

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

BRUNA SELL

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM INTERFACES FORMADAS POR
ELEMENTOS DE REFORÇO DE ATERROS ESTRUTURADOS E SOLOS

Joinville
2022

BRUNA SELL

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM INTERFACES FORMADAS POR
ELEMENTOS DE REFORÇO DE ATERROS ESTRUTURADOS E SOLOS

Trabalho apresentado como requisito para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura do Centro Tecnológico de Joinville da Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientador: Dr. Marcelo Heidemann

Joinville
2022

BRUNA SELL

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM INTERFACES FORMADAS POR
ELEMENTOS DE REFORÇO DE ATERROS ESTRUTURADOS E SOLOS

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

Joinville (SC), 28 de Julho de 2022.

Banca Examinadora:

Orientador: Dr. Marcelo Heidemann
Orientador
Presidente

Mestra Lucianna Herbst
Membra
Universidade do Estado de Santa Catarina

Eng. Adriano Schmidt
Membro
Centro Universitário - Católica de Santa Catarina

Eng. Giancarlo Domingues
Membro
Maccaferri do Brasil

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, por todas as graças alcançadas e por me dar forças e saúde diariamente para alcançar meus objetivos.

Agradeço a minha família, em especial minha mãe, Beatriz, e minhas irmãs, Caroline e Gabriela, por sempre me apoiar e nunca medir esforços para me ajudar da melhor forma possível, principalmente nessa jornada fundamental da minha vida. Jamais teria conseguido sem vocês. Amo vocês.

Ao meu orientador, professor Marcelo Heidemann que durante toda graduação auxiliou meu processo de aprendizado e crescimento acadêmico, em especial, durante a realização do Trabalho de Conclusão de Curso, quando me guiou da melhor forma possível para obter êxito nessa etapa.

Aos meus colegas, em especial a Layla Santana, Alex Moro, Maria Eduarda Paul, Monique Oliveira Tulio Pimenta, Felipe Muchalovski, Ygor de Oliveira, Letícia Baldessar, Diogo e tantos outros por tornar a faculdade um período mais leve e especial o qual pude evoluir e crescer.

À Universidade Federal de Santa Catarina por me oferecer, de forma gratuita, a oportunidade de cursar uma graduação de qualidade, tendo acesso a ótimos mestres e doutores que me deram a oportunidade de aprender o necessário para ser uma profissional de excelência.

Ao laboratório de Mecânica dos Solos onde pude realizar todos os estudos e análises para realização deste trabalho, assim como todos que lá trabalham e me auxiliaram de alguma forma.

À Equipe de competição InfraTEC onde pude por em prática os conhecimentos obtidos em sala de aula, além de me oferecer experiências fundamentais para a minha formação acadêmica e profissional.

À Infracul, em especial aos Engenheiros Jefferson Fernandes e Adriano Schmidt, os quais, diariamente, me ensinam da melhor forma possível como trabalhar na área da engenharia e ser uma melhor profissional.

E todos que de alguma forma me auxiliaram nessa trajetória. O apoio e ajuda de todos foi fundamental. Meus sinceros agradecimentos.

“Aqueles que se sentem satisfeitos sentam-se e nada fazem. Os insatisfeitos são os únicos benfeitores do mundo.” (Walter S. Landor).

RESUMO

A execução de aterros estruturados tem como ponto chave de projeto a quantificação da resistência de interface entre os sistemas de reforço e o material do aterro. São reduzidos os dados desta natureza para solos residuais de gnaiss-migmatito (usados em obras de terra ao longo das encostas da Serra do Mar) e um material reciclado relevante para a região norte de Santa Catarina, que é a Areia de Fundição. Neste sentido, este trabalho apresenta resultados de resistência ao cisalhamento de interface entre os elementos de reforço usados na técnica de terra armada e três solos. Os ensaios de resistência ao cisalhamento de interface foram executados entre elementos de reforço (metálico e polimérico) e três solos: uma areia grossa, um solo residual de gnaiss-migmatito e uma areia descartada de fundição. Os parâmetros de resistência de interface foram medidos em ensaios de cisalhamento direto, executados em condição submersa, sob tensões normais de 25kPa, 50kPa, 100kPa e 200kPa. A parte inferior do corpo de prova é composta por placa rígida, na qual foi colado o segmento de elemento de reforço a ser testado. A parte superior do corpo de prova é constituída pelo solo. Ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova de solo, apenas, foram utilizados para medir o ângulo de atrito interno destes materiais. A taxa de cisalhamento foi definida como sendo da ordem de 0.10 mm/min a 0.40 mm/min, a depender do solo e os ensaios atingiram deslocamento máximo de 6 mm (6%). Os resultados são descritos em termos de envoltória de resistência de Mohr-Coulumb e curvas tensão x deformação. Houve uma redução do coeficiente de atrito do solo com os reforços poliméricos comparando-se com o ângulo de atrito interno dos solos. Já em relação ao reforço metálico, observou-se um aumento na resistência de interface. Comparando os três materiais utilizados nos ensaios, o que apresentou melhor desempenho foi a areia grossa, em sequência, o solo residual e, por último a areia descartada de fundição em relação à resistência de interface com os reforços.

Palavras-chave: Solo reforçado; Interação solo-elemento; Areia de fundição.

ABSTRACT

The execution of structured embankments has as a key design point the quantification of the interface resistance between the reinforcement systems and the embankment material. Such data are reduced for residual gneiss-migmatite soils (used in earthworks along the slopes of Serra do Mar) and a relevant recycled material for the northern region of Santa Catarina, which is the waste foundry sand. In this sense, this work presents results of interface shear strength between the reinforcement elements used in the reinforced earth technique and three soils. The interface shear strength tests were carried out between reinforcing elements (metallic and polymeric) and three soils: a natural sand, a residual gneiss-migmatite soil and a waste foundry sand. The interface strength parameters were measured in direct shear tests, in soaked condition, under normal stresses of 25kPa, 50kPa, 100kPa and 200kPa. The lower part of the specimen is composed of a rigid plate, on which the segment of the reinforcement element to be tested was glued. The upper part of the specimen consists of the soil. Direct shear tests on only-soil specimens were used to measure the internal friction angle of these materials. The shear rate was defined as being on the order of 0.10 mm/min to 0.40 mm/min, depending on soil. The tests reached a maximum displacement of 6 mm (6%). The results are described in terms of Mohr-Coulomb envelope strength and stress-strain curves. There was a reduction in the friction interface angle with the polymeric reinforcements compared to the soil internal friction angle. In relation to the metallic reinforcement, an increase in the interface shear strength was observed. Comparing the three materials used in the tests, the coarse sand presented the best performance. Waste foundry sand presented the lower interface friction angle among the tested materials.

Keywords: Reinforced soil; Soil-element interaction; Foundry sand.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Estrutura do muro de flexão com contrafortes.	17
Figura 2 – Esquema da estrutura de Muro de Gabião	18
Figura 3 – Estrutura de cortina atirantada	19
Figura 4 – Esquema de solo reforçado	20
Figura 5 – Esquema de solo reforçado com geogrelhas	20
Figura 6 – Esquema de solo reforçado auto-envelopado	21
Figura 7 – Esquema da estrutura de solo grampeado	22
Figura 8 – Esquema de construção do solo grampeado	22
Figura 9 – Processo construtivo da Terra Armada	24
Figura 10 – Esquema da Terra Armada	25
Figura 11 – Processo construtivo de montagem dos painéis	25
Figura 12 – Fita metálica usada em sistemas de contenção	26
Figura 13 – Fita polimérica usada em sistemas de contenção	27
Figura 14 – Resultados do teste triaxial	28
Figura 15 – Tipos de rupturas em muros de gravidade	31
Figura 16 – Zona ativa e resistente do talude	32
Figura 17 – Montagem da Terra Armada	33
Figura 18 – Execução da Terra Armada	34
Figura 19 – Montagem dos painéis	35
Figura 20 – Mecanismos de interação solo-reforço em uma estrutura de solo reforçado	36
Figura 21 – Esquema do ensaio de cisalhamento direto para a avaliação da interação solo-reforço	37
Figura 22 – Resultados típicos do ensaio de cisalhamento direto	38
Figura 23 – Envoltória de resistência	38
Figura 24 – Areia de fundição	41
Figura 25 – Curva granulométrica da areia de fundição	41
Figura 26 – Curva de compactação da areia de fundição	43
Figura 27 – Amostra da areia	43
Figura 28 – Curva granulométrica da areia	44
Figura 29 – Solo residual	45
Figura 30 – Curva granulométrica do solo residual	45
Figura 31 – Curva de compactação	46
Figura 32 – Fita metálica	47
Figura 33 – Fita polimérica	48

Figura 34 – Fluxograma de atividades	49
Figura 35 – Bloco rígido com fita polimérica	50
Figura 36 – Bloco rígido com fita metálica	50
Figura 37 – Corpos de prova adaptados para ensaio de cisalhamento direto . .	51
Figura 38 – Cilindro grande para compactação	51
Figura 39 – Extração de amostra	52
Figura 40 – Equipamento de ensaio de cisalhamento direto	53
Figura 41 – Corpo de prova de solo residual para ensaio de cisalhamento direto	53
Figura 42 – Corpo de prova de areia para ensaio de cisalhamento direto	54
Figura 43 – Amostra após ensaio de cisalhamento	55
Figura 44 – Gráfico de deslocamento horizontal versus tensão cisalhante e deslocamento vertical para os corpos de prova da areia grossa . . .	57
Figura 45 – Gráfico de deslocamento horizontal versus tensão cisalhante e deslocamento vertical para os corpos de prova da areia grossa e fita metálica	58
Figura 46 – Gráfico de deslocamento horizontal versus tensão cisalhante e deslocamento vertical para os corpos de prova da areia grossa e fita polimérica	63
Figura 47 – Gráfico de deslocamento horizontal versus tensão cisalhante e deslocamento vertical para os corpos de prova da ADF	64
Figura 48 – Gráfico de deslocamento horizontal versus tensão cisalhante e deslocamento vertical para os corpos de prova da ADF e fita polimérica	65
Figura 49 – Gráfico de deslocamento horizontal versus tensão cisalhante e deslocamento vertical para os corpos de prova da ADF e fita metálica	66
Figura 50 – Gráfico de deslocamento horizontal versus tensão cisalhante e deslocamento vertical para os corpos de prova do solo residual . . .	67
Figura 51 – Gráfico de deslocamento horizontal versus tensão cisalhante e deslocamento vertical para os corpos de prova do solo residual e fita polimérica	68
Figura 52 – Gráfico de deslocamento horizontal versus tensão cisalhante e deslocamento vertical para os corpos de prova do solo residual e fita metálica	69
Figura 53 – Envoltórias de resistência da amostra de areia	70
Figura 54 – Envoltórias de resistência da amostra de areia e fita metálica	70
Figura 55 – Envoltórias de resistência da amostra de areia e fita polimérica . . .	71
Figura 56 – Envoltórias de resistência da amostra de ADF	71
Figura 57 – Envoltórias de resistência da amostra de ADF e reforço metálico . .	72
Figura 58 – Envoltórias de resistência da amostra de ADF e reforço polimérico .	72
Figura 59 – Envoltórias de resistência da amostra de solo residual e fita polimérica	73

Figura 60 – Envoltórias de resistência da amostra de solo residual e fita metálica	73
Figura 61 – Envoltórias de resistência da amostra de solo residual	74
Figura 62 – Variação de resistência de interface de cada amostra	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fatores de segurança mínimo para segurança global	30
Tabela 2 – Características da areia de fundição	42
Tabela 3 – Características da areia grossa	44
Tabela 4 – Características do solo residual	46
Tabela 5 – Especificações técnicas da fita metálica	47
Tabela 6 – Especificações técnicas da fita polimérica 27 MD	48
Tabela 7 – Ensaio propostos e normas respectivas	49
Tabela 8 – Resumo dos ângulos de atrito obtidos nos ensaios de cisalhamento direto	61
Tabela 9 – Fatores de interação para fitas metálicas e poliméricas.	62

LISTA DE SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ADF	Areia descartada de fundição
ASTM	American Society for Testing and Materials
cm	Centímetros
c'	Coesão efetiva
CC	Coeficiente de curvatura
CU	Coeficiente de uniformidade
CTJ	Centro Tecnológico de Joinville
FSg	Fator de segurança global
G	Densidade real dos grãos
IP	Índice de plasticidade
kPa	Kilo Pascal
LMS	Laboratório de Mecânica dos Solos
m ²	Metro quadrado
min	Minutos
mm	Milímetros
NBR	Norma Brasileira
NHI	Nacional Highway Institute Office of Bridge Technology
R	Esforços resistentes
S	Esforços solicitantes
SC	Santa Catarina
tan	Tangente
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina

ϕ'	Ângulo de atrito interno
σ	Tensão normal
λ	Coefficiente de aderência
γ	Densidade

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	Objetivo	15
1.1.1	Objetivo Geral	15
1.1.2	Objetivos Específicos	15
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	16
2.1	Estruturas de contenção	16
2.2	Classificações	16
2.2.1	Muro de flexão	16
2.2.2	Muro de gabião	17
2.2.3	Cortina atirantada	18
2.2.4	Aterros reforçados	19
2.2.5	Solo grampeado	21
2.3	Terra armada	23
2.3.1	Elementos constituintes	24
2.3.1.1	Paramentos	24
2.3.1.2	Elementos de reforço metálico	26
2.3.1.3	Elementos de reforços geossintéticos	27
2.3.1.4	Solo	28
2.3.2	Dimensionamento	29
2.3.3	Processo construtivo	32
2.3.4	Interação solo-reforço	34
2.3.5	Ensaio de cisalhamento direto	36
3	MATERIAIS E METODOLOGIA	40
3.1	Materiais utilizados	40
3.1.1	Areia de fundição	40
3.1.2	Areia grossa	42
3.1.3	Solo residual	44
3.1.4	Fita metálica	46
3.1.5	Fita polimérica	47
3.2	Metodologia	48
3.2.1	Adaptação das amostras	49
3.2.2	Compactação e extração da amostra	51
3.2.3	Ensaio de cisalhamento direto	52
4	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	56

4.1	Ensaio com areia	56
4.2	Ensaio com areia de fundição	59
4.3	Ensaio com solo residual	60
4.4	Envoltórias de resistência ao cisalhamento no plano τ x σ'	61
5	CONCLUSÕES	75
5.1	Sugestões para trabalhos futuros	76
	REFERÊNCIAS	77

1 INTRODUÇÃO

As estruturas de contenções estão presentes em diversas obras desde as construções em pedra da pré-história e são fundamentais para garantir a segurança de locais com risco de deslizamentos de solos ou quando há a necessidade de construir com limitações ou grandes desníveis, como é o caso de viadutos e elevados em centros urbanos com alto fluxo de veículos.

As contenções de solo reforçado, em especial na técnica denominada “terra armada”, tem grandes vantagens como o baixo custo em relação a contenções como muro de flexão, não exigência de mão de obra específica, fácil disponibilidade de materiais e reduzido tempo de execução (ANDRADE, 2018).

O princípio de funcionamento de aterros estruturados consiste na interação entre o material de aterro e os elementos de reforços de alta aderência, que resistem aos esforços internos de tração. Essa interação forma um maciço integrado que se comporta como um corpo coesivo monolítico, passando a suportar seu peso próprio e as cargas externas para as quais foi projetado (MARAPAGEM, 2017).

Dentre as verificações feitas no projeto de um aterro estruturado estão a estabilidade global, estabilidade de fundações, resistência do solo de fundação, compactação do material utilizado, arrancamento do elemento de reforço, interação entre o solo e o elemento de reforço e resistência a tração do elemento de reforço.

Para parte destas verificações, como o arrancamento do reforço do solo e escorregamento do solos sobre o reforço, parâmetros que representem os mecanismos de interação entre o solo e os reforços são necessários. Muitas vezes os mesmos são estimados a partir de valores de referência por tratar-se de materiais relativamente novos no mercado e com poucos estudos a respeito, seja do elemento de reforço, seja do solo e, sobretudo, da interação entre eles.

Assim, neste trabalho utilizou-se o ensaio de cisalhamento direto em corpos de prova adaptados para investigar a resistência ao cisalhamento na interface entre elementos de reforço tipicamente empregados na execução de aterros estruturados (metálico e polimérico) e diferentes solos para, assim, compar-los.

Os ensaios laboratoriais de cisalhamento direto de interface foram executados no Laboratório de Mecânica de Solos (LMS), do Centro Tecnológico de Joinville (CTJ), da Univerdade Federal de Santa Catarina (UFSC).

1.1 OBJETIVO

1.1.1 Objetivo Geral

Obter, por meio do ensaio de cisalhamento direto, os parâmetros de resistência ao cisalhamento na interface entre solos e elementos de reforço metálicos e poliméricos, em três solos diferentes.

1.1.2 Objetivos Específicos

Como objetivos específicos, este trabalho pretende:

- Construir dispositivos para adaptação do equipamento existente aos corpos de prova específicos para ensaios de interface em cisalhamento direto;
- Realizar ensaios de caracterização dos solos utilizados;
- Realizar ensaios de cisalhamento direto usando reforços do tipo metálico e polimérico e três diferentes solos: areia grossa, solo residual de gnaiss e areia descartada de fundição;
- Comparar o ângulo de atrito entre a interface do reforço e o solo utilizando fita metálica e polimérica e três diferentes solos;
- Determinar, a partir dos resultados dos ensaios, a magnitude dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de interface considerando o critério de Mohr-Coulomb.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Esse capítulo tem como objetivo apresentar uma contextualização sobre o tema abordado nesse trabalho a partir do que se dispõe atualmente na bibliografia. Primeiramente, trata-se sobre a importância das obras de contenção. Em seguida, são apresentados alguns conceitos básicos a respeito das características e dimensionamento de aterros estruturados do tipo terra armada e similares. Por fim, são citados estudos sobre a interação entre solo e reforços.

2.1 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

As estruturas de contenção são fundamentais quando o estado de equilíbrio original de um maciço de solo ou de rocha é modificado devido às solicitações que podem gerar deformações exageradas ou ainda o colapso. Sua finalidade é, sobretudo, suportar empuxos de terra, oferecendo seguridade a um talude (LUIZ, 2014).

Segundo Barros (2017), são essas estruturas que fornecem suporte a estes maciços e evitam o escorregamento causado pelo seu peso próprio ou por carregamentos externos, como rodovias. Exemplos típicos de estruturas de contenção são os muros de flexão, muros de gabião, solo grampeado e solos reforçados. Embora a geometria, o processo construtivo e os materiais utilizados nas estruturas citadas sejam muito diferentes entre si, todas elas são construídas para conter a possível ruptura do maciço.

2.2 CLASSIFICAÇÕES

Existem diversas soluções para contenção de encostas e taludes, as quais podem ser classificadas conforme descrito nesta seção.

2.2.1 Muro de flexão

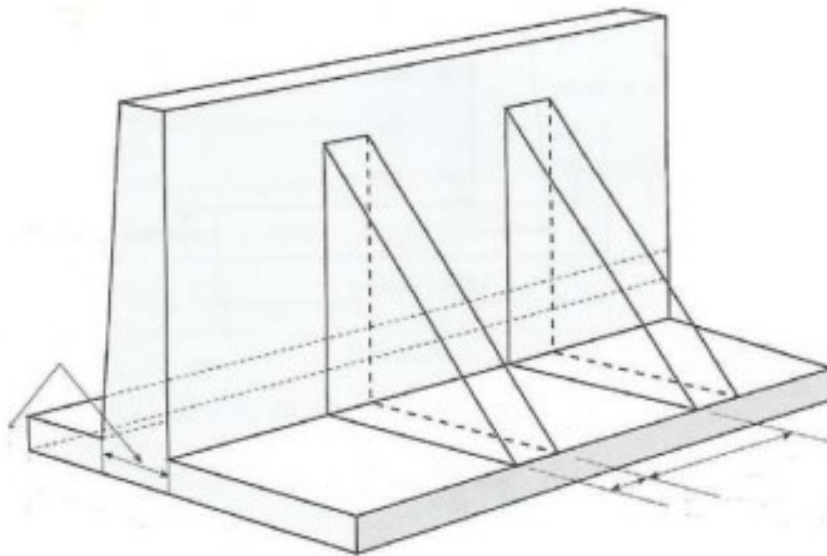
Muros de flexão são construídos em concreto armado e em seção “L” ou “T” como mostrado na Figura 1. São soluções similares aos muros de gravidade, mas diferentemente dos muros de gravidade, os muros de flexão requerem a inclusão de armadura para resistir aos esforços de flexão impostos pelo empuxo do solo (GERSCOVICH, 2016).

Dias (2016) explica que, nesse tipo de estrutura, o peso do solo contido que atua sobre a laje de base do muro faz com que o conjunto muro-aterro funcione como uma estrutura de gravidade.

A grande vantagem desse sistema é "minimizar o volume da estrutura, embora tenham como fator limitante o seu custo, bem mais elevado que as demais modalidades de muros de gravidade" (Dias, 2016, p. 11). Segundo Andrade (2018), até 4,5 metros de altura, o muro de flexão apresenta o maior custo por metro comparado com muro de pedra, solo reforçado com geogrelha e muro com concreto ciclópico.

Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) ainda afirmam que para muros com alturas maiores que 5 metros é conveniente o uso de contrafortes para aumentar a estabilidade contra tombamento, como exemplifica o esquema mostrado na Figura 1.

Figura 1 – Estrutura do muro de flexão com contrafortes.



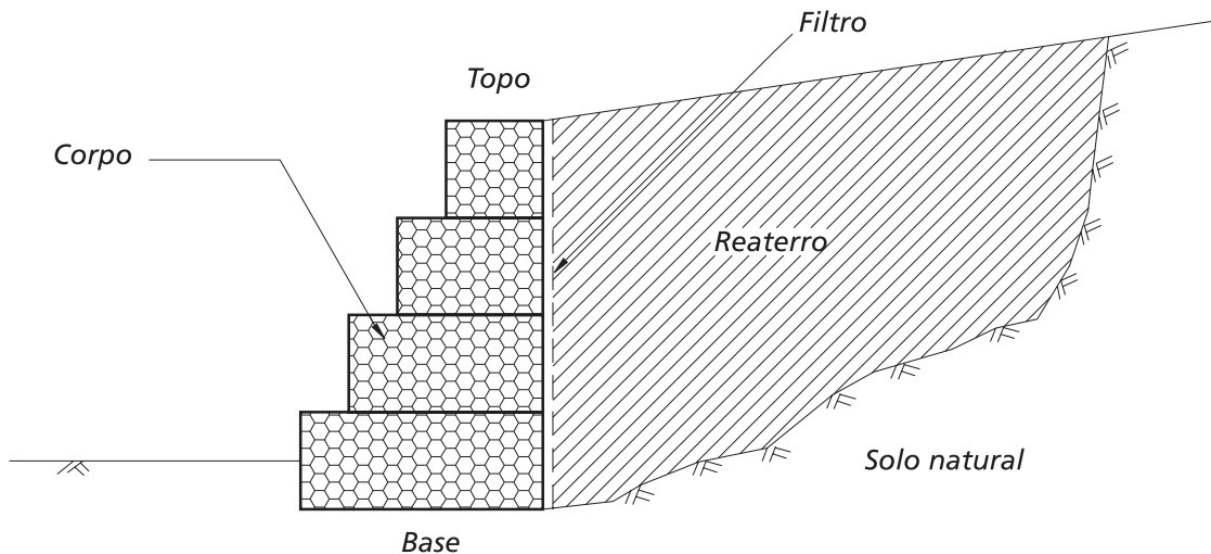
Fonte: Andrade (2018).

2.2.2 Muro de gabião

As estruturas de gravidade em gabiões já são um tradicional sistema de contenção. Sua origem é italiana e foram empregadas pela primeira vez, em sua versão moderna, no final do século XIX. Desde então sua utilização é crescente e os campos de utilização são mais amplos a cada dia. No Brasil esta solução começou a ser utilizada no início dos anos 70 e hoje já existem muitas obras em todas as regiões do país (BARROS, 2017).

