora: Prof^a. Gracieli Dienstmann, Dr.

Florianópolis
2019

Ficha de identificação da obra elaborada

Garcia, Paulo Henrique

Estudo do comportamento de misturas caulim-bentonita para utilização em ensaios de cisalhamento a grandes deformações / Paulo Henrique Garcia; orientadora, Gracieli Dienstmann, 2019.

96 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2019.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Misturas caulim-bentonita. 3. Caracterização. 4. Cisalhamento direto. 5. Fator de segurança. I. Dienstmann, Gracieli. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil.
III. Título.

Paulo Henrique Garcia

**Estudo do comportamento de misturas caulim-bentonita para
utilização em ensaios de cisalhamento a grandes deformações**

Este Trabalho Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil

Local, 29 de novembro de 2019

Prof^a. Luciana Rohde, Dr.
Coordenadora do curso

Banca examinadora:

Prof^a. Gracieli Dienstmann, Dr.
Orientadora
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof^o. Orlando Martini de Oliveira, Dr.
Avaliador
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng. Civil Vicente Mafra
Avaliador

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais pela oportunidade que me deram de poder estudar e pelo sustento e suporte necessário para que essa conquista se realizasse.

Aos meus colegas de curso, que ingressaram no curso junto a mim, pelos momentos necessários de descontração, onde vínculos sociais foram fortalecidos e amizades formadas das formas mais improváveis.

Em especial, agradeço pela amizade e companheirismo do meu grande amigo Anthony, que desde o início traçamos essa jornada lado a lado, enfrentamos dificuldades e superamos cada etapa sempre nos apoiando, colaborando, torcendo e comemorando as conquistas que tivemos.

Aos meus veteranos pelo conhecimento passado a mim e que nunca se negaram a me ajudar quando solicitado.

Agradeço minha família do coração que generosamente me acolheu e me proporciona a cada dia momentos inesquecíveis. Vocês moram no meu coração hoje e sempre.

Agradeço aos que torceram por mim e que sempre me incentivaram a seguir em frente, batalhando pelos meus sonhos, motivando-me a querer sempre mais e que sempre me lembraram que sou capaz.

RESUMO

Toda porção de solo está em constante movimentação, sejam elas por fatores naturais e ou provocados pela ação humana, que podem vir a ocorrer ou agravar rupturas já existentes. Para que se possa analisar a ruptura de um solo, estima-se um fator de segurança e através dele pode-se garantir ou não a sua estabilidade. O solo utilizado para o estudo dessa pesquisa foi produzido artificialmente em laboratório, confeccionado a partir da mistura caulim-bentonita, na proporção de material seco, de 80% e 20%, respectivamente. Propõe-se a adição de bentonita na mistura devido às suas propriedades expansivas quando em contato com água e o caulim, por ser um argilomineral que se apresenta relativamente estável na presença d'água. Para determinar as propriedades físicas da mistura, foram realizados ensaios de umidade higroscópica, densidade dos grãos, de plasticidade e liquidez, com auxílio de equipamentos disponíveis no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Após caracterizada a amostra, foram moldados corpos de prova e realizados ensaios de cisalhamento direto. Duas técnicas de moldagem foram testadas: espatulamento e carregamento prévio. Os ensaios de cisalhamento direto foram executados com reversão, ou seja, após o primeiro deslocamento da caixa, a amostra foi descarregada e deslocada até a origem, sequencialmente procedeu-se novo carregamento e cisalhamento da amostra. Quando possível foram realizados 4 ciclos de cisalhamento em cada amostra, visando caracterizar o cisalhamento a deslocamentos maiores. Um talude fictício de inclinação X:Y foi utilizado na análise. Para ambos os métodos de moldagem do corpo de prova foram realizadas análises de estabilidade no programa GeoStudio para que se obtivesse o fator de segurança mais desfavorável para o talude fictício tanto para as tensões de pico, quanto pós-pico. Foi possível observar que, apesar de não ter sido caracterizado um comportamento residual, os diferentes métodos de moldagem resultaram em resultados ligeiramente distintos. Portanto, após os ensaios de caracterização e cisalhamento direto, essa pesquisa resultou em desenvolver um estudo aplicado à uma mistura de solo produzido artificialmente em laboratório.

Palavras-chave: Misturas caulim-bentonita. Caracterização. Cisalhamento Direto. Fator de Segurança.

ABSTRACT

Every portion of the soil is in constant modification, whether due to natural factors or caused by human action, which may occur or aggravate existing failure mechanisms. In order to analyze a failure mechanism, a safety factor is estimated and through it can be guaranteed or not its stability. The soil used for the study was artificially produced from a kaolin-bentonite mixture, in the proportion of dry material, of 80% and 20%, respectively. The addition of bentonite to the mixture is proposed due to its expansive properties when in contact with water, and kaolin was used, as it is a relatively stable clay mineral in the presence of water. To determine the physical properties of the mixture, hygroscopic moisture, grain density, plasticity and liquidity tests were performed using equipment available at the Laboratory of Soil Mechanics (LMS) of the Federal University of Santa Catarina (UFSC). After characterization, specimens were molded and direct shear tests were performed. Two molding techniques were tested: spatulation and preload. The direct shear tests were performed with reversal cycles, that is, after the first displacement of the box, the sample was unloaded and shifted to the origin, sequentially loaded and shear. When possible 4 shear cycles were performed in each sample, aiming to characterize the shear at larger displacements. A fictitious slope was created with X: Y inclination and used in a stability analysis. For both specimen molding methods, stability analyzes were performed in the GeoStudio program to obtain the most unfavorable safety factor using parameters obtained in peak and post-peak stresses. It was observed that, although no residual behavior was characterized, the different molding methods resulted in slightly different results. Therefore, after the characterization and direct shear tests, this research resulted in the development of a study applied to an artificially produced soil mixture in the laboratory.

Keywords: Kaolin-Bentonite Blends. Description. Shear Direct. Security Factor.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Unidades cristalográficas fundamentais (adaptado Caputo, 1988)	19
Figura 2 - Argilominerais formados a partir da associação das unidades cristalográficas (Adaptado Caputo, 1988)	20
Figura 3 - Proporção da mistura seca caulim-bentonita – A: Bentonita. B: Caulim (Acervo pessoal)	28
Figura 4 - Equipamentos usados no ensaio de picnômetro.....	31
Figura 5 – Aparelho automático de Casagrande e cinzel para solos argilosos (acervo pessoal).....	33
Figura 6 - Aparelhagem para execução do ensaio de Limite de liquidez (acervo pessoal).....	34
Figura 7 - Calibração do aparelho de Casagrande (acervo pessoal)	35
Figura 8 - Linha de escoamento (CAPUTO, 1988).....	36
Figura 9 - Ensaio Limite de Plasticidade (CAPUTO, 1988)	37
Figura 10 - Aparelhagem para execução do ensaio de Limite de plasticidade (acervo pessoal).....	38
Figura 11 - Esquema geral do ensaio de cisalhamento direto (Lodi, 2007).....	41
Figura 12 - Equipamento para ensaio de cisalhamento direto (acervo pessoal)	41
Figura 13 - Caixa metálica bipartida e seus componentes (acervo pessoal).....	42
Figura 14 - Método de espatulamento (acervo pessoal)	43
Figura 15 – Método de carregamento prévio (A) Cilindro de compactação (B) espaçadores metálicos.....	43
Figura 16 - Cravação e arrasamento da amostra	44
Figura 17 - Derivação do tempo até a falha da curva de consolidação (Adaptado de Head, 1982).....	45
Figura 18 - Critério de ruptura Mohr-Coulomb (Adaptado de Das, 2012).....	48
Figura 19 - Teor de umidade (%) x número de golpes	52
Figura 20 - Consolidação Estágio 01 (espatulamento).....	54
Figura 21 - Tensão de cisalhamento x Deformação horizontal (espatulamento).....	55
Figura 22 - Deformação vertical x Deformação horizontal (Estágio 01 – Espatulamento)	57
Figura 23 - Consolidação (Estágio 02 – Espatulamento)	58

Figura 24 - Tensão de cisalhamento x Deformação horizontal (Estágio 02 – Espatulamento)	59
Figura 25 - Deformação vertical x Deformação horizontal.....	60
Figura 26 - Perda de material no Estágio 02	61
Figura 27 - Consolidação (Estágio 03 – Espatulamento)	62
Figura 28 - Tensão de cisalhamento x Deformação horizontal (Estágio 03 – Espatulamento)	63
Figura 29 - Deformação vertical x Deformação horizontal (Estágio – Espatulamento)	64
Figura 30 - Perda de material no Estágio 03 - Espatulamento	65
Figura 31 - Envoltórias da resistência da tensão de pico e pós pico (Espatulamento)	66
Figura 32 – Consolidação (Estágio 01 – Carregamento prévio).....	68
Figura 33 - Tensão de cisalhamento x Deformação horizontal (Estágio 01 – Carregamento prévio)	69
Figura 34 - Deformação vertical x Deformação horizontal (Estágio 01 – Carregamento prévio)	71
Figura 35 - Perda de material na Ida 01 no Carregamento prévio.....	71
Figura 36 – Consolidação (Estágio 02 – Carregamento prévio).....	72
Figura 37 - Tensão de cisalhamento x Deformação horizontal (Estágio 02 – Carregamento prévio)	73
Figura 38 - Deformação vertical x Deformação horizontal (Estágio 02 – Carregamento prévio)	74
Figura 39 – Consolidação (Estágio 03 – Carregamento prévio).....	75
Figura 40 - Tensão de cisalhamento x Deformação horizontal (Estágio 03 – Carregamento prévio)	76
Figura 41 - Deformação vertical x Deformação horizontal (Estágio 03 – Carregamento prévio)	77
Figura 42 - Envoltórias da resistência da tensão de pico e pós-pico (Carregamento prévio)	79
Figura 43 - Comparativo da fase de consolidação entre os métodos de moldagem no Estágio 01	80
Figura 44 - Comparativo das idas entre os métodos de moldagem no Estágio 01...81	

Figura 45 - Comparativo dos deslocamentos entre os métodos de moldagem no Estágio 01	82
Figura 46 - Comparativo da fase de consolidação entre os métodos de moldagem no Estágio 02	83
Figura 47 - Comparativo das idas entre os métodos de moldagem no Estágio 02...	83
Figura 48 - Comparativo dos deslocamentos entre os métodos de moldagem no Estágio 02	84
Figura 49 - Comparativo da fase de consolidação entre os métodos de moldagem no Estágio 03	85
Figura 50 - Comparativo das idas entre os métodos de moldagem no Estágio 03...	86
Figura 51 - Comparativo dos deslocamentos entre os métodos de moldagem no Estágio 03	87
Figura 52 - Fator de segurança para tensão de pico da moldagem por espatulamento	88
Figura 53 - Fator de segurança para tensão pós-pico da moldagem por espatulamento	89
Figura 54 - Fator de segurança para tensão de pico da moldagem por Carregamento prévio	90
Figura 55 - Fator de segurança para tensão de pico da moldagem por Carregamento prévio	90

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Massa específica real dos grãos para diferentes proporções de mistura	27
Tabela 2 - Limites de Atterberg para diferentes proporções de mistura	27
Tabela 3 - Peso específico dos minerais	30
Tabela 4 - Intervalos dos IP	40
Tabela 5 - Resultado ensaio de Limite de liquidez.....	51
Tabela 6 - Resultado ensaio de Limite de plasticidade.....	53
Tabela 7 - Massa específica das amostras para a moldagem com espatulamento..	54
Tabela 8 - Tensões de cisalhamento (Estágio 01 – Espatulamento)	56
Tabela 9 - Valores obtidos para a Deformação horizontal e Tempo para ruptura (Estágio 01 – Espatulamento)	56
Tabela 10 - Deformação vertical (Estágio 01 – Espatulamento).....	57
Tabela 11 - Tensões de cisalhamento (Estágio 02 – Espatulamento)	59
Tabela 12 - Valores obtidos para a Deformação horizontal e Tempo para ruptura...	60
Tabela 13 - Deformação vertical (Estágio 02 – Espatulamento).....	61
Tabela 14 - Tensões de cisalhamento (Estágio 03 - Espatulamento).....	63
Tabela 15 - Valores obtidos para a Deformação horizontal e Tempo para ruptura...	64
Tabela 16 - Deformação vertical (Estágio 03 – Espatulamento).....	65
Tabela 17 - Resumo Tensões pós-pico de cisalhamento	66
Tabela 18 - Ângulo de atrito (ϕ) e Coesão (c') - Espatulamento	67
Tabela 19 - Massa específica das amostras para a moldagem com	67
Tabela 20 - Tensões de cisalhamento (Estágio 01 – Carregamento prévio)	70
Tabela 21 - Valores obtidos para a Deformação horizontal e Tempo para ruptura...	70
Tabela 22 - Deformação vertical (Estágio 01 - Carregamento prévio)	72
Tabela 23 - Tensões de cisalhamento (Estágio 02 – Carregamento prévio)	74
Tabela 24 - Tensões de cisalhamento (Estágio 03 – Carregamento prévio)	76
Tabela 25 - Valores obtidos para a Deformação horizontal e Tempo para ruptura...	77
Tabela 26 - Deformação vertical (Estágio 03 – Carregamento prévio)	78
Tabela 27 - Resumo Tensões cisalhantes pós pico.....	78
Tabela 28 - Ângulo de atrito (ϕ) e Coesão (c')	79
Tabela 29 – Comparativo do Ângulo de atrito (ϕ') e Coesão (c')	87
Tabela 30 - Comparativo do Fator de segurança entre os métodos de moldagem e suas diferentes tensões cisalhantes.....	91

LISTA DE ABREVIATURA E SIGLAS

ANM - Agência Nacional de Mineração

DNIT - Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes

DNPM - Departamento Nacional de Produção Mineral

FS - Fator de Segurança

IP - Índice de Plasticidade

LL - Limite de Liquidez

LMS - Laboratório de Mecânica dos Solos

LP - Limite de Plasticidade

NBR - Norma Brasileira

UFSC - Universidade Federal de Santa Catarina

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	16
1.1. Objetivos	17
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1. Mineralogia das argilas	18
2.2. Argilominerais	18
2.3. Plasticidade dos solos.....	21
2.3.1. Teor de umidade.....	21
2.4. Compressibilidade e adensamento do solo.....	22
2.5. Cisalhamento do solo.....	24
2.6. Solos estudados.....	24
2.6.1. Caulim	24
2.6.2. Bentonita	25
2.6.3. Misturas caulim bentonita	26
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	28
3.1. Mistura caulim-bentonita	28
3.2. Ensaio de caracterização	28
3.2.1. Umidade natural (higroscópica).....	29
3.2.2. Densidade relativa dos grãos	29
3.2.2.1. Ensaio de massa específica das partículas sólidas	30
3.2.3. Limite de Liquidez (LL)	33
3.2.4. Limite de Plasticidade (LP).....	37
3.2.5. Índice de Plasticidade (IP).....	39
3.3. Ensaio de cisalhamento direto	40
3.3.4. Coeficiente de adensamento (c_v).....	45
3.3.7. Análise de Estabilidade	49
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	51

4.1. Umidade higroscópica	51
4.2. Densidade relativa dos grãos	51
4.3. Limite de liquidez (LL)	51
4.4. Limite de plasticidade (LP)	52
4.5. Índice de plasticidade (IP)	53
4.6. Cisalhamento direto	54
4.6.1. Procedimento de moldagem com espatulamento	54
4.6.1.1. Estágio 01	54
4.6.1.2. Estágio 02	57
4.6.1.3. Estágio 03	62
4.6.1.4. Envoltória de resistência	65
4.6.2. Procedimento de moldagem com carregamento prévio	67
4.6.2.1. Estágio 01	67
4.6.2.2. Estágio 02	72
4.6.2.3. Estágio 03	75
4.6.2.4. Envoltória de resistência	78
4.6.3. Comparativo entre os métodos de moldagem	79
4.6.3.1. Estágio 01	80
4.6.3.2. Estágio 02	82
4.6.3.3. Estágio 03	85
4.6.3.4. Envoltória de resistência	87
4.7. Análise de estabilidade - Fator de segurança (FS)	88
4.7.1. Espatulamento	88
4.7.2. Carregamento prévio	89
4.7.3. Comparativo do FS entre os métodos de moldagem	91
5. CONCLUSÃO	92
REFERÊNCIAS	94

1. INTRODUÇÃO

Toda porção de solo está em constante alteração, independentemente de sua composição mineralógica ou região em que se encontra, sejam elas por fatores naturais (intemperismo, precipitação intensa, terremotos) e ou provocados pela ação humana (escavações, desmatamento, mineração, por exemplo). As alterações na estrutura do solo estão intrinsecamente ligadas com as possíveis rupturas que podem vir a ocorrer ou agravar rupturas já existentes (Das, 2012).

Para que se possa analisar a ruptura de um solo, estima-se um fator de segurança para determinadas situações. Através da realização de uma série de estudos e ensaios de campo e laboratoriais, pode-se caracterizar uma amostra desse solo.

Quando se deseja avaliar o comportamento de uma amostra de solo submetido a grandes deformações, a adaptação do ensaio de cisalhamento direto para a execução de múltiplas reversões ou o ensaio de cisalhamento por torção (*ring shear*) podem ser utilizados. Sendo este último considerado o mais adequado para estudar os mecanismos atuantes na ruptura, pois permite a continuidade dos deslocamentos no solo, sendo mantida constante a seção da amostra.

Nos ensaios laboratoriais, para a caracterização dos solos, necessita-se uma preparação cautelosa das amostras e ensaios bem executados. Para isso, torna-se fundamental a implementação de metodologias de ensaios e uma caracterização geotécnica de qualidade, a fim de garantir resultados consistentes e representativos do modelo real (Caputo, 1988).

O solo utilizado durante essa pesquisa foi produzido artificialmente em laboratório, confeccionado a partir da mistura de caulim e bentonita na proporção de material seco de 80% e 20%, respectivamente. Propõe-se a adição de bentonita na mistura devido às suas propriedades expansivas por absorção de água e o caulim, por ser um argilomineral que se apresenta relativamente estável na presença d'água.

Para determinar os índices físicos da mistura caulim-bentonita, foram realizados ensaios de umidade higroscópica, densidade dos grãos, limite de plasticidade e liquidez. Após caracterizada a amostra, foram moldados corpos de prova e realizados ensaios de cisalhamento direto. Duas técnicas de moldagem foram testadas: espatulamento e carregamento prévio, a serem detalhadas ao longo desta pesquisa. Todos os ensaios de cisalhamento direto foram executados com reversão,

ou seja, após o primeiro deslocamento da caixa, a amostra foi descarregada e deslocada até a origem, sequencialmente procedeu-se novo carregamento. Foram realizados 4 ciclos de carga em cada amostra, visando caracterizar o cisalhamento a deslocamentos maiores. Os ensaios foram realizados com auxílio de equipamentos disponíveis no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Portanto, a pesquisa resultará em desenvolvimento de tecnologia aplicada a ensaios geotécnicos de laboratório, contribuindo para o desenvolvimento da área.

1.1. Objetivos

Esta pesquisa tem por objetivo avaliar a resposta de uma mistura de caulim e bentonita submetida ao ensaio de cisalhamento direto com múltipla reversão.

Quanto aos objetivos específicos da pesquisa, são eles:

- Planejamento da mistura e preparação das amostras para a execução de ensaios de caracterização de índices físicos, como umidade higroscópica, densidade relativa dos grãos, limites de plasticidade e obtenção dos parâmetros de compressibilidade;
- Analisar o comportamento geotécnico de argilas artificiais, confeccionadas em laboratório através da execução de ensaios de cisalhamento direto com múltipla reversão;
- Analisar a influência da técnica de moldagem e utilizar os parâmetros obtidos desta análise em previsões de estabilidade.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Mineralogia das argilas

Segundo Santos (1989), as argilas fazem parte dos mais diversos tipos de solos e são de grande importância na formação destes, podendo ser encontradas em seu estado puro ou combinada a outros minerais.

O termo argilomineral é usado para caracterizar materiais que são o resultado do intemperismo, físico e químico, sofrido pelas rochas, depositando-se como sedimentos fluviais, marinhos, lacustres ou eólicos (SANTOS, 1989). As principais argilas industriais, isto é, argilas que existem em quantidades economicamente suficientes para a exploração industrial, são: caulim; *ball-clay*; *fire-clay*; bentonita; terra de *fuller* e argilas para finalidades diversas (SANTOS, 1989).

De acordo com Caputo (1988), apesar de não possuírem estrutura atômica definida, as argilas são formadas, entre outros elementos, por minerais cristalinos de pequenas proporções, chamados argilominerais, dentre os quais distinguem-se três grupos principais: caolinitas, morilonitas e ilitas.

2.2. Argilominerais

Os argilominerais, em sua grande maioria, são de característica cristalina e formado por silicatos de alumínio, que desenvolvem certa plasticidade quando misturados à uma quantidade limitada de água (DAS, 2012; SANTOS, 1989).

Argilominerais ainda podem conter outros minerais, tais como: magnésio, ferro, cálcio e potássio. São hidrófilos, ou seja, possuem propriedade polar, conferindo-lhes qualidade plástica (propriedade de um material úmido sofrer deformação sem romper quando aplicada uma dada tensão) (SANTOS 1989; TEIXEIRA-NETO, E; TEIXEIRANETO, A, 2009).

Basicamente, a diferença entre os tipos de argilominerais está na estrutura atômica e nas substituições iônicas que podem ocorrer. As particularidades de cada grupo de argilominerais ajudam a determinar uma melhor aplicação tecnológica para o material e a entender seu comportamento durante a sua sinterização. Duas argilas podem diferir tanto por sua composição mineralógica (qualitativa e quantitativa), quanto pelas demais propriedades químicas, físicas, mecânicas e tecnológicas.

Caracterizar uma argila, é conhecer a variabilidade de suas propriedades (SANTOS, 1989).

As estruturas atômicas dos argilominerais são formadas por unidades cristalográficas fundamentais, que derivam da combinação dos átomos formando lâminas, são elas: a unidade de sílica tetraédrica e a unidade octaédrica de alumina (Figura 1). A lâmina de tetraedro de sílica (Figura 1A) consiste em um átomo de silício rodeado equidistante por quatro átomos de oxigênio e a lâmina de octaedro de alumina (Figura 1B) é representada por um átomo de alumínio no centro envolto por seis de oxigênio (CAPUTO, 1988 e DAS, 2012).

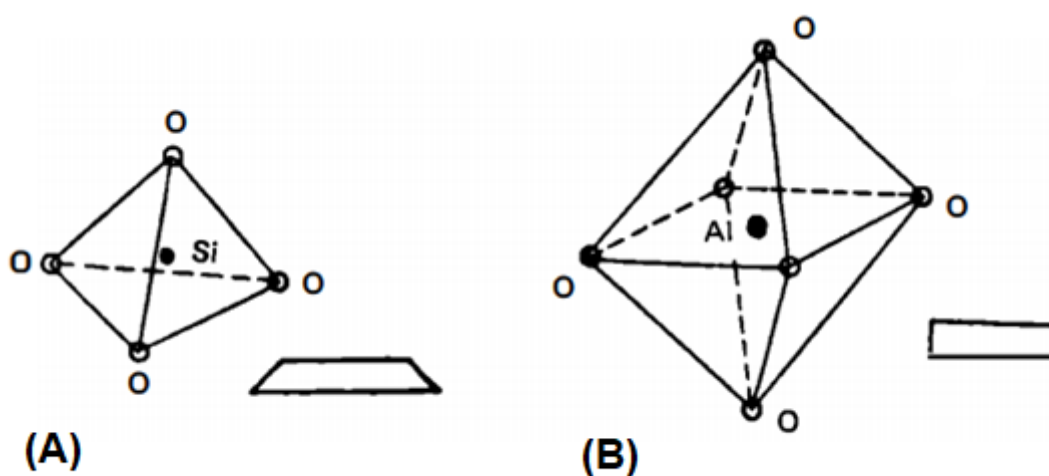


Figura 1 - Unidades cristalográficas fundamentais (adaptado Caputo, 1988)

As estruturas atômicas dos argilominerais podem se combinar nas proporções de 1:1 ou 2:1, resultando em materiais distintos e com propriedades intrínsecas a cada um. As forças de ligação entre as camadas, assim como o tipo de ligação, interferem diretamente na capacidade de absorção de água pelo argilomineral (CAPUTO, 1988). As associações das lâminas podem formar diferentes tipos de argilominerais. A Figura 2 traz a estrutura dos principais argilominerais já citados.

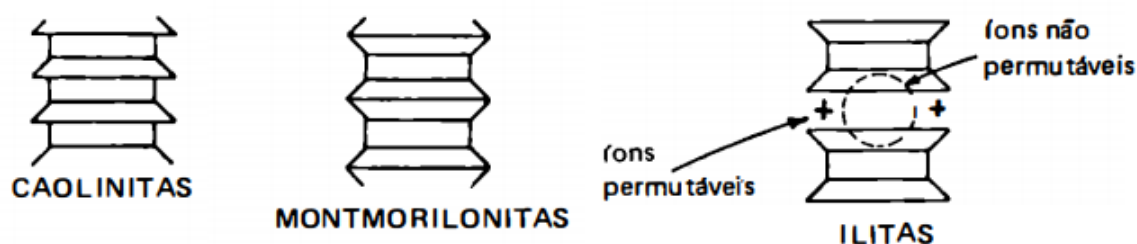


Figura 2 - Argilominerais formados a partir da associação das unidades cristalográficas (Adaptado Caputo, 1988)

Segundo Caputo (1988), as caolinitas possuem diâmetros entre 0,00005 e 0,002 mm e são formadas pela combinação de repetidas camadas de unidades das lâminas de silício e alumínio, que se unem alternadamente (estrutura 1:1), conferindo-lhes uma estrutura rígida. As ligações entre as camadas da caolinitas são por pontes de hidrogênio, que são suficientemente fortes para evitarem a penetração da água entre as unidades estruturais. Essa combinação de lâminas dá as argilas caoliníticas estabilidade na presença d'água, apresentando pouco aumento de volume, difícil dispersão na água e baixa plasticidade (DAS, 2012).

Também chamada de hidromica, a ilita possui diâmetro médio variando entre 0,0001 e 0,0003 mm e consiste em uma lâmina de alumínio ligada a duas lâminas de sílica (estrutura 2:1), uma na parte inferior e outra na superior. As ligações entre as camadas de ilita são por íons de potássio, os quais são responsáveis por tornar esse material pouco expansivo na presença de água (CAPUTO, 1988 e DAS, 2012).

