

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO DA RESISTÊNCIA DE INTERFACE DE TIRAS  
METÁLICAS E POLIMÉRICAS EM DIFERENTES SOLOS**

**RODRIGO CÉSAR PIEROZAN**

**ORIENTADOR: GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO, D.Sc.**  
**COORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D.**

**TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.TD-146/18**

**BRASÍLIA / DF: AGOSTO / 2018**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO DA RESISTÊNCIA DE INTERFACE DE TIRAS  
METÁLICAS E POLIMÉRICAS EM DIFERENTES SOLOS**

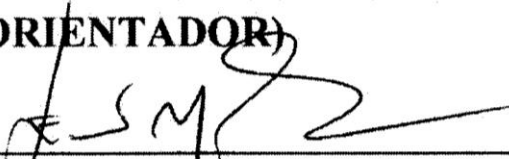
**RODRIGO CÉSAR PIEROZAN**

**TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO  
DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE  
DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA O OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.**

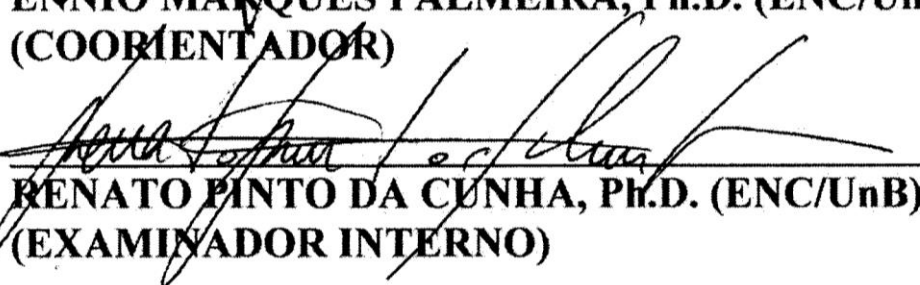
**APROVADA POR:**



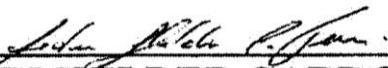
**GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO, D.Sc. (ENC/UnB)  
(ORIENTADOR)**



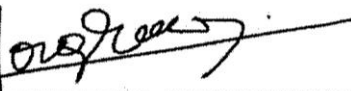
**ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D. (ENC/UnB)  
(COORIENTADOR)**



**RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D. (ENC/UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**



**SIDNEI HELDER CARDOSO TEIXEIRA, D.Sc. (UFPR)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**



**JORGE GABRIEL ZORNBERG, Ph.D. (The University of Texas  
at Austin)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

## FICHA CATALOGRÁFICA

**PIEROZAN, RODRIGO CÉSAR**

Estudo da Resistência de Interface de Tiras Metálicas e Poliméricas em Diferentes Solos [Distrito Federal] 2018

xxviii, 287 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2018)

Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Solo Reforçado

2. Tiras Metálicas

3. Tiras Poliméricas

4. Resistência de Interface

I. ENC/FT/UnB

II. Doutor

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

PIEROZAN, R.C. (2018). Estudo da Resistência de Interface de Tiras Metálicas e Poliméricas em Diferentes Solos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-146/18, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 287 p.

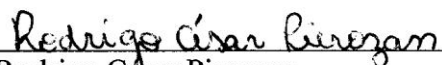
## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Rodrigo César Pierozan

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Estudo da Resistência de Interface de Tiras Metálicas e Poliméricas em Diferentes Solos

GRAU / ANO: Doutor / 2018

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.



Rodrigo César Pierozan

SHIN CA 11, LT. 11, BL. 01, Apto. 204

CEP: 71.503-511, Brasília / DF - Brasil

E-mail: rodrigopierozan@hotmail.com

*Ama-se mais o que se conquista com esforço.*

*(Benjamin Disraeli)*

*Aos meus pais, Itacir Carlos Pierozan e Cleuza Vendramini Pierozan.*

*Por todo o amor, por quem sou e por tudo que alcancei.*



## AGRADECIMENTOS

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - CAPES e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico - CNPq pelo financiamento da pesquisa. À Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal – FAPDF pelo suporte financeiro para visita técnica na Universidade do Texas em Austin, no Departamento de Engenharia Civil, Arquitetura e Ambiental e no Laboratório de Geotecnia, durante o mês de novembro de 2017.

À Universidade de Brasília e ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, por apoiarem e contribuírem com a realização desta e de tantas outras pesquisas. Ao professor orientador, Gregório Luís Silva Araújo, por todo conhecimento, apoio e amizade proporcionados durante a elaboração desta tese. Ao professor coorientador, Ennio Marques Palmeira, por estar sempre disposto a ajudar, seja com conhecimento e apoio, seja com o empréstimo de equipamentos indispensáveis para realização desta pesquisa.

Ao professor Jorge G. Zornberg por me receber em visita técnica na Universidade do Texas em Austin durante o mês de novembro de 2017. Ao professor Manoel Porfírio Cordão Neto, por autorizar o uso dos equipamentos de Placa de Sucção e WP4C, instalados no Laboratório de Ensaio Especiais Não Saturados. Aos professores que participaram do processo de avaliação desta pesquisa, Luis Fernando Martins Ribeiro, Renato Pinto da Cunha, Sidnei Helder Cardoso Teixeira e Juan Felix Rodriguez Rebolledo, por suas preciosas contribuições. À pesquisadora Luciana Alves Pereira, do Laboratório de Estudos Geocronológicos da Universidade de Brasília, pelo auxílio para realização de ensaios de microscopia eletrônica de varredura.

À professora Andrea Sell Dyminski (*In memoriam*) que, apesar de não estar mais presente, sempre foi uma grande fonte de inspiração e incentivo à busca de crescimento pessoal, profissional e acadêmico. Agradeço por ter me incentivado a entrar para área acadêmica, pelos seus preciosos conselhos e motivação.

A todos que, direta ou indiretamente, tenham contribuído com a pesquisa, seja com críticas construtivas, conselhos, ajuda, amizade e motivação.

## RESUMO

Solos mecanicamente estabilizados consistem em um grupo de estruturas de contenção em que elementos resistentes à tração são aplicados de forma a aumentar a resistência interna do solo, reduzindo a deformabilidade global do maciço. Tiras de aço galvanizado e tiras poliméricas podem ser utilizadas como reforço neste tipo de estrutura, entre outras possibilidades comerciais. As propriedades geotécnicas do solo selecionado como material de aterro neste tipo de obra são preponderantes para a estabilidade interna da estrutura, estando relacionadas à deformabilidade e à resistência do maciço. Usualmente, recomenda-se o uso de materiais de aterro granulares, como areias ou pedregulhos, os quais possuem boa resistência e performance adequada para este tipo de obra. No entanto, muitas vezes a aquisição de materiais de boa qualidade é dispendiosa face à disponibilidade e aos custos envolvidos, justificando a busca de alternativas construtivas que assegurem o comportamento adequado do solo reforçado com o uso de materiais mais econômicos. Neste contexto, neste trabalho são avaliadas interfaces de resistência solo-reforço por meio de ensaios de arrancamento considerando-se o uso de solo laterítico silteoso, característico do Distrito Federal, estabilizado com areia em teores pré-determinados. Dados complementares a respeito das propriedades físicas, mecânicas e hidráulicas dos solos também são apresentados, assim como outros parâmetros relacionados aos materiais geotécnicos e características dos reforços. Os métodos de pesquisa abrangeram o projeto e montagem de equipamentos, preparação e calibração da instrumentação, a preparação dos solos para ensaios de laboratório, o programa experimental e a análise de dados. Com base nos resultados, foi possível quantificar as resistências de interface solo-reforço em diferentes situações, avaliando-se a influência das características e propriedades de ambos no comportamento observado. Além disso, foi possível definir uma faixa adequada de teores de mistura entre areia uniforme e solo laterítico silteoso, assegurando-se comportamento adequado e potencializando-se a economia da obra. Conclui-se que a construção de estruturas de solo reforçado pode ser viável com o uso de solos lateríticos silteosos estabilizados com areia em determinados teores.

## ABSTRACT

Mechanically stabilized earth walls are a group of retaining wall systems that involve the presence of tensile elements to strengthen the soil, reducing the global deformability. Galvanized metal or polymeric strips may be used as reinforcements, among other commercial possibilities. Geotechnical properties for the backfill material are significant regarding to the internal stability of the reinforced earth structure and they are related to the global deformability of the system. Overall, the use of coarse soils as backfill material is recommended, such as sands and gravels, once these materials have good resistance and behavior for this construction system. However, the extraction of these materials may be expensive considering their availability and costs, validating the investigation for constructive alternatives that ensure reinforced earth appropriate behavior with the use of more economic materials. In this context, soil-reinforcement interfaces are evaluated in this work by means of pullout tests, considering the use of lateritic silty soil, usually found in Brazil's Federal District, mixed with sand in predetermined percentages. Complementary information regarding physical, mechanical and hydraulic soil properties are also presented as well as other parameters related to geotechnical materials and reinforcements characteristics. The research methods covered apparatus design and assembly, instrumentation arrangement and instrumentation, soil preparation for laboratory tests, laboratory testing program and data analysis. Based on the results, it was possible to quantify the soil-reinforcement interface shear strength for different situations, also evaluating the influence of the materials characteristics and properties on the assessed performance. Additionally, it was possible to determinate an adequate range of mixture contents between uniform sand and lateritic silty soil. It could be concluded that constructing reinforced soil structures may be feasible with the use of lateritic silty soils mixed with sand depending on the ratio between the used materials.