São constituídos por elementos metálicos confeccionados com telas de malha hexagonal de dupla torção, preenchidos com pedras (Figura 2). As telas devem apresentar elevada resistência mecânica e à corrosão, além de boa flexibilidade. Essas estruturas são extremamente vantajosas do ponto de vista técnico e econômico, tendo em vista que o preenchimento em material britado costuma ter um baixo valor quando compactado com solo grampeado com tirante ou muro de flexão (BARROS, 2017).

Figura 2 – Esquema da estrutura de Muro de Gabião



Fonte: (BARROS, 2017)

Segundo Barros (2017), a principal vantagem desse tipo de contenção é sua simplicidade de execução. Para sua construção não se requer, em geral, mão-de-obra especializada. No entanto, para vencer desníveis muito altos o consumo de material é muito elevado, o que deve ser levado em consideração para a sua utilização em estruturas de pequeno e médio porte.

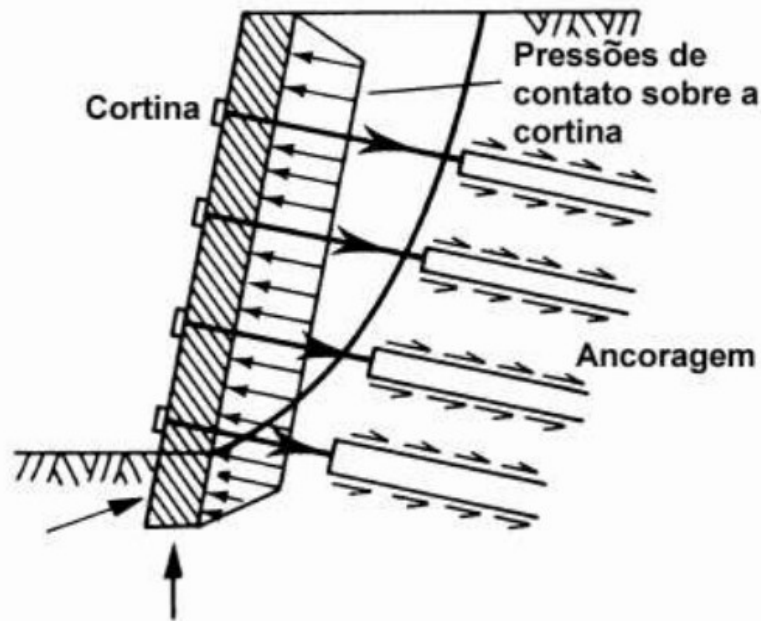
2.2.3 Cortina atirantada

Denomina-se parede ou cortina atirantada os elementos ou estruturas planas, geralmente verticais, que possuam o objetivo de contrapor-se às tensões geradas por empuxos de solo e/ou água num determinado maciço. Estas estruturas são implantadas em locais em que a condição de equilíbrio sofreu alterações em função de uma escavação ou um eventual reaterro em um de seus lados, gerando um possível deslocamento (TACITANO, 2006).

Segundo More (2003), a utilização de cortinas atirantadas constitui-se na solução técnica mais adequada, quando procura-se conter os elevados esforços horizontais advindos de escavações de grandes alturas, com um mínimo de deslocamentos do maciço de solo e das estruturas localizadas nas vizinhanças.

Cortinas atirantadas são formadas por uma parede de concreto armado, com espessura em geral entre 20 e 30 cm, em função das cargas nos tirantes, fixada no terreno através das ancoragens pré-tensionadas (GEORIO, 2000). O bulbo de ancoragem é o responsável por ancorar a cortina no material de alta resistência. A Figura 3 ilustra esquematicamente uma estrutura de cortina atirantada.

Figura 3 – Estrutura de cortina atirantada



Fonte: (DIAS, 2016)

Entre as vantagens dessa estrutura estão a simplicidade construtiva, uma vez que os elementos estruturais (fios, cordoalhas, entre outros) são simples, além de vencer grandes alturas e suportar elevadas cargas. Entretanto, como requer mão de obra especializada e técnicas de controle apuradas, possui um alto custo de instalação. Além disso, as perfurações para instalação dos tirantes podem exigir penetração em terrenos vizinhos no caso de execução no ambiente urbano (MORE, 2003).

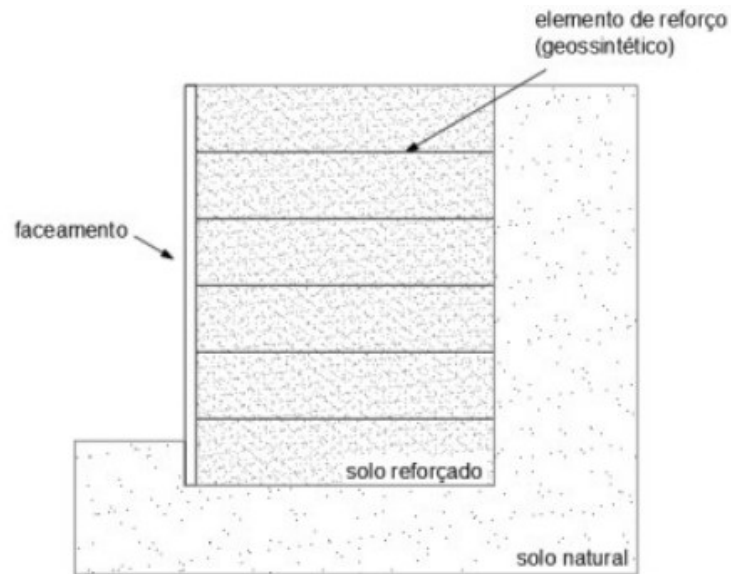
2.2.4 Aterros reforçados

Segundo a NBR 16920-1 (2021), solo reforçado é a aplicação de reforços resistentes à tração em maciços terrosos afim de obter melhor resistência mecânica. É formado basicamente por três elementos, são eles: solo, elemento de reforço, podendo ser metálicos ou geossintéticos, e elemento de face, como pode ser observado na Figura 4.

O reforço de solos é utilizado principalmente para aumentar a capacidade de carga, diminuir a deformabilidade e aumentar a estabilidade da massa de solo, possibilitando a melhor compactação do mesmo e viabilizando as obras de taludes reforçados (CAMPOS, 2013).

Entre as várias vantagens da adoção dessa técnica, podem ser citadas a simplicidade dos métodos de cálculo, a adaptação a vários tipos de taludes e condições de solos, o uso de equipamentos comuns, a flexibilidade da estrutura, e a possibilidade de execução de vários acabamentos da face (BENJAMIM, 2006).

Figura 4 – Esquema de solo reforçado

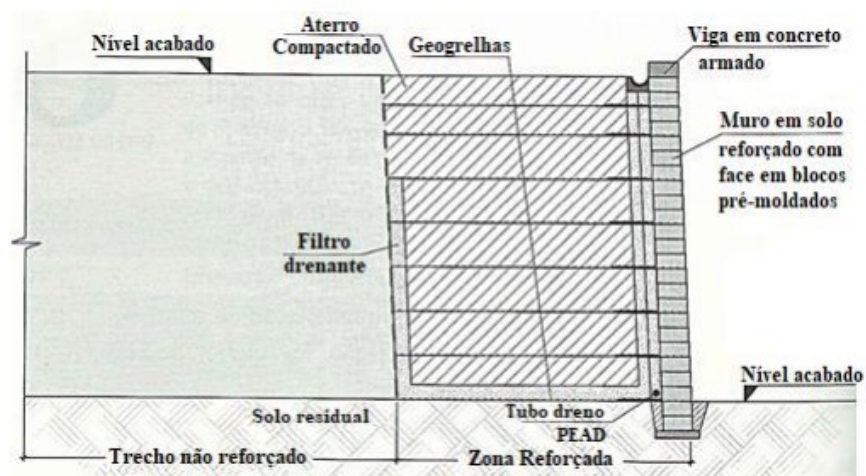


Fonte: (FÉLIX, 1991)

Os solos reforçados podem atingir grandes desníveis de acordo com a quantidade e a resistência dos reforços empregados. O comprimento e a quantidade dos reforços são definidos pelas análises de estabilidade externa e interna do projeto (EHLICH, 2009).

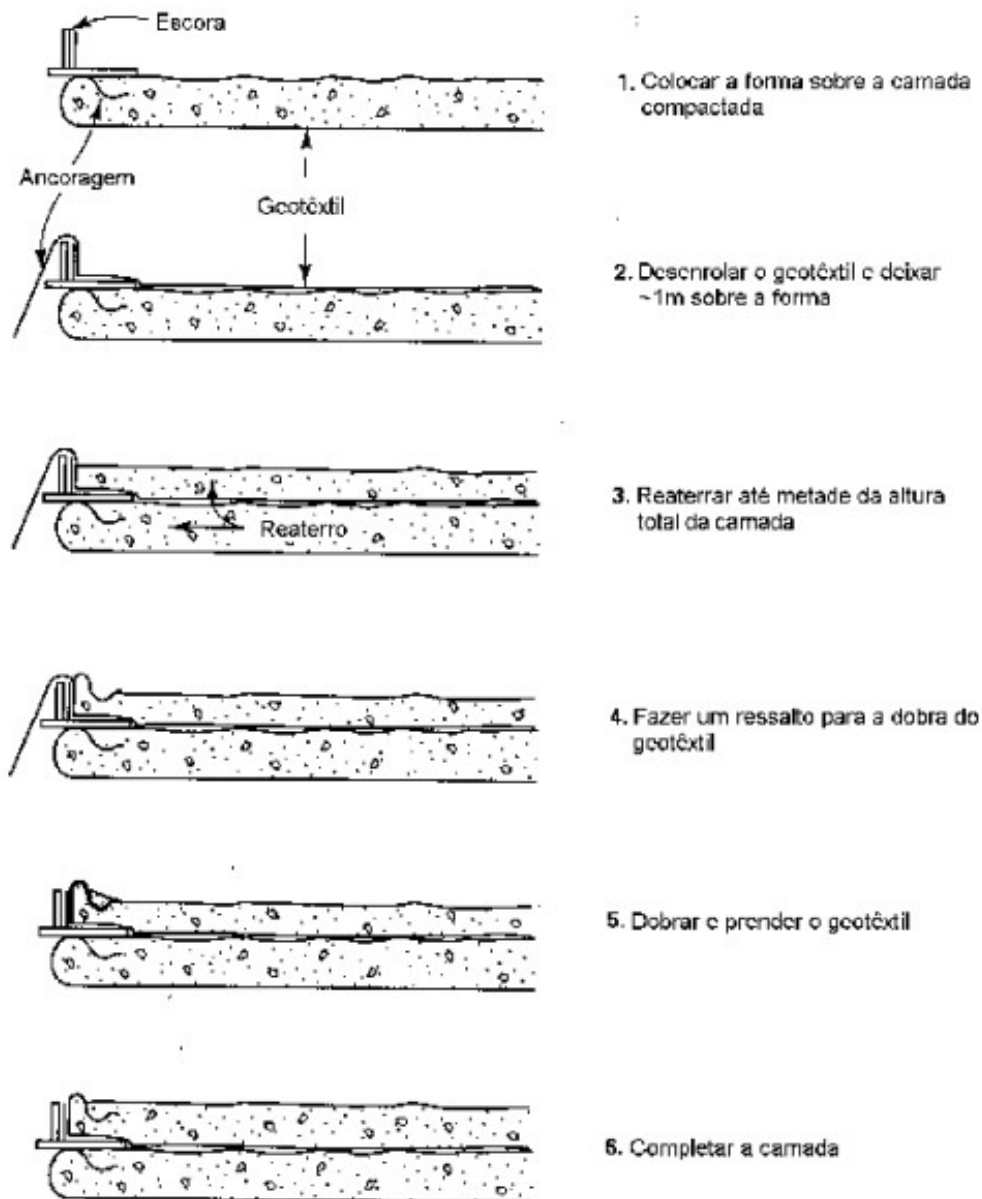
Peralta (2007) cita diferentes modelos de solos reforçados e se diferenciam pelo tipo de reforço e faceamento utilizados. Os reforços mais comuns são os geotêxteis ou geogrelhas, como pode ser observado na Figura 5, e fitas ou malhas metálicas. Já os faceamentos mais comuns são blocos pré-moldados de concreto, auto-envelopado - Figura 6 - e blocos de pedras ou pneus.

Figura 5 – Esquema de solo reforçado com geogrelhas



Fonte: (Gersovich, Danziger e Saramago, 2016)

Figura 6 – Esquema de solo reforçado auto-envelopado



Fonte: (KOERNER, 1999)

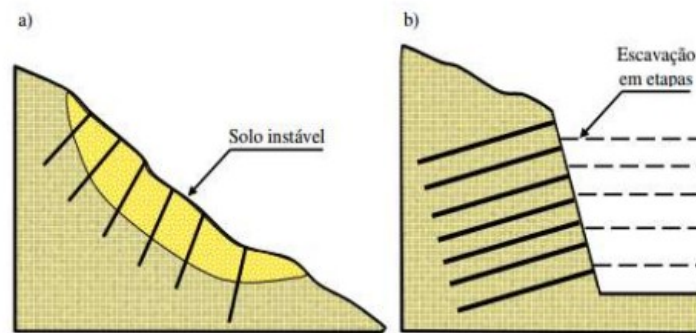
O solo grampeado e terra armada são modelos de solo reforçado e são apresentados com mais detalhes nas próximas seções.

2.2.5 Solo grampeado

De acordo com Pereira (2016), solo grampeado consiste na inserção de reforços no solo *in situ*, a fim de promover a redistribuição dos esforços atuantes sobre o maciço, aprimorando seu comportamento geotécnico global. É usado basicamente em duas situações: na estabilização de encostas com baixo fator de segurança e na contenção de taludes em corte, como pode ser observado no esquema mostrado na Figura 7. Os

reforços são formados por grampos normalmente metálicos que são inseridos no solo e envolvidos em uma calda de cimento. A superfície externa do talude pode ser revestida por tela metálica, parede de concreto projetado ou com a aplicação de geotêxtil ou geomantas, também conhecido como solo grampeado verde.

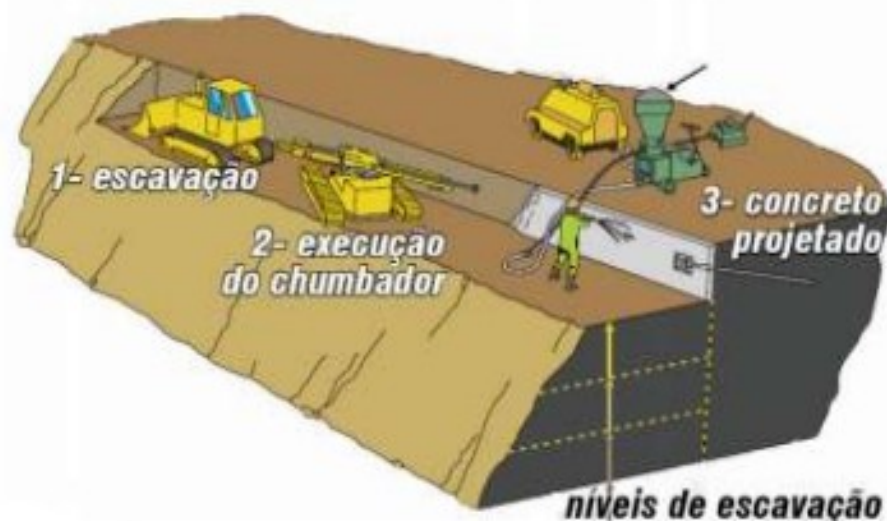
Figura 7 – Esquema da estrutura de solo grampeado



Fonte: (DIAS, 2016)

Para Dias (2016, p. 24), “o principal objetivo de ‘grampear’ o solo é diminuir os deslocamentos do maciço de terra devido ao acréscimo de forças internas contrárias a acomodação do solo”. Essa técnica garante a estabilidade do bloco de solo sem necessidade de adotar outras obras de contenção convencionais (PEREIRA, 2016). As etapas executivas desse sistema de contenção são realizadas de modo descendentes, com escavações, execução dos grampos e revestimento da face. A Figura 8 mostra essa sequência executiva.

Figura 8 – Esquema de construção do solo grampeado



Fonte: (DIAS, 2016)

O sistema de solo grampeado tem como principais vantagens o custo relativamente baixo, uma vez que o elemento estrutural é o próprio maciço aliado aos grampos, além do uso de poucos equipamentos e a velocidade de execução, pois é possível adaptar a estrutura a diferentes geometrias, reduzindo o volume de solo escavado e proporcionando melhor adaptação às deformações. Em contapartida, é necessário se atentar aos efeitos de corrosão dos grampos e à presença de água, bem como à magnitude das deformações, já que o sistema envolve mobilizações para sua atuação, não sendo o mais adequado para obras que exijam controle rigoroso de deformações (PEREIRA, 2016).

2.3 TERRA ARMADA

Segundo Félix (1991), o conceito de terra armada surgiu nos anos 60, criado e patenteado pelo engenheiro civil francês Henri Vidal. Através de experiências, o engenheiro provou que a adição de um material resistente à tração a um solo granular produzia efeitos muito favoráveis. Com isso, já no início dos anos 70, a técnica de solos reforçados com inclusões metálicas se difundia pelo mundo, abrindo espaço para o surgimento de muros reforçados com geossintéticos (EHLICH, 2009).

O princípio de funcionamento da terra armada consiste na interação entre o material de aterro e os elementos de reforços de alta aderência, que resistem aos esforços internos de tração. Essa interação forma um maciço integrado que se comporta como um corpo coesivo monolítico, passando a suportar seu peso próprio e as cargas externas para as quais foi projetado (MARAPAGEM, 2011).

Trata-se de estruturas de fácil e rápida montagem, elevada flexibilidade dos parâmetros, com custos reduzidos pois não necessita mão-de-obra especializada e a matéria prima é, normalmente, abundante e de baixo custo, além da eliminação de andaimes, escoramentos, concretagem in situ e terraplanagens manuais, além de requerer uma menor área de preparação (SILVA, 2012), como mostra a Figura 9.

Na Figura 10 pode-se observar que os maciços são constituídos de material de aterro, armadura em aço ou material plástico e escamas ou elementos de pele geralmente pré-fabricadas (FÉLIX, 1991). Outros elementos que também compõem esse sistema são: soleira de concreto sobre a qual será assentada a primeira fiada de painéis, as juntas verticais e horizontais e os itens de fixação entre reforços e painéis (SILVA, 2012).

Figura 9 – Processo construtivo da Terra Armada



Fonte: Autor (2021)

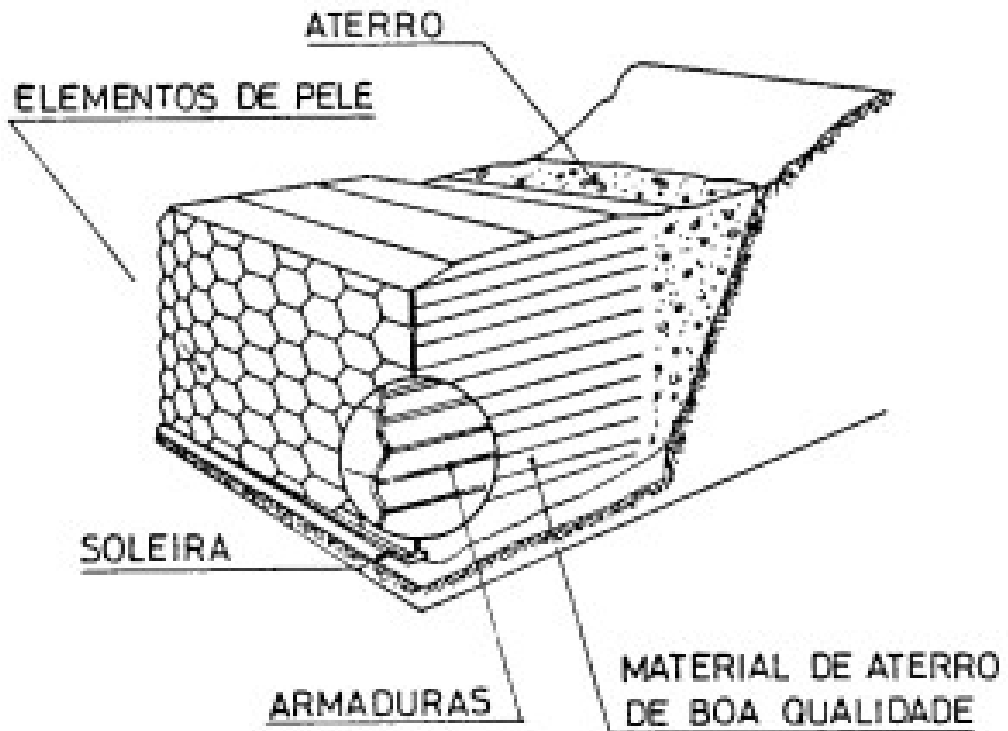
2.3.1 Elementos constituintes

2.3.1.1 Paramentos

Conforme a NBR 16920-1, “os paramentos utilizados nos diversos tipos de muros e taludes de solo reforçado são parte do sistema construtivo e fornecem proteção contra a erosão do aterro compactado”. As escamas são geralmente placas pré-moldadas de concreto, armado ou não, encaixadas, mas conservando juntas entre si para efeito de drenagem e de articulação das peças. O concreto dos paramentos deve apresentar resistência característica compatível com o cálculo estrutural. Além disso, deve ser evitado o uso de aceleradores de pega ou outros aditivos nocivos à galvanização das ligações embutidas (ABNT, 2021).

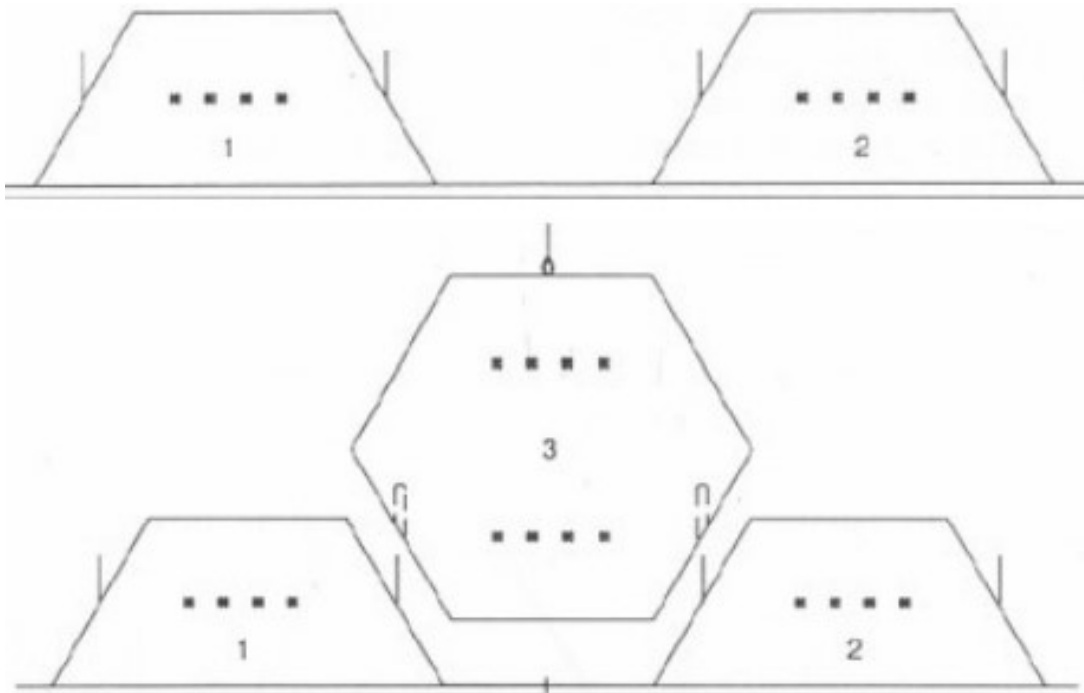
Os painéis têm também função estética, portanto estão disponíveis em formatos quadrados, retangulares, cruciformes, entre outros, conforme mostra a Figura 11. Suas dimensões são da ordem de 1,50x1,50 m e espessuras que variam entre 0,15 m e 0,25 m (FÉLIX, 1991). Os painéis são peças grandes e por isso precisam ser içados na obra. A fim de facilitar o deslocamento são colocados dois pontos de suspensão nas peças. Além disso, são colocados pontos para a ligação dos reforços (MOREIRA, 2013).

