

**UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS - UNISINOS
UNIDADE ACADÊMICA DE GRADUAÇÃO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

NÍCOLAS OLIVEIRA DA FONSECA

**ESTUDO SOBRE A RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA DA INTERFACE SOLO VS.
NATA DE CIMENTO EM SOLO RESIDUAL DE ARENITO BOTUCATU APLICADO
A ESTRUTURAS DE SOLO GRAMPEADO**

**São Leopoldo
2019**

NÍCOLAS OLIVEIRA DA FONSECA

**ESTUDO SOBRE A RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA DA INTERFACE SOLO VS.
NATA DE CIMENTO EM SOLO RESIDUAL DE ARENITO BOTUCATU APLICADO
A ESTRUTURAS DE SOLO GRAMPEADO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como requisito parcial para
obtenção do título de Graduado em
Engenharia Civil, pelo Curso de
Engenharia Civil da Universidade do Vale
do Rio dos Sinos - UNISINOS

Orientador: Prof. Dr. Felipe Gobbi Silveira

São Leopoldo

2019

À memória de minha mãe Neila, dentre tantas coisas, por todo amor dedicado a mim e minhas irmãs durante nossas vidas.

AGRADECIMENTOS

Impossível escrever estes agradecimentos sem fazer uma retrospectiva de tudo que aconteceu durante estes cinco anos e meio de graduação e, principalmente, nestes últimos meses em que estive na intensa missão de terminar o meu trabalho de conclusão de curso. Durante as nossas jornadas algumas pessoas se vão e outras aparecem para iluminar seu caminho, através desta reflexão percebi o quão privilegiado eu sou por estar sempre cercado de pessoas incríveis, as quais contribuíram imensamente para o desenvolvimento deste trabalho, direta e indiretamente.

Agradeço aos meus familiares, em especial às minhas irmãs Pâmela, Bárbara e Poliana pelo incrível suporte e apoio incondicional, posso dizer que certamente eu jamais conseguiria chegar neste momento sem a nossa irmandade, obrigado por dividirem comigo os melhores e piores momentos, amo vocês.

À minha segunda mãe, nunca tive um pai presente, mas fui presenteado com duas mães maravilhosas, uma mãe do dia e outra da noite, como eu costumava dizer quando criança, Meluce eu simplesmente não tenho palavras, muito do que sou hoje é devido a ti, apenas muito obrigado por tudo, te amo.

As minhas amigas Alexandra, Karine, Laíssa e Monique, pelo constante incentivo, não tenho palavras para agradecer o apoio e também a compreensão por conta de minha ausência nos últimos meses, por estarem sempre disponíveis para ouvirem meus lamentos, frustrações e conquistas durante essa longa trajetória.

Aos colegas e amigos que fiz na faculdade, obrigado pela parceria. Agradeço em especial à minha amiga e eterna dupla Stefania, obrigado pela cumplicidade e por dividir comigo os bons e maus momentos durante boa parte da graduação.

Aos colegas da Engeplus, obrigado pelo imenso aprendizado que me proporcionaram, pelo apoio diário e pela compreensão nesta reta final onde por muitas vezes estive ausente do trabalho. Estamos em contínuo crescimento e muito do profissional que estou me tornando é devido a vocês.

Ao Professor Felipe Gobbi, obrigado pelas excelentes aulas de mecânica dos solos, pelos incentivos e conhecimentos transmitidos dentro e fora da universidade, em geral me sinto muito privilegiado por tê-lo como professor e por último como orientador deste trabalho. Agradeço também à empresa FGS e seus colaboradores por se colocarem à disposição deste trabalho auxiliando na execução dos ensaios.

À Athiva Brasil por disponibilizar a realização dos ensaios na obra de seu empreendimento, em especial aos colaboradores Matheus e ao Thiago por intermediarem estes ensaios.

Aos laboratoristas do LMC, pelo suporte e por tornarem as horas despendidas realizando os intermináveis ensaios um pouco mais agradáveis.

Por último, agradeço ao Programa Universidade para Todos, por me possibilitar estudar em uma universidade de excelência, onde de outra maneira jamais teria essa oportunidade, um dia espero poder contribuir à sociedade um pouco do que me foi dado.

*“Se enxerguei mais longe, foi por estar apoiado
sobre os ombros de gigantes”*

Isaac Newton

RESUMO

É notório que estruturas de solo grampeado para contenção de taludes tratam-se de uma técnica estabelecida no Brasil e no mundo, tal fato pode ser associado à sua alta performance e considerável baixo custo. Partindo do princípio que um maciço de solo é constituído de uma cunha ativa e outra passiva, representando, respectivamente, a parcela instável e resistente do solo, a inserção de reforços no talude garante a estabilidade de todo o sistema pois sustenta a parcela instável consolidando-se na zona resistente. Em termos práticos, um dos fatores mais importantes no dimensionamento de uma estrutura deste tipo é a mobilização de resistência na interface entre o solo e o grampo, este parâmetro de resistência é denominado q_s e sua definição é imprescindível em qualquer projeto de solo grampeado. Apesar de sua importância, os métodos de estimativa existentes ainda são bastante empíricos, limitados a uma análise preliminar de projeto, portanto são necessários ensaios de arrancamento *in situ* a fim de determinar seu valor mais próximo do real. Este estudo traz uma abordagem laboratorial para determinação de q_s a partir de ensaios de cisalhamento direto elaborados com corpos de prova moldados metade com solo e a outra metade com a calda de cimento, simulando a superfície real entre o grampo e solo. Através da comparação entre os valores obtidos no experimento percebeu-se um incremento médio de 23,24% na resistência do ensaio de cisalhamento direto de interface em relação ao ensaio de cisalhamento direto do solo, já o ensaio de arrancamento do grampo, proposto inicialmente, apresentou falha devido a problemas na execução do grampo, desta forma, impossibilitando a comparação dos valores de q_s obtidos em laboratório e *in situ*. Os resultados finais de q_s , abrangem valores entre 130,7 kPa e 156,0 kPa para ensaios de cisalhamento direto do solo e entre 145,1 kPa e 187,5 kPa para os ensaios de cisalhamento direto de interface, resultando em um incremento de até 56,8 kPa, que representa um acréscimo de até 43,5% no valor de resistência de interface em comparação com a resistência ao cisalhamento do solo.

Palavras-chave: Solo grampeado. Interface solo vs. grampo. Ensaio de arrancamento. Ensaio de cisalhamento direto.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Comparação de métodos de revestimento de túneis	22
Figura 2 - Aplicações da técnica de solo grampeado.....	24
Figura 3 - Elementos constituintes do solo grampeado.....	26
Figura 4 - Processo de execução do solo grampeado	27
Figura 5 - Definição zona ativa e passiva.....	32
Figura 6 - Mecanismos de ruptura.....	33
Figura 7 - Modelos de superfície de ruptura admitidos	35
Figura 8 - Distribuição dos esforços no grampo	36
Figura 9 - Carregamento dos grampos durante a etapa de escavação	37
Figura 10 - Comportamento expansivo de solos	38
Figura 11 - Ocorrência de flexão nos grampos	39
Figura 12 - Ábacos correlacionando q_s e P_L	41
Figura 13 - Correlações entre q_s e N_{SPT}	42
Figura 14 - Critérios de ruptura dos grampos.....	44
Figura 15 - Instrumentação típica do ensaio de arrancamento	45
Figura 16 - Representação das envoltórias de ruptura Mohr e Coulomb	48
Figura 17 - Detalhes da caixa de cisalhamento direto.....	49
Figura 18 - Comportamento dos tipos de solo I e II submetidos ao ensaio de cisalhamento direto	50
Figura 19 - Arranjo das partículas	51
Figura 20 - Formação geológica do solo estudado	53
Figura 21 - Estrutura da formação Botucatu	54
Figura 22 - Ensaio de cisalhamento direto FGS - natural.....	56
Figura 23 - Envoltória de ruptura ensaios FGS - natural	56
Figura 24 - Ensaio de cisalhamento direto FGS - inundado	57
Figura 25 - Deformações verticais vs. deslocamento horizontal - inundado	58
Figura 26 - Envoltória de ruptura ensaios FGS - inundado	58
Figura 27 - Moldagem corpo de prova cisalhamento	63
Figura 28 - Equipamentos empregados no ensaio de arrancamento.....	70
Figura 29 - Distribuição granulométrica difração a laser	76

LISTA DE FOTOGRAFIAS

Fotografia 1 - Escavações presentes na área de estudo	52
Fotografia 2 - Equipamento amostrador de solo	60
Fotografia 3 - Amostras do solo	60
Fotografia 4 - Corpo de prova cisalhamento e molde polimérico	64
Fotografia 5 - Corpo de prova de interface extrudado.....	65
Fotografia 6 - Corpo de prova de interface preenchido com a nata de cimento	65
Fotografia 7 - Resultado final do corpo de prova de interface	66
Fotografia 8 - Corpo de prova da nata de cimento	67
Fotografia 9 - Equipamento de cisalhamento direto	68
Fotografia 10 - Proteção e detalhe do grampo	70

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Limite de liquidez	73
Gráfico 2 - Distribuição granulométrica sedimentação e peneiramento fino	75
Gráfico 3 - Tensão cisalhante vs. deslocamento horizontal - ensaio solo	78
Gráfico 4 - Deslocamento vertical vs. deslocamento horizontal - ensaio solo	78
Gráfico 5 - Tensão cisalhante normalizada vs. deslocamento horizontal - ensaio solo	80
Gráfico 6 - Envoltória de resistência - ensaio solo	81
Gráfico 7 - Tensão cisalhante vs. deslocamento horizontal - ensaio interface	82
Gráfico 8 - Deslocamento vertical vs. deslocamento horizontal - ensaio interface....	82
Gráfico 9 - Tensão cisalhante normalizada vs. deslocamento horizontal - ensaio interface	83
Gráfico 10 - Envoltória de resistência - ensaio interface	84
Gráfico 11 - Envoltória de resistência máxima e mínima- ensaio interface	85
Gráfico 12 - Envoltória de resistência - comparação ensaios	86

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Parâmetros admitidos por cada método.....	35
Quadro 2 - Valores típicos de q_s	43

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Detalhamento dos ensaios de cisalhamento direto	69
Tabela 2 - Umidade inicial solo	72
Tabela 3 - Peso específico real dos grãos	72
Tabela 4 - Limite de liquidez.....	73
Tabela 5 - Limite de plasticidade.....	74
Tabela 6 - Classificação SUCS	76
Tabela 7 - Resistência à compressão da nata de cimento.....	77
Tabela 8 - Resumo ensaios de cisalhamento direto do solo	80
Tabela 9 - Parâmetros de resistência do solo	81
Tabela 10 - Resumo ensaios de cisalhamento direto de interface	84
Tabela 11 - Parâmetros de resistência de interface	85
Tabela 12 - Resumo tensões cisalhantes máximas	86
Tabela 13 - Resumo parâmetros de resistência.....	87
Tabela 14 - Comparação dos incrementos de resistência	87
Tabela 15 - Resumo dos valores de q_s	89

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
BS	British Standards
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
IP	Índice de Plasticidade
ISO	International Organization for Standardization
LCVmat	Laboratório de Caracterização e Valorização dos Materiais
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
NATM	New Austrian Tunneling Method
NBR	Normas Brasileiras de Regulação
SPT	Standard Penetration Test
SUCS	Sistema unificado de classificação de solos
UTM	Universal Transversa de Mercator

LISTA DE SIMBOLOS

%	Porcentagem
c'	Coesão efetiva
F_{max}	Força máxima
g	Grama
g/cm ³	Gramas por centímetro cúbico
kgf	Quilograma-força
kN	Quilo Newton
kN/m ²	Quilo Newton por metro quadrado
kPa	Quilo Pascal
L	Comprimento do reforço
L_a	Comprimento de ancoragem
MPa	Mega Pascal
N_{spt}	Número de golpes da sondagem SPT
P_{ult}	Força máxima de arrancamento do grampo
q _{est}	Resistência de aderência estimada
q _s	Resistência ao cisalhamento de interface
R ²	Dispersão
T	Tonelada
T_0	Tensão inicial
tan	Tangente
T_{est}	Tensão para grandes deformações
T_{max}	Tensão máxima
T_{res}	Tensão residual
γ_s	Massa específica real dos grãos
δh	Deslocamento horizontal
σ	Tensão normal
σ'	Tensão normal efetiva
τ	Tensão cisalhante
T_{ult}	Tensão de ruptura
φ	Ângulo de atrito

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
1.1 DEFINIÇÃO DO TEMA.....	18
1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA.....	18
1.3 OBJETIVOS	18
1.3.1 Objetivo Geral	18
1.3.2 Objetivos Específicos	18
1.4 JUSTIFICATIVA	19
1.5 ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO	19
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.1 SOLO GRAMPEADO	21
2.1.1 Histórico	21
2.1.2 Definições da Técnica	23
2.1.2.1 Aplicações.....	23
2.1.2.2 Vantagens e Limitações	24
2.1.2.3 Elementos do Solo Grampeado	25
2.1.2.4 Processo Executivo	27
2.1.2.4.1 Escavação.....	28
2.1.2.4.2 Instalação dos Grampos.....	28
2.1.2.4.3 Sistema de Drenagem.....	29
2.1.2.4.4 Sistema de Faceamento.....	30
2.1.3 Semelhança com Outras Técnicas	30
2.1.3.1 Cortina de Ancoragem.....	30
2.1.3.2 Terra Armada	31
2.1.4 Comportamento Mecânico do Solo Grampeado	32
2.1.4.1 Ruptura Interna	33
2.1.4.2 Ruptura Externa	33
2.1.5 Considerações de Projeto	34
2.2 INTERAÇÃO SOLO X GRAMPO	35
2.2.1 Distribuição de Esforços no Grampo	36
2.2.2 Resistência ao Cisalhamento de Interface Solo <i>vs.</i> Grampo	37
2.2.3 Empuxo do Solo Sobre o Grampo	39
2.2.4 Métodos de Estimativa de q_s	40

	15
2.2.4.1 Métodos Empíricos e Teóricos	40
2.2.4.2 Ensaios de Arrancamento	43
2.2.4.3 Outros Métodos de Estimativa de q_s	46
2.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS	46
2.3.1 Atrito Entre os Grãos	47
2.3.2 Coesão	47
2.3.3 Critérios de Ruptura.....	48
2.3.4 Ensaio de Cisalhamento Direto.....	48
3 ÁREA DE ESTUDO	52
3.1 LOCAL DE ESTUDO.....	52
3.2 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DA REGIÃO	53
3.3 ESTUDOS PREGRESSOS EXECUTADOS NO LOCAL	55
3.3.1 Massa Específica Real dos Grãos	55
3.3.2 Cisalhamento Direto.....	55
4 METODOLOGIA	59
4.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	59
4.1.1 Amostragem	59
4.1.2 Caracterização do Solo.....	61
4.1.2.1 Massa Específica Real dos Grãos	61
4.1.2.2 Limites de Atterberg	61
4.1.2.3 Análise Granulométrica	62
4.1.2.3.1 <i>Granulometria por Peneiramento e Sedimentação</i>	62
4.1.2.3.2 <i>Granulometria por Difração a Laser</i>	62
4.1.3 Moldagem dos Corpos de Prova.....	62
4.1.3.1 Corpos de Prova de Solo	63
4.1.3.2 Corpos de Prova de Interface.....	64
4.1.3.3 Nata de Cimento	66
4.1.4 Ensaios de Cisalhamento Direto.....	67
4.2 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO	69
5 ANÁLISE DOS RESULTADOS	71
5.1 ANÁLISE DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	71
5.1.1 Ensaios de Caracterização do Solo.....	71
5.1.1.1 Massa Específica Real dos Grãos	71
5.1.1.2 Limites de Atterberg	72

5.1.1.2.1 Limite de Liquidez.....	73
5.1.1.2.2 Limite de Plasticidade.....	74
5.1.1.2.3 Índice de Plasticidade.....	74
5.1.1.3 Análise Granulométrica	74
5.1.1.3.1 Granulometria por Peneiramento e Sedimentação	75
5.1.1.3.2 Granulometria por Difração a Laser	75
5.1.1.4 Classificação do Solo	76
5.1.2 Resistência à Compressão da Nata de Cimento.....	77
5.1.3 Ensaio de Cisalhamento Direto.....	77
5.1.3.1 Ensaio de Cisalhamento Direto do Solo	77
5.1.3.2 Ensaio de Cisalhamento Direto de Interface	81
5.1.3.3 Comparação Entre os Ensaio.....	85
5.2 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO	88
5.3 DEFINIÇÃO DE QS.....	88
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	90
6.1 CONCLUSÃO DO ESTUDO	90
6.2 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS.....	92
REFERÊNCIAS.....	93
APÊNDICE A - RESULTADOS ENSAIOS CISALHAMENTO DO SOLO	98
APÊNDICE B - RESULTADOS ENSAIOS CISALHAMENTO DE INTERFACE	102
APÊNDICE C - RESULTADOS GRANULOMETRIA POR DIFRAÇÃO A LASER	110

1 INTRODUÇÃO

Os solos, em geral, possuem boa resistência à compressão e ao cisalhamento, desde que bem compactados, entretanto possuem baixa resistência à tração, sendo necessária a execução de reforços para estabilização em alguns casos. (EHRlich, 2003). As soluções para a estabilização de taludes e escavações vêm sendo aprimoradas ao longo dos anos, muito atrelado à tendência de as obras de engenharia tornarem-se cada vez mais arrojadas e as condições geológicas cada vez mais desfavoráveis, este último, associado à crescente ocupação do solo restringir a escolha do local para a execução da prática de engenharia.

Dentre as inúmeras técnicas de estabilização de taludes, a tecnologia do solo/rocha grampeado se destaca por ser uma opção eficaz na estabilização de taludes e escavações, possibilitar a execução em locais de difícil acesso, garantir agilidade na execução, redução de custos e reduzido impacto ambiental se comparada com demais técnicas de estabilização.

A técnica de solo grampeado teve origem na Europa na década de 50 e atualmente é uma técnica bem difundida no âmbito da engenharia geotécnica, nacional e internacional. Esta solução consiste, resumidamente, na inserção de elementos passivos resistentes à tração e que quando aliados à resistência a compressão do solo garantem estabilidade ao maciço.

Estes elementos, chamados de grampos, são compostos por barras metálicas de diâmetro e comprimento variáveis que podem ser envoltas por uma calda de cimento ou simplesmente cravadas seguidas de um sistema de faceamento, usualmente executado em concreto projetado, no entanto, recentemente vem sendo empregado, para alguns casos, telas metálicas de alta resistência junto de uma manta de controle a erosão.

Em termos práticos, para um projeto de uma estrutura de solo grampeado são considerados parâmetros tais como as propriedades do solo, espaçamento bem como comprimento dos reforços e a resistência de aderência entre o solo e o grampo, denominada como q_s , este último é considerado um dos mais importantes. A resistência de aderência pode ser estimada a partir de correlações empíricas existentes na literatura ou também por meio de ensaios de arrancamento dos grampos realizados no corpo do talude resultando em valores mais confiáveis.

Devido à complexidade associada à realização de ensaios de arrancamento na etapa de projeto, este trabalho propõe um experimento para determinação de q_s a partir de ensaios de cisalhamento direto realizados em laboratório, simulando a interface entre o solo e o grampo a partir de corpos de prova moldados meio a meio com solo e a nata de cimento e desta forma propor de maneira mais acessível a determinação deste parâmetro.

1.1 DEFINIÇÃO DO TEMA

O tema em estudo traz uma análise do comportamento da interface entre solo e grampo em solos grampeados no que diz respeito à determinação de q_s . A partir desta análise busca-se desenvolver, por meio de correlações com os resultados encontrados em ensaios de cisalhamento, uma maneira para determinação do valor da resistência de aderência (q_s).

1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA

Este trabalho analisa os resultados de resistência de aderência (q_s) encontrados em laboratório a partir de ensaios de cisalhamento com corpos de prova moldados metade com solo e metade com calda de cimento, limitando-se ao solo estudado e ao traço empregado na composição da nata de cimento.

1.3 OBJETIVOS

Os objetivos deste trabalho podem ser divididos em objetivo geral e específico.

1.3.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste estudo é analisar o comportamento da resistência de aderência (q_s) na superfície entre o solo e o grampo em estruturas de solo grampeado.

1.3.2 Objetivos Específicos

- a) contextualizar a respeito do histórico e estado atual da técnica de solo grampeado no Brasil e no mundo;

- b) analisar o comportamento mecânico destas estruturas como também a distribuição dos esforços no grampo e a interação na interface solo vs. grampo;
- c) analisar os resultados encontrados nos ensaios de laboratório e campo, trazendo junto a comparação entre ambos;
- d) apresentar valores estimados de q_s para o solo estudado, obtidos por meio dos resultados dos experimentos.

1.4 JUSTIFICATIVA

Conforme supracitado, o ensaio de arrancamento in situ já é uma técnica consagrada para determinar a resistência de aderência de estruturas de solo grampeado, entretanto existem limitações para a execução destes ensaios na etapa de projeto, visto a necessidade de mobilização de equipamentos para perfuração e injeção dos grampos que posteriormente serão ensaios. Além disso, não há nesta fase a certeza de que os mesmos procedimentos de perfuração e injeção empregados em projeto serão adotados na obra.

Em contrapartida a isto, a justificativa para o estudo realizado é de que uma alternativa para determinação de q_s a priori, através de ensaios de laboratório, seria extremamente útil para a prática de engenharia.

1.5 ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho é estruturado em seis capítulos conforme dispostos a seguir.

No capítulo 1, Introdução, é apresentado uma abordagem geral do que será desenvolvido ao longo do trabalho o que envolve a justificativa do tema e suas delimitações entre outros aspectos.

No capítulo 2, Revisão Bibliográfica, são apresentados os estudos realizados até então a respeito do tema, uma breve contextualização histórica da técnica de solo grampeado, do contexto atual em que se encontra, bem como da interação que ocorre na interface solo vs. grampo, entre outros aspectos considerados importantes para o entendimento do estudo proposto.

No capítulo 3, Área de Estudo, são apresentadas informações a respeito do local pertinente ao estudo onde foram realizados ensaios bem como retirado a

amostra de material para estudo além de apresentar alguns estudos realizados anteriormente no local.

No capítulo 4, Metodologia, é apresentado os métodos empregados e como foram desenvolvidos os estudos propostos no trabalho, envolvendo ensaios de laboratório e de campo.

No capítulo 5, Análise dos Resultados, são discorridas a análise dos resultados obtidos no programa experimental do trabalho.

No capítulo 6, Considerações Finais, são apontados os principais aspectos do trabalho, conclusão dos estudos e sugestões para novos trabalhos sobre o tema.

Cabe salientar que no decorrer do trabalho as traduções de referências estrangeiras, que são as principais fontes utilizadas neste estudo, foram feitas pelo autor, não estando acompanhadas pela expressão “tradução nossa”.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo visa apresentar uma revisão bibliográfica dos assuntos considerados pertinentes ao desenvolvimento do estudo pretendido neste trabalho. Primeiramente é proposto a contextualização a respeito de estruturas de solo grampeado e em seguida são apresentadas referências a respeito da interação entre o solo e o grampo, elemento principal deste estudo.

2.1 SOLO GRAMPEADO

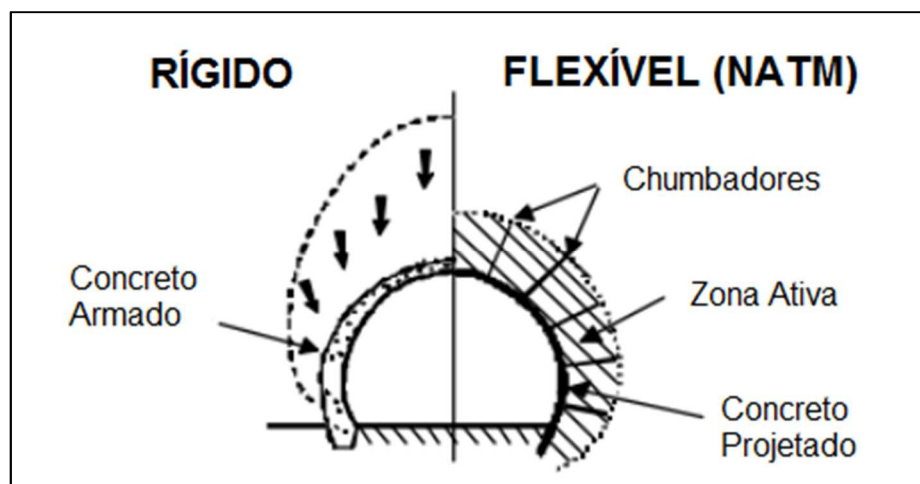
Neste item, inicialmente são discorridos os conceitos básicos de solo grampeado, tais como, histórico de aplicações da técnica, princípio de funcionamento, aplicações, vantagens, limitações, uma breve comparação com demais técnicas de contenção, comportamento mecânico da estrutura e considerações de projeto.

2.1.1 Histórico

Historicamente, Mitchell e Villet (1987) e Zirlis et al. (1992), apontam que estruturas semelhantes ao conceito de solo grampeado vinham sendo desenvolvidas na década 50 por engenheiros de minas na Europa. Eleutério (2007) acrescenta que de fato a técnica utilizada era bastante semelhante ao que culminou no que se conhece como solo grampeado, tanto no procedimento executivo quanto no comportamento.

Entretanto, Clouterre (1991) cita que a origem da técnica de solo grampeado foi inspirado, também na década de 50, pelo NATM (*New Austrian Tunneling Method*), que trata-se de um sistema de suporte às escavações de túneis embasado na substituição do sistema atual da época, este composto por revestimentos rígidos e pesados, por um mecanismo composto pelo maciço somado as ancoragens, ilustrado na Figura 1.

Figura 1 - Comparação de métodos de revestimento de túneis



Fonte: Adaptado de Ortigão et al., (1993).

Em termos práticos, Lazarte et al. (2003) admite que a primeira obra documentada de solo grampeado ocorreu em 1972 na expansão de uma ferrovia próximo a Versailles, França. A técnica foi empregada na estabilização de um talude de corte em solo arenoso com dimensões aproximadas de 20 metros de altura e, em virtude do êxito na aplicação, foi expandida para outros países da Europa nos anos subsequentes.

Em 1976, uma estrutura de solo grampeado com cerca de 14 metros de altura foi construída em solo silto-argiloso para fins de suporte as escavações das fundações profundas utilizadas na expansão do *Good Samaritan Hospital* em Portland, rompendo então as fronteiras europeias e disseminando, assim, a técnica ao continente americano. (LAZARTE et al., 2003).

Em 1986, na França, teve início o programa de pesquisas sobre solo grampeado Clouterre. O programa promoveu a realização de inúmeros ensaios, monitoramento de estruturas e simulações numéricas a fim de aprimorar os conhecimentos técnicos e difundir o uso da técnica de solo grampeado, tornando-se, desde então, referência mundial na área de solo grampeado. (LAZARTE et al., 2003).

No Brasil a primeira evidência de uso do solo grampeado foi em 1970, onde uma estrutura foi projetada intuitivamente por construtores de túneis a fim de estabilizar o emboque do túnel do sistema Cantareira, no estado de São Paulo (ORTIGÃO et al., 1993). Contudo, foi no início da década de 80 que a aplicação de solo grampeado se tornou mais recorrente no Brasil, muito atrelado a ações de monitoramento das obras realizadas pela GeoRio, órgão municipal responsável pela

contenção de encostas no Rio de Janeiro. (ORTIGÃO et al., 1993). A partir de então a técnica de solo grampeado entrou em expansão e hoje é uma técnica bastante consagrada no mundo.

2.1.2 Definições da Técnica

Em princípio, solo grampeado é uma técnica de reforço de solos/rochas que serve para estabilização de taludes tanto naturais como oriundos de escavações no terreno e consiste basicamente na inserção de elementos estruturais passivos no maciço a ser estabilizado, sua concepção foi inspirada em um sistema de suporte a escavações de túneis desenvolvido na década de 50 na Europa. (CLOUTERRE, 1991).

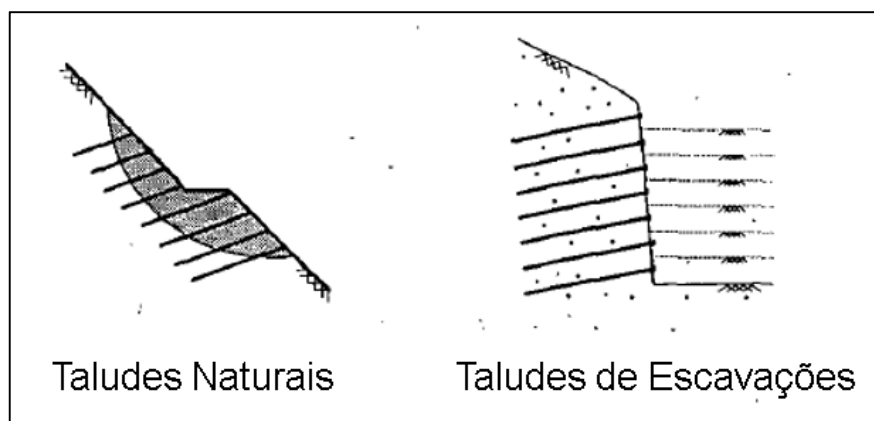
As inserções são denominadas grampos e possuem a função de receber os esforços atuantes na massa de solo e transferi-los para a zona mais estável. Na maioria das vezes os grampos são envoltos em uma calda de cimento, entretanto em alguns casos podem ser simplesmente cravados. (ORTIGÃO et al., 1993). Os grampos possuem comprimentos e inclinações variáveis de acordo com o projeto, o seu espaçamento deve promover uma distribuição uniforme ao longo da superfície a ser estabilizada. (ROSA, 2015).