## SUMÁRIO

---

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1	OBJETIVOS .....	3
1.1.1	OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	4
1.2	ESTRUTURA DA TESE .....	4
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>6</b>
2.1	ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO .....	6
2.1.1	ELEMENTOS DE REFORÇO E MATERIAIS DE ATERRO .....	7
2.1.2	PROCEDIMENTO CONSTRUTIVO.....	14
2.2	ESTABILIDADE DE SOLOS REFORÇADOS .....	14
2.2.1	MECANISMOS DE INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO.....	15
2.2.2	CISALHAMENTO DE INTERFACE SOLO-REFORÇO .....	17
2.2.3	CONSIDERAÇÕES SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS.....	19
2.3	ARRANCAMENTO DE REFORÇOS LINEARES .....	19
2.3.1	MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGAS .....	20
2.3.2	ENSAIOS DE ARRANCAMENTO EM LABORATÓRIO.....	22
2.3.3	COEFICIENTE DE ATRITO SOLO-REFORÇO .....	25
2.3.4	CÁLCULO DO COEFICIENTE DE ATRITO APARENTE COM BASE NOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO .....	29
2.3.5	ESTIMATIVA DO COEFICIENTE DE ATRITO APARENTE COM BASE NAS NORMAS VIGENTES .....	32
2.3.6	PESQUISAS SOBRE INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO.....	34
2.4	SOLOS TROPICAIS LATERÍTICOS DO DISTRITO FEDERAL .....	44
<b>3</b>	<b>EQUIPAMENTOS .....</b>	<b>46</b>
3.1	EQUIPAMENTO PARA ENSAIOS DE ARRANCAMENTO.....	46
3.1.1	SISTEMAS DE APLICAÇÃO DE CARGAS VERTICAIS E ELEMENTOS DE REAÇÃO .....	47
3.1.2	SISTEMA DE APLICAÇÃO DE CARGAS HORIZONTAIS E ELEMENTOS DE REAÇÃO .....	50
3.2	EQUIPAMENTOS PARA DEPOSIÇÃO E COMPACTAÇÃO DOS SOLOS .....	52
3.2.1	Deposição de Material Granular .....	52

3.2.2	COMPACTAÇÃO MECÂNICA .....	54
3.3	SISTEMA DE INSTRUMENTAÇÃO.....	56
3.4	CALIBRAÇÃO DOS INSTRUMENTOS .....	58
3.5	EQUIPAMENTO DE CISALHAMENTO DIRETO MODIFICADO .....	61
<b>4</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS DA PESQUISA.....</b>	<b>63</b>
4.1	SELEÇÃO, COLETA E PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS .....	64
4.1.1	AREIA UNIFORME E SOLO DO DISTRITO FEDERAL .....	64
4.1.2	MISTURAS .....	65
4.2	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E CLASSIFICAÇÃO .....	67
4.2.1	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	68
4.2.2	ÁREA SUPERFICIAL ESPECÍFICA.....	69
4.3	COMPACIDADE E COMPACTAÇÃO.....	71
4.4	CARACTERIZAÇÃO QUÍMICO-MINERALÓGICA .....	72
4.5	CARACTERIZAÇÃO MICROMORFOLÓGICA .....	73
4.5.1	MICROSCOPIA ÓTICA.....	73
4.5.2	MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (SEM).....	76
4.5.3	ESPECTROSCOPIA POR DISPERSÃO DE ENERGIA (EDS) .....	78
4.6	CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA .....	78
4.6.1	CISALHAMENTO DIRETO .....	78
4.6.2	ENSAIOS TRIAXIAIS CONSOLIDADOS E NÃO DRENADOS .....	82
4.6.3	COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA .....	83
4.7	CARACTERIZAÇÃO HIDRÁULICA .....	84
4.7.1	RETENÇÃO DE UMIDADE DOS SOLOS .....	86
4.8	ELEMENTOS DE REFORÇO.....	87
4.8.1	RIGIDEZ À TRAÇÃO.....	89
4.8.2	AVALIAÇÃO DA RUGOSIDADE SUPERFICIAL .....	90
4.8.3	CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES SOBRE AS TIRAS .....	92
4.9	CISALHAMENTO DE INTERFACE SOLO-REFORÇO .....	94
4.10	ARRANCAMENTO DE REFORÇOS .....	95
4.10.1	PROCEDIMENTOS PRELIMINARES.....	95
4.10.2	MONTAGEM DOS ENSAIOS.....	96
4.10.3	PROCEDIMENTOS DE ENSAIO.....	102

<b>5</b>	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS</b>	<b>103</b>
5.1	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E CLASSIFICAÇÃO	103
5.2	COMPACIDADE E COMPACTAÇÃO	111
5.3	CARACTERIZAÇÃO QUÍMICO-MINERALÓGICA	115
5.4	CARACTERIZAÇÃO MICROMORFOLÓGICA	118
5.4.1	MICROSCOPIA ÓTICA	118
5.4.2	MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA	121
5.5	CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA	124
5.5.1	CISALHAMENTO DIRETO	124
5.5.2	ENSAIOS TRIAXIAIS CONSOLIDADOS E NÃO DRENADOS	129
5.5.3	COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA	130
5.6	CARACTERIZAÇÃO HIDRÁULICA	132
5.6.1	PERMEABILIDADE	133
5.6.2	RETENÇÃO DE UMIDADE	134
5.7	ELEMENTOS DE REFORÇO	136
5.7.1	RIGIDEZ À TRAÇÃO	136
5.7.2	AVALIAÇÃO DA RUGOSIDADE SUPERFICIAL	138
5.7.3	CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES SOBRE AS TIRAS	140
5.8	CISALHAMENTO DE INTERFACE SOLO-REFORÇO	141
5.9	ARRANCAMENTO DE REFORÇOS	144
5.9.1	ATRITO APARENTE SOLO-REFORÇO	147
5.9.2	VALORES PREVISTOS PELAS NORMAS TÉCNICAS	165
5.9.3	ATRITO REAL SOLO-REFORÇO	172
5.9.4	DESLOCAMENTOS INTERNOS E DEFORMAÇÕES	177
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS</b>	<b>182</b>
6.1	CONCLUSÕES	182
6.2	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	190
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>191</b>
	<b>APÊNDICES</b>	<b>201</b>

## LISTA DE TABELAS

---

Tabela 2.1. Fatores a serem considerados na escolha de um material de aterro (BS EN 14475, conforme BSI, 2006; NF EN 14475, conforme Norme Française, 2007).....	10
Tabela 2.2. Propriedades geotécnicas desejáveis dos materiais granulares de aterro (Berg <i>et al.</i> , 2009a), ensaios conforme o documento AASHTO (2008). .....	13
Tabela 3.1. Descrição do funcionamento do sistema de carregamento vertical. ....	49
Tabela 3.2. Instrumentos e respectivas especificações técnicas.....	56
Tabela 4.1. Massa total das amostras de solo preparadas para os ensaios geotécnicos. ....	67
Tabela 4.2. Parâmetros de resistência interna do solo e amostras ensaiadas (Adaptado da NBR 19286; ABNT, 2016a).....	79
Tabela 5.1. Peso específico e densidade dos grãos. ....	103
Tabela 5.2. Porcentagem das frações granulométricas, considerando-se a etapa de sedimentação com agente dispersor (C/ A.D.) e sem agente dispersor (S/ A.D.).....	106
Tabela 5.3. Limites de Atterberg e índices de plasticidade (IP). ....	107
Tabela 5.4. Classificação geotécnica dos materiais em estudo. ....	108
Tabela 5.5. Área superficial específica dos grãos. ....	109
Tabela 5.6. Resultados dos ensaios de índices de vazios mínimos (D4253-16; ASTM, 2016a) e índices de vazios máximos (D4254-16; ASTM, 2016b).....	112
Tabela 5.7. Parâmetros de compactação Proctor normal (NBR 7182-16; ABNT, 2016b)...	113
Tabela 5.8. Composição química da areia uniforme e do solo característico do Distrito Federal (porcentagem em massa de óxidos). ....	117
Tabela 5.9. Propriedades dos minerais (Adaptado de Klein & Hurlbut, 1999). ....	118
Tabela 5.10. Parâmetros de resistência obtidos por meio dos ensaios de cisalhamento direto. ....	126
Tabela 5.11. Ângulos de dilatância ( $\Psi$ ) correspondentes aos níveis de tensões, determinados com base nos ensaios de cisalhamento direto modificado. ....	128
Tabela 5.12. Parâmetros determinados com base nos ensaios de compressão oedométrica..	131
Tabela 5.13. Coeficientes de permeabilidade dos materiais geotécnicos. ....	133
Tabela 5.14. Parâmetros de resistência ao cisalhamento de interface solo-reforço. ....	142
Tabela 5.15. Variação dos parâmetros obtidos por meio dos ensaios de repetibilidade – arrancamento de tira metálica com ressalto em areia uniforme ( $\sigma'_{n0} = 12,5$ kPa). ....	146
Tabela 5.16. Resistências máximas ao arrancamento e deslocamentos de pico referentes aos ensaios de arrancamento.....	148

Tabela 5.17. Perda de resistência ( $\Delta F_{\text{máx}}$ ) em relação à areia uniforme.....	152
Tabela 5.18. Coeficientes de atrito solo-reforço ( $f^*$ ) estabelecidos com base nos ensaios de arrancamento. ....	156
Tabela 5.19. Coeficientes de interação solo-reforço durante o arrancamento ( $f_b$ ). ....	160
Tabela 5.20. Resistências ao arrancamento e deslocamentos referentes ao deslocamento máximo dos ensaios (100 mm).....	162
Tabela 5.21. Coeficientes de atrito solo-reforço residuais ( $f^*_{\text{resid}}$ ) estabelecidos com base nos ensaios de arrancamento.....	162
Tabela 5.22. Resistências e deslocamentos referentes a 95% da resistência máxima, conforme os ensaios de arrancamento. ....	164
Tabela 5.23. Coeficientes de atrito reduzidos a 95% ( $f^*_{95\%}$ ) estabelecidos com base nos ensaios de arrancamento. ....	164
Tabela 5.24. Critérios mecânicos para seleção do material de aterro para armaduras com ressaltos, com base na NBR 19286 (ABNT, 2016a).....	166
Tabela 5.25. Parâmetros para determinação de $f^*$ conforme a NBR 19286 (ABNT, 2016a).167	
Tabela 5.26. Coeficientes de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ) estimados conforme a norma NBR 19286 (ABNT, 2016a) para tiras metálicas com ressaltos. ....	168
Tabela 5.27. Classificação dos materiais geotécnicos conforme a norma francesa (NF P94-270; Norme Française, 2009). ....	168
Tabela 5.28. Estimativa dos coeficientes $f_0^*$ e $f_l^*$ conforme a norma NF P94-270 (Norme Française, 2009). ....	169
Tabela 5.29. Coeficientes de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ) estimados conforme a norma NF P94-270 (Norme Française, 2009). ....	170
Tabela 5.30. Deformações medidas pelos extensômetros elétricos (EE 1, EE 2 e EE 3) nas tiras metálicas com ressaltos. ....	177
Tabela 5.31. Tensões ao longo da seção transversal das tiras metálicas com ressaltos. ....	178
Tabela A.1. Critérios mecânicos para seleção do material de aterro para armaduras lisas (sem ressaltos), conforme a NBR 19286 (ABNT, 2016a). ....	203
Tabela A.2. Critérios mecânicos para seleção do material de aterro para armaduras com ressaltos, conforme a NBR 19286 (ABNT, 2016a). ....	203
Tabela A.3. Combinação típica entre aterro, elementos de reforço e paramentos externos (BS EN 14475, conforme BSI, 2006; NF EN 14475, conforme Norme Française, 2007). ....	204
Tabela A.4. Especificações técnicas para projeto de caixa para ensaios de arrancamento (adaptado das normas D6706-01, ASTM, 2013 e BS EN 13738:2004, BSI, 2004). ....	205