Figura 10 – Esquema da Terra Armada



Fonte: (FÉLIX, 1991)

Figura 11 – Processo construtivo de montagem dos painéis



Fonte: (SILVA, 2012)

2.3.1.2 Elementos de reforço metálico

Os elementos metálicos são considerados elementos de reforço e têm a função de combater os esforços de tração do sistema, visto que o solo tem baixa resistência à tração (BARBOSA, 2019).

São considerados elementos metálicos tiras, grelhas soldadas, barras e malhas. As tiras são barras planas de seção retangular, espessura com no mínimo 4 mm e largura entre 40 mm e 100 mm, podendo ser lisas, rugosas ou com nervuras transversais em ambas as faces, como mostra a Figura 12 (ABNT, 2021).

Figura 12 – Fita metálica usada em sistemas de contenção



Fonte: (MOLON, 2021)

Em se tratando de obras de terra armada as fitas mais indicadas para uso são as fitas metálicas nervuradas, as quais devem atender aos critérios para aço CA50 da NBR 7480 (2007) - Aço destinado à construção civil e da NBR 6152 (Materiais metálicos) no aspecto das especificações de tração. É importante salientar ainda a necessidade do tratamento anticorrosivo (zincagem), atendendo à NBR 6323 - 2016 (Galvanização por imersão a quente de produtos de aço e ferro fundido - Especificação) (MARAPAGEM, 2011).

De acordo com Marapagem (2011), para esse tipo de reforço é de extrema importância se atentar quanto à corrosão. Félix (1991) explica que é necessário assegurar a manutenção das funções ao longo do tempo pelo fato de as armaduras estarem enterradas e envoltas pelo aterro.

2.3.1.3 Elementos de reforços geossintéticos

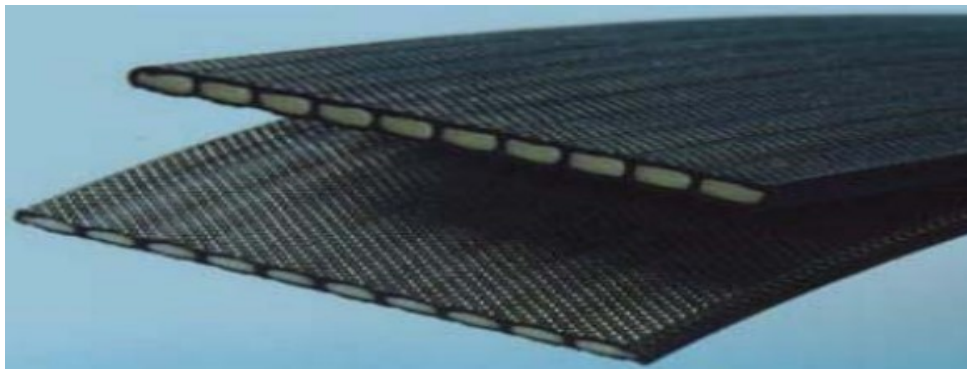
A inclusão de geossintéticos como elemento de reforço do material propicia uma redistribuição global das tensões e deformações, permitindo a adoção de estruturas com faces verticais (muros) ou maciços mais íngremes com menor volume de aterro compactado (VERTEMATTI, 2004).

Segundo a ABNT NBR 10318-1 (2021), a definição de Geossintéticos é:

termo genérico que descreve um produto em que ao menos um de seus componentes é produzido partir de um polímero sintético ou natural, sob a forma de manta, tira ou estrutura tridimensional, utilizado em contato com o solo ou outros materiais, em aplicações da engenharia geotécnica e civil (ABNT, 2021, p. 2).

Segundo Marapagem (2011), as fitas poliméricas utilizadas em contenções de terra armada apresentam uma estrutura planar com superfícies rugosas, como pode ser observado na Figura 13, constituídas por fibras de poliéster de alta tenacidade. Sugere-se que o material de aterro ideal para uso nesse elemento seja um material granular.

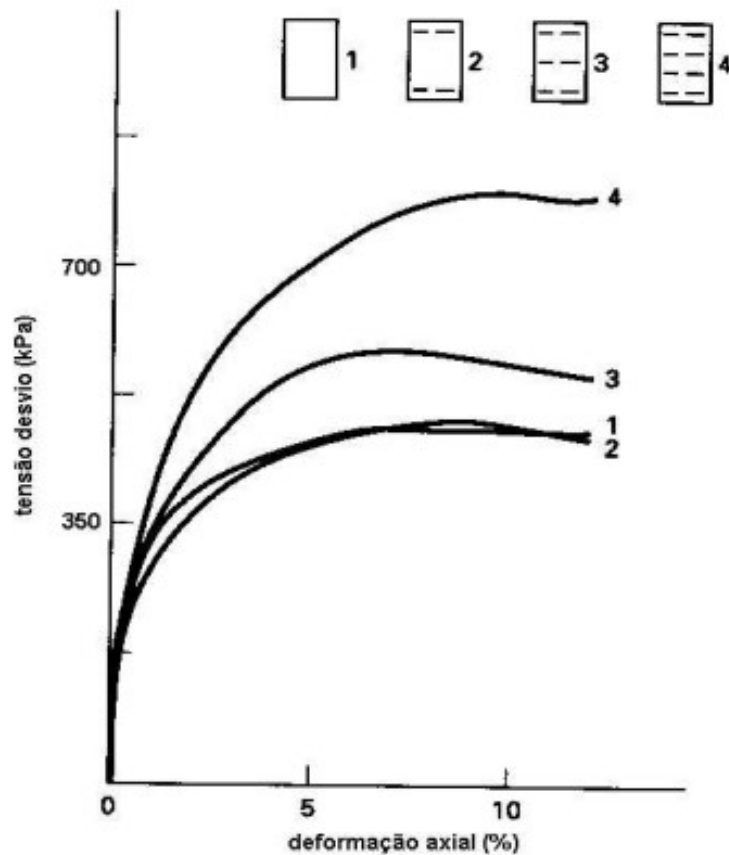
Figura 13 – Fita polimérica usada em sistemas de contenção



Fonte: (MARAPAGEM, 2011)

Koerner (1999) afirma que os geossintéticos são materiais que possuem boa resistência à tração e, por essa razão, podem complementar satisfatoriamente materiais com boa compressão, mas fracos em tração, como os solos. A Figura 14 apresenta os resultados dos ensaios triaxiais realizados por Broms (1978), que mostra o comportamento do solo para diferentes configurações de solo e geossintético. A curva 1 representa o solo sem reforço, a curva 2 possui geossintéticos nos extremos e não apresenta um comportamento de resistência melhorado. Os resultados mostraram que se o reforço não for colocado na localização adequada, não terá efeito benéfico. Ao ser colocado no centro da amostra como na curva 3, ou em camadas duplas como na curva 4, o reforço interrompe potenciais planos de cisalhamento e tem a capacidade de aumentar a resistência ao cisalhamento total.

Figura 14 – Resultados do teste triaxial



Fonte: (KOERNER, 1999)

2.3.1.4 Solo

O funcionamento da terra armada consiste na existência do atrito entre o solo e os reforços, sendo conveniente que o ângulo de atrito interno seja elevado, usando preferencialmente materiais com partículas granulares (FÉLIX, 1991).

Segundo a National Highway Institute Office of Bridge Technology (NHI), as estruturas de terra mecanicamente estabilizadas requerem um solo de alta qualidade em termos de durabilidade, drenagem, fácil execução e com boa interação com o elemento de reforço. Para cumprimento desses requisitos, o ideal seria o uso de um material granular e bem graduado, como é o caso das areias, pois o sistema depende da alta fricção do elemento de reforço e material de aterro (NHI, 2001).

A Norma Brasileira 16920-1: Muros e Taludes em Solos Reforçados de 2021, norma que especifica os requisitos mínimos para o projeto e execução de muros em solos mecanicamente estabilizados, faz algumas considerações quanto às características dos solos utilizados para o aterro (ABNT, 2021).

Dentre essas considerações estão a relação da granulometria do material, o qual exige que a dimensão máxima dos grãos não ultrapasse 150 mm e que no máximo

15% do material seja menor que 0,075 mm, isto é, passante na peneira nº 200, para que o critério mecânico seja atendido. Caso isso não ocorra, é preciso fazer a análise quanto ao ângulo de atrito (ABNT, 2021). A norma indica que o valor do ângulo de atrito interno do solo esteja limitado entre 25° e 40° (ABNT, 2021).

Os solos mais empregados para estruturas de solos reforçado são predominantemente os granulares. Quando se trata de países com solos tropicais, o emprego de solos lateríticos é particularmente vantajoso, recomendando-se assim para a realidade brasileira o uso de solos que possuam índice de plasticidade menor que 15% (AZAMBUJA E., 2003).

2.3.2 Dimensionamento

Segundo Barros (2017), as estruturas de contenção estão entre as mais antigas construções humanas, acompanhando a civilização desde as primeiras construções em pedra da pré-história. No entanto, o seu dimensionamento em bases racionais, utilizando modelos teóricos, só se desenvolveu a partir do século XVIII. Em 1773, Coulomb apresentou seu trabalho o qual trata da determinação do empuxo lateral aplicado pelo solo sobre uma estrutura de arrimo.

A análise de uma estrutura de contenção consiste na análise do equilíbrio do conjunto formado pelo maciço de solo e a própria estrutura e é afetado pelas características de resistência, deformabilidade, permeabilidade e pelo peso próprio dos elementos, além das condições que regem a interação entre eles. Estas condições tornam o sistema bastante complexo e há, portanto, a necessidade de se adotarem modelos teóricos simplificados que tornem a análise possível. Estes modelos devem levar em conta as características dos materiais que influenciam o comportamento global, além da geometria e das condições locais (BARROS, 2017).

Há diferentes metodologias para o dimensionamento, como método de homogeneização, equilíbrio limite, sob condição de trabalho, entre outras (NBR 16920-1, 2021). O fundamental são dois conjuntos de verificações: as relativas ao dimensionamento interno dos diversos elementos componentes da estrutura e as concernentes ao dimensionamento externo, que equivale a capacidade de carga do terreno de fundação, estabilidade em relação ao deslizamento pela base e estabilidade geral do conjunto composto pela obra e fundação (FÉLIX, 1991).

Félix (1991) diz que, por tratar a terra armada como um bloco rígido, há aspectos particulares a serem observados:

- Quando a largura do muro for superior à altura, no cálculo da capacidade de carga deve ser considerada uma largura reduzida igual à altura, já que a flexibilidade da terra armada impede que os maciços muito largos atuem como um bloco único;
- Na verificação da estabilidade global as superfícies potenciais de ruptura podem

atravessar o maciço reforçado e, quando isso acontecer, deve ser considerada a contribuição das forças mobilizadas nas armaduras intersectadas por aquelas superfícies.

A Norma Brasileira NBR 16920-1 (2021) diz que para verificar a estabilidade dos muros e taludes de solos reforçados, fatores mínimos de segurança devem ser obtidos, garantindo a segurança nos fatores globais e parciais.

Para o método de fator de segurança global, a relação entre os esforços resistentes (R) e os esforços solicitantes (S) é expressa por um único fator de segurança global (FS_g), para as verificações de cada mecanismo de estabilidade, onde:

$$R \geq S \cdot FS_g \quad (1)$$

As verificações de segurança devem considerar os esforços solicitantes devidos a ações permanentes diretas e ações variáveis normais, utilizando os critérios de segurança especificados da Norma 16920-1:2021, conforme os fatores de segurança mínimos da Tabela 1.

Tabela 1 – Fatores de segurança mínimo para segurança global

Estabilidade	Mecanismo	Fator de segurança mínimo
Externa	Tensão admissível da fundação	2,0 no bordo mais carregado
Externa	Deslizamento	1,5
Externa	Tombamento	2,0
Interna	Ruptura estrutural do reforço	1,5
Interna	Arrancamento do reforço	1,5

Fonte: (ABNT, 2021).

Para obras de caráter provisório, os fatores de segurança podem ser reduzidos a critério do projetista, desde que devidamente justificado, considerando-se o valor mínimo de 1,20 (ABNT, 2021).

Já para a segurança parcial, os esforços resistentes (R) são divididos por fatores de minoração e os esforços solicitantes (S) são multiplicados por fatores de ponderação, onde:

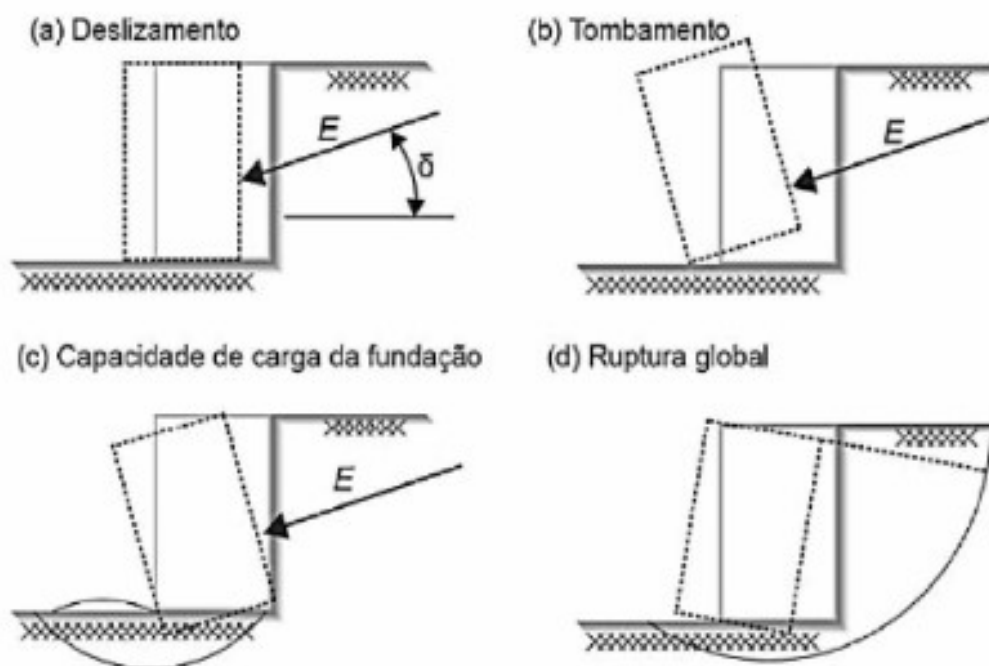
$$\frac{R}{\gamma_m} \geq S \cdot \gamma_f \quad (2)$$

A norma NBR 16920-1 (2021) indica que os dimensionamentos e as verificações de cálculo podem ser executados pelo método do estado-limite último, com a aplicação de fatores de ponderação (majoração ou minoração) das ações e de fatores de redução (fatores parciais) que incidem sobre os parâmetros de resistência do solo (ou diretamente nas forças resistentes) da fundação e dos materiais dos elementos de

reforço. A memória de cálculo deve citar a publicação de referência para os fatores e metodologia adotados.

Para a estabilidade externa pressupõe-se que o maciço de solo reforçado se comporta como um bloco monolítico e deve ser aplicada a muros e taludes com inclinação de face acima de 70° em relação à horizontal. O dimensionamento deve analisar a capacidade de suporte do solo de fundação e a segurança ao deslizamento na base e ao tombamento, representado na Figura 15.

Figura 15 – Tipos de rupturas em muros de gravidade



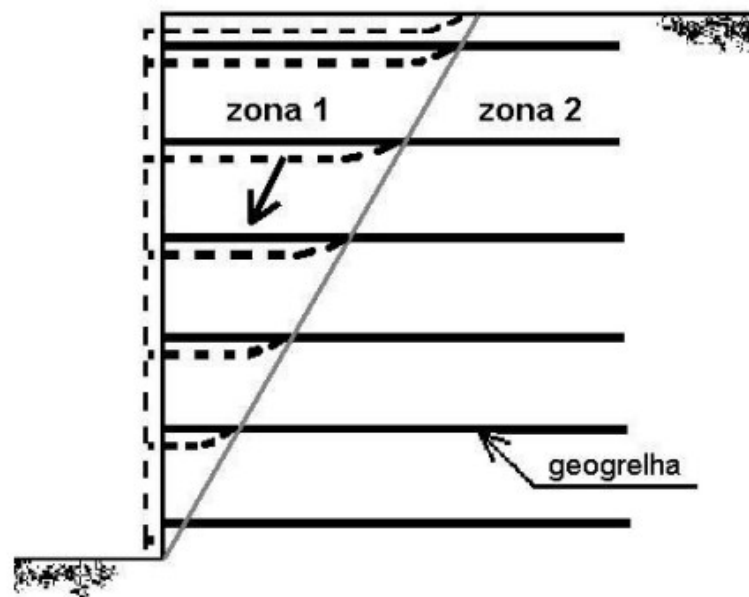
Fonte: (VERTEMATTI, 2004)

Em relação à estabilidade interna fez-se necessário calcular os esforços solicitantes em todas as camadas de reforços separadamente. A estabilidade interna considera dois modos de ruptura para cada camada de reforço: arrancamento do reforço devido a um comprimento de ancoragem insuficiente e ruptura estrutural por tração no ponto de atuação da força de tração máxima (ABNT, 2021).

O tipo e posição da superfície de ruptura varia de acordo com diversos fatores como geometria, cargas aplicadas, solos e reforços, à definição do projetista.

A Figura 16 mostra que o maciço reforçado é dividido em duas zonas: uma zona ativa (zona 1) e uma zona resistente (zona 2). A estabilidade da zona ativa do solo é mantida pela presença dos reforços, que transferem os esforços solicitantes para a zona resistente. Os elementos de reforço na zona resistente funcionam como elementos de ancoragem da zona ativa (ABNT, 2021).

Figura 16 – Zona ativa e resistente do talude



Fonte: (PERALTA, 2007)

A máxima solicitação no reforço ocorre no local geométrico que corresponde à superfície potencial de ruptura. Essa máxima solicitação deve ser inferior à resistência à tração do reforço e à resistência ao arrancamento mobilizada no trecho ancorado.

2.3.3 Processo construtivo

O procedimento construtivo é descomplicado, não exige equipamentos específicos e mão de obra especializada. Como consequência disto, é possível a execução dessas obras de contenção em locais de difícil acesso, além de reduzir o tempo de execução (MOLON, 2021).

Segundo Elias, Christopher e Berg (2001), o processo construtivo é simples e pode ser resumido da seguinte forma:

- 1. Preparação do local: Remoção dos detritos deslizantes, preparação do primeiro nível de aterro para colocação da primeira camada de reforço. Observar e aprovar a fundação antes da colocação do aterro e dispor os elementos de drenagem se necessário;
- 2. Camada de reforço: Deve ser colocada com a direção de força principal perpendicular à face do talude e deve-se proteger o reforço com pinos de retenção a fim de evitar o movimento durante a colocação do aterro. É recomendado uma sobreposição mínima de 150 mm ao longo das arestas perpendiculares à inclinação para estruturas envelopadas. Quando não são necessários reforços na

- face, pode-se dispensar a sobreposição e as bordas devem ser encostadas;
- 3. Camada de aterro: Esta etapa envolve a colocação do material de aterro na espessura indicada utilizando equipamentos e a sua compactação. Deve-se ter cuidado ao compactar o material, para evitar qualquer deformação ou movimento do reforço. Próximo à face devem ser utilizados equipamentos de compactação leves a fim de manter o alinhamento da face;
 - 4. Construção da face: Os requisitos de revestimento do conjunto dependerão do tipo de solo, do ângulo de inclinação e do espaçamento de reforço.

A construção de um muro em terra armada consiste, sobretudo, em “uma execução de terraplenagem onde a agilidade do processo construtivo sujeita-se à velocidade na qual o solo possa ser espalhado e compactado” (ANDRADE, 2018). A estrutura do muro é feita de forma simultânea à execução do aterro, evitando interrupções no decorrer da obra (MOREIRA M, 2013). Na Figura 17, observa-se esse processo.

Figura 17 – Montagem da Terra Armada



Fonte: (PERALTA, 2007)

Andrade (2018) descreve que no processo construtivo desse sistema de contenção podem ser utilizadas ferramentas acessíveis e equipamentos simples de terraplenagem. Além disso, a estrutura pode ser feita em locais de difícil acesso e de espaço reduzido, verificados na Figura 18.

Figura 18 – Execução da Terra Armada



Fonte: (MOLON, 2021)

Um dos processos de grande importância na construção da contenção é a compactação. Segundo a NBR 16920-1:2021, para solos laterizados, o grau de compactação mínimo é de 98%, teor de umidade ótimo e a espessura máxima entre as camadas de compactação é de 20 cm. Já para solos arenosos, o grau de compactação mínimo é de 95%, no teor de umidade ótimo de compactação e a espessura entre as camadas é de 25 cm.

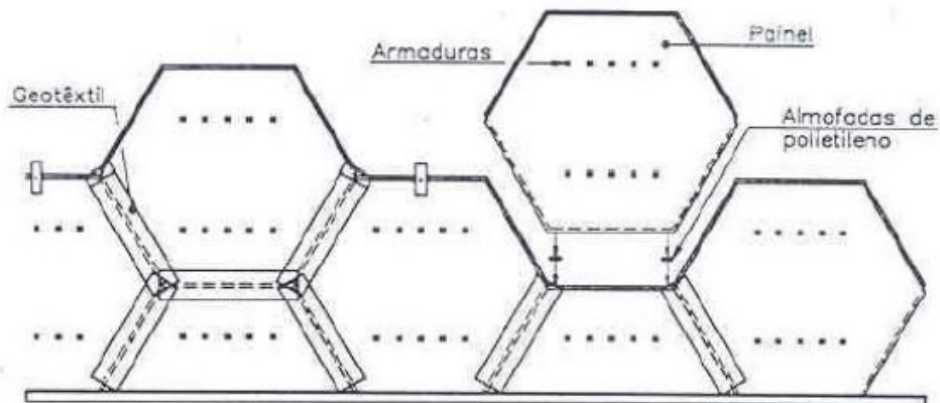
Após concluída a compactação do solo do subleito, é executada a soleira de nivelamento, uma base de concreto que guia a montagem da primeira fiada de painéis do paramento externo, como pode ser observado na Figura 19.

2.3.4 Interação solo-reforço

A interação solo-elemento é caracterizado pelo mecanismo ocasionado pela mobilização de forças de atrito de interface e resistência passiva do elemento transversal. Os mecanismos de interação são, basicamente, o escorregamento do solos sobre o reforço (cisalhamento direto) e o arrancamento do reforço do solo (ABNT, 2021).

Segundo Félix (1991), a resistência das interfaces solos-reforços é mais elevada para armaduras rugosas comparadas às lisas, isso acontece pois a rugosidade provoca um aumento da área do maciço envolvente pelos reforços na seção sujeita a deformações de cisalhamento, ocasionando o aumento das tensões normais. Segundo

Figura 19 – Montagem dos painéis



Fonte: (MOLON, 2021)

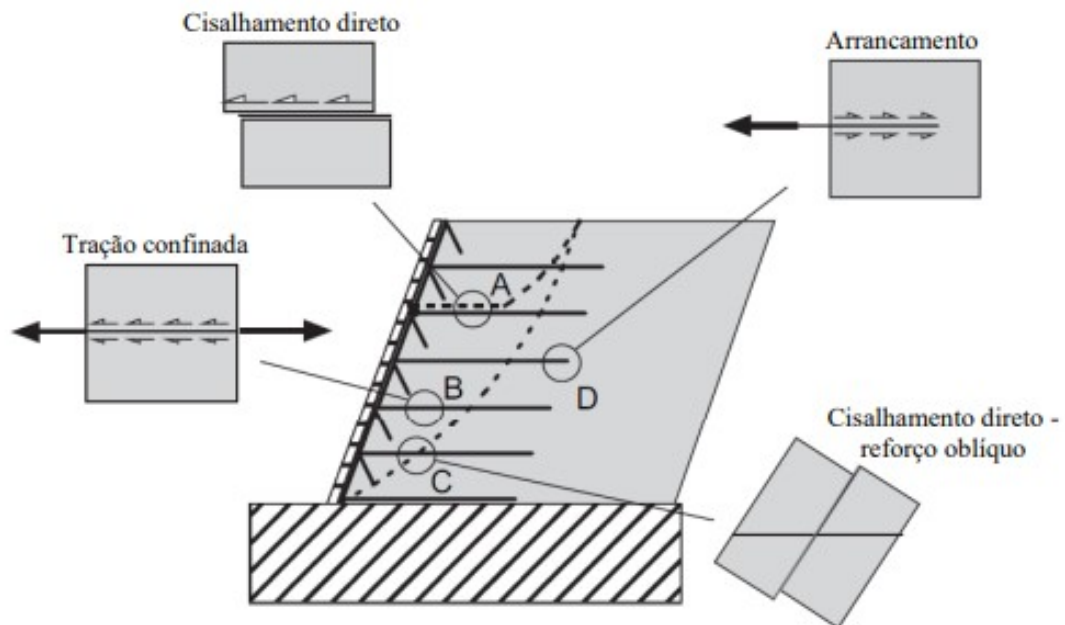
a norma NBR 16920-1, os elementos de reforço devem apresentar resistência à tração compatível com as solicitações de projeto; geometria que facilite a aderência com o solo; flexibilidade para não limitar a movimentação vertical dos muros e permitir facilidades construtivas; e durabilidade de acordo com a vida útil projetada.