2.1.2.1 Aplicações

Sem dúvidas a técnica de solo grampeado é uma excelente alternativa para estabilização de maciços visto que o seu emprego se mostrou bastante satisfatório ao longo dos anos. Resumidamente, conforme ilustra a Figura 2, as aplicações desta técnica podem ser divididas em estabilização de terrenos naturais ou escavados e estas subdivididas em contenções permanentes ou temporárias. Dentre estas aplicações, Lazarte et al. (2003) e Geoguide 7 (2008) citam:

- a) escavações de corte em rodovias;
- b) alargamento de rodovias sob final de pontes ou viadutos;
- c) reparos ou reconstrução de estruturas de contenção existentes;
- d) escavações temporárias ou permanentes em meio urbano;
- e) revestimento de túneis e estabilização de emboques;
- f) sistemas híbridos de solo grampeado.

Figura 2 - Aplicações da técnica de solo grampeado



Fonte: Ortigão et al. (1993, p. 292).

2.1.2.2 Vantagens e Limitações

A propagação da técnica ao longo dos anos associada à versatilidade de suas aplicações pode ser, também, justificada pelas vantagens atribuídas no seu emprego. Estas contribuem para a distinção do solo grampeado em relação as demais técnicas de estabilização e, em síntese, estão vinculadas à execução, performance e custo. (LAZARTE et al. 2003; GEOGUIDE 7, 2008), dentre as vantagens citam:

- a) adaptável a locais de difícil acesso visto que não são necessários equipamentos de grande porte;
- b) maior agilidade devido a simplicidade na execução e possibilidade de ação simultânea;
- c) menor impacto ambiental uma vez que a técnica se adapta à topografia existente, não sendo necessário derrubar árvores ou serviços de terraplenagem;
- d) possibilidade de execução da técnica em maciços com características geológicas distintas;
- e) adaptabilidade de projeto durante a execução podendo ajustar o comprimento e/ou espaçamento dos grampos;
- f) ruptura dúctil, apresentando sinais de falhas antecipadamente através de deformações;
- g) custo relativamente mais baixo em comparação com outras técnicas de estabilização, sobretudo em caso de muros de gravidade;

- h) crescente mão de obra com qualificação e experiência;
- i) bom desempenho durante eventos sísmicos devido ao sistema ser flexível.

Em contrapartida suas aplicações detêm algumas limitações, Lazarte et al. (2003) e Geoguide 7 (2008) citam dentre elas:

- a) devido ao sistema flexível permitir deslocamentos não é indicado em casos onde há construções próximas sensíveis a deformações do terreno;
- b) restrições de compatibilidade com o entorno devido aos grampos poderem interceptar fundações adjacentes, principalmente em zonas urbanas, necessitando modificar inclinações ou comprimento dos grampos;
- c) em situações onde o nível freático for elevado não é recomendado devido a necessidade de execução de obras auxiliares, dificultando a execução da solução;
- d) quando existem rupturas globais profundas que exijam grampos mais extensos acaba por dificultar a execução e elevar o custo;
- e) necessidade de mão de obra especializada com experiência.

2.1.2.3 Elementos do Solo Grampeado

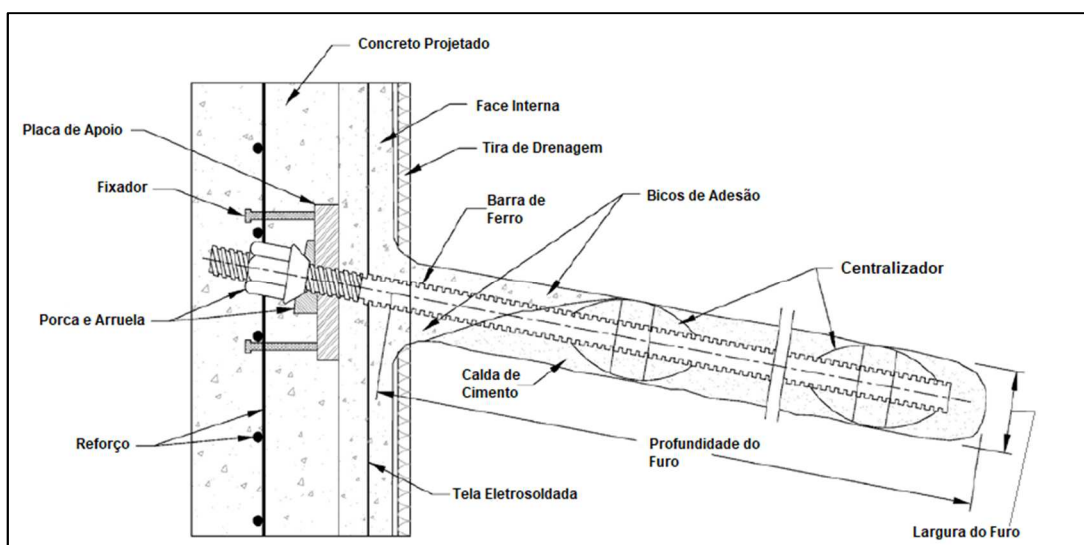
Mesmo que a estrutura do solo grampeado possa ser variável, devido às diferentes aplicações e sistemas de faceamento existentes, alguns elementos são essenciais para sua execução, Lazarte et al. (2003) lista os elementos conforme segue:

- a) grampo – é um elemento linear de reforço instalado no maciço que mobiliza resistência com o solo ao longo de todo seu comprimento, constituído em aço ou outro material sintético, pode ser perfurado e preenchido com material ligante, auto-perfurante ou cravados;
- b) calda de cimento – consiste em uma mistura feita de cimento e água, sua função é de promover maior atrito entre o grampo e o solo, aumentando a resistência do conjunto, bem como de proteger a barra de aço contra corrosão;

- c) proteção contra corrosão – a proteção contra corrosão irá depender do grau de agressividade do meio em que o elemento está inserido, recomenda-se adotar as prescrições propostas na NBR 5629 (ABNT, 2018);
- d) sistema de drenagem – para um bom funcionamento da estrutura de contenção é importante ser incorporado um sistema de drenagem eficiente a fim de evitar o acúmulo de água, ocasionado pelo confinamento do solo, que alguns tipos de faceamento podem provocar, para tanto usualmente são incorporados geodrenos em tiras dispostos alternadamente entre os grampos ao longo da superfície do talude bem como drenos horizontais profundos que possuam comprimento maior do que o grampo;
- e) sistema de faceamento – o sistema de faceamento do solo grampeado pode ser bastante versátil, todavia é comumente realizado com concreto projetado, podendo ser armado, quando empregado para fins estruturais, ou não, quando o propósito é apenas isolamento. Outra alternativa pode ser feita com tela metálica de alta resistência, usualmente incorporada junto com uma manta de controle de erosão, estas fixadas por meio de chapas metálicas inseridas a cabeça do grampo.

A Figura 3 a seguir ilustra os diversos elementos que constituem o sistema de solo grampeado.

Figura 3 - Elementos constituintes do solo grampeado



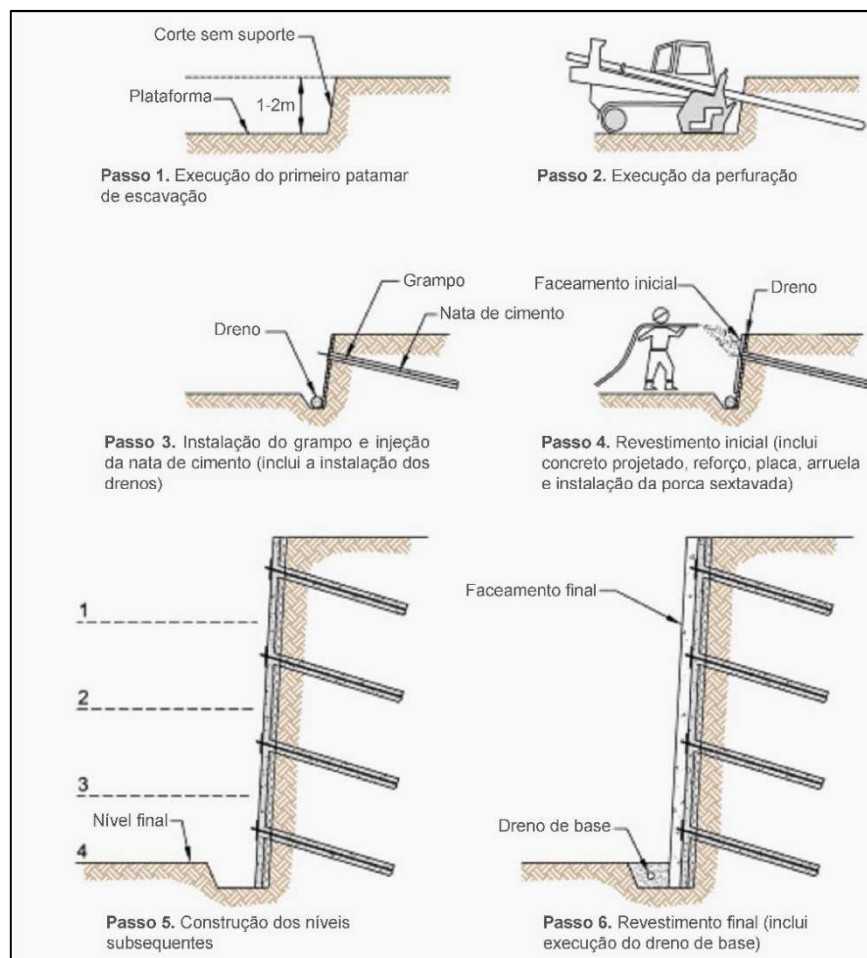
Fonte: Adaptado de Lazarte et. al. (2003).

2.1.2.4 Processo Executivo

O processo de execução do solo grampeado, ilustrado na Figura 4, é compreendido, sucintamente, por etapas que envolvem a escavação do solo, instalação dos reforços e faceamento, sendo realizadas sucessivamente e de maneira descendente. Todavia, conforme supracitado, o solo grampeado pode ser empregado em taludes escavados ou naturais, ambas aplicações possuem seqüência construtiva semelhante, diferenciando-se por envolver ou não escavações na sua execução. (LAZARTE et al., 2003).

Durante a execução de cada etapa do processo executivo do solo grampeado é possível trabalhar com frentes de trabalho simultâneas atuando longitudinalmente na face do talude, respeitando os limites de escavação, na NBR 5629 (ABNT, 2018), também é possível encontrar maiores especificações e recomendações a respeito das etapas de execução.

Figura 4 - Processo de execução do solo grampeado



Fonte: Adaptado de Lazarte et al., (2003).

2.1.2.4.1 Escavação

A escavação do terreno para execução do solo grampeado se dá de maneira descendente, ou seja, de cima para baixo, de forma a manter a estabilidade do talude durante a sua execução, Lazarte et al. (2003) cita que a viabilidade desta etapa é crítica de execução pois a face de escavação deve ter capacidade de permanecer sem suporte até que os grampos sejam instalados, o que normalmente leva de um a dois dias.

A altura de escavação varia bastante devido as características de cada material e da topografia do terreno, Lazarte et al. (2003) e Ortigão et al. (1993) mencionam como usuais valores entre 1 e 2 metros, Lazarte et al. (2003) reitera ainda que a plataforma de escavação deve ter largura suficiente para fornecer acesso seguro aos equipamentos de instalação.

Para um material ser considerado apto para escavação deve garantir uma resistência aparente não drenada ao cisalhamento de no mínimo 10 kPa, entretanto este valor é comumente superado na maioria dos solos arenosos e argilosos, mesmo em areias puras úmidas, devido ao efeito da capilaridade, porém em areias secas sem cimentação entre os grãos ou solos argilosos muito moles não é indicado executar escavações. (ORTIGÃO, et al., 1993).

Escavações realizadas em locais com nível freático elevado necessitam de equipamentos para drenagem da água e, portanto, dificulta a execução do trabalho e acaba por elevar o custo do projeto.

2.1.2.4.2 Instalação dos Grampos

A instalação dos grampos deve ocorrer logo após a etapa de escavação ter sido finalizada. Primeiramente deve ser feita a marcação dos pontos conforme o projeto e posteriormente a instalação. Existem diversas formas de instalar os grampos, Ortigão et al. (1993) cita entre as mais comuns as técnicas de percussão e perfuração seguida por injeção da calda de cimento.

A técnica de percussão consiste na cravação das barras com auxílio de um martetele pneumático. Trata-se de uma alternativa de execução rápida, entretanto a resistência ao cisalhamento entre o solo e o grampo é inferior quando comparado com a técnica de perfuração, com valores típicos de 30 kPa a 40 kPa em solos arenosos.

(ORTIGÃO, et al., 1993). Este procedimento é contraindicado em caso de haver presença de pedregulhos e para argilas devido ao atrito ser muito baixo neste material, ou ainda para comprimentos de grampos maiores que 6 metros. (ORTIGÃO, et al., 1993).

Segundo Ortigão et al. (1993), a técnica de perfuração é mais usual e seu emprego permite atingir valores de resistência ao cisalhamento na interface entre o solo e o grampo superiores a 100 kPa. A execução é feita com perfuratriz, o diâmetro do furo varia, usualmente entre 50 e 100mm, após é inserido a barra no furo e posteriormente feito a injeção da calda de cimento sob baixa pressão, abaixo de 100 kPa. Lazarte et al. (2003) cita que em casos de emprego de barras vazadas pode-se executar concomitantemente a perfuração e injeção da calda de cimento.

Para um bom funcionamento do sistema é importante manter o grampo centralizado no furo e para tanto são utilizados centralizadores, similares aos espaçadores utilizados em armaduras de estruturas convencionais em concreto armado.

A respeito da proteção do grampo contra corrosão, Ortigão et al. (1993) menciona que ao longo dos anos os principais problemas de corrosão apresentados em ancoragens ocorrem em tirantes no trecho livre junto à cabeça de ancoragem e nenhum registro deste tipo de problema em grampos, entretanto a norma brasileira de tirantes NBR 5629 (ABNT, 2018) estabelece medidas para proteção contra corrosão de acordo com o grau de agressividade em que a estrutura está exposta.

2.1.2.4.3 Sistema de Drenagem

A incorporação de um sistema de drenagem é fundamental para o funcionamento do sistema, uma vez que a infiltração de água no solo produz um acréscimo de cargas hidrostáticas podendo ocasionar a ruptura do sistema de faceamento, redução dos parâmetros de resistência do solo e processos corrosivos nos grampos. (SILVA, 2009). O sistema de drenagem de estrutura de solo grampeado é composto por um dreno de superfície e um dreno profundo.

Os drenos de superfície são usualmente compostos por geodrenos em tiras dispostos verticalmente na superfície do talude atrás do sistema de faceamento, possuem a função de coletar e conduzir a água até os barbacãs, e estes a função de conduzir a água para fora do maciço.

Os drenos profundos são compostos por tubos de PVC furados que possuem a função de evitar a saturação do solo, estes tubos são envolvidos por uma manta geotêxtil impedindo a obstrução dos orifícios. Estes drenos possuem comprimento maior do que os grampos, seu espaçamento depende das condições do local, entretanto é indicado a densidade mínima de um dreno para cada 50 m². (CLOUTERRE, 1991).

2.1.2.4.4 Sistema de Faceamento

O sistema de faceamento tem, principalmente, a função de evitar que ocorram rupturas localizadas ou processos erosivos na face do talude. Geralmente o faceamento é feito com concreto projetado, podem ou não desempenhar função estrutural, muitas vezes combinado com telas metálicas ou mais recentemente vem sendo incluídas fibras de aço ou polipropileno que agregam mais agilidade ao processo e melhorias no seu desempenho.

Uma outra alternativa para a execução de faceamento é a tela metálica de alta resistência, que mais recentemente vem sendo bastante empregada pois garante agilidade ao processo bem como reduzido impacto ambiental uma vez que é adaptável a topografia do talude evitando cortes desnecessários. (ROSA, 2015).

2.1.3 Semelhança com Outras Técnicas

Este item tem o intuito de apresentar algumas semelhanças gerais entre o solo grampeado e outras técnicas de estabilização de taludes. Devido à grande variedade de sistemas de estabilização de taludes difundidos atualmente a analogia é feita com outros sistemas de contenção semelhantes ao solo grampeado a fim de tornar-se pertinente ao desenvolvimento do estudo realizado.

2.1.3.1 Cortina de Ancoragem

A pesar de certa similaridade com a técnica de solo grampeado a cortina de ancoragem apresentam divergências entre seus conceitos. Para tanto, cabe a comparação entre o grampo e o tirante e seus sistemas de faceamento.

Os tirantes são elementos ativos que funcionam pré tensionados a uma carga da ordem de 150 a 1000 kN a fim de prevenir deslocamentos no sistema de faceamento, já os grampos são elementos passivos que podem receber pré tensões de 10 a 15 kN, para o sistema convencional, ou até 50 kN, quando empregado com telas metálicas de alta resistência, no entanto a pré tensão é feita com a finalidade de ligação entre o grampo e o concreto projetado. (ORTIGÃO et al., 1993).

O grampo funciona com todo seu comprimento ancorado na calda de cimento, não trabalhando com trecho livre e por consequência transferem tensões ao solo ao longo de todo seu comprimento ao contrário dos tirantes que concentram as cargas apenas no trecho com ancoragem. (FRANÇA, 2007).

O sistema de faceamento das cortinas de ancoragem é bastante robusto, devido a altas cargas associadas as tensões dos tirantes, com espessuras entre 0,20 e 0,30 m, além de a maioria das cortinas terem suas paredes verticais concretadas in loco devido a dificuldades associadas a uma concretagem inclinada. Em contraponto o solo grampeado, por conta das suas cargas menores, possui sistemas de faceamento mais simples e que podem facilmente se adaptar ao terreno natural, reduzindo a necessidade de escavações e contribuindo para a estabilidade. (FRANÇA, 2007).

A profundidade das ancoragens varia entre 15 e 45m e desta forma alcançam superfícies de ruptura mais profundas, enquanto o solo grampeado trabalha com comprimentos de grampo menores na ordem de 60% a 120% da altura total da escavação (FRANÇA, 2007) sendo mais indicado para superfícies de rupturas próximas a face do talude.

2.1.3.2 Terra Armada

A técnica da terra armada e do solo grampeado possuem muitas semelhanças, tanto na aparência quanto no seu funcionamento, basicamente o que difere é seu processo executivo. Ambas técnicas não necessitam de sistema de faceamento com função estrutural, portanto sua face é de pequena espessura, sendo empregados painéis estruturais na terra arma a e concreto projetado ou telas metálicas para o solo grampeado.

A terra armada, por concepção, é executada em aterros, ou seja, sua execução é de baixo para cima em camadas compactadas alternadamente com a inserção dos

elementos, por consequência os maiores deslocamentos estão na parte inferior do talude. Enquanto o solo grampeado possui execução de cima para baixo devido as etapas de escavação, e por consequência os maiores deslocamentos se concentram na parte superior do talude.

A terra armada emprega solos com características pré-selecionadas e com maior controle da disposição do material devido a compactação, enquanto o solo grampeado precisa adaptar-se à geologia do solo local.

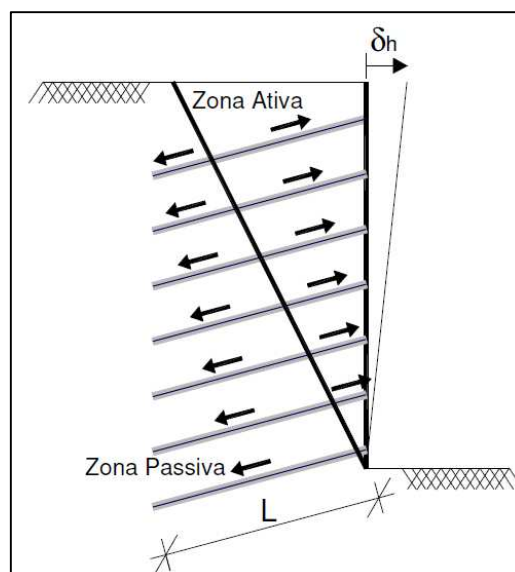
Enquanto nos elementos utilizados no solo grampeado, devido ao emprego da calda de cimento, o contato entre o solo e o reforço é dado por uma parcela física e outra química, atrito e aderência, respectivamente, na terra armada o contato basicamente apenas pelo atrito do elemento e o solo. (FRANÇA, 2007).

2.1.4 Comportamento Mecânico do Solo Grampeado

As massas de solos, em geral, são constituídas por duas zonas, zona ativa e zona passiva, representando, respectivamente, a parcela instável e estável do solo. Segundo Ehrlich (2003), o limite entre estas duas regiões é chamado de superfície potencial de ruptura, nela ocorrem os esforços máximos de tração axial nos grampos, enquanto as tensões cisalhantes são nulas, isto se dá devido ao atrito mobilizado ao longo do grampo possuir direções opostas nestas duas zonas, conforme ilustrado na

Figura 5.

Figura 5 - Definição zona ativa e passiva

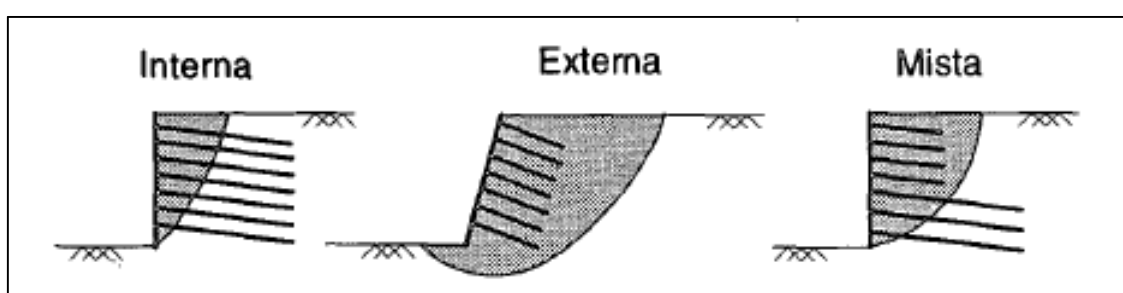


Fonte: Springer et al., (2001, p. 485).

O atrito entre a superfície lateral dos grampos e o solo ao redor é o principal elemento de interação responsável pela transferência destes esforços e como as inclusões trabalham basicamente à tração, quanto maior o atrito entre os dois materiais melhor será o desempenho do reforço. (HENRIQUES JUNIOR, 2007).

Quanto aos mecanismos de ruptura, os taludes, tanto naturais como provenientes de escavação, apresentam dois modelos de rupturas, a ruptura interna e a ruptura externa, que podem ocorrer de maneira isolada ou simultânea como no caso de rupturas mistas, conforme ilustrado na Figura 6.

Figura 6 - Mecanismos de ruptura



Fonte: Ortigão et al. (1993, p. 300).

2.1.4.1 Ruptura Interna

A ruptura interna é aquela que ocorre dentro da área reforçada e geralmente está associada a falhas na capacidade de aderência entre a interface da barra de aço e a calda de cimento bem como na interface solo vs. grampo acarretando no arrancamento dos grampos, falhas no sistema de faceamento ou no solo entre os grampos. (GEOGUIDE 7, 2008; LAZARTE et al., 2003).

2.1.4.2 Ruptura Externa

A ruptura externa é aquela que ocorre fora da área reforçada e geralmente está associada a comprimentos de grampo insuficientes, desequilíbrio de tensões nas fundações ou empuxos ativos superiores à aderência na base do talude. (GEOGUIDE 7, 2008 e LAZARTE et al., 2003).

2.1.5 Considerações de Projeto

As definições de um projeto de solo grampeado devem garantir as condições de estabilidade global, operacionalidade e durabilidade da estrutura, além de buscar o menor custo associado ao menor impacto ambiental. (GEOGUIDE 7, 2008). De acordo com Ehrlich (2003), em estruturas de solo grampeado o trecho reforçado pode ser considerado como um muro de gravidade que garante a estabilidade da zona não reforçada, desta forma, deve ser analisado quanto aos esforços internos e externos (SPRINGER, 2001).

Durante a fase de planejamento do projeto é interessante serem realizados estudos preliminares a fim de viabilizar a solução mais adequada a cada situação, ainda nesta fase o pré-dimensionamento pode ser feito com base em experiências anteriores e análises de métodos de equilíbrio limite, conhecido também por método das fatias, proposto primeiramente por Fellenius e aprimorado por outros autores. (GEOGUIDE 7, 2008). Atualmente conta-se com o advento de *softwares* de análise de estabilidade através de equilíbrio limite, como também, para determinação de deformações através do conceito de elementos finitos.

Embora não exista um método único de dimensionamento de solo grampeado, todos os métodos relevantes existentes atribuem ao maciço o mesmo mecanismo de ruptura baseado nas zonas ativa e passiva, abordado anteriormente neste trabalho, diferenciando-se quanto à forma da superfície de ruptura, quanto ao método de cálculo do equilíbrio das forças e quando a essência destas forças (ORTIGÃO et al. 1993; SILVA, 2009; SPRINGER, 2001), conforme demonstrado no Quadro 1 e na Figura 7 seguir.

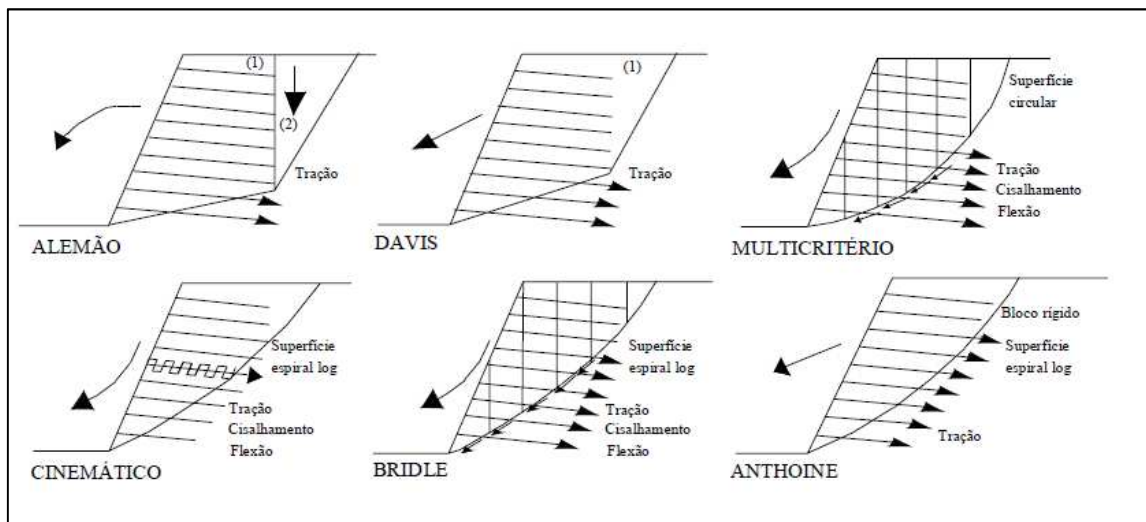
Mais informações a respeito destes métodos podem ser encontradas, também, em estudos de Stocker et al. (1979), Schlosser (1983), Clouterre (1991), Ortigão et al. (1993), Montezuma (1998) e Camargo (2005).

Quadro 1 - Parâmetros admitidos por cada método

Características	Métodos					
	Alemão	Davis	Multicritério	Cinemático	Cardiff	Escoamento
Referência	Stocker et al., 1979	Shen et al., 1981	Schlosser, 1983	Juran et al., 1988	Bridle, 1989	Anthoine, 1990
Análise	Equilíbrio limite	Equilíbrio limite	Equilíbrio limite	Tensões internas	Equilíbrio limite	Teoria de escoamento
Divisão do maciço	2 cunhas	2 blocos	Fatias	-	Fatias	Bloco rígido
Fator de segurança	Global	Global	Global e local	Local	Global	Global
Superfície de ruptura	Bi-linear	Parabólica	Circular ou poligonal	Espiral logarítmica	Espiral logarítmica	Espiral logarítmica
Resistência do Grampo:						
Tração	X	X	X	X	X	X
Cisalhamento			X	X	X	
Flexão			X	X	X	
Inclinação da parede	Vertical ou inclinada	Vertical	Qualquer	Vertical ou inclinada	Vertical ou inclinada	Vertical ou inclinada
Nº de camadas de solo	1	1	Qualquer	1	1	1

Fonte: Adaptado de Ortigão et al. (1993).

Figura 7 - Modelos de superfície de ruptura admitidos



Fonte: Springer, (2001, p. 29).

2.2 INTERAÇÃO SOLO X GRAMPO

Em uma estrutura de solo grampeado é considerado como trecho reforçado a parcela do talude onde estão inseridos os grampos, sendo a interação entre o grampo e o solo o principal elemento a ser analisado, entretanto os mecanismos de interação

são bastante complexos e geralmente as estruturas de solo grampeado são analisadas para seu estado limite último, desta forma, é indispensável conhecer o comportamento dos mecanismos de interação entre o solo e o reforço. (SILVA, 2009).