Tabela A.5. Estimativa dos ângulos de atrito interno dos materiais de aterro ( $\phi_{1k}$ ) com base na granulometria (adaptado de NF P 94-270; Norme Française, 2009). .....	205
Tabela A.6. Estimativa dos coeficientes $f_0^*$ e $f_1^*$ conforme a norma NF P94-270 (Norme Française, 2009). .....	206
Tabela B.1. Resumo da calibração dos instrumentos, sendo CC (célula de carga), TDL (transdutor de deslocamento linear) e CTT (célula de tensão total). .....	215
Tabela C.1. Programa experimental – Materiais geotécnicos. ....	222
Tabela C.2. Programa experimental – Elementos de reforço. ....	223
Tabela C.3. Programa experimental – Interação solo-reforço. ....	223
Tabela D.1. Composição química semi-quantitativa nos pontos selecionados – EDS. ....	229
Tabela D.2. Rigidez secante relativa para deformações iguais a 2% e 5% - tiras sintéticas convencionais e as tiras sintéticas de alta aderência. ....	239
Tabela D.3. Análise de variância entre as tiras sintéticas, sendo (A) Rigidez secante relativa à deformação igual a 2% e (B) Rigidez à tração para deformação igual a 5%. ....	239
Tabela D.4. Parâmetros da textura superficial dos elementos de reforço, considerando as diagonais menores ( $d_L$ ) e maiores ( $D_L$ ) dos losangos e as alturas totais dos perfis ( $R_T$ ). ....	240
Tabela D.5. Análise de variância entre as tiras sintéticas, considerando-se as diagonais (A) menores ( $d_L$ ) e (B) maiores ( $D_L$ ) e as (C) alturas dos perfis ( $R_T$ ). ....	240
Tabela D.6. Parâmetros de compactação das camadas de solo (N) – Tira metálica com ressaltos e tira metálica sem ressaltos – areia uniforme e mistura M 75/25. ....	249
Tabela D.7. Parâmetros de compactação das camadas de solo (N) – Tira metálica com ressaltos e tira metálica sem ressaltos – mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal. ....	250
Tabela D.8. Parâmetros de compactação das camadas de solo (N) – Tira sintética de alta aderência e tira sintética convencional – areia uniforme e mistura M 75/25. ....	251
Tabela D.9. Parâmetros de compactação das camadas de solo (N) – Tira sintética de alta aderência e tira sintética convencional – mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal. ....	252
Tabela D.10. Acréscimo de tensões no solo sobre os elementos de reforço no pico de resistência – areia uniforme e mistura M 75/25. ....	280
Tabela D.11. Acréscimo de tensões no solo sobre os elementos de reforço no pico de resistência – mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal. ....	280
Tabela D.12. Coeficientes de atrito real solo-reforço na interface ( $f$ ) – areia uniforme e mistura M 75/25. ....	281
Tabela D.13. Coeficientes de atrito real solo-reforço na interface ( $f$ ) – mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal. ....	281

## LISTA DE FIGURAS

---

Figura 2.1. Muro de solo mecanicamente estabilizado em construção em Forth Worth – Texas ( <i>Texas State Highway 199</i> ), (A) paramento externo pré-fabricado de concreto e (B) tiras metálicas com ressaltos. ....	7
Figura 2.2. Muro de terra armada em construção em Irving – Texas ( <i>Airport Fwy</i> ), (A) Paramento externo de concreto, (B) tiras metálicas com ressaltos, (C) elementos de conexão e (D) detalhe da conexão das tiras metálicas. ....	15
Figura 2.3. Estrutura de solo reforçado, indicando-se os mecanismos de interação solo-reforço conforme os movimentos relativos entre o solo e os reforços (adaptado de Palmeira, 1987). ....	17
Figura 2.4. (A) Envoltória de resistência de interface de Mohr-Coulomb e (B) envoltória de resistência não linear e ângulo de atrito secante referente à tensão normal 3. ....	18
Figura 2.5. (A) Estado de tensões ao qual está submetido um elemento de solo reforçado (adaptado de Schlosser & Bastick, 1991) e (B) envoltória de resistência de Mohr-Coulomb com e sem o reforço (adaptado de Budhu, 2015). ....	21
Figura 2.6. Mecanismos de resistência por (A) atrito e por (B) resistência passiva (adaptado de Elias <i>et al.</i> , 2001). ....	21
Figura 2.7. Efeito da dilatância impedida em solo granular, indicando-se o volume de solo sujeito ao acréscimo localizado de tensões (adaptado de Schlosser & Elias, 1978). ....	26
Figura 2.8. Tensões normais medidas no entorno de uma inclusão sujeita ao arrancamento (adaptado de Plumelle, 1984). ....	27
Figura 2.9. Efeito da dilatância de pedregulho, correspondendo ao arrancamento de tiras metálicas com e sem ressaltos (adaptado de Schlosser & Elias, 1978). ....	28
Figura 2.10. (A) Coeficientes de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ) das tiras sintéticas e metálicas e (B) efeito do arqueamento no solo (Adaptado de Abdelouhab <i>et al.</i> , 2010). ....	38
Figura 2.11. Equipamento de cisalhamento direto modificado para ensaios de arrancamento, considerando-se (A) o projeto (dimensões em milímetros) e (B) fotografia (adaptado de Abdi & Arjomand, 2011). ....	39
Figura 2.12. (A) Equipamento e montagem do ensaio e (B) envoltórias de resistência ao arrancamento (Adaptado de <i>Terre Armée Internationale</i> , 2014a). ....	41
Figura 2.13. (A) Desenho esquemático da interação entre a fibra ondular e o solo e (B) curvas de arrancamento típicas (adaptado de Tang <i>et al.</i> , 2016). ....	43
Figura 3.1. Caixa de arrancamento – principais componentes e dimensões internas. ....	46

Figura 3.2. Tampa do equipamento de arrancamento na (A) condição inicial, (B) confecção de moldura metálica de suporte das camadas de borracha e perfuração da mesma; (C e D) perfuração das camadas de borracha; (E) fixação da primeira camada de borracha à tampa, (F) fixação da segunda camada de borracha à tampa e (G) aspecto final da bolsa de borracha. ...	48
Figura 3.3. Equipamento de arrancamento – sistema de aplicação de cargas verticais. ....	49
Figura 3.4. Equipamento de arrancamento – sistema de aplicação de cargas horizontais, sendo indicados os equipamentos que fazem parte do mesmo (DET. 1). ....	51
Figura 3.5. Conexão 1 utilizada para conectar o sistema de aplicação de cargas de arrancamento às tiras metálicas ou à conexão 2. ....	52
Figura 3.6. Conexão 2 utilizada para fixar os reforços sintéticos com uma distância igual a 50 mm entre si, sendo então vinculada à Conexão 1. ....	52
Figura 3.7. (A) Equipamento de deposição do material granular, sendo apresentado e (B) funcionamento do equipamento na montagem de ensaio de arrancamento. ....	53
Figura 3.8. Curvas de calibração da altura de queda da areia uniforme. ....	54
Figura 3.9. (A) Martelo mecânico para compactação e (B) exemplo de uso em ensaio, sendo indicado detalhe da compactação (DET. 1). ....	55
Figura 3.10. Instrumentos, sendo (A) célula de carga, (B) células de tensões totais, (C) extensômetros elétricos e (D) medidores de deslocamentos. ....	57
Figura 3.11. Sistemas de aquisição (A) LYNX, sendo indicadas as conexões internas (DET. 1) e (B) Spider-8, sendo indicado o conector de 15 entradas (Detalhes 2 e 3). ....	57
Figura 3.12. Calibração da célula de carga. ....	58
Figura 3.13. Aparelhagem utilizada na calibração dos TDLs, sendo indicado o ponto de contato entre o micrômetro linear e os instrumentos (DET. 1). ....	59
Figura 3.14. Calibração das células de tensões totais: (A) equipamento, (B) procedimento de chuva de areia e (C) procedimento de compactação mecânica, considerando-se a areia uniforme (DET. 1) e os solos coesivos (DET. 2). ....	60
Figura 3.15. (A) Equipamento de cisalhamento direto modificado para estudo do ângulo de dilatância, indicando-se os (B) elementos introduzidos de forma a garantir que as partes superior e inferior da caixa não se tocam. ....	62
Figura 4.1. Métodos da pesquisa. ....	63
Figura 4.2. Localização do ponto de coleta de solo característico do Distrito Federal conforme (A) mapa do Brasil, (B) fotografia de Brasília e (C) imagem aérea da Universidade de Brasília, edifício SG-12 e arredores. ....	66
Figura 4.3. Teores de solo do Distrito Federal presentes nas amostras e nomenclatura. ....	66

Figura 4.4. Preparação das misturas por meio da (A) adição dos materiais, (B) homogeneização e (C) umidificação com controle do teor de umidade (DET. 1).....	68
Figura 4.5. Equipamento desenvolvido pela <i>Quantachrome Instruments</i> , modelo Nova 2200e, utilizado na determinação da superfície específica dos grãos com o uso de nitrogênio líquido (DET. 1). .....	70
Figura 4.6. (A e B) Determinação do índice de vazios mínimo, (C) corpo de prova após o ensaio e (D) determinação do índice de vazios máximo. ....	71
Figura 4.7. Difratorômetro de raios-X, sendo indicada amostra de solo em pó.....	72
Figura 4.8. Análises qualitativas e quantitativa realizadas por meio de microscopia ótica. ....	73
Figura 4.9. Disposição dos grãos de solo sobre a (A) lâmina e o (B) microscópio digital <i>Celestron LCD</i> (DET. 1). .....	75
Figura 4.10. Análise de imagens com o uso do <i>software</i> ImageJ: (A) imagem obtida pelo microscópio ótico, (B) remoção da saturação e (C) definição das bordas dos grãos ao aumentar o contraste, sendo indicados os parâmetros analisados (DET. 1). .....	75
Figura 4.11. (A) Equipamento para metalização das amostras e (B) microscópio eletrônico de varredura.....	77
Figura 4.12. (A) Moldagem da amostra em bloco de solo compactado, (B) preparação da caixa de arrancamento e detalhe do ensaio (DET. 1). .....	81
Figura 4.13. (A) Moldagem da amostra, (B) equipamento para ensaio triaxial, sendo apresentada fotografia antes do ensaio (DET. 1) e após o mesmo (DET. 2). .....	83
Figura 4.14. Aparelhagem para ensaio de permeabilidade à carga constante, sendo destacados o sistema de interface ar-vácuo (DET. 1) e a bomba de vácuo (DET. 2). .....	84
Figura 4.15. Aparelhagem para ensaio de permeabilidade à carga variável, sendo destacadas (A) a preparação da base, (B) a colocação do corpo de prova, (C) a colocação da argila plástica e (D) o equipamento durante o ensaio.....	85
Figura 4.16. Ensaios para determinação da retenção de umidade dos solos: (A) amostra de solo compactado, (B) amostra para ensaio WP4C, (C) equipamento WP4C, (D) amostra para ensaio de placa, (E) Base da placa de sucção (adaptado de Grau, 2014) e (F) Equipamento da placa de sucção (adaptado de Calle, 2013).....	88
Figura 4.17. (A) Polímeros das tiras sintéticas e (B) microscopia das fibras de poliéster (PET). .....	89
Figura 4.18. Prensa de tração EMIC, sendo indicados o elemento de fixação dos reforços no equipamento (DET. 1).....	90