Tendo em vista a complexidade da interação solo-reforço, diversos tipos de ensaios e modelos teóricos e numéricos foram estudados nas últimas décadas, sendo que alguns destes ensaios se tornaram clássicos, como o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio de arrancamento (PALMEIRA, 2009).

A escolha do ensaio mais adequado para se avaliar a interação solo-reforço deve ser realizada comparando-se o movimento relativo entre o reforço e o maciço adjacente ao mesmo, conforme sugerido por Collios et al. (1980). Assim, a Figura 20 mostra uma estrutura de solo reforçado na qual são identificadas quatro regiões com diferentes condições de carregamento e seus respectivos mecanismos de ruptura. Para cada região um tipo de ensaio é mais adequado (BORGES, 2012).

Pode-se perceber na Figura 20 que a região (A) representa o deslizamento de uma massa de solo ao longo da superfície do reforço, logo o ensaio de cisalhamento direto pode ser utilizado para a quantificação da aderência solo-reforço nestas condições. Na região (B), tanto o solo quanto o reforço podem se deformar lateralmente, então o ensaio de tração confinada pode ser utilizado neste caso. A região (C) mostra um caso em que solo e reforço são cisalhados, logo pode ser utilizado o ensaio de cisalhamento direto com o reforço posicionado obliquamente ao plano de cisalhamento. Por fim, na região (D) apenas o reforço está sendo tracionado, sendo recomendado o ensaio de arrancamento para a quantificação da interação solo-reforço (PALMEIRA, 2009).

Figura 20 – Mecanismos de interação solo-reforço em uma estrutura de solo reforçado



Fonte: (PALMEIRA, 2009)

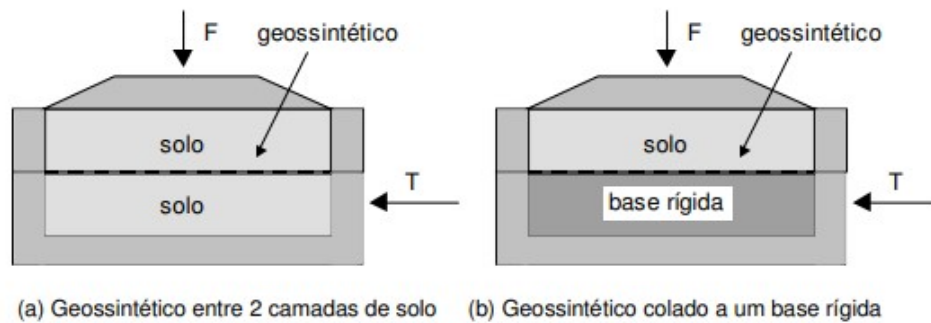
2.3.5 Ensaio de cisalhamento direto

A resistência ao cisalhamento de uma massa de solo é a resistência interna por área unitária que essa massa pode oferecer para resistir a rupturas e a deslizamentos ao longo de qualquer plano em seu interior. A forma mais antiga e a mais simples maneira de medir essa resistência pelo ensaio de cisalhamento direto (DAS, 2011).

O ensaio é realizado em uma caixa metálica, dividida em duas partes, na qual a amostra é colocada. A força normal é aplicada no topo da caixa onde está o corpo de prova e a força cisalhante é aplicada ao mover uma das metades a fim de provocar a ruptura do corpo de prova, como pode ser observado na Figura 21 (a) (DAS, 2011).

Para a adaptação do ensaio com o elemento de reforço, Peralta (2007) diz que o elemento deve ser colocado entre as duas metades da caixa de cisalhamento, sendo a resistência mobilizada pelo deslizamento relativo de uma das metades da caixa em relação ao reforço. A metade inferior da caixa pode estar preenchida com solo, ou constituir um suporte rígido. Na maioria dos ensaios de cisalhamento direto executados com reforços, estes materiais são colados ou ancorados a um suporte rígido plano, como uma placa de madeira, colocado na metade inferior da caixa, observado na Figura 21 (b). Este procedimento representa convenientemente o mecanismo de interação por atrito que ocorre na interface solo-reforço.

Figura 21 – Esquema do ensaio de cisalhamento direto para a avaliação da interação solo-reforço



(a) Geossintético entre 2 camadas de solo (b) Geossintético colado a um base rígida
Figura 20 - Sistema Solo-Geossintético no Equipamento de Cisalhamento Direto

Fonte: (PERALTA, 2007)

Durante o ensaio mede-se a força horizontal necessária para deslocar a parte superior da caixa de cisalhamento sob força normal constante. Considera-se como valor de tensão cisalhante na ruptura a razão entre a força capaz de promover o arrancamento da geogrelha da massa de solo e a área de contato entre as duas partes da caixa de cisalhamento (PERALTA, 2007). No gráfico apresentado na Figura 22 mostra-se um gráfico típico de tensão de cisalhamento e da variação de altura do corpo de prova em função do deslocamento cisalhante, do qual podem ser obtidas a tensão cisalhante máxima e a tensão resistente do corpo de prova (DAS, 2011).

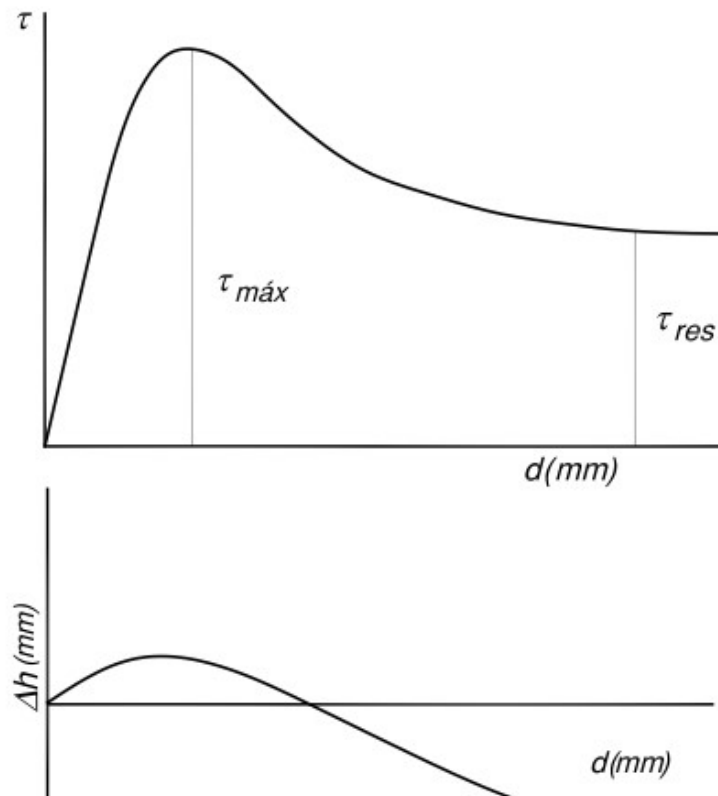
O ensaio é repetido para diferentes tensões normais, a fim de definir uma relação entre tensões cisalhantes e tensões normais (Figura 23). A partir da envoltória de resistência, obtém-se os parâmetros de resistência da interface: c (adesão solo-reforço) e o ângulo de atrito solo-reforço.

É importante resaltar que os ensaios de cisalhamento direto não oferecem grande dificuldade de interpretação. No entanto, seus resultados podem ser influenciados por fatores, tais como: posição relativa solo-reforço, dimensões do equipamento, espessura da camada de solo, rugosidade do plano rígido e métodos para controle da tensão vertical (PERALTA, 2007).

Nakamura et al. (1996) realizaram ensaios de cisalhamento direto com o objetivo de avaliar a influência da posição do reforço em relação à camada de solo. Para tanto, o autor executou ensaios de cisalhamento direto com geogrelha de duas maneiras: no primeiro método, a geogrelha era posicionada entre um bloco rígido e uma camada de solo. No segundo método, ambas as metades da caixa de cisalhamento foram preenchidas com solo.

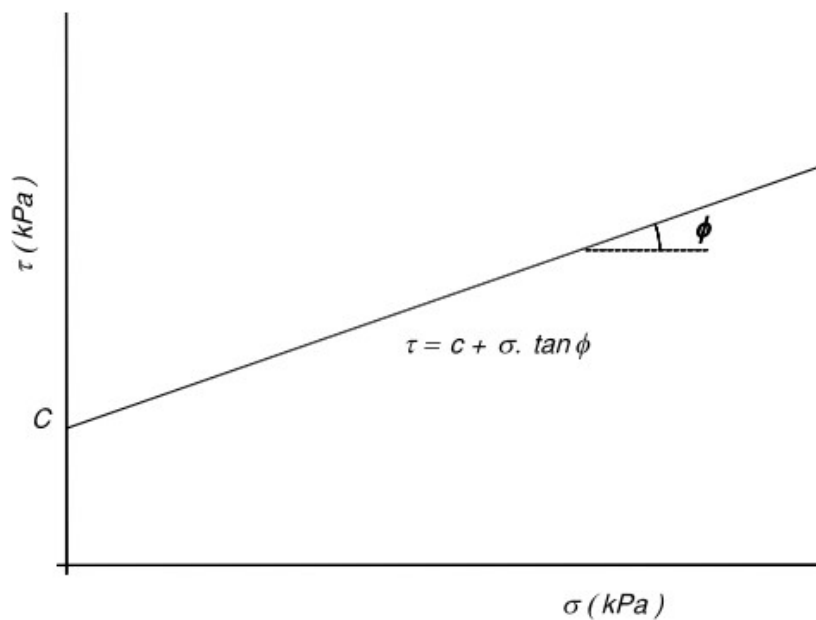
Com base nos resultados obtidos, Nakamura et al (1996) recomendam a utilização do primeiro método para a definição da resistência da interface solo-reforço através de ensaios de cisalhamento direto.

Figura 22 – Resultados típicos do ensaio de cisalhamento direto



Fonte: (BARROS, 2017)

Figura 23 – Envoltória de resistência



Fonte: (BARROS, 2017)

Algumas divergências foram observadas nos ensaios realizados por Nakamura (1996) e podem estar relacionadas ao tipo de malha do reforço. Espera-se que, quanto

menor for a área da geogrelha disponível para o atrito na interface solo-geogrelha, maior será a contribuição do atrito solo-solo. Neste caso, a utilização de um bloco rígido pode subestimar o atrito na interface. No entanto, se a geogrelha apresenta aberturas pequenas ou inexistentes e uma área de atrito significativa, a opção do uso de bloco rígido pode ser adequada (NAKAMURA, 1996).

3 MATERIAIS E METODOLOGIA

Nesse capítulo será abordado o processo de realização dos ensaios, assim como a adaptação das amostras para inclusão do elemento de reforço no solo ensaiado, além das características físicas dos materiais utilizados.

3.1 MATERIAIS UTILIZADOS

Para a realização dos ensaios foram utilizados três diferentes solos: areia de fundição, areia grossa e solo residual, e dois elementos de reforço: fita metálica e fita polimérica. As características dos materiais serão abordadas individualmente nessa seção.

3.1.1 Areia de fundição

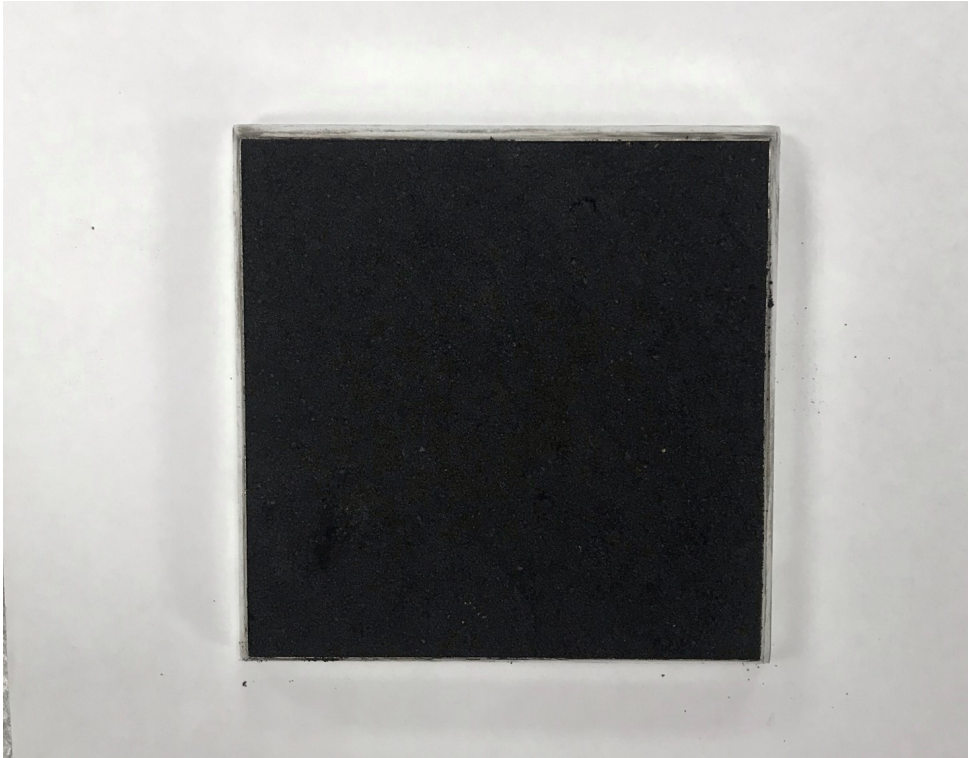
A areia de fundição (ADF) utilizada nos ensaios é proveniente de uma indústria de fundição de ferro para autopeças, localizada no município de Joinville-SC. O material foi coletado diretamente da saída da linha de produção indústria e armazenado no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) localizado na UFSC – Campus Joinville, a fim de manter as propriedades físicas e químicas iniciais.

A ADF apresenta coloração escura e textura arenosa, com finos aderidos às partículas de areia. Segundo o relatório interno da empresa geradora do resíduo, os sólidos desta areia de fundição são compostos em massa por areia natural (90%), bentonita sódica (7%) e pó de carvão. A Figura 24 apresenta o material utilizado na pesquisa.

A curva granulométrica, mostrada na Figura 25, é a mesma utilizada nos estudos de Heidemann et al(2021) e apresenta as mesmas propriedades físicas do material utilizado neste trabalho. Nesta é possível perceber que cerca de 88% da amostra total é do tamanho de areia (diâmetros entre 0,075 mm e 4,75 mm). Desse valor, aproximadamente 74% é compreendido por areia fina (diâmetros entre 0,075 mm e 0,425 mm) e 14% de areia média (diâmetros entre 0,425 mm e 2,0 mm). Com isso, é possível afirmar que a areia descartada de fundição é composta principalmente de areia fina, enquanto os finos (diâmetros menores que 0,075 mm) compreendem 12% da amostra total.

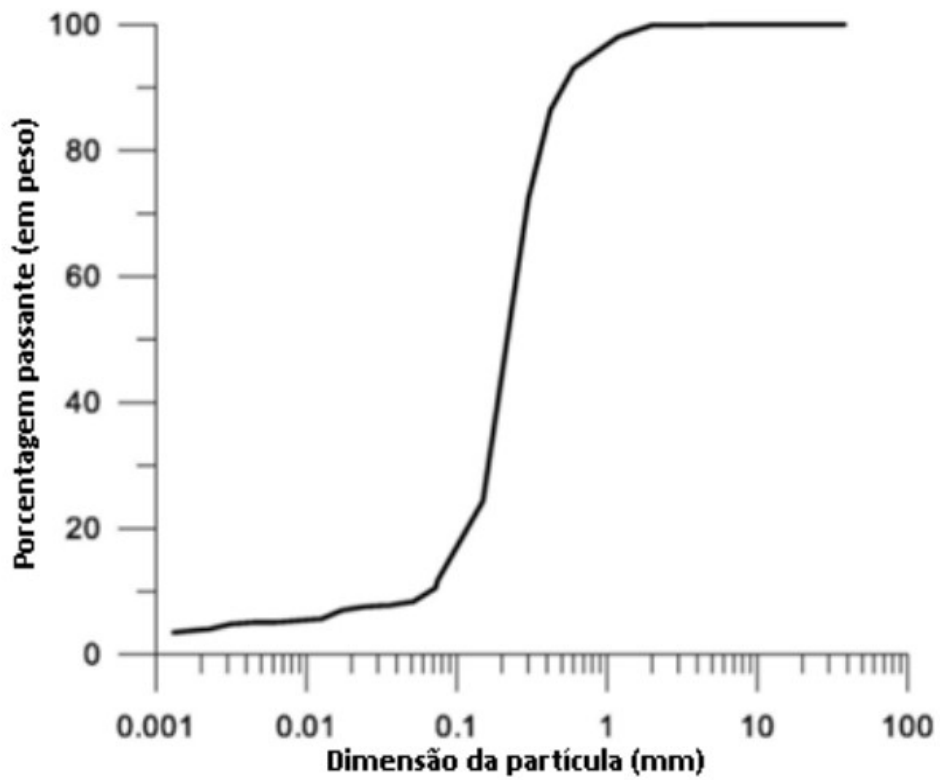
Na curva granulométrica apresentada na Figura 25, observa-se que areia de fundição possui uma granulometria uniforme e mal graduada.

Figura 24 – Areia de fundição



Fonte: Autor (2022)

Figura 25 – Curva granulométrica da areia de fundição



Fonte: (HEIDEMANN M et al, 2021)

A Tabela 2 contém as características físicas fundamentais da areia de fundição utilizada, como densidade real dos grãos, porcentagens de finos, umidade ótima de compactação, coeficiente de uniformidade e curvatura.

Tabela 2 – Características da areia de fundição

Propriedade	Valor
Classificação	Areia fina
Densidade real (G)	2,61 g/cm ³
Porcentagem de finos	12,0%
Índice de plasticidade (IP)	Não plástico
d_{10}	0,07
d_{30}	0,17
d_{60}	0,25
Coeficiente de uniformidade (CU)	3,571
Coeficiente de curvatura (CC)	1,651
Umidade ótima de compactação	11,75%
Densidade seca máxima	1,833 g/cm ³

Fonte: (HEIDEMANN M; NIERWINSKY, 2021)

Em relação à plasticidade, a areia descartada de fundição é classificada como não plástica. Isso indica que a quantidade de bentonita adicionada na mistura não é suficiente para fornecer plasticidade à ADF. As partículas finas estão aderidas à superfície das partículas de areia e funcionam como conectores, unindo grupos de grãos arenosos menores e formando aglomerados (HEIDEMANN M; NIERWINSKY, 2021).

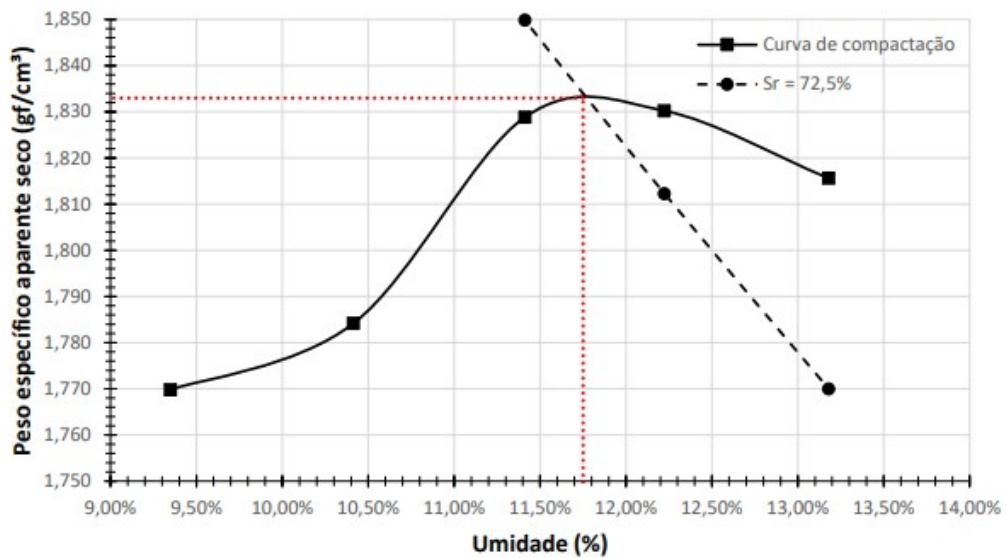
A curva de compactação, observada na Figura 26, a qual foi obtida a partir do ensaio de compactação, NBR 7182/2016, traz informações sobre a densidade máxima que o solo estudado pode atingir, com energia normal de compactação, e qual umidade necessária para tal.

3.1.2 Areia grossa

A areia utilizada nos ensaios foi coletada diretamente no depósito de material do laboratório de construção sustentável da UFSC campus Joinville. Com a análise tátil visual, observa-se que o material tem características físicas de areia, apresentando sensação de aspereza ao contato, não há pedregulhos e possui uma granulometria uniforme, conforme visto na Figura 27.

Analisando a curva granulométrica mostrada na Figura 28, pode-se observar

Figura 26 – Curva de compactação da areia de fundição



Fonte: (SABKA, 2022)

Figura 27 – Amostra da areia



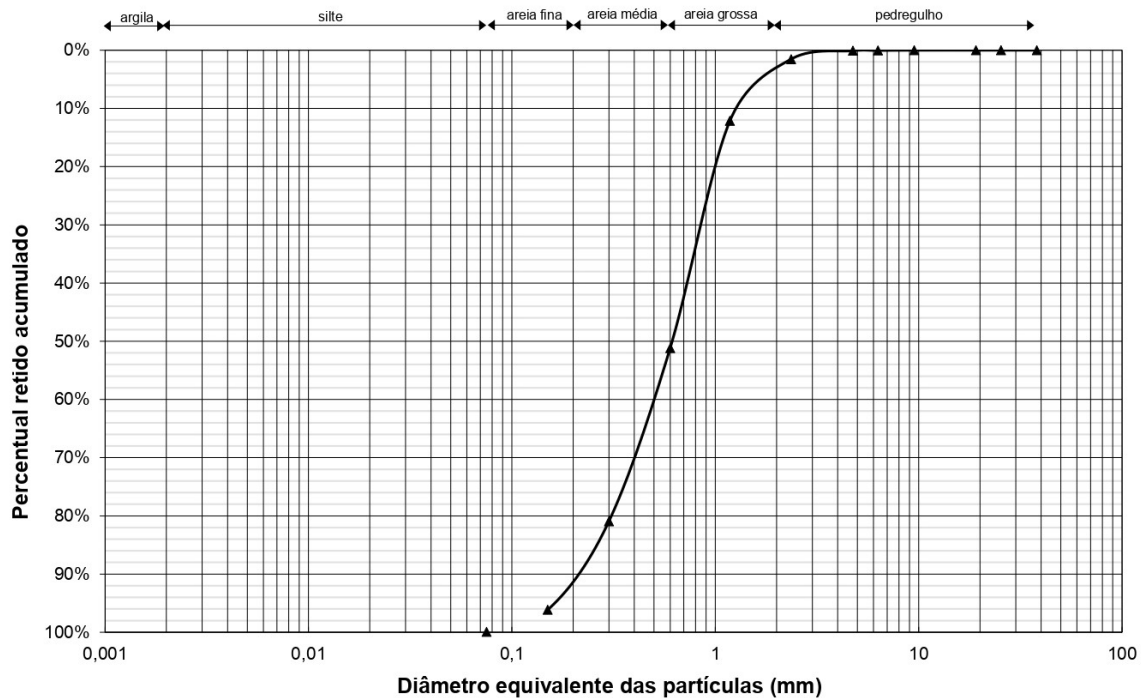
Fonte: Autor (2022)

que trata-se de um material mal graduado, ou seja, há predominância de determinado diâmetro que é compreendido como areia grossa (grãos com diâmetro entre 0,6 mm a 2 mm), aproximadamente 47% da amostra total, 42% de areia média (grãos com diâmetro entre 0,075 mm e 0,6 mm) e 8% de areia fina (diâmetro entre 0,0725 mm e 0,425 mm). Com isso, é possível afirmar que o material é classificado como areia grossa, segundo a ASTM D2487 (2017).