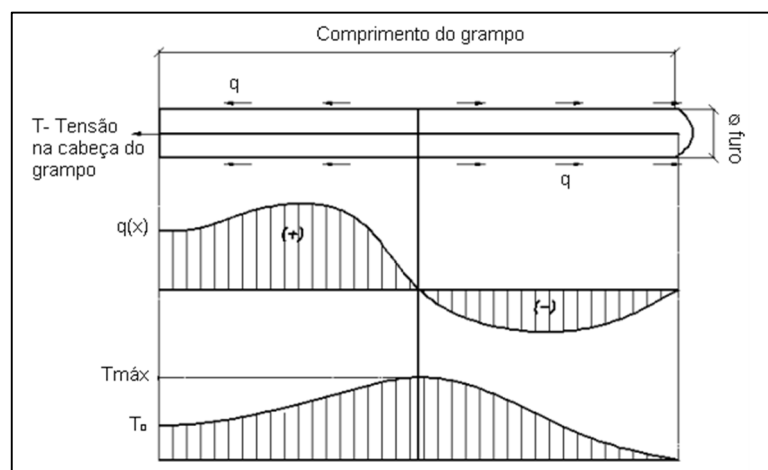
A interação entre o solo e o grampo ocorre através de duas maneiras, sendo a principal delas através da resistência ao cisalhamento (q_s), desenvolvida na interface solo vs. grampo, induzindo esforços de tração nos grampos. A segunda, menos importante, são as tensões normais representadas pelo empuxo que o solo exerce sobre o reforço, estes esforços desencadeiam uma zona cisalhante no interior da massa de solo produzindo momentos fletores e tensões cisalhantes nos reforços. (SILVA, 2009).

Antes de abordar os mecanismos de interação na interface solo vs. grampo é importante compreender como ocorre a distribuição destes esforços no reforço, conforme item a seguir.

2.2.1 Distribuição de Esforços no Grampo

A distribuição dos esforços ao longo do grampo não ocorre de maneira uniforme, de modo geral, é admitido que a distribuição dos esforços de tração ocorre de maneira crescente a partir da face do talude, chegando à valores máximos de tração ($T_{m\acute{a}x}$) na intersecção com a superfície potencial de ruptura e em seguida decrescem até o final do reforço, já as tensões cisalhantes interceptam a superfície de ruptura com valores nulos mudando sua direção (LAZARTE et al., 2003), conforme Figura 8.

Figura 8 - Distribuição dos esforços no grampo

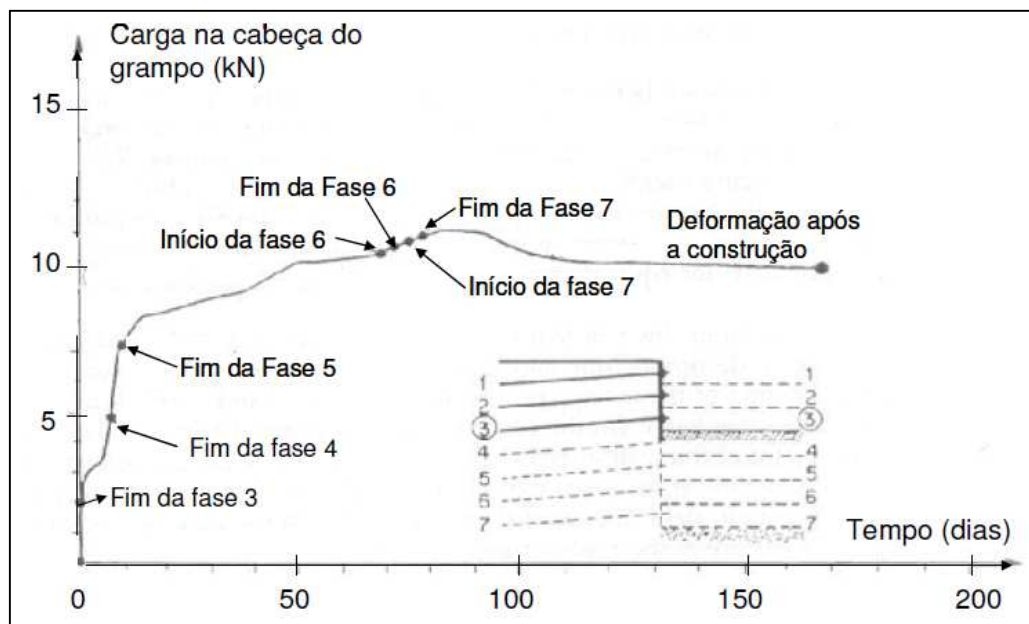


Fonte: Adaptado de Lazarte et al. (2003).

É importante salientar que os esforços atuantes entre as etapas de construção, serviço e ruptura merecem distinção. De acordo com Springer (2001), durante as etapas de construção e serviço são observadas deformações muito pequenas fazendo com que o grampo trabalhe basicamente solicitado à tração.

À medida que se prossegue com a construção, esforços de tração são desencadeados no grampo, estes, causados pela descompressão lateral decorrente do alívio de tensões atrelado a escavação do terreno. (SPRINGER, 2001). Os esforços são mais relevantes nas três etapas posteriores à inserção dos grampos. (CLOUTERRE, 1991). Como pode ser visto na Figura 9, entre as fases 3 e 5 ocorre um carregamento bastante acentuado que pode ser associado ao alívio de tensões mencionado anteriormente, no entanto a taxa de carregamento é dissipada nas fases subsequentes até a sua estabilização.

Figura 9 - Carregamento dos grampos durante a etapa de escavação



Fonte: Adaptado de Clouterre (1991).

2.2.2 Resistência ao Cisalhamento de Interface Solo vs. Grampo

A resistência de aderência ou resistência ao cisalhamento entre o solo e o grampo, denominada q_s , é um dos parâmetros mais importantes para um projeto de solo grampeado, pois corresponde a resistência máxima de arrancamento dos grampos quando submetidos a esforços de tração. De acordo com Silva (2009), o entendimento por completo do comportamento da interface solo vs. grampo está longe

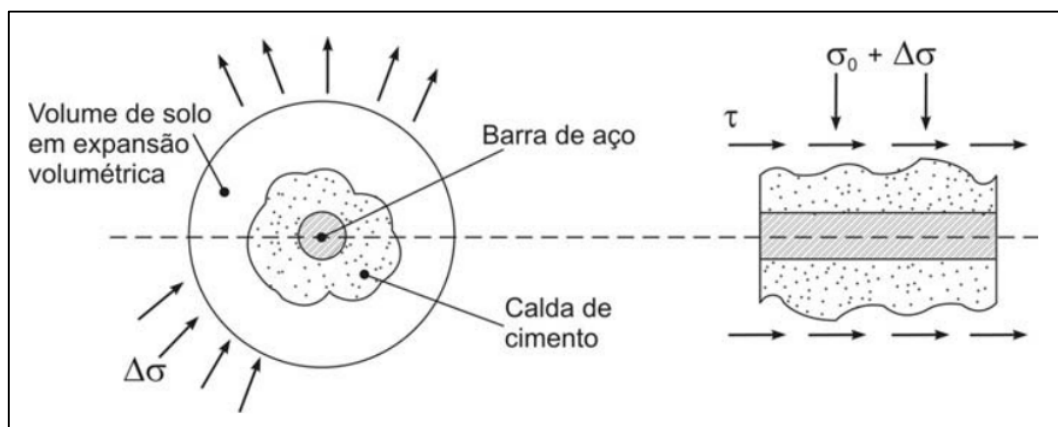
de ser uma realidade, visto a enorme variabilidade de tipos de solos e rochas presentes na natureza.

Segundo Rosa (2015), em geral, o parâmetro q_s pode ser influenciado por uma série de fatores tais como as propriedades físicas do solo em que está inserido o grampo, pela superfície do grampo, pelas propriedades da calda de cimento injetada, bem como pelo método executivo. Nesta linha, Hanna (1982) estima que a superfície de ruptura verificada na interface possa ser associada à rugosidade da parede do furo, a resistência do maciço e também por conta da alteração do estado das tensões envolvida no processo executivo.

Em relação ao arrancamento dos grampos, Frazén (1998) refere-se à resistência ao arrancamento como sendo definida pela tensão normal atuante na superfície do grampo, pelo coeficiente de atrito, pela adesão da interface solo vs. grampo e pelo perímetro do elemento de reforço. Pode-se destacar também as particularidades do terreno, métodos de perfuração e limpeza do furo, profundidade do grampo, as propriedades da nata de cimento, como também a temperatura e umidade do ambiente no momento da execução. (ORTIGÃO, 1997).

De acordo com Silva (2009), em solos, a resistência ao cisalhamento de interface de um grampo, quando submetido a esforços de tração, é atribuída ao atrito desenvolvido ao longo do reforço e pelo comportamento dilatante do material. A tendência de um solo granular e denso, quando submetido a um esforço de cisalhamento, é aumentar seu volume, conforme ilustrado na Figura 10.

Figura 10 - Comportamento expansivo de solos



Fonte: Adaptado de Schlosser, (1982).

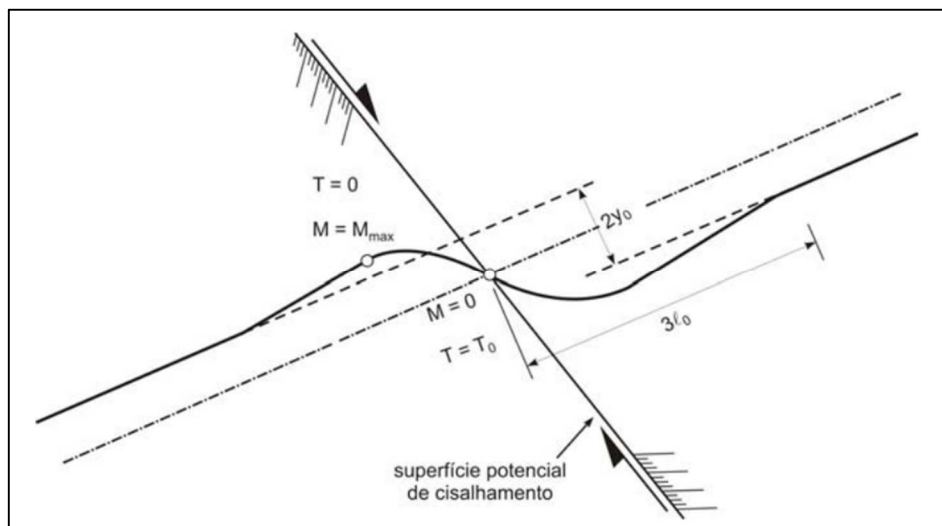
Entretanto, quando o material ao redor do grampo expande axialmente, é gerado um incremento de tensão no grampo ocasionado pela força de reação do maciço, este fenômeno é chamado de restrição de dilatância. (SILVA, 2009).

2.2.3 Empuxo do Solo Sobre o Grampo

Conforme mencionado anteriormente, um dos mecanismos de interação entre o solo e o grampo são os esforços oriundos do empuxo exercido sobre o reforço, estes esforços estão, em sua maioria, relacionados à aplicação da técnica de solo grampeado para a estabilização de taludes, visto a necessidade da ocorrência de uma zona instável no maciço para originar estes esforços, enquanto que quando a técnica é empregada como estrutura de contenção a magnitude destes esforços é mínima. (SILVA, 2009).

Através da movimentação de massas que ocorrem no interior do maciço, os grampos são flexionados e desenvolvem momentos máximos próximos a superfície de ruptura, em decorrência a estes momentos fletores são desenvolvidos os esforços cisalhantes, como pode ser observado na Figura 11. Estas deformações ocorrem de maneira análoga às estacas carregadas com esforço horizontal e momento no topo. (CLOUTERRE, 1991; SILVA, 2009).

Figura 11 - Ocorrência de flexão nos grampos



Fonte: Adaptado de Schlosser (1982).

2.2.4 Métodos de Estimativa de q_s

Apesar da sua importância, a maioria dos métodos de estimativa de q_s existentes na literatura ainda são bastante empíricos, principalmente devido à complexidade no processo de ruptura desta conexão, limitando-se a uma análise preliminar de projeto. Visando a elaboração de projetos mais confiáveis e econômicos ainda é necessária a execução de ensaios de arrancamento *in situ* para confirmação de parâmetros do local. (SILVA, 2009). A seguir são apresentados os métodos empíricos e teóricos de estimativa de q_s , a metodologia do ensaio de arrancamento, bem como algumas pesquisas recentes nesta área.

2.2.4.1 Métodos Empíricos e Teóricos

Inúmeros autores desenvolveram metodologias teóricas de estimativas de q_s , dentre eles Bridle e Barr (1990), Heymann et al. (1992), Jewell (1990) e Schlosser (1982). Todos estes autores possuem suas metodologias desenvolvidas com base na equação de resistência ao cisalhamento do solo (Equação 1). (HEYMANN et al., 1992).

$$P_{ult} = \pi \cdot D \cdot L \cdot (c' + \sigma'_n \cdot \tan \phi') \quad (1)$$

Onde:

P_{ult} = força máxima de arrancamento do grampo;

D = diâmetro do grampo;

L = comprimento do reforço;

c' = coesão efetiva do solo;

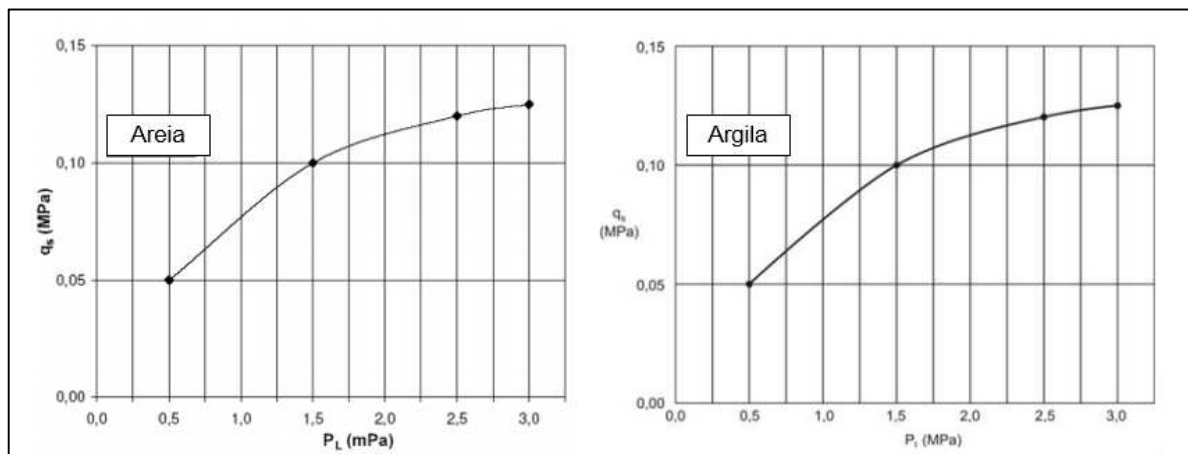
σ'_n = tensão normal efetiva atuante entre o solo e o grampo na a ruptura;

ϕ' = ângulo de atrito efetivo do solo.

Silva (2009) cita que alguns projetistas correlacionam, ainda, a resistência de cisalhamento com a tensão geostática atuante nos reforços, dentre eles. Shen et al. (1981), um dos pioneiros no assunto indicam que a resistência ao cisalhamento está atrelada ao critério de ruptura de Coulomb. Bustamante e Doix (1985) propuseram um método relacionando q_s com pressões limites do pressiômetro de Ménard e valores de N_{SPT} , a partir de ensaios realizados, contudo os resultados encontrados foram bastante dispersos.

O programa francês Clouterre (1991) ao elaborar centenas de ensaios de arrancamento resume seus resultados de acordo com cinco tipos de solo e duas metodologias de instalação dos grampos: cravados e injetados sem pressão. Com base nestes resultados foi possível desenvolver ábacos relacionando o valor de q_s com valores de pressão limite (P_L), determinados por meio de ensaios pressiométricos, para areias e argilas, conforme Figura 12.

Figura 12 - Ábacos correlacionando q_s e P_L



Fonte: Adaptado de Clouterre, (1991).

Heymann et al. (1992) propuseram a correlação entre valores de q_s , propriedades físicas do solo obtidas a partir de resultados de ensaios de campo e laboratório bem como resultados de quarenta ensaios de arrancamento com comprimentos de grampo entre 1,0 e 1,5 m e perfuração com 100 mm de diâmetro. Em suma, apesar de analisarem diversos parâmetros ensaiados, foram estabelecidas correlações apenas com o ângulo de atrito efetivo e com o N_{SPT} , que implicaram nas Equação 2 e Equação 3 a seguir.

$$\tau_{ult} = 4. \phi' \quad (2)$$

$$\tau_{ult} = 2. N_{spt} \quad (3)$$

Onde:

τ_{ult} = resistência ao arrancamento do grampo;

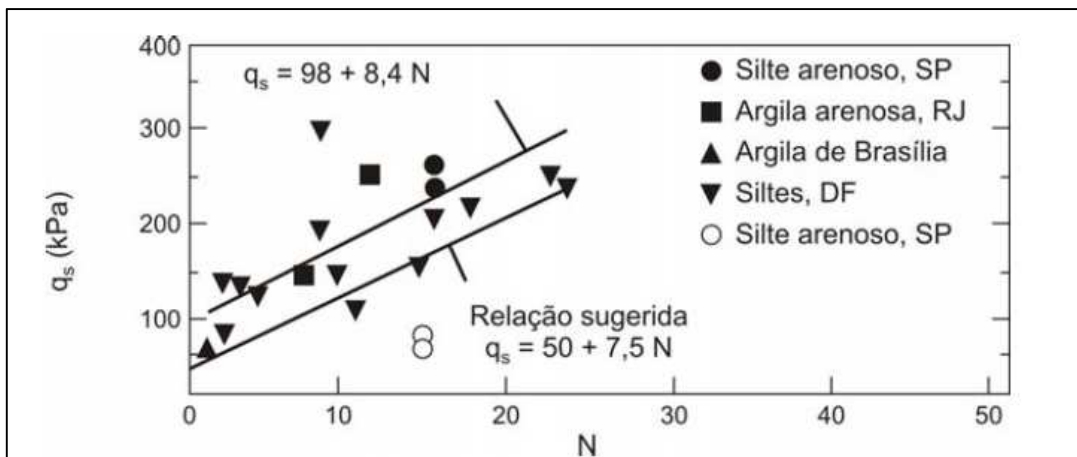
Φ' = ângulo de atrito efetivo do solo;

N_{SPT} = número de golpes na sondagem SPT.

Ortigão (1997) analisou resultados de ensaios de arrancamento realizados com diâmetros de perfuração entre 75 e 150 mm e injeção da calda de cimento sem

pressão a fim de correlacionar os valores de q_s com valores de N_{SPT} . O resultado encontrado, apresentado na Figura 13, é considerado bastante disperso, entretanto o autor justifica que pode estar relacionado à diferença entre os procedimentos de execução dos ensaios.

Figura 13 - Correlações entre q_s e N_{SPT}



Fonte: Adaptado de Ortigão (1997).

A partir dos resultados encontrados o autor propõe a Equação 4 como uma estimativa preliminar para valores de q_s .

$$q_s = 50 + 7,5 \cdot N_{spt} \quad (4)$$

Onde:

q_s = resistência de aderência, em kPa;

N_{SPT} = número de golpes na sondagem SPT.

Em sequência é apresentado no Quadro 2 uma relação de valores típicos de resistência ao arrancamento de acordo com o material em que está inserido o reforço. Os valores de q_s variam entre 20 kN/m², em argilas moles, até valores de 1.000 kN/m² para o caso de rochas.

Quadro 2 - Valores típicos de q_s

Material	Tipos de Rocha/Solo	q_s (kN/m ²)
Rochas	Calcário	300 - 400
	Filito	100 - 300
	Dolomita Mole	400 - 600
	Dolomita Fissurada	600 - 1000
	Arenito Intemperizado	200 - 300
	Basalto	500 - 600
Solos Não Coesivos	Areia Siltosa	100 - 150
	Silte	60 - 75
	Colúvio	75 - 150
	Areia	380
Solos Finos	Argila Siltosa	35 - 50
	Silte Argiloso	90 - 140
	Argila Mole	20 - 30
	Argila Rija	40 - 60

Fonte: Adaptado de Elias e Juran (1990).

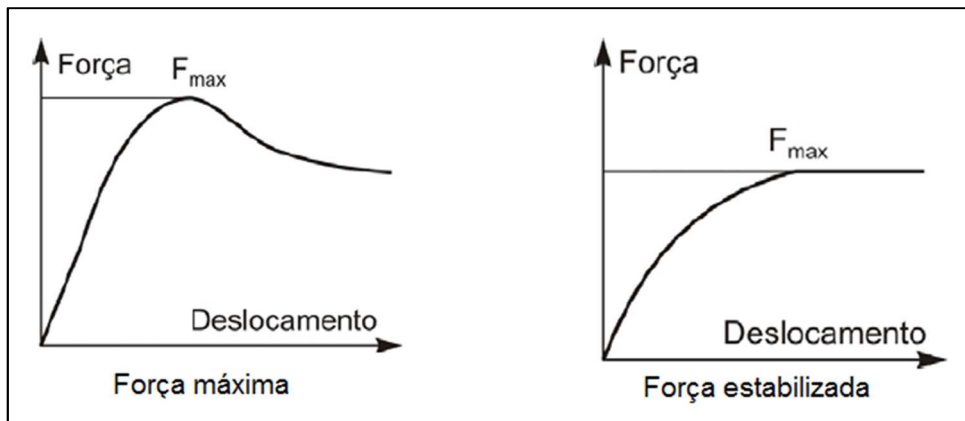
Ao passo que o as fases de projeto progridem é de suma importância a determinação do valor real de q_s . Até o momento são utilizados ensaios de arrancamento dos grampos para este fim. Maiores definições a respeito dos ensaios de arrancamento são demonstradas a seguir.

2.2.4.2 Ensaios de Arrancamento

Dentre os inúmeros métodos de para determinação de q_s , em sua maioria empíricos e teóricos como foi apresentado anteriormente, o ensaio de arrancamento é o método em que se obtém os resultados mais confiáveis. O ensaio consiste no incremento de cargas em um elemento de reforço, que pode ser instrumentado ou não, e desta forma, analisa o comportamento do grampo de acordo com a variação do carregamento. Assim, é possível estabelecer a força máxima de tração mobilizada a fim de se determinar o parâmetro de resistência ao arrancamento q_s . (SILVA, 2009).

Durante o ensaio são medidos os deslocamentos na extremidade do grampo ocasionados pela tração aplicada, o ensaio é considerado finalizado quando a força de tração atingir o valor máximo ou estabilizar num valor com deslocamentos crescentes, conforme ilustra a Figura 14. (CLOUTERRE, 1991).

Figura 14 - Critérios de ruptura dos grampos



Fonte: Adaptado de Clouterre (1991).

Após definido a força máxima de tração no grampo é possível determinar o valor de q_s a partir da Equação 5 a seguir.

$$q_s = \frac{F_{m\acute{a}x}}{\pi \cdot D \cdot L_a} \quad (5)$$

Onde:

q_s = resistência ao cisalhamento da interface solo vs. grampo;

$F_{m\acute{a}x}$ = carga de tração máxima aplicada a grampo no momento da ruptura;

D = diâmetro da perfuração;

L_a = comprimento do grampo.

No Brasil não existe nenhuma norma regulamentadora para realização de ensaios de arrancamento, por consequência, muitas vezes os ensaios são balizados pela experiência do construtor ou executados análogo ao ensaio de tirantes ancorados regulamentado pela NBR 5629 (ABNT, 2018), contudo também é possível encontrar orientações fora do país como na Norma Britânica (BS-8006), no Manual da *Federal Highway Administration – USA* bem como no programa francês de pesquisas Clouterre. (SILVA, 2009).

Clouterre (1991) aponta algumas recomendações para a execução destes ensaios, divididas de acordo com a fase da obra, conforme segue.

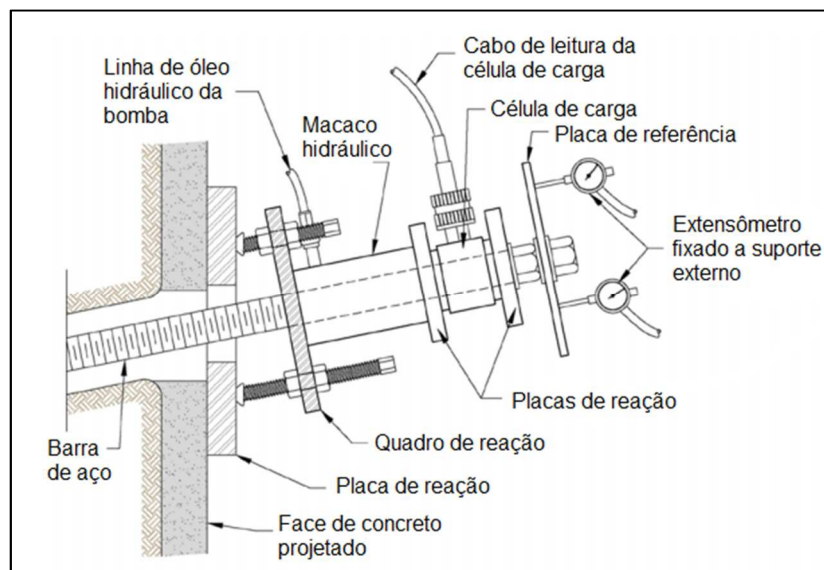
- a) ensaios preliminares: estes ensaios devem ser executados na fase preliminar de projeto/planejamento da obra, previamente ao início dos trabalhos;

- b) ensaios de conformidade: estes ensaios devem ser executados no início dos trabalhos de maneira a comparar os novos resultados com os valores encontrados nos ensaios preliminares, desta forma, viabilizando possíveis alterações no projeto;
- c) ensaios de inspeção: estes ensaios devem ser executados simultaneamente ao andamento da obra, para a verificação da eficiência na execução dos reforços.

Clouterre (1991) apresenta ainda dois procedimentos de ensaio distintos, sendo eles: ensaio com deslocamento constante, objetivando chegar a tensão máxima de ruptura do reforço, e ensaio com carregamento constante, permitindo o desenvolvimento das deformações lentas durante o carregamento. Em relação a quantidade dos ensaios, o manual apresenta que o número mínimo de ensaios varia de acordo com a área total a ser estabilizada, no entanto, recomenda um mínimo de seis ensaios por obra

Dentre as demais literaturas existentes que sugerem como deve ser a execução dos ensaios, o GeoRio (1999), que recomenda no mínimo dois ensaios ou em 1% dos grampos da obra, a fim de confirmação dos valores de projeto, bem como sugere que sejam realizados mais ensaios conforme o andamento da obra para possíveis adequações de projeto. O esquema de instrumentação típico do ensaio de arrancamento envolve os equipamentos conforme ilustrado na Figura 15 a seguir.

Figura 15 - Instrumentação típica do ensaio de arrancamento



Fonte: Adaptado de Lazarte et al.,(2003).

2.2.4.3 Outros Métodos de Estimativa de q_s

Além dos métodos citados, já consagrados na comunidade geotécnica mundial, algumas pesquisas recentes vêm apresentando outras metodologias de determinação de q_s por meio de ensaios executados em laboratório e que de alguma forma inspiraram este trabalho.

França (2007) descreve em seu estudo o comportamento de um protótipo de solo grampeado executado em laboratório em uma caixa metálica rígida que permite o confinamento do material e aplicação de sobrecargas. Os ensaios de arrancamento executados neste modelo forneceram valores médios de q_s de 141,9 kPa e 154,7 kPa, para as camadas superior e inferior da estrutura, respectivamente, no entanto o estudo é delimitado ao tipo de solo empregado no estudo.

Silva (2009) propõe em seu trabalho uma metodologia que relaciona o volume de nata de cimento injetada com o valor de q_s , a fim de analisar o desempenho do grampo. Uma de suas conclusões foi de que a resistência de q_s pode ser diretamente associada à quantidade de nata de cimento injetada, para cada metodologia executiva estudada.

Darold (2018) avaliou em seu trabalho o incremento de resistência ao realizar ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova moldados metade com solo residual de Itabirito e metade com nata de cimento, seus corpos de prova foram moldados a partir de amostras remoldadas na condição de campo, em sua conclusão a autora observou que o valor encontrado em laboratório representava em torno de 44% do valor obtido no ensaio de arrancamento em campo.

2.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS

Este item trata da resistência ao cisalhamento dos solos, definida por Pinto (2000), como a capacidade dos solos de suportar carregamentos, representando a tensão máxima admitida pelo solo sem que haja rupturas. Para tanto são apresentados conceitos gerais dos parâmetros atrito e coesão dos solos, bem como os critérios de ruptura dos solos, o ensaio de determinação da resistência ao cisalhamento dos solos e o comportamento esperado de dois grupos de solo.

2.3.1 Atrito Entre os Grãos

Segundo Pinto (2000), a resistência por atrito entre as partículas está associada ao coeficiente de atrito do material e pode ser definida como a força tangencial necessária para que ocorra deslizamento de um plano em relação a outro plano paralelo. A força tangencial é proporcional à força normal ao plano e o ângulo formado entre a força normal e a resultante das forças, tangencial e normal, é denominado de ângulo de atrito (ϕ). O ângulo de atrito pode ser definido como ângulo máximo que a força cisalhante pode ter com a normal ao plano sem que haja deslizamento.

O fenômeno de atrito nos solos ocorre de maneira distinta ao fenômeno de atrito entre dois corpos, uma vez que o deslocamento envolve um grande número de grãos do material, que podem deslizar entre si ou se sobreporem uns sobre os outros, acomodando-se em vazios durante o percurso. (PINTO, 2000).

As forças transmitidas nos contatos entre grãos de areia e de argila ocorrem de maneira diferente. No caso de areias, em geral, a força de contato entre as partículas é maior, sendo capaz de expulsar a água da superfície, desta forma, permite o contato diretamente entre os grãos. Enquanto nas argilas o número de partículas é muito maior, da mesma forma a força entre os contatos é bastante reduzida, esta força de contato não é suficiente para expulsar a água adsorvida pelas partículas, ficando a água responsável pela transmissão das forças. (PINTO, 2000).