Figura 4.19. Microscópio Confocal a Laser empregado na avaliação da rugosidade superficial das tiras sintéticas (DET. 1). .....	91
Figura 4.20. Altura total do perfil (Rt) em relação às alturas de pico (Zp) e às alturas de vale (Zv) do perfil, ao longo do comprimento de avaliação (adaptado da NBR ISO 4287; ABNT, 2008). .....	92
Figura 4.21. (A) Tira sintética convencional, (B) tira sintética de alta aderência e (C) tira metálica sem ressaltos, indicando-se a compactação da amostra de areia uniforme (DET. 1) e a montagem das amostras de solos argilosos (Detalhes 2 e 3). .....	94
Figura 4.22. Dimensões das luvas de proteção adotadas nos ensaios, indicando-se o posicionamento das mesmas no caso de reforços metálicos (DET. 1) e no caso de reforços sintéticos (DET. 2). .....	97
Figura 4.23. Posicionamento dos instrumentos nos ensaios de arrancamento de tiras metálicas (dimensões em milímetros). .....	98
Figura 4.24. Posicionamento das células de tensão total (CTT) em relação aos ressaltos nas tiras metálicas (dimensões em milímetros). .....	98
Figura 4.25. (A) Abertura de orifício para colocação de CTT, (B) aspecto do orifício, (C) colocação e compactação de lastro de solo de base da CTT sobre a tira, (D) colocação da CTT, (E) colocação e compactação de solo sobre a CTT e (F) aspecto final da superfície. ....	99
Figura 4.26. (A) Limpeza da tira metálica no ponto de instalação de um extensômetro elétrico, sendo indicada a colagem do mesmo (DET. 1) e a conexão dos fios (DET. 2), sendo então feita a (B) colocação de chapa metálica de proteção do extensômetro elétrico. ....	100
Figura 4.27. Posicionamento dos instrumentos nos ensaios de arrancamento de tiras sintéticas (convencionais e de alta aderência). .....	101
Figura 4.28. Detalhes referentes à instalação dos <i>tell-tales</i> , indicando-se o posicionamento dos mesmos na parte posterior da caixa (DET. 1) e o conector utilizado para unir o cursor dos TDLs com as hastes metálicas (DET. 2). .....	101
Figura 5.1. Variação do peso específico dos sólidos em relação ao teor de solo do Distrito Federal presente nas amostras. ....	104
Figura 5.2. Granulometria dos materiais geotécnicos, considerando-se a etapa de sedimentação (A) com o uso de agente dispersor e (B) sem o uso de agente dispersor. ....	105
Figura 5.3. Teores de finos presentes nas amostras, considerando-se a etapa de sedimentação nas condições com e sem o uso de agente dispersor. ....	107
Figura 5.4. Estados físicos dos materiais geotécnicos em função dos teores de umidade e dos teores de solo característico do Distrito Federal. ....	108

Figura 5.5. Cartas de plasticidade do (A) Sistema Unificado (D2487-17; Adaptado de ASTM, 2017b) e do (B) Sistema Rodoviário (M145-91; Adaptado de AASHTO, 2017).....	110
Figura 5.6. Classificação dos solos pelo Sistema Trilinear ( <i>U.S. Public Road Administration</i> ; Adaptado de Shroff & Shah, 2003).....	110
Figura 5.7. Área superficial específica em função dos teores de solo característico do Distrito Federal presentes nas amostras. ....	111
Figura 5.8. (A) Comparação entre os índices de vazios e (B) as massas específicas aparente secas em relação aos teores de solo do Distrito Federal. ....	112
Figura 5.9. Curvas de compactação Proctor normal. ....	113
Figura 5.10. Representação das massas específicas secas e dos teores de umidade ótimos em relação aos teores de solo do Distrito Federal (compactação Proctor normal). ....	114
Figura 5.11. Representação das massas específicas aparente secas obtidas por meio dos ensaios de compactação Proctor normal e dos índices de vazios máximo e mínimo. ....	115
Figura 5.12. Mineralogia da areia uniforme e do solo do Distrito Federal. ....	116
Figura 5.13. Aspecto visual dos grãos de areia retidos nas peneiras padrão ASTM (A) nº 16 (1,20 mm), (B) nº 30 (0,60 mm), (C) nº 40 (0,42 mm), (D) nº 60 (0,25 mm) e (E) nº 100 (0,15 mm). ....	119
Figura 5.14. Aspecto visual dos solos compactados (1) e das agregações individualizadas (2), considerando as misturas (A) M 75/25 e (B) M 50/50 e o (C) solo do Distrito Federal.....	120
Figura 5.15. Micromorfologia das agregações das misturas (A) M 75/25, (B) M 50/50, (C) 25/75 e (D) solo do Distrito Federal.....	122
Figura 5.16. Pontos de análise por EDS, considerando as misturas (A) M 75/25, (B) M 50/50 e (C) M 25/75 e o (D) solo do Distrito Federal.....	123
Figura 5.17. Parâmetros de resistência ao cisalhamento para as diferentes condições de ensaio em relação aos teores de solo do Distrito Federal presentes nas amostras. ....	127
Figura 5.18. Trajetórias de tensões durante os ensaios triaxiais consolidados e não drenados na condição saturada referentes à mistura M 75/25.....	129
Figura 5.19. Variação dos índices de vazios em relação às tensões verticais efetivas.....	131
Figura 5.20. Representação dos coeficientes de permeabilidade dos materiais geotécnicos em relação aos teores de solo do Distrito Federal.....	133
Figura 5.21. Curvas de retenção de água. ....	135
Figura 5.22. Resultados dos ensaios de resistência à tração não confinada.....	137
Figura 5.23. Microscopia 2D e 3D das (A) tiras sintéticas convencionais e das (B) tiras sintéticas de alta aderência (com ressaltos laterais). ....	139

Figura 5.24. Concentração de tensões sobre os elementos de reforço em condição estática.	140
Figura 5.25. Ângulos de atrito de interface em relação aos teores de solo do Distrito Federal e aos ângulos de atrito interno dos solos obtidos por cisalhamento direto lento.	143
Figura 5.26. Aspecto visual dos materiais geotécnicos compactados, considerando-se as misturas (A) M 75/25 (DET. 1) e (B) M 50/50 (DET. 2).	145
Figura 5.27. Repetibilidade da resistência ao arrancamento e das deformações em relação ao deslocamento frontal.	146
Figura 5.28. Resistência máxima ( $F_{m\acute{a}x}$ ) ao arrancamento em função dos teores de solo do Distrito Federal presentes nas amostras.	151
Figura 5.29. Deslocamentos correspondentes às resistências máximas ( $\delta_{pico}$ ) em função do teor de solo do Distrito Federal presente nas amostras.	154
Figura 5.30. Coeficientes de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ) em relação aos teores de solo do Distrito Federal presentes nas amostras.	157
Figura 5.31. Quociente entre $f^*$ e $f^*_{resid}$ em relação aos teores de solo do Distrito Federal presentes nas amostras.	163
Figura 5.32. Quociente entre $f$ e $f^*$ em relação à profundidade – tira metálica com ressaltos e tira sintética sem ressaltos.	174
Figura 5.33. Quociente entre $f$ e $f^*$ em relação à profundidade – tira sintética de alta aderência e tira sintética convencional.	175
Figura 5.34. Quociente entre $f$ e $f^*$ em relação à profundidade – tira sintética convencional.	176
Figura 5.35. Acréscimos de tensões nas tiras metálicas com ressaltos, sendo as posições P1 e P3 referentes às CTTs instaladas sobre os ressaltos e P2 na parte lisa.	176
Figura 5.36. Tensões atuantes ao longo da seção transversal das tiras metálicas com ressaltos nos deslocamentos correspondentes às resistências máximas ao arrancamento.	179
Figura 5.37. Deslocamentos internos das tiras sintéticas registrados pelos <i>tell-talles</i> (TT1, TT 2 e TT 3) nos momentos correspondentes aos picos de resistência.	181
Figura B.1. Projeto da caixa de arrancamento, vistas frontal, interna e posterior (adaptado de Palmeira, 1996).	208
Figura B.2. Projeto da caixa de arrancamento, vistas lateral e superior (adaptado de Palmeira, 1996).	209
Figura B.3. Tampa da caixa de arrancamento – Superfície superior.	210
Figura B.4. Tampa da caixa de arrancamento – Superfície inferior.	211
Figura B.5. Sistema de reação aos carregamentos verticais.	212

Figura B.6. Sistema de aplicação de carregamentos horizontais. ....	213
Figura B.7. Conexão 1 para ensaios de arrancamento (suporte para reforços metálicos e para conexão 2). ....	214
Figura B.8. Conexão 2 para ensaios de arrancamento (suporte para reforços sintéticos). ....	214
Figura B.9. Calibração da célula de carga (CC). ....	215
Figura B.10. Calibração dos transdutores de deslocamento linear (TDLs). ....	216
Figura B.11. Calibração das células de tensões totais (CTTs) – Areia uniforme (100%). ....	217
Figura B.12. Calibração das células de tensões totais (CTTs) – Mistura entre areia (75%) e solo do Distrito Federal (25%) – M 75/25. ....	218
Figura B.13. Calibração das células de tensões totais (CTTs) – Mistura entre areia (50%) e solo do Distrito Federal (50%) – M 50/50. ....	219
Figura B.14. Calibração das células de tensões totais (CTTs) – Solo do Distrito Federal (100%). .....	220
Figura C.1. Geometria dos elementos de reforço. ....	224
Figura D.1. Curvas e parâmetros de compactação Proctor normal das misturas (A) M 97,5/2,5, (B) M 95/5, (C) M 90/10, (D) M 75/25, (E) M 50/50 e (F) M 25/75. ....	226
Figura D.2. Curva e parâmetros de compactação Proctor normal do solo característico do Distrito Federal. ....	227
Figura D.3. Mineralogia por difração de raios-X – areia uniforme e solo do Distrito Federal. ....	227
Figura D.4. EDS – Misturas M 75/25 (a), M 50/50 (b) e M 25/75 (c) e solo do D.F. (d). ....	228
Figura D.5. EDS – Solo do Distrito Federal (d). ....	229
Figura D.6. Ensaios de cisalhamento direto rápido em condição não adensada – areia uniforme e mistura M 75/25. ....	230
Figura D.7. Ensaios de cisalhamento direto rápido em condição não adensada – mistura M 50/50 e solo característico do Distrito Federal. ....	231
Figura D.8. Ensaios de cisalhamento direto para definição dos parâmetros $\phi_1$ (solo do Distrito Federal) e $\phi_2$ (mistura M 75/25), conforme a NBR 19286 (ABNT, 2016a). ....	232
Figura D.9. Ensaios de cisalhamento direto lento em condição adensada – areia uniforme e mistura M 75/25. ....	233
Figura D.10. Ensaios de cisalhamento direto lento em condição adensada – mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal. ....	234
Figura D.11. Etapa de adensamento com amostras de solo não saturadas – ensaios de cisalhamento direto lento em condição adensada. ....	235