A montmorilonita tem uma estrutura semelhante à da ilita, ou seja, as lâminas estão na proporção 2:1, contudo os íons de potássio não estão presentes entre as camadas, como na ilita, as ligações entre as camadas desse argilomineral não são suficientemente fortes para impedir a passagem de água e uma grande quantidade de água é atraída para os espaços entre as camadas. Tendo a entrada de água facilitada entre as camadas estruturais, as montmorilonitas são de fácil dispersão na água, grande expansão, alta plasticidade e instabilidade. (CAPUTO, 1988 e DAS, 2012).

A argila é a fração do solo, cujas partículas apresentam um diâmetro inferior a 0,002 mm (NBR 7250) e que, em contato com a água, adquire plasticidade. A fração argila, no entanto, não é constituída só de partículas que apresentam plasticidade, os minerais como o quartzo e o feldspato não desenvolvem misturas plásticas (CAPUTO, 1988).

2.3. Plasticidade dos solos

Plasticidade é a propriedade do solo que, a certa umidade, tem de se deformar, permanentemente, pela aplicação de uma força e de manter essa deformação quando a força aplicada é retirada, não sofrendo ruptura, fissuramento ou variação de volume considerável (SANTOS, 1989).

Segundo Caputo (1988), a relação tensão-deformação nos permite fazer correlações a respeito do comportamento plástico dos solos. Se diz elástico um corpo que pode recuperar sua forma e o volume iniciais quando cessada a ação das forças externas que o deformava e plástico, quando não recupera as características que tinha antes de aplicada a tensão que o deformou.

Define-se plasticidade em argilas como sendo a resultante de forças de atração entre partículas de argilominerias e a ação lubrificante da água entre as partículas anisométricas lamelares, desenvolvendo-se quando tem-se água suficiente para cobrir toda a superfície acessível dos argilominerais. Logo pode-se dizer que o teor de umidade possui papel fundamental não apenas para separar as partículas de argilominerais, variando as forças de atração-repulsão, mas também conferem plasticidade ao material (SANTOS, 1989).

O teor de umidade pode dividir os solos em quatro estados básicos: sólido, semissólido, plástico e líquido. No ponto de transição do estado semissólido para o estado plástico é conhecido como Limite de Plasticidade (LP), e do estado plástico para o líquido, Limite de Liquidez (LL). Esses parâmetros são conhecidos como Limites de Atterberg (DAS, 2012).

Para determinar a capacidade de plasticidade dos solos que serão estudados, se utilizará os Limites de Atterberg, determinados de acordo com as normas brasileiras, sendo o Limite de Liquidez (LL) segundo as recomendações a NBR 6459/84, o Limite de Plasticidade (LP) de acordo com a NBR 7180/84, e o Índice de Plasticidade (IP) conforme NBR 7180/84.

2.3.1. Teor de umidade

A equação (2.1), define a umidade (h) de um solo como sendo a razão entre o peso da água contida num certo volume de solo e o peso da parte sólida existente nesse mesmo volume (CAPUTO, 1988 e DAS, 2012).

$$h\% = \frac{P_a}{P_s} \times 100\% \quad (2.1)$$

onde,

$h\%$ = teor de umidade;

P_a = peso da água contida no solo; e

P_s = peso do solo seco

Basta determinar o peso da amostra no seu estado natural (razão pela qual a amostra a examinar não deve perder a umidade) e o peso após completa secagem em uma estufa a 105°C ou 110°C (DAS, 2012). O peso d'água, contida no solo, pode ser determinado após a secagem do solo subtraindo-se o peso do solo seco pelo solo úmido.

Um elevado teor de umidade no solo implica numa menor resistência da interação entre as partículas que o estabilizam. As propriedades de resistência e compressibilidade do solo são diretamente influenciadas pelas variações na combinação geométrica das partículas (SANTOS, 1989).

2.4. Compressibilidade e adensamento do solo

Uma das principais causas de recalque do solo, ou seja, a diminuição do seu volume sob a ação de cargas aplicadas, é aquela que se refere à compressibilidade de uma camada de solo, saturada e confinada lateralmente. Tal situação condiciona os chamados recalques por adensamento (CAPUTO, 1988).

Segundo Das (2012), em geral, o recalque do solo pode ser dividido em três categorias:

- Recalque elástico (imediate): causa deformação elástica sem alterar o teor de umidade do solo;
- Recalque por adensamento primário: a água que ocupa os espaços vazios é expulsa, causando mudanças de volume de solos coesivos saturados;
- Recalque por compressão secundária: quando um solo coesivo saturado está sob tensão efetiva constante, ocorre o ajuste plástico.

Para Terzaghi (1936) apud Pinto (2006), a teoria que trata do adensamento dos solos baseia-se em princípios fundamentais que caracterizam o solo, considera-se, portanto que:

- O solo é totalmente saturado, ou seja, os espaços vazios (poros) estão completamente preenchidos com água;
- A compressão ocorre de maneira unidimensional;
- O fluxo de água é nortado pela lei de Darcy e se comporta de forma unidimensional na camada de solo;
- O solo possui características homogêneas;
- As propriedades do solo se mantêm constante durante todo o período de adensamento;
- O índice de vazios (e) varia com o logaritmo da tensão efetiva ($\log \sigma'$) durante o processo de adensamento.

Segundo Das (2012), a drenagem nos poros dos solos arenosos é concluída imediatamente, sendo acompanhada por uma redução do volume do material, resultando em um recalque instantâneo. Em função dessa condição, o recalque elástico e o recalque por adensamento ocorrem simultaneamente.

Para argila saturada compressível, o recalque elástico ocorre imediatamente. Como a condutividade hidráulica da argila é significativamente menor que da areia, o excesso de poropressão da água gerado pela carga gradativamente se dissipa durante um longo período. Portanto, o adensamento na argila depende da variável do tempo e pode ser muitas vezes maior que o recalque elástico (DAS, 2012).

De acordo com Das (2012), quando há um aumento de tensões o solo tem suas camadas comprimidas. Essa compressão pode ser causada por deformação das partículas de solo; deslocamento das partículas de solo; e expulsão da água ou do ar dos espaços vazios.

Segundo Caputo (1988), após a exposição às cargas que causam o adensamento do solo, o mesmo deve ser capaz de conservar sua estabilidade, dando resistência ao cisalhamento, evitando que a massa entre em colapso e se rompa.

2.5. Cisalhamento do solo

A resistência ao cisalhamento de uma porção de solo é aquela medida internamente, levando em conta sua área unitária capaz de oferecer suporte para resistir a rupturas e deslizamentos ao longo de qualquer plano em seu interior. A resistência ao cisalhamento leva em conta a capacidade de carga que o solo suporta, estabilidade de taludes e pressão lateral em estruturas de contenção de terra (DAS, 2012).

De acordo com Das (2012), há vários métodos de laboratório disponíveis atualmente para se determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento, são eles:

- Cisalhamento direto
- Triaxial
- Cisalhamento simples
- Triaxial de deformação plana, e
- Cisalhamento anular ou *ring shear*.

Segundo Das (2012), os ensaios de cisalhamento direto e triaxial são as duas técnicas normalmente utilizadas para determinação de parâmetros da resistência ao cisalhamento. Para essa pesquisa, será aplicado o ensaio de cisalhamento direto.

2.6. Solos estudados

2.6.1. Caulim

De acordo com o Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM, 2009), caulim é um argilomineral, de fácil obtenção nacionalmente, formada por um grupo de silicatos alumínio hidratados, principalmente caulinita e haloisita. Podem conter outras substâncias sob forma de impurezas, como: areia, quartzo, palhetas de mica, grãos de feldspato, óxidos de ferro e titânio, etc.

Os caulins são o produto resultante da ação do intemperismo ou hidrotérmica sobre rochas feldspáticas; os que se encontram in situ, isto é, no lugar em que estava a rocha original são chamados “residuais” ou “primários”, apesar de serem produtos de decomposição de rochas e conter grandes quantidades de restos da rocha matriz, tais como, quartzo, mica e feldspato (Prasad *et. al*, 1991 e Santos, 1989).

Caulim é um argilomineral industrial de características especiais, como destacam DNPM (2009) e Luz e Damasceno (1993), são elas:

- Quimicamente inerte em uma ampla faixa de pH;
- Apresenta ótimo poder de cobertura quando usado como pigmento ou como extensor em aplicações de cobertura e carga;
- É macio e pouco abrasivo;
- Possui baixas condutividades térmica e elétrica
- Baixo teor de ferro;
- Cores próximas ao branco; e
- Seu custo é mais baixo que a maioria dos materiais similares.

O DNPM (2009) menciona que as principais aplicações desse argilomineral são como agentes:

- De enchimento *filler* no preparo de papel; e
- De cobertura *coating* para papel *couché* e na composição das pastas cerâmicas.

Em menor escala o caulim é usado na fabricação de materiais refratários, plásticos, borrachas, tintas, adesivos, cimentos, inseticidas, pesticidas, produtos alimentares e farmacêuticos, catalisadores, absorventes, dentífricos, clarificantes, fertilizantes, gesso, auxiliares de filtração, cosméticos, produtos químicos, detergentes e abrasivos, além de cargas e enchimentos para diversas finalidades (DNPM, 2009).

O DNPM (2009) destaca o Brasil como o segundo maior depósito de caulinita no mundo (28%), sendo que os principais depósitos do país estão nos estados do Pará, Amazonas e Amapá. O maior consumo dos caulins nos países industrializados estrangeiros é na indústria de papel, borracha e cerâmica. No Brasil, o maior uso de caulins é ainda na cerâmica (SANTOS, 1989).

2.6.2. Bentonita

Agência Nacional de Mineração - ANM (2004), caracteriza a bentonita como sendo o termo genérico de uma argila composta, predominantemente, pelo

argilomineral montmorilonita (55-70%) e originária, mais frequentemente, das alterações de cinzas vulcânicas.

As bentonitas possuem em sua estrutura mineralógica partículas muito finas, com elevada carga superficial, alta capacidade de troca catiônica, elevada área superficial e inchamento quando em presença d'água. Por possuírem tais características, esse argilomineral é usado em diversos segmentos industriais (LUCKHAM e ROSSI, 1999).

De uma maneira geral, existem dois tipos de bentonitas, as que incham e as que não incham. As bentonitas que não incham costumam ser chamadas de meta ou sub-bentonitas, que, além de montmorilonita, costumam conter argilominerais de camadas mistas illita-montmorilonita. As que incham são caracterizadas por sua propriedade específica de aumentar até vinte vezes o volume da argila seca (SANTOS, 1989).

A ANM (2004), lista os principais segmentos industriais consumidores de bentonita no mercado nacional, são eles:

- Petrolífera (perfurações dos poços de petróleo);
- Siderúrgica (pelotização de minério de ferro);
- Fundição (aglomerante em sistemas de areia verde);
- Tintas e vernizes (espessante);
- Vinícola (elemento filtrante e clarificante de vinhos e sucos);
- Construção civil (impermeabilizante de barragens, metrô, aterros sanitários);
- Perfuração de poços artesianos (estabilizador de solos);
- Alimentício animal (componente inerte – veículo – para rações); e
- Farmacêutica e de cosméticos.

2.6.3. Misturas caulim bentonita

Algumas pesquisas já foram desenvolvidas utilizando misturas com diferentes proporções de caulim em bentonita. Andrade (2018) caracterizou algumas dessas misturas, conforme Tabela 1 e Tabela 2.

Tabela 1 - Massa específica real dos grãos para diferentes proporções de mistura

Material (mistura)	Massa específica real dos grãos (g/cm ³)
100% Caulim	2,62
95,0% Caulim e 5,0% Bentonita	2,62
92,5% Caulim e 7,5% Bentonita	2,62
90,0% Caulim e 10,0% Bentonita	2,63
85,0% Caulim e 15,0% Bentonita	2,65
100% Bentonita	2,73

Fonte: Andrade (2018)

Andrade (2018) também realizou ensaios de caracterização para que se pudesse ter conhecimento dos limites de Atterberg para as misturas propostas, conforme Tabela 2.

Tabela 2 - Limites de Atterberg para diferentes proporções de mistura

Material (mistura)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
100% Caulim	62,0	23,0	39,0
95,0% Caulim e 5,0% Bentonita	65,0	27,0	38,0
92,5% Caulim e 7,5% Bentonita	70,0	31,0	39,0
90,0% Caulim e 10,0% Bentonita	73,0	29,0	44,0
85,0% Caulim e 15,0% Bentonita	84,0	24,0	60,0
100% Bentonita	441,0	59,0	382,0

Fonte: Andrade (2018). **Nota:** Índice de Plasticidade (IP) = LL - LP

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Para avaliar os ensaios de cisalhamento que a mistura caulim-bentonita será submetida, optou-se por trabalhar com solo produzido artificialmente em laboratório, realizando previamente sua caracterização para determinar seus índices físicos.

3.1. Mistura caulim-bentonita

As amostras de material e os equipamentos que serão utilizados para realização dos ensaios desta pesquisa foram disponibilizados e cedidos pelo Laboratório de Mecânicas dos Solos da UFSC.

A mistura utilizada nos ensaios será composta, em massa, na proporção de materiais secos, na ordem de 80% de caulim e 20% de bentonita, como ilustra o exemplo da Figura 3 para uma quantidade de 200 g.



Figura 3 - Proporção da mistura seca caulim-bentonita – A: Bentonita. B: Caulim (Acervo pessoal)

3.2. Ensaios de caracterização

A preparação das amostras para os ensaios de caracterização da mistura será norteada pelas diretrizes da NBR 6457/86.

3.2.1. Umidade natural (higroscópica)

A água contida no solo pode ser proveniente de diversas fontes e uma delas é aquela encontrada em um solo seco ao ar livre. Segundo Caputo (1988) essa água denomina-se umidade natural ou higroscópica.

A umidade higroscópica de um solo pode ser totalmente evaporada por uma estufa que mantenha uma temperatura acima de 100°C (CAPUTO, 1988), sendo seu teor de umidade calculado pela equação (2.1).

Para essa pesquisa será retirado a umidade higroscópica de uma mistura de 50 g, conforme norteia a NBR 6457/86.

3.2.2. Densidade relativa dos grãos

A densidade relativa (δ) das partículas que constitui o solo é definida pela equação (3.1) como sendo a razão entre o peso específico da parte sólida e o peso específico da água (1 g/cm³) (CAPUTO, 1988).

$$\delta = \frac{\gamma_g}{\gamma_a} \quad (3.1)$$

onde,

δ = densidade dos grãos

γ_g = peso específico do material

γ_a = peso específico da água

O peso específico relativo dos sólidos geralmente é usado para caracterizar aspectos mecânicos dos solos, podendo ser determinado pela equação (3.2) (DAS, 2012), seu cálculo se dá pela razão entre o peso seco do material pelo seu volume, também seco.

$$\gamma_g = \frac{P_s}{V_s} \quad (3.2)$$

onde,

γ_g = peso específico do material

P_s = peso do solo seco

V_s = volume do solo seco

A densidade relativa e o peso específico são expressos pelo mesmo valor, sendo $\bar{\delta}$ adimensional e γ_g medido em kN/m^3 .

O peso específico dos sólidos varia pouco entre os tipos de solo, isso se dá pela função dos minerais constituintes e da porcentagem de cada um deles no solo. Para solos de argila e silte, o peso específico pode variar de 2,6 a 2,9 (DAS, 2012). A Tabela 3 expõe o peso específico típico de alguns minerais comuns encontrados nos solos.

Tabela 3 - Peso específico dos minerais

Mineral	Peso específico (kN/m^3)
Quartzo	26,5
Caulinita	26,0
Ilita	28,0
Montmorlonita	26,5 – 28,0

Fonte: adaptado de Das, 2012

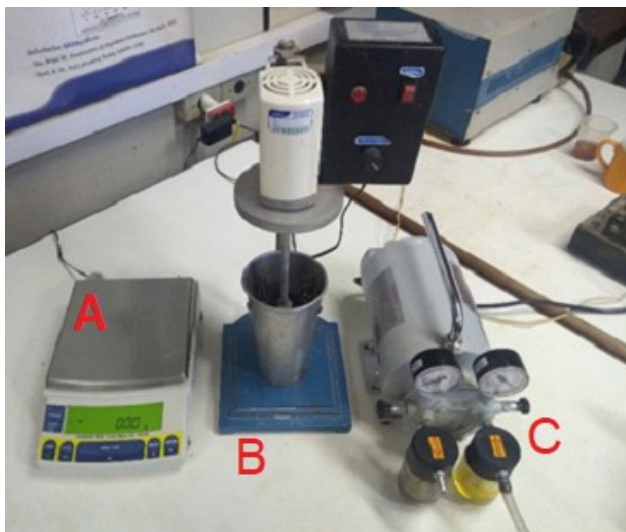
Existem dois ensaios para a determinação da densidade real dos solos. Em um dos ensaios se aquece o picnômetro para que seja retirado todo o ar existente no solo. No outro ensaio, usa-se uma bomba de vácuo para realizar a retirada. Nessa pesquisa será adotada a bomba à vácuo.

3.2.2.1. Ensaio de massa específica das partículas sólidas

Para a realização desse ensaio, são necessários os equipamentos discriminados na NBR 6508/84 e listados abaixo:

- Estufa capaz de manter a temperatura entre 105° e 110°C ;
- Picnômetro de 500 cm^3 ;
- Termômetro graduado em $0,1^\circ\text{C}$;
- Funil de 5 cm diâmetro.

Demais equipamentos podem ser verificados na Figura 4.



A - Balança sensível a 0,01 g

B - Aparelho de dispersão

C - Bomba de vácuo capaz de aplicar um vácuo de 88 kPa (66 cm de Hg a 0°C)

Figura 4 - Equipamentos usados no ensaio de picnômetro

Como o material que foi produzido artificialmente trata-se de uma argila, a NBR 6508/84 menciona que deverão ser usados 50 g de amostra seca preparado de acordo com a norma de caracterização. Para o ensaio de picnômetro adotou-se os procedimentos descritos na NBR 6508/84:

- Secou-se a amostra de 50 g na estufa por 24 horas para que seja retirada e medida sua umidade higroscópica (h);
- Em uma cápsula de alumínio, colocou-se a amostra e com água destilada, encheu-se a cápsula até que o material fique em completa imersão, por no mínimo 12 horas;
- Decorrido o período de 12 horas, a amostra foi levada para o aparelho de dispersão, tomando-se cuidado para não houvesse perda de material, e acrescentou-se água destilada até cerca da metade do volume do copo do dispersor. A amostra foi agitada por um período de 15 minutos.
- Transferiu-se, com auxílio de um funil, o material do copo do dispersor para o picnômetro e, adicionou-se água destilada até cerca da metade do volume do picnômetro. E com a bomba à vácuo, durante 15 minutos, se retirou o ar da mistura, agitando o picnômetro em intervalos regulares de tempo;

- Acrescentou-se água destilada até cerca de 1 cm abaixo da base do gargalo do picnômetro e se aplicou novamente a pressão de vácuo já referida, durante o mesmo intervalo de tempo;
- Adicionou-se água destilada até cerca de 1 cm abaixo da marca de calibração do picnômetro; deixando-o em repouso até que a temperatura do conjunto se equilibre com a do ambiente;
- Com o auxílio de um conta-gotas, adicionou-se água destilada no picnômetro até que a base do menisco coincidissem com a marca de referência do picnômetro;
- Enxugou-se a parte externa do picnômetro e a parte interna do gargalo acima do menisco. Pesou-se o conjunto picnômetro + solo + água, com resolução de 0,01 g, e se anotou o peso como M_2 ;
- Determinou-se, logo a seguir, com resolução de 0,1°C, a temperatura T do conteúdo do picnômetro + água até se obter a temperatura ambiente e anotou-se o peso como M_3 .

A determinação da densidade relativa dos grãos do solo será definida através do ensaio de picnômetro através da equação 3.3:

$$\delta = \frac{M_1 \times 100 / (100 + h\%)}{[M_1 \times 100 / (100 + h\%)] + M_3 - M_2} \times \delta_T \quad 3.3$$

onde:

δ = densidade relativa dos grãos do solo

δ_T = peso específico da água na temperatura T do ensaio

h = teor de umidade higroscópica da amostra (%)

M_1 = peso da amostra sem sua umidade higroscópica

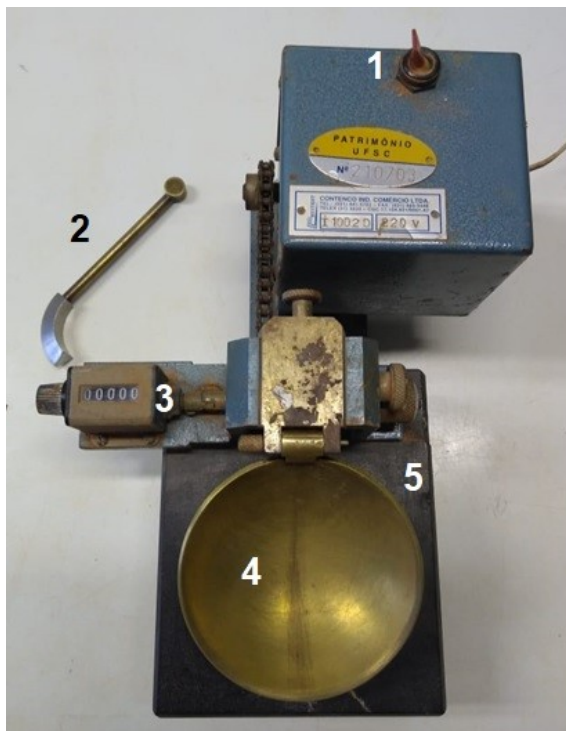
M_2 = Peso do picnômetro + água + solo

M_3 = Peso do picnômetro + água

A equação 3.3 resultará num valor cuja unidade será em g/cm^3 , porém, nessa pesquisa, o valor que será usado para análises deve ser em kN/m^3 . Logo, deve-se fazer a conversão de g/cm^3 para kg/m^3 e em seguida multiplicar o resultado pela gravidade (10 m/s^2), resultando na unidade que se deseja.

3.2.3. Limite de Liquidez (LL)

Norteadado pela NBR 6459/84, pode-se determinar o LL com o auxílio do aparelho de Casagrande (Figura 5), que consiste em um prato de latão, em forma de concha sobre uma base rígida. A concha é golpeada contra a base através de um excêntrico de maneira que os golpes possuam na altura de queda de 1 cm sejam dados de maneira constante. O aparelho de Casagrande pode ser manual ou automático (CAPUTO, 1988 e DAS, 2012).



Legenda:

1 - Chave para ligar o aparelho de Casagrande.

2 - Cinzel para solos argilosos.

3 - Contador de golpes.

4 - Concha.

5 - Base rígida.

Figura 5 – Aparelho automático de Casagrande e cinzel para solos argilosos (acervo pessoal)

De acordo com a NBR 6459/84, para a realização do ensaio de LL é necessário que se tenha os seguintes equipamentos listados na Figura 6:



Legenda:

- 1 - Aparelho de Casagrande;
- 2 - Balança com precisão de 0,01 g;
- 3 - Capsula de porcelana com aproximadamente 120 mm de diâmetro;
- 4 - Cinzel para solos argilosos;
- 5 - Espátula de metal flexível; e
- 6 - Capsulas de alumínio.

Figura 6 - Aparelhagem para execução do ensaio de Limite de liquidez (acervo pessoal)

Além dos equipamentos ilustrados na Figura 6, necessita-se, ainda, de água destilada e estufa capaz de manter temperatura entre 105° e 110°C.

Antes da realização do ensaio de LL, a NBR 6459/84 recomenda que seja feita a calibração do aparelho de Casagrande, a qual pode ser feita com o auxílio de um gabarito. O próprio cinzel para solos argilosos possui uma estrutura de 1 cm em uma de suas extremidades, permitindo que seja feito o ajuste no aparelho (Figura 7). Após o ajuste, é recomendável que se teste o aparelho para verificar se a altura está correta.

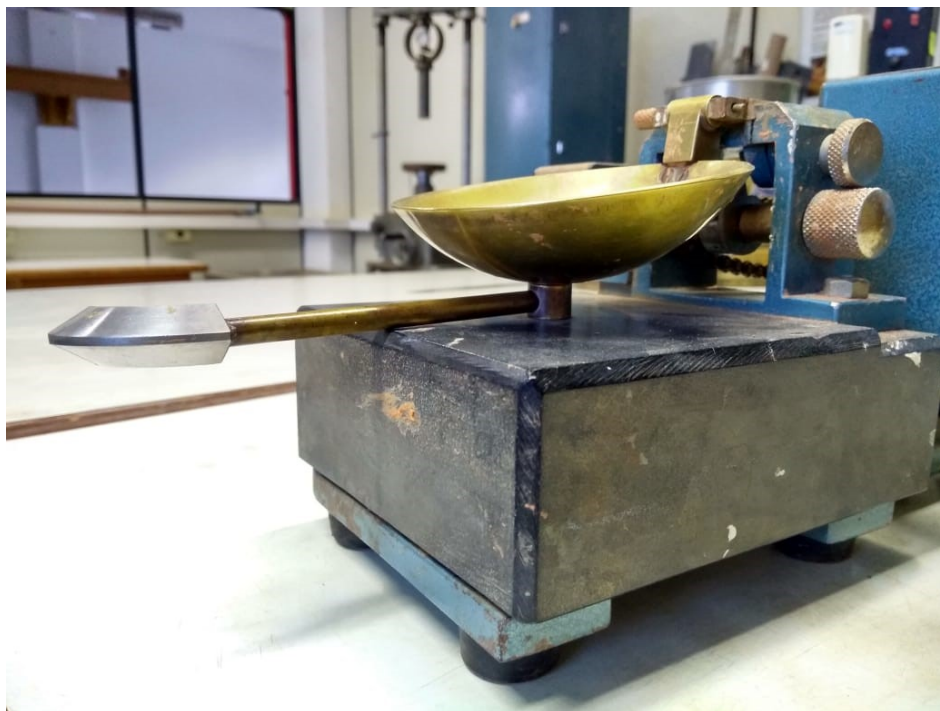


Figura 7 - Calibração do aparelho de Casagrande (acervo pessoal)

Pela dificuldade de precisão de se atingir o fechamento necessário após os 25 golpes, a NBR 6459/84 recomenda, para o ensaio de LL, que se tenha pelo menos três ensaios, optou-se, porém, por realizar cinco repetições para se tenha uma maior variedade de dados. Os passos do ensaio de LL foram norteados pela NBR 6459/84:

- Com o auxílio da balança de precisão, pesou-se as cinco capsulas de alumínio para que se possa ter seus pesos sem as amostras de solos ensaiados.
- Dos 200 g de amostra exigida pela NBR 6754/86, separou-se metade da mistura caulim-bentonita (100 g) na capsula de porcelana;
- Acrescentou-se, aos poucos, a água destilada à mistura, mexendo-se vigorosamente com uma espátula de metal flexível até que conseguir uma mistura homogênea, pelo tempo mínimo de 15 min;
- Após a homogeneização da mistura, preencheu-se dois terços da concha do aparelho de Casagrande com o material, de modo que a espessura no centro da concha seja de 1 cm (caso tenha material em excesso, deve-se retirá-lo), e com o auxílio do cinzel para solos argilosos se fez uma ranhura no centro do material depositado na concha;

- Iniciou-se os golpes no aparelho a fim de que se obtenha uma extensão de fechamento, na borda inferior da ranhura, de cerca de 1,3 cm. Como o aparelho disponível no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC é automático, bastou acioná-lo para que se comece os golpes;
- Anotou-se o número de golpes e, espera-se que para a primeira amostra se feche com aproximadamente 35 golpes. Caso a ranhura não tivesse o fechamento necessário após os golpes, era acrescentada mais água a amostra e o processo era repetido;
- Após o fechamento da ranhura, coletou-se uma amostra do solo de onde ocorreu o fechamento e colocou-se em uma capsula de alumínio (pesada previamente), anotando-se o peso (capsula + amostra de solo) e o levou até a estufa, onde ficou por um período de 24 horas;
- Após o período na estufa, pesou-se novamente a capsula de alumínio para se determinar a massa seca do material e assim, a umidade do solo;

Com os valores obtidos do teor de umidade em termos percentuais e o número de golpes N correspondente forma-se uma linha aproximadamente reta, como ilustra a Figura 8, onde, no gráfico, o eixo das abcissas corresponde ao logaritmo do número de golpes e nas ordenadas, o teor de umidade em porcentagem. Essa linha é chamada de curva de fluidez. O teor de umidade correspondente a $N = 25$ golpes, determinado através da curva, fornece o LL do solo (CAPUTO, 1988 e DAS, 2012).