2.3.2 Coesão

Pode-se afirmar que a resistência ao cisalhamento dos solos está associada essencialmente ao atrito entre os grãos. No entanto, a atração química entre partículas, independente da força normal, pode ser responsável por significativa parcela de resistência em determinados tipos de solos, essa atração é chamada de coesão real. A coesão real não deve ser confundida com a coesão aparente, presente principalmente em solos argilosos úmidos não saturados, determinada pela pressão capilar da água, leva o nome de aparente visto a resistência desaparecer à medida que o solo vai sendo saturado. (PINTO, 2000).

A parcela de coesão em solos sedimentares, em geral, é considerada muito pequena quando comparado com a parcela de atrito, no entanto, podem existir alguns solos naturalmente cimentados que apresentam valores significativos de coesão.

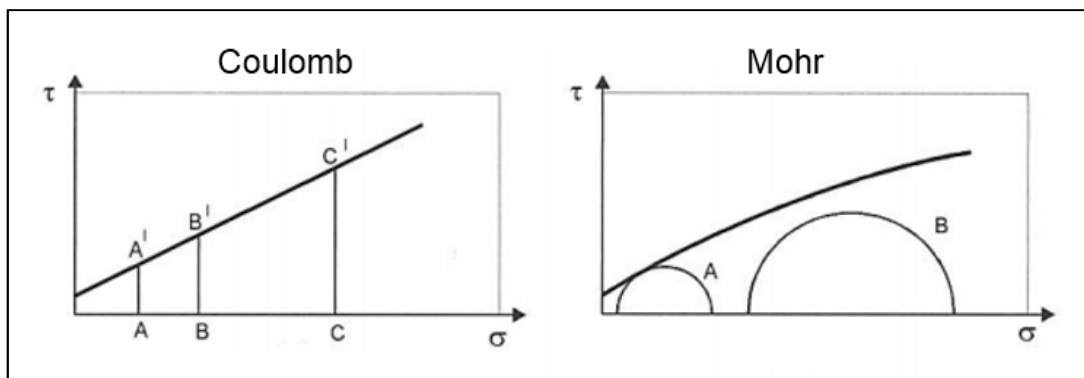
2.3.3 Critérios de Ruptura

Segundo Pinto (2000, p. 175), os critérios de ruptura que representam de maneira mais coerente o comportamento dos solos são os de Mohr e de Coulomb.

O critério de Coulomb pode ser expresso como: não há ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar um valor dado pela expressão $c+f.\sigma$, sendo c e f constantes do material e σ a tensão normal existente no plano de cisalhamento. Os parâmetros c e f são denominados respectivamente coesão e coeficiente de atrito interno, podendo este ser expresso como a tangente de um ângulo, denominado ângulo de atrito interno. [...] O critério de Mohr pode ser expresso como: não há ruptura enquanto o círculo representativo do estado de tensões se encontrar no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura, observados experimentalmente para o material.

A Figura 16 representa bem as envoltórias de ruptura admitidas para os modelos de Mohr e Coulomb, conforme definido por Pinto (2000).

Figura 16 - Representação das envoltórias de ruptura Mohr e Coulomb



Fonte: Adaptado de Pinto, (2000).

É comum associar os dois critérios, Mohr e Coulomb, em uma única análise através da envoltória de Mohr-Coulomb, que consiste em uma reta tangente aos círculos de Mohr nos pontos de tensão de ruptura para, no mínimo três estados de tensões diferentes.

2.3.4 Ensaio de Cisalhamento Direto

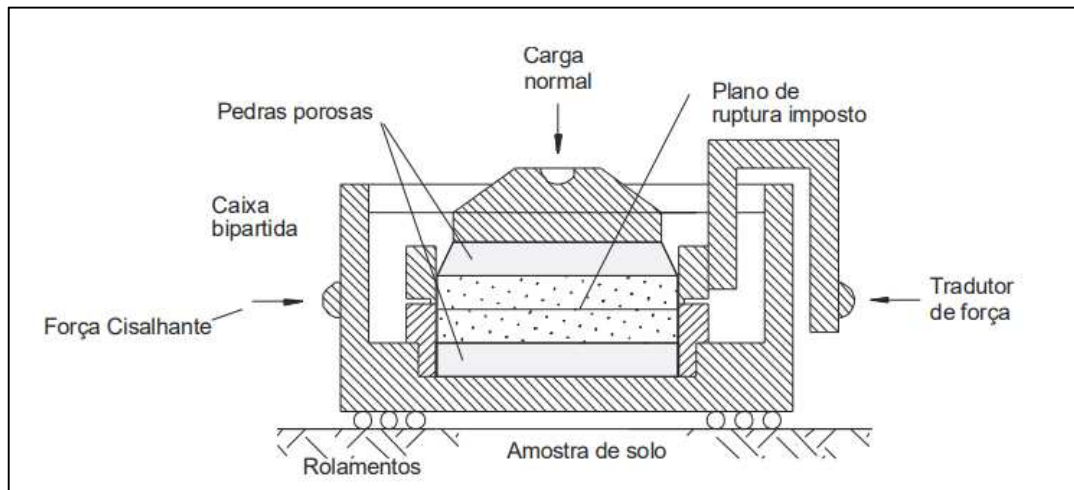
O ensaio de cisalhamento direto permite, através de interpretações da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb, definir parâmetros importantes do solo,

tais como, o ângulo de atrito interno e o intercepto coesivo de maneira rápida, relativamente barata e confiável, tratando-se de solos drenados. (ORTIGÃO, 2007).

Em princípio, o ensaio consiste na imposição de uma superfície de ruptura em uma amostra através da aplicação de uma força normal (N) e uma força tangencial (T). A amostra de solo possui forma quadrada e tem a sua metade confinada a uma caixa bipartida, a partir da aplicação das forças, as forças tangenciais promovem o deslocamento da parte superior da caixa em relação a inferior até a ruptura da amostra, conforme ilustrado na Figura 17. (ORTIGÃO, 2007).

As tensões normal e cisalhante no plano de ruptura do ensaio são $\sigma = N/A$ e $\tau = T/A$, respectivamente, onde "A" é a área da seção transversal da amostra.

Figura 17 - Detalhes da caixa de cisalhamento direto



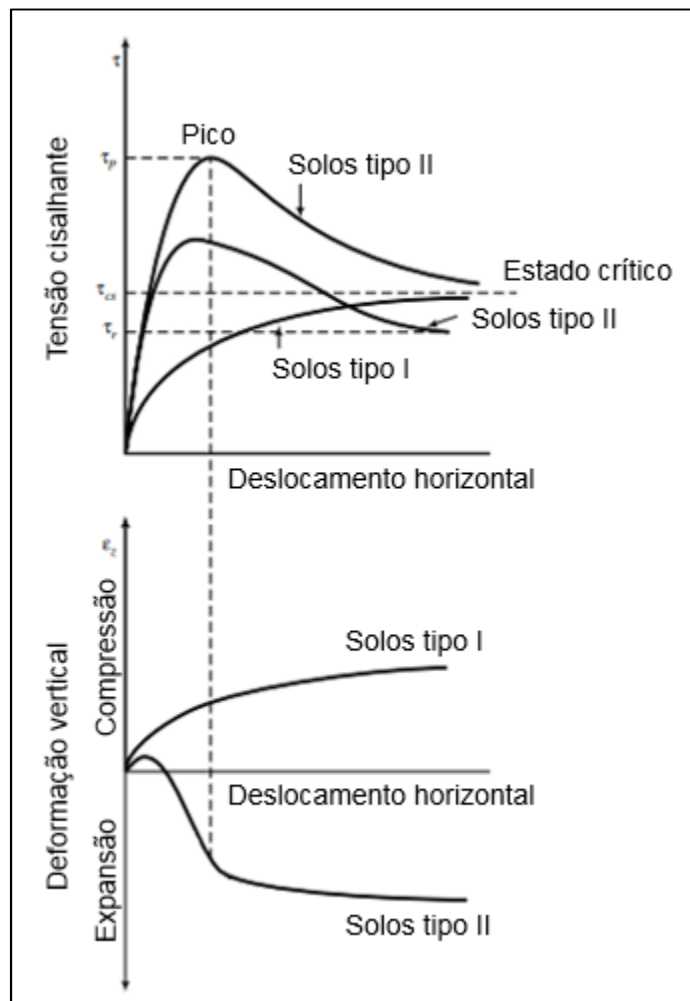
Fonte: Ortigão (2007, p. 221).

Durante o ensaio, a tensão cisalhante é representada em função do deslocamento horizontal, onde podem ser identificadas as tensões de ruptura (τ_{max}) e a tensão residual (τ_{res}), que o solo ainda resiste após a ruptura. Também é registrada a deformação vertical do corpo de prova em função do deslocamento horizontal, que representa a ocorrência de variação no volume da amostra durante o cisalhamento.

O comportamento das curvas mencionadas acima pode variar de acordo com o tipo de solo que foi submetido ao ensaio de cisalhamento direto. Na Figura 18 são apresentados os comportamentos de dois tipos de solos, tipo I e tipo II, sendo eles definidos por Budhu (2013) conforme segue.

- a) solos tipo I: são solos não cimentados, que apresentam ligações entre as partículas muito fracas, em geral, areias fofas ou argilas normalmente consolidadas e levemente super-consolidadas;
- b) solos tipo II: são solos cimentados, que possuem fortes ligações entre as partículas, em geral, areias densas e argilas super-consolidadas.

Figura 18 - Comportamento dos tipos de solo I e II submetidos ao ensaio de cisalhamento direto

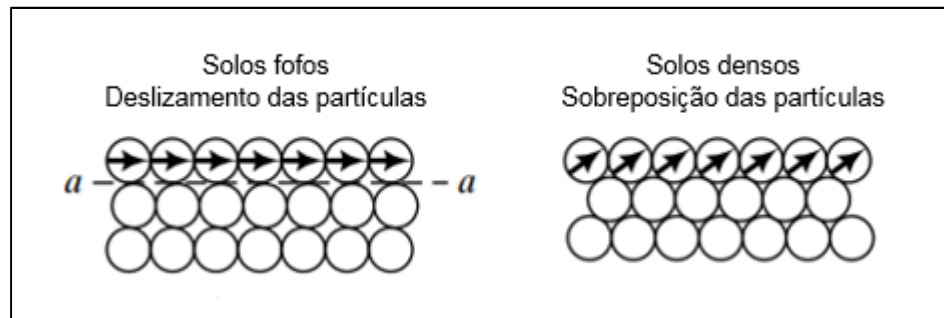


Fonte: Adaptado de Budhu, (2013).

Como pode ser observado na Figura 18, o pico de resistência ao cisalhamento em solos tipo II está atrelado ao ponto máximo de expansão, seguidos da redução da tensão cisalhante máxima para a tensão residual e estabilização na expansão da amostra, este comportamento pode ser associado ao fenômeno de sobreposição das partículas abordado no item 2.3.1.

Quanto aos solos tipo I, apresentam comportamento compressivo que pode ser associado ao deslizamento e acomodação das partículas durante o ensaio, também visto no item descrito acima. Este arranjo das partículas é ilustrado na Figura 19.

Figura 19 - Arranjo das partículas



Fonte: Adaptado de Budhu, (2013).

3 ÁREA DE ESTUDO

A seguir são apresentadas informações a respeito da localização e características geológicas presentes na área de estudo.

3.1 LOCAL DE ESTUDO

O local de estudo está situado no município de Novo Hamburgo/RS, na região do Vale dos Sinos, mais precisamente na rua Augusto Jung esquina com a rua João Antônio da Silveira, no bairro central da cidade. As coordenadas geográficas do local de estudo, de acordo com o sistema de projeção UTM, são aproximadamente: latitude 6.716.208,60 m Sul e longitude 488.130,30 m Leste.

No local é situada a obra de um empreendimento imobiliário onde foi optado por se escavar o material existente no local viabilizando a execução de pavimentos no subsolo. As escavações foram projetadas através da execução de paredes diafragma atirantadas, desta forma foi viabilizado a extração de todo material do subsolo, exemplificado pela Fotografia 1.

Fotografia 1 - Escavações presentes na área de estudo

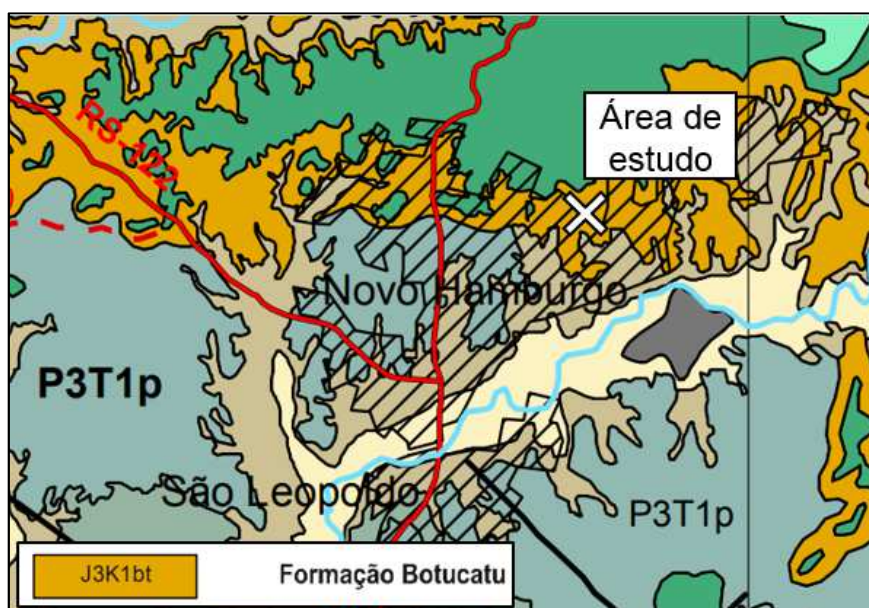


Fonte: Registrada pelo autor.

3.2 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DA REGIÃO

A geologia da região abrange a Bacia do Paraná que recobre uma área de 1,6 milhões de km² englobando parcelas dos territórios do Brasil, Argentina, Uruguai e Paraguai. A formação presente na região é a Botucatu, pertencente do grupo São Bento, constituída principalmente por arenitos de granulação fina a média, com coloração avermelhada, rósea ou amarelo-clara, bem selecionados e maduros, apenas localmente feldspáticos. Como estrutura característica desses arenitos, cuja origem é de deposição desértica, ocorre estratificação cruzada tangencial de grande porte. (CPRM, 2006). A Figura 20 representa um fragmento do mapa geológico para ilustração da localização da região estudada.

Figura 20 - Formação geológica do solo estudado



Fonte: Elaborada pelo autor.

No Rio Grande do Sul, a formação Botucatu possui espessuras bastante variadas, desde espessuras de poucos metros na região central até cerca de 100 metros nas regiões periféricas. (SCHERER, 2000). O deserto Botucatu foi, em grande parte, coberto pelo magmatismo da formação Serra Geral com grandes espessuras, gerando muitas falhas e dobramentos, conforme apresenta a Figura 21.

Figura 21 - Estrutura da formação Botucatu



Fonte: CPRM, (2010).

Além da formação Botucatu, no local ocorre também a formação Pirambóia, caracterizada como depósitos sedimentares com permeabilidades diferenciadas, muitas vezes apresentando caráter de confinamento devido à quantidade de sedimentos finos. (MACHADO, 2016).

Os arenitos da Formação Pirambóia têm coloração rosa claro a rosa avermelhado, muitas vezes esbranquiçado devido ao processo de caolinitização, e cor avermelhada pela presença de óxido de ferro. Os arenitos são bimodais, friáveis e com maior teor de argila que a Formação Botucatu. (HEINE, 2008).

Quanto a Pedologia Regional, a área de estudo está situada na classificação de Planossolo, conforme as informações apresentadas pelo CPRM (2009). Os Planossolos compreendem solos minerais imperfeitamente ou mal drenados, são pouco profundos com horizonte superficial de cores claras e textura arenosa ou média, seguido de um horizonte B plânico, de textura média, argilosa ou muito argilosa. Os solos desta classe ocorrem preferencialmente em áreas de relevo plano ou suave ondulado. (CPRM, 2010).

A localização da área de estudo também é limítrofe à classificação denominada Argissolo, a qual tem como característica minerais medianamente profundos a profundos, com drenagem moderada, tendo um horizonte B, rico em argila do tipo textural, com cores variando entre tons avermelhados a amarelados, com textura argilosa. (CPRM, 2010).

Estes solos desenvolvem-se a partir de diversos materiais de origem, em áreas de relevo plano a montanhoso. A maioria dos solos desta classe apresenta um

evidente incremento no teor de argila com o aumento de profundidade, desta forma, é comum que exista retenção de água em horizontes abaixo da superfície. A textura varia de arenosa a argilosa no horizonte A e vai de média a muito argilosa no horizonte B. A profundidade dos solos é variável, mas em geral são pouco profundos. Costumam apresentar drenagem moderada a boa. (CPRM, 2010).

3.3 ESTUDOS PREGRESSOS EXECUTADOS NO LOCAL

Neste item serão abordado os resultados de ensaios pregressos obtidos por FGS (2018). Os ensaios foram executados no Laboratório de Mecânica dos Solos da Unisinos e também no Laboratório de Geotecnia Lactec. Foram realizados ensaios de massa específica real dos grãos e cisalhamento direto com corpos de prova nas condições de umidade natural e inundados, conforme são apresentados na sequência.

3.3.1 Massa Específica Real dos Grãos

O ensaio para definição da massa específica real dos grãos foi executado de acordo com a NBR 6508 (ABNT, 1984), sendo definido o valor médio de 2,68 g/cm³ para o solo coletado para ensaios.

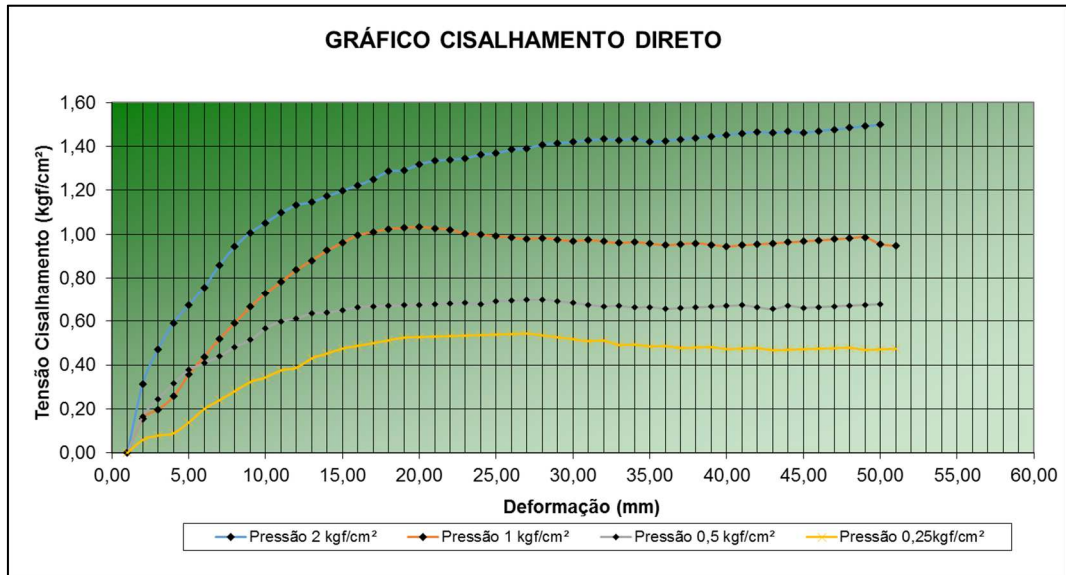
3.3.2 Cisalhamento Direto

Em seguida são apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto obtidos por FGS (2018). As tensões normais utilizadas nos ensaios de cisalhamento foram de 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, a velocidade dos ensaios foi calculada a partir da curva de adensamento da maior tensão de ensaio, sendo definida como 0,05 mm/min. Os resultados obtidos são apresentados a seguir.

A Figura 22 apresenta o gráfico obtido no ensaio de cisalhamento direto da amostra nas condições de umidade natural, o qual relaciona as tensões cisalhantes e o deslocamento horizontal medidos durante o ensaio. Percebe-se através da Figura 22 que para nenhuma das tensões normais ensaiadas apresentou picos evidentes de tensões cisalhantes mas sim uma crescente desta tensão até sua estabilização. Os valores de tensões cisalhantes máximas observadas no ensaio, para as tensões

normais de 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, foram, respectivamente, 54 kPa, 70 kPa, 103 kPa e 150 kPa.

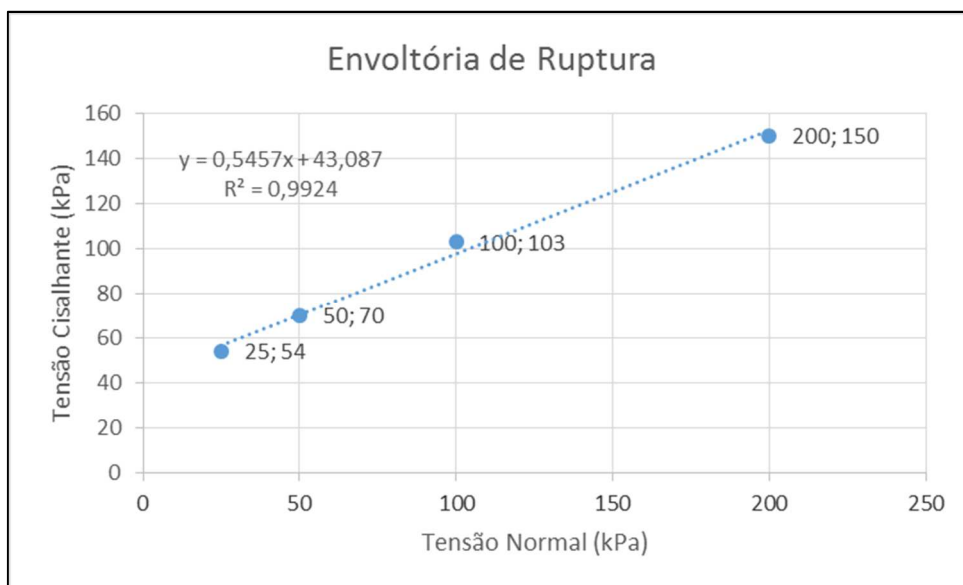
Figura 22 - Ensaio de cisalhamento direto FGS - natural



Fonte: FGS, (2018).

A Figura 23 apresenta a envoltória de ruptura obtida para os ensaios de cisalhamento direto da amostra nas condições de umidade natural onde pôde ser definidos os parâmetros de resistência, sendo eles, intercepto coesivo, $c = 43$ kPa, ângulo de atrito interno, $\phi = 28,7^\circ$ e dispersão, $R^2 = 0,9924$.

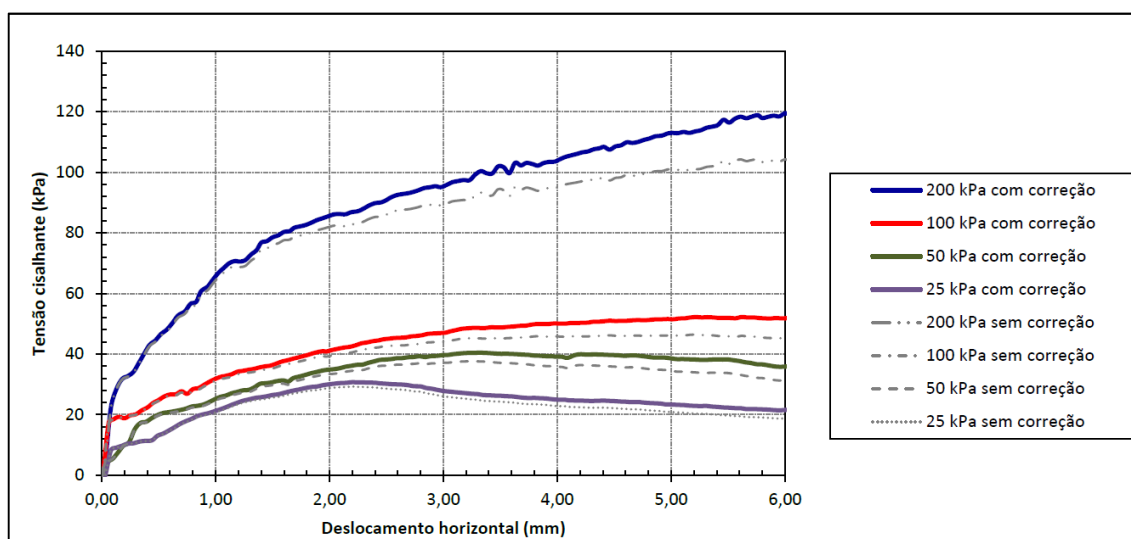
Figura 23 - Envoltória de ruptura ensaios FGS - natural



Fonte: FGS, (2018).

A Figura 24 apresenta o gráfico obtido no ensaio de cisalhamento direto da amostra na condição inundada, o qual relaciona as tensões cisalhantes e o deslocamento horizontal medidos durante o ensaio. Da mesma maneira como ocorrido nos ensaios na umidade natural, os ensaios não apresentaram picos de resistência para nenhuma das tensões normais ensaiadas. Os valores de tensões cisalhantes máximas foram de 26 kPa, 37 kPa, 59 kPa e 103 kPa, para as tensões de 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, respectivamente.

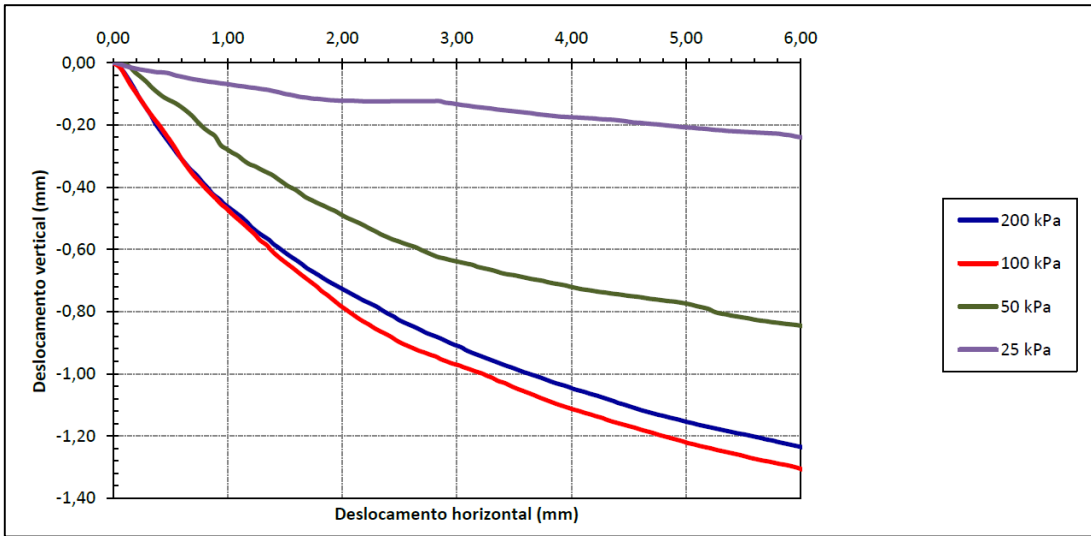
Figura 24 - Ensaios de cisalhamento direto FGS - inundado



Fonte: FGS, (2018).

A Figura 25 apresenta as deformações verticais vs. deslocamento horizontal das amostras de solo ensaiadas ao cisalhamento direto na condição inundada. É possível perceber que em todos ensaios as amostras apresentaram comportamento de redução volumétrica, sendo mais explícito para as amostras submetidas às maiores tensões normais de ensaio.

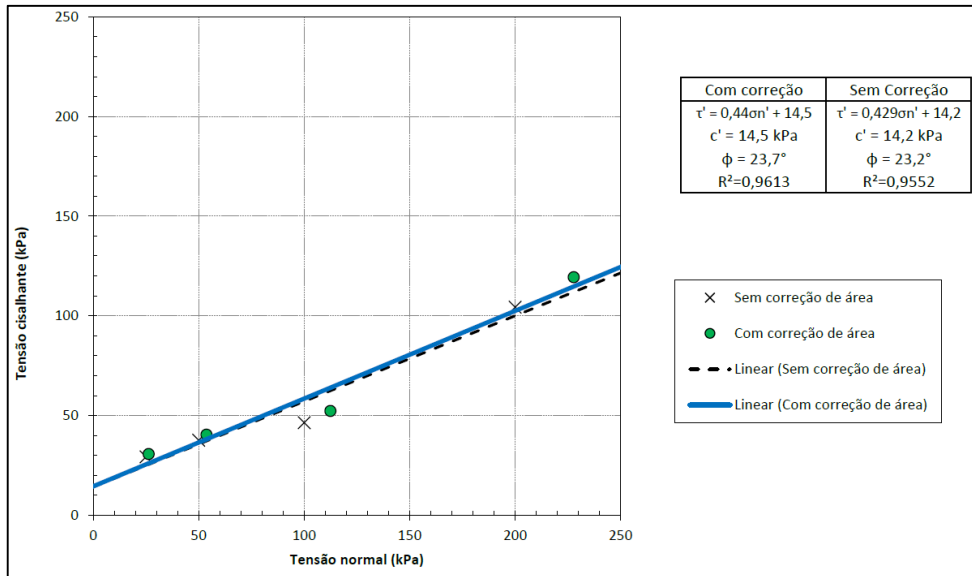
Figura 25 - Deformações verticais vs. deslocamento horizontal - inundado



Fonte: FGS, (2018).

A Figura 26 apresenta a envoltória de ruptura obtida para os ensaios de cisalhamento direto da amostra na condição inundada onde pôde ser definidos os parâmetros de resistência, sendo eles, intercepto coesivo, $c = 14,50$ kPa, ângulo de atrito interno, $\phi = 23,7^\circ$ e dispersão, $R^2 = 0,9613$.

Figura 26 - Envoltória de ruptura ensaios FGS - inundado



Fonte: FGS, (2018).