Figura D.12. Ângulos de dilatação obtidos por meio de ensaios de cisalhamento direto – areia uniforme e mistura M 75/25.....	236
Figura D.13. Ângulos de dilatação obtidos por meio de ensaios de cisalhamento direto – mistura M 50/50. ....	237
Figura D.14. Ensaios triaxiais CUsat - mistura M 75/25, considerando-se as tensões desviadoras em relação às deformações axiais. ....	237
Figura D.15. Ensaios triaxiais CUsat - mistura M 75/25, sendo (A) variação da poropressão em relação às deformações axiais e (B) tensões cisalhantes em relação às tensões efetivas. ....	238
Figura D.16. Compressão oedométrica, representação das tensões verticais efetivas em relação às deformações verticais, considerando-se as misturas (A) M 75/25 e (B) M 50/50.....	238
Figura D.17. Compressão oedométrica, representação das tensões verticais efetivas em relação às deformações verticais, considerando-se o solo do Distrito Federal.....	239
Figura D.18. Concentração de tensões sobre as tiras metálicas – condição estática.....	241
Figura D.19. Concentração de tensões sobre as tiras sintéticas – condição estática.....	242
Figura D.20. Cisalhamento de interface entre solos e reforço metálico sem ressaltos – areia uniforme e mistura M 75/25.....	243
Figura D.21. Cisalhamento de interface entre solos e reforço metálico sem ressaltos – mistura M 50/50 e solo característico do Distrito Federal. ....	244
Figura D.22. Cisalhamento de interface entre solos e tira sintética convencional – areia uniforme e mistura M 75/25.....	245
Figura D.23. Cisalhamento de interface entre solos e tira sintética convencional – mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal. ....	246
Figura D.24. Cisalhamento de interface entre solos e tira sintética de alta aderência – areia uniforme e mistura M 75/25.....	247
Figura D.25. Cisalhamento de interface entre solos e tira sintética de alta aderência – mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal.....	248
Figura D.26. Resistência ao arrancamento em função do deslocamento na face – tira metálica com ressaltos e tira metálica sem ressaltos. ....	253
Figura D.27. Resistência ao arrancamento em função do deslocamento na face – tira sintética de alta aderência e tira sintética convencional (areia uniforme e mistura M 75/25).....	254
Figura D.28. Resistência ao arrancamento em função do deslocamento na face – tira sintética convencional (mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal).....	255
Figura D.29. Envoltórias de resistência ao arrancamento considerando-se os parâmetros de pico – tira metálica com ressaltos e tira metálica sem ressaltos. ....	255

Figura D.30. Envoltórias de resistência ao arrancamento considerando os parâmetros de pico – tira sintética de alta aderência e tira sintética convencional.....	256
Figura D.31. Coeficientes $f^*$ obtidos por ensaios de laboratório e estimados pelas normas brasileira e francesa – tira metálica com ressaltos. ....	256
Figura D.32. Coeficientes $f^*$ obtidos por ensaios de laboratório e estimados pelas normas brasileira e francesa – tira metálica com e sem ressaltos e tira sintética de alta aderência. ...	257
Figura D.33. Coeficientes $f^*$ obtidos por ensaios de laboratório e estimados pelas normas brasileira e francesa – tira sintética de alta aderência e tira sintética convencional.....	258
Figura D.34. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira metálica com ressaltos em areia uniforme.....	259
Figura D.35. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira metálica com ressaltos em areia uniforme e mistura M 75/25. ....	260
Figura D.36. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira metálica com ressaltos em mistura M 75/25.....	261
Figura D.37. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira metálica com ressaltos em mistura M 50/50.....	262
Figura D.38. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira metálica com ressaltos em mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal. ....	263
Figura D.39. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira metálica com ressaltos em solo do Distrito Federal. ....	264
Figura D.40. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira metálica sem ressaltos em areia uniforme.....	265
Figura D.41. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira metálica sem ressaltos em areia uniforme e em solo do Distrito Federal. ....	266
Figura D.42. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira metálica sem ressaltos em solo do Distrito Federal. ....	267
Figura D.43. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética de alta aderência em areia uniforme. ....	268
Figura D.44. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética de alta aderência em areia uniforme e mistura M 75/25. ....	269
Figura D.45. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética de alta aderência em mistura M 75/25. ....	270
Figura D.46. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética de alta aderência em mistura M 50/50. ....	271

Figura D.47. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética de alta aderência em mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal.....	272
Figura D.48. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética de alta aderência em solo do Distrito Federal. ....	273
Figura D.49. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética convencional em areia uniforme. ....	274
Figura D.50. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética convencional em areia uniforme e mistura M 75/25.....	275
Figura D.51. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética convencional em mistura M 75/25. ....	276
Figura D.52. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética convencional em mistura M 50/50. ....	277
Figura D.53. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética convencional em mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal. ....	278
Figura D.54. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética convencional em solo do Distrito Federal.....	279
Figura D.55. Deformações registradas pelos extensômetros EE 1, EE 2 e EE 3 nas tiras metálicas com ressaltos – areia uniforme e mistura M 75/25. ....	282
Figura D.56. Deformações registradas pelos extensômetros EE 1, EE 2 e EE 3 nas tiras metálicas com ressaltos – M 50/50 e solo do Distrito Federal.....	283
Figura D.57. Deslocamentos internos registrados pelos <i>tell-tales</i> (TT 1, TT 2 e TT 3) instalados nas tiras sintéticas de alta aderência – areia uniforme e mistura M 75/25. ....	284
Figura D.58. Deslocamentos internos registrados pelos <i>tell-tales</i> (TT 1, TT 2 e TT 3) instalados nas tiras sintéticas de alta aderência – mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal.....	285
Figura D.59. Deslocamentos internos registrados pelos <i>tell-tales</i> (TT 1, TT 2 e TT 3) instalados nas tiras sintéticas convencionais – areia uniforme e mistura M 75/25. ....	286
Figura D.60. Deslocamentos internos registrados pelos <i>tell-tales</i> (TT 1, TT 2 e TT 3) instalados nas tiras sintéticas convencionais – mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal.....	287

## LISTA DE SÍMBOLOS, ABREVIATURAS E SIGLAS

---

$\alpha$	Fator de correção de escala devido à distribuição não-linear de tensões;
$\gamma_{d,máx}$	Peso específico aparente seco máximo;
$\gamma_s$	Peso específico dos sólidos;
$\Delta\sigma'_n$	Acréscimo das tensões verticais efetivas;
$\Delta\sigma_1$	Variação da tensão principal maior no ensaio triaxial;
$\Delta e$	Variação do índice de vazios;
$\Delta F_{máx}$	Variação do esforço máximo ao arrancamento;
$\Delta H$	Variação da altura de solo;
$\Delta u$	Variação de poropressão no ensaio triaxial;
$\Delta w$	Desvio do teor de umidade do solo;
$\delta$	Deslocamento;
$\delta_{pico}$	Deslocamento de pico;
$\epsilon_f$	Deformação específica na ruptura (ensaio triaxial);
$\epsilon_{pico}$	Deformação específica da tira metálica no pico de resistência;
$\epsilon_v$	Deformação vertical (ensaio de compressão oedométrica);
$\mu m$	Micrômetro ( $1.10^{-6}$ m);
$\rho_d$	Massa específica aparente seca;
$\rho_{d, máx}$	Massa específica aparente seca máxima;
$\sigma_1'$	Tensão principal maior em termos efetivos;
$\sigma_3'$	Tensão principal menor em termos efetivos;
$\sigma_{3i}'$	Tensão principal menor referente ao solo sem reforço (em termos efetivos);
$\sigma_{3r}'$	Tensão principal menor referente ao solo reforçado (em termos efetivos);
$\sigma'_{n,real}$	Tensão normal efetiva real que ocorre no nível dos reforços;
$\sigma'_{n0}$	Tensão normal efetiva atuante no nível dos reforços (solo e sobrecarga);
$\sigma'_s$	Tensões efetivas oriundas do peso próprio do solo;
$\sigma'_a$	Tensões efetivas oriundas das sobrecargas aplicadas;
$\tau_{máx}$	Tensão cisalhante máxima;
$\Phi$	Fator de resistência ao arrancamento do reforço;
$\phi'$	Ângulo de atrito interno do solo em termos efetivos;
$\phi$	Ângulo de atrito interno do solo conforme a NBR 19286 (ABNT, 2016);
$\phi_0$	Ângulo de atrito interno ao final do ensaio de cisalhamento direto;
$\phi_1$	Parâmetro $\phi_1$ conforme a NBR 19286 (ABNT, 2016);

$\phi_2$	Parâmetro $\phi_2$ conforme a NBR 19286 (ABNT, 2016);
$\phi_p$	Ângulo de atrito de pico do solo (norma BS 8006; BSI, 2006);
$\phi_{cv}$	Ângulo de atrito a volume constante;
$\phi'$	Ângulo de atrito de interface em termos efetivos;
$\phi_{sec}'$	Ângulo de atrito de interface secante em termos efetivos;
$\Psi$	Ângulo de dilatação do solo;
$\chi$	Parâmetro referente ao grau de saturação;
%S <sub>DF</sub>	Teor de solo do Distrito Federal;
Å	Angstrom;
A	Parâmetro de poropressão na ruptura (ensaio triaxial);
A <sub>EDS</sub>	Correção da absorção (EDS);
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials;</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
A.D.	Agente dispersor (C/ – com; S/ sem);
A <sub>P</sub>	Área da projeção do grão de areia;
ASE	Área Superficial Específica;
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials;</i>
B.E.T.	Brunauer, Emmett, Teller;
BSE	Elétrons Retroespalhados ( <i>Backscattering Electrons</i> );
BSI	<i>The British Standards Institution;</i>
C	Fator geral de área superficial do reforço;
CC	Célula de carga;
C <sub>c</sub>	Coeficiente de curvatura do solo;
CEFECG	Campo Experimental de Fundações, Ensaio de Campo e Geossintéticos;
CTT	Célula de tensões totais;
C <sub>U</sub>	Coeficiente de não uniformidade do solo;
$\overline{CU}_{sat}$	Ensaio triaxial consolidado e não drenado saturado (poropressão);
c'	Coesão em termos efetivos;
c' <sub>a</sub>	Adesão solo-reforço em termos efetivos;
D	Diâmetro das partículas de solo;
D.F.	Distrito Federal - Brasília;
D <sub>L</sub>	Diagonal maior do losango;
D <sub>máx</sub>	Maior diâmetro da área projetada;
D <sub>mín</sub>	Menor diâmetro da área projetada;