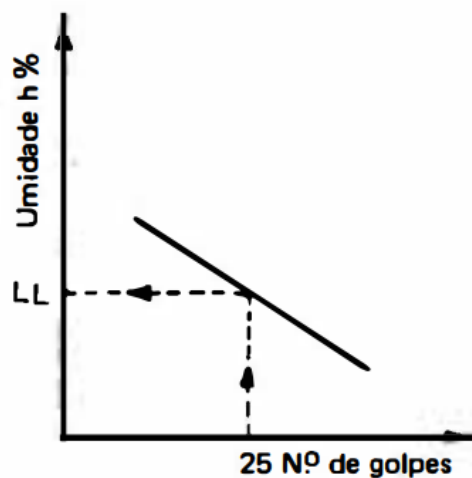


Figura 8 - Linha de escoamento (CAPUTO, 1988)

Os possíveis erros experimentais podem estar associados ao aparelho de Casagrande fora de especificação, à ponta gasta do cinzel (em decorrência da

realização de muitos ensaios), à avaliação inadequada da extensão de fechamento da ranhura ou à caixa de golpes não condizentes com o especificado na NBR 6459/84.

3.2.4. Limite de Plasticidade (LP)

Os procedimentos para obtenção do LP são dados pela NBR 7180/84 e pode ser determinado pelo cálculo da porcentagem de umidade para a qual o solo começa a se fraturar quando se enrola repetidamente uma mostra de formato elipsoidal com as mãos sobre uma placa de vidro até que atinja uma espessura de 3 mm e 15 cm de comprimento (Figura 9). As argilas não podem formar esses cilindros com nenhum teor de água são consideradas não plásticas (CAPUTO, 1988, DAS, 2012 e SANTOS, 1989).

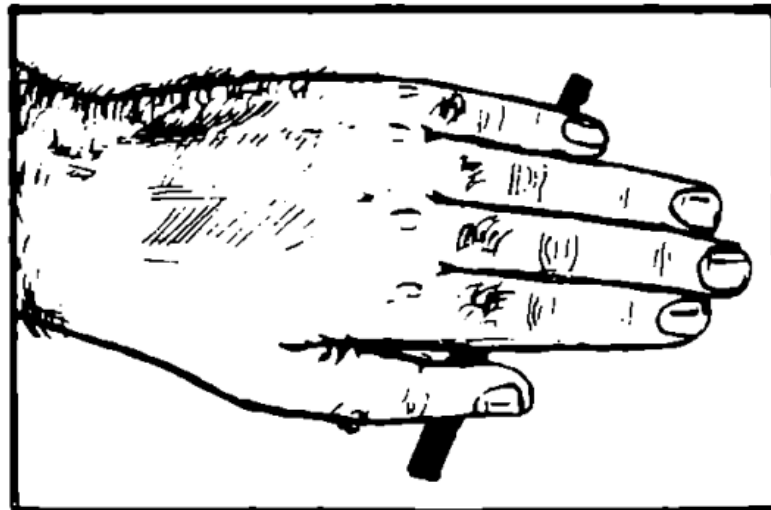


Figura 9 - Ensaio Limite de Plasticidade (CAPUTO, 1988)

De acordo com a NBR 7180/84 é necessário que se tenha a aparelhagem representadas na Figura 10 para a execução do ensaio de LP:



Legenda:

- 1 - Placa de vidro com superfície esmerilhada;
- 2 - Capsula de porcelana com aproximadamente 120 mm de diâmetro;
- 3 - Espátula de metal flexível;
- 4 - Gabarito cilíndrico para comparação, com 3 mm de diâmetro e cerca de 100 mm de comprimento;
- 5 - Capsulas de alumínio.

Figura 10 - Aparelhagem para execução do ensaio de Limite de plasticidade (acervo pessoal)

Além dos equipamentos ilustrados na Figura 10, necessita-se, ainda, de uma balança com precisão de 0,01 g; água destilada e estufa capaz de manter temperatura entre 105° e 110°C.

A NBR 7180/84 recomenda, para o ensaio de LP, que se tenha pelo menos três ensaios, optou-se, porém, por fazer cinco repetições para se ter uma maior variedade de dados. Os passos do ensaio de LP são norteados pela NBR 7180/84:

- Com o auxílio da balança de precisão, pesou-se as cinco capsulas de alumínio para que se possa ter seus pesos sem as amostras de solos ensaiados.
- Colocou-se o restante (100 g) da amostra de 200 g da mistura caulim-bentonita na capsula de porcelana;
- Acrescentou-se, aos poucos, a água destilada à mistura, mexendo vigorosamente com uma espátula de metal flexível até que se conseguir uma mistura homogênea, pelo tempo mínimo de 15 min;
- Após a homogeneização da mistura, coletou-se cerca de 10 g da amostra de solo já misturada e formar uma bola com o auxílio das mãos;
- Na placa de vidro esmerilhada, moldou-se a amostra de 10 g até formar um cilindro com cerca de 3 mm de diâmetro e 10 cm de comprimento. O

movimento de fricção sobre a placa de vidro serviu para que a amostra perdesse um pouco de sua umidade;

- Ao chegar no diâmetro e comprimento especificados pela NBR 7180/84, observou-se que a amostra sofreu trincas. Caso a amostra atingisse o diâmetro normatizado e ainda não houvessem trincas, a amostra era remoldada na forma de bola e se repetia o processo de fricção sobre o vidro esmerilhado;
- Após se ter obtido uma amostra nos padrões da NBR 7180/84, colocou-se a amostra numa das capsulas de alumínio (pesada previamente) e se anotou o peso (capsula + amostra de solo) e o levou até a estufa, onde ficou por um período de 24 horas;
- Após o período na estufa, pesou-se novamente a capsula de alumínio para determinar a massa seca do material e assim, a umidade do solo.

Os possíveis erros experimentais podem estar associados à placa de vidro esmerilhada que já gasta, ao excesso de força empregado na moldagem da amostra, ou na avaliação inadequada de trincas como especificado na NBR 7180/84.

3.2.5. Índice de Plasticidade (IP)

De acordo com Caputo (1988) e Das (2012), o Índice de Plasticidade (IP) pode ser calculado pela diferença entre o Limite de Liquidez (LL) e o Limite de Plasticidade (LP):

$$IP = LL - LP \quad (3.4)$$

Segundo Caputo (1988), o IP é o responsável pela definição do quão plástico um determinado solo pode ser. O índice costuma ser maior quando o material é uma argila e nulo, quando areias. As misturas de solo com caráter argiloso, por sua vez, precisam de um critério mais abrangente e que forneça valores intermediários para que esse solo possa ser classificado. Sabe-se que, quanto maior o IP, mais plástico tenderá ser o solo (CAPUTO, 1988).

Burmister (1949) *apud* Das (2012) classifica os valores intermediários de IP e os descreve de acordo com a Tabela 4, a seguir:

Tabela 4 - Intervalos dos IP

IP	Descrição
0	Não plástico
1 - 5	Ligeiramente plástico
5 - 10	Plasticidade baixa
10 - 20	Plasticidade média
20 - 40	Plasticidade alta
> 40	Plasticidade muito alta

Fonte: Burmister, 1949 apud Das, 2012

Assim, espera-se que quanto mais arenoso for um solo, mais baixos serão os valores de IP calculados para esses materiais, sendo inversamente para materiais argilosos. Sabe-se, ainda, que as argilas são tanto mais compressíveis quanto maior for o IP (CAPUTO, 1988).

3.3. Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto conta com uma fase inicial de consolidação seguida da fase de cisalhamento da amostra. Ambas etapas do ensaio são realizadas no mesmo equipamento (**Figura 11**).

Aplicando os princípios introduzidos por Terzaghi, a fase de adensamento consiste na compressão de uma amostra de solo, geralmente indeformada, através da aplicação de valores de tensão vertical. A amostra permanece confinada lateralmente por uma parede rígida e colocada entre duas pedras porosas, de modo a facilitar a velocidade dos recalques na amostra e, conseqüentemente, diminuir o tempo de ensaio (CAPUTO, 1988).

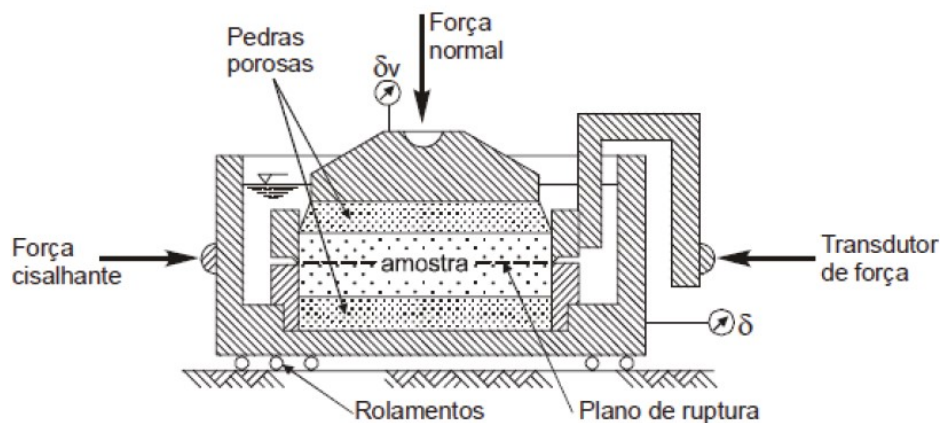


Figura 11 - Esquema geral do ensaio de cisalhamento direto (Lodi, 2007)

A fase de cisalhamento consiste no deslocamento de uma das parcelas da caixa. A reação na caixa, que é mantida fixa, permite a obtenção da resistência ao cisalhamento.

Para realização dos ensaios, utilizou-se o equipamento Testop fabricado pela empresa Ronald Top LTDA disponível no Laboratório de Mecânica dos Solos (UFSC) e os dados foram coletados pelo programa Cisalhamento Direto 3.6, desenvolvido pela UFSC. A Figura 12 ilustra o equipamento usado no ensaio.

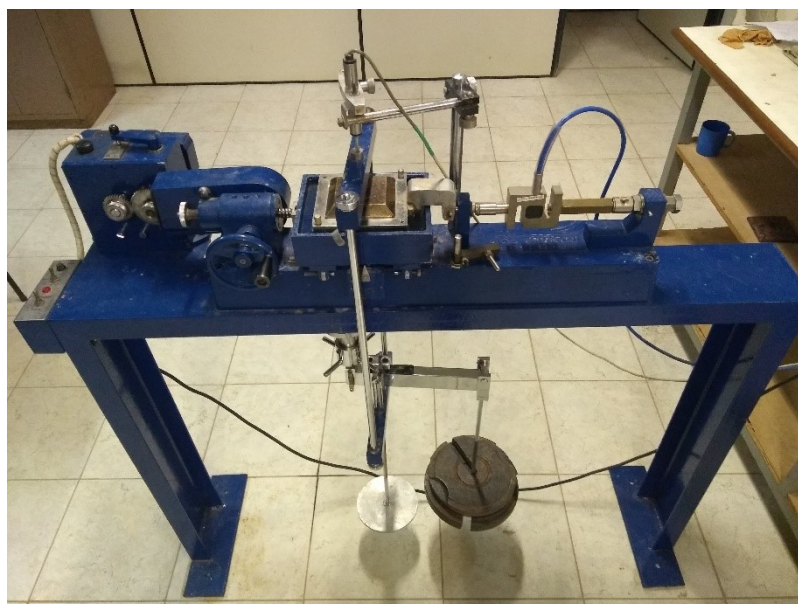


Figura 12 - Equipamento para ensaio de cisalhamento direto (acervo pessoal)

Esse equipamento tem a capacidade de ensaiar amostras com 20 mm de altura e 10,3 mm de lado a qual é aplicada uma carga vertical por meio de um braço de alavanca. A Figura 13 ilustra o conjunto de peças usados para que a amostra seja ensaiada no equipamento.

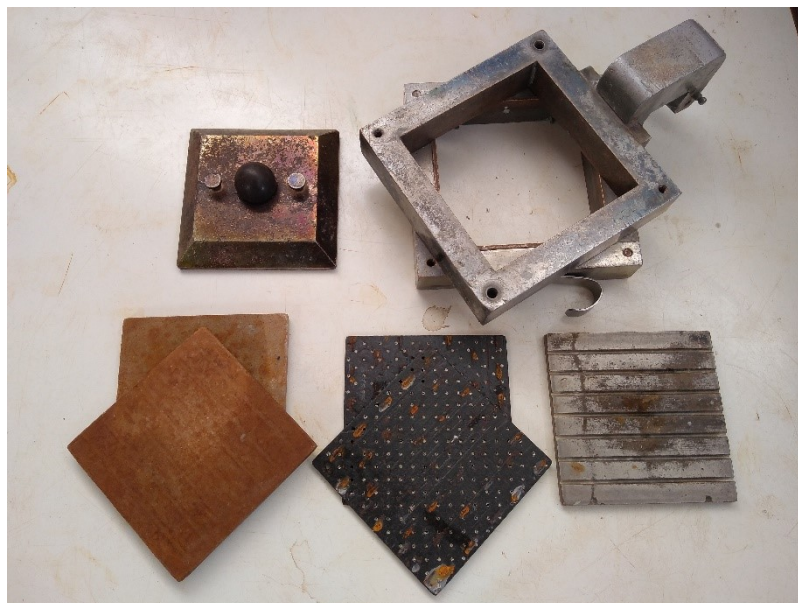


Figura 13 - Caixa metálica bipartida e seus componentes (acervo pessoal)

Para a realização dos ensaios, tomou-se como umidade ótima para a mistura aquela atingida no ensaio de LP, conforme sugerem Stark e Vettel (1992) e Bromhead (1988) *apud* Heidemann (2011). Para que a mistura caulim-bentonita atingisse uma homogeneização adequada e conservasse o teor de umidade durante os ensaios, após a realização da mistura esta foi envolta em plástico filme e acondicionada em uma câmara úmida por 96 horas até o primeiro ensaio.

Em se tratando de amostras constituídas em laboratório diferentes procedimentos de moldagem podem ser utilizados, nessa pesquisa serão realizados ensaios com dois métodos de moldagem diferentes: por espatulamento e por carregamento prévio.

3.3.1. Moldagem por espatulamento

A moldagem do corpo de prova por espatulamento foi feita manualmente e executada de maneira direta na caixa metálica bipartida. O procedimento por espatulamento costuma ser indicado para materiais argilosos em ensaios que visam identificar os parâmetros de amostras desestruturas (HEIDEMANN, 2011). Esse tipo de moldagem consiste em fazer camadas do material, pressionando levemente com uma espátula, até atingir a altura de aproximadamente 20 mm, que é a altura do molde para amostras indeformadas, conforme Figura 14. Para realizar o espatulamento, contou-se com o auxílio de uma colher comum, por conta da facilidade de uniformizar as camadas do material.



Figura 14 - Método de espatulamento (acervo pessoal)

3.3.2. Moldagem com carregamento prévio

Para a moldagem com carregamento prévio, o material foi espatulado dentro do cilindro do ensaio de compactação com uma altura aproximada de 4 cm para que fosse possível a cravação do molde de 2 cm e ainda obter uma folga do material. Após este espatulamento aplicou-se um carregamento prévio utilizando o espaçador metálico do conjunto de compactação conforme Figura 15A. O espaçador metálico transmitiu à amostra um carregamento prévio de aproximadamente 8,8 kg, e objetivou fornecer uma estrutura inicial para a amostra (Figura 15B).



Figura 15 – Método de carregamento prévio (A) Cilindro de compactação (B) espaçadores metálicos

Decorridas as 24 horas de carregamento prévio, com auxílio de um macaco hidráulico, retirou-se o conjunto pesos e amostra do cilindro metálico. Verificou-se que a amostra possui a estrutura suficiente para cravação do molde metálico do cisalhamento direto. Neste sentido, o molde com as dimensões para o ensaio de cisalhamento, foi cravado na amostra até que o material ultrapasse a borda superior do molde. Realizou-se então, o arrasamento da amostra no molde para que fique com exatos 20 mm. A Figura 16 ilustra essa etapa de moldagem.



Figura 16 - Cravação e arrasamento da amostra

Após o arrasamento, leva-se o molde metálico com o solo para a caixa metálica bipartida onde será desmoldada a amostra para ser ensaiada.

3.3.3. Avaliação do tempo necessário para a ruptura da amostra (t_{100})

A avaliação do tempo necessário para a ruptura é um procedimento que visa identificar se a velocidade de ensaio é suficientemente baixa para que ocorra dissipação de qualquer excesso de poropressão gerado durante o ensaio. Esta é uma premissa básica do ensaio de cisalhamento direto.

O tempo de consolidação para uma partícula de água sair da amostra depende diretamente da altura do corpo de prova (H_d), do tempo necessário para que ocorra uma dada porcentagem de deformação por consolidação (T) e inversamente proporcional ao coeficiente de adensamento (c_v) (Das, 2012).

$$t_{100} = \frac{H_d^2 \cdot T}{c_v} \quad (3.5)$$

Já é sabido que a altura do corpo de prova é de 20 mm. Para o cálculo do tempo de consolidação, nessa pesquisa, será adotada uma porcentagem de recalque ($U\%$) igual a 99%. Estudos já foram realizados para determinar o tempo correspondente de deformação por consolidação para uma determinada porcentagem de recalque, Das (2012) correlaciona a porcentagem de recalque de 99% com um tempo normalizado T de 1,781, esse fator tempo é um número adimensional e será utilizado como referência. O coeficiente de adensamento (c_v) será estimado através da interpretação da fase de consolidação do ensaio, conforme sugere Head (1982).

3.3.4. Coeficiente de adensamento (c_v)

O coeficiente de adensamento (c_v) pode ser obtido através dos dados fornecidos pelo ensaio de cisalhamento direto e aplicado o método da raiz quadrada do tempo (Das, 2012). Esse método consiste em traçar uma reta paralela ao trecho mais retilíneo do início da curva de consolidação e outra paralela ao final da curva de consolidação, onde já se encaminha para estabilização, como ilustra a Figura 17.

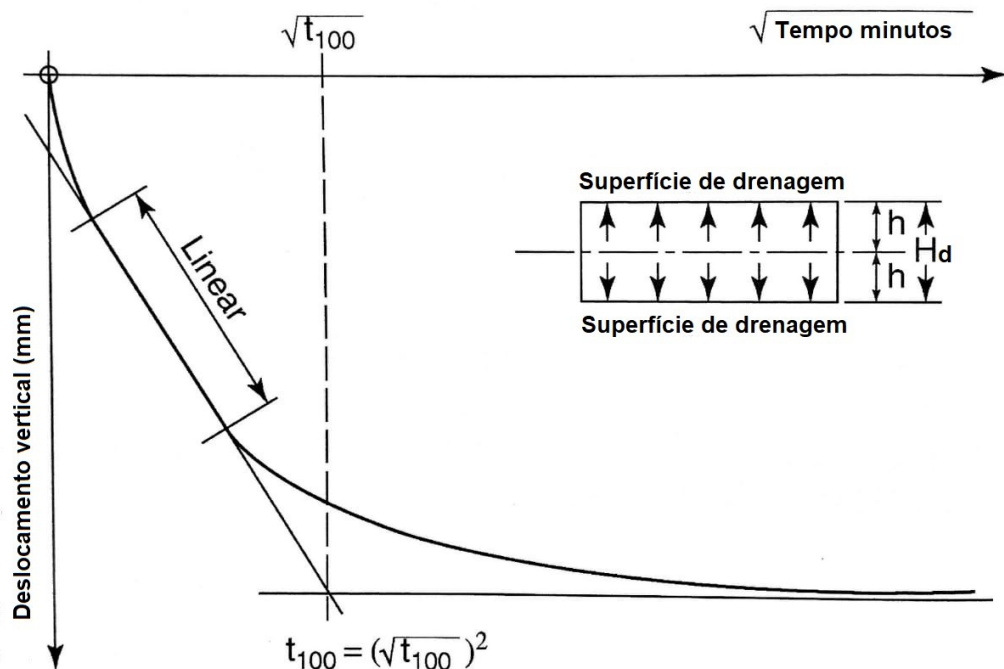


Figura 17 - Derivação do tempo até a falha da curva de consolidação (Adaptado de Head, 1982)

Dessa maneira, consegue-se adaptar a equação (3.5) e obter os parâmetros de c_v para as amostras ensaiadas em mm^2/s :

$$c_v = \frac{T \times H_d^2}{t_{100}} \quad (3.6)$$

onde,

c_v = coeficiente de adensamento

T = tempo necessário para que ocorra uma dada porcentagem de deformação por consolidação

H_d = altura do corpo de prova

t_{100} = tempo necessário para a ruptura da amostra

A intersecção das duas retas leva ao tempo necessário para a ruptura $\sqrt{(t_{100})}$, o quadrado desse tempo precisa ser igual ou superior ao tempo de ruptura da amostra (t_{rup}) para que possa ser cisalhada de maneira drenada. O cálculo do tempo de ruptura pode ser obtido pela divisão do deslocamento horizontal (ϵ) em mm da caixa metálica bipartida pela velocidade do ensaio (v) em mm/min.

$$t_{rup} = \frac{\epsilon}{v} \quad (3.7)$$

O valor do deslocamento horizontal (ϵ) será aquele obtido na estabilização da tensão pós pico de tensão cisalhante ou, quando não houver tensão de pico, a tensão cisalhante que tenda a se estabilizar.

3.3.5. Execução do ensaio de cisalhamento direto

Concluída a etapa de moldagem, levou-se a amostra para o equipamento de cisalhamento direto onde foram aplicadas as tensões em três estágios diferentes. Cada estágio foi determinado pela aplicação de uma tensão vertical (33 kPa, 78 kPa e 128 kPa). Essas tensões são práticas do LMS (Laboratório de mecânica dos Solos) em seus ensaios de cisalhamento direto.

Adotou-se o ensaio em estágios únicos, isto é, para cada tensão normal utilizou-se um corpo de prova.

A primeira etapa do ensaio se tratou da fase de consolidação do material, onde com o auxílio do programa Cisalhamento Direto 3.6, efetuou-se as leituras dos deslocamentos verticais dos estágios com o tempo, gerando o gráfico de consolidação

Deslocamento vertical (mm) x Tempo (s). Um tempo de consolidação de 24 horas foi considerado nesta fase.

Finalizada a etapa de consolidação, pode-se dar início ao ensaio de cisalhamento direto. Assim como na fase de consolidação, o programa Cisalhamento Direto 3.6 leu as informações captadas por sensores ligados ao equipamento. A partir do ensaio de cisalhamento direto se obtêm os gráficos de tensão Cisalhante (kPa) x Deformação horizontal (%) e Deformação vertical (%) x Deformação horizontal (%).

No ensaio de cisalhamento direto, os deslocamentos relativos não costumam ser levados a mais de 20%. Assim, no trabalho de Soares (2019) foi proposta a adaptação do equipamento para medida de deformações maiores. O ensaio de cisalhamento direto do Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) foi adaptado por Soares (2019) com as peças circuladas na Figura 6, para possibilitar a reversão do sentido do cisalhamento convencional e a medida da força de tração também no sentido da volta.

Após a adaptação do equipamento é possível realizar diversos ciclos de cisalhamento no sentido de ida e de volta da caixa bipartida. A adaptação foi testada por Soares (2019) considerando que os ciclos fossem encerrados quando da estabilização das tensões cisalhantes ou perda de material excessiva, principal limitação do procedimento.

Como o equipamento de cisalhamento direto disponível no LMS não possui a funcionalidade de reversão, decorrente de perda da peça capaz de executar esse procedimento, optou-se por fazer as leituras apenas das idas do deslocamento. Sendo a reversão feita de forma manual. Para que a reversão manual fosse possível realizou-se a descarga da tensão normal antes de cada reposição da caixa. Após a caixa posicionada na posição inicial foi recarregada a tensão normal e realizado novo cisalhamento.

Para cada amostra de cada ensaio, além da fase de consolidação, foram realizadas quatro idas na etapa de cisalhamento direto.

Os ensaios foram conduzidos na velocidade B do aparelho (0,307 mm/s) até que a tensão cisalhante se tornasse estável, o que era verificado por meio do surgimento de um trecho horizontal no gráfico gerado pelo sistema de aquisição de dados.