Além das informações já apresentadas, há outros dados importantes para a classificação do material como a densidade real, coeficiente de uniformidade e curvatura e índice de plasticidade. Estas informações estão apresentadas na Tabela 3.

Como o material é classificado como uma areia, ou seja, as partículas do solos são mais granulares, não há plasticidade, logo não apresenta índice plástico. Analisando o coeficiente de uniformidade e curvatura, pode-se concluir que o material

Figura 28 – Curva granulométrica da areia



Fonte: Autor (2022)

Tabela 3 – Características da areia grossa

Propriedade	Valor
Classificação	Areia grossa
Densidade real (G)	2,632 g/cm ³
Índice de plasticidade (IP)	Não plástico
d_{10}	0,22
d_{30}	0,40
d_{60}	0,75
Coefficiente de uniformidade (CU)	3,409
Coefficiente de curvatura (CC)	0,969

Fonte: Autor (2022)

é mal graduado e muito uniforme.

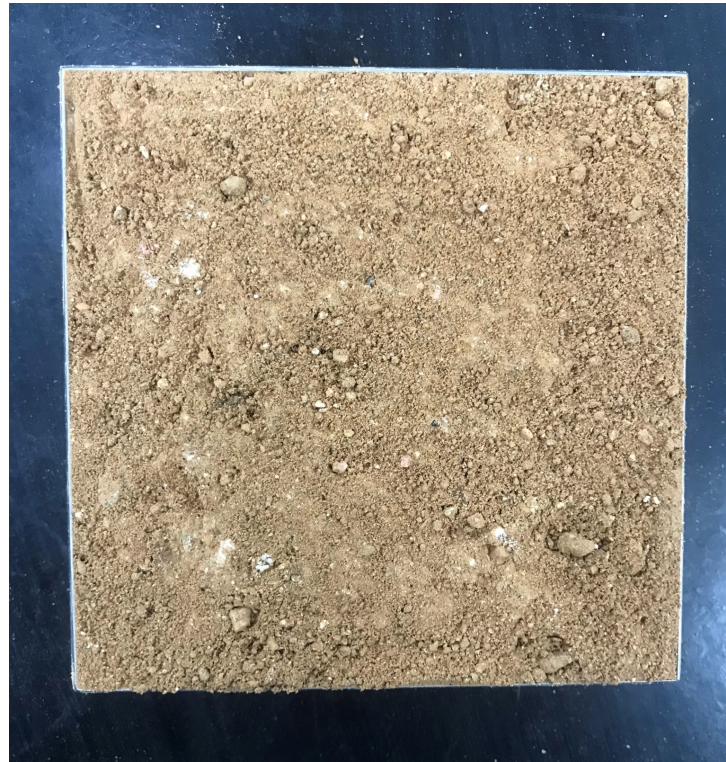
3.1.3 Solo residual

O solo residual utilizado nos ensaios foi coletado em uma jazida na Rodovia do Arroz, localizada na região sudoeste de Joinville- SC. O material tem textura argilo-arenosa, como pode ser visto na Figura 29.

Analisando a curva granulométrica, Figura 30, pode-se observar que trata-se de uma material bem graduado, ou seja, não há predominância de determinado diâmetro apresentando uma curva mais uniforme.

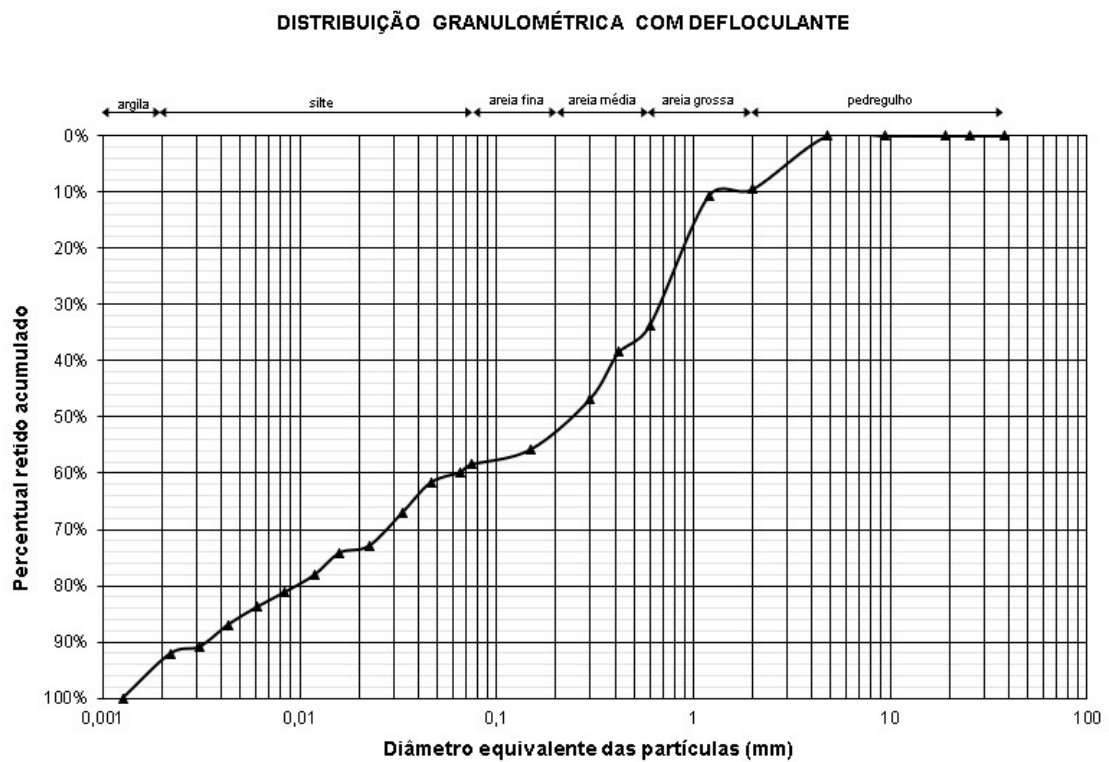
A respeito da curva de compactação, observada na Figura 31, tem-se a

Figura 29 – Solo residual



Fonte: Autor

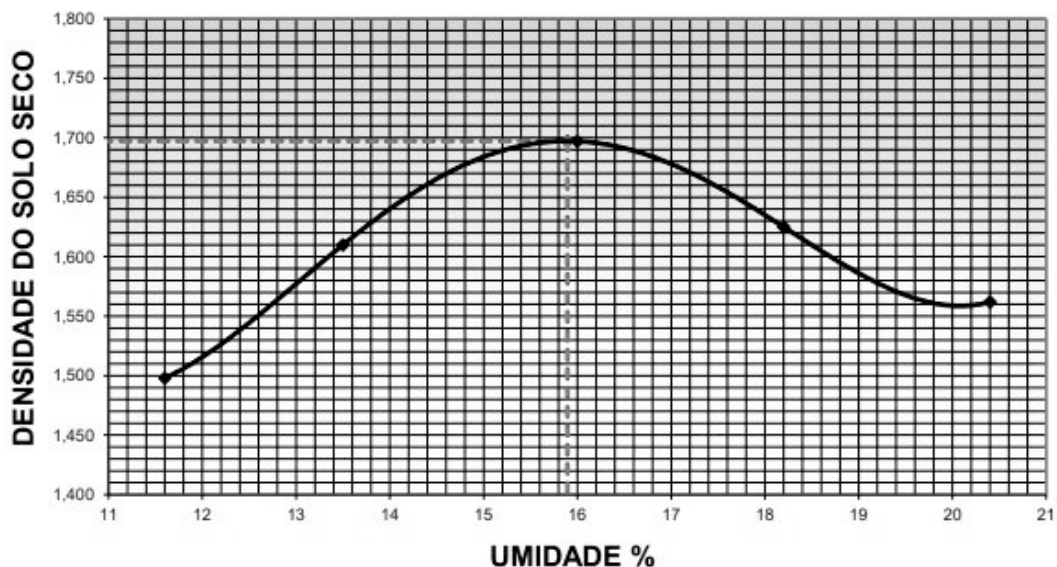
Figura 30 – Curva granulométrica do solo residual



Fonte: Autor (2022)

informação da densidade máxima que o solo estudado pode atingir, com energia normal de compactação, e qual umidade necessária para esse valor.

Figura 31 – Curva de compactação



Fonte: Autor (2022)

Na Tabela 5 é possível observar as principais características físicas do solo estudado, como densidade real dos grãos, índice de plasticidade, coeficiente de uniformidade e curvatura, umidade ótima para compactação e densidade máxima.

Tabela 4 – Características do solo residual

Propriedade	Valor
Classificação	Argilo siltosa
Índice de plasticidade (IP)	Não plástico
Umidade ótima de compactação	15,9%
Densidade seca máxima	1,697 g/cm ³

Fonte: Autor (2022)

3.1.4 Fita metálica

Os elementos de reforços metálicos utilizados nos ensaios foram fornecidos pela empresa executora da obra do viaduto em Terra Armada realizada na rodovia BR - 280, localizada em Guaramirim - SC.

Esses elementos de reforço, como pode ser observado na Figura 32, são do tipo armaduras metálicas nervuradas e galvanizadas à fogo, processo que proporciona às armaduras maior resistência à corrosão. As fitas utilizadas têm comprimentos que variavam entre 2,50 e 6,00 m e apresentam largura de 40 mm e 6 mm de espessura. Há, também, fitas extensoras com 1m de comprimento e a mesma largura e espessura

das demais.

As distância entre cada nervura é de 4 cm e 17 cm. Foi observado que há variações entre os espaçamentos, podendo variar alguns milímetros. Já a altura das nervuras analisadas se mantiveram em 5 mm.

Figura 32 – Fita metálica



Fonte: Autor (2022)

Tabela 5 – Especificações técnicas da fita metálica

Propriedade	Valor
Aço	A572
Tensão de escoamento (MPa)	350
Largura (mm)	40 e 60
Espessura (mm)	4
Resistência à tração (kN)	45,5

Fonte: Fabricante

3.1.5 Fita polimérica

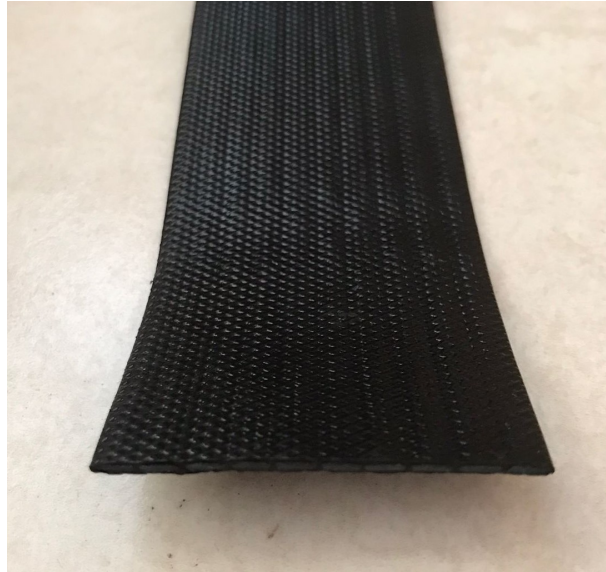
Os elementos de reforços poliméricos utilizados nos ensaios foram obtidos de uma obra de contenção em solo reforçado com uso de fitas poliméricas realizada em Brasília - DF.

As fitas são da linha chamada ParawebTM MD, fabricadas pela Maccaferri®. São compostas por multifilamentos de poliéster de alta tenacidade formando uma fita de polímero, garantindo a mínima deformação, e um revestimento de poliestireno, o qual mantém a integridade do produto e protege os fios de ambientes agressivos e

condições de instalação prejudiciais.

As fitas apresentam uma certa rugosidade superficial e são visíveis os filamentos internos de poliéster, como pode ser observado na Figura 33. O fornecedor dispõe de cinco modelos diferentes: 27 MD, 36 MD, 45 MD, 54 MD e 63 MD. Dentre as opções, as principais diferenças são: espessura, largura e resistência à tração a curto e longo prazo.

Figura 33 – Fita polimérica



Fonte: Autor (2022)

Para este estudo, foi utilizada a fita modelo 27 MD. A tabela 6 apresenta as especificações técnicas deste reforço.

Tabela 6 – Especificações técnicas da fita polimérica 27 MD

Propriedade	Valor
Resistência à tração no curto prazo	27,14 kN/m
Resistência à tração no longo prazo em areia média	15,27 kN/m
Resistência à tração no longo prazo em areia fina	15,42 kN/m
Espessura da tira	2,2 mm
Largura da tira	47 mm
Coefficiente de fricção	0,7

Fonte: Maccaferri

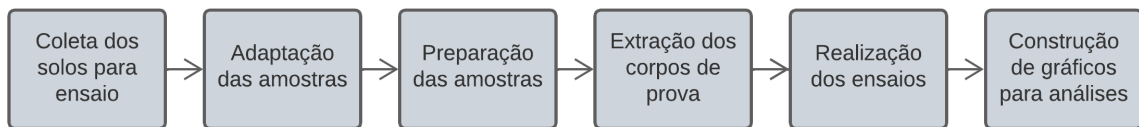
3.2 METODOLOGIA

A fim de definir a interação solo-reforço a partir do coeficiente de atrito entre os solos e as fitas, foram realizados ensaios de compactação e cisalhamento direto, além de adaptar a amostra.

Os procedimentos e métodos dos ensaios realizados na campanha experimental serão descritos nos itens subsequentes. A Tabela 7 mostra as etapas desenvolvidas, os ensaios propostos e as respectivas normas utilizadas como referência. Os dados e resultados dos ensaios realizados serão apresentados e discutidos no capítulo 4.

Na Figura 34 pode-se observar o fluxo das atividades realizadas para atingir o objetivo deste trabalho.

Figura 34 – Fluxograma de atividades



Fonte: Autor (2022)

Tabela 7 – Ensaio propostos e normas respectivas

Processo	Ensaio	Norma
Adaptação das amostras	-	-
Preparação e extração dos corpos de prova	Compactação	NBR 7182/2016
Realização dos ensaios	Cisalhamento direto	ASTM D3080/2011

Fonte: Autor (2022)

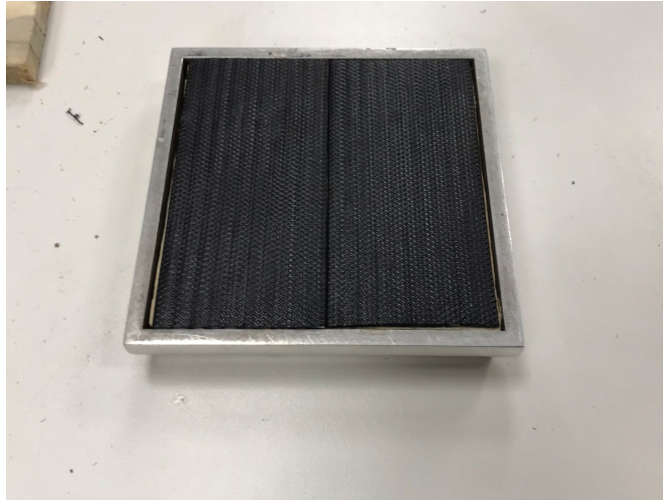
3.2.1 Adaptação das amostras

O ensaio de cisalhamento é, geralmente, realizado para determinar a resistência ao cisalhamento de uma amostra de solo puro. Dessa forma, para atingir o objetivo deste trabalho, foi necessário adaptar a amostra para que, durante o ensaio, o plano cisalhado correspondesse ao contato entre o solo e elemento de reforço, assim obtendo o coeficiente de atrito entre eles.

Para esta adaptação foi utilizado um corpo rígido de madeira nas dimensões de 100 mm por 100 mm e nele, fixada a fita metálica e a fita polimérica, com auxílio de cola tipo Epoxi Araldite®, como pode ser observado nas Figuras 35 e 36. No caso da fita metálica foi necessário retirar as nevruras da parte inferior, a fim de garantir melhor fixação entre o bloco rígido e a fita.

As fitas foram posicionadas de maneira que pudessem ocupar toda a área do bloco de madeira e garantir que o solo utilizado no ensaio tenha contato exclusivamente com a superfície do reforço, impedindo que o atrito com o bloco tenha influência no ensaio.

Figura 35 – Bloco rígido com fita polimérica



Fonte: Autor (2022)

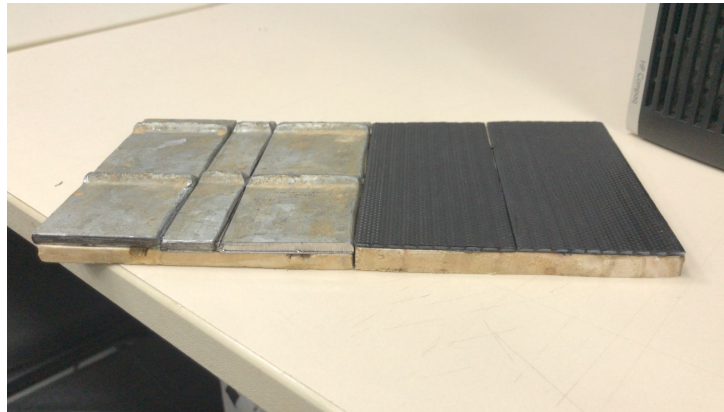
Figura 36 – Bloco rígido com fita metálica



Fonte: Autor (2022)

As placas tem exatamente 10mm de altura entre a base do bloco rígido até a face superior da fita fixada, como observado na Figura 37. Dessa forma, durante o ensaio de cisalhamento, o plano cisalhado localiza-se exatamente entre o reforço e solo utilizado.

Figura 37 – Corpos de prova adaptados para ensaio de cisalhamento direto



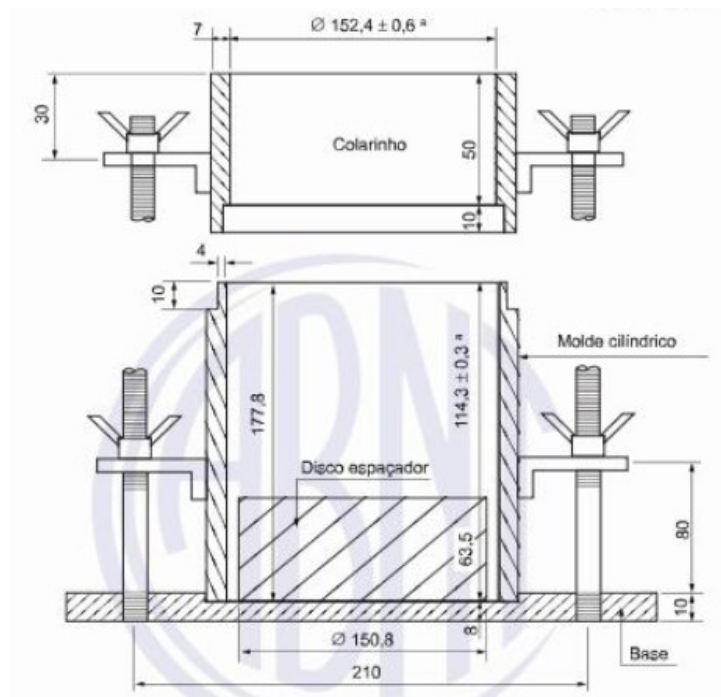
Fonte: Autor (2022)

3.2.2 Compactação e extração da amostra

Para realizar o ensaio de cisalhamento direto, as amostras de solo residual e areia de fundição devem ser compactadas na umidade ótima e energia normal, atingindo a densidade máxima, obtida a partir da curva de compactação, apresentadas na seção anterior deste capítulo.

Para realizar a compactação, tomou-se como referência a NBR 7182 (2016), utilizando o cilindro grande, visto na Figura 38.

Figura 38 – Cilindro grande para compactação



Fonte: (ABNT, 2016)

Após compactado, retirou-se o cilindro complementar e, com o auxílio de um

extrator, removeu-se o solo do molde. Em seguida, com o auxílio de um anel metálico de 100mm de lado e uma faca ou espátula, moldou-se o corpo de prova para o ensaio de cisalhamento, como pode ser observado na Figura 39.

Figura 39 – Extração de amostra



Fonte: Autor (2022)

Após moldado, incluiu-se o bloco rígido com a face a qual estava a fita em contato com o solo no anel metálico.

3.2.3 Ensaio de cisalhamento direto

Os ensaios foram executados em um equipamento conforme mostrado na Figura 40. O equipamento é dotado de um sistema de avanço composto por um motor de passo servo-controlado que permite controle preciso de velocidade de cisalhamento. A tensão normal é aplicada por meio de pesos posicionados em um pendural associado a um braço de alavanca. A tensão cisalhante é obtida de medidas de força feitas por uma célula de carga digital IWM, e as medidas de deslocamento horizontal e deformação vertical por sensores do tipo LVDT Gefran. As medições são obtidas de forma automatizada e processadas eletronicamente.

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados logo após a moldagem dos corpos de prova. Primeiramente, transferiu-se o corpo de prova para caixa bipartida, mostra no Figura 41 na qual ocorre o ensaio.

Figura 40 – Equipamento de ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Autor (2022)

Figura 41 – Corpo de prova de solo residual para ensaio de cisalhamento direto

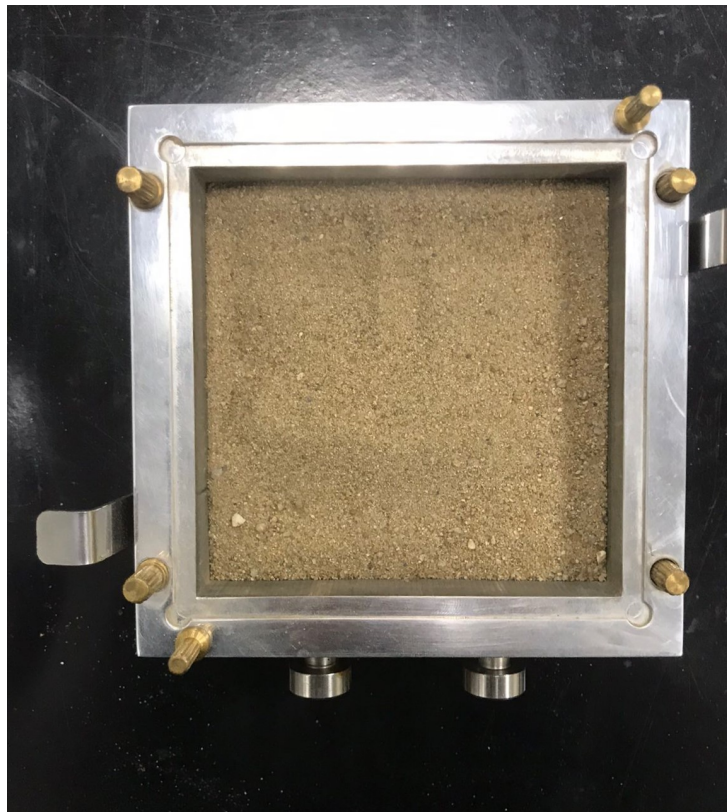


Fonte: Autor (2022)

Depois de preparado, foi realizada a etapa de consolidação do corpo de prova. Nessa fase, o corpo de prova foi colocado na célula de cisalhamento e disposto no equipamento. De forma a reduzir os eventuais efeitos de sucção nos resultados, os corpos de prova foram ensaiados em condição inundada. Os corpos de prova foram submetidos a tensões normais de 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. O término da etapa de consolidação foi determinado a partir do fim da variação nas deformações verticais medidas pelo equipamento.