4 METODOLOGIA

Neste capítulo são apresentadas as metodologias empregadas no desenvolvimento dos estudos propostos neste trabalho. Conforme já apresentado nos primeiros capítulos, estes estudos propõem chegar a uma estimativa da resistência de aderência na interface entre o solo estudado e a nata de cimento.

Para tanto foi realizado uma campanha de ensaios de laboratório a título de caracterização do solo, bem como foram feitos experimentos com ensaios de cisalhamento direto na interface solo x nata de cimento em corpos de prova moldados metade solo e metade nata de cimento de forma a simular a interface real entre o solo e o grampo.

Dando continuidade ao desenvolvimento do estudo e buscando validar a metodologia inicial também foi proposto a execução de um ensaio de arrancamento no local de estudo com intuito de realizar a comparação entre os valores definidos em laboratório e obtidos em campo. A metodologia deste trabalho será abordada em duas partes distintas, sendo elas: ensaios de laboratório e ensaios de arrancamento.

4.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Neste item é abordado a campanha de ensaios de laboratório executados para este trabalho. Os ensaios foram executados no Laboratório de Mecânica dos Solos e no Laboratório de Materiais de Construção da Unisinos, sendo eles, ensaios de caracterização do solo, bem como ensaios de cisalhamento de direto de interface.

4.1.1 Amostragem

As amostras retiradas no local de estudo foram extraídas de maneira a manter o solo indeformado e para tanto utilizou-se um amostrador metálico cujo o funcionamento se dá pela cravação de um cilindro no chão com o auxílio de um soquete.

Para essa amostragem foi utilizado um cilindro amostrador metálico com 10cm de diâmetro e 20cm de altura, além de outros dois cilindros feitos em PVC de alta densidade com o mesmo diâmetro interno, porém com 30cm de altura, conforme as Fotografia 2 e Fotografia 3.

Fotografia 2 - Equipamento amostrador de solo



Fonte: Registrada pelo autor.

Fotografia 3 - Amostras do solo



Fonte: Registrada pelo autor.

As amostras de solo foram coletadas no mesmo dia e local e após sua coleta foram imediatamente envolvidas em plástico filme para manter as características naturais do material. Para o desmolde das amostras do cilindro em PVC foi necessário serrar o cano já no cilindro, metálico, o solo saiu sem necessidade de qualquer esforço.

4.1.2 Caracterização do Solo

Neste item são apresentados os ensaios executados para caracterização do solo em estudo, sendo deles, peso específico real dos grãos, limites de Atterberg, granulometria por peneiramento e sedimentação, granulometria a laser e cisalhamento direto.

4.1.2.1 Massa Específica Real dos Grãos

O ensaio para determinação da massa específica real dos grãos foi executado de acordo com o estabelecido pela NBR 6508 (ABNT, 1984), O método consiste basicamente em determinar o peso de uma amostra onde sua umidade é conhecida e em seguida determinar seu volume baseando-se no princípio de empuxo de Arquimedes.

Para o ensaio foram utilizadas três amostras de solo, de maneira a prevenir possíveis variações atreladas ao sistema de ensaio e/ou método de execução. O preparo da amostra para o ensaio ocorreu conforme a NBR 6457 (ABNT, 2016), com secagem prévia, o solo foi mantido em ambiente aberto, em situação de umidade higroscópica, sendo sua umidade definida posteriormente pelo método da estufa. Para este ensaio são considerados satisfatórios os resultados que não diferirem mais de $0,20 \text{ g/cm}^3$ entre as três amostras, por conta disso o ensaio teve que ser realizado duas vezes pois na primeira tentativa os resultados obtidos não atingiram valores dentro da margem de variação citada.

4.1.2.2 Limites de Atterberg

Os ensaios de determinação dos limites de plasticidade e liquidez foram executados, respectivamente, conforme orientado pelas NBR 7180 (ABNT, 2016) e NBR 6459 (ABNT, 2016) e o preparo da amostra para realização dos ensaios ocorreu conforme o estabelecido pela NBR 6457 (ABNT, 2016), com secagem prévia ao ar. Estes ensaios servem para a definição dos limites de consistência do material quando submetido a variações em seu teor de umidade, sendo o ensaio de limite de liquidez (LL) capaz de definir o teor de umidade em que o solo passa a se comportar como um

líquido enquanto o ensaio de limite de plasticidade (LP) define o teor de umidade de transição entre os estados plástico e semissólido do solo.

4.1.2.3 Análise Granulométrica

A análise granulométrica do solo serve para traçar o gráfico de distribuição granulométrica e por fim classificar o solo estudado quanto à dimensão de suas partículas. Para este trabalho a granulometria do solo foi determinada pelos métodos de granulometria por peneiramento e sedimentação e granulometria por difração a laser.

4.1.2.3.1 Granulometria por Peneiramento e Sedimentação

O ensaio de granulometria por peneiramento e sedimentação foi executado conforme o escopo da NBR 7181 (ABNT, 2016) que consiste, basicamente nos procedimentos de peneiramento grosso e sedimentação mais peneiramento fino. Devido à amostra não apresentar nenhuma partícula retida na peneira 2,0 mm, não foi necessário realizar os procedimentos referentes a etapa peneiramento grosso, passando diretamente para os procedimentos do ensaio de sedimentação e peneiramento fino.

4.1.2.3.2 Granulometria por Difração a Laser

O ensaio de granulometria por difração a laser tem como normativa a ISO 13320 (2009) e consiste basicamente em medir a distribuição granulométrica das partículas por meio da variação angular com que um feixe de luz interage com a partícula, quanto maior o tamanho da partícula menor será o ângulo de dispersão, tendo como base teorias de difusão da luz. Diferente dos demais, este ensaio foi executado no Laboratório de Caracterização e Valorização dos Materiais (LCVMat) da Unisinos.

4.1.3 Moldagem dos Corpos de Prova

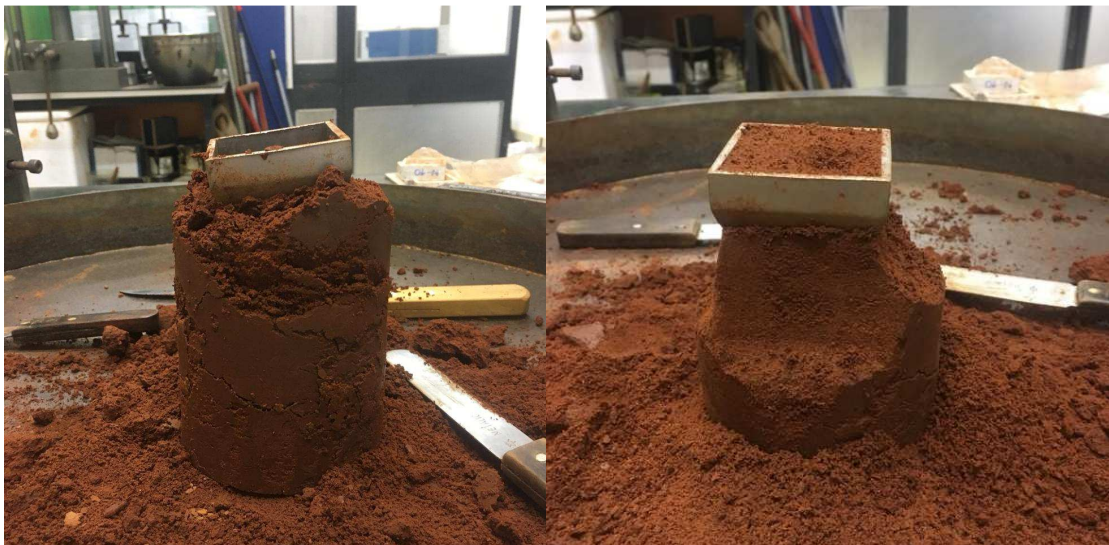
Os corpos de prova referentes aos ensaios de cisalhamento direto foram moldados a partir de amostras de solo indeformadas, foram moldados doze corpos de

prova convencionais para ensaio de cisalhamento direto, medindo 5x5x2 cm, sendo destes, quatro corpos de prova inteiramente de solo, denominados neste trabalho como corpos de prova de solo, e outros oito corpos de prova moldados metade em solo e metade em nata de cimento, denominados como corpos de prova de interface. Os procedimentos para moldagem de ambos corpos de prova são apresentados a seguir.

4.1.3.1 Corpos de Prova de Solo

A moldagem dos corpos de prova de solo foi feita por meio de extrusão da amostra indeformada a partir de um molde metálico padronizado, retirando o material excedente ao redor do molde até que o mesmo encaixasse no bloco indeformado, conforme a Figura 27.

Figura 27 - Moldagem corpo de prova cisalhamento



Fonte: Elaborada pelo autor.

Após a moldagem, cada corpo de prova foi transferido para um molde de material polimérico resistente e com as mesmas dimensões do molde padronizado, conforme ilustrado na Fotografia 4.

Fotografia 4 - Corpo de prova cisalhamento e molde polimérico



Fonte: Registrada pelo autor.

Por conta da necessidade de moldagem de diversos corpos de prova, pois alguns corpos de prova deveriam ficar moldados pelos 28 dias de cura da nata de cimento, e precisão das dimensões além de agilidade na produção, os moldes foram confeccionados em uma impressora 3D, para tanto foi utilizado filamento PLA, sendo este material biodegradável de origem vegetal.

Desta forma foram moldados os doze corpos de prova, sendo que oito deles foram utilizados posteriormente na moldagem dos corpos de prova de interface solo x nata. Além disso todos os corpos de prova moldados foram embalados com plástico filme e mantidos em uma sala com temperatura constante para, desta forma, evitar que houvessem alterações em suas características naturais até o momento dos ensaios.

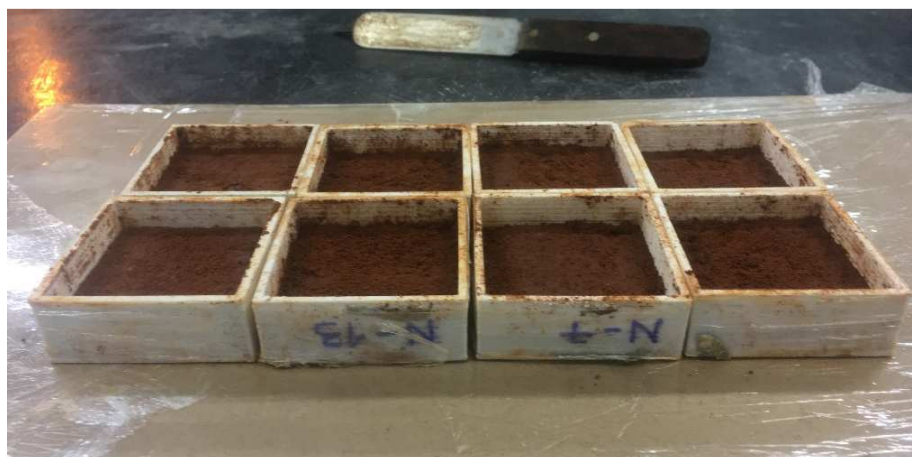
4.1.3.2 Corpos de Prova de Interface

Os corpos de prova de interface foram moldados a partir dos corpos de prova de solo mencionados anteriormente. Foram moldados oito corpos de prova de interface, estes corpos de prova possuem metade de seu volume composto por nata de cimento, a fim de simular uma interface de estruturas em solo grampeado.

Durante a moldagem foram utilizadas peças maciças em material compensado com dimensões aproximadas de 5 cm x 5 cm x 1 cm, ou seja, metade do corpo de

prova convencional, estas peças foram empregadas para a extrusão de metade do volume do corpo de prova de solo. Após a extrusão dos corpos de prova de solo obteve-se o resultado conforme apresentado na Fotografia 5 abaixo.

Fotografia 5 - Corpo de prova de interface extrudado



Fonte: Registrada pelo autor.

Posteriormente a extrusão de metade dos corpos de prova de solo, o volume retirado foi ocupado pela nata de cimento (características sobre a confecção da nata no item 3.1.4). A nata de cimento foi aplicada tomando o cuidado para a superfície superior do corpo de prova ficasse o mais uniforme possível, conforme ilustra a Fotografia 6 a seguir

Fotografia 6 - Corpo de prova de interface preenchido com a nata de cimento

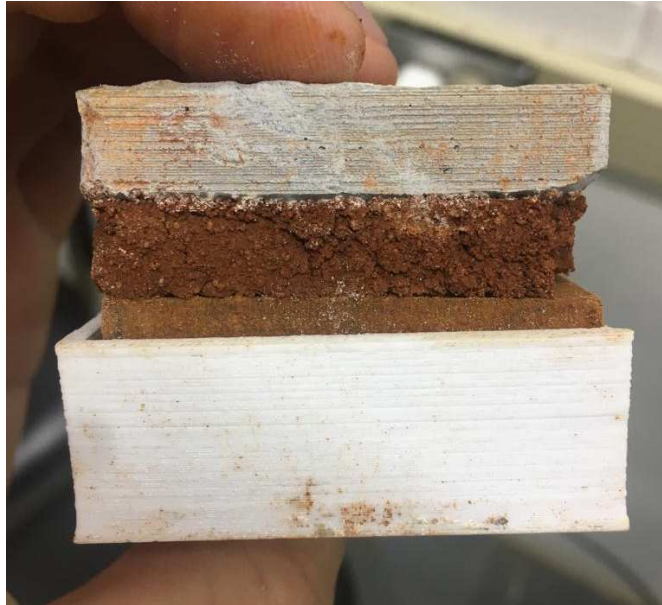


Fonte: Registrada pelo autor.

Após o procedimento de preenchimento com a nata, os corpos de prova de interface foram envolvidos por plástico filme e transferidos para uma sala com

temperatura constante e permaneceram neste ambiente durante os 28 dias de cura do cimento até o momento dos ensaios. A Fotografia 7 exemplifica o resultado final da moldagem dos corpos de prova de cisalhamento de interface, momentos antes do ensaio.

Fotografia 7 - Resultado final do corpo de prova de interface



Fonte: Registrada pelo autor.

4.1.3.3 Nata de Cimento

A nata de cimento foi executada de acordo com a NBR 7681-1 (ABNT, 2013). O cimento utilizado na sua confecção foi do tipo CP-IV e a relação de água cimento usada foi de 0,5. Além dos 8 corpos de prova de cisalhamento de interface, foram moldados 6 corpos de prova cilíndricos para ensaios de resistência à compressão simples da nata de cimento, conforme Fotografia 8.

Fotografia 8 - Corpo de prova da nata de cimento



Fonte: Registrada pelo autor.

As amostras de nata de cimento foram desmoldadas após 24h e posteriormente foram levadas à câmara úmida onde permaneceram submersas em solução de água e cal até atingirem suas respectivas idades de cura. Os testes de resistência à compressão simples foram executados nos tempos de cura de 7, 14 e 28 dias, sendo ensaiado dois corpos de prova em cada idade.

4.1.4 Ensaio de Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto, tanto de solo como de interface foram executados de acordo com a normativa britânica BS EN ISO 17892-10 (BSi, 2019) uma vez que para este procedimento não existe nenhuma norma brasileira regulamentadora. O ensaio foi executado com o equipamento de cisalhamento analógico, conforme Fotografia 9.

Fotografia 9 - Equipamento de cisalhamento direto



Fonte: Registrada pelo autor.

A execução deste ensaio permitiu definir a resistência ao cisalhamento do solo estudado, traçar o gráfico de tensão cisalhante x deslocamento horizontal do material e determinar as tensões máximas cisalhantes referentes a cada um dos carregamentos de ensaio. A partir destas tensões é possível elaborar as envoltórias de ruptura pelo modelo de Mohr-Coulomb fornecendo dois parâmetros importantes do solo, a coesão efetiva e o ângulo de atrito interno.

Segundo já mencionado anteriormente, foram realizados doze ensaios de cisalhamento direto, destes, oito ensaios em corpos de prova de interface e quatro em corpos de prova de solo. Os ensaios de cisalhamento direto foram codificados conforme segue e desta forma serão identificados no decorrer do trabalho.

Os ensaios foram realizados com as cargas de 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 250 kPa, a definição das tensões normais foi feita de maneira aleatória de acordo com os valores habitualmente utilizados para estes ensaios. As velocidades utilizadas nos ensaios foram definidas particularmente, antes de cada ensaio, a partir de ensaios de consolidação rápida por meio da curva de variação horizontal x raiz do tempo. As velocidades utilizadas para cisalhar os corpos de prova foram definidas a fim de garantir a dissipação de eventuais excessos de poropressão gerados durante a fase de cisalhamento e são apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 - Detalhamento dos ensaios de cisalhamento direto

Tipo	Carga (kPa)	Sequência	Código	Velocidade (mm/min)
Solo	50	1	ES50-1	0,23
Solo	100	1	ES100-1	0,1332
Solo	150	1	ES150-1	0,23
Solo	250	1	ES250-1	0,1776
Interface	50	1	EI50-1	0,1776
Interface	50	2	EI50-2	0,18
Interface	100	1	EI100-1	0,1776
Interface	100	2	EI100-2	0,18
Interface	150	1	EI150-1	0,1776
Interface	150	2	EI150-2	0,18
Interface	250	1	EI250-1	0,1776
Interface	250	2	EI250-2	0,1776

Fonte: Elaborada pelo autor.

4.2 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

O ensaio de arrancamento foi executado em similaridade com os procedimentos da norma de tirantes, NBR 5629 (ABNT, 2018) uma vez que, da mesma forma como o ensaio de cisalhamento direto, não existe nenhuma norma brasileira específica para estes ensaios.

O ensaio de arrancamento consiste na aplicação de ciclos de carregamento e descarregamento até se atingir a carga de tração máxima no grampo. O carregamento do grampo durante o ensaio se dá através de pequenos incrementos, estes incrementos de carga são estabelecidos pela norma, sendo eles, 0.4T, 0.6T, 0.8T, 1.0T, 1.2T, 1.4T, 1.6T e 1.75T.

Para este ensaio foi feita a injeção de um grampo no local de estudo, este grampo foi executado com três metros ancorados, um metro livre e um metro externo, totalizando cinco metros de comprimento. Cabe ressaltar que o trecho livre da barra foi revestido por tubos de PVC, de modo que protegesse este trecho durante a injeção de nata de cimento conforme ilustrado na Fotografia 10.

Fotografia 10 - Proteção e detalhe do grampo



3

Fonte: Elaborada pelo autor.

A inclinação do grampo em relação a face era de 15 graus, sendo a face ortogonal ao terreno. O diâmetro do furo era de 100 mm, o diâmetro da barra utilizada era de 36 mm. O macaco hidráulico utilizado para aplicação de carga possuía capacidade de 60 tf. O conjunto de equipamentos utilizados para os ensaios é demonstrado em seguida na Figura 28.

Figura 28 - Equipamentos empregados no ensaio de arrancamento



Fonte: Elaborada pelo autor.

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo será apresentada a análise dos resultados obtidos nos ensaios executados para este trabalho, onde primeiramente são apresentados os resultados dos ensaios feitos em laboratório e posteriormente são abordados os resultados obtidos nos ensaios de arrancamento em campo.

5.1 ANÁLISE DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

A campanha de ensaios de laboratório realizados neste trabalho consiste, basicamente, em ensaios de caracterização do solo, ensaios de resistência à compressão da nata de cimento e ensaios de resistência ao cisalhamento direto, estes últimos diferenciados, ainda, pela interface que foi submetida ao ensaio. A seguir são apresentados os resultados obtidos para tais ensaios.

5.1.1 Ensaios de Caracterização do Solo

A seguir são apresentados os resultados obtidos nos ensaios executados para caracterização do solo em estudo, sendo deles, massa específica real dos grãos, limites de Atterberg, granulometria por peneiramento e sedimentação e granulometria a laser.

5.1.1.1 Massa Específica Real dos Grãos

Conforme referido na metodologia do trabalho, o ensaio para determinação da massa específica real dos grãos teve que ser executado duas vezes visto que na primeira tentativa os valores encontrados não foram satisfatórios de acordo com o intervalo de variação de até $0,2 \text{ g/cm}^3$ indicado pela NBR 6508 (ABNT, 1984), portanto o resultado da primeira tentativa não será apresentado neste item.

Dentre as premissas para a definição do valor da massa específica real dos grãos está a definição da umidade inicial da amostra, cujo valor é utilizado nos cálculos. A Tabela 2 a seguir, apresenta a umidade inicial, definida pelo método da estufa, da amostra utilizada para o ensaio de determinação do peso específico real dos grãos.

Tabela 2 - Umidade inicial solo

Amostra	1
Peso Cápsula (g)	17,26
Peso Solo Úmido + Cápsula (g)	64,1
Peso Solo Seco + Cápsula (g)	62,83
Peso Água (g)	1,27
Peso Solo Seco (g)	45,57
Umidade Inicial Solo (%)	2,79

Fonte: Elaborada pelo autor.

Os demais procedimentos referentes a este ensaio foram explicados na metodologia deste trabalho, os resultados obtidos para as três amostras ensaiadas estão apresentados na Tabela 3 a seguir.

Tabela 3 - Peso específico real dos grãos

Amostra	1	2	3
Temperatura da Água (°C)	26,3	26,4	26,4
Picnômetro + Água (g)	627,76	627,76	627,76
Picnômetro + Água + Solo (g)	657,88	657,9	657,97
Solo Úmido (g)	50	50	50
Massa Específica da Água (g/cm ³)	0,99673	0,99671	0,99671
Massa Específica Real dos Grãos (g/cm ³)	2,617	2,620	2,630
Média Massa Específica Real dos Grãos (g/cm ³)	2,622		

Fonte: Elaborada pelo autor.

Estes resultados foram considerados satisfatórios visto estarem dentro do intervalo de variação permitido, a massa específica real dos grãos do solo estudado ficou definido, por média simples, como sendo de 2,622 g/cm³, valor ligeiramente inferior ao encontrado em estudos prévios feitos por FGS (2018), onde o solo estudado obteve valor de massa específica real dos grãos de 2,680 g/cm³.

5.1.1.2 Limites de Atterberg

A seguir são apresentados os resultados obtidos para os ensaios de Limites de Atterberg do solo estudado, estes parâmetros são importantes para compreender sobre o comportamento do material quando submetido a diferentes teores de umidade, bem como são utilizados em diversos métodos de classificação do solo.

5.1.1.2.1 Limite de Liquidez

Na Tabela 4 são apresentados os resultados dos teores de umidade obtidos para os intervalos de golpes do ensaio de limite de liquidez.

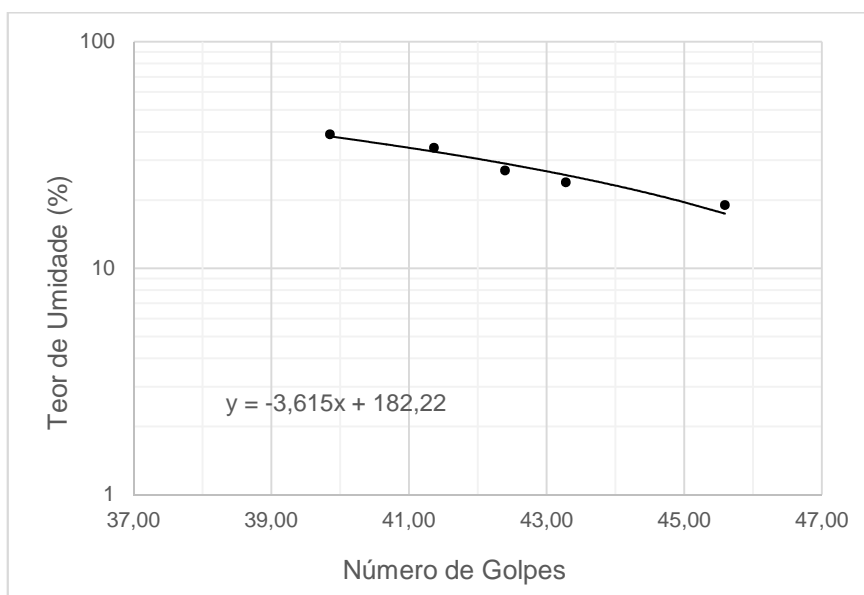
Tabela 4 - Limite de liquidez

Amostra	1	2	3	4	5
Limites	15 - 20	21 - 25	26 - 30	31 - 35	36 - 40
Número de Golpes	19	24	27	34	39
Cápsula nº	20	121	136	340	289
Peso Cápsula (g)	7,49	8,42	8,21	7,2	7,96
Peso Solo Úmido + Cápsula (g)	16,24	17,16	15,7	13,83	15,61
Peso Solo Seco + Cápsula (g)	13,5	14,52	13,47	11,89	13,43
Peso Água (g)	2,74	2,64	2,23	1,94	2,18
Peso Solo Seco (g)	6,01	6,1	5,26	4,69	5,47
Umidade (%)	45,59	43,28	42,40	41,36	39,85

Fonte: Elaborada pelo autor.

A partir dos resultados apresentados anteriormente foi possível realizar o traçado do Gráfico 1, que relaciona os teores de umidade encontrados nos ensaios à seus respectivos números de golpes.

Gráfico 1 - Limite de liquidez



Fonte: Elaborado pelo autor.

O valor de teor de umidade referente à 25 golpes foi calculado através da equação da reta de tendência, gerada a partir da dispersão dos pontos obtidos no ensaio, obtendo o resultado do limite de liquidez igual a 43,49%

5.1.1.2.2 Limite de Plasticidade

Os resultados de umidade obtidos para as três amostras de ensaio de determinação do limite de plasticidade caracterizam o solo como material plástico, sendo o seu valor médio de limite de plasticidade igual a 32,06%, conforme Tabela 5 a seguir.

Tabela 5 - Limite de plasticidade

Amostra	1	2	3
Cápsula nº	216	115	284
Peso Cápsula (g)	7,46	8,42	7,72
Peso Solo Úmido + Cápsula (g)	10,16	10,74	10,20
Peso Solo Seco + Cápsula (g)	9,51	10,17	9,60
Peso Água (g)	0,65	0,57	0,60
Peso Solo Seco (g)	2,05	1,75	1,88
Umidade (%)	31,71	32,57	31,91
Umidade Média (%) - LP		32,06	

Fonte: Elaborada pelo autor.

5.1.1.2.3 Índice de Plasticidade

A partir da definição dos limites de liquidez e plasticidade foi possível determinar o índice de plasticidade, o qual foi calculado a partir da diferença entre os resultados obtidos para os ensaios de LL e LP. O valor do índice de plasticidade do solo estudado foi definido igual a 11,33%.

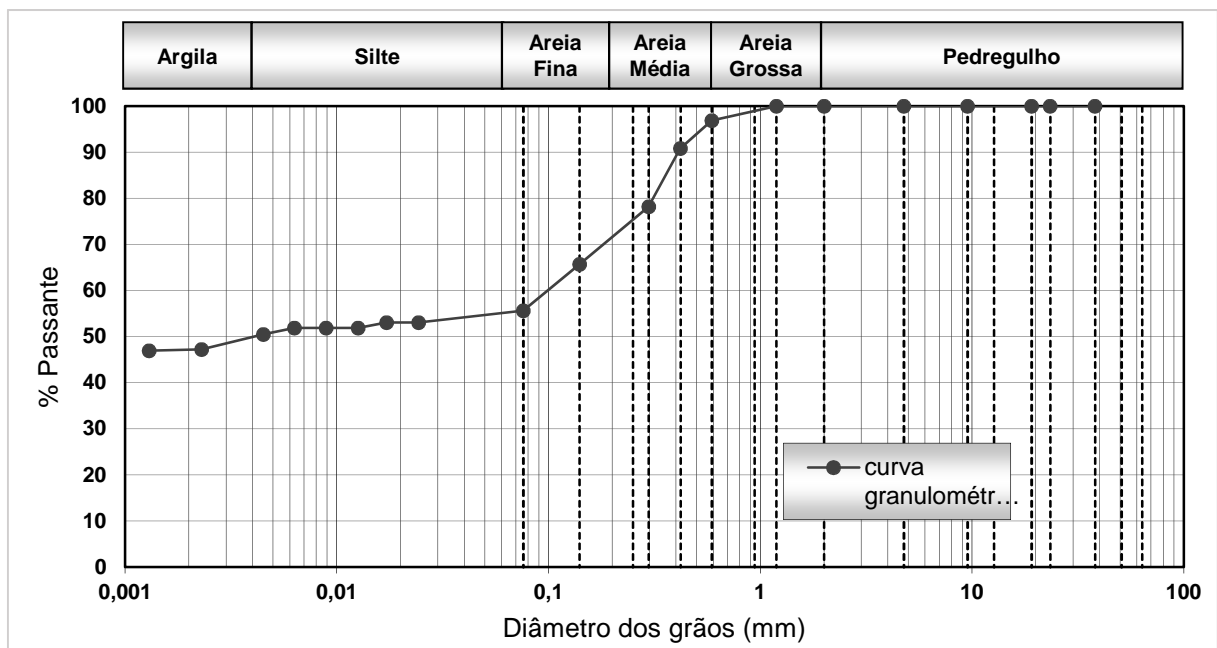
5.1.1.3 Análise Granulométrica

A granulometria do solo foi determinada pelos métodos de peneiramento fino mais sedimentação e difração a laser, conforme apontado na metodologia. A seguir são apresentados os resultados obtidos para os respectivos ensaios.

5.1.1.3.1 Granulometria por Peneiramento e Sedimentação

Conforme mencionado na metodologia, a amostra não apresentou partículas retidas na peneira de 2,0mm, portanto a análise granulométrica se resume aos ensaios de peneiramento fino e sedimentação. A seguir é apresentada a distribuição granulométrica do solo estudado, obtido através do ensaio de sedimentação e peneiramento fino. Como pode ser visto no Gráfico 2 a amostra apresentou valores aproximados em 50% de partículas de argila, 40% de partículas de areia fina e média, 5% de silte e 5% de areia grossa.