3.3.6. Critério de ruptura de Mohr-Coulomb

A teoria desenvolvida por Mohr-Coulomb assegura que um material se rompe por causa da combinação entre as forças normal e de cisalhamento, e não devido à máxima força normal ou de cisalhamento isoladamente (Das, 2012). Já que a tensão efetiva (σ') é suportada pelos sólidos do solo, critério de Mohr-Coulomb, expresso em termos de tensão efetiva, pode ser calculado pela equação (3.8):

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (3.8)$$

onde:

τ = resistência ao cisalhamento

c' = coesão

σ' = tensão efetiva

ϕ' = ângulo de atrito com base na tensão efetiva

De acordo com Das (2012), em argilas, normalmente adensadas, c' pode se aproximar de zero, argilas sobre adensadas têm valores de c' maiores que zero.

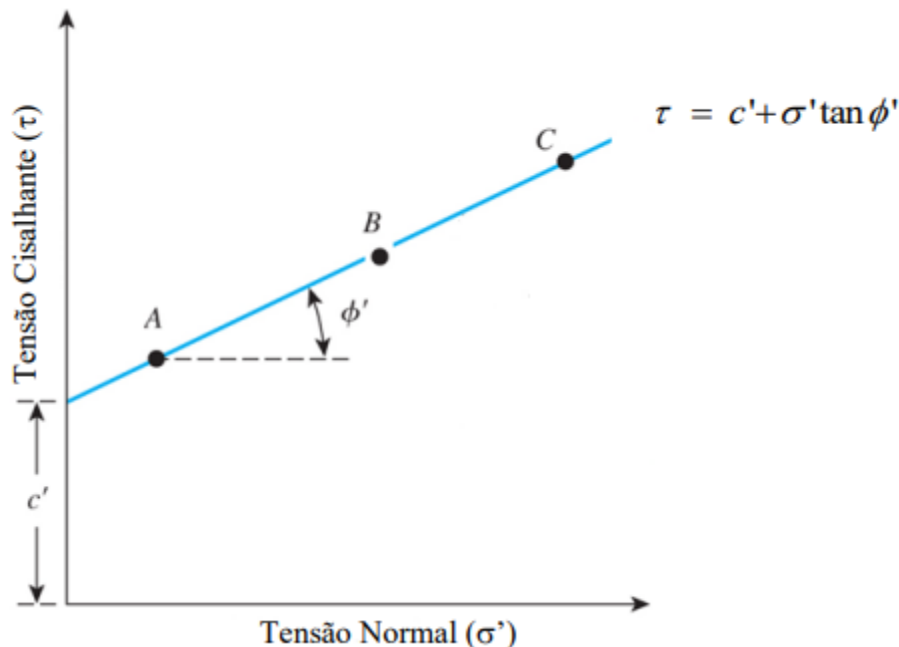


Figura 18 - Critério de ruptura Mohr-Coulomb (Adaptado de Das, 2012)

O ensaio de cisalhamento direto permite que seja plotado o gráfico tensão cisalhante (kPa) por tensão normal (kPa), dessa forma, ao traçar a melhor reta entre

os pontos do ensaio, o coeficiente angular resulta na tangente de ϕ' e o coeficiente linear o c' .

3.3.7. Análise de Estabilidade

Os resultados obtidos dos ensaios de cisalhamento direto foram utilizados para análises de estabilidade de uma seção geométrica de referência. Estas análises visam quantificar a influência de diferentes parâmetros de resistência sobre a estabilidade. Os parâmetros a serem utilizados referem-se aos obtidos por diferentes métodos de moldagem, e para um mesmo método de moldagem, ainda será feita a distinção entre valores obtidos na tensão de pico, caracterizada no primeiro ciclo de ida, e de um valor caracterizado após os 4 ciclos, chamado de valor pós-pico (ou residual).

Para a análise de estabilidade será utilizada uma seção de talude de referência. Uma superfície de solo exposta que forma um ângulo com a superfície horizontal é chamada de talude, podendo ser ele natural ou artificial. Caso a componente de força gravitacional que atua no solo, de modo a o mover para baixo, for grande o suficiente, pode ocorrer ruptura do talude (Das, 2012).

A ruptura de taludes também pode ser chamada de movimentos gravitacionais. De acordo com Wicander *et al.* (2009), os movimentos gravitacionais são divididos em:

- quedas;
- escorregamentos; e
- corridas de massa.

O motivo de se conhecer o fator de segurança (FS) de um determinado talude é chave para a tomada de decisão da engenharia, que deverá intervir no talude aplicando medidas de contenção para a estabilização desse solo, caso esse apresente iminência de ruptura e, conseqüentemente, pondo em risco uma região.

Após a caracterização da mistura de caulim bentonita, e obtenção dos parâmetros necessários para o cálculo do FS, coesão, ângulo de atrito interno e peso específico, será verificada a segurança de uma seção característica através do *software slopew*, da GeoStudio

Apesar do solo dessa pesquisa ser artificial, deseja-se saber o quão segura essa porção de matéria estaria, para tanto, irá se verificar o FS a partir da versão de

estudante do software GeoStudio, aplicando o modelo de cálculo de Bishop Simplificado para um talude com geometria de 2:3 (V:H) indicada pelo Manual de Implantação Básica de Rodovias do DNIT (2010) para verificações de ruptura.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. Umidade higroscópica

Após a secagem de 50 g da mistura caulim-bentonita, obteve-se seu peso seco no valor de 48,61 g. Com isso, tem-se que a umidade higroscópica do solo produzido no laboratório é de 2,86%.

4.2. Densidade relativa dos grãos

Como já visto, a umidade higroscópica (h) obteve como resultado o valor de 2,86% e M_1 de 50 g. Para os valores de M_2 e M_3 os pesos foram 755,42 g e 724,88 g, respectivamente.

Através da equação 3.3 chegou-se a uma densidade relativa dos grãos da mistura de 2,68 g/cm³, convertendo a unidade, tem-se que a densidade é de 2.680 kN/m³. Transformando o valor da densidade para peso específico, considerando a gravidade com o valor de 10 m/s², obteve-se um resultado de 26,8 kN/m³.

4.3. Limite de liquidez (LL)

Após a realização do ensaio de Limite de liquidez, obteve-se os valores discriminados na Tabela 5.

Tabela 5 - Resultado ensaio de Limite de liquidez

Capsula de alumínio	Peso (g)			Teor de umidade (%)	Número de golpes
	Capsula	Capsula + solo úmido	Capsula + solo seco		
1	16,25	19,74	17,68	144,06	37
2	15,57	19,49	17,15	148,10	30
3	17,44	21,52	19,06	151,85	22
4	16,24	19,29	17,42	158,47	14
5	17,34	20,91	18,66	170,45	8

Em posse dos teores de umidade e números de golpe do ensaio, pode-se traçar a **Figura 19** - Teor de umidade (%) x número de golpes **Figura 19**.

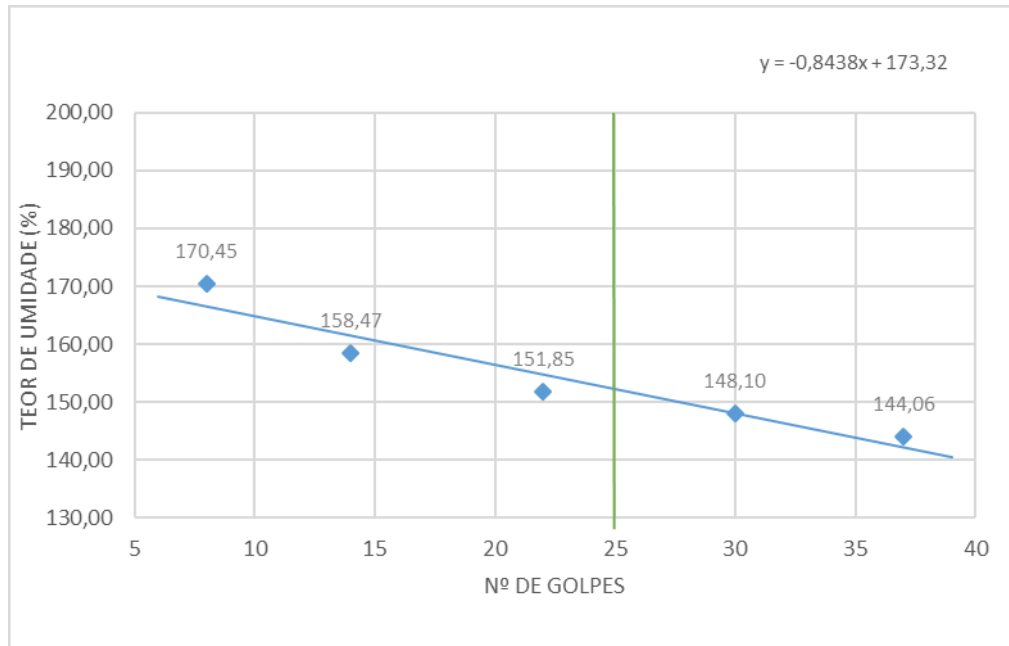


Figura 19 - Teor de umidade (%) x número de golpes

Através da regressão linear aplicada aos teores de umidade com seus correspondentes números de golpes, pode-se chegar à equação da reta.

$$y = Ax + B$$

onde,

A = coeficiente angular da reta; e

B = coeficiente linear da reta.

A partir da regressão linear, verificou-se o valor de -0,8428 para o coeficiente angular e 173,32 para o linear. Com a definição dos valores da equação da reta, pode-se determinar o teor de umidade da mistura caulim-bentonita para 25 golpes como sendo 152,23%.

4.4. Limite de plasticidade (LP)

Após a realização do ensaio de Limite de plasticidade, obteve-se os valores discriminados na Tabela 6.

Tabela 6 - Resultado ensaio de Limite de plasticidade

Capsula de alumínio	Peso (g)			Teor de umidade (%)	Umidade média (%)
	Capsula	Capsula + solo úmido	Capsula + solo seco		
6	15,13	16,87	16,50	27,01	
7	12,43	13,66	13,39	28,12	
8	11,80	13,34	13,02	26,23	27,34
9	24,28	26,35	25,90	27,78	
10	15,56	16,81	16,54	27,55	

Os teores de umidade devem obedecer aos limites superior e inferior com variação de 5% para mais ou para menos. Tendo como limite 28,71% e 25,97%, respectivamente, todas as amostras estão dentro do limite.

O valor do Limite de plasticidade é obtido tomando-se a média dos teores de umidades das amostras ensaiadas. Como apresentado na Tabela 6, o Limite de plasticidade para a mistura caulim-bentonita é de 27,34%.

Tem-se, então, que a porcentagem de umidade ótima para o ensaio cisalhamento direto da mistura caulim-bentonita é de 27,34%.

4.5. Índice de plasticidade (IP)

Verificados os valores experimentais do teor de umidade para o limite de liquidez e o limite de plasticidade, pode-se obter o Índice de Plasticidade da mistura caulim-bentonita. Para a amostra estudada, o valor do Índice de Plasticidade é de 124,89%.

O valor de 124,89% para o índice de plasticidade caracteriza a mistura como sendo de uma plasticidade muito alta ($IP > 40\%$). Por se tratar de uma amostra argilosa com teores de bentonita, já era esperado que o IP fosse de um valor elevado, já que o grupo das montimolinitas possuem grande plasticidade quando expostos à água.

4.6. Cisalhamento direto

4.6.1. Procedimento de moldagem com espatulamento

As amostras moldadas com base no procedimento de espatulamento possuem valores de pesos específicos conforme destacado na **Tabela 7**.

Tabela 7 - Massa específica das amostras para a moldagem com espatulamento

Estágio	Volume do molde (cm ³)	Peso amostra (g)	Peso específico (kN/m ³)	Peso específico médio (kN/m ³)
01		359	16,92	
02	212,18	342	16,12	16,57
03		354	16,68	

4.6.1.1. Estágio 01

A Figura 20 traz as informações de consolidação para o Estágio 01, cuja aplicação de tensão normal foi de 33 kPa.

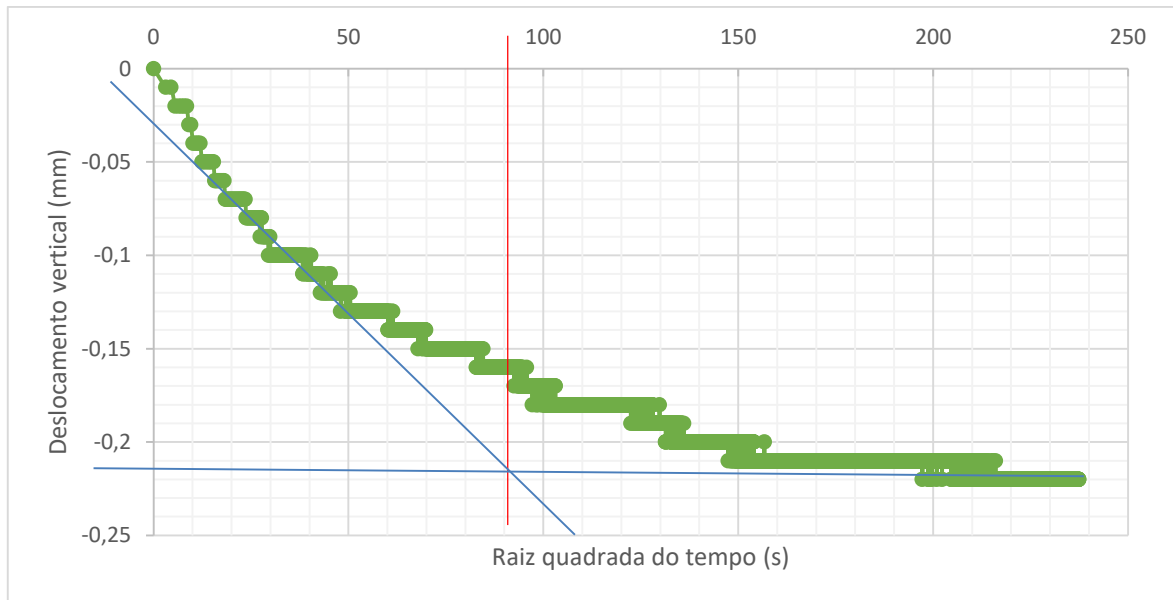


Figura 20 - Consolidação Estágio 01 (espatulamento)

Após traçadas as linhas auxiliares na Figura 20, chegou-se à raiz quadrada do tempo de consolidação de 92 s (1,53 min), o que corresponde ao tempo $\sqrt{t_{100}}$ igual a 2,34 min e c_v de 7,74 mm²/s para o Estágio 02. O deslocamento vertical final na fase de consolidação do Estágio 01 foi de 0,22 mm.

Após concluídos todos os quatros ciclos de cisalhamento para a tensão normal de 33 kPa, pode-se chegar à Figura 21.

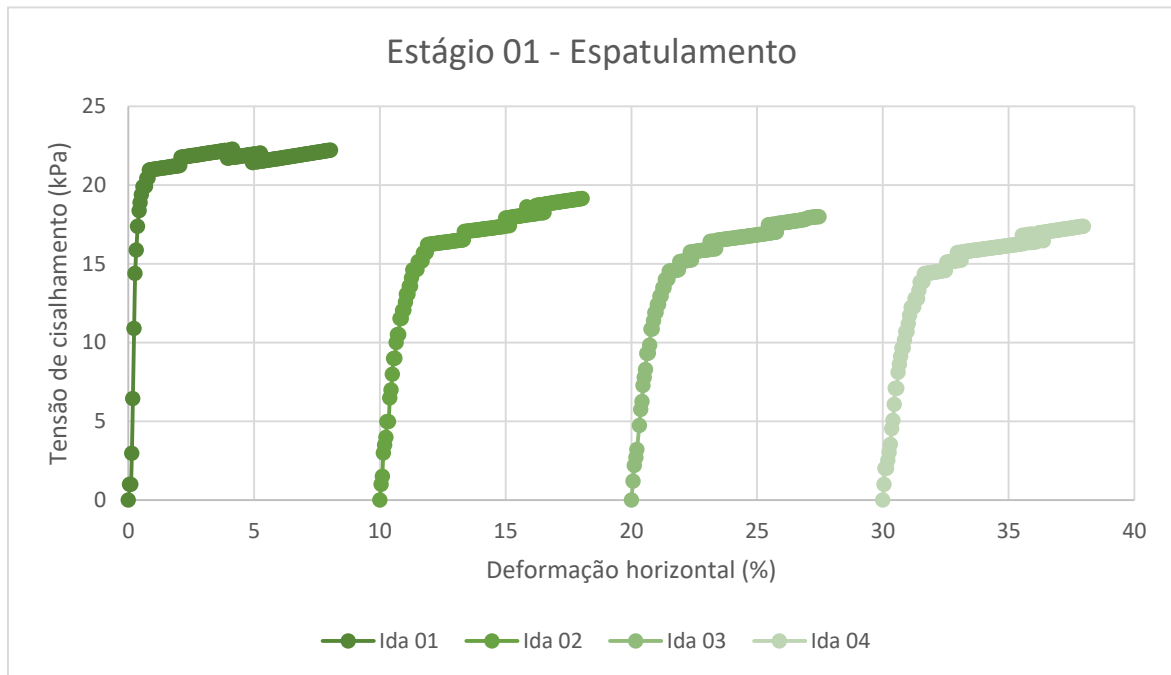


Figura 21 - Tensão de cisalhamento x Deformação horizontal (espatulamento)

Observando os resultados apresentados na Figura 21, verifica-se que há uma tendência de redução da tensão de cisalhamento e uma considerável estabilização das tensões cisalhantes quando aplicadas as idas na caixa do equipamento. Nota-se que se tem uma tendência de estabilização da tensão de cisalhamento para a aplicação da tensão normal de 33 kPa, tendo como uma tensão pós-pico de cisalhamento o valor de 17,36 kPa.

Pelo Figura 21 ainda, pode-se observar que apenas a Ida 01 apresentou uma tensão de pico. Já as demais idas se encaminharam para uma estabilização, como pode demonstrar a linha de tendência do gráfico. A Tabela 8 apresenta os valores de tensão de cisalhamento obtidos após aplicar a tensão normal de 33 kPa.

Tabela 8 - Tensões de cisalhamento (Estágio 01 – Espatulamento)

Ida	Tensão de Cisalhamento (kPa)		Tensão Normal (kPa)	
	Pico	Pós-pico	Pico	Pós-pico
01	22,26	21,42	32,74	33,01
02	-	19,14	-	34,24
03	-	17,98	-	33,90
04	-	17,38	-	34,86

A Tabela 9 discrimina os tempos de ruptura (t_{rup}) obtidos para cada ida do Estágio 01, bem como a avaliação do resultado em relação a drenagem da amostra. Considera-se que a amostra foi cisalhada drenada se o tempo necessário a ruptura é igual ou superior ao que o tempo de consolidação (t_{100}), interpretado da fase de consolidação.

Tabela 9 - Valores obtidos para a Deformação horizontal e Tempo para ruptura (Estágio 01 – Espatulamento)

Estágio 01	Deformação horizontal (ϵ)	Tempo para ruptura (t_{rup})	$t_{rup} > t_{100}$?
Ida 01	5,36 mm	17,46 min	Sim
Ida 02	8,37 mm	27,26 min	Sim
Ida 03	8,75 mm	28,50 min	Sim
Ida 04	9,14 mm	29,77 min	Sim

Pode-se verificar, também, a partir da Figura 22, a deformação vertical sofrida pelo corpo de prova, para todas as idas, à medida que a caixa metálica bipartida era deslocada horizontalmente.

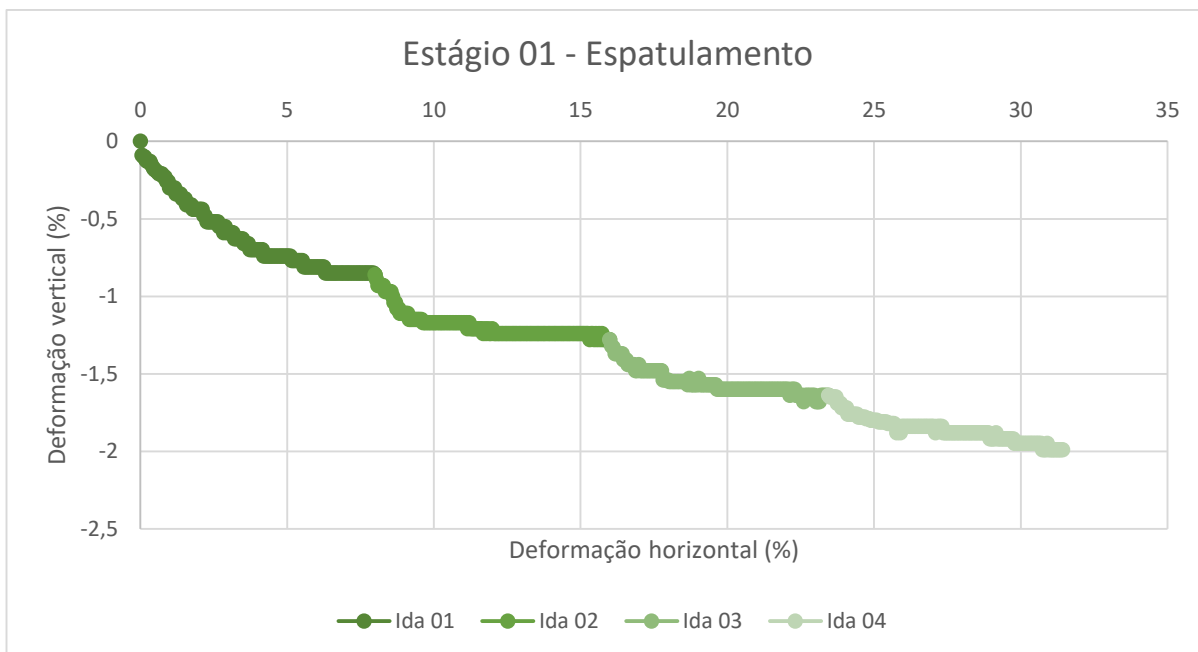


Figura 22 - Deformação vertical x Deformação horizontal (Estágio 01 – Espatulamento)

Nota-se que as deformações verticais foram ficando menos expressivas à medida que o ensaio ocorria, tendo seu valor maior para a Ida 01 e, menor para a Ida 04. Fazendo-se o somatório de todas as idas, o corpo de prova sofreu uma deformação vertical de 1,99%. Sabendo-se que a altura inicial da amostra era de 20 mm, tem-se que o corpo de prova deformou 0,4 mm.

A Tabela 10 traz os valores de deformação vertical registrado em cada ciclo.

Tabela 10 - Deformação vertical (Estágio 01 – Espatulamento)

Ida	Deformação vertical (%)
01	0,86
02	0,42
03	0,36
04	0,35

A partir da Tabela 10 pode-se concluir que a Ida 01 é responsável por 43,22% da deformação vertical total do corpo de prova, o que corresponderia a 0,17 mm.

4.6.1.2. Estágio 02

A Figura 23 traz as informações de consolidação para o Estágio 02, cuja aplicação de tensão normal foi de 78 kPa.

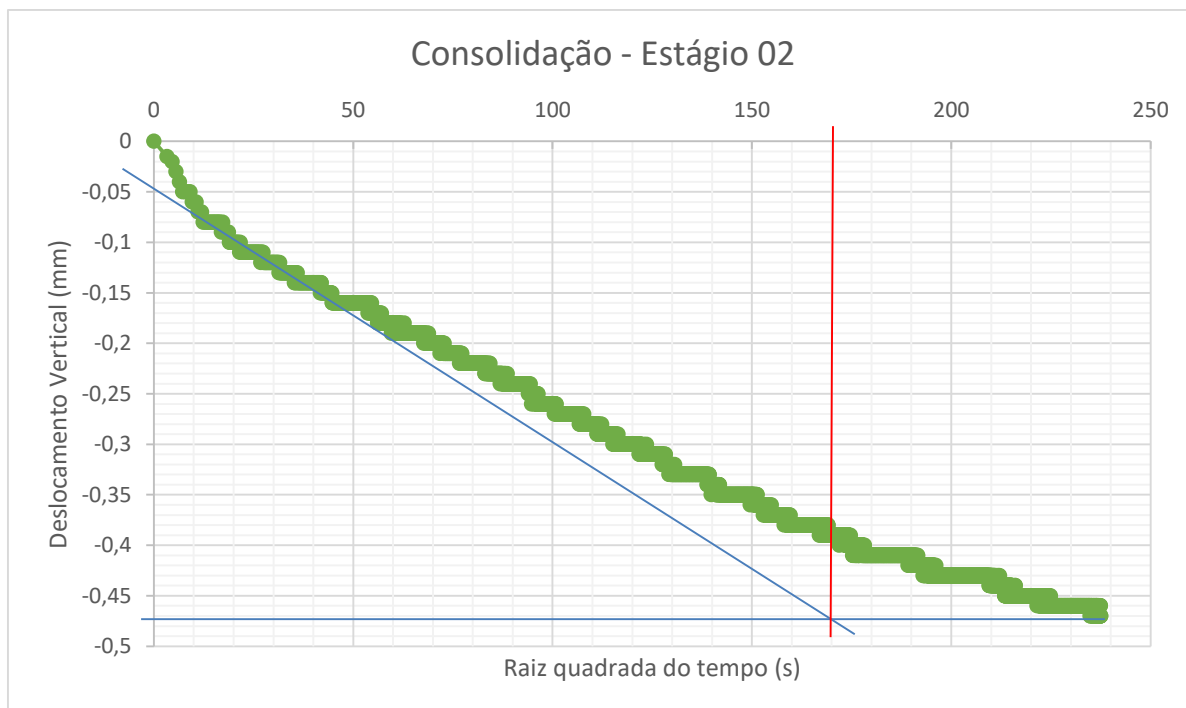


Figura 23 - Consolidação (Estágio 02 – Espatulamento)

Após traçadas as linhas auxiliares na Figura 23, chegou-se à raiz quadrada do tempo de consolidação de 170 s (2,83 min), o que corresponde ao tempo $\sqrt{t_{100}}$ igual a 8,01 min e c_v de 5,16 mm²/s para o Estágio 02. O deslocamento vertical final na fase de consolidação do Estágio 02 foi de 0,47 mm.

Concluídos todos os quatro ciclos de cisalhamento para a tensão normal de 78 kPa, pode-se obter as informações contidas na Figura 24.