No caso da amostra com areia grossa, como não há a possibilidade de realizar a compactação do material, moldou-se diretamente na célula de carga, como mostrado na Figura 42. Para isso, pesou-se a quantidade de material necessário para ocupar o volume da amostra atingindo um índice de vazios alvo de 1,0. Isto resultou em aproximadamente 160g de solo, com o qual se preencheu a célula já com o bloco rígido e o elemento de reforço.

Figura 42 – Corpo de prova de areia para ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Autor

Com o término da fase de consolidação, o corpo de prova foi submetido ao ensaio de cisalhamento direto. Para cada solo foi estipulado uma velocidade de cisalhamento diferente em função do comportamento durante a consolidação: para a areia grossa foi de 0,5 mm/min, para a areia de fundição 0,2 mm/min e para o solo residual 0,1 mm/min. Em seguida, deu-se início ao cisalhamento do corpo de prova.

Figura 43 – Amostra após ensaio de cisalhamento



Fonte: Autor (2022)

O avanço máximo foi definido como sendo de 6 mm. As leituras de resistência ao cisalhamento foram efetuadas pelo equipamento. Com o término do ensaio, os dados gerados foram exportados e convertidos em uma planilha Excel. A Figura 43 apresenta o corpo de prova após o ensaio.

4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Este capítulo tem por objetivo apresentar e discutir os resultados obtidos no ensaio de cisalhamento direto com os diferentes solos e elementos de reforço. Com os ensaios executados, obtiveram-se dados para avaliar o ângulo de atrito de interface dos três solos e dois reforços estudados.

Na determinação das envoltórias de resistências dos ensaios de cisalhamento direto, tanto para as análises de pico como para as de grandes deformações, foram determinadas linhas de tendências, sendo considerado passagens obrigatórias no ponto de origem (0;0) do gráfico no caso de corpos de prova com o reforço metálico e polimérico, visto que o objetivo é encontrar o coeficiente de atrito no plano entre o solo e o reforço utilizado. Com isso, não considerou fisicamente significativos os interceptos coesivos que eventualmente tenham surgido em ensaios de interface.

4.1 ENSAIOS COM AREIA

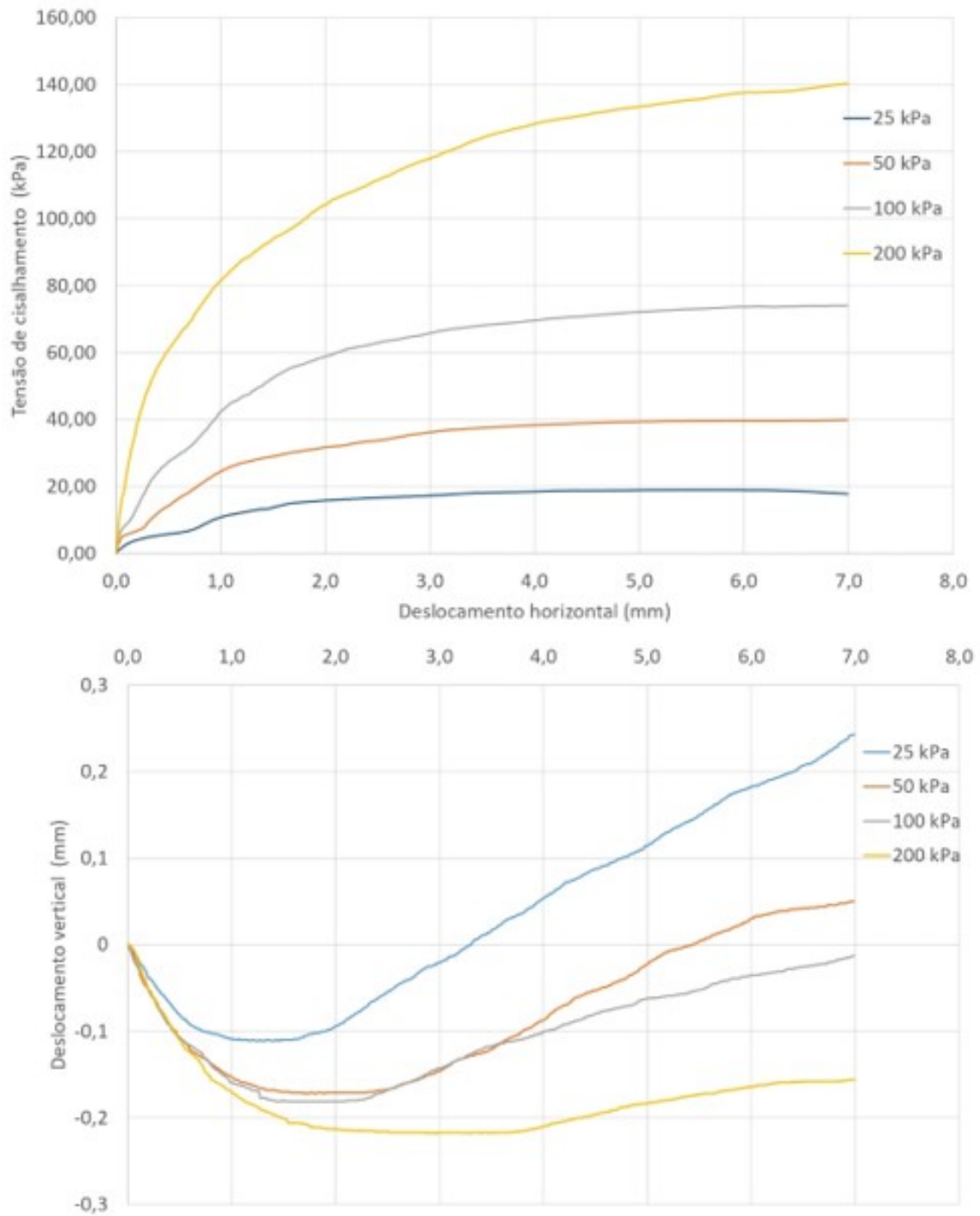
Os ensaios de cisalhamento direto com a areia grossa foram realizados no solo seco com índice de vazios igual a 1,0. Os gráficos de deslocamento horizontal e tensão cisalhante e os gráficos de deslocamentos horizontal e vertical são apresentados nas Figuras 44 a 46.

Percebe-se um aumento das tensões cisalhantes mobilizadas com o incremento dos deslocamentos. As curvas tensão deformação tendem à estabilização sob deslocamento da ordem de 4mm para os ensaios sob 25 e 50 kPa e próximo a 6 mm nos demais ensaios.

Analisando os gráficos de deslocamento vertical e deslocamento horizontal observou-se que, nos ensaios utilizando areia grossa, inicialmente o corpo de prova contraiu-se e, com a estabilização da tensão cisalhante, houve a dilatação do material em até 25% da altura inicial. Nos ensaios realizados com os reforços metálicos e poliméricos, apesar da ausência de pico de resistência, o material teve comportamento contrativo.

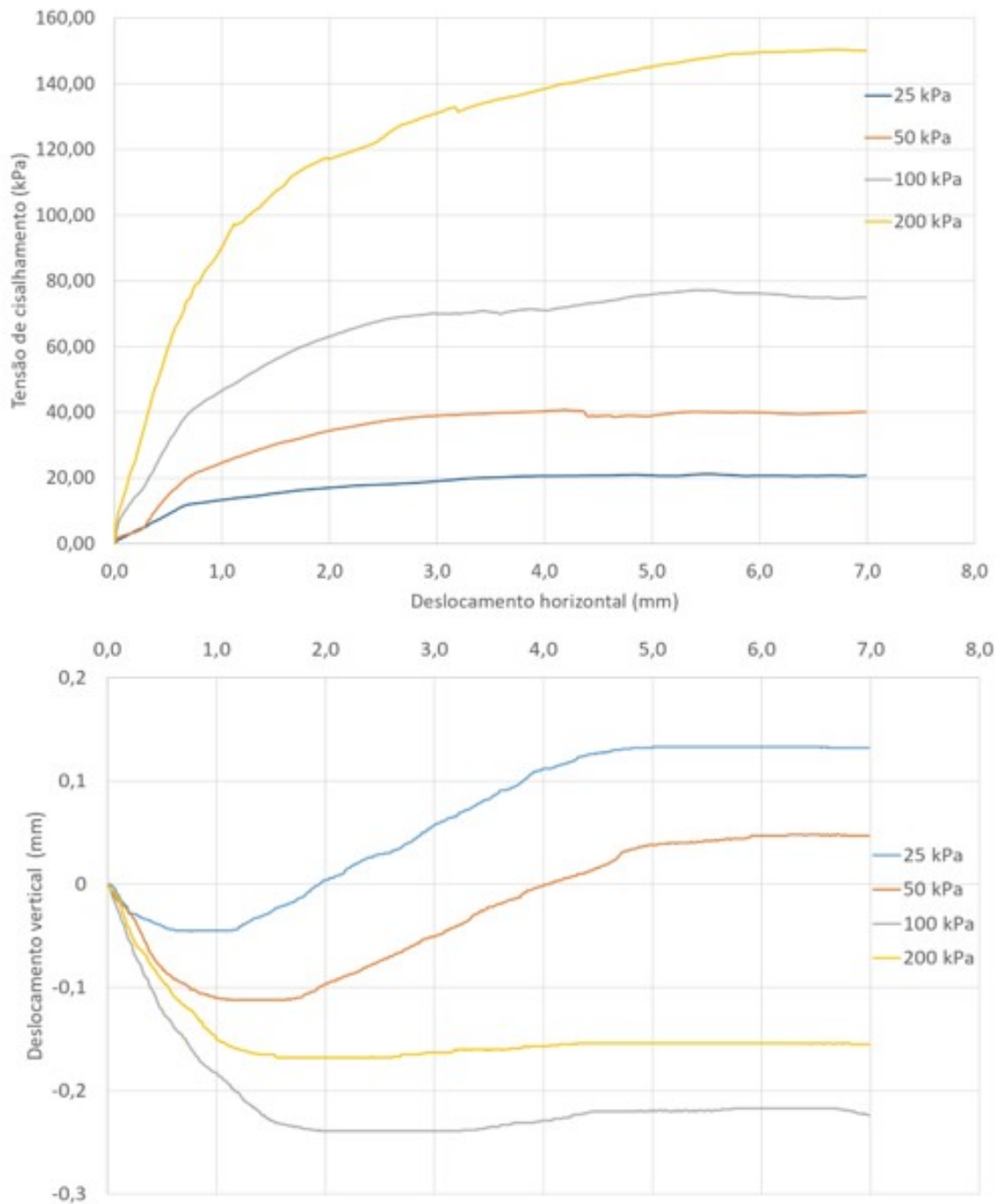
Com isso, pode-se afirmar que inicialmente o corpo de prova ainda apresenta algum espaço disponível para reorganização inicial das partículas. Após a aplicação da tensão, as partículas do corpo de prova se reorganizaram, contraindo, e durante a execução do ensaio de cisalhamento, houve a desorganização das partículas, provocando a dilatação do corpo de prova.

Figura 44 – Gráfico de deslocamento horizontal versus tensão cisalhante e deslocamento vertical para os corpos de prova da areia grossa



Fonte: Autor (2022)

Figura 45 – Gráfico de deslocamento horizontal versus tensão cisalhante e deslocamento vertical para os corpos de prova da areia grossa e fita metálica



Fonte: Autor (2022)

4.2 ENSAIOS COM AREIA DE FUNDIÇÃO

Os ensaios de cisalhamento direto com a areia descartada de fundição foram realizados com a corpo do prova na umidade ótima e com a célula do equipamento inundada. Os gráficos de deslocamento horizontal e tensão cisalhante e de deslocamentos obtidos nos ensaios são apresentados nas Figuras 47 a 49.

Analisando os gráficos é possível observar que as tensões cisalhantes máximas obtidas nos ensaios realizados com os reforços apresentaram uma redução comparada ao ensaio realizados apenas com a ADF. Observou-se que com a aplicação da fita polimérica aconteceu uma redução de tensão máxima atingida de aproximadamente 40% e com o uso da fita metálica, reduziu-se cerca de 4%.

Percebe-se que nos gráficos tensão cisalhante e deformação utilizando areia de fundição não apresentaram picos de resistência mais expressivos. Por isso, para fins de obtenção do coeficiente de atrito nos picos, adotou-se que a tensão de pico seria a tensão máxima obtida nos ensaios. É possível constatar que, em geral, as corpos de prova apresentaram uma constância da resistência máxima.

Em termos de variação da altura dos corpos de prova, ao verificar as curvas de deformação vertical e horizontal, percebe-se que sem a utilização dos elementos de reforços, a areia descartada de fundição apresentou um pico de dilatação de até 31% da altura inicial durante o ensaio de cisalhamento direto. Em contrapartida, quando utilizado os elementos de reforços, tanto polimérico quanto metálico, os corpos de prova contraíram e apresentaram uma uniformidade na curva, caracterizada pela interação solo-elemento.

4.3 ENSAIOS COM SOLO RESIDUAL

Os ensaios de cisalhamento direto com solo residual foram realizados com o corpo de prova na umidade ótima e com a célula do equipamento inundada. Os gráficos de deslocamento horizontal e tensão cisalhante e de deslocamento horizontal e vertical são apresentados nas Figuras 50 a 52.

A partir da análise das curvas tensão x deformação, é possível perceber que apenas os corpos de prova com o reforço polimérico desenvolveram picos de resistência, definido pela tensão máxima obtida nos ensaios. Verifica-se também que a tensão cisalhante aumenta com a aplicação do reforço metálico e reduzem quando utilizado o reforço polimérico, comparativamente ao atrito interno do solo. É possível observar que as curvas obtidas nos ensaios com fita metálica apresentam algumas desconformidades, justificadas pelas nervuras que este reforço apresenta.

Referente as curvas de deformações, observa-se que em todos os ensaios, o solo contraiu-se. Apesar das amostras estarem no estado denso, ou seja, na densidade máxima, o corpo de prova ainda apresenta algum espaço disponível para reorganização inicial das partículas e, em virtude do confinamento decorrente da tensão normal, as partículas tendem a se encaixar melhor, acarretando a contração da amostra.

4.4 ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NO PLANO $\tau \times \sigma'$

As Figura 56 a 61 apresentam as envoltórias de resistência ao cisalhamento no plano $\tau \times \sigma'$ das amostras com fita metálica e com fita polimérica. As envoltórias foram ajustadas por uma reta, onde a inclinação define o ângulo de atrito interno no caso dos corpos de prova em solo puro e de interface no caso dos ensaios com os reforços(ϕ'). O valor do intercepto coesivo (c') não foi considerado no ensaios com solo-reforço a fim de obter o valor do cisalhamento no plano de interação solo-reforço. A resistência de pico foi determinada através da maior tensão cisalhante medida no ensaio. Já a resistência pós-pico foi definida por meio da média das tensões de cisalhamento medidas com deslocamento horizontais entre 5 e 6 mm, visto que observou-se uma estabilização da tensão neste deslocamento.

Nas amostras com o reforço polimérico, é possível perceber uma redução do ângulo de atrito interno (ϕ') quando comparado com as amostras com reforço metálico nos quais nota-se um aumento desse parâmetro.

Para facilitar a visualização dos resultados, a Tabela 8 apresentam os valores do ângulo de atrito nas condições de pico e pós-pico obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.

Tabela 8 – Resumo dos ângulos de atrito obtidos nos ensaios de cisalhamento direto

Pico			
Propriedade	Material puro	Fita polimérica	Fita metálica
Areia	35,6°	35,5°	37,3°
Areia de fundição	35,8°	23,8°	33,8°
Solo residual	28,5°	25,9°	33,5°
Pós-pico			
Areia	35,4°	35,2°	37,1°
Areia de fundição	37,5°	23,8°	31,9°
Solo residual	30,8°	22,6°	33,4°

Fonte: Autor (2022)

Os valores dos fatores de interação superiores a 1 foram enfatizados na Tabela 9. Sugere-se que, ainda que as medidas tenham indicado valores superiores ao ângulo

de atrito interno, estes sejam tomados como iguais ϕ' , no máximo.

Tabela 9 – Fatores de interação para fitas metálicas e poliméricas.

Pico		
Propriedade	Fita polimérica	Fita metálica
Areia	1,00	1,05
Areia de fundição	0,66	0,94
Solo residual	0,91	1,18
Pós-pico		
Areia	0,99	1,05
Areia de fundição	0,63	0,85
Solo residual	0,73	1,08

Fonte: Autor (2022)

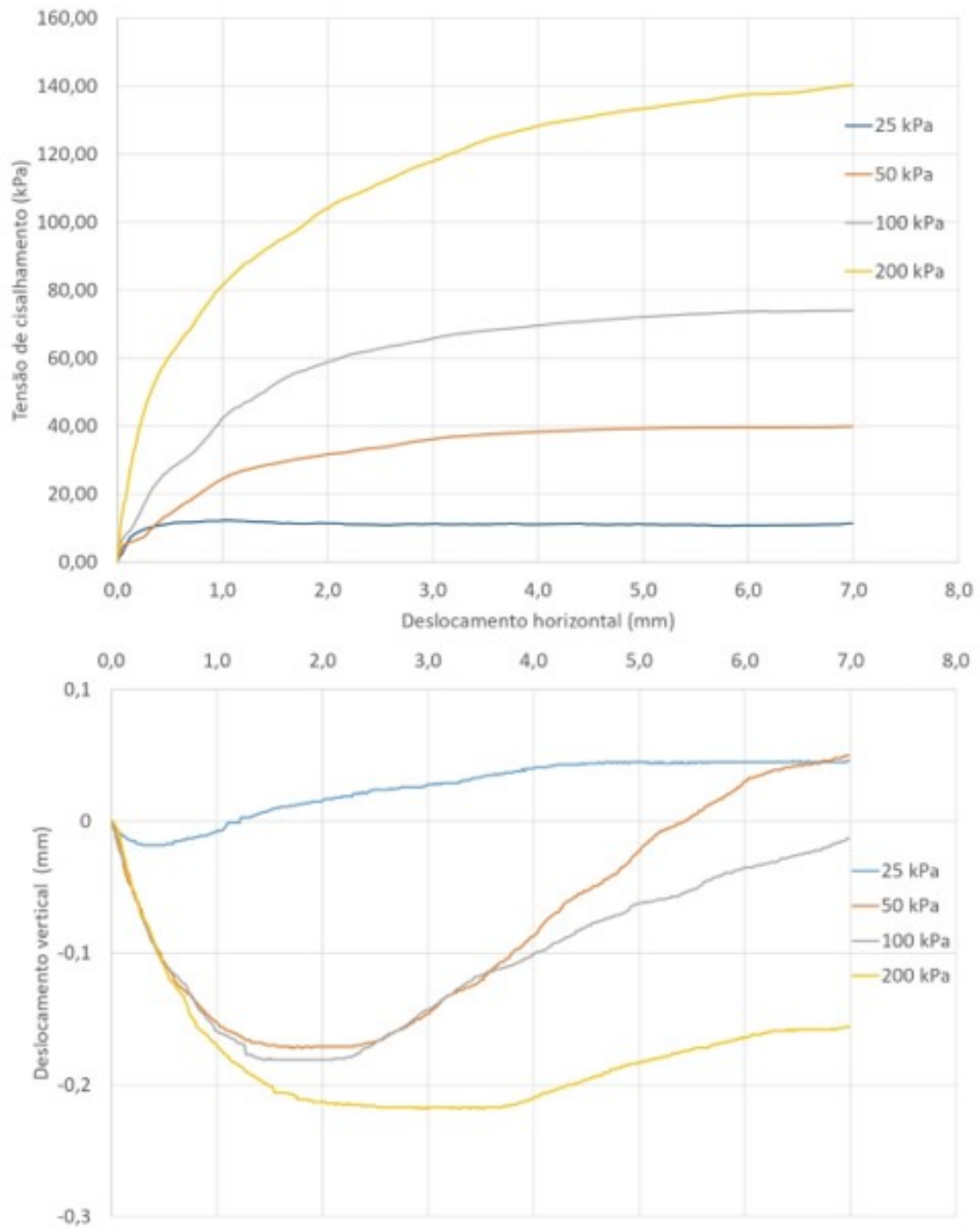
A Figura 62 apresenta, em porcentagem, a variação de resistência ao cisalhamento de cada solo utilizando o reforço metálico e polimérico.

Utilizando a areia grossa combinada com a fita polimérica verificou-se uma mínima redução da resistência comparando com a resistência de interface do próprio material. Já utilizando o reforço metálico houve um aumento.

A areia descartada de fundição apresentou uma redução significativa na resistência de interface para ambos reforços. Comparativamente ao ângulo de atrito interno, a redução foi de 37,3% na aplicação de fita polimérica e 10,58% na fita metálica.

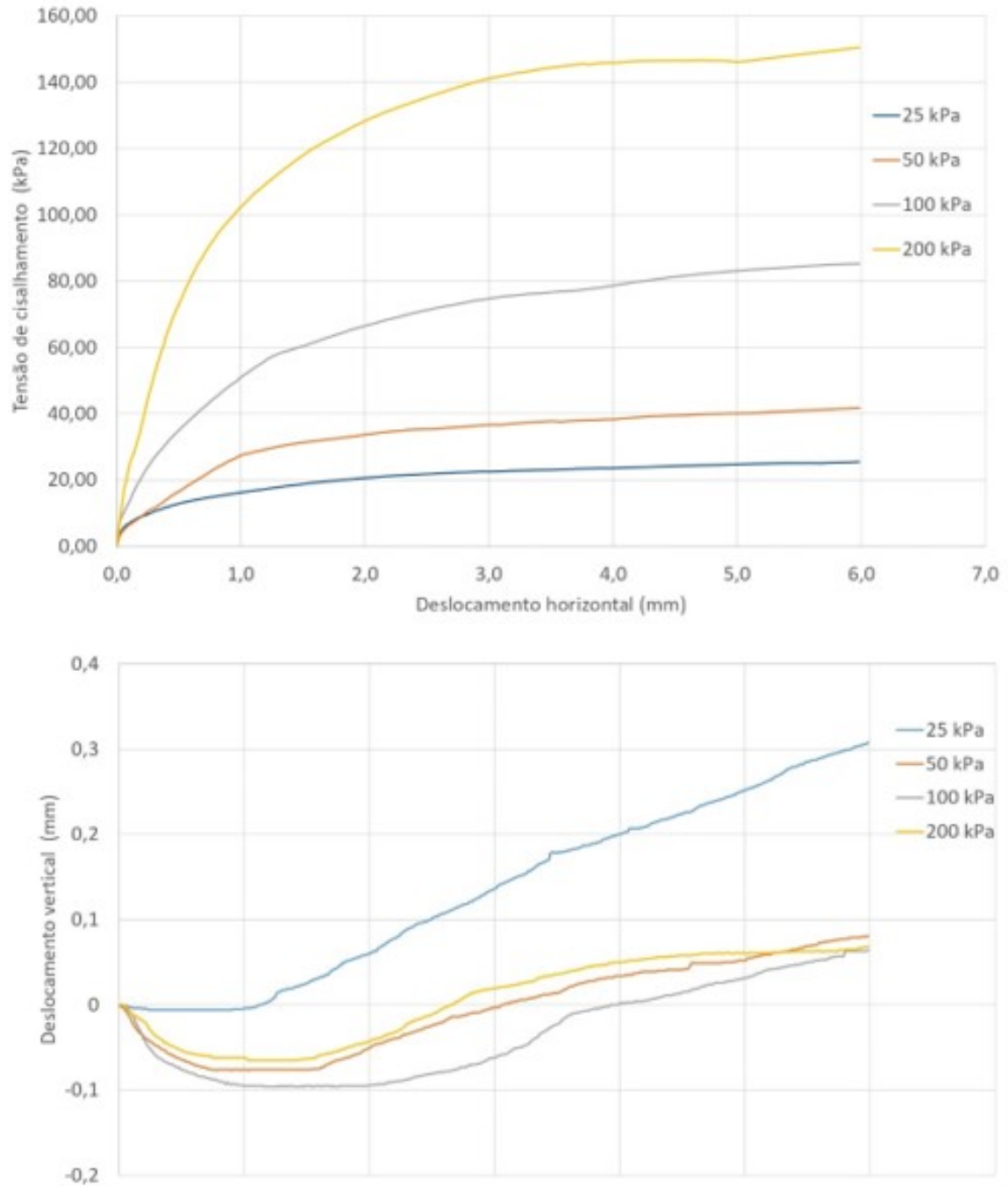
Nos ensaios com solo residual e fita polimérica, assim como nos outros materiais testados, houve uma redução de 16,4% da resistência de interface. Quando aplicado o reforço metálico, verificou-se a maior resistência comparado aos outros materiais, aumentando 8,2% da resistência ao cisalhamento na interação do solo reforço.