Gráfico 2 - Distribuição granulométrica sedimentação e peneiramento fino

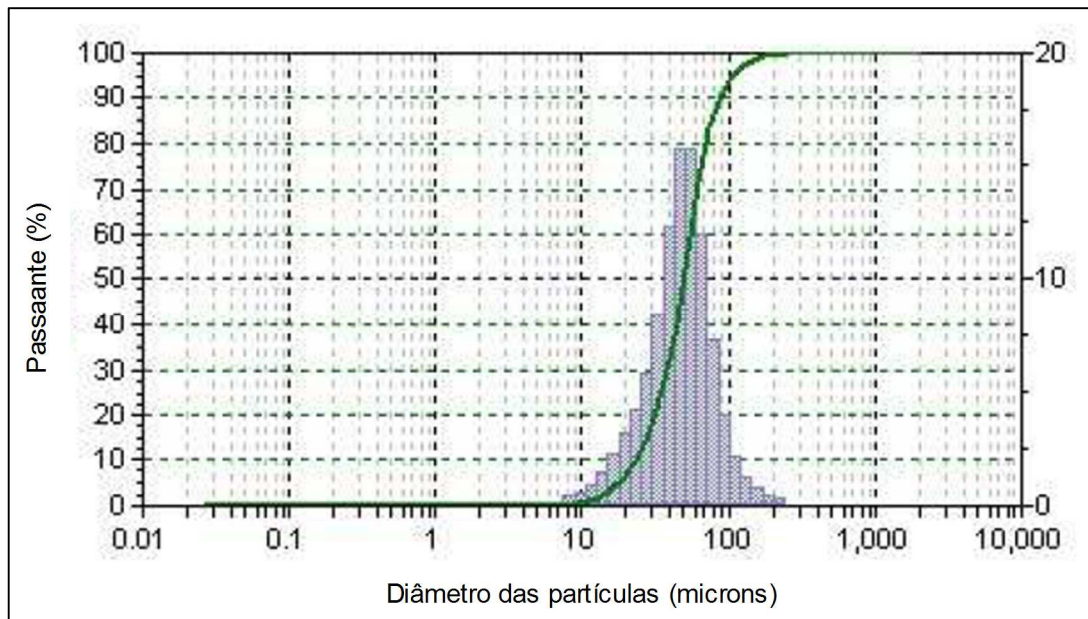


Fonte: Elaborado pelo autor.

5.1.1.3.2 Granulometria por Difração a Laser

A distribuição granulométrica do solo estudado, obtido através do ensaio de difração a laser, descrito na metodologia deste trabalho, é apresentado na Figura 29 em sequência. A granulometria apresentou partículas com diâmetros entre 9,25 e 248,90 microns que convertidos para milímetros representam 0,01mm e 0,25mm, respectivamente, sendo aproximadamente 60% de partículas de areia e 40% de partículas de silte.

Figura 29 - Distribuição granulométrica difração a laser



Fonte: Elaborada pelo autor.

5.1.1.4 Classificação do Solo

Os ensaios de caracterização, além de determinar parâmetros importantes do material, servem para classificar o solo de acordo com algumas metodologias, dentre as existentes, a que melhor se aplica aos ensaios realizados é a metodologia de classificação do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), a Tabela 6 apresenta a classificação do solo estudado de acordo com esta metodologia bem como os parâmetros utilizados.

Tabela 6 - Classificação SUCS

Parâmetro	Resultado
% partículas $\phi < 0,074\text{mm}$ (#200)	55,6
Limite de liquidez (%)	43,49
Índice de Plasticidade (%)	11,33
Presença de matéria orgânica	Não
Classificação SUCS	ML

Fonte: Elaborada pelo autor.

De acordo com o SUCS o material estudado foi classificado como ML, sendo a representação para um solo denominado silte de baixa compressibilidade

5.1.2 Resistência à Compressão da Nata de Cimento

A Tabela 7 apresenta os resultados de resistência à compressão simples obtidos nos ensaios dos seis corpos de prova da nata de cimento, empregada nos corpos de prova de cisalhamento de interface.

Tabela 7 - Resistência à compressão da nata de cimento

Ensaio	Idade (dias)	Força (kgf)	Resistência (Mpa)
1	7	2460	12,3
2	7	2393	12,0
3	14	4058	20,3
4	14	4145	20,7
5	28	5818	29,1
6	28	5933	29,6

Fonte: Elaborada pelo autor.

Os ensaios realizados demonstram uma resistência à compressão nos 28 dias de aproximadamente 30 MPa, de acordo com a NBR 7681-4 (ABNT, 2013), a resistência mínima para caldas de cimento para injeção aos 28 dias deve ser 25Mpa, desta forma a resistência obtida pode ser considerada satisfatória.

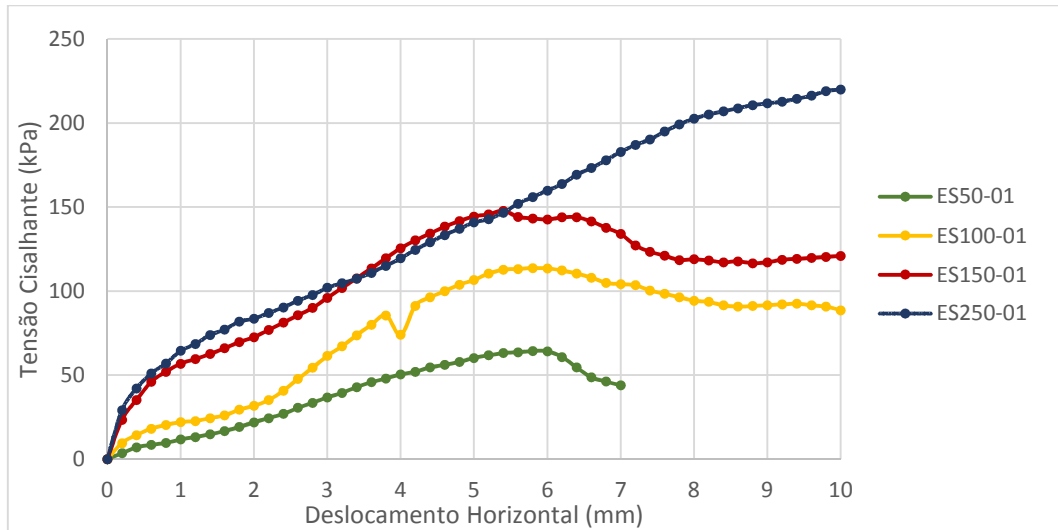
5.1.3 Ensaios de Cisalhamento Direto

A seguir, neste item, são apresentados os resultados obtidos para os ensaios de cisalhamento direto do solo e os ensaios de cisalhamento direto de interface. Os resultados estão mostrados através de gráficos gerais e discussões sobre dos valores encontrados, podendo ser observados de maneira discriminada nos apêndices desse trabalho.

5.1.3.1 Ensaio de Cisalhamento Direto do Solo

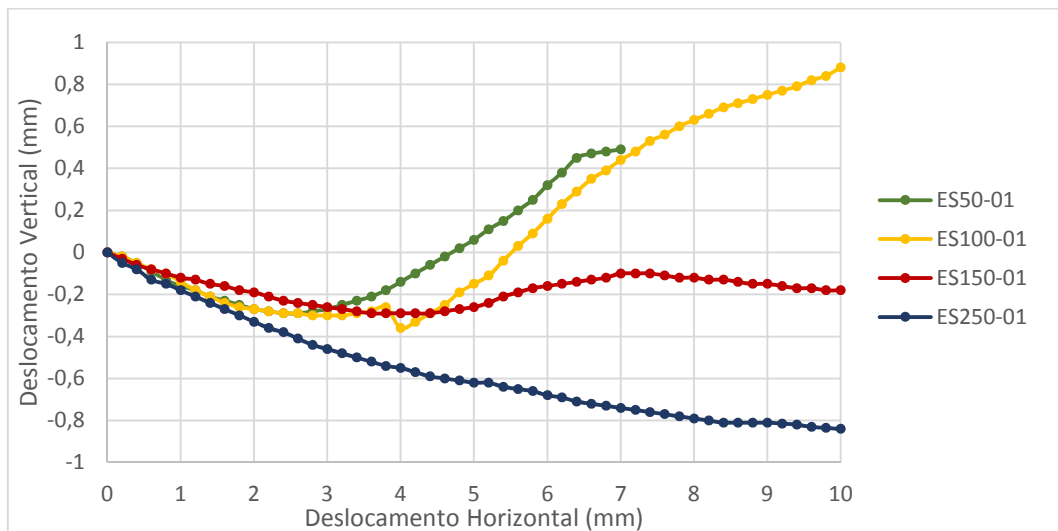
Neste item são apresentados os resultados encontrados para os ensaios de cisalhamento direto do solo. O Gráfico 3 apresenta a relação de tensão cisalhante e deslocamento horizontal para os quatro corpos de prova ensaiados, enquanto o Gráfico 4, apresenta as deformações verticais vs. deslocamento horizontal das amostras de solo ensaiadas.

Gráfico 3 - Tensão cisalhante vs. deslocamento horizontal - ensaio solo



Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 4 - Deslocamento vertical vs. deslocamento horizontal - ensaio solo



Fonte: Elaborado pelo autor.

A partir do Gráfico 3 é possível perceber a ocorrência de um pico de resistência, evidente nos ensaios ES50-1, ES100-1 e ES150-1, com valores de tensões cisalhantes máximas de 64 kPa, 114 kPa e 148 kPa, respectivamente, seguidos de um decréscimo e estabilização de resistência, típicos de ensaios de cisalhamento direto, as amostras chegaram ao pico de resistência para deformações horizontais entre 5 mm e 6 mm. Já o ensaio ES250-1 não apresenta pico de resistência, mas sim um aumento de tensão cisalhante, quase que constante da metade para o final do ensaio, chegando ao valor de tensão cisalhante máximo de 229 kPa.

Fazendo uma comparação com os resultados de FGS (2018), é possível verificar que em nenhum dos ensaios progressos houve a ocorrência de picos de resistência, apresentando um comportamento análogo ao ensaio ES250-1, mesmo para tensões normais mais baixas. No entanto os valores das tensões cisalhantes máximas são proporcionais aos ensaios realizados na umidade natural, comparando-se os valores dos ensaios para as mesmas tensões normais de 50 kPa e 100 kPa, os valores correspondem, respectivamente, a 70 kPa e 103 kPa.

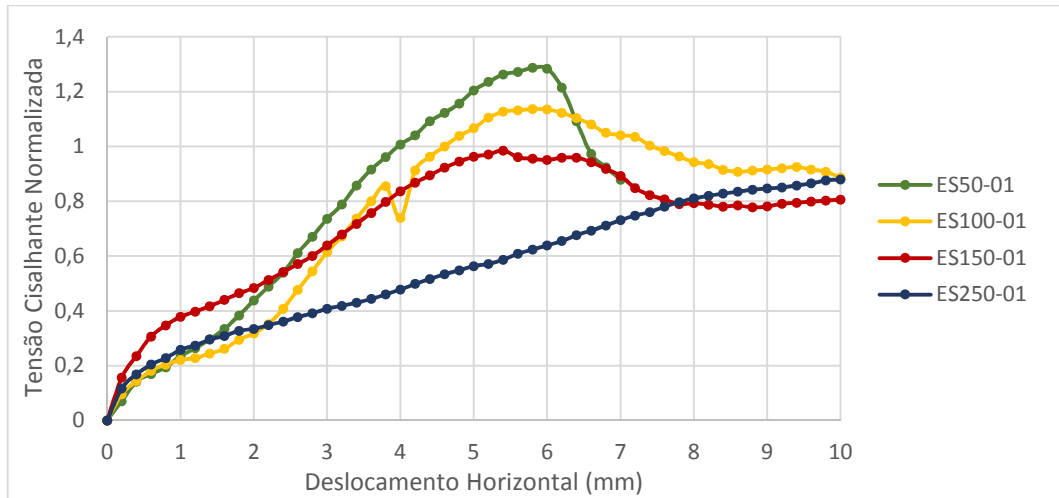
Já os resultados dos ensaios na condição inundada apresentam valores um pouco inferiores, sendo 37 kPa e 59 kPa para as tensões normais de 50 kPa e 100 kPa, respectivamente, o que pode estar associado ao excesso de poropressão, acarretando na redução da tensão efetiva de ensaio.

A partir das curvas do Gráfico 4, é possível perceber que o solo apresentou comportamento compressivo e dilatante para as amostras ES50-1, ES100-1 e ES150-1, esse comportamento é considerado comum em ensaios com tensões normais baixas. Em contrapartida, a amostra ES250-1 apresentou comportamento apenas compressivo, indicando redução volumétrica, que pode ser justificado por conta da tensão normal ser mais elevada. Ao comparar os resultados com os ensaios realizados anteriormente por FGS (2018), percebe-se que as amostras dos ensaios prévios não apresentam dilatância mesmo para tensões normais inferiores.

A diferença nos comportamentos visualizados entre os ensaios executados neste trabalho e os ensaios progressos pode estar associado ao fato das amostras terem sido extraídas em datas e posições distintas do local de estudo, além das metodologias de ensaio diferentes, como no caso de ensaios inundados, portanto é possível que apresentem diferenças em seus índices físicos naturais, como visto anteriormente nos resultados de massa específica real dos grãos.

O Gráfico 5 apresenta o comportamento das tensões cisalhantes normalizadas, esse gráfico é obtido através da divisão da tensão cisalhante pela tensão normal aplicada nos ensaios.

Gráfico 5 - Tensão cisalhante normalizada vs. deslocamento horizontal - ensaio solo



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Tabela 8 apresenta o resumo das tensões cisalhantes máximas (τ_{max}) e tensões para grandes deformações (τ_{rest}) obtidas nos ensaios de cisalhamento direto do solo para cada uma das tensões normais aplicadas nos ensaios.

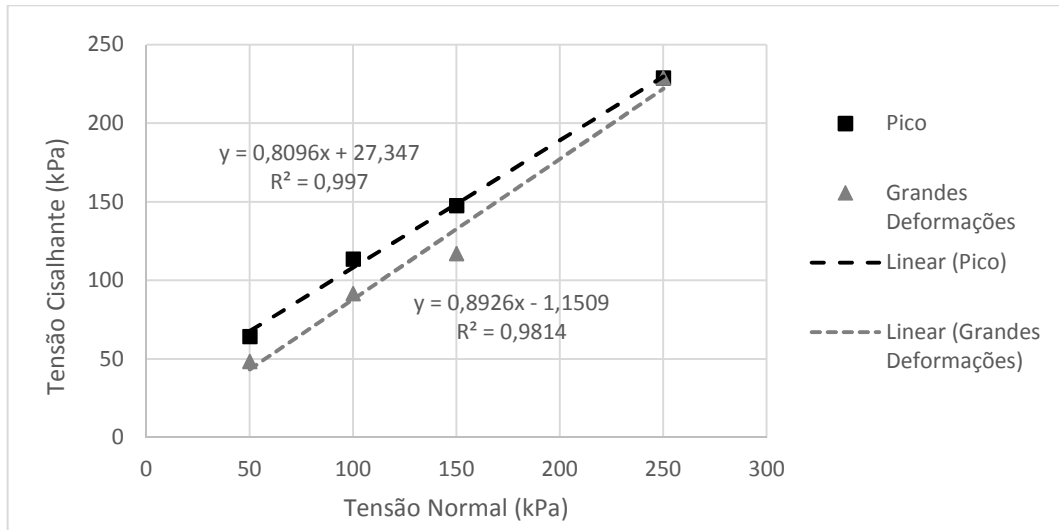
Tabela 8 - Resumo ensaios de cisalhamento direto do solo

Ensaio	σ (kPa)	τ_{max} (kPa)	τ_{rest} (kPa)
ES50-1	50	64	49
ES100-1	100	114	92
ES150-1	150	148	117
ES250-1	250	229	229

Fonte: Elaborada pelo autor.

A seguir são apresentadas as envoltórias de ruptura para as tensões cisalhantes de pico e tensões cisalhantes para grandes deformações, obtidas através dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto do solo. O Gráfico 6 relaciona as tensões cisalhantes máximas e tensões cisalhantes para grandes deformações a cada tensão normal aplicada, desta forma foi possível determinar a coesão efetiva (c'), o ângulo de atrito interno (ϕ) e a dispersão (R^2) dos ensaios nestas duas situações.

Gráfico 6 - Envoltória de resistência - ensaio solo



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Tabela 9 a seguir apresenta os parâmetros de resistência do solo estudado definidos por meio das envoltórias de ruptura apresentadas acima, obtidas através dos ensaios de cisalhamento direto do solo.

Tabela 9 - Parâmetros de resistência do solo

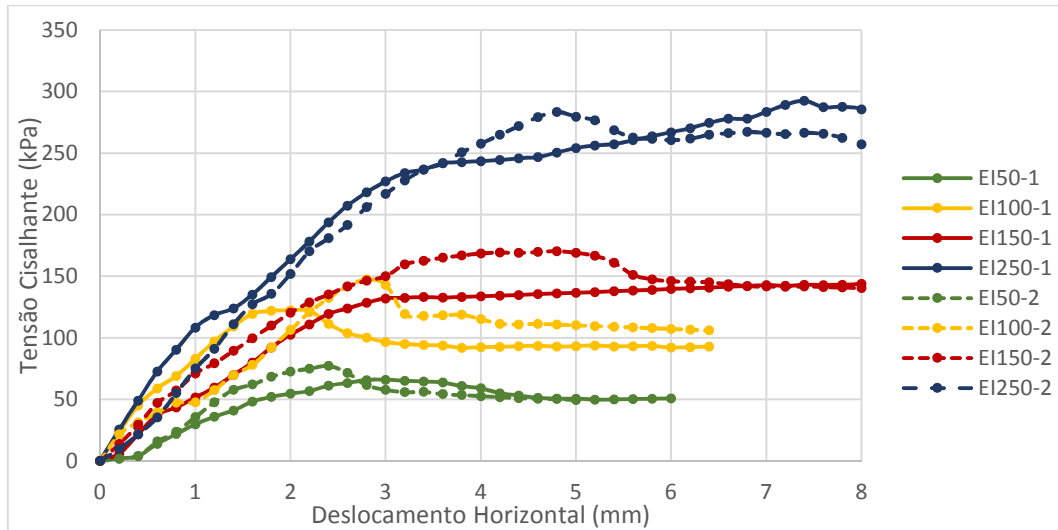
Ensaio	c' (kPa)	ϕ (°)	R ²
Pico	27,4	39,0	0,997
Grandes Deformações	0	41,8	0,981

Fonte: Elaborada pelo autor.

5.1.3.2 Ensaio de Cisalhamento Direto de Interface

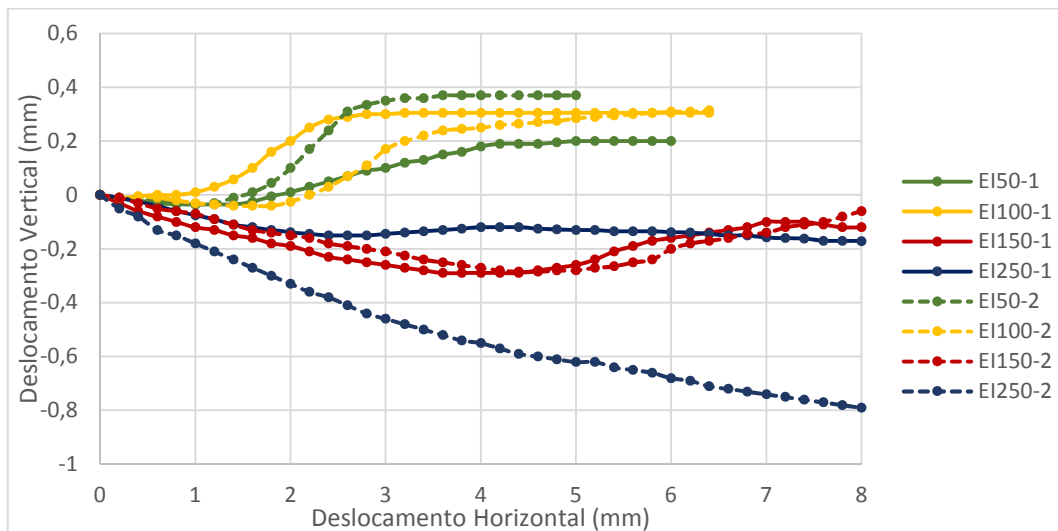
Este item aborda os resultados obtidos para os ensaios de cisalhamento direto de interface. O Gráfico 7 apresenta a relação de tensão cisalhante e deslocamento horizontal para os oito corpos de prova ensaiados, sendo dois ensaios para cada tensão normal aplicada no ensaio, já o Gráfico 8, apresenta as deformações verticais vs. deslocamento horizontal das amostras de interface ensaiadas.

Gráfico 7 - Tensão cisalhante vs. deslocamento horizontal - ensaio interface



Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 8 - Deslocamento vertical vs. deslocamento horizontal - ensaio interface



Fonte: Elaborado pelo autor.

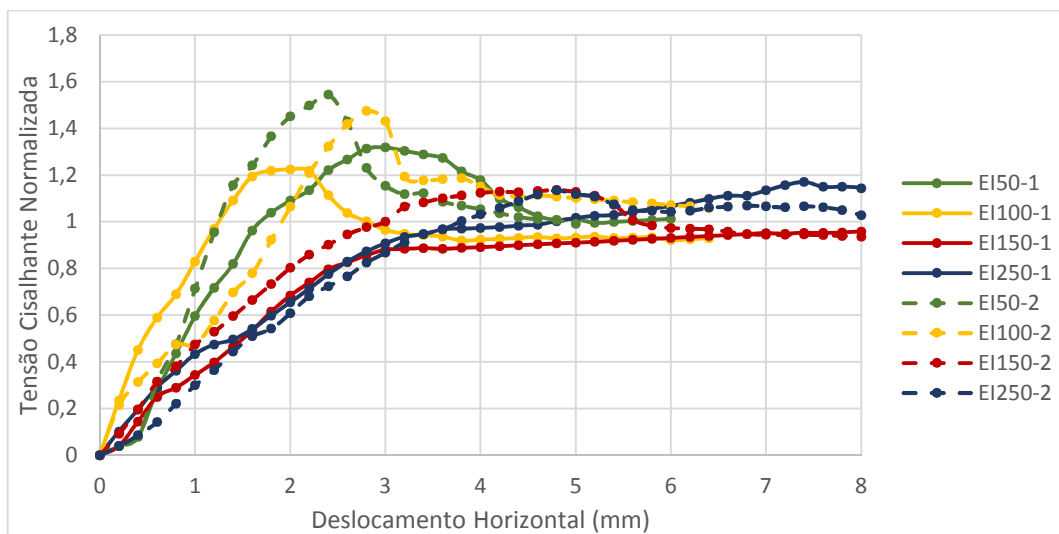
No Gráfico 7 pode-se identificar um comportamento semelhante entre os ensaios de mesma tensão normal, sendo que a maior variação do valor de tensão cisalhante máxima ocorreu nos ensaios das amostras EI150-1 e EI150-2, respectivamente, 144 kPa e 170 kPa. Para os ensaios EI50-1, EI50-2, EI100-1, EI100-2, EI250-1 e EI250-2, os valores de tensão máxima cisalhante foram de 66 kPa, 77 kPa, 122 kPa, 147 kPa, 293 kPa e 284 kPa, respectivamente. Percebe-se também que de modo geral as amostras apresentaram seus picos de resistência ao cisalhamento aos 4 mm, enquanto os ensaios de cisalhamento direto do solo apresentaram seus picos entre 5 mm e 6 mm.

Cabe ressaltar que em quase todos os ensaios de cisalhamento direto de interface houve incremento de resistência ao cisalhamento, quando comparado com os valores dos ensaios de cisalhamento direto do solo, exceto pela amostra EI150-1 que apresentou valor levemente inferior ao ensaio de cisalhamento do solo, maiores discussões a respeito da comparação dos ensaios são apresentadas no item 5.1.3.3.

Da mesma maneira como foi observado para os ensaios de cisalhamento direto do solo, as amostras ensaiadas para as tensões normais mais baixas apresentaram-se compressivas e dilatantes, enquanto os ensaios com a tensão normal superior mostraram-se essencialmente compressivos, conforme Gráfico 8.

O Gráfico 9 apresenta o comportamento das tensões cisalhantes normalizadas, da mesma forma como para os ensaios de cisalhamento do solo esse, gráfico foi obtido através da divisão da tensão cisalhante pela tensão normal aplicada nos ensaios.

Gráfico 9 - Tensão cisalhante normalizada vs. deslocamento horizontal - ensaio interface



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Tabela 10 apresenta o resumo das tensões cisalhantes máximas e tensões cisalhantes para grandes deformações obtidas nos ensaios de cisalhamento direto de interface para cada uma das tensões normais aplicadas nos ensaios.

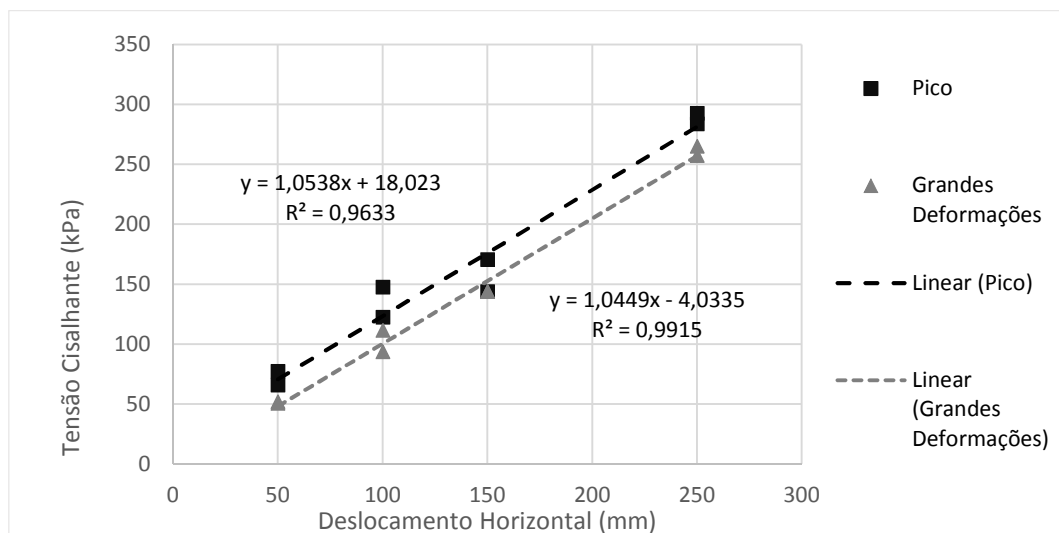
Tabela 10 - Resumo ensaios de cisalhamento direto de interface

Ensaio	σ (kPa)	τ_{max} (kPa)	τ_{rest} (kPa)
EI50-1	50	66	51
EI50-2	50	77	52
EI100-1	100	122	94
EI100-2	100	147	111
EI150-1	150	144	144
EI150-2	150	170	144
EI250-1	250	293	257
EI250-2	250	284	265

Fonte: Elaborada pelo autor.

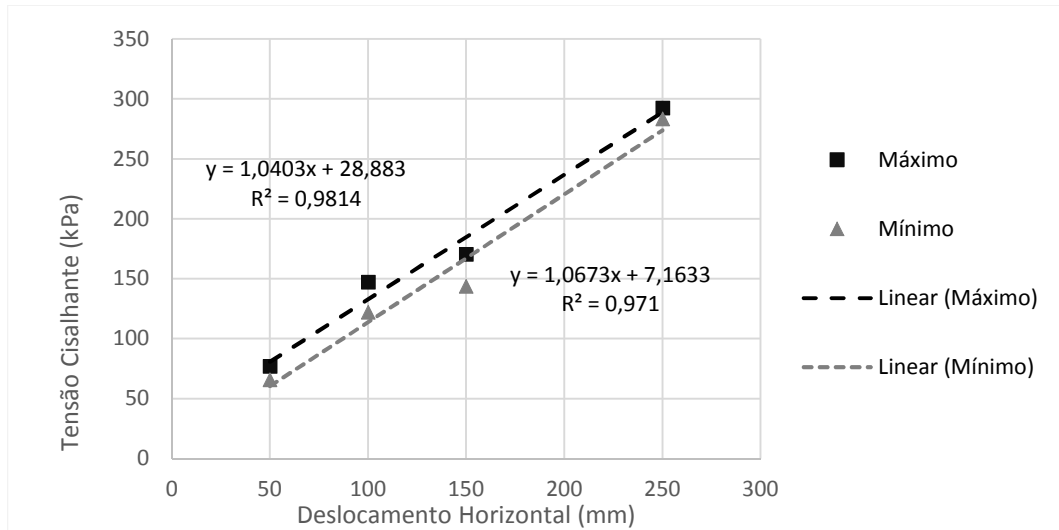
O Gráfico 10 a seguir retrata as envoltórias de ruptura para tensões cisalhantes de pico e tensões cisalhantes para grandes deformações, enquanto o Gráfico 11 apresenta as envoltórias de ruptura obtidas para os valores de tensões cisalhantes máximas (limite superior) e mínimas (limite inferior) obtidas nos ensaios, desta forma é possível visualizar a situação mais favorável e a menos favorável. Todas as envoltórias foram obtidas através dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto de interface.

Gráfico 10 - Envoltória de resistência - ensaio interface



Fonte: Elaborado pelo autor.

Gráfico 11 - Envoltória de resistência máxima e mínima- ensaio interface



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Tabela 11 apresenta o resumo dos parâmetros de resistência definidos através das envoltórias de ruptura mostradas anteriormente para os ensaios de cisalhamento direto de interface.