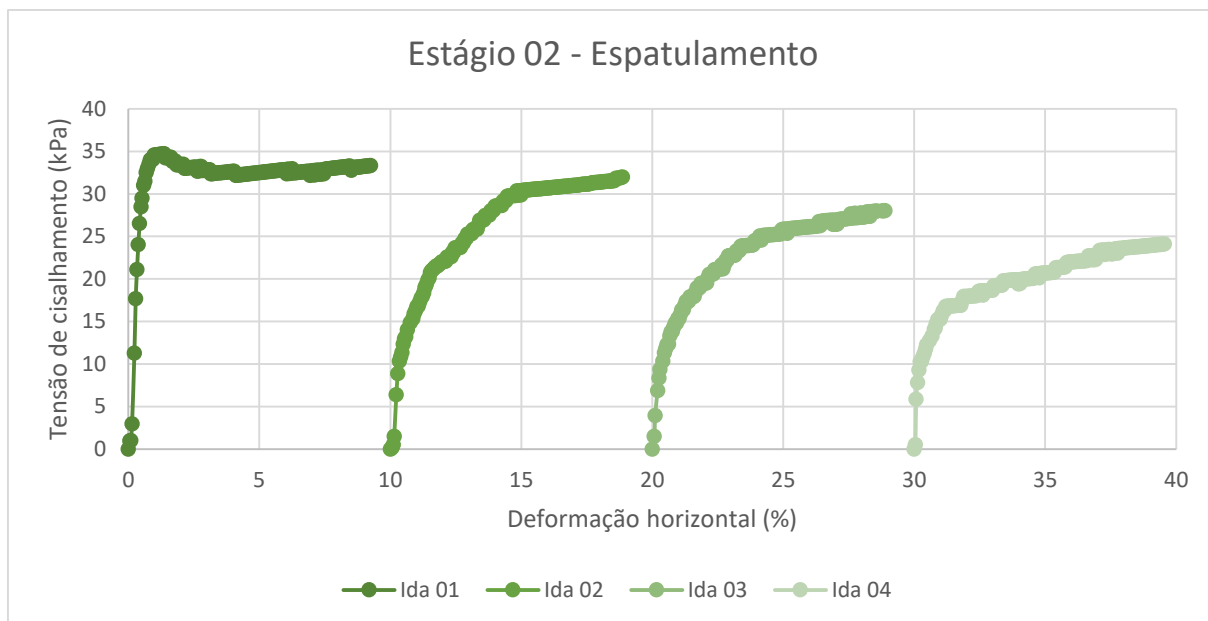


Figura 24 - Tensão de cisalhamento x Deformação horizontal (Estágio 02 – Espatulamento)

Observando os resultados apresentados no Figura 24, verifica-se que há uma tendência de redução da tensão de cisalhamento quando aplicadas as idas na caixa do equipamento. Seguindo a linha de tendência, tem-se, para a aplicação da tensão normal de 78 kPa, uma tensão de cisalhamento mínima de 24,10 kPa.

Pela Figura 24 ainda, pode-se observar que apenas a Ida 01 apresentou uma tensão de pico. Já as demais idas se encaminharam para uma estabilização dentro de cada ciclo, como pode demonstrar a linha de tendência do gráfico. A Tabela 11 apresenta os valores de tensão de cisalhamento obtidos após aplicar a tensão normal de 78 kPa.

Tabela 11 - Tensões de cisalhamento (Estágio 02 – Espatulamento)

Ida	Tensão de Cisalhamento (kPa)		Tensão Normal (kPa)	
	Pico	Pós-pico	Pico	Pós-pico
01	34,71	33,33	75,75	82,30
02	-	31,97	-	81,44
03	-	28,03	-	81,44
04	-	24,10	-	82,06

A Tabela 12 discrimina os tempos de ruptura (t_{rup}) obtidos para cada ida do Estágio 02, bem como se o resultado está de acordo com o critério de ser maior ou igual ao que o tempo necessário para ruptura (t_{100}).

Tabela 12 - Valores obtidos para a Deformação horizontal e Tempo para ruptura

Estágio 02	Deformação horizontal (ϵ)	Tempo para ruptura (t_{rup})	$t_{rup} > t_{100}$?
Ida 01	4,47 mm	14,56 min	Sim
Ida 02	7,42 mm	24,17 min	Sim
Ida 03	8,66 mm	28,21 min	Sim
Ida 04	9,19 mm	29,93 min	Sim

Pode-se verificar, também, a partir do Figura 25, a deformação vertical sofrida pelo corpo de prova, para todas as idas, à medida que a caixa metálica bipartida era deslocada horizontalmente.

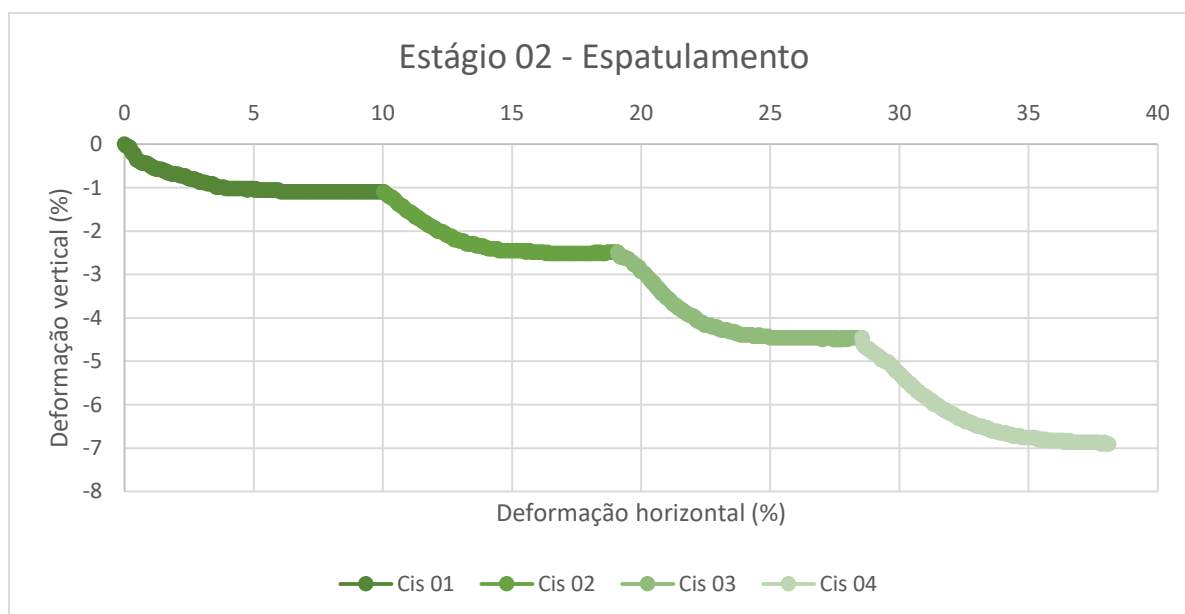


Figura 25 - Deformação vertical x Deformação horizontal

Nota-se que as deformações verticais foram ficando mais expressivas à medida que o ensaio ocorria, tendo seu valor maior para a Ida 04 e, menor para a Ida 01. Essa inversão de proporcionalidade de deformação, quando comparado ao Estágio 01, se deu pelo fato que o ensaio obteve uma grande perda de material ao longo do processo, como ilustra a Figura 26.



Figura 26 - Perda de material no Estágio 02

Fazendo-se o somatório de todas as idas, o corpo de prova sofreu uma deformação vertical de 6,91%. Sabendo-se que a altura inicial da amostra era de 20 mm, tem-se que o corpo de prova deformou 1,38 mm.

A Tabela 13 traz os valores de deformação vertical registrado em cada ciclo.

Tabela 13 - Deformação vertical (Estágio 02 – Espatulamento)

Ida	Deformação vertical (%)
01	1,10
02	1,39
03	1,97
04	2,45

A partir da Tabela 13 pode-se concluir que a Ida 04 foi responsável por 35,46% da deformação vertical total do corpo de prova, o que corresponderia a 0,49 mm.

4.6.1.3. Estágio 03

A Figura 27 traz as informações de consolidação para o Estágio 03, cuja aplicação de tensão normal foi de 128 kPa.

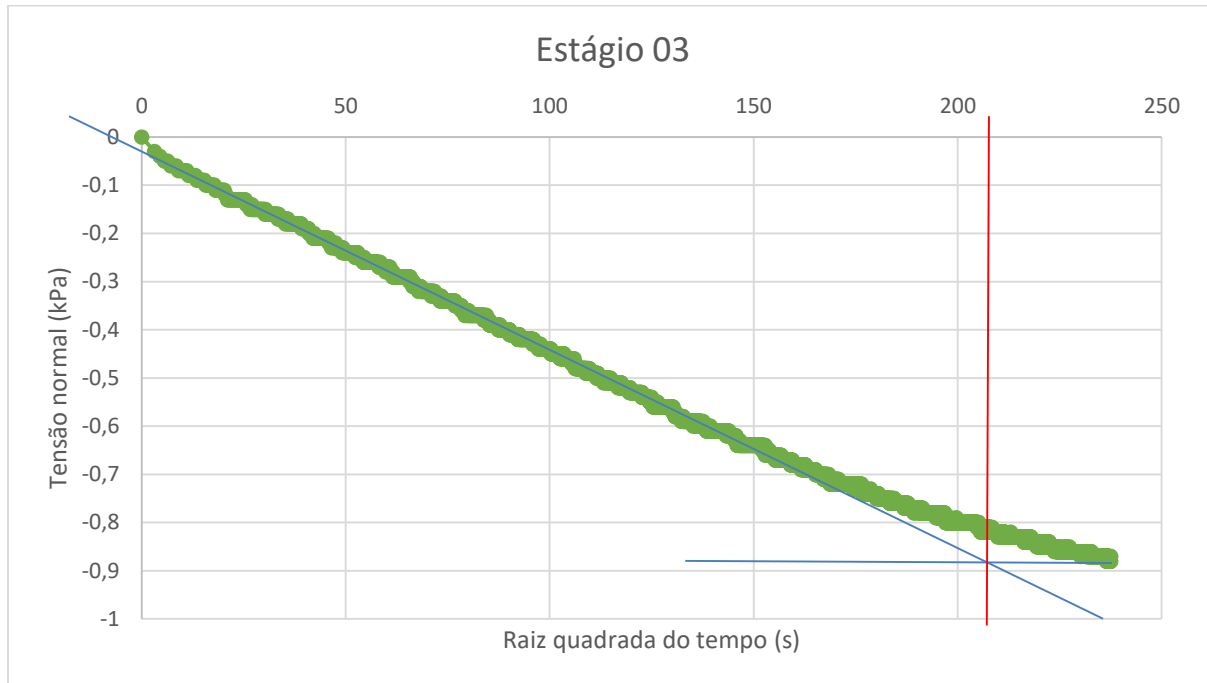


Figura 27 - Consolidação (Estágio 03 – Espatulamento)

Após traçadas as linhas auxiliares na Figura 27, chegou-se à raiz quadrada do tempo de consolidação de 213 s (3,55 min), o que corresponde ao tempo $\sqrt{t_{100}}$ igual a 12,60 min e c_v de 3,34 mm²/s para o Estágio 03. O deslocamento vertical final na fase de consolidação do Estágio 03 foi de 0,88 mm.

Após concluídos todos os quatro ciclos de cisalhamento para a tensão normal de 128 kPa, pode-se obter as informações contidas na Figura 28.

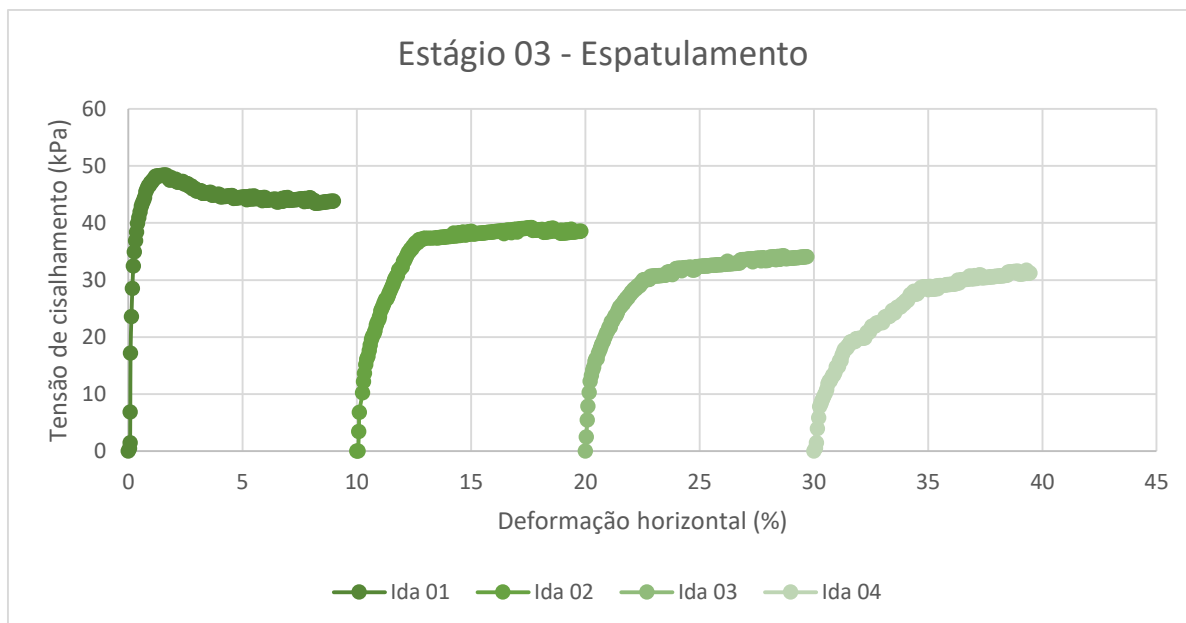


Figura 28 - Tensão de cisalhamento x Deformação horizontal (Estágio 03 – Espatulamento)

Observando os resultados apresentados na Figura 28, verifica-se que há uma tendência de redução de tensão de cisalhamento quando aplicadas as idas na caixa do equipamento. Seguindo a linha de tendência, tem-se, para a aplicação da tensão normal de 128 kPa, uma tensão de cisalhamento de 31,22 kPa.

Pela Figura 28 ainda, pode-se observar que apenas a Ida 01 apresentou uma tensão de pico. Já as demais idas se encaminharam para uma estabilização, como pode demonstrar a linha de tendência do gráfico. A Tabela 14 apresenta os valores de tensão de cisalhamento obtidos após aplicar a tensão normal de 128 kPa.

Tabela 14 - Tensões de cisalhamento (Estágio 03 - Espatulamento)

Ida	Tensão de Cisalhamento (kPa)		Tensão normal (kPa)	
	Pico	Pós-pico	Pico	Pós-pico
01	48,40	43,83	125,19	135,37
02	-	38,56	-	135,44
03	-	34,07	-	135,05
04	-	31,22	-	134,50

A Tabela 15 discrimina os tempos de ruptura (t_{rup}) obtidos para cada ida do Estágio 03, bem como se o resultado está de acordo com o critério de ser maior ou igual ao que o tempo necessário para ruptura (t_{100}).

Tabela 15 - Valores obtidos para a Deformação horizontal e Tempo para ruptura

Estágio 03	Deformação horizontal (ϵ)	Tempo para ruptura (t_{rup})	$t_{rup} > t_{100}$?
Ida 01	7,43 mm	24,20 min	Sim
Ida 02	8,38 mm	27,30 min	Sim
Ida 03	9,29 mm	30,26 min	Sim
Ida 04	9,86 mm	32,12 min	Sim

Pode-se verificar, também, a partir do Figura 29, a deformação vertical sofrida pelo corpo de prova, para todas as idas, à medida que a caixa metálica bipartida era deslocada horizontalmente.

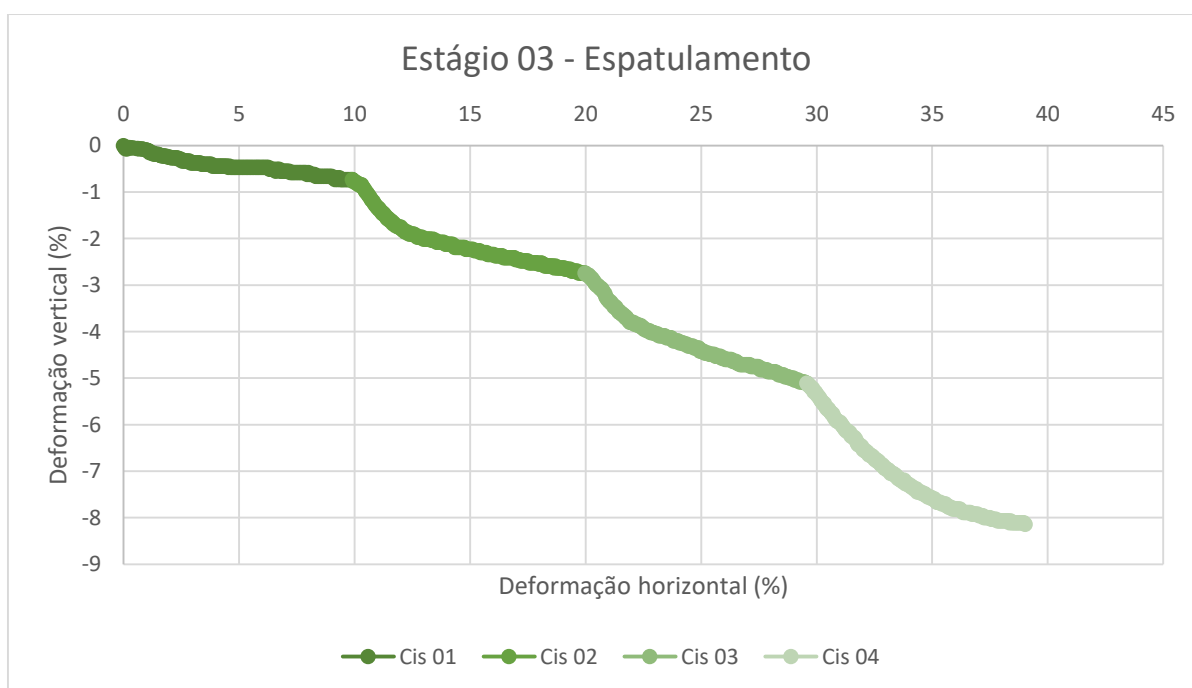


Figura 29 - Deformação vertical x Deformação horizontal (Estágio – Espatulamento)

Similar ao Estágio 02, nota-se que as deformações verticais foram ficando mais expressivas à medida que o ensaio ocorria devido à perda de material. A Figura 30 mostra a perda de material no Estágio 03, onde se pode verificar que foi maior que a perda do Estágio 02.



Figura 30 - Perda de material no Estágio 03 - Espatulamento

Fazendo-se o somatório de todas as idas, o corpo de prova sofreu uma deformação vertical de 8,14%. Sabendo-se que a altura inicial da amostra era de 20 mm, tem-se que o corpo de prova deformou 1,63 mm.

A Tabela 16 traz os valores de deformação vertical registrado em cada ciclo.

Tabela 16 - Deformação vertical (Estágio 03 – Espatulamento)

Ida	Deformação vertical (%)
01	0,73
02	2,01
03	2,37
04	3,03

A partir da Tabela 16 pode-se concluir que a Ida 04 foi responsável por 37,22% da deformação vertical total do corpo de prova, o que corresponderia a 0,61 mm.

4.6.1.4. Envoltória de resistência

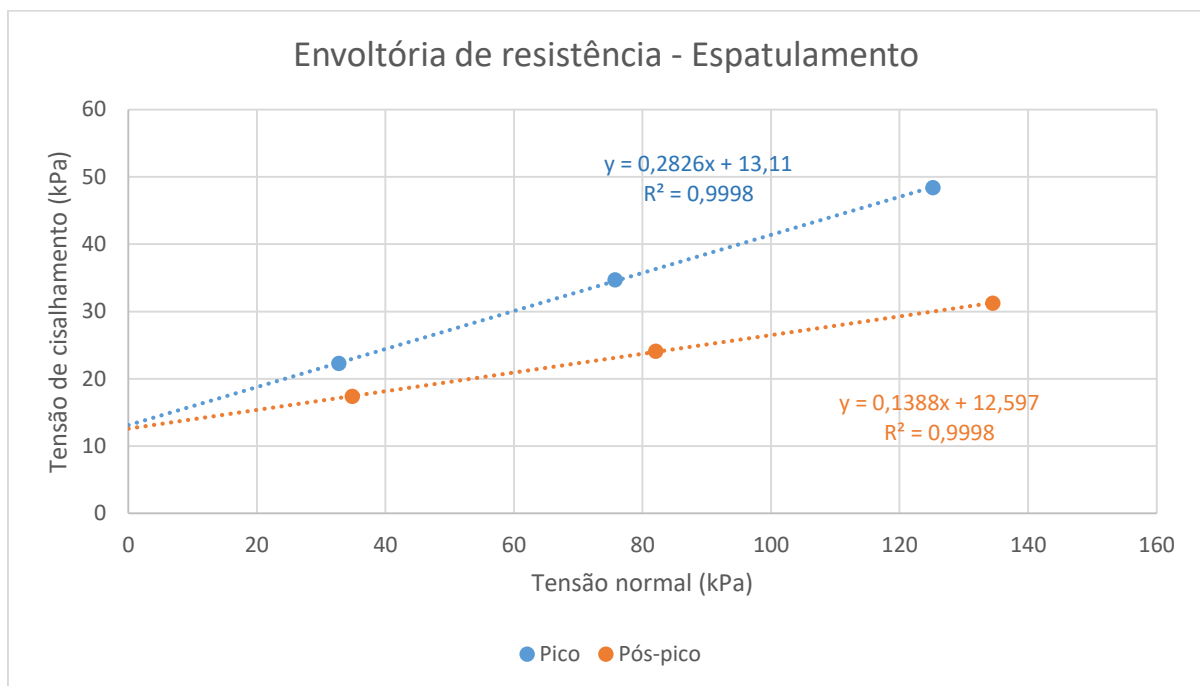
Após finalizados os 03 estágios do ensaio para amostragem por espatulamento, pode-se traçar a envoltória de resistência para as tensões de casa estágio. Respectivamente, para as tensões de pico de cada estágio, tem-se os valores de 22,26 kPa, 34,71 kPa e 48,40 kPa. A Tabela 17 traz um resumo das tensões de cisalhamento pós-pico obtidas em cada estágio do ensaio.

Tabela 17 - Resumo Tensões pós-pico de cisalhamento

Ida	Tensão pós-pico (kPa)		
	Estágio 01	Estágio 02	Estágio 03
01	21,42	33,33	43,83
02	19,14	31,97	38,56
03	17,98	28,03	34,07
04	17,38	24,10	31,22

Pode-se, então, traçar o gráfico das envoltórias de resistência de pico e pós-pico, como ilustra a Figura 31 considerando suas respectivas tensões normais. Para a envoltória pós-pico os valores das tensões na Ida 4 foram utilizados.

Figura 31 - Envoltórias da resistência da tensão de pico e pós pico (Espatulamento)



A partir do Figura 31, pode-se obter os parâmetros de coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ) para as tensões de pico e pós-pico, discriminadas na Tabela 18.

Tabela 18 - Ângulo de atrito (ϕ) e Coesão (c') - Espatulamento

Tensão de Cisalhamento	Ângulo de atrito (ϕ)	Coesão (c')
Pico	15,61°	13,110
Pós-pico	7,81°	12,597

Percebe-se, que entre as tensões de cisalhamento de pico e pós-pico há uma grande variação entre os ângulos de atrito, já para a coesão os valores foram próximos. Entretanto, essa redução dos parâmetros não é suficiente para caracterizar o estado residual, estado no qual não é esperada coesão da amostra. Como os valores de coesão não foram zero, tem-se que o material argiloso possui características da estrutura comandando o cisalhamento.

4.6.2. Procedimento de moldagem com carregamento prévio

As amostras moldadas com base no procedimento de espatulamento possuem valores de pesos específicos conforme destacado na Tabela 19.

Tabela 19 - Massa específica das amostras para a moldagem com carregamento prévio

Estágio	Volume do molde (cm ³)	Peso amostra (g)	Peso específico (kN/m ³)	Peso específico médio (kN/m ³)
01		362	17,06	
02	212,18	356	16,78	16,79
03		351	16,54	

Observando a Tabela 7 e a Tabela 19, que apresentam os resultados dos pesos específicos obtidos nos diferentes processos de moldagem, verifica-se que as estruturas formadas no processo de carregamento prévio fornecem pesos específicos ligeiramente maiores. O efeito desta estrutura será verificado no comparativo de resultados.

4.6.2.1. Estágio 01

A Figura 32 traz as informações de consolidação para o Estágio 01, cuja aplicação de tensão normal foi de 33 kPa.

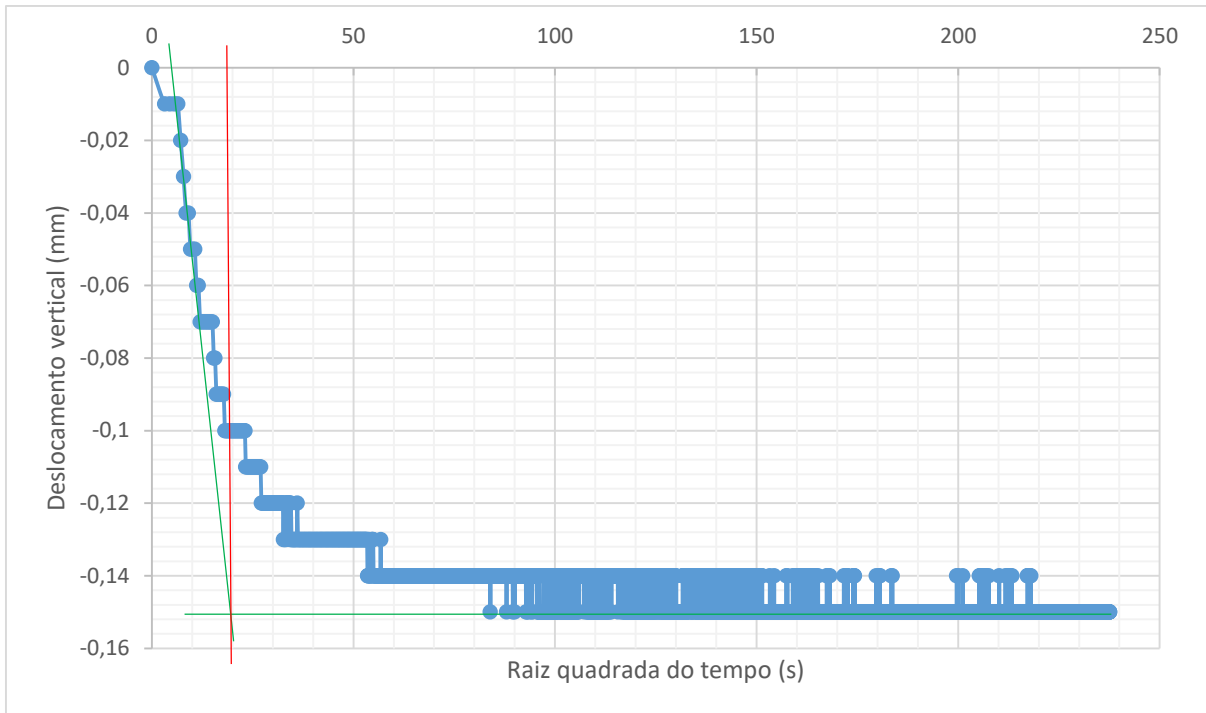


Figura 32 – Consolidação (Estágio 01 – Carregamento prévio)

Após traçadas as linhas auxiliares na Figura 32, chegou-se à raiz quadrada do tempo de consolidação de 19 s (0,32 min), o que corresponde ao tempo $\sqrt{t_{100}}$ igual a 0,10 min e c_v de 37,49 mm²/s para o Estágio 01. O deslocamento vertical final na fase de consolidação do Estágio 01 foi de 0,15 mm.