Figura 46 – Gráfico de deslocamento horizontal versus tensão cisalhante e deslocamento vertical para os corpos de prova da areia grossa e fita polimérica



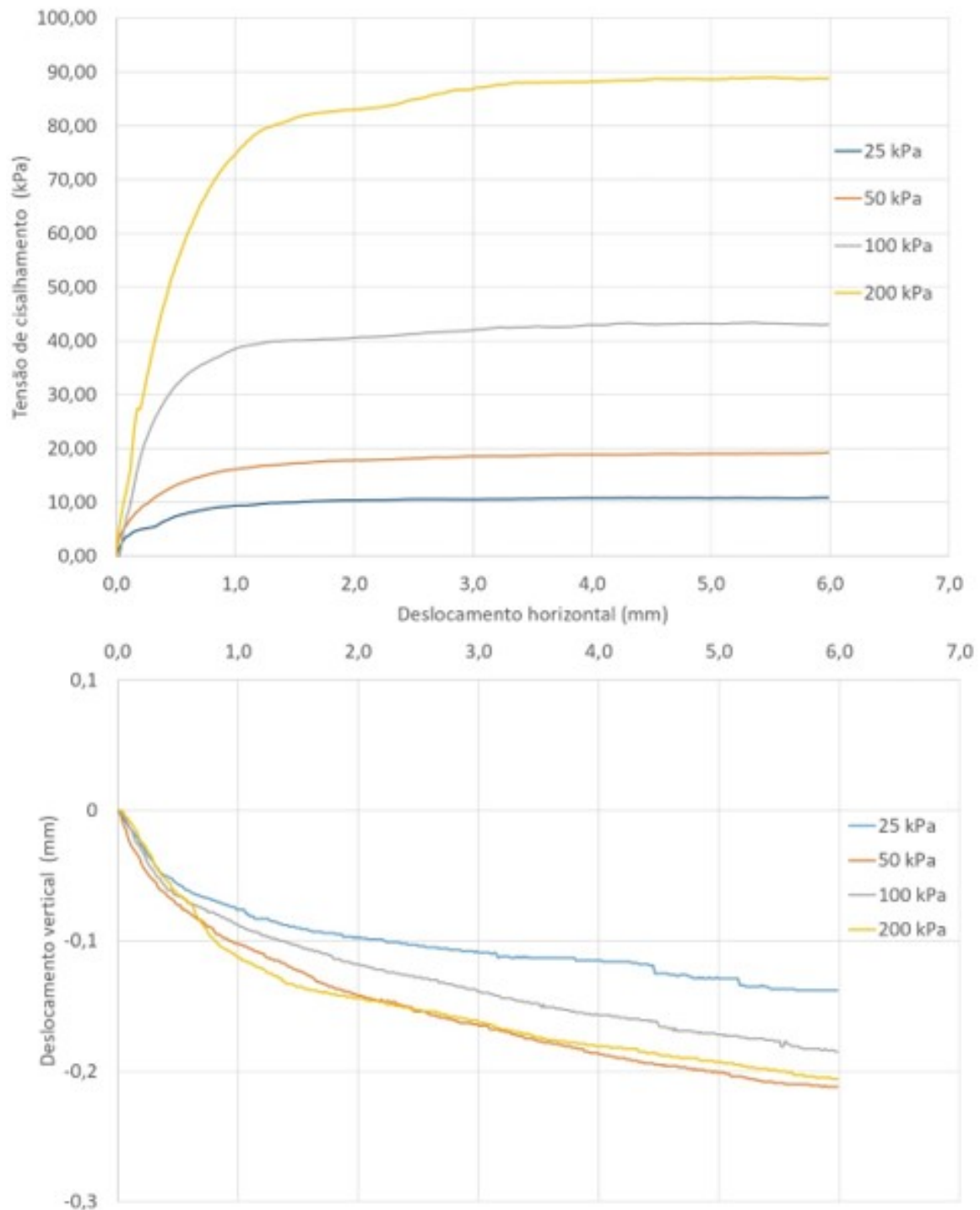
Fonte: Autor (2022)

Figura 47 – Gráfico de deslocamento horizontal versus tensão cisalhante e deslocamento vertical para os corpos de prova da ADF



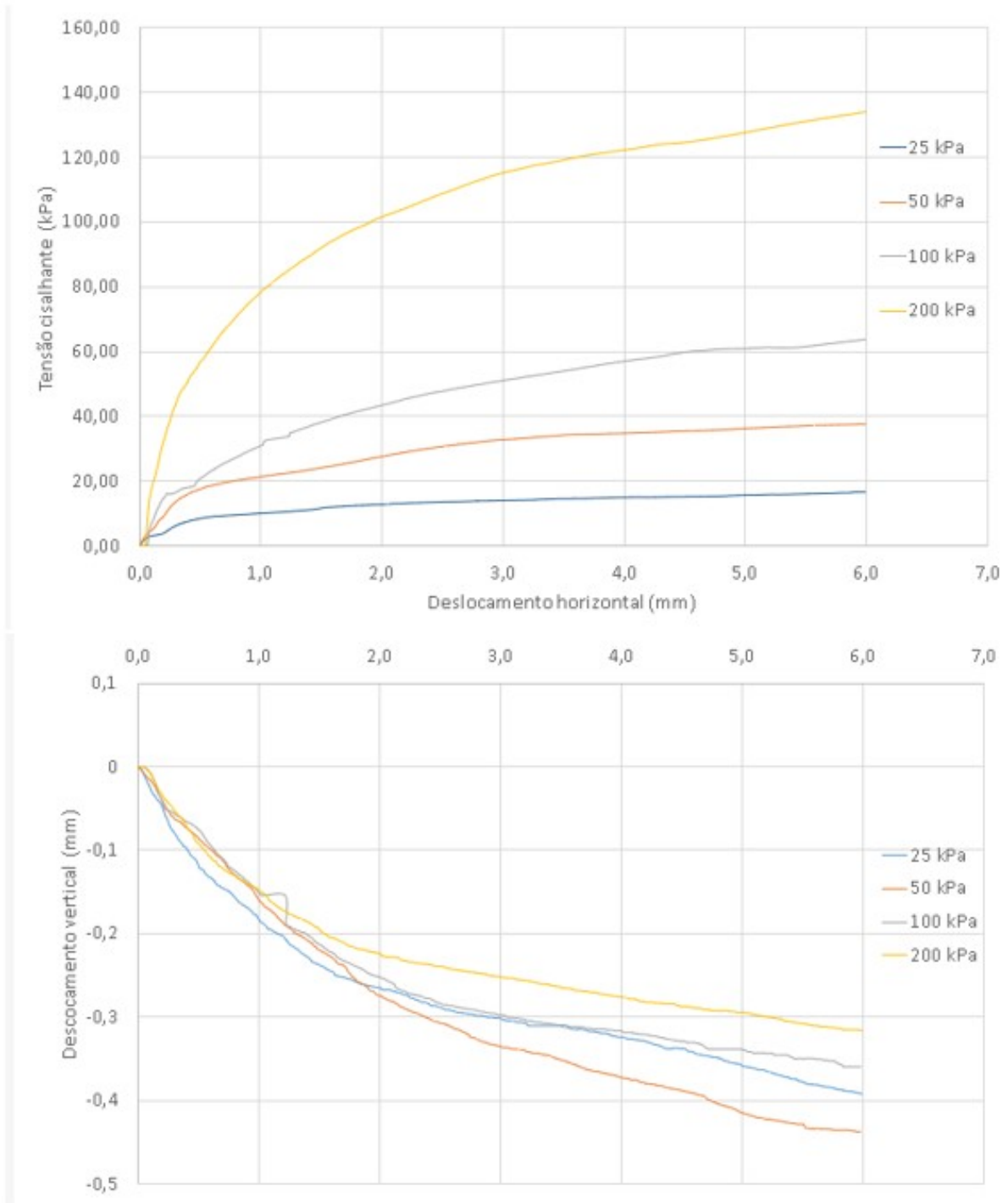
Fonte: Autor (2022)

Figura 48 – Gráfico de deslocamento horizontal versus tensão cisalhante e deslocamento vertical para os corpos de prova da ADF e fita polimérica



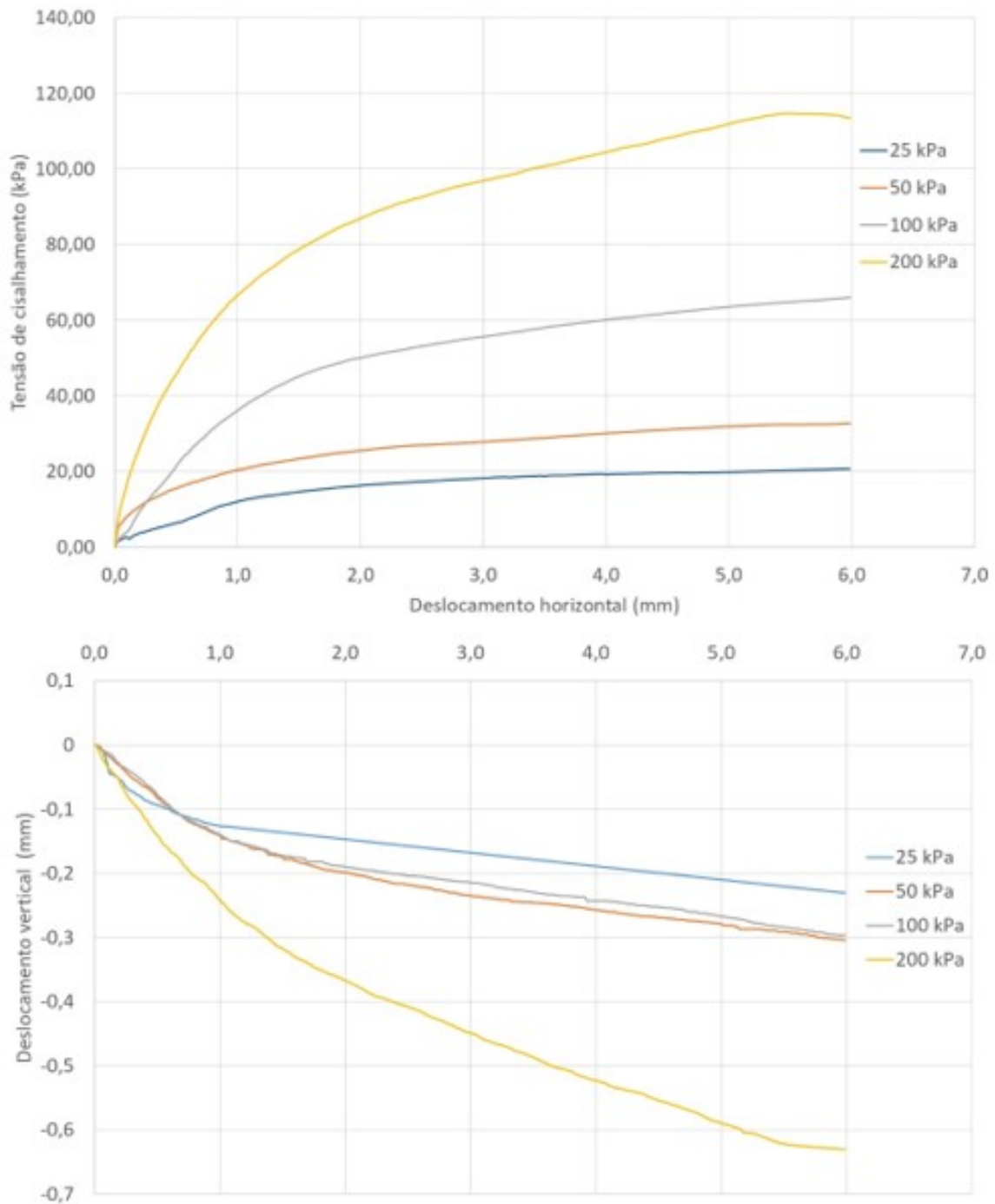
Fonte: Autor (2022)

Figura 49 – Gráfico de deslocamento horizontal versus tensão cisalhante e deslocamento vertical para os corpos de prova da ADF e fita metálica



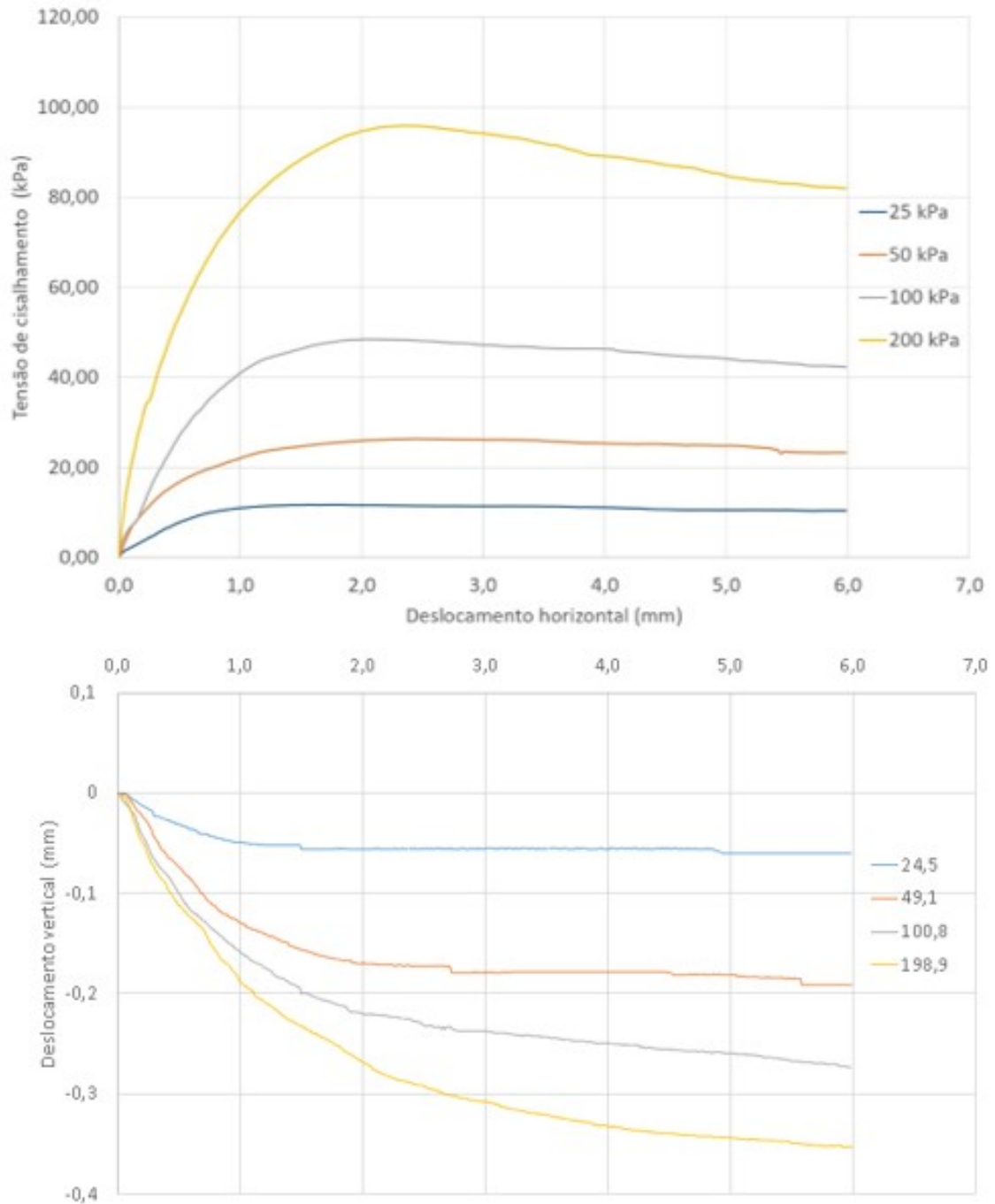
Fonte: Autor (2022)

Figura 50 – Gráfico de deslocamento horizontal versus tensão cisalhante e deslocamento vertical para os corpos de prova do solo residual



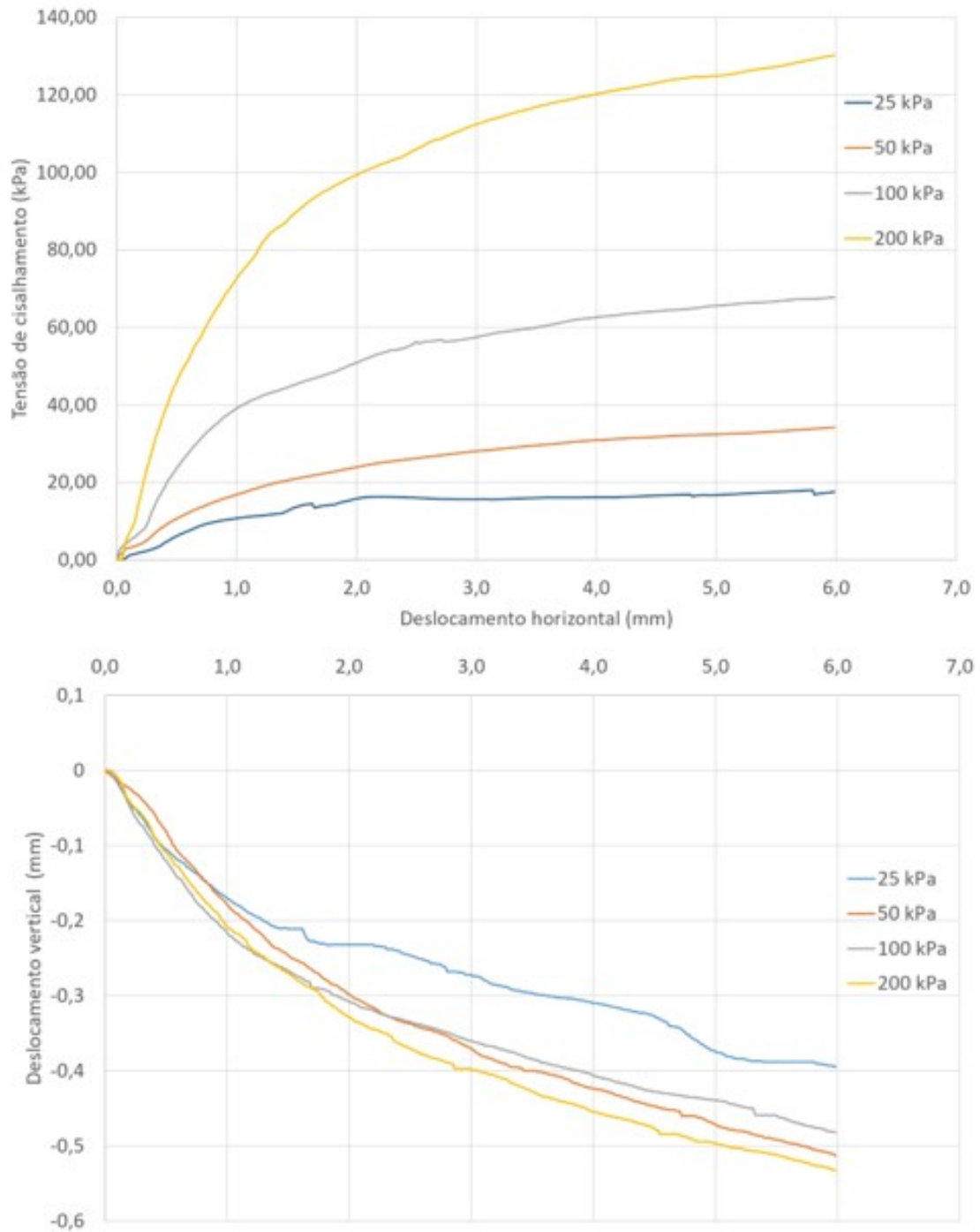
Fonte: Autor (2022)

Figura 51 – Gráfico de deslocamento horizontal versus tensão cisalhante e deslocamento vertical para os corpos de prova do solo residual e fita polimérica



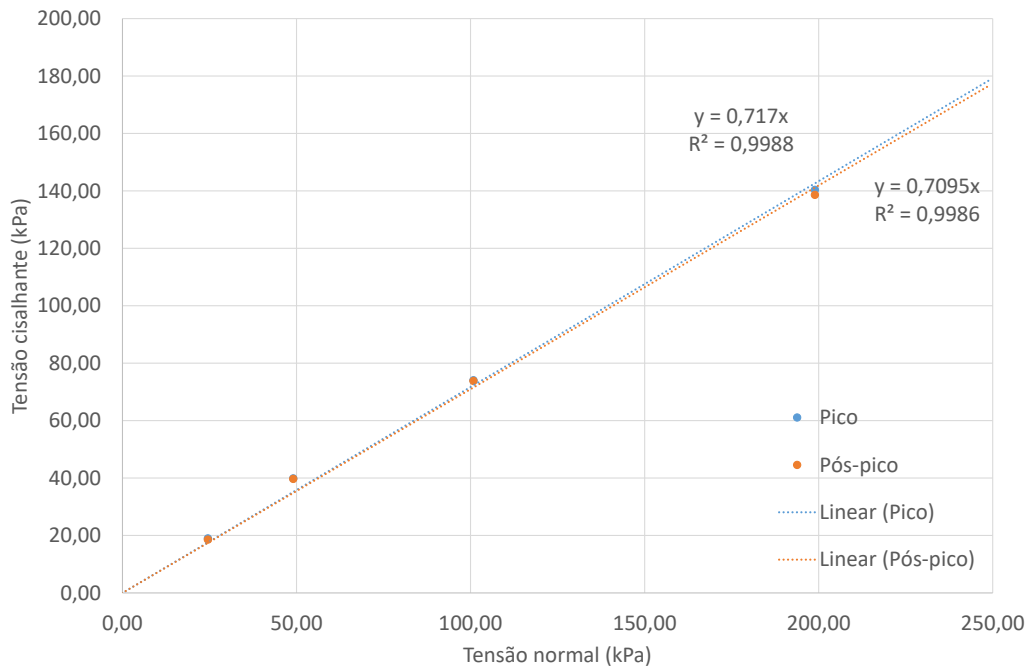
Fonte: Autor (2022)

Figura 52 – Gráfico de deslocamento horizontal versus tensão cisalhante e deslocamento vertical para os corpos de prova do solo residual e fita metálica



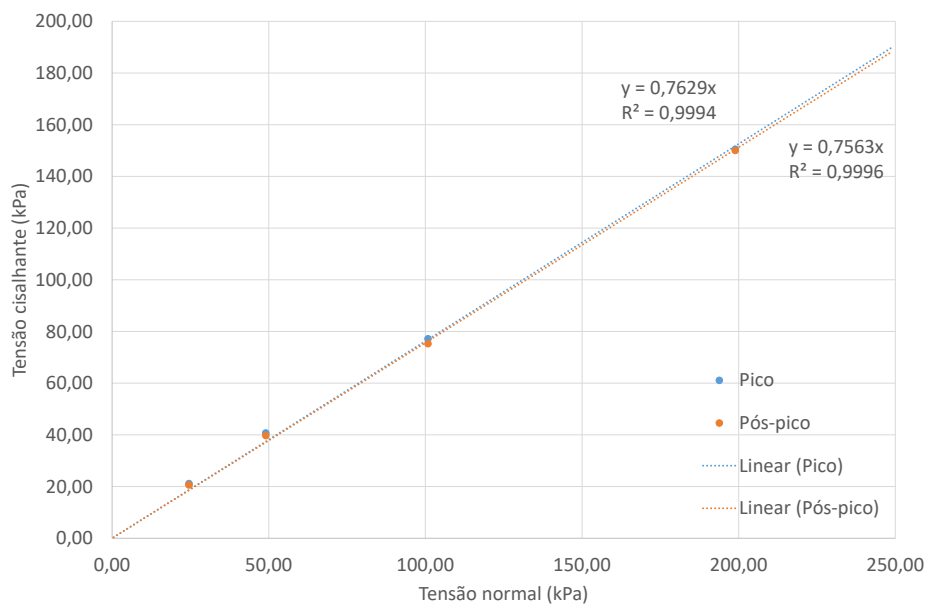
Fonte: Autor (2022)