Tabela 11 - Parâmetros de resistência de interface

Envoltória	c' (kPa)	φ (°)	R ²
Pico	18,0	46,5	0,963
Grades Deformações	0,0	46,3	0,992
Máximo	28,9	46,1	0,963
Mínimo	7,2	46,9	0,992

Fonte: Elaborada pelo autor.

5.1.3.3 Comparação Entre os Ensaios

Neste item é realizada a comparação dos resultados obtidos para todos os ensaios abordados anteriormente. De modo geral são apresentadas as envoltórias de ruptura dos ensaios, o resumo das tensões cisalhantes máximas para cada ensaio, bem como os parâmetros de resistência oriundos de cada ensaio. Em sequência são exibidos os incrementos de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios de cisalhamento direto do solo em relação aos ensaios de cisalhamento direto de interface.

A Tabela 12 apresenta o resumo das tensões cisalhantes máximas de todos os ensaios analisados. Para a comparação dos resultados, os valores de tensões

cisalhantes dos ensaios de interface foram separados entre os valores máximos e mínimos obtidos para os ensaios de mesma tensão normal aplicada, conforme segue.

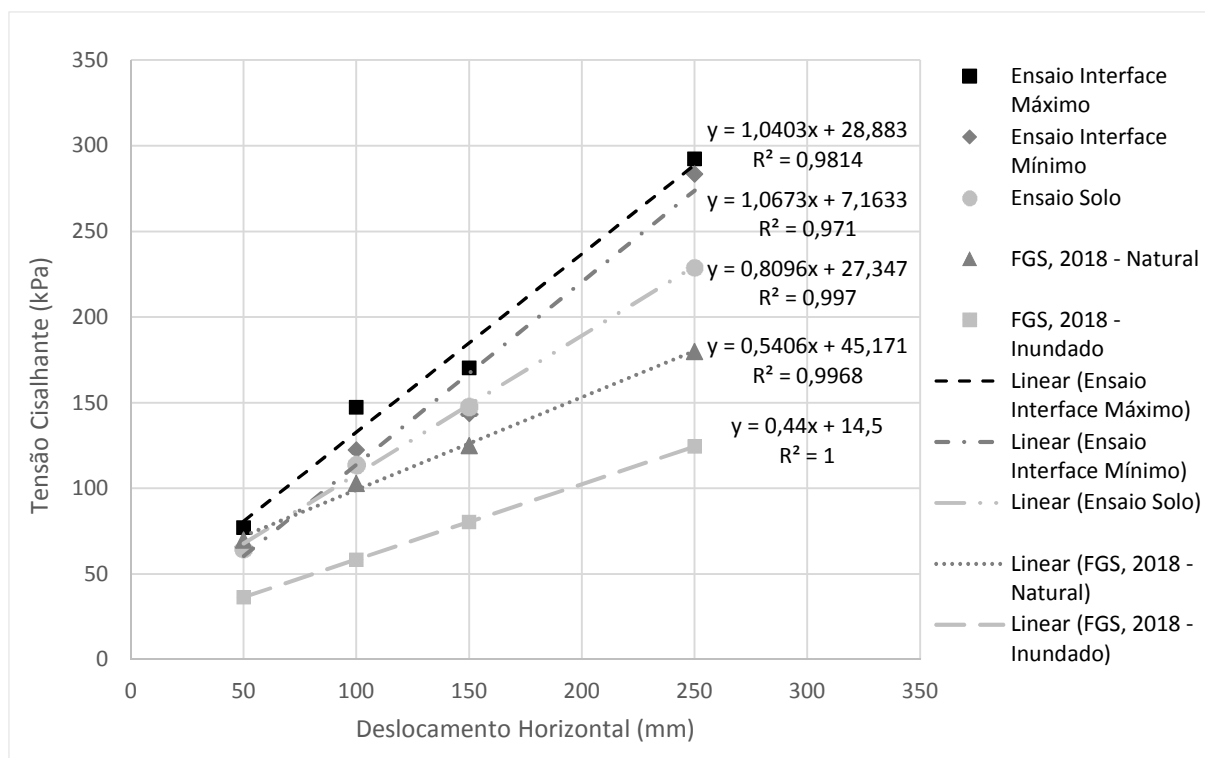
Tabela 12 - Resumo tensões cisalhantes máximas

Ensaio	50 kPa	100 kPa	150 kPa	250 kPa
Ensaio Interface Máximo - EI (kPa)	77	147	170	293
Ensaio Interface Mínimo - EI (kPa)	66	122	144	284
Ensaio Solo - ES (kPa)	64	114	148	229
FGS, (2018) - Natural (kPa)	70	103	125	180
FGS, (2018) - Inundado (kPa)	37	59	81	125

Fonte: Elaborada pelo autor.

O Gráfico 12 a seguir apresenta um compilado com todas as envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios realizados. Cabe ressaltar que para os ensaios elaborados por FGS (2018), os valores de tensão cisalhantes máximas, em relação às tensões normais 150 kPa e 250 kPa, foram calculados através equações das suas respectivas linhas de tendência, de forma a viabilizar a comparação uma vez que não foram executados ensaios para estas tensões.

Gráfico 12 - Envoltória de resistência - comparação ensaios



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Tabela 13 em sequência apresenta os parâmetros de resistência de todos os ensaios analisados.

Tabela 13 - Resumo parâmetros de resistência

Ensaio	c' (kPa)	ϕ (°)	R²
Ensaio Interface Máximo - EI	28,9	46,1	0,981
Ensaio Interface Mínimo - EI	7,2	46,9	0,971
Ensaio Solo - ES	27,4	39,0	0,997
FGS, (2018) - Natural	43,0	28,7	0,992
FGS, (2018) - Inundado	14,5	23,7	0,961

Fonte: Elaborada pelo autor.

A Tabela 14 apresenta os valores de incremento de resistência, observados em todos os ensaios de cisalhamento direto do solo, para cada tensão normal ensaiada em relação aos valores máximos obtidos nos ensaios de cisalhamento direto de interface.

Tabela 14 - Comparação dos incrementos de resistência

Ensaio	50 kPa	100 kPa	150 kPa	250 kPa
Ensaio Solo (kPa)	13	34	23	64
FGS, (2018) - Natural (kPa)	7	44	45	113
FGS, (2018) - Inundado (kPa)	41	89	90	168

Fonte: Elaborada pelo autor.

Conforme apresentado na Tabela 14, é verificado a ocorrência de incrementos de resistência para todos os ensaios apresentados, sendo mais expressivos quando comparados numericamente com os valores dos ensaios inundados, no entanto as metodologias dos ensaios são diferentes. A comparação pertinente ao estudo seria entre os ensaios nas condições naturais, onde são identificados incrementos entre 7 kPa e 113 kPa.

Quando comparados exclusivamente com os ensaios realizados neste trabalho é verificado um incremento de resistência ao cisalhamento entre 13 kPa e 64 kPa, representando um valor médio de 23,24% entre os ensaios de cisalhamento direto de interface em relação aos ensaios de cisalhamento direto do solo.

O incremento de resistência ao cisalhamento observado nos ensaios de interface em relação aos ensaios do solo era algo que se buscava validar no estudo, de certa forma já esperado visto o adendo devido à parcela de aderência atuante no solo sobre a nata de cimento.

5.2 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

O ensaio de arrancamento foi proposto a ser realizado conforme descrito na metodologia deste trabalho, no entanto devido à uma possível falha na execução do grampo, o elemento não obteve aderência ao solo. O grampo mostrou-se solto em relação ao maciço de solo antes do início do ensaio, enquanto era aplicado o carregamento de estabilização do conjunto de equipamentos a carga aplicada através do macaco hidráulico era completamente dissipada devido ao deslocamento contínuo do grampo para fora do talude, resultando numa carga aplicada praticamente nula. Devido ao cronograma da obra não foi possível realizar novos ensaios a tempo de apresentá-los neste trabalho e desta forma passa a ser impraticável a comparação dos valores de q_s obtidos em campo com os valores propostos em laboratório.

5.3 DEFINIÇÃO DE Q_S

Neste item são apresentados os valores de q_s calculados a partir de alguns métodos de estimativa aplicáveis aos parâmetros do solo determinados nos ensaios de laboratório realizados, uma vez que o ensaio de arrancamento proposto não pôde ser utilizado nesta ocasião.

O valor de q_s foi calculado a partir da equação de resistência ao cisalhamento do solo (Equação 1), pela equação proposta por Heymann et al. (1992) (Equação 2), abordadas anteriormente no trabalho. Foi calculado também pela Equação 6 a seguir, definida a partir da combinação das equações citadas por Heymann (1992) e Prahadhan (2003), também utilizada por Milan (2016) e Darold (2018) em seus trabalhos, descrita conforme segue.

$$q_{est} = (c' + \sigma n' \tan \varphi') \quad (6)$$

Onde:

q_{est} = resistência ao cisalhamento de interface (kPa);

c' = coesão (kPa);

$\sigma n'$ = tensão normal ao grampo (kPa);

φ' = ângulo de atrito interno ($^\circ$).

Desta forma, aplicando os dados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto é possível estimar valores de resistência ao cisalhamento de interface do solo estudado.

A Tabela 15 apresenta o resumo dos valores calculados para estimativa de q_s . Para esta análise foram excluídos os resultados dos ensaios de cisalhamento direto inundados.

Tabela 15 - Resumo dos valores de q_s

Parâmetro	Ensaio Solo	FGS (2018) Natural	Máximo Interface	Mínimo Interface
c' (kPa)	27,3	43,0	28,9	7,2
σ_n' (kPa)	137,5	137,5	137,5	137,5
φ' (°)	39,0	28,7	46,1	46,9
$\tan\varphi'$	0,810	0,547	1,040	1,067
D (m)	0,1	0,1	0,1	0,1
L (m)	3,0	3,0	3,0	3,0
q_{est} (kPa) (Equação 6)	138,7	118,3	171,9	153,9
p_{ult} (kPa) (Equação 1)	130,7	111,5	162,0	145,1
T_{ult} (kPa) (Equação 2)	156,0	114,8	184,5	187,5
q_s médio (kPa)	141,8	114,9	172,8	162,1

Fonte: Elaborado pelo autor.

Através dos métodos mencionados anteriormente foi possível admitir uma estimativa do valor de resistência de aderência. Os valores de q_s calculados estão compreendidos entre 111,5 kPa e 156,0 kPa para ensaios de cisalhamento direto do solo e entre 145,1 kPa e 187,5 kPa para os ensaios de cisalhamento direto de interface.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são discorridas as considerações finais a respeito dos experimentos realizados para a proposta de estudo apresentada, assim como a sua conformidade ou não no que tange os resultados esperados. Também são feitas sugestões para futuras pesquisas, alinhadas ao tema deste trabalho.

6.1 CONCLUSÃO DO ESTUDO

O presente trabalho apresentou um estudo sobre a resistência de aderência da interface solo vs. nata de cimento em solo residual de arenito Botucatu aplicado a estruturas de solo grampeado. Para a elaboração do estudo foi executada uma campanha de ensaios de laboratório a fim de caracterizar o solo estudado, além de um programa experimental de ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova moldados metade com solo e metade com nata de cimento, de maneira a simular a interface entre o solo e grampo. Também foi executado um ensaio de arrancamento em um grampo no local onde as amostras de solo foram extraídas, de maneira a propor a comparação dos resultados obtidos no programa experimental, no entanto o ensaio apresentou falha.

No que se trata da classificação do solo, o material apresentou-se, através da classificação SUCS, como um silte de baixa compressibilidade, possuindo mais de 50% de partículas passante na peneira de 0,075 mm e 45% de partículas de areia. A presença de material fino associada à grande porcentagem de areais garante um alto fator de empacotamento, justificando o comportamento expansivo visualizado nos ensaios de cisalhamento direto, causado pelo arranjo das partículas durante o ensaio.

Através dos ensaios de cisalhamento direto do solo observou-se que as amostras ES50-1, ES100-1 e ES150-1 apresentaram picos de resistência enquanto a amostra ensaiada para a maior tensão normal de ensaio, ES250-1, não apresentou pico de resistência e sim um comportamento sempre crescente. Da mesma maneira as amostras ensaiadas para as tensões normais inferiores apresentaram comportamento expansivo enquanto a amostra ES250-1 apresentou comportamento apenas compressivo. Ao comparar os resultados obtidos com os de estudos pregressos, os valores de tensão cisalhante máximas deste estudo foram ligeiramente

superiores quando comparados com os resultados para as mesmas condições de umidade.

Quanto aos ensaios de cisalhamento direto de interface, foram ensaiados oito corpos de prova, sendo dois para cada tensão normal de ensaio. Em geral apresentaram valores de tensões cisalhantes máximas semelhantes entre as mesmas tensões normais de ensaio. Da mesma forma como ocorrido nos ensaios de cisalhamento direto do solo as amostras ensaiadas com as cargas inferiores apresentaram comportamento expansivo enquanto as amostras ensaiadas para as tensões normais de 250 kPa apresentaram comportamento compressivo. De maneira geral as amostras apresentaram valores máximos de tensão cisalhante superiores aos encontrados nos ensaios de cisalhamento direto do solo.

Os valores obtidos para as tensões cisalhantes máximas dos ensaios de cisalhamento direto de interface representaram um incremento médio de 23,24% em relação aos ensaios de cisalhamento direto do solo realizados nesse trabalho, o que contribui para a validação do estudo uma vez que pôde ser mensurado o incremento de resistência atrelado a parcela de adesão da nata de cimento no solo.

Em relação a definição de valores de q_s , foi calculado através de três métodos empíricos existentes que abrangiam os parâmetros definidos nos ensaios realizados, desta forma foram definidos os valores de q_s para os parâmetros dos ensaios de cisalhamento direto do solo e de interface. Os resultados de q_s obtidos, considerando os ensaios realizados neste trabalho, ficaram compreendidos entre 130,7 kPa e 156,0 kPa para ensaios de cisalhamento direto do solo e entre 145,1 kPa e 187,5 kPa para os ensaios de cisalhamento direto de interface. Por fim o valor obtido a partir dos ensaios de interface resultou em um incremento de até 56,8 kPa, que representa um acréscimo de até 43,5% quando comparado com os valores obtidos por meio dos ensaios do solo.

Em suma, mesmo que os valores de q_s obtidos por meio dos ensaios de cisalhamento direto de interface apresentem valores superiores aos observados para os ensaios de cisalhamento direto do solo não se pôde determinar a representatividade destes valores em relação ao valor real de campo. Além dos ensaios de arrancamento, o que se sabe sobre a determinação de q_s ainda é bastante teórico, portanto o estudo realizado é relevante neste contexto, podendo ser continuado em outras pesquisas, desta forma, a seguir são feitas sugestões para pesquisas futuras nesta área.

6.2 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Através do desenvolvimento do estudo, surgiram algumas questões e observações que poderiam servir como sugestões para trabalhos futuros, de maneira a dar continuidade ao estudo do tema, sendo elas:

- a) analisar a resistência de interface comparando resultados de ensaios de cisalhamento direto nas condições inundada e natural para corpos de prova moldados metade em solo e metade em nata de cimento;
- b) comparar resultados entre ensaios de arrancamento *in situ* e ensaios de arrancamento realizados em escala reduzida em laboratório;
- c) realizar ensaios de aderência entre a barra de aço e o material aglutinante em laboratório;
- d) execução de ensaios triaxiais em corpos de prova metade solo e metade nata de cimento.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 5629**: tirantes ancorados no terreno: projeto e execução. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 6457**: amostras de solo: preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 6459**: solo: determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 7180**: solo: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 7181**: solo: análise granulométrica. Rio de Janeiro. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR-14724**: informação e documentação: trabalhos acadêmicos: apresentação. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR-7681-1**: calda de cimento para Injeção parte 1: requisitos. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR-7681-4**: calda de cimento para Injeção parte 4: determinação da resistência à compressão: método de ensaio. Rio de Janeiro, 2013.

BRASIL. Ministério de Minas e Energia. **Geodiversidade do estado do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre, RS: CPRM, 2010.

BRASIL. Ministério de Minas e Energia. Serviço Geológico do Brasil (CRPM). **Mapa geológico do estado do Rio Grande do Sul**. Disponível em:<<http://www.cprm.gov.br/>>. Acessado em: 21 maio 2019.

BRASIL. Ministério de Minas e Energia. Serviço Geológico do Brasil (CRPM). **Mapa geodiversidade do estado do Rio Grande do Sul**. Disponível em:<<http://www.cprm.gov.br/>>. Acessado em: 29 maio 2019.

BRIDLE, R. J e BARR, B. I. G. The analysis and design of soil nails. In: INTERNATIONAL REINFORCED SOIL CONFERENCE, PROCEEDINGS, 1990. Glasgow, **Anais...**, Glasgow. 1990. p. 249-254.

BRITISH STANDART. **BS EN ISO 17892-10**: geotechnical investigation and testing. laboratory testing of soil. direct shear tests. London, 2019.

BUDHU, M. **Soil Mechanics And Foundations**. 3 ed. Arizona: [S.N.], 2013.

BUSTAMANTE, M. e DOIX, B. Une Méthode Pour le Calcul des Tirants et des Micropieux Injectées. **Bulletin de Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées**, Paris, n. 140, p. 75-92, 1985.

CAMARGO, V. E. L. B. **Comparação de métodos de análise de estruturas de solo grampeado**. 2005, 120 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 2005.

CLOUTERRE. **Recommendations Clouterre – Soil nailing recommendations for designing, calculating, constructing and inspecting earth support systems using soil nailing**. French National Project Clouterre, English Language Translation, 1991.

DAROLD, S. S. **Estudo da resistência de interface entre solo residual de itabirito e nata de cimento através de ensaios de laboratório**. 2018, 107 f. Trabalho de Conclusão (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS), São Leopoldo, 2018.

EHRlich, M. Solos grampeados - comportamento e procedimentos de análise. ENCONTRO SOBRE SOLOS REFORÇADOS: PROJETO, EXECUÇÃO, INSTRUMENTAÇÃO E COMPORTAMENTO, 2003, São Paulo, **Anais...** São Paulo. 2003. p. 127-137.

ELEUTÉRIO, J.O.S. **Análise do comportamento de estruturas de solo grampeado sujeitas a deformações de fundo através de modelos físicos (escala 1:1) e numéricos**. 2013. 208 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), Rio de Janeiro, 2013.

ELIAS, V.; JURAN, I. Preliminary draft - Manual of practice for soil nailing, **Prepared for the U.S. Dept. of Transp, Federal Highway Administration**, Contract DTFH-61-85-C-00142, 1990.

FGS GEOTECNIA, **Relatório de ensaios**. Porto Alegre, 2018.

FRANÇA, F.A.N. **Ensaio de arrancamento em solo grampeado executados em laboratório**. 2007. 123 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 2007.

FRAZEN, G. **Soil nailing - a laboratory and field study of pullout capacity**. 1998, 182 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Department of Geotechnical Engineering, Chalmers University of Technology, Sweden, 1998.

GEOGUIDE 7. Guide to Soil Nail Design and Construction. Geotechnical Engineering Office, **Civil Engineering and Development Department**. The Government of Hong Kong. Special Administrative Region, Hong Kong, 2008.

GEORIO. Manual Técnico de Encostas: v. 4 - Ancoragens e Grampos, **Fundação GeoRio**. Rio de Janeiro: J.A.R. Ortigão e A.S.F.J Sayão, 184 f., 1999.

HANNA, T. H. Foundation in Tension: Ground Anchor. **Trans Tech Publications Series on Rock and Soils Mechanics**, vol 6. 1982.

HEINE, C. A. **Análise de sustentabilidade de uso do Sistema Aquífero Guarani - SAG em Ivoti-RS**. 2008. 375 f. Tese (Doutorado em Geologia Sedimentar) - Programa de Pós-Graduação em Geologia, Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS), São Leopoldo, 2008

HENRIQUES JUNIOR, P.R.D. **Simulação numérica de ensaios de arrancamento de grampos**. 2007. 266 f. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), Rio de Janeiro, 2007.

HEYMANN, G; ROHDE, A.W; SCHWARTZ, K. & FRIEDLAENDER, E. Soil Nail Pull Out Resistance in Residual Soils. **International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Proceedings**, Fukuoka, v.1, p.487-492, 1992.

INTERNATIONAL ORGANIZATION OF STANDARDIZATION (ISO). **ISO 13320**: particle size analysis: laser diffraction methods. Geneva, 2009.

JEWELL, R. A. Review of theoretical models for soil nailing. In: INTERNATIONAL REINFORCED SOIL CONFERENCE, PROCEEDINGS, 1990. Glasgow, **Anais...**, Glasgow. 1990. p.265-275.

LAZARTE, C. A., ELIAS, V., ESPINOSA, D., SABATINI, P. J. Geotechnical engineering circular n.7 – soil nailing. **US Department of Transportation, Federal Highway Administration**, Washington D.C, 2003.

MACHADO, J. L. F. Comparação entre o sistema aquífero Guarani (SAG) em Santa Catarina e no Rio Grande do Sul. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS, 19., 2016, Campinas. **Anais eletrônicos...** Campinas: 2016. Disponível em: <<http://www.abas.org/xixcabas/index.php>>. Acesso em: 25 maio 2019.

MILAN JUNIOR, H. F. **Estudo do comportamento de chumbadores: ensaios de arrancamento instrumentados**. 2016, 100 f. Trabalho de Conclusão. (Graduação em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

MITCHELL, J. K., VILLET, W. C. B., Reinforcement of Earth Slopes and Embankments. Report NCHRP 290, **U.S.A. Transportation Research Board**, National Research Council, Washington, DC, USA, 1987.

MONTEZUMA, R. P. M. **Solo pregado (soil nailing): análise da técnica para reforço de solo**. 1998, 172 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 1998.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Terratek, 2007.

ORTIGÃO, J. A. R.; PALMEIRA, E. M.; ZIRLIS, A., Experiência com solo grampeado no Brasil: 1970-1993. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v. 16 n. 4, p. 291-304, 1993. Disponível em: <<http://www.soilsandrocks.com.br/>>. Acessado em: 5 maio 2018.

ORTIGÃO, J.A.R., Pullout Tests in Soil Nailing Structures. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v. 20 n. 1, p. 39-43, 1997. Disponível em: <<http://www.soilsandrocks.com.br/>>. Acessado em: 5 maio 2018.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**.3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

PRADHAN, B. **Study of pullout behaviour of soil nails in completely decomposed granite fill**. 2003, 134 f.. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - The University of Hong Kong, Hong Kong Special Administrative Region, 2003.

ROSA, B. D. **Faceamento de solo grampeado com malhas de aço – estudo dos critérios de dimensionamento**. 2015. 145 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2015.

SCHERER, C. M. S. Eolian dunes of the Botucatu Formation (Cretaceous) in southernmost Brazil: morphology and origin. **Sedimentary Geology**. [S/L], p. 63-84, 2000.

SCHLOSSER, F. Analogies et differences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en terre armée et par clouage du sol. In: ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DE BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLIQUES, 1983, Paris. **Anais...**, Paris: Sols et Fondations 184, 1983. p. 418-473.

SCHLOSSER, F. Behaviour and design of soil nailing. In: SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN GROUND IMPROVEMENT TECHNIQUES, 1982, Bangkok, **Anais...**, Bangkok: Asian Institute of Technology, 1982. p. 399-413.

SHEN, C.K; BANG, S; ROMSTAND, K.M; KULCHIN, L. e DENATALE, J.S. Field Measurements of Earth Support System. **Journal da ASCE**, Reston, v..107, p.1625 - 1642, 1981. Disponível em: <<https://ascelibrary.org/>>. Acessado em: 20 maio 2019.

SILVA, D. P. **Análise de diferentes metodologias executivas de solo pregado a partir de ensaios de arrancamento realizados em campo e laboratório**. 2009, 348 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 2009.

SPRINGER, F. O. **Estudos da deformabilidade de escavações com solo grampeado**. 2001, 108 f. Dissertação (Mestrado em Ciências da Engenharia Civil: Geotecnia) - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-RIO), Rio de Janeiro, 2001.

SPRINGER, F. O.; GERSCOVICH, D. M. S. e SAYÃO, A. S. F. J. Deformabilidade de taludes estabilizados com solo grampeado. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS - COBRAE, 3., 2001, Rio de Janeiro. **Anais...**, Rio de Janeiro. 2001. p. 483-490.

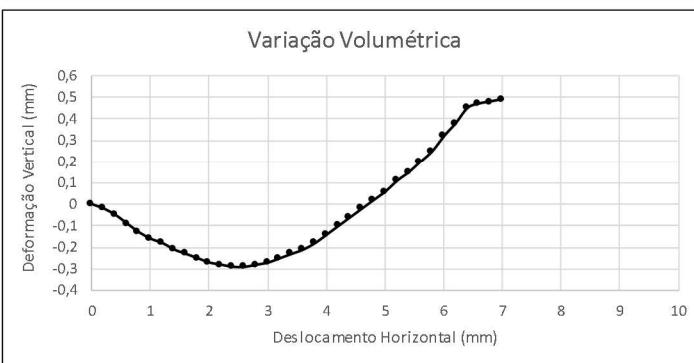
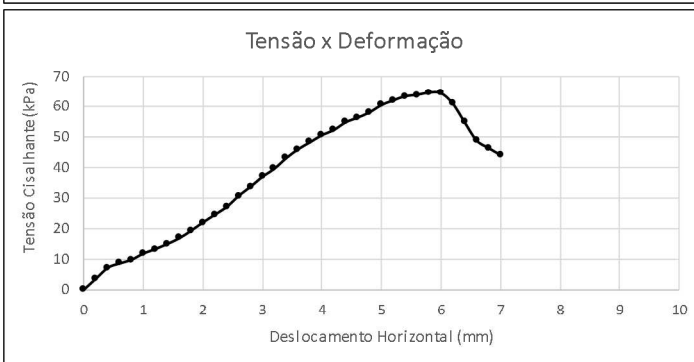
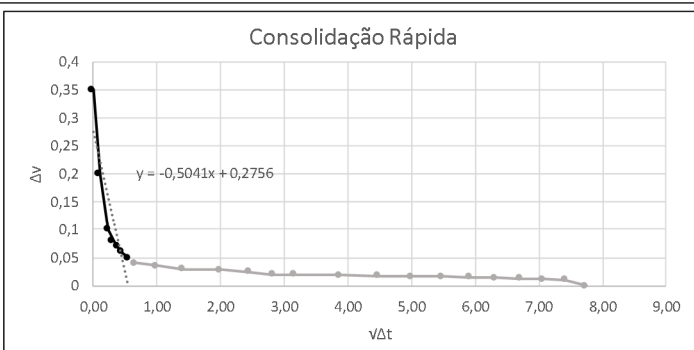
STOCKER, M. F; KORBER, G. W; GASSLER, G. e GUDEHUS, G. Soil nailing. In: INTERNATIONAL REINFORCED SOIL CONFERENCE, PROCEEDINGS, 1979. Paris, **Anais...**, Paris. 1979. p. 469-474.

ZIRLIS, A. C.; PITTA, C. A.; SOUZA, G. J. T. e OLIVEIRA, M. Soil Nailing: Chumbamento de Solos, Experiência de Uma Equipe na Aplicação do Método. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS - COBRAE, 1., 1992, Rio de Janeiro, **Anais...**, Rio de Janeiro. 1992. p. 81-99.