Concluídos todos os quatro ciclos de cisalhamento para a tensão normal de 33 kPa, pode-se chegar ao resultado da Figura 33.

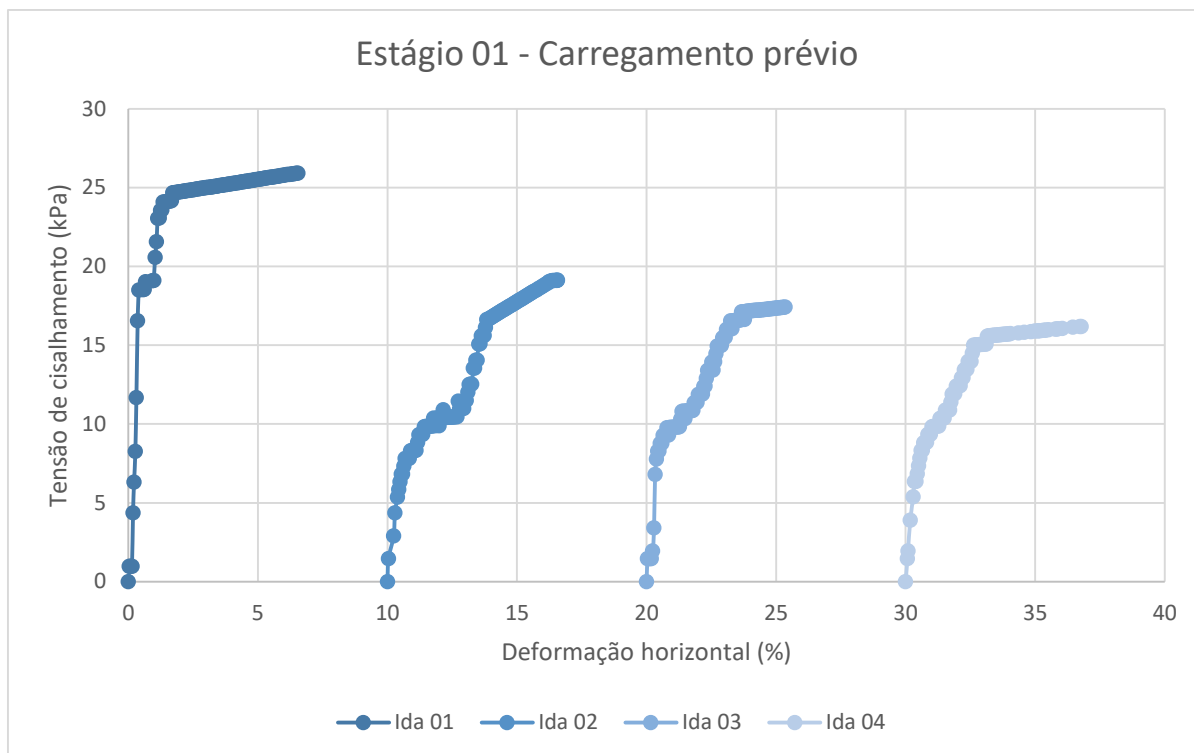


Figura 33 - Tensão de cisalhamento x Deformação horizontal (Estágio 01 – Carregamento prévio)

Observando os resultados apresentados na Figura 33, verifica-se que há uma tendência de redução de tensão de cisalhamento quando aplicadas as idas na caixa do equipamento. Seguindo a linha de tendência, tem-se, para a aplicação da tensão normal de 33 kPa, uma tensão de cisalhamento de 16,19 kPa.

Pela Figura 33 ainda, pode-se observar que idas não obtiverem tensões de pico, encaminhando-se uma estabilização, como pode demonstrar a linha de tendência do gráfico. A Tabela 20 apresenta os valores de tensão de cisalhamento obtidos após aplicar a tensão normal de 33 kPa.

Tabela 20 - Tensões de cisalhamento (Estágio 01 – Carregamento prévio)

Ida	Tensão de Cisalhamento (kPa)		Tensão Normal (kPa)	
	Pico	Pós-pico	Pico	Pós-pico
01	-	25,92	-	33,58
02	-	19,12	-	32,74
03	-	17,42	-	33,16
04	-	16,19	-	33,81

A Tabela 21 discrimina os tempos de ruptura (t_{rup}) obtidos para cada ida do Estágio 01, bem como se o resultado está de acordo com o critério de ser maior ou igual ao que o tempo necessário para ruptura (t_{100}).

Tabela 21 - Valores obtidos para a Deformação horizontal e Tempo para ruptura

Estágio 01	Deformação horizontal (ϵ)	Tempo para ruptura (t_{rup})	$t_{rup} > t_{100}$?
Ida 01	5,21 mm	16,97 min	Sim
Ida 02	5,43 mm	17,69 min	Sim
Ida 03	5,52 mm	17,98 mm	Sim
Ida 04	6,61 mm	21,53 mm	Sim

Pode-se verificar, também, a partir do Figura 34, a deformação vertical sofrida pelo corpo de prova, para todas as idas, à medida que a caixa metálica bipartida era deslocada horizontalmente.

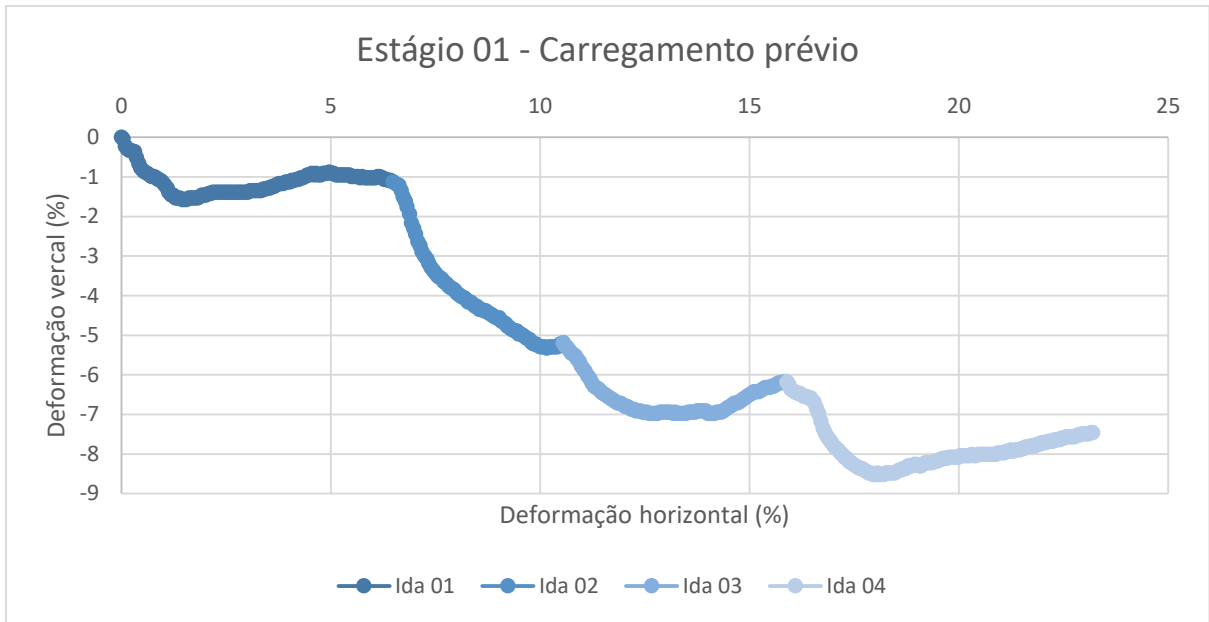


Figura 34 - Deformação vertical x Deformação horizontal (Estágio 01 – Carregamento prévio)

Nota-se que as deformações verticais das idas 01, 03 e 04 seguiram um padrão de deformação, já a Ida 02, verifica-se um comportamento onde a deformação vertical foi muito maior que a horizontal, isso se deu pela grande perda de material que o ensaio sofreu na Ida 01, como ilustra a Figura 35.



Figura 35 - Perda de material na Ida 01 no Carregamento prévio

Fazendo-se o somatório de todas as idas, o corpo de prova sofreu uma deformação vertical de 7,46%. Sabendo-se que a altura inicial da amostra era de 20 mm, tem-se que o corpo de prova deformou 1,49 mm.

A Tabela 22 traz os valores de deformação vertical registrado em cada ciclo.

Tabela 22 - Deformação vertical (Estágio 01 - Carregamento prévio)

Ida	Deformação vertical (%)
01	1,13
02	4,06
03	0,99
04	1,28

A partir da Tabela 22 pode-se concluir que a Ida 02 foi responsável por 54,42% da deformação vertical total do corpo de prova, o que corresponderia a 0,81 mm.

4.6.2.2. Estágio 02

A Figura 36 traz as informações de consolidação para o Estágio 02, cuja aplicação de tensão normal foi de 78 kPa.

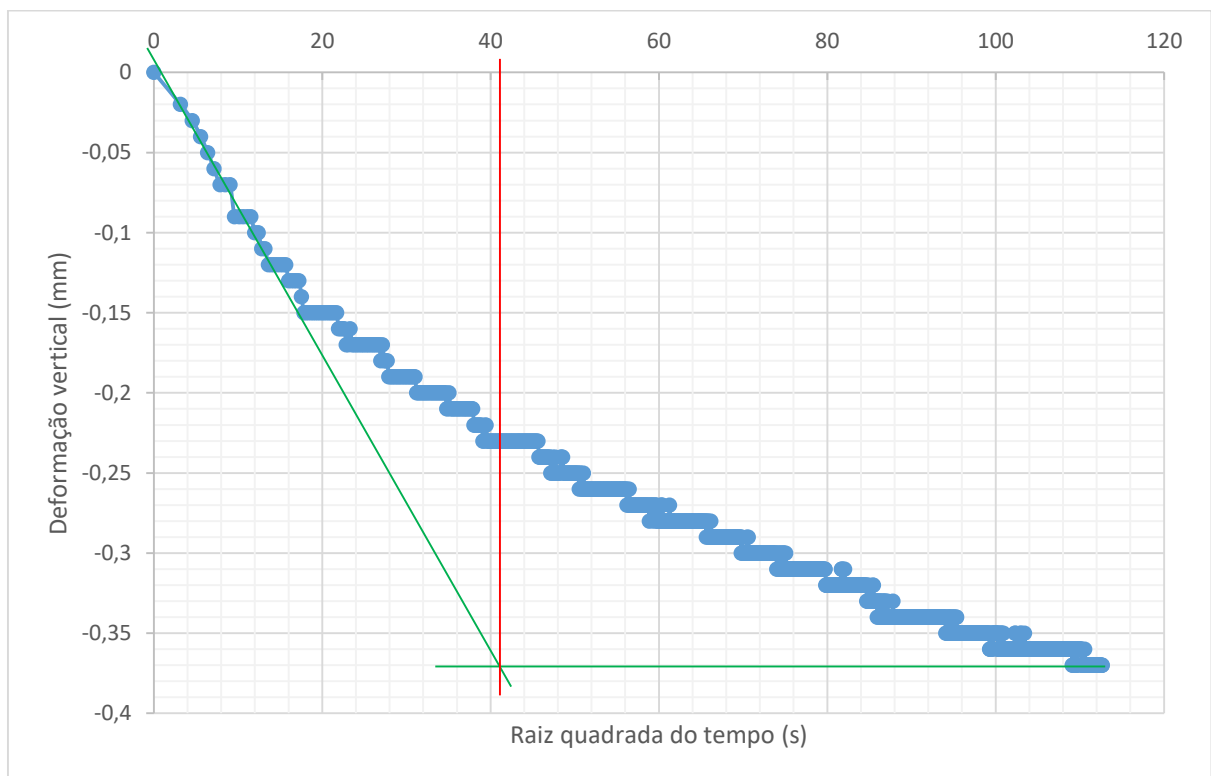


Figura 36 – Consolidação (Estágio 02 – Carregamento prévio)

Após traçadas as linhas auxiliares na Figura 36, chegou-se à raiz quadrada do tempo de consolidação de 41 s (0,68 min), o que corresponde ao tempo $\sqrt{t_{100}}$ igual a

0,46 min e c_v de 17,36 mm²/s para o Estágio 02. O deslocamento vertical final na fase de consolidação do Estágio 02 foi de 0,37 mm.

Durante a execução do ensaio para a tensão normal de 78 kPa houveram picos de energia no LMS que fizeram com que o ensaio tivesse que ser interrompido, dessa forma, apenas a Ida 01 pode ser computada pelo aquisidor de dados. Após concluído o ciclo de cisalhamento para a tensão normal de 78 kPa, pode-se chegar as informações contidas na Figura 37.

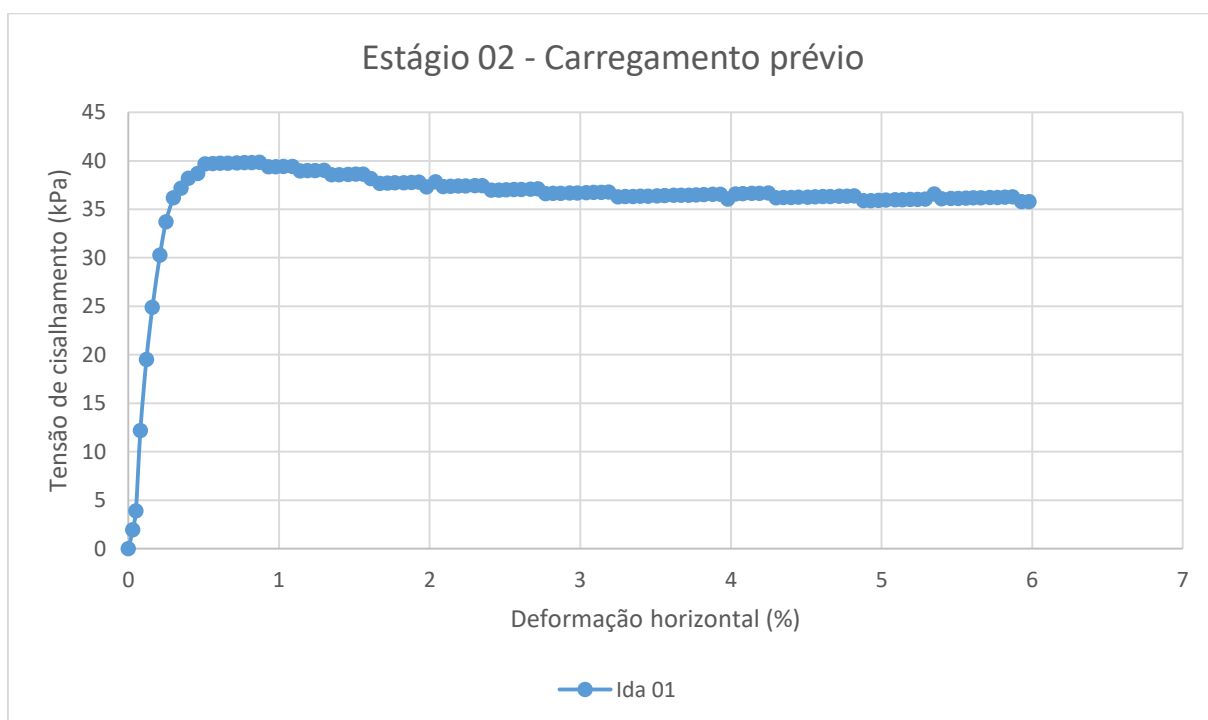


Figura 37 - Tensão de cisalhamento x Deformação horizontal (Estágio 02 – Carregamento prévio)

Observando os resultados apresentados na Figura 37, verifica-se que após uma tensão de pico, a tensão de cisalhamento tende a se estabilizar. Seguindo a linha de tendência, tem-se, para a aplicação da tensão normal de 78 kPa, uma tensão de cisalhamento de 35,80 kPa.

A Tabela 23 apresenta os valores de tensão de cisalhamento obtidos após aplicar a tensão normal de 78 kPa.

Tabela 23 - Tensões de cisalhamento (Estágio 02 – Carregamento prévio)

Ida	Tensão de Cisalhamento (kPa)		Tensão normal (kPa)	
	Pico	Pós-pico	Pico	Pós-pico
01	39,44	35,80	75,43	79,38

O tempo de ruptura (t_{rup}) obtido para a Ida 02 do Estágio 02 considerando uma deformação de 4,32 mm é de 14,07 min, estando assim dentro do critério de ser maior ou igual o tempo necessário para ruptura (t_{100}).

Pode-se verificar, também, a partir da Figura 38, a deformação vertical sofrida pelo corpo de prova, para a Ida 01, à medida que a caixa metálica bipartida era deslocada horizontalmente.

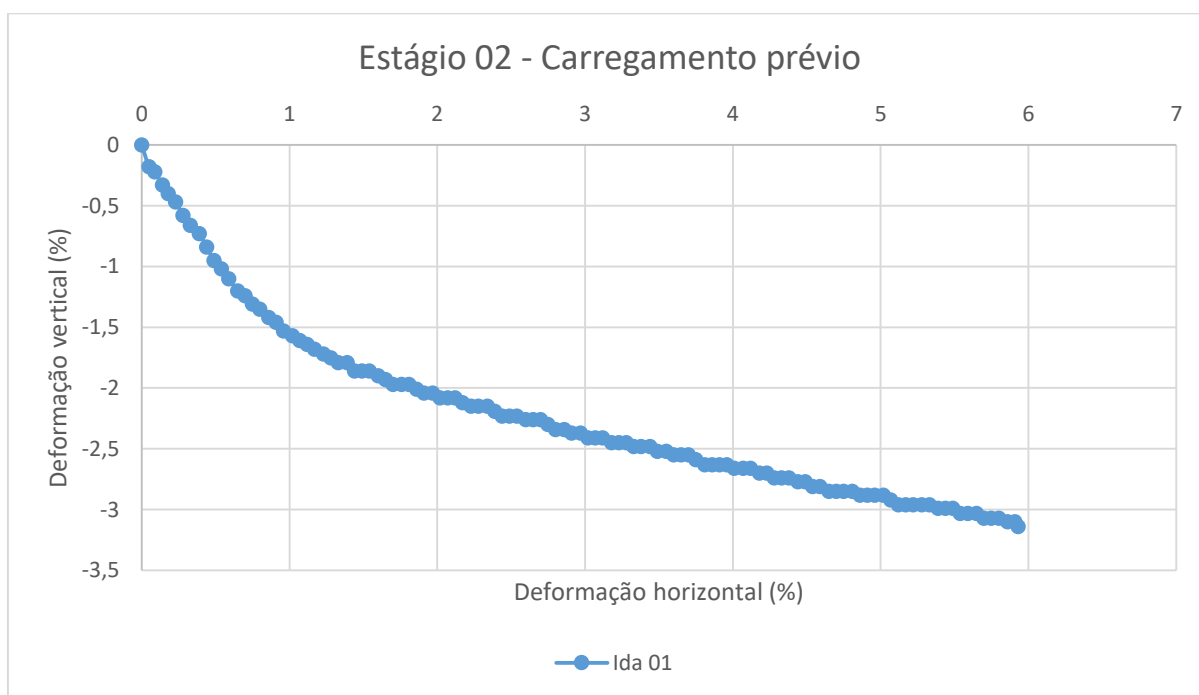


Figura 38 - Deformação vertical x Deformação horizontal (Estágio 02 – Carregamento prévio)

Para o Estágio 02 o corpo de prova sofreu uma deformação vertical de 3,14%. Sabendo-se que a altura inicial da amostra era de 20 mm, tem-se que o corpo de prova deformou 0,63 mm.

4.6.2.3. Estágio 03

A Figura 39 traz as informações de consolidação para o Estágio 03, cuja aplicação de tensão normal foi de 128 kPa.

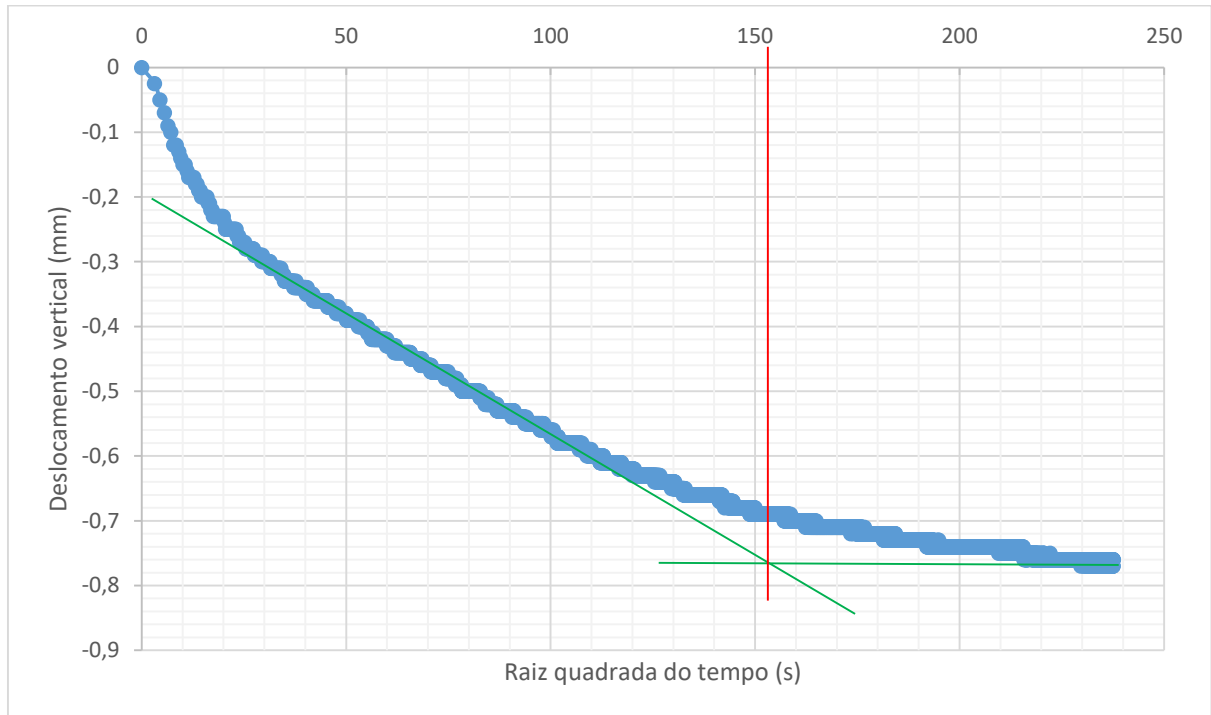


Figura 39 – Consolidação (Estágio 03 – Carregamento prévio)

Após traçadas as linhas auxiliares na Figura 39, chegou-se à raiz quadrada do tempo de consolidação de 153 s (2,55 min), o que corresponde ao tempo $\sqrt{t_{100}}$ igual a 6,50 min e c_v de 10,96 mm²/s para o Estágio 03. O deslocamento vertical final na fase de consolidação do Estágio 03 foi de 0,77 mm.

Concluídos todos os quatros ciclos de cisalhamento para a tensão normal de 128 kPa, pode-se obter as informações contidas na Figura 40.

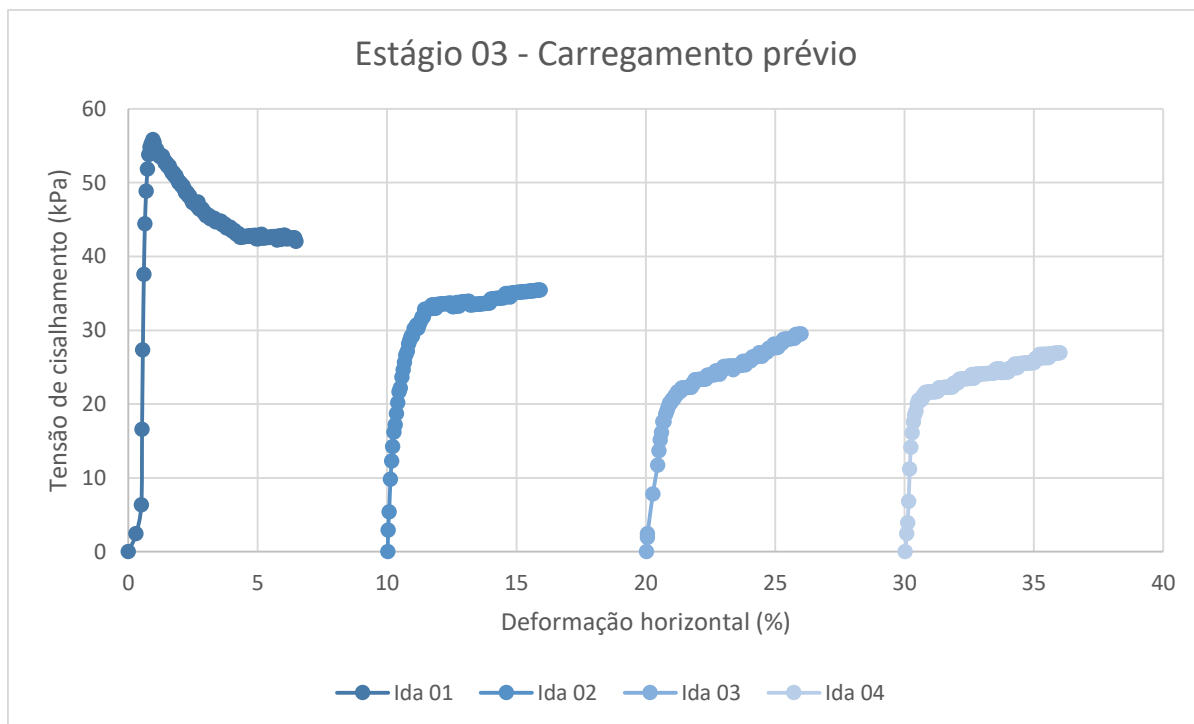


Figura 40 - Tensão de cisalhamento x Deformação horizontal (Estágio 03 – Carregamento prévio)

Observando os resultados apresentados no Figura 40, verifica-se que há uma tendência de redução de tensão de cisalhamento quando aplicadas as idas na caixa do equipamento. Seguindo a linha de tendência, tem-se, para a aplicação da tensão normal de 128 kPa, uma tensão de cisalhamento de 26,93 kPa.