Figura 53 – Envoltórias de resistência da amostra de areia



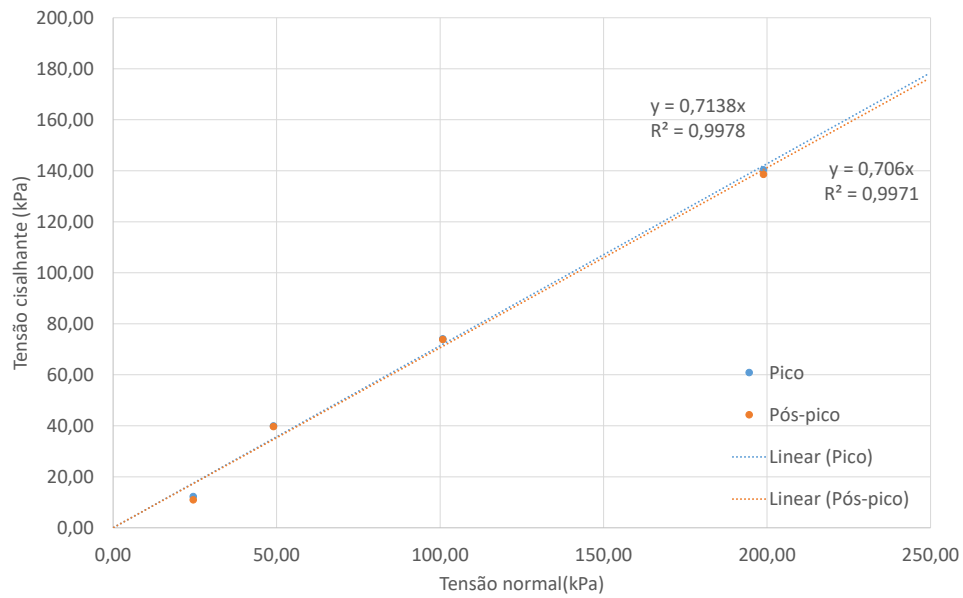
Fonte: Autor (2022)

Figura 54 – Envoltórias de resistência da amostra de areia e fita metálica



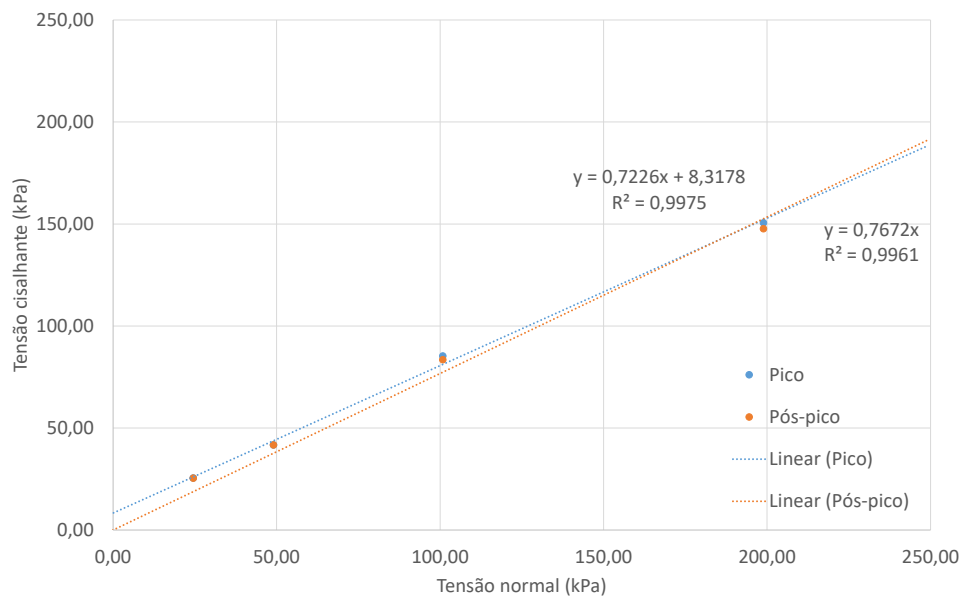
Fonte: Autor (2022)

Figura 55 – Envoltórias de resistência da amostra de areia e fita polimérica



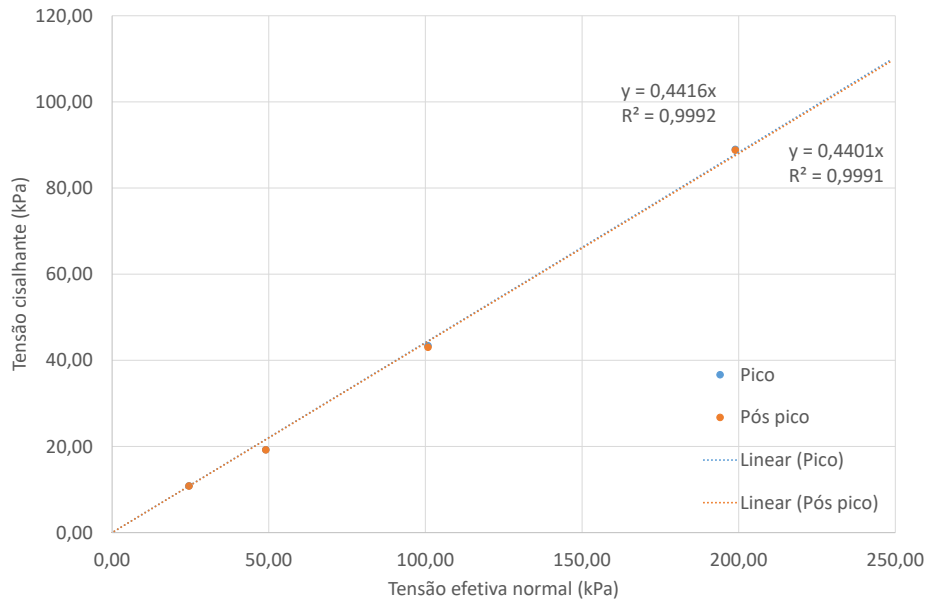
Fonte: Autor (2022)

Figura 56 – Envoltórias de resistência da amostra de ADF



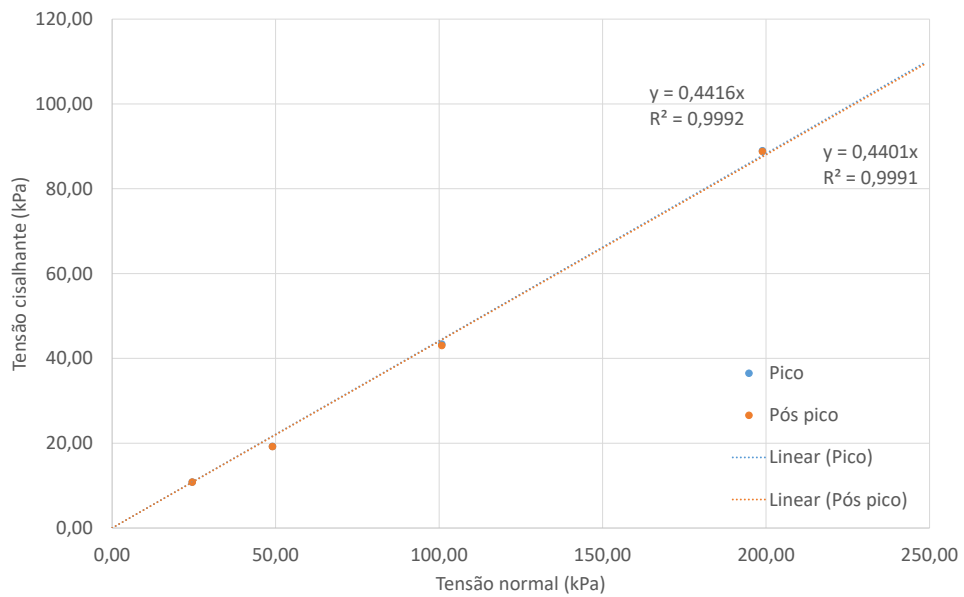
Fonte: Autor (2022)

Figura 57 – Envoltórias de resistência da amostra de ADF e reforço metálico



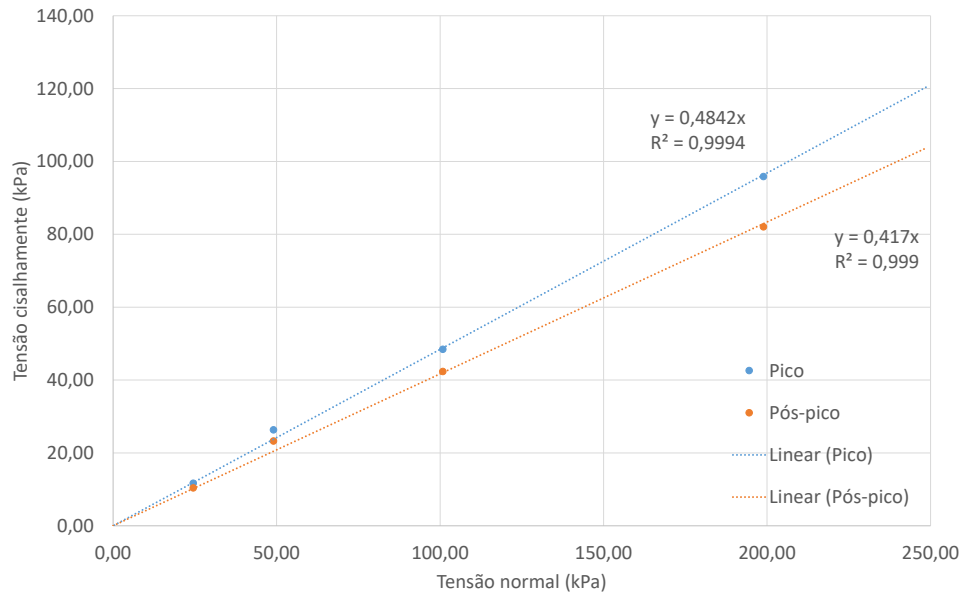
Fonte: Autor (2022)

Figura 58 – Envoltórias de resistência da amostra de ADF e reforço polimérico



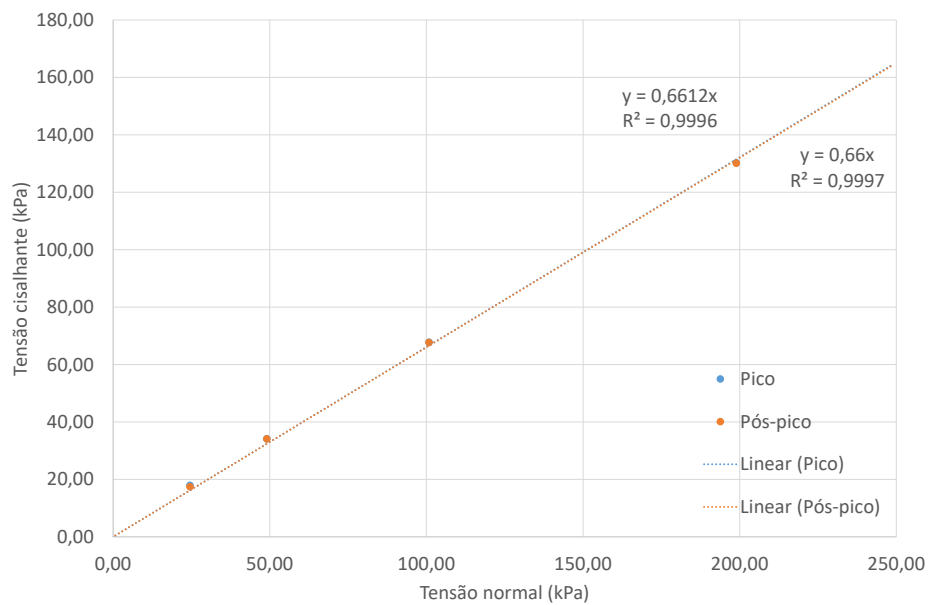
Fonte: Autor (2022)

Figura 59 – Envoltórias de resistência da amostra de solo residual e fita polimérica



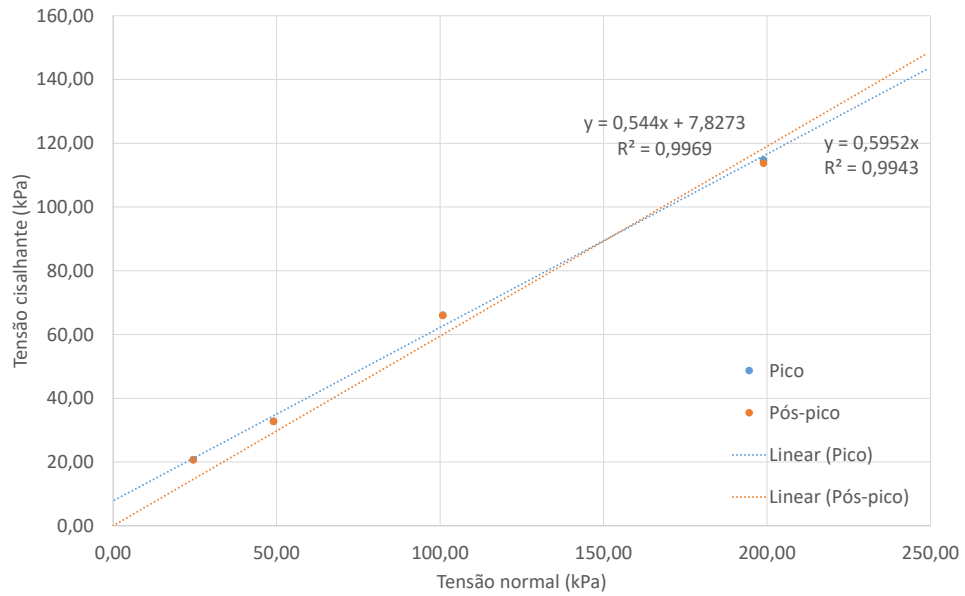
Fonte: Autor (2022)

Figura 60 – Envoltórias de resistência da amostra de solo residual e fita metálica



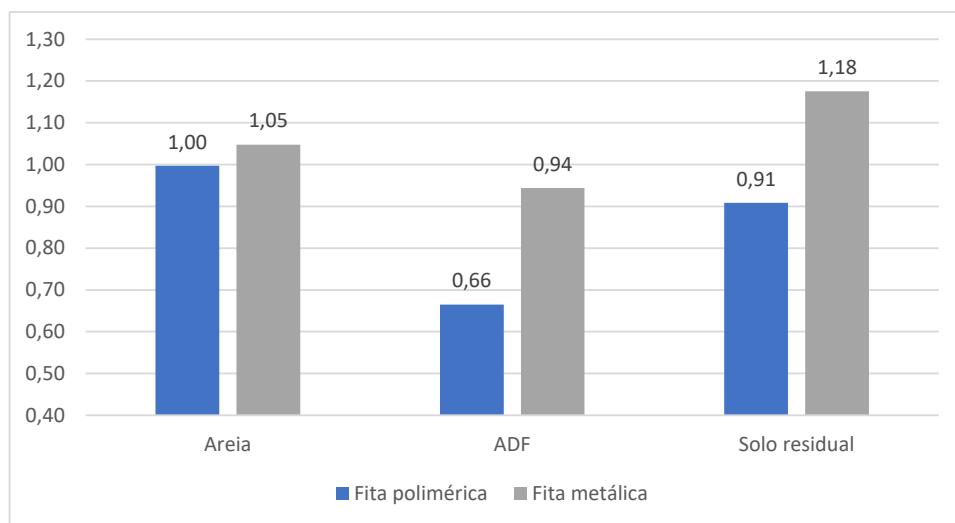
Fonte: Autor (2022)

Figura 61 – Envolvórias de resistência da amostra de solo residual



Fonte: Autor (2022)

Figura 62 – Variação de resistência de interface de cada amostra



Fonte: Autor (2022)

5 CONCLUSÕES

A partir dos ensaios de cisalhamento direto utilizando três diferentes solos - são eles areia grossa, areia descartada de fundição e solo residual, - e elementos de reforços metálicos e poliméricos, obteve-se os resultados de resistência ao cisalhamento no plano da interação solo-reforço.

Verificou-se que as curvas de tensão *versus* deformação horizontal não apresentaram picos de resistência. Com isso, a variação entre o ângulos de atritos obtidos no pico e no pós-pico são mínimas.

Na utilização do reforço metálico com a areia e o solo residual, houve um aumento da resistência ao cisalhamento em relação ao ângulo de atrito interno do solo. Esse acontecimento se deve, principalmente, à presença da nervuras ao longo do elemento de reforço, gerando uma maior dificuldade de deslizamento do solo ao longo da superfície do reforço. Já na utilização do mesmo reforço com a areia de fundição, a diferença da resistência foi mínima quando comparado com a resistência própria do material.

Os ensaios demonstraram que na utilização da fita polimérica, mesmo esta apresentando uma textura na superfície do reforço, houve uma redução do ângulo de atrito no plano entre o solo e reforço, principalmente no uso de solo residual e da ADF quando comparado à resistência do próprio material.

Entende-se que esta diferença entre os ângulos de atritos obtidos utilizando a fita metálica e a fita polimérica ocorreu devido a presença de nervuras na fita metálica, ausentes na fita polimérica. O fabricante da fita polimérica preve essa redução, sugerindo a aplicação de um coeficiente de redução do ângulo de atrito interno de 0,7 a fim de garantir a segurança do reforço.

Dos três diferentes materiais, o que apresentou o melhor desempenho foi a areia grossa, na qual foi observado uma pequena redução de resistência na utilização do reforço polimérico e um aumento relativo utilizando a fita metálica. O solo residual apresentou um aumento relativo de resistência de interface quando reforçado com a fita metálica e uma alta redução quando utilizado a fita polimérica. Já a areia descartada de fundição, nos ensaios com elemento de reforço, tanto metálico quando polimérico, apresentou uma resistência inferior em relação ao ângulo de atrito interno do solo.

Por fim, é possível concluir que a resistência que as interfaces formadas por elementos de reforço utilizados em aterros e os solos produzem um aumento de resistência de interface interessante quando utilizado a fita metálica com nervuras ao longo da sua superfície comparativamente ao ângulo de atrito interno do solo. No caso

da utilização de fitas poliméricas, não foi observadas grandes vantagens em relação à resistência ao cisalhamento direto de interface em comparação com as fitas metálicas. Para melhorar esse fator, uma sugestão seria incluir nervuras ou maior rugosidade na superfície da fita a fim de dificultar o deslizamento do solo no plano das interfaces. Em relação ao solo utilizado, conclui-se que a utilização de materiais com predominância de partículas granulares e menor quantidade de finos, como é o caso das areias grossas e médias ou solos residuais arenosos, com pouca presença de argilas, apresentam um melhor desempenho na resistência ao cisalhamento entre interfaces solo-reforço.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A fim de dar continuidade a este trabalho, sugere-se realizar os seguintes estudos:

- Realizar ensaios de arrancamento destas fitas utilizando diferentes solos, assim é possível verificar com outro parâmetro a interação do solos com o elemento de reforço;
- Realizar os mesmos ensaios de cisalhamento direto utilizando solos de diferentes regiões do país;

REFERÊNCIAS

- ANDRADE, M. O. **Análise comparativa de custos entre estruturas de contenção**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) — Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16920-1**: Muros e taludes em solos reforçados - parte 1: Solos reforçados. Rio de Janeiro, 2021.
- AZAMBUJA E., S. M. S. F. e. N. A. Casos de contenções de taludes roviários através de solos reforçados com geossintéticos no estado do rio grande do sul. **Regeo**, p. 12, 2003.
- BARBOSA. Análise das manifestações patológicas em contenções de terra armada de viadutos da região metropolitana do recife – pe. **Revista de Engenharia e Pesquisa Aplicada**, v. 4, n. 1, p. 119–134, jan. 2019.
- BARROS. **Obras de Contenção:Manual técnico**: Manual técnico. maccaferri. Jundiaí, 2017.
- BENJAMIM. **Avaliação experimental de protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxtil**. São Carlos, 2006. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18132/tde-18082006-110207/publico/tese.pdf>. Acesso em: 25 Abril 2022.
- BORGES, B. S. **ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-GEOGRELHA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS DISCRETOS**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil — Universidade de Brasília, 2012.
- CAMPOS. **Avaliação da interação solo-reforço por meio de ensaios de cisalhamento cíclico de interface**. São Carlos, 2013.
- DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 6. ed. São Paulo: THOMSON Learning, 2011.
- DIAS, L. C. **A influência dos estudos geotécnicos para a determinação de soluções de estruturas de contenção**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) — Universidade de Brasília, Brasília, 2016. Disponível em: https://bdm.unb.br/bitstream/10483/17233/1/2016_LeonardoCamposDias_tcc.pdf. = {27maio2022}.
- EHLICH, M. **Muros e taludes de solo reforçado: projeto e execução**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.
- FÉLIX. **Comportamento dos muros de terra armada**. Porto, 1991. Disponível em: <https://repositorio-aberto.up.pt/handle/10216/13079>. Acesso em: 01 maio 2022.

HEIDEMANN M; NIERWINSKY, P. H. H. D. B. S. B. P. G. Y. Geotechnical behavior of a compacted waste foundry sand. **Construction and Building Materials**, v. 1, n. 227, jan. 2021.

KOERNER, R. M. **Designing with Geosynthetics**. 5. ed. New York: Oficina de Textos, 1999.

LUIZ, B. J. **Projeto geotécnico de uma estrutura de contenção em concreto**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil — Rio de Janeiro: Escola Politécnica da UFRJ., 2014.

MARAPAGEM. **Avaliação da interação solo-fitas metálicas e poliméricas para solução em terra armada em solos não convencionais**. São Paulo, 2011. Disponível em: https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18132/tde07122011-095718/publico/dissertacao_maparagem.pdf. Acesso em: 28 maio 2022.

MOLON, M. L. **OBRA EM TERRA ARMADA NA BR-280 EM GUARAMIRIM/SC: ESTUDO DE CASO E ANÁLISE DE UTILIZAÇÃO DE AREIA DESCARTADA DE FUNDIÇÃO COMO MATERIAL DE ATERRO**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) — Centro de Ciências Tecnológicas da Universidade do Estado de Santa Catarina, 2021.

MORE, J. Z. **Análise Numérica do Comportamento de Cortinas Atirantadas em Solos**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil — Centro Tecnológico Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 2003.

MOREIRA M, J. **Modelação numérica do comportamento de um muro de terra armada da autoestrada A4: comparação com os resultados de instrumentação**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil — Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, 2013.

NAKAMURA, I. e. M. Some factors affecting the results of soil-geogrid direct shear test. **Earth Reinforcement**, v. 1, p. 123–128, nov. 1996.

NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE OFFICE OF BRIDGE TECHNOLOGY. **MECHANICALLY STABILIZED EARTH WALLS AND REINFORCED SOIL SLOPES DEIGN CONSTRUCTION GUIDELINES**: Nhi course no.132042. USA, 2001. 20-136 p.

PALMEIRA, E. **Soil-geosynthetic interaction: Modelling and analysis**. p. 368-390. [S.l.]: Geotextiles and Geomembranes, 2009.

PERALTA, F. N. **Comparação de Métodos de Projeto para Muros de Solo Reforçado com Geossintéticos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2007.

PEREIRA, A. B. **Estudos numéricos do comportamento tensão-deformação de estruturas em solos grampeados**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) — Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2016.

SABKA, M. A. **RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO SATURADA DE AREIAS DESCARTADAS DE FUNDIÇÃO**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil de Infraestrutura) — Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2022.

SILVA. **MUROS DE TERRA ARMADA – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA**. Lisboa, 2012. Disponível em: https://run.unl.pt/bitstream/10362/7694/1/Silva_2012.pdf. Acesso em: 01 maio 2022.

TACITANO, M. **Análise de paredes de contenção através de método unidimensional evolutivo**. Dissertação (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de eng. civil, arquitetura e urbanismo — Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2006.

VERTEMATTI, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. 1. ed. São Paulo: Associação Brasileira das Indústrias de Não tecidos e Tecidos Técnicos, 2004.