DN	Diâmetro nominal;
$D_n$	Diâmetro correspondente à porcentagem passante de n% dos grãos;
DRX	Difratometria de Raios-X;
$d_L$	Diagonal menor do losango;
EDS	Espectroscopia por Dispersão de Energia;
EE	Extensômetro elétrico;
EN	<i>European Standards</i> ;
$E_{n\%}$	Módulo de elasticidade correspondente a deformação de n%;
e	Índice de vazios do solo ( $e_0$ – inicial; $e_{máx}$ – máximo; $e_{mín}$ – mínimo);
F	Esforço de tração;
$F^*$	Fator de resistência ao arrancamento;
$F_{95\%,máx}$	Esforço correspondente a 95% da resistência máxima ao arrancamento;
$F_{EDS}$	Correção da fluorescência (EDS);
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i> ;
$F_{máx}$	Esforço máximo ao arrancamento;
FRX	Fluorescência de Raios-X;
$F_{shape}$	Fator forma do grão;
$f^*$	Coefficiente de atrito aparente solo-reforço;
$f^*_{resid}$	Coefficiente de atrito aparente solo-reforço residual;
$f$	Coefficiente de atrito real solo-reforço;
$f_0^*$	Coefficiente de atrito aparente solo-reforço na superfície do aterro;
$f_l^*$	Coefficiente de atrito aparente solo-reforço na profundidade $z_0$ ;
$f_b$	Coefficiente de interação solo-reforço durante o arrancamento;
GC	Grau de Compactação;
GDL	Graus de Liberdade;
$G_s$	Densidade dos sólidos;
H	Altura de solo;
HRB	<i>Highway Research Board Classification</i> ;
IP	Índice de Plasticidade;
$J_{sec, n\%}$	Rigidez secante relativa a deformação de n%;
$k_{20\text{ °C}}$	Coefficiente de permeabilidade do solo a 20 °C;
K	Kelvin (temperatura);
kV	Quilovolts;
L	Altura do corpo de prova no ensaio triaxial;

$L_e$	Comprimento do reforço na zona ancorada;
MCHW	<i>Manual of Contract Documents for Highway Works;</i>
MEV	Microscópio Eletrônico de Varredura;
ML	Solo argiloso de baixa compressibilidade;
MQ	Média dos Quadrados;
MSE	Muros em Solos Mecanicamente Estabilizados;
$M_{x/y}$	Mistura entre areia uniforme (x%) e solo do Distrito Federal (y%), em massa;
mA	Miliampère;
N	Número da camada de solo compactado no ensaio de arrancamento;
NHI	<i>National Highway Institute;</i>
P	Pressão do ensaio de área superficial específica;
$p'$	Abscissa da trajetória de tensões em termos efetivos;
$P_0$	Pressão de vapor de saturação do nitrogênio;
PEAD	Polietileno de Alta Densidade;
PEBD	Polietileno de Baixa Densidade;
P.F.	Perda ao Fogo;
$P_p$	Perímetro da projeção do grão;
PPG-UnB	Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília;
PET	Politereftalato de Etileno;
PVC	Policloreto de Vinila;
q	Ordenada da trajetória de tensões;
Razão Z	Razão entre a intensidade de pico e a intensidade do elemento puro;
$R_n$	Índice de arredondamento do grão;
SE	<i>Secondary Electrons;</i>
SEM	<i>Scanning Electron Microscope;</i>
SM	Areia siltosa;
SP	Areia mal graduada;
SQ	Soma dos Quadrados;
SI	Sistema Internacional de Unidades;
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos;
$t_f$	Tempo necessário para atingir a ruptura no ensaio triaxial;
TLD	Transdutor de deslocamento linear;
$t_n$	Tempo necessário para ocorrência de n% do adensamento primário;
$T_{máx}$	Resistência ao arrancamento máxima por unidade de largura do reforço;

TT	<i>Tell-Tale</i> ;
$u_a$	Pressão do ar (solo não saturado);
UnB	Universidade de Brasília;
$u_w$	Pressão da água (poropressão);
$v_{20\text{ °C}}$	Velocidade de fluxo no solo a 20 °C;
$v_c$	Velocidade de cisalhamento no ensaio de cisalhamento direto;
$v_f$	Velocidade de deslocamento no ensaio triaxial;
$W_g$	Largura do geossintético;
w	Teor de umidade do solo;
$w_L$	Limite de Liquidez;
$w_{ót}$	Teor de umidade ótimo;
$w_P$	Limite de Plasticidade;
$Z_{EDS}$	Correção do número atômico (EDS);
$Z_P$	Altura de pico do perfil com base no ensaio de microscopia;
$Z_V$	Altura de vale do perfil com base no ensaio de microscopia;
$Z_T$	Altura total do perfil com base no ensaio de microscopia;
$z_0$	Profundidade a partir da qual não há efeito da dilatação do solo;
z	Profundidade do aterro.



# 1 INTRODUÇÃO

---

Solo mecanicamente estabilizado do tipo terra armada é um sistema de construção de estruturas de contenção em que elementos resistentes à tração (tiras) aumentam a resistência interna do solo, reduzindo a deformabilidade do maciço. Basicamente, este tipo de estrutura consiste de um aterro compactado com características geotécnicas apropriadas, reforços flexíveis instalados horizontalmente e uma face flexível de concreto na qual é feita a fixação dos reforços (NBR 19286; ABNT, 2016).

Os reforços são elementos lineares cuja performance depende do atrito (ou aderência) solo-reforço. Tiras de aço galvanizado e tiras poliméricas podem ser utilizadas como reforço neste tipo de estrutura, entre outras possibilidades comerciais. O uso de tiras poliméricas, também denominadas geotiras, têm aumentado nos últimos anos em função das vantagens técnicas e econômicas que esses materiais podem apresentar em determinadas aplicações. Entre as vantagens em questão podem ser citadas a facilidade de instalação, o menor tempo de execução das obras, a menor susceptibilidade à corrosão e a maior flexibilidade. O conhecimento dos mecanismos de interação solo-reforço é de fundamental importância no dimensionamento de estruturas de terra armada. Entre os ensaios mais comuns para reprodução dos mecanismos de interação solo-reforço que ocorrem em campo, em condições controladas, estão os ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto de interface. Nos ensaios de arrancamento, o reforço é instalado na metade da altura de uma caixa preenchida com solo compactado, sendo então aplicado um esforço de arrancamento com velocidade constante. Por sua vez, nos ensaios de cisalhamento direto de interface impõe-se uma superfície de ruptura horizontal no contato entre o solo compactado e o reforço considerado. Em ambos os casos, o desempenho da interface de resistência está vinculado às características geotécnicas do solo empregado como aterro, assim como ao tipo de elemento de reforço adotado na estrutura de contenção.

Usualmente recomenda-se o uso de materiais granulares como material de enchimento em muros em solos mecanicamente estabilizados (MSE), particularmente areias e pedregulhos, os quais possuem resistência e performance adequadas para este tipo de obra desde que atendam determinadas especificações (AASHTO, 1996; Berg *et al.*, 2009a; Berg *et al.*, 2009b; BS 8006, conforme BSI, 2010; NBR 19286, conforme ABNT, 2016; MCHW, 2016). Apesar de o uso de solos granulares ser desejável em estruturas de solo reforçado, encontrar depósitos de materiais com propriedades adequadas próximos à obra pode ser difícil e oneroso.

Uma série de trabalhos pode ser encontrada na literatura a respeito do uso de materiais de construção não convencionais, objetivando a sustentabilidade e a economia. Alguns exemplos podem ser citados, como o uso de misturas entre solos e rochas (Yang *et al.*, 2014), o uso de solos melhorados com fragmentos de borracha (Chrusciak, 2013; Moreno, 2016; Cavalcante, 2018), o uso de solos tropicais finos (Riccio *et al.*, 2014; Tupa, 1994), o uso de escória de cobre (Prasad & Ramana, 2016) e o uso de resíduos de construção e demolição reciclados (Fonseca, 2012; Santos *et al.*, 2014; Vieira *et al.*, 2016) como material de aterro em solos reforçados.

Com relação aos elementos de reforço, determinadas propriedades dos mesmos podem influenciar de maneira substancial a performance do solo mecanicamente estabilizado, como é o caso da resistência à tração, da deformabilidade do material, da rugosidade superficial e da geometria e presença de ressaltos. Com relação à resistência de interface entre diferentes tipos de solos e reforços para uso em estruturas de solo reforçado, são encontradas na literatura algumas pesquisas sobre o assunto. Como exemplo, podem ser citados trabalhos envolvendo a resistência de interface ao arrancamento entre solos e geogrelhas (e.g. Palmeira, 1987; Alagiyawanna *et al.*, 2001; Palmeira, 2009; Teixeira, 2003; Moraci & Recalcati, 2006; Teixeira *et al.*, 2007; Abdi & Arjomand, 2011; Cardile *et al.*, 2017; Kayadelen *et al.*, 2018), solo e fibras (Tang *et al.*, 2016), solo e tiras metálicas (Weldu *et al.*, 2015) e solos e tiras sintéticas (Abdelouhab *et al.*, 2010; Abdelouhab *et al.*, 2011; Panah *et al.*, 2015). A resistência de interface ao cisalhamento também foi estudada por vários autores (e.g. Palmeira, 1987; Palmeira & Milligan, 1989). Apesar de estarem disponíveis dados de várias pesquisas científicas a respeito da resistência de interface solo-reforço em várias configurações, há uma grande demanda por conhecimento a respeito da resistência de interface de solos finos coesivos, como é o caso dos solos tropicais lateríticos, para uso em estruturas de solo reforçado. Além disso, pouco se sabe a respeito da performance desses solos quando estabilizados com areia, solução técnica que pode resultar em economia na aquisição do material e atender às especificações de construção, em determinadas condições.

Neste contexto, várias pesquisas vêm sendo publicadas pelo Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (PPG-UnB) a respeito de particularidades de solos tropicais lateríticos. Entre as pesquisas em questão, podem-se citar estudos relativos às propriedades do solo natural e compactado (Cardoso, 2002; Delgado, 2002; Calle, 2013), melhoria com diferentes tipos de materiais (Sales, 2011), aspectos relativos à erosão (Mortari,

1994; Gonzáles, 2009) e desempenho em diferentes tipos de obras, como fundações (Guimarães, 2002; Medeiros, 2005; Bolaños, 2013) e estruturas de contenção (Reyes, 2012), entre outros.

Além da escassez de informações referentes ao uso de solos coesivos e solos coesivos estabilizados com areia em terra armada, poucas informações podem ser encontradas na literatura a respeito do uso desses materiais em contato com novos materiais geotécnicos disponíveis no mercado, como é o caso das tiras sintéticas. Os mecanismos de interação desses materiais não estão totalmente compreendidos, uma vez que estão relacionados com várias propriedades dos elementos de reforço e características geotécnicas dos materiais de aterro que demandam estudos adicionais.

Considerando o panorama geral apresentado, na presente pesquisa foram realizados de ensaios de arrancamento em escala real de tiras metálicas e sintéticas com e sem ressaltos em solo tropical laterítico, estabilizado com areia em proporções pré-estabelecidas, assim como em ambos os materiais no estado puro. Além disso, foram realizados ensaios de cisalhamento direto de interface solo-reforço, em dimensões convencionais. Ensaio de laboratório adicionais foram empregados para o entendimento da performance dos diferentes materiais geotécnicos em estruturas de solo reforçado, envolvendo o estudo de propriedades físicas, mecânicas, hidráulicas, mineralógicas e micromorfológicas, entre outras. As características geométricas e as propriedades mecânicas dos elementos de reforço também foram estudadas, permitindo melhor entendimento das variáveis envolvidas.

## **1.1 OBJETIVOS**

O objetivo geral desta pesquisa foi o estudo da interação entre tiras metálicas e poliméricas em areia uniforme, solo tropical laterítico e em misturas entre ambos, por meio de ensaios de arrancamento e de cisalhamento de interface, complementados por uma série de outros ensaios, visando compreender, avaliar e quantificar a interação solo-reforço, assim como a avaliação da influência das propriedades geotécnicas dos solos compactados nos parâmetros medidos. Dessa forma, a presente tese tem por finalidade avaliar a viabilidade do uso de material geotécnico amplamente disponível e de fácil aquisição em várias regiões do Brasil em substituição parcial à areia, reduzindo assim os impactos ambientais da extração da mesma em jazidas e os custos

envolvidos no transporte, contribuindo para a elaboração de projetos economicamente vantajosos e sustentáveis.

### **1.1.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

A investigação geotécnica de laboratório e a análise dos dados permitiram que fossem atendidas as seguintes metas específicas desta pesquisa, complementando o objetivo geral:

- Comparação dos parâmetros de resistência de interface ao arrancamento encontrados experimentalmente com os valores sugeridos pelas principais especificações técnicas, permitindo uma análise pertinente da importância dos ensaios de arrancamento na elaboração de projetos mais econômicos e efetivos;
- Estudo das tensões totais no interior da massa de solo compactado, medidas pelas células de tensão total, durante os ensaios;
- Comparação dos deslocamentos internos em diferentes pontos das tiras sintéticas durante os ensaios com os valores aplicados na extremidade da tira;
- Avaliação das tensões e deformações nas tiras metálicas durante os ensaios;
- Definição de faixa de teores de mistura entre solo laterítico siltoso e areia uniforme na qual observa-se comportamento adequado para uso em muros de solo mecanicamente estabilizados, com base nos parâmetros geotécnicos estudados;
- Comparação da performance dos diferentes tipos de elementos de reforços entre si, considerando-se as particularidades dos solos estudados e ponderando-se as características técnicas dos mesmos que justificam o comportamento observado;
- Estudo das propriedades geotécnicas dos solos compactados, avaliando-se como os teores de areia uniforme e de solo laterítico siltoso presentes nas misturas se correlacionam com as propriedades geotécnicas ensaiadas, assim como estuda-se a influência dos parâmetros em questão na resistência de interface solo-reforço.

## **1.2 ESTRUTURA DA TESE**

O presente trabalho está organizado em capítulos, conforme descrição apresentada na sequência.

No Capítulo 1 está apresentada a introdução da tese, onde define-se o problema em estudo e as principais considerações, assim como apresentam-se os objetivos gerais e específicos da pesquisa. Na sequência, no Capítulo 2 está exposta a revisão bibliográfica, relacionando e sintetizando os principais conhecimentos que orientaram a presente pesquisa, englobando tópicos acerca de estruturas de solo reforçado, mecanismos de interação solo-reforço, resistência ao arrancamento de reforços lineares, ensaios de laboratório e classificação dos solos. Por sua vez, o Capítulo 3 apresenta os equipamentos, com uma descrição detalhada do projeto e adaptação do equipamento para ensaios de arrancamento, dos procedimentos de montagem e calibração da instrumentação e da concepção dos equipamentos auxiliares utilizados para deposição e compactação dos solos. Também estão apresentadas informações referentes à adaptação do equipamento de cisalhamento direto para determinação do ângulo de dilatação das areias. Por sua vez, o Capítulo 4 descreve os materiais e métodos da pesquisa onde são mostrados os procedimentos de seleção, coleta e preparação das amostras de solos, assim como especificam-se os processos de investigação geotécnica laboratorial. Além disso, estão descritos os elementos de reforço adotados no estudo e as análises às quais os mesmos foram submetidos. Em seguida, no Capítulo 5 é feita a apresentação e análise dos resultados, onde estão apresentados os resultados dos ensaios de laboratório, assim como apresenta-se a análise dos resultados e as principais considerações. Por fim, o Capítulo 6 descreve as conclusões e sugestões para pesquisas futuras baseando-se nos conhecimentos advindos da presente pesquisa. Neste capítulo também são relatadas as principais contribuições da presente pesquisa e apresentadas sugestões para pesquisas futuras.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

---

Neste capítulo apresentam-se os principais conceitos que fundamentaram a presente pesquisa, abrangendo aspectos relacionados a estruturas de solo reforçado e estabilidade dos muros, arrancamento de reforços lineares e cálculo do coeficiente de atrito solo-reforço com base em ensaios de laboratório e nas normas vigentes.

### **2.1 ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO**

Maçãos de solo possuem resistência a compressão, porém baixa resistência à tração. Basicamente, o reforço dos solos ocorre por meio da incorporação de elementos de reforço que aumentam as propriedades do maciço compactado, ocorrendo a melhoria da resistência e diminuição da compressibilidade. O reforço de solos vem sendo utilizado pelo homem há milhares de anos. Entre 5.000 a.C. a 2.500 a.C., os babilônios construíram templos com o uso de solo reforçado com folhas de junco dispostas horizontalmente em intervalos regulares (Budhu, 2015). Acredita-se que a técnica também tenha sido empregada em partes da Grande Muralha da China e em estradas construídas pelos Incas, no Peru (Palmeira, 1992), ainda que de forma rústica. A partir do século XX, os métodos de reforço dos solos evoluíram com o advento de novas tecnologias. Foram desenvolvidas técnicas contemporâneas de estabilização e de reforço com a incorporação de novos materiais, como é o caso dos geossintéticos, dos grampos e dos tirantes, entre outros.

O geossintéticos são definidos como produtos planares manufaturados usados em contato com solos, rochas ou outro material geotécnico relacionado, como parte de um projeto, sistema ou estrutura (norma D4439-18; ASTM, 2018). Os materiais em questão podem apresentar vantagens em relação aos materiais convencionais, como, por exemplo, facilidade de instalação, não susceptibilidade à corrosão e propriedades conhecidas. Dentre vários exemplos, podem ser citados os aterros reforçados com geotêxteis e geogrelhas, os muros reforçados com geotêxteis, e a técnica da terra armada, que permite o uso de reforços metálicos e sintéticos.

A técnica de terra armada foi inventada pelo arquiteto e engenheiro francês Henri Vidal (Vidal, 1966). Basicamente, os muros de solo que empregam esta técnica são compostos pela associação de um material de aterro com propriedades geotécnicas adequadas e elementos de reforço lineares, metálicos ou não, os quais são fixados a um paramento externo de concreto

(NBR 19286; ABNT, 2016). Um exemplo de estrutura que emprega a tecnologia em questão está apresentado na Figura 2.1.



Figura 2.1. Muro de solo mecanicamente estabilizado em construção em Forth Worth – Texas (*Texas State Highway 199*), (A) paramento externo pré-fabricado de concreto e (B) tiras metálicas com ressaltos.

Os métodos construtivos que empregam elementos de reforço para melhorar a performance de solos em muros adquirem várias denominações comerciais (*Reinforced Earth*®, *Retained Earth*®, *Stabilized Earth Wall*®, entre outros), cada qual com suas particularidades. Por esse motivo, a comunidade científica adotou a denominação muros em solos mecanicamente estabilizados (*Mechanically Stabilized Earth – MSE Wall*) para se referir a esse tipo de estrutura (Berg *et al.*, 2009a).

### 2.1.1 ELEMENTOS DE REFORÇO E MATERIAIS DE ATERRO

Reforçar um solo consiste em posicionar inclusões em determinadas regiões do maciço, resultando em uma redistribuição mais favorável de tensões (Palmeira, 1987). As inclusões, além de contribuírem com aumento da resistência, também são responsáveis pela diminuição da compressibilidade do aterro. Os elementos incorporados ao solo podem ser, por exemplo, tiras metálicas, tiras poliméricas, geotêxteis, geogrelhas. Na prática, a escolha do elemento de reforço está relacionada ao método construtivo adotado. No caso de muros em solos mecanicamente estabilizados com paramentos externos pré-moldados de concreto, os elementos de reforço são conectados ao muro. Usualmente são empregadas tiras ou grelhas metálicas, havendo também a possibilidade de uso de tiras sintéticas e geogrelhas uniaxiais. As

tiras metálicas podem ser lisas ou apresentar ressaltos ao longo do comprimento, com a finalidade de aumentar o entrosamento com o solo. Usualmente, as tiras metálicas com ressaltos apresentam seção transversal com largura igual a 50 mm e espessura igual a 4 mm, enquanto que as tiras metálicas sem ressaltos costumam apresentar largura entre 60 a 120 mm e espessura entre 3 ou 4 mm (Berg *et al.*, 2009a). Por sua vez, as tiras sintéticas, também denominadas geotiras, são elementos de reforço lineares compostos por polímeros, podendo ser usadas em substituição às tiras sintéticas convencionais. Entre as possibilidades comerciais podem ser citadas as tiras sintéticas convencionais (*GeoStrap*®) e as tiras sintéticas de alta aderência (*GeoStrap HA*®), as quais apresentam ondulações laterais.

As geogrelhas, são elementos planares em formato de grelha que apresentam resistência a tração em uma direção (uniaxiais) ou em duas direções (biaxiais). Podem ser soldadas, extrudadas ou tecidas, apresentando aberturas grandes o suficiente para permitir o entrosamento com o solo, favorecendo os mecanismos de transferência de tensões (Das, 2011).