Pela Figura 40 ainda, pode-se observar que idas não obtiverem tensões de pico, encaminhando-se uma estabilização, como pode demonstrar a linha de tendência do gráfico. A Tabela 24 apresenta os valores de tensão de cisalhamento obtidos após aplicar a tensão normal de 128 kPa.

Tabela 24 - Tensões de cisalhamento (Estágio 03 – Carregamento prévio)

Ida	Tensão de Cisalhamento (kPa)		Tensão normal (kPa)	
	Pico	Pós-pico	Pico	Pós-pico
01	55,85	42,03	123,00	130,26
02	-	35,45	-	130,88
03	-	29,49	-	129,91
04	-	26,93	-	130,04

A Tabela 25 discrimina os tempos de ruptura (t_{rup}) obtidos para cada ida do Estágio 03, bem como se o resultado está de acordo com o critério de ser maior ou igual ao que o tempo necessário para ruptura (t_{100}).

Tabela 25 - Valores obtidos para a Deformação horizontal e Tempo para ruptura

Estágio 01	Deformação horizontal (ϵ)	Tempo para ruptura (t_{rup})	$t_{rup} > t_{100}$?
Ida 01	4,95 mm	16,12 min	Sim
Ida 02	5,52 mm	17,98 min	Sim
Ida 03	5,74 mm	18,70 mm	Sim
Ida 04	6,01 mm	19,58 mm	Sim

Pode-se verificar, também, a partir do Figura 41, a deformação vertical sofrida pelo corpo de prova, para todas as idas, à medida que a caixa metálica bipartida era deslocada horizontalmente.

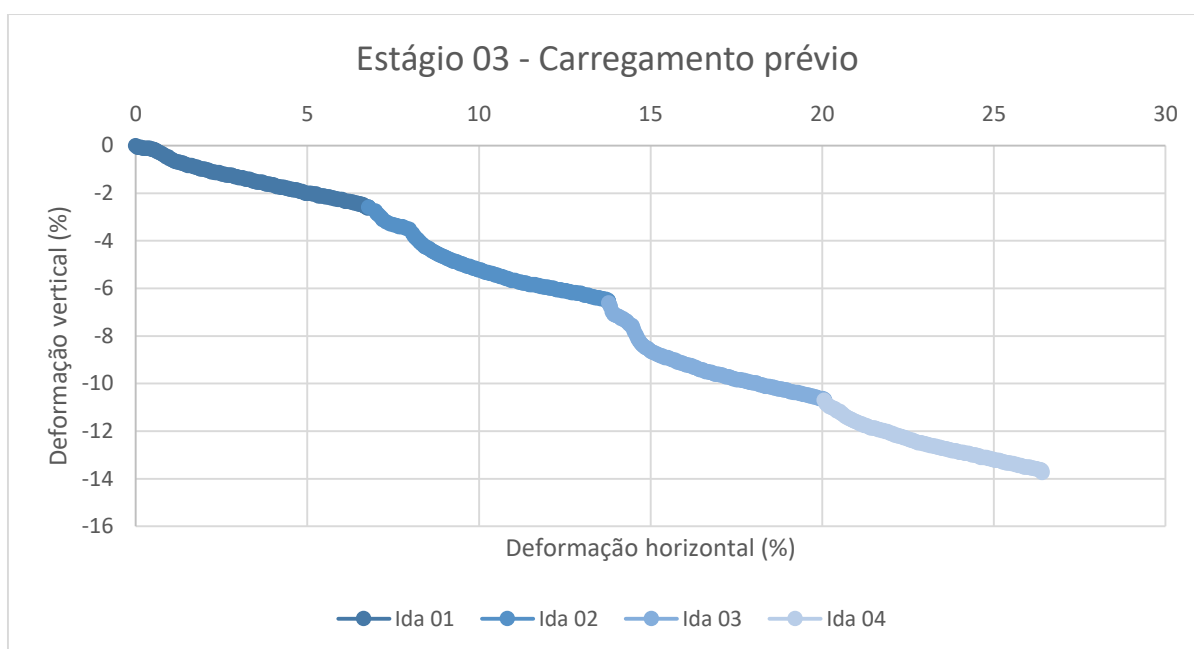


Figura 41 - Deformação vertical x Deformação horizontal (Estágio 03 – Carregamento prévio)

Nota-se que as deformações verticais das idas apresentaram um padrão de comportamento onde não foram verificados picos de deformações, seguindo quase que de maneira linear.

Fazendo-se o somatório de todas as idas, o corpo de prova sofreu uma deformação vertical de 13,73%. Sabendo-se que a altura inicial da amostra era de 20 mm, tem-se que o corpo de prova deformou 2,75 mm.

A Tabela 26 traz os valores de deformação vertical registrado em cada ciclo.

Tabela 26 - Deformação vertical (Estágio 03 – Carregamento prévio)

Ida	Deformação vertical (%)
01	2,59
02	4,02
03	4,09
04	3,03

A partir da Tabela 26 pode-se concluir que as idas 02 e 03 foram responsáveis por 29,78% e 29,28%, respectivamente, da deformação vertical total do corpo de prova, o que corresponderia a 0,81 mm cada ida.

4.6.2.4. Envoltória de resistência

Após finalizadas as 03 etapas do ensaio para o cisalhamento direto para a moldagem com carregamento prévio, pode-se traçar sua envoltória de resistência para as tensões de pico e residuais de cada estágio. Respectivamente, para as tensões de pico para os estágios 02 e 03, tem-se os valores de 39,44 kPa e 55,85 kPa, respectivamente, o Estágio 01 não obteve tensão cisalhante de pico. A Tabela 27 traz um resumo das tensões de cisalhamento pós-picos obtidos em cada estágio do ensaio.

Tabela 27 - Resumo Tensões cisalhantes pós pico

Ida	Tensão de cisalhamento pós pico (kPa)		
	Estágio 01	Estágio 02	Estágio 03
01	25,92	35,80	42,03
02	19,12	-	35,45
03	17,42	-	29,49
04	16,19	-	26,93

Pode-se, então, traçar o gráfico das envoltórias de resistência de pico e pós-pico para as idas de cada ensaio, considerando suas respectivas tensões normais, estando apresentado na Figura 42.

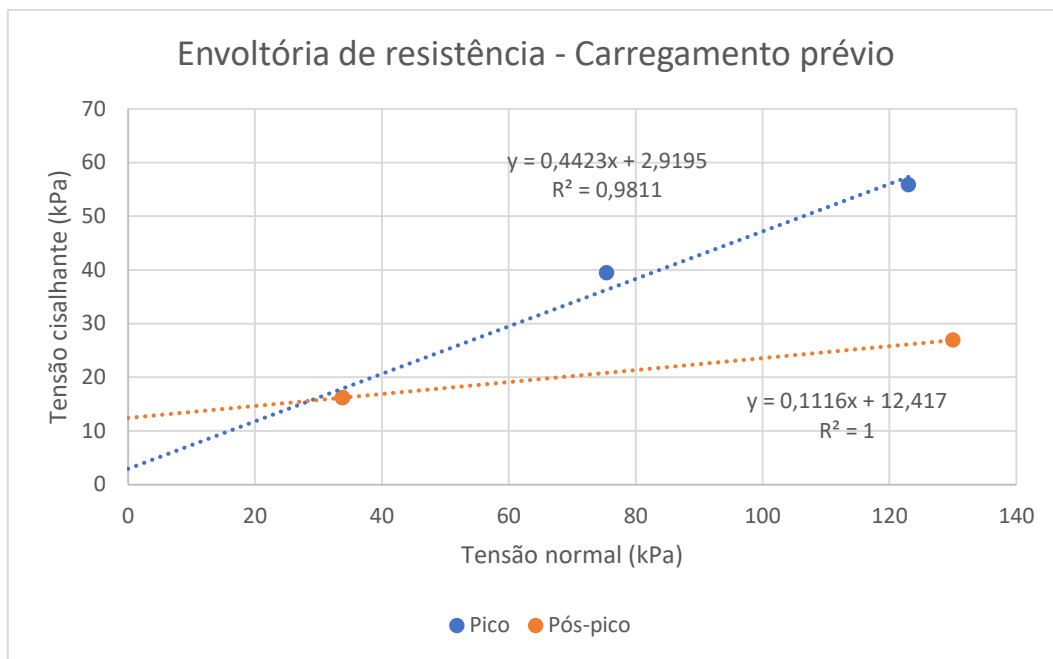


Figura 42 - Envoltórias da resistência da tensão de pico e pós-pico (Carregamento prévio)

A partir do Figura 42, pode-se obter os parâmetros de coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ) para as tensões de pico e pós pico, discriminadas na Tabela 28.

Tabela 28 - Ângulo de atrito (ϕ) e Coesão (c')

Tensão de Cisalhamento	Ângulo de atrito (ϕ)	Coesão (c')
Pico	21,43°	2,9195
Pós-pico	6,37°	12,417

Percebe-se, que entre as tensões de cisalhamento de pico e pós-pico há uma grande variação entre os ângulos de atrito e coesão. O aparecimento de uma coesão na envoltória se dá pelo fato de a amostra ter sofrido um rearranjo na sua estrutura, lhe conferindo propriedades mecânicas devido a tensão normal aplicada. Contudo, essa variação dos parâmetros não é suficiente para caracterizar o estado residual, estado no qual não é esperada coesão da amostra.

4.6.3. Comparativo entre os métodos de moldagem

A seguir serão apresentados resultados comparando os dados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto entre os dois métodos de moldagem.

4.6.3.1. Estágio 01

O comparativo entre os métodos de moldagem da fase de consolidação para o Estágio 01 pode ser observada na Figura 43.

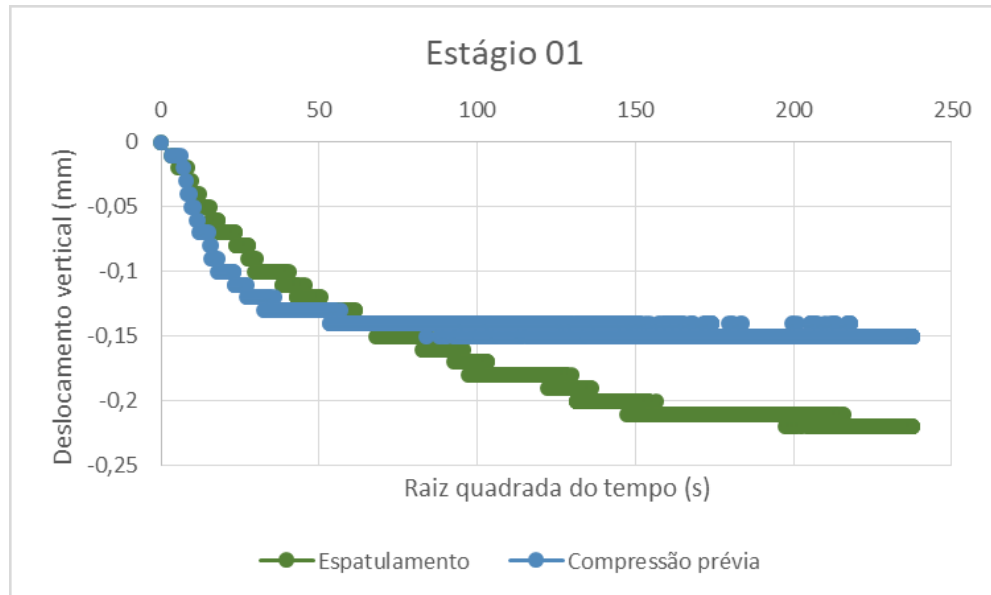


Figura 43 - Comparativo da fase de consolidação entre os métodos de moldagem no Estágio 01

Pode-se observar, a partir da Figura 43, que a consolidação para o espatulamento no Estágio 01 teve uma fase inicial menos acentuada quando comparado ao carregamento prévio, porém demorou mais para alcançar uma estabilização. Verifica-se o deslocamento vertical na fase consolidação do ensaio de espatulamento foi cerca de 32% maior do que no carregamento prévio.

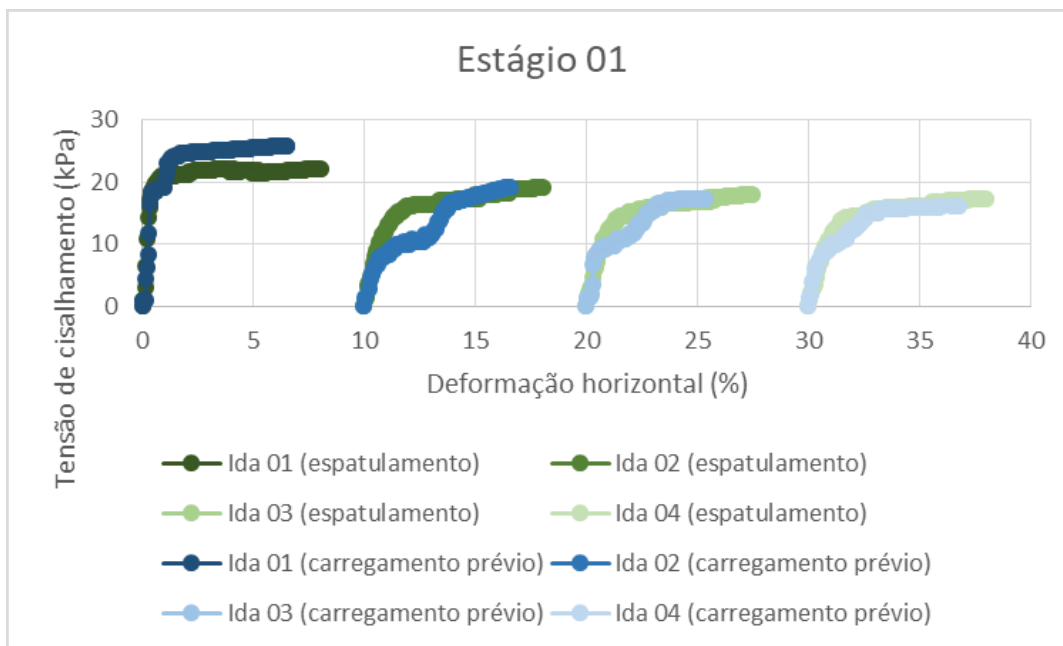


Figura 44 - Comparativo das idas entre os métodos de moldagem no Estágio 01

Com exceção da Ida 01, onde visivelmente o carregamento prévio atingiu valores mais altos de tensão de cisalhamento, as demais idas mantiveram valores similares de tensão, porém, nos ensaios de carregamento prévio, as idas apresentaram uma possível acomodação do material, criando um suave patamar quando a tensão de cisalhamento alcança valores próximos a 10 kPa.

Na Figura 45 é apresentado o comparativo de deslocamento verticais entre os métodos de moldagem no Estágio 01.

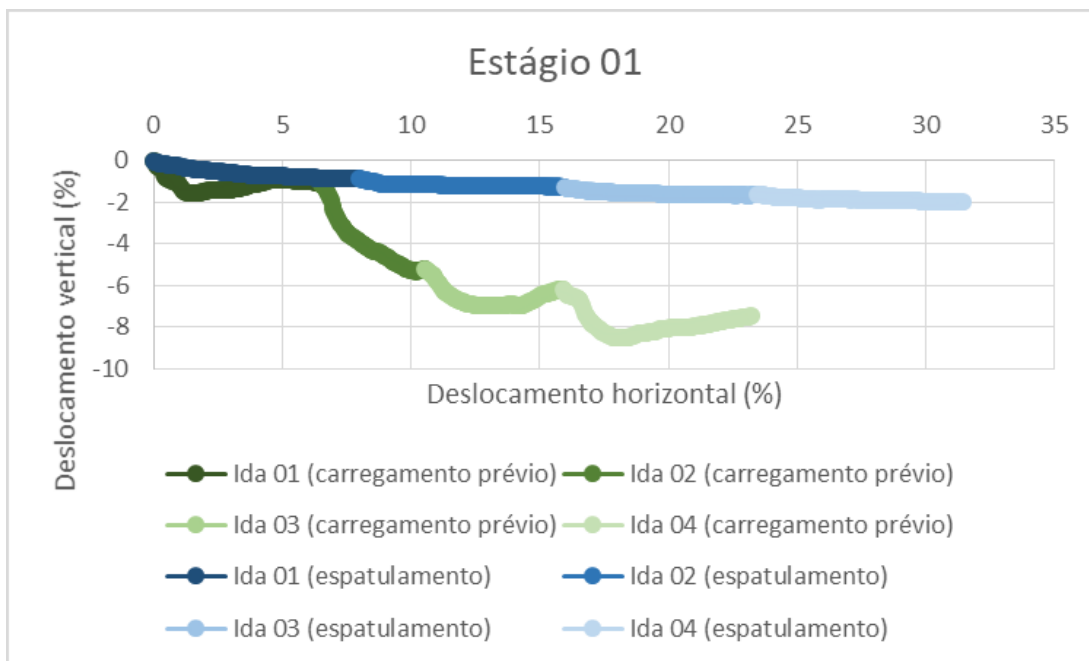


Figura 45 - Comparativo dos deslocamentos entre os métodos de moldagem no Estágio 01

Visivelmente houve uma diferença considerável entre os deslocamentos verticais no Estágio 01, o espatulamento obteve um comportamento quase linear quando comparado ao carregamento prévio. Nota-se também que os deslocamentos verticais do ensaio do carregamento prévio foram mais expressivos.

4.6.3.2. Estágio 02

Considerando que o ensaio para moldagem de carregamento prévio no Estágio 02 houveram picos de energia que comprometeram a coleta de dados do ensaio, apenas as idas 01 foram comparadas.

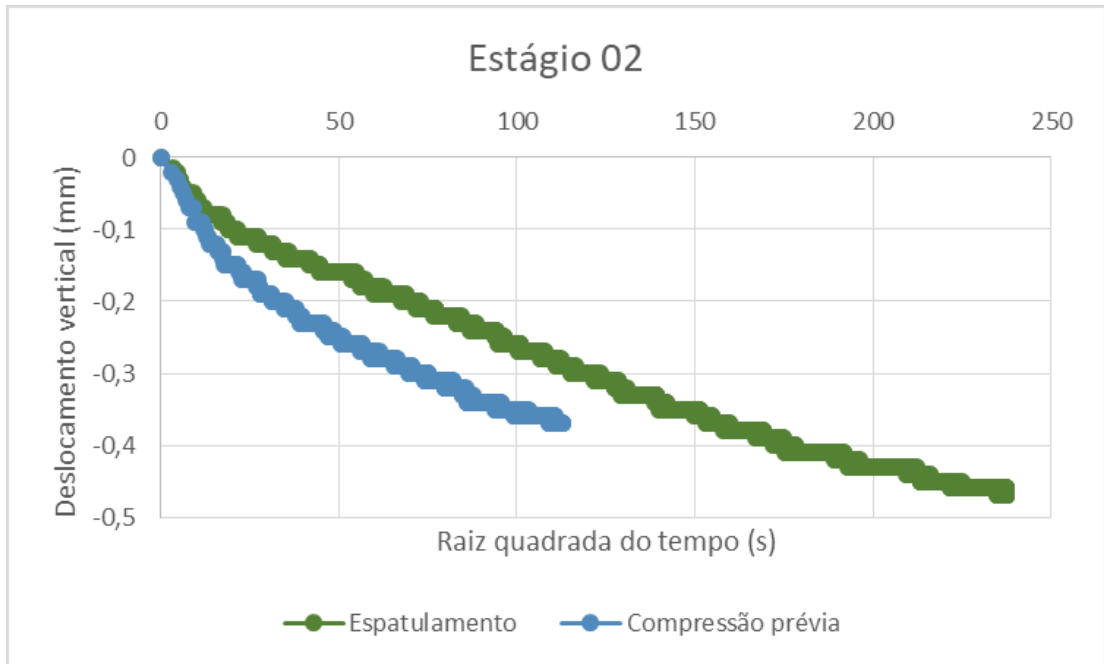


Figura 46 - Comparativo da fase de consolidação entre os métodos de moldagem no Estágio 02

Percebe-se que a diferença de moldagem no Estágio 02 influencia logo no início da consolidação, porém há uma tendência de as duas curvas se estabilizem no num mesmo ponto. Analisando o ponto onde a consolidação do carregamento prévio foi interrompida, a diferença de deslocamento estava na casa dos 21,27%.

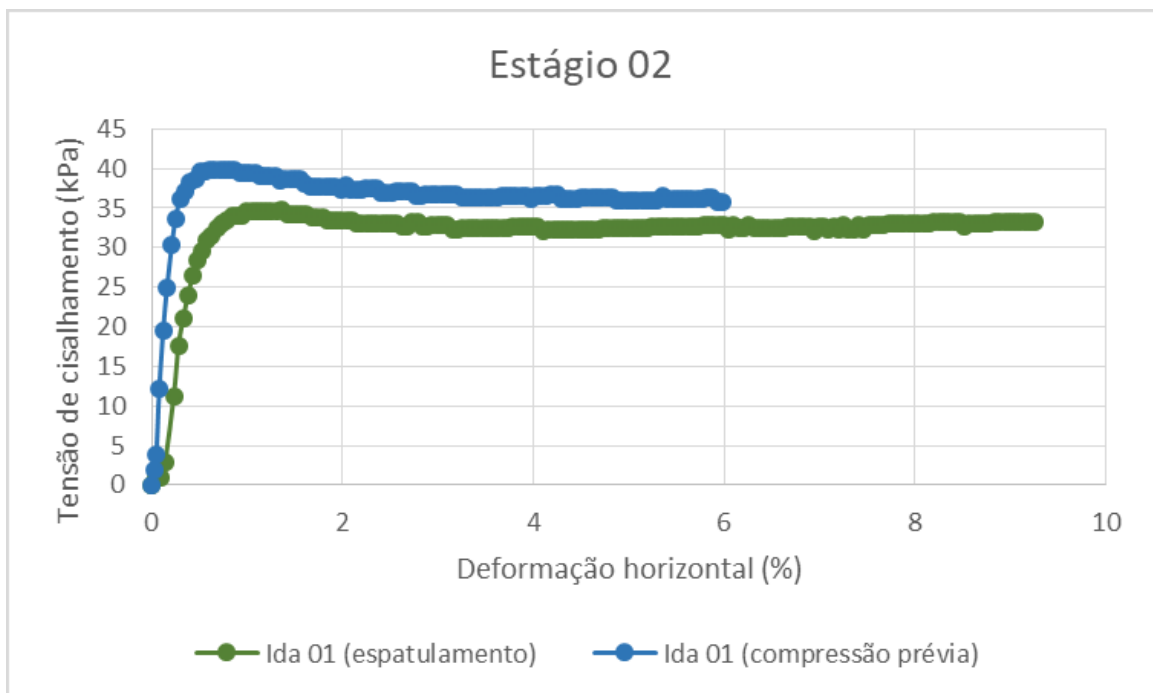


Figura 47 - Comparativo das idas entre os métodos de moldagem no Estágio 02

Assim como no Estágio 01, o Estágio 02 apresentou tensões de cisalhamento maiores para a moldagem com carregamento prévio, tendo uma tensão de pico mais acentuada. É notório que houve uma similaridade entre as curvas, que seguem uma tendência de forma com o passar do ensaio.

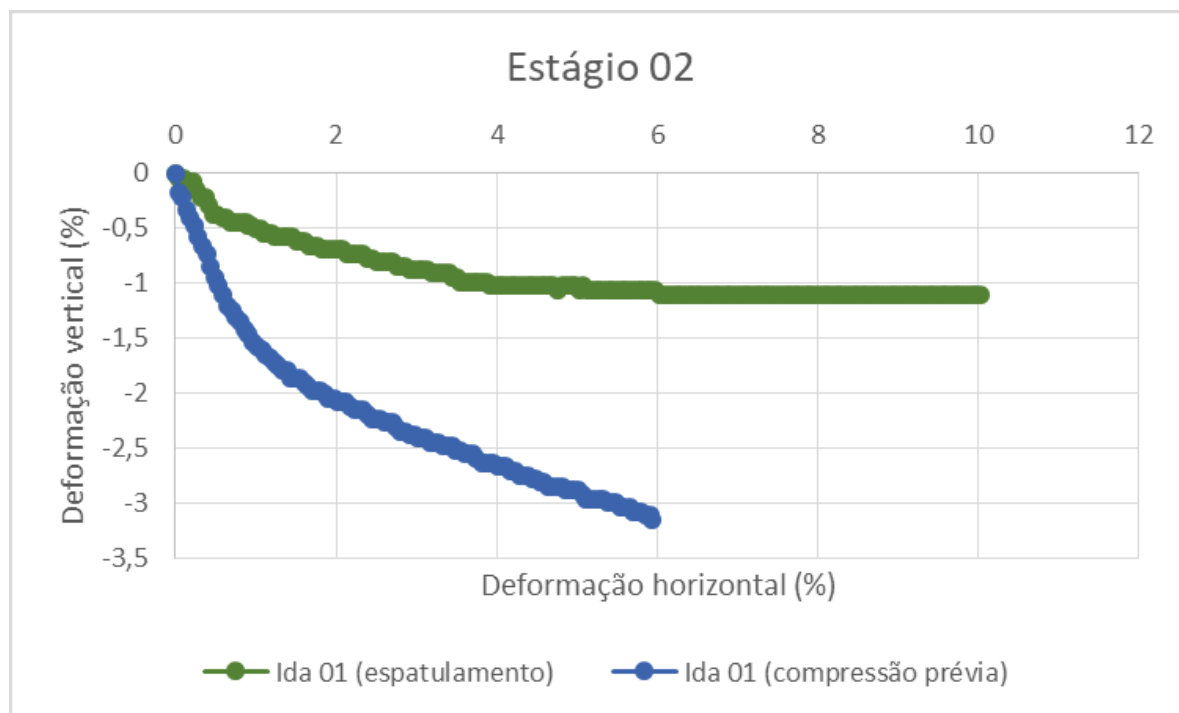


Figura 48 - Comparativo dos deslocamentos entre os métodos de moldagem no Estágio 02

O Figura 48 mostra que o método de espatulamento do Estágio 02 tem uma tendência maior em estabilizar sua deformação vertical e de manter essa estabilização quando o deslocamento da caixa bipartida alcança os 6% da sua área no deslocamento horizontal. O carregamento prévio obteve um deslocamento vertical mais expressivo no início do ensaio, suavizando a curva logo após a caixa bipartida ter deformação próxima a 2%.