APÊNDICE A - RESULTADOS ENSAIOS CISLHAMENTO DO SOLO

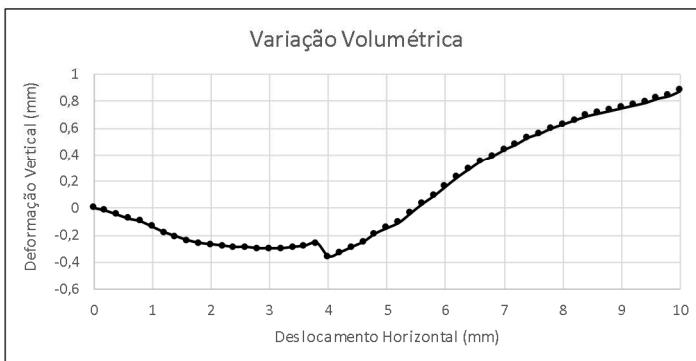
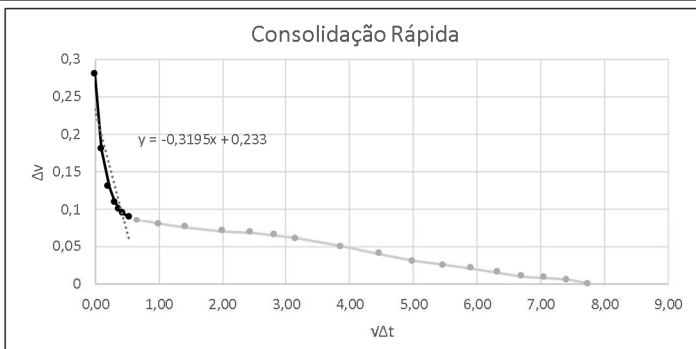
Ficha Técnica	
Ensaio	ES50-1
Carga	7kg no Arco
Velocidade	0,23 mm/min
σ	50 kPa
rest	49 kPa
τ_{max}	64 kPa
Data	15/04/2019

Imagem do corpo de prova cisalhado



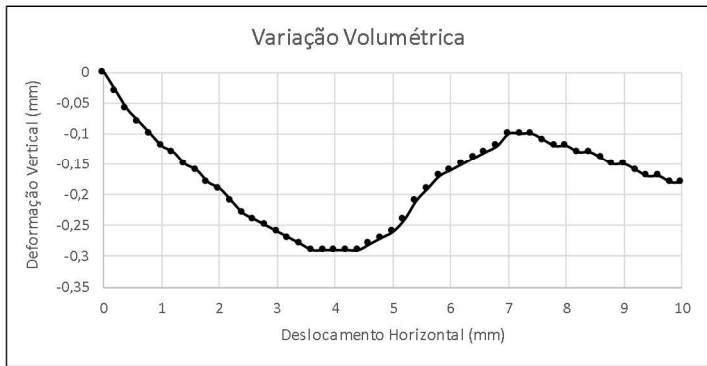
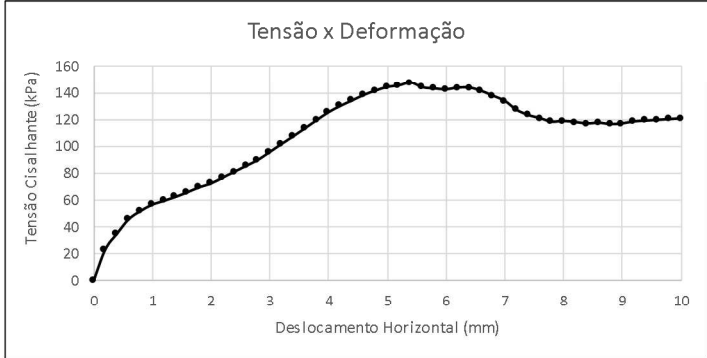
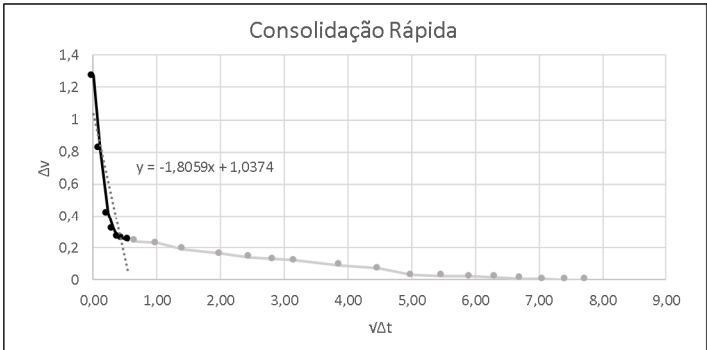
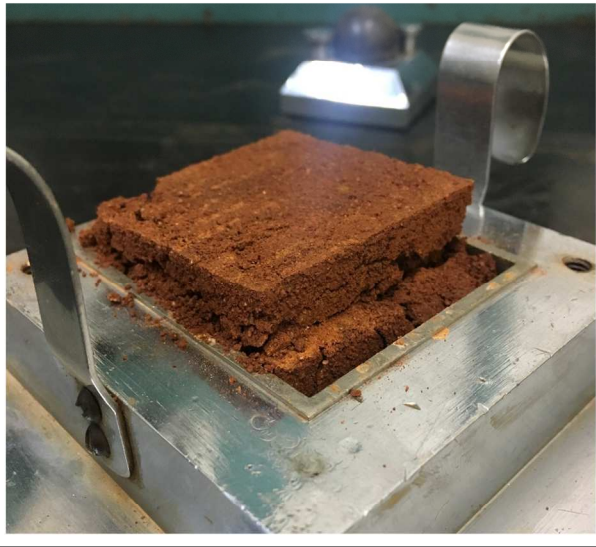
Ficha Técnica	
Ensaio	ES100-1
Carga	2kg no Braço
Velocidade	0,1332 mm/min
σ	100 kPa
rest	92 kPa
τ_{max}	114 kPa
Data	15/04/2019

Imagem do corpo de prova cisalhado



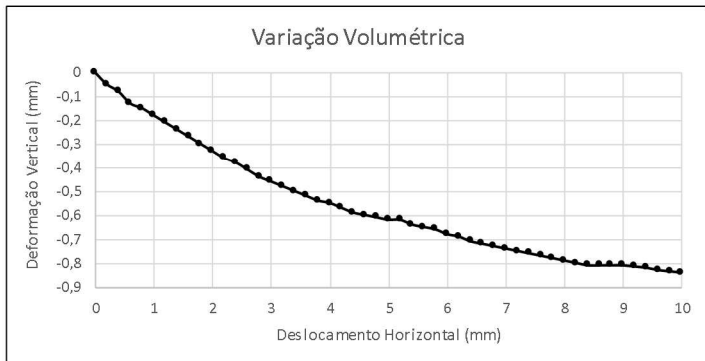
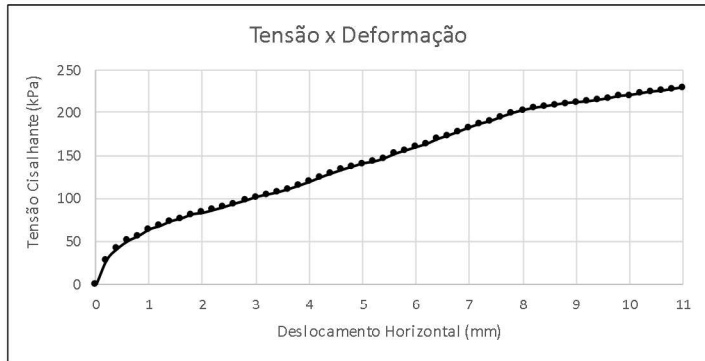
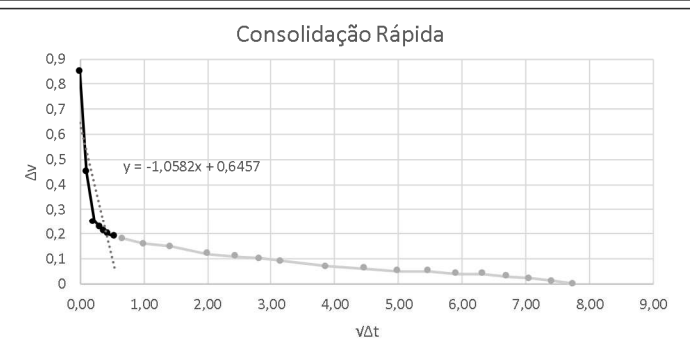
Ficha Técnica	
Ensaio	ES150-1
Carga	4,6kg no Braço
Velocidade	0,23 mm/min
σ	150 kPa
rest	117 kPa
tmax	148 kPa
Data	16/04/2019

Imagem do corpo de prova cisalhado



Ficha Técnica	
Ensaio	ES250-1
Carga	9,75kg no Braço
Velocidade	0,23 mm/min
σ	250 kPa
rest	229 kPa
tmax	229 kPa
Data	16/04/2019

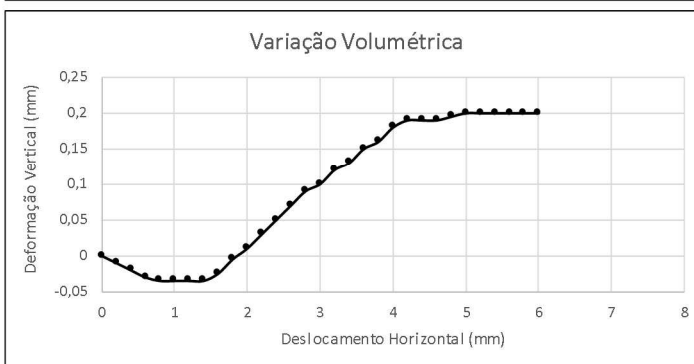
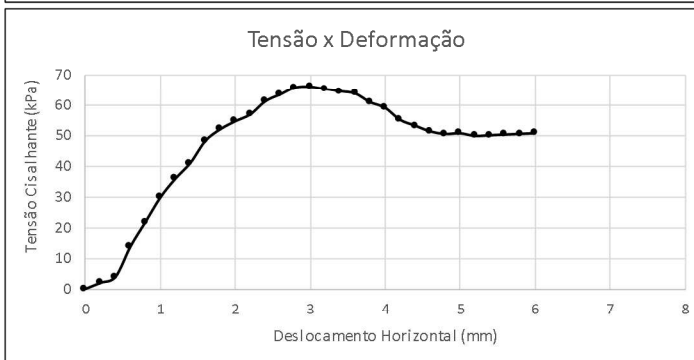
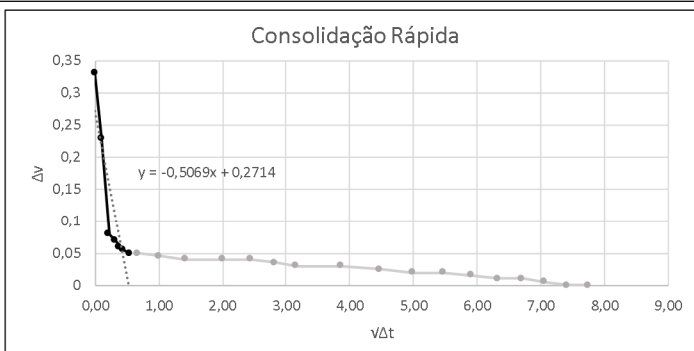
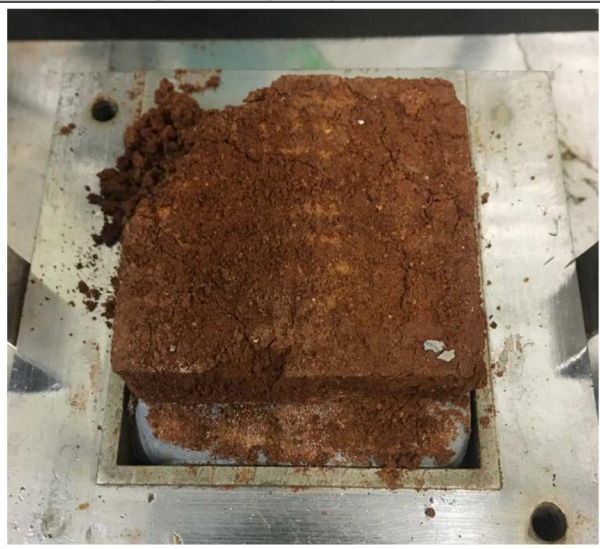
Imagem do corpo de prova cisalhado



APÊNDICE B - RESULTADOS ENSAIOS CISALHAMENTO DE INTERFACE

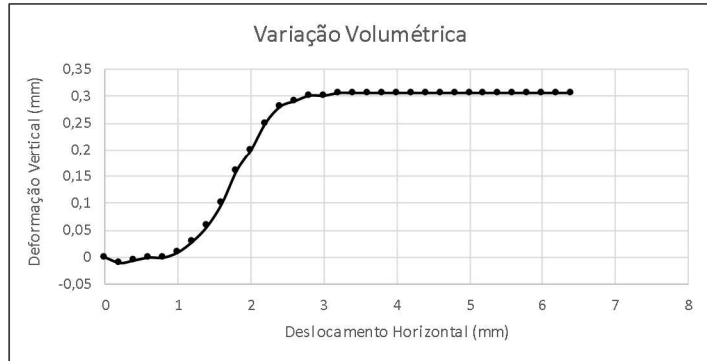
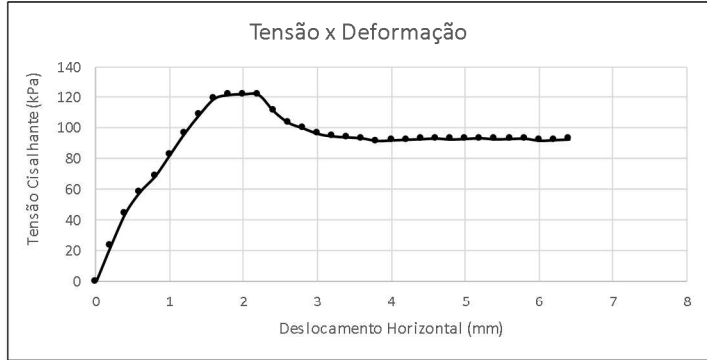
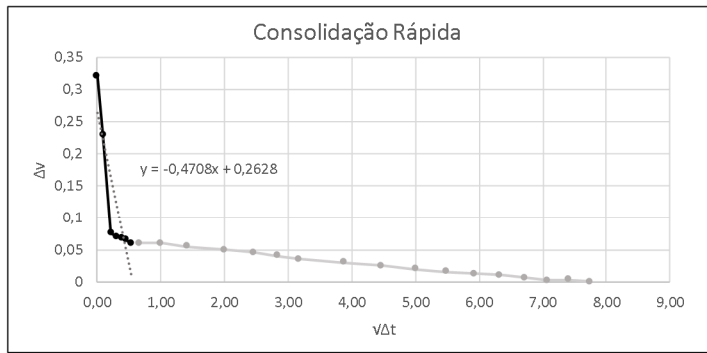
Ficha Técnica	
Ensaio	E50-1
Carga	7kg no Arco
Velocidade	0,1776 mm/min
σ	50 kPa
rest	51 kPa
mmax	66 kPa
Data	22/04/2019

Imagem do corpo de prova cisalhado



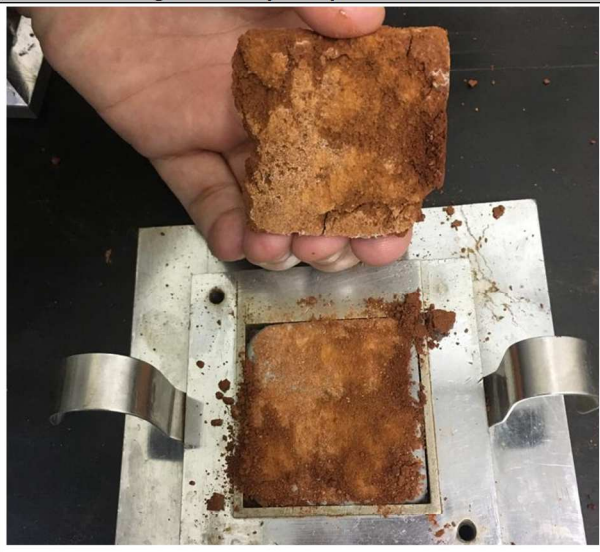
Ficha Técnica	
Ensaio	E1100-1
Carga	2kg no Braço
Velocidade	0,1776 mm/min
σ	100 kPa
rest	94 kPa
τ_{max}	122 kPa
Data	24/04/2019

Imagem do corpo de prova cisalhado

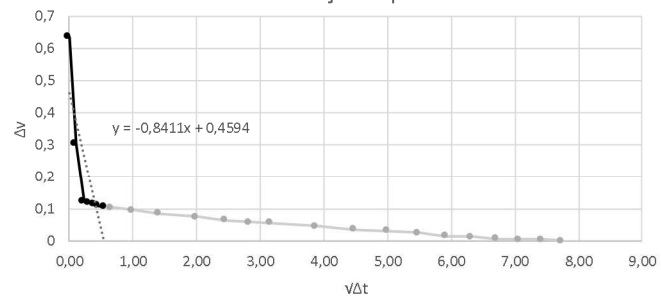


Ficha Técnica	
Ensaio	E1150-1
Carga	4,6kg no Braço
Velocidade	0,1776 mm/min
σ	150 kPa
rest	144 kPa
tmax	144 kPa
Data	25/04/2019

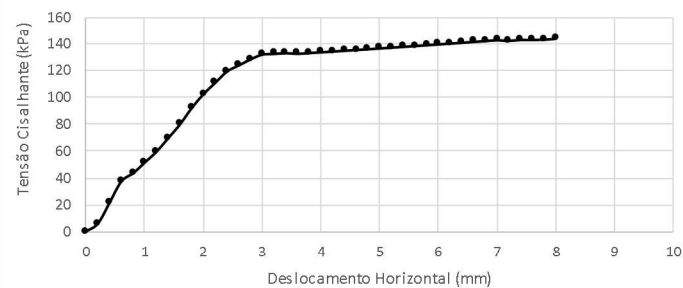
Imagem do corpo de prova cisalhado



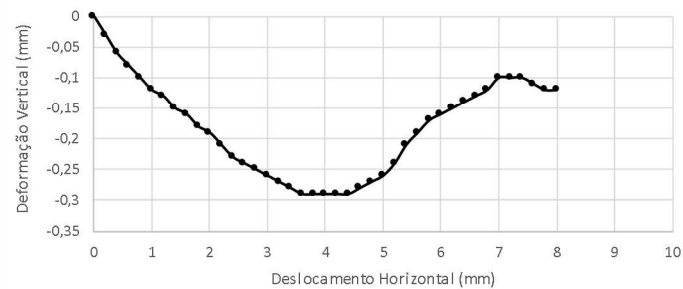
Consolidação Rápida



Tensão x Deformação

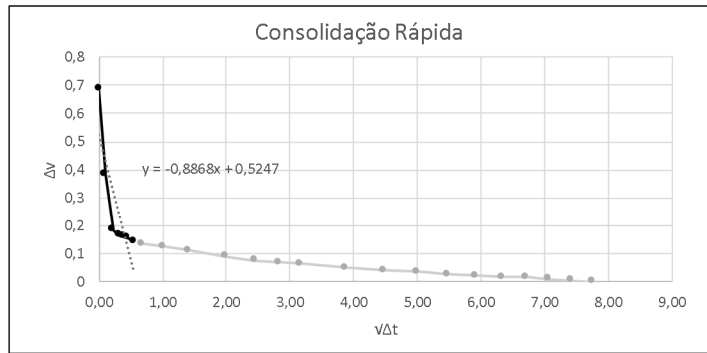


Variação Volumétrica

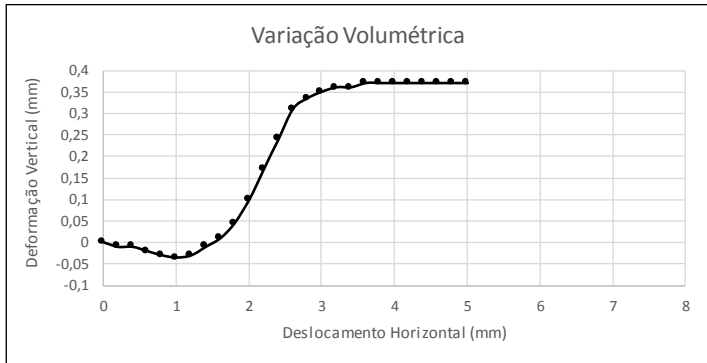
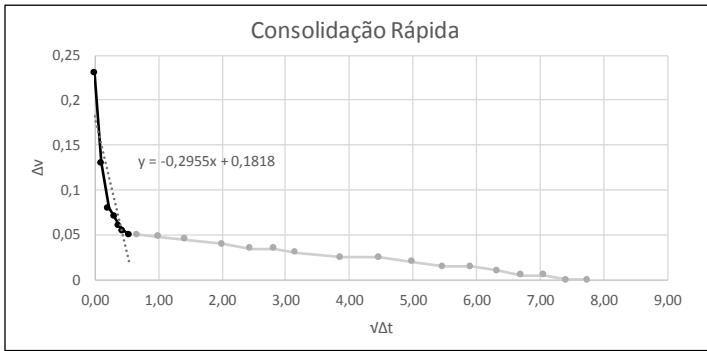


Ficha Técnica	
Ensaio	E250-1
Carga	9,75kg no Braço
Velocidade	0,1776 mm/min
σ	250 kPa
rest	257 kPa
tmax	293 kPa
Data	29/04/2019

Imagem do corpo de prova cisalhado

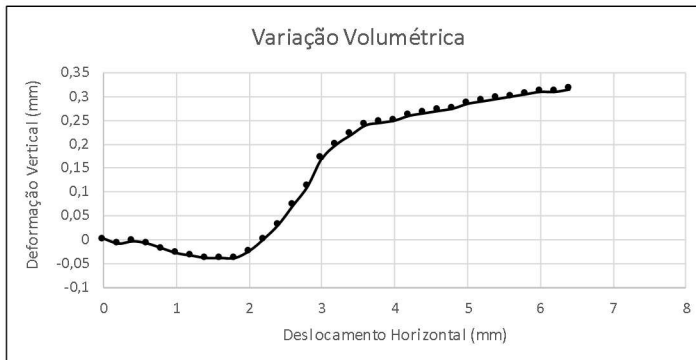
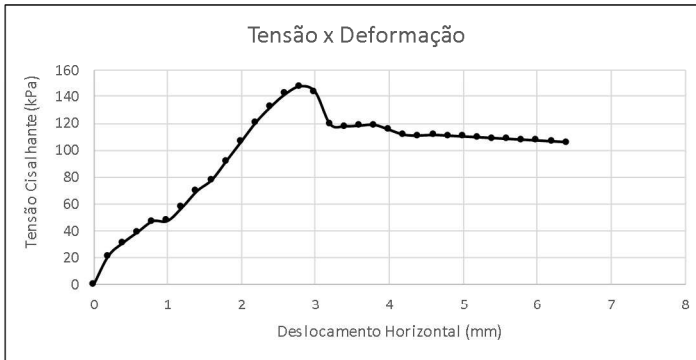
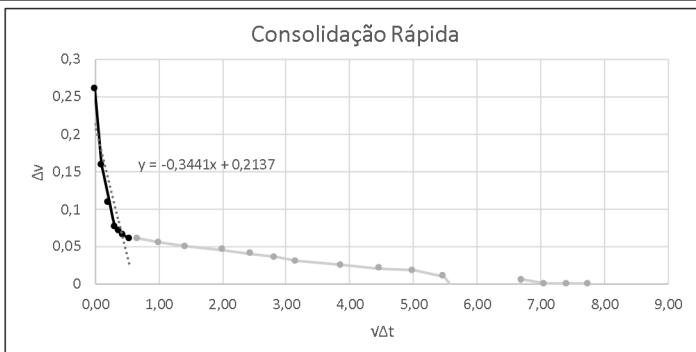


Ficha Técnica	
Ensaio	E150-2
Carga	7kg no Arco
Velocidade	0,1776 mm/min
σ	50 kPa
test	52 kPa
tmax	77 kPa
Data	22/04/2019



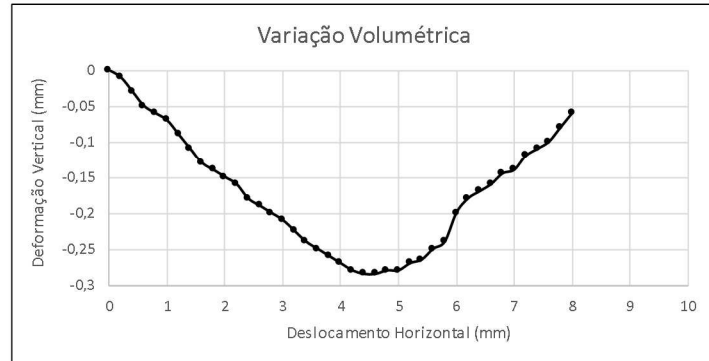
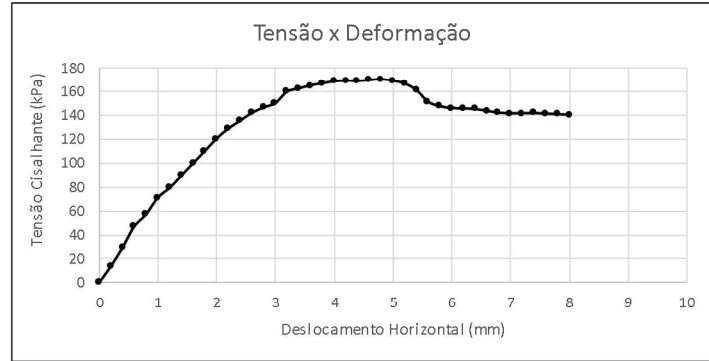
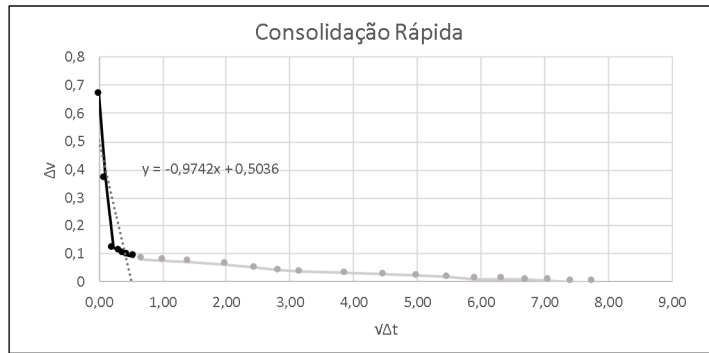
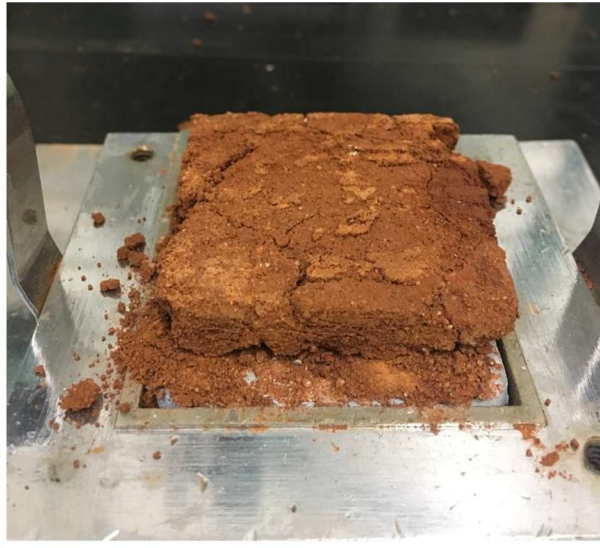
Ficha Técnica	
Ensaio	E1100-2
Carga	2kg no Braço
Velocidade	0,1776 mm/min
σ	100 kPa
rest	111 kPa
tmax	147 kPa
Data	24/04/2019

Imagem do corpo de prova cisalhado



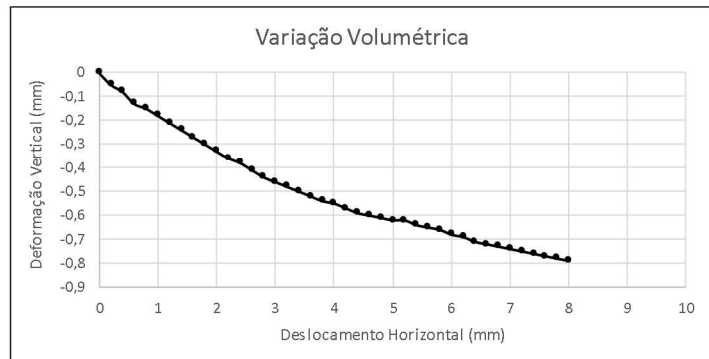
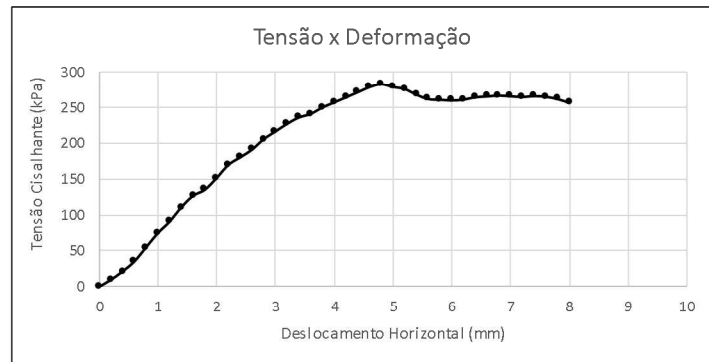
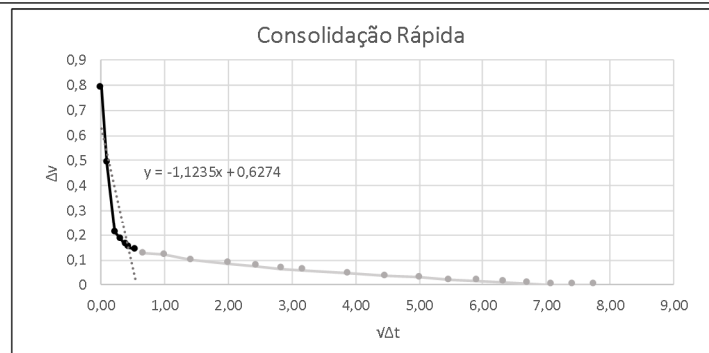
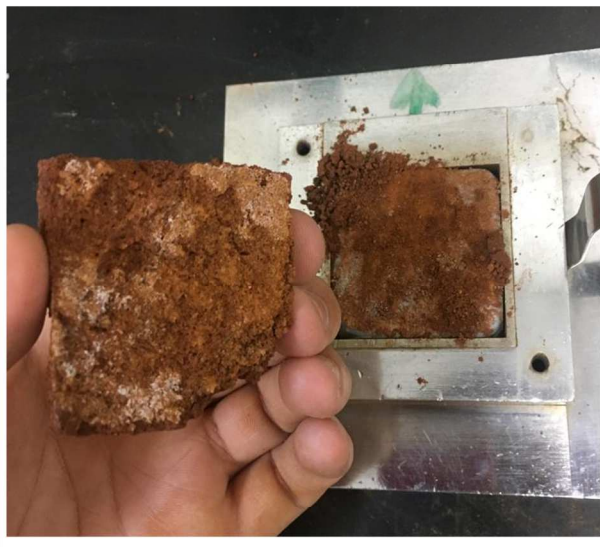
Ficha Técnica	
Ensaio	E1150-2
Carga	4,6kg no Braço
Velocidade	0,1776 mm/min
σ	150 kPa
rest	144 kPa
τ_{max}	170 kPa
Data	25/04/2019

Imagem do corpo de prova cisalhado



Ficha Técnica	
Ensaio	E250-2
Carga	9,75kg no Braço
Velocidade	0,1776 mm/min
σ	250 kPa
rest	265 kPa
tmax	284 kPa
Data	29/05/2019

Imagem do corpo de prova cisalhado



APÊNDICE C - RESULTADOS GRANULOMETRIA POR DIFRAÇÃO A LASER