Outros métodos construtivos podem ser encontrados na literatura, como é o caso dos solos reforçados com geotêxteis, o sistema de reforço com arrames duplamente torcidos (*Terramesh*® *System*) com face em muro de gabião, entre outros (Elias *et al.*, 2001). O acabamento externo, além da possibilidade de uso dos painéis pré-fabricados de concreto, pode ser feito por meio blocos modulares, gabião, face com geossintéticos expostos e outros métodos pós-construção.

A seleção do material de aterro deve levar em consideração as especificações de projeto, a performance esperada e os requisitos mínimos especificados pelas normas. Uma série de normas técnicas que classificam e especificam os materiais para aterro em solos reforçado podem ser encontradas na literatura, como é o caso da norma brasileira NBR 19286 (ABNT, 2016), normas britânicas BS EN 14475 (BSI, 2006) e BS 8006 (BSI, 2010), norma europeia EN 14475 (BSI, 2006) e também especificações de projeto americanas da AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO, 1996; AASHTO, 2012) e FHWA – *Federal Highway Administration* (Elias *et al.*, 2001; Berg *et al.*, 2009a; Berg *et al.*, 2009b), alemã (EBGEO, 2011) e britânica MCHW – *Manual of Contract Documents for Highway Works* (MCHW, 2016).



Basicamente, as especificações em questão sugerem o uso de materiais de boa qualidade, que facilitem a drenagem do maciço, que apresentem adequada resistência interna e que apresentem boa interação com os elementos de reforço. Na sequência são descritas as particularidades expostas pelas especificações.

a) Normas brasileira NBR 19286 (ABNT, 2016):

A norma brasileira NBR 19286 (ABNT, 2016) apresenta especificações quanto ao projeto e execução de muros em solos mecanicamente estabilizados. São classificados os materiais conforme o tipo de reforço a ser empregado, a granulometria e parâmetros mecânicos. No Anexo A estão apresentadas as tabelas a serem consideradas para seleção de material de aterro, sendo a Tabela A.1 referente às armaduras metálicas lisas e a Tabela A.2 referente às armaduras metálicas com ressaltos.

No caso das armaduras metálicas lisas (Tabela A.1), a seleção do material de aterro é feita conforme a granulometria e o ângulo de atrito interno do material ( $\phi$ ), sendo também considerado o ângulo de atrito solo-armadura ( $\phi$ ). Materiais com  $D_{15} \geq 0,08$  mm e  $D_{10} \geq 0,015$  mm são considerados adequados para uso neste tipo de estrutura. Caso  $D_{20} \geq 0,015$  mm  $> D_{10}$ , deve ser verificado o ângulo de atrito solo-armadura ( $\phi$ ), sendo o material aceitável quando  $\phi \geq 22^\circ$ .

Quando se considera o uso de tiras metálicas com ressaltos (Tabela A.2), os materiais são classificados em cinco grupos (A, B, C, D e E), conforme a granulometria e o ângulo de atrito interno ( $\phi$ ) do material. Os grupos A e B são os mais adequados para uso em terra armada. O grupo C e D correspondem a materiais que podem ser usados neste tipo de obra, porém os parâmetros de interação com o reforço são minorados. A utilização do grupo E, por sua vez, depende de estudos especiais.

Na Tabela A.2 também são especificados os ensaios de laboratório utilizados na definição dos ângulos de atrito interno dos solos ( $\phi$ ). Basicamente, os parâmetros em questão devem ser definidos por meio de ensaios de cisalhamento direto. Diferentes condições de ensaio são especificadas para classificação dos solos nos grupos. Entretanto, independentemente da classificação, são empregados ensaios de cisalhamento direto rápido e inundado sobre amostras moldadas na umidade ótima ( $w_{ót}$ ) e compactadas até atingir 95% do peso específico aparente seco máximo ( $\gamma_{d,máx}$ ) do ensaio de compactação com energia correspondente ao Proctor normal.

Na norma em questão também estão especificados os métodos usados na estimativa das propriedades de interação solo-reforço.

b) Norma Europeia EN 14475 (EN – *European Standards*):

Nas normas europeias (e.g. BS EN 14475, conforme BSI, 2006; NF EN 14475, conforme Norme Française, 2007) estão especificados os critérios de projeto e de execução de aterros reforçados, estabelecendo-se requisitos mínimos para os materiais de aterro. Na Tabela 2.1 estão resumidos os fatores que a norma recomenda que sejam considerados na escolha de um material de aterro.

Tabela 2.1. Fatores a serem considerados na escolha de um material de aterro (BS EN 14475, conforme BSI, 2006; NF EN 14475, conforme Norme Française, 2007).

<b>Fatores</b>	<b>Descrição</b>
Trabalhabilidade	Trabalhabilidade adequada para transporte, deposição e compactação do material;
Comportamento a longo prazo	Alguns tipos de estruturas estão sujeitos a grandes deformações ao longo do tempo, como é o caso das estruturas de contenção de grande altura. Por esse motivo, deve-se selecionar material que proporcione baixa compressibilidade após a compactação;
Espessura das camadas e tamanho máximo das partículas	O tamanho máximo das partículas deve resultar em superfície uniforme e estar adequado à espessura das camadas. Não se recomenda o uso de solos orgânicos, materiais solúveis e solos muito expansivos;
Capacidade de drenagem	As características do solo devem ser consideradas ao se projetar o sistema de drenagem e filtração, incluindo a escolha de geossintéticos adequados;
Agressividade do aterro	A agressividade eletroquímica, química e biológica dos materiais de aterro deve ser considerada para garantir que o mesmo não cause a degradação dos elementos de reforço;
Interação solo-reforço	Deve ser verificada por meio de ensaios de cisalhamento direto ou de arrancamento, verificando-se os parâmetros adotados em projeto;
Atrito interno e coesão	A avaliação do atrito interno e da coesão do aterro deve ser representativa das condições de trabalho em campo e satisfazer os parâmetros de projeto.

Segundo este documento, a performance de uma estrutura de solo reforçado depende das características do solo e de como as mesmas são afetadas por fatores internos e externos. As características do solo que são consideradas pela norma em questão são a granulometria e o índice de plasticidade (IP), permitindo a classificação dos materiais de aterro em quatro classes

(1, solos drenantes; 2, solos granulares; 3, solos intermediários; 4, solos finos), conforme requisitos apresentados na Tabela A.3 (Anexo A).

Basicamente, à classe 1 (solos drenantes) correspondem os materiais com melhores propriedades geotécnicas (porcentagem em peso com  $D < 80 \mu\text{m}$  inferior a 5%), sendo  $D$  o diâmetro das partículas. Na classe 2 (solos granulares) estão contidos solos com porcentagem em peso com  $D < 80 \mu\text{m}$  inferior a 12% ou com porcentagem em peso com  $D < 80 \mu\text{m}$  entre 12% a 35% e porcentagem em peso com  $D < 20 \mu\text{m}$  inferior a 10%. Na classe 3 estão contidos solos com índice de plasticidade (IP) inferior a 25%, desde que a porcentagem em peso com  $D < 80 \mu\text{m}$  esteja entre 12% a 35% e a porcentagem em peso com  $D < 20 \mu\text{m}$  seja inferior a 25%, ou então desde que a porcentagem em peso com  $D < 80 \mu\text{m}$  seja superior a 35% e a porcentagem em peso com  $D < 20 \mu\text{m}$  seja inferior a 40%. Na classe 4 estão contidos os solos mais finos que não atendem às demais classificações, cuja aplicação usualmente não é recomendada. Na mesma tabela também estão relacionadas as aplicações usuais de cada um dos solos, os tipos de reforços indicados e os sistemas de paramento externo normalmente empregados.

c) Norma britânica BS 8006 (BSI, 2010):

Na norma britânica BS 8006 (BSI, 2010) apresenta recomendações de projeto e construção de aterros e solos reforçados. De acordo com essa norma, as características do solo a serem consideradas são aquelas que afetam as cargas impostas aos reforços e aquelas que afetam a durabilidade dos materiais constituintes dos mesmos. Esta norma britânica trata de uma série de aspectos relacionados à solos reforçados, enquanto a norma europeia EN 14475 (BS EN 14475; BSI, 2006) trata especificamente de aspectos construtivos destes tipos de obra.

As cargas que são transferidas para os elementos de reforço dependem basicamente dos parâmetros de resistência do solo. A norma evidencia que, no caso de solos que incorporam camadas de reforços, a resistência a ser considerada em projeto depende basicamente do atrito interno do solo. Uma vez que as deformações que ocorrem neste tipo de material são pequenas, a resistência interna do solo pode ser representada por  $\phi_p$ , ou seja, o ângulo de atrito de pico do solo.

A norma destaca ainda que alguns tipos de estruturas estão condicionados a maiores deslocamentos, como é o caso de aterros sujeitos a recalques diferenciais. Nestas situações, o

parâmetro de projeto costuma ser o  $\bar{\phi}_{cv}$ , ou seja, o ângulo de atrito a volume constante para solos granulares.

d) *American Association of State Highway and Transportation Officials* – AASHTO, especificações de projeto:

O documento *AASHTO LRFD Bridge – Design Specifications* (AASHTO, 2012) apresenta uma compilação de normas a respeito do projeto e construção de pontes e outras estruturas. Entre os temas tratados estão o projeto e dimensionamento de estruturas de contenção. Esta referência orienta que os solos adotados como aterro permitam a drenagem do maciço e não sejam expansivos.

e) *Federal Highway Administration* – FHWA, especificações de projeto:

Documentos publicados pela *Federal Highway Administration*, pertencente ao *U.S. Department of Transportation*, trazem informações relativas ao projeto e construção de muros em solos mecanicamente estabilizados. Este é o caso dos documentos FHWA-NHI-00-043 (Elias *et al.*, 2001), FHWA-NHI-10-024 (Berg *et al.*, 2009a) e FHWA-NHI-10-025 (Berg *et al.*, 2009b).

Muros em solos mecanicamente estabilizados requerem materiais de aterro de alta qualidade, boa drenagem, facilidade construtiva e boa interação com os elementos de reforço, em geral constituindo-se materiais granulares e bem graduados (Elias *et al.*, 2001; Berg *et al.*, 2009a). Usualmente a estabilidade deste tipo de estrutura está condicionada à interação entre o solo e o reforço, justificando a necessidade de solos com elevado atrito interno, inviabilizando o uso de solos com elevado teor de argila.

Berg *et al.* (2009a) relacionam as propriedades geotécnicas desejáveis para materiais granulares de aterro a serem usados na zona de solo reforçado, conforme a Tabela 2.2. O material em questão deve ser bem graduado, de acordo com a Classificação Unificada dos Solos (SUCS). Segundo esta fonte, solos de alta não uniformidade ( $C_u > 20$  e curva granulométrica côncava), assim como solos com lacunas na curva granulométrica, tendem a sofrer lixiviação e *piping*.

Berg