4.6.3.3. Estágio 03

O comparativo entre os métodos de moldagem da fase de consolidação para o Estágio 01 pode ser observada na Figura 49.

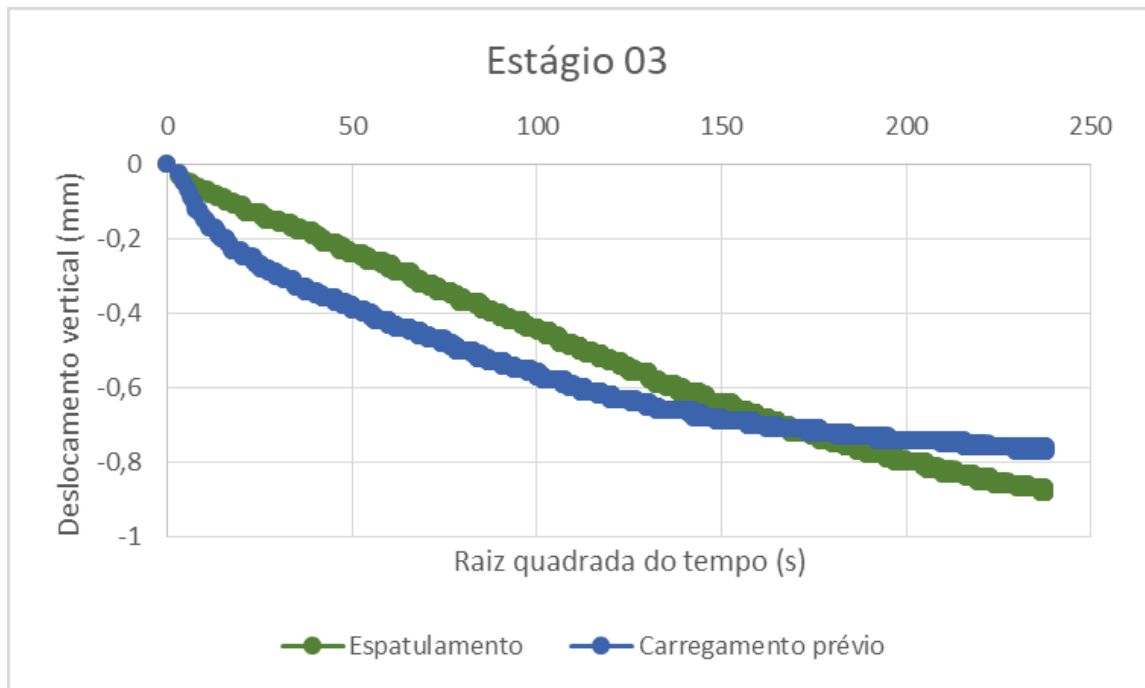


Figura 49 - Comparativo da fase de consolidação entre os métodos de moldagem no Estágio 03

Pode-se observar, a partir da Figura 49, que a consolidação para o carregamento prévio no Estágio 03 teve uma fase inicial mais acentuada quando comparado ao esmatamento, tendendo também a ter uma estabilização mais rápida. Verifica-se o deslocamento vertical na fase consolidação do ensaio de esmatamento foi cerca de 12,5% maior do que no carregamento prévio.

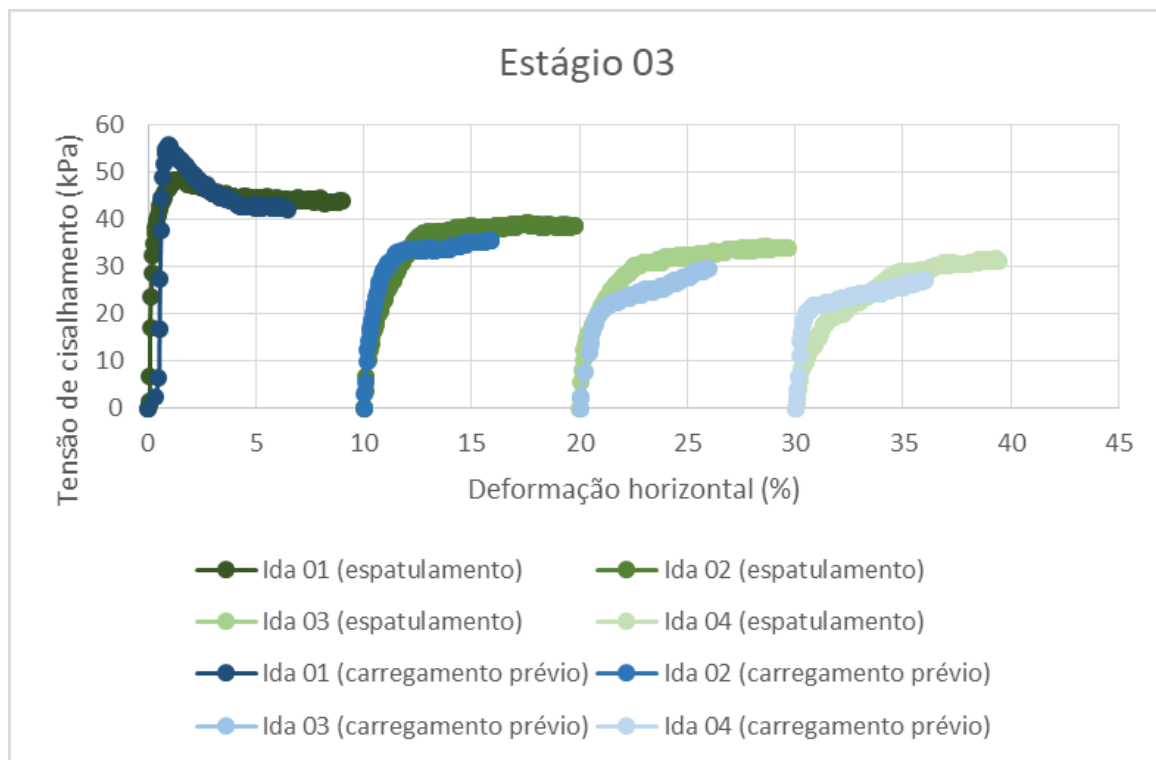


Figura 50 - Comparativo das idas entre os métodos de moldagem no Estágio 03

Com exceção da Ida 01, onde visivelmente o carregamento prévio atingiu valores mais altos de tensão de cisalhamento, as demais idas mantiveram valores similares de tensão.

Na Figura 51 é apresentado o comparativo de deslocamento verticais entre os métodos de moldagem no Estágio 03.

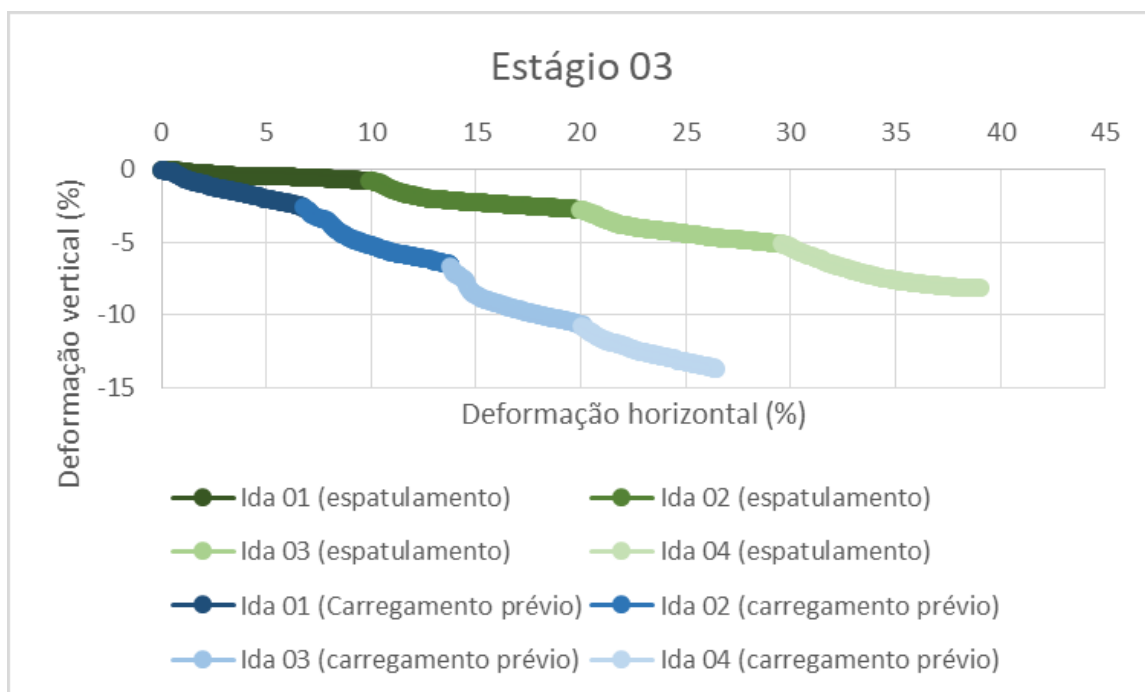


Figura 51 - Comparativo dos deslocamentos entre os métodos de moldagem no Estágio 03

Visivelmente houve uma diferença considerável entre os deslocamentos verticais no Estágio 03, ambos os métodos de moldagem apresentaram um comportamento quase que linear, porém a deformação vertical do carregamento prévio foi maior que a do espatulamento em cerca de 40,71%.

4.6.3.4. Envoltória de resistência

A Tabela 29 traz um comparativo dos valores obtidos a partir dos ensaios de consolidação e cisalhamento direto entre os dois métodos de moldagem.

Tabela 29 – Comparativo do Ângulo de atrito (ϕ') e Coesão (c')

Tensão de Cisalhamento	Ângulo de atrito (ϕ)		Coesão (c')	
	Espatulamento	Carregamento prévio	Espatulamento	Carregamento prévio
Pico	15,61°	21,43°	13,110	2,9195
Pós pico	7,81°	6,37°	12,597	12,417

A análise dos dados permite observar que o ângulo de atrito para a tensão cisalhante de pico aumentou 37,28% da moldagem por espatulamento para o carregamento prévio e diminuindo 18,44% quando comparadas as tensões cisalhantes pós-pico. Para coesão, tanto para as tensões de pico, quanto pós pico os

valores foram maiores quando comparados o método de moldagem de espatulamento ao carregamento prévio, sendo que na tensão cisalhante de pico diminuiu 77,73% e no pós-pico reduziu 1,43%.

4.7. Análise de estabilidade - Fator de segurança (FS)

Para ambos os métodos de moldagem do corpo de prova foram realizadas análises de estabilidade no programa GeoStudio para que se obtivesse o fator de segurança mais desfavorável para o talude fictício, de inclinação 3:2, tanto para as tensões de pico, quanto pós-pico.

O volume do molde metálico usado para moldagem da amostra é de 212,18 cm³, em média a amostra contida no molde após os métodos de moldagem continham cerca 354 g. Dados esses valores, tem-se que valor do peso específico da mistura caulim-bentonita é de 16,68 kN/m³, esse valor foi usado para todos os fatores de segurança, já que é um parâmetro da amostra, não sendo influenciado pelo método de moldagem. Os demais parâmetros usados para definir o FS estão na Tabela 29.

4.7.1. Espatulamento

A Figura 52, traz o FS para o talude fictício considerando os parâmetros obtidos das tensões de cisalhamento de pico da moldagem por espatulamento.

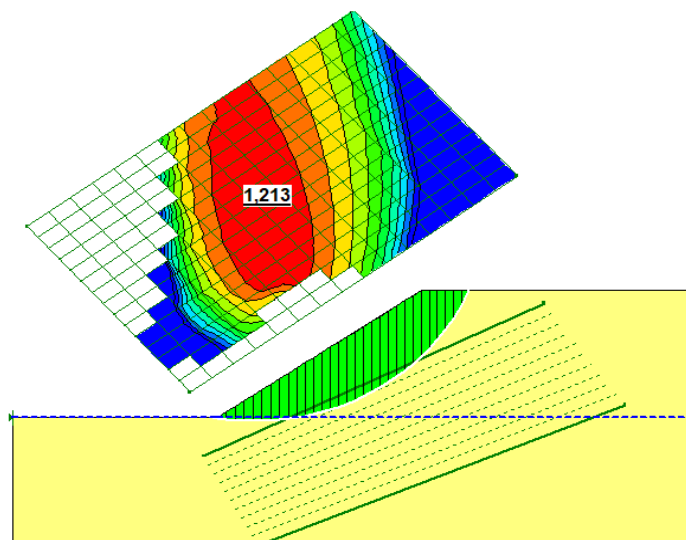


Figura 52 - Fator de segurança para tensão de pico da moldagem por espatulamento

Tem-se, então, que para os parâmetros de cálculo adotados para esse talude, o FS é de 1,213, segundo método de Bishop.

A seguir, na Figura 53, é apresentado o FS para as tensões pós-pico da moldagem por espatulamento.

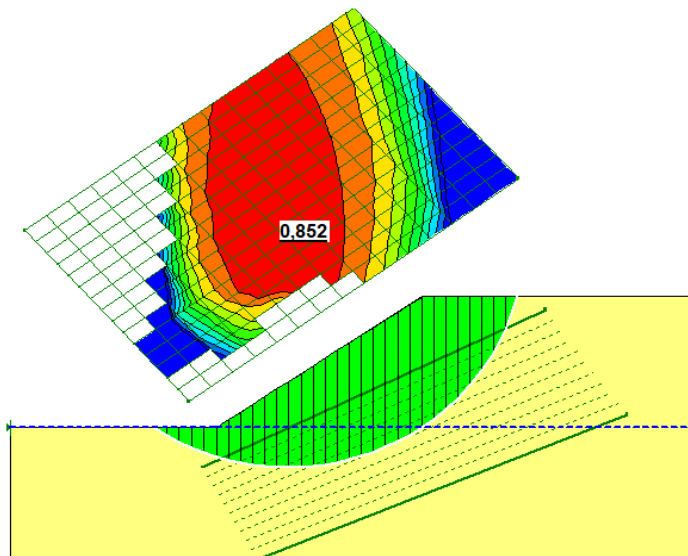


Figura 53 - Fator de segurança para tensão pós-pico da moldagem por espatulamento

Para este caso, o valor obtido para o fator de segurança foi de 0,852. Observe-se que os parâmetros da tensão cisalhante de pós-pico obtiveram um fator de segurança 29,76% menor que o FS das tensões cisalhantes de pico.

4.7.2. Carregamento prévio

A Figura 54, traz o FS para o talude fictício considerando os parâmetros obtidos das tensões de cisalhamento de pico da moldagem por carregamento prévio.

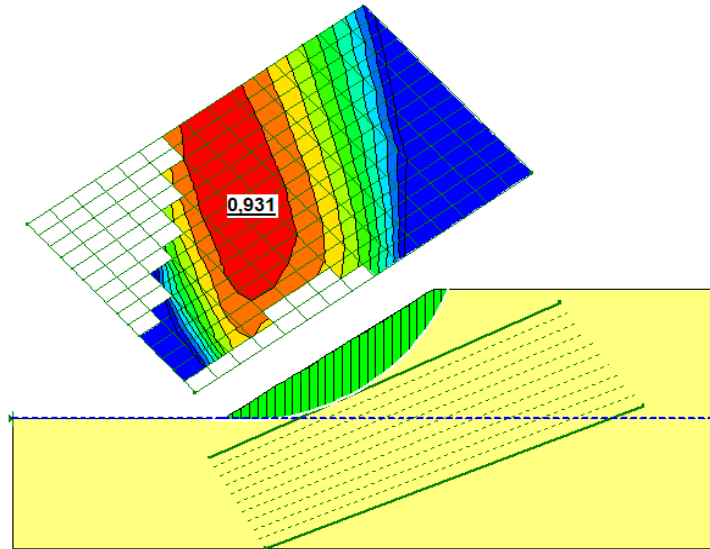


Figura 54 - Fator de segurança para tensão de pico da moldagem por Carregamento prévio

Tem-se, então, que para os parâmetros de cálculo adotados para esse talude, o FS, obtido pelo método de Bishop, é de 0,931.

A seguir, na Figura 55, é apresentado o FS para as tensões residuais da moldagem por carregamento prévio.

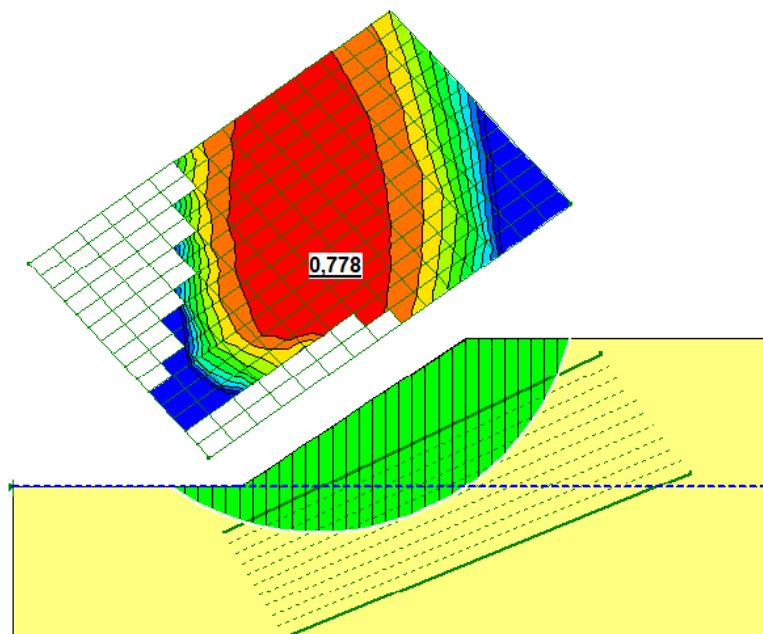


Figura 55 - Fator de segurança para tensão de pico da moldagem por Carregamento prévio

Para este caso, o valor obtido para o fator de segurança foi de 0,778. Observa-se que os parâmetros da tensão cisalhante pós-pico obtiveram um fator de segurança 16,43% menor que o FS das tensões cisalhantes de pico.

4.7.3. Comparativo do FS entre os métodos de moldagem

Pode-se, então, fazer um comparativo entre os fatores de segurança obtidos para os métodos de moldagem considerando suas tensões cisalhantes de pico e pós-pico. A Tabela 30 faz um resumo acerca dos FS.

Tabela 30 - Comparativo do Fator de segurança entre os métodos de moldagem e suas diferentes tensões cisalhantes

	Espatulamento		Carregamento prévio	
	Pós-pico	Pico	Pós-pico	Pico
Fator de segurança	0,852	1,213	0,778	0,931

Fazendo-se um comparativo entre os fatores de segurança obtidos através de tensões pós-pico de ambos os métodos de moldagem, tem-se que o FS para espatulamento foi 8,69% maior comparado à moldagem com carregamento prévio. Já o FS de pico, através da moldagem de espatulamento, obteve um valor 23,24% maior quando comparado ao carregamento prévio.

5. CONCLUSÃO

A presente pesquisa apresenta o resultado da caracterização das propriedades geotécnicas da mistura de caulim e bentonita, produzida artificialmente em laboratório, na proporção de 80% e 20% do total do seu volume seco, respectivamente.

A partir do material de solo e equipamentos necessários para os ensaios pertencentes ao Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal de Santa Catarina foi possível fazer um planejamento para preparação da mistura e também se traçar um plano de execução de ensaio de caracterização e cisalhamento direto.

Caracterizada a amostra de solo foi possível obter os índices físicos da mistura, como umidade higroscópica, densidade relativa dos grãos, limites de plasticidade e obtenção dos parâmetros de compressibilidade.

A partir do ensaio de picnômetro e da umidade higroscópica da amostra de material foi possível determinar seu peso específico dos grãos.

A caracterização da amostra seguiu para a determinação dos limites de Attenberg. O valor do Limite de liquidez obtido nos ensaios aponta que a amostra se trata de uma argila que tende a absorver muita água, isso devido a presença de bentonita que tem, por natureza, a característica de inchamento quando presente em meio aquoso. De posse dos valores de LL e LP foi possível determinar o índice de plasticidade da amostra, esse índice obteve valores que classificam a amostra como tendo uma plasticidade muito alta, informação essa que se confirma devida aos materiais da composição da mistura, uma vez que quando em contato com a água, o caulim tende a conferir resistência ao material e a bentonita, por absorver muita água, dá a plasticidade necessária para aumentar a plasticidade da amostra.

Na fase de consolidação, para o método de moldagem de carregamento prévio, as leituras iniciais foram mais expressivas comparadas ao espatulamento, levando o ensaio a ter uma estabilidade mais rápida. Para o espatulamento seria necessário um tempo maior de ensaio para se visualizar uma consolidação mais significativa. No cisalhamento direto, os métodos de moldagem se diferem apenas na ida 01 dos estágios, onde as tensões cisalhantes de pico para o carregamento prévio. Alcançou valores mais elevados. As deformações no corpo de prova também foram maiores para o carregamento prévio.

Pode-se concluir que a principal diferença entre os métodos de moldagem refere-se aos valores de tensão cisalhantes de pico. Os dados mostram que o método do carregamento prévio produziu uma determinada estrutura na amostra, ocasionando uma variação do ângulo de atrito em mais de 37% quando comparados os métodos de espatulamento, sendo que na coesão ultrapassou os 75%. A excessiva perda de material pode ter sido condicionante para essa situação.

A partir dos resultados dos ensaios de caracterização da amostra e parâmetros de compressibilidade do solo, obtidos a partir do ensaio de consolidação e cisalhamento direto, pode-se definir pelo programa GeoStudio fatores de segurança para o talude fictício proposto. O método de espatulamento obteve valores de FS maiores quando comparados ou carregamento prévio, contudo, somente a tensão cisalhante de pós-pico do estatulamente garante a segurança do talude fictício. Os demais fatores apresentaram valores abaixo do limite de segurança aceitável, sendo assim, seria necessário que se fizesse um estudo de estabilização para o talude.

Para trabalhos futuros, sugere-se que seja feito um ensaio de adensamento para que se confirme os parâmetros de compressibilidades, assim como repetir os métodos de moldagem, como se trata de um processo manual, pode influenciar no resultado final. Sugere-se também que sejam feitos ensaios para outras proporções de caulim-bentonita, a fim de verificar se o comportamento obtido nessa pesquisa se repete, bem como realizar mais idas no ensaio de cisalhamento para que se confirme um comportamento residual nas tensões. Para a verificação das tensões de cisalhamento para a proporção de mistura adotada nessa mistura, sugere-se que se repita o mesmo ensaio pelo método *ring shear*.

REFERÊNCIAS

Agencia nacional de mineração: <http://www.anm.gov.br/dnpm/publicacoes/serie-estatisticas-e-economia-mineral/sumario-mineral/sumario-mineral-brasileiro-2004/bentonita-2004.pdf/view>. Acesso em 06/07/2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**: NBR 6457. Rio de Janeiro, 1986. 9p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Solo - **Determinação do limite de liquidez**: NBR 6459. Rio de Janeiro, 1984. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm** – Determinação da Massa Específica: NBR 6508. Rio de Janeiro, 1984. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **Solo - Determinação do limite de plasticidade**: NBR 7180. Rio de Janeiro, 1984. 3p.

Andrade, Renan Bezerra de. **Estudo do Comportamento de Misturas Caulim-Bentonita para Utilização em Modelagens Físicas em Centrífuga Geotécnica**. Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Polité

Burmister, D.M. 1949. **Principles and Techniques of soil Identification**. In: ANNUAL HIGHWAY RESEARCH BOARD MEETING, Proceedings, National Research Council, Washington D.C.

Brasil. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria Executiva. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Manual de implantação básica de rodovia. – 3. ed. - Rio de Janeiro, 2010.

CAPUTO, H. P. – **Mecânica dos solos e suas aplicações** – 6ª edição – 1988.

DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2012. xvi, 610 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL. 2009. Disponível em <http://www.dnpm.gov.br/dnpm/publicacoes/serie-estatisticas-e-economia-mineral/outras-publicacoes-1/6-2-caulim>. Acesso em: 04/07/2019.

HEAD, K.H., **Manual of Soil Laboratory Testing**. Pentech Press, London, v. 2, 1982.

Heidemann, Marcelo. **Caracterização geotécnica de um solo residual de granulito envolvido em uma ruptura de talude em Gaspar – SC** / Marcelo Heidemann. – Porto Alegre, 2011.

Lodi, P. C. **Resistência ao cisalhamento de solos**, 1 ed. Ilha Solteira, v.1, 34p. 2007

LUCKHAM, P.F.; ROSSI, S. 1999. **The colloidal and rheological properties of bentonite suspensions**. Advances in Colloid and Interface Science, 82, 43-92.

LUZ, A. B. DA, DAMASCENO, E. C., 1993, **Caulim: um mineral industrial importante**, Rio de Janeiro, CETEM/CNPq.

PRASAD, M. S.; REID, K. J. e MURRAY, H. H. (1991). **Kaolin: processing, properties and application**. Applied Clay Science, Amsterdam, vol. 6, Elsevier, p. 87-119.

SANTOS, P. S. **Ciência e Tecnologia de Argilas**. Editora Edgard Blücher Ltda., 2ª Edição, Vol. 1, São Paulo, 1989.

SOARES, Gabryel Gomercindo. **Resistência de solo residual submetido a grandes deformações**. Programa de Iniciação Científica em Geotecnia – UFSC (2019).

Soares, G. G.; Neto, G. A.; Mafra, V. E Dienstmann, G. (2019). **Estudo das Envoltórias de Pico e Residual de Solo Compactado com Aplicação em Estabilidade de Taludes**. XII Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Geosul 2019.

STARK, T.D.; VETTEL, J.J., **Bromhead ring shear test procedure**, Geotechnical Testing Journal, Vol.15, nº1, 1992, pp.24-32.

TEIXEIRA-NETO, E; TEIXEIRA-NETO, A. A. **Modificação química de argilas: desafios científicos e tecnológicos para obtenção de novos produtos com maior valor agregado.** Química Nova. V.32. n.3, p. 809-817, 2009.

WICANDER R. & MONROE, J.S.2009. **Fundamentos de Geologia.** São Paulo, Cengage Learning, 508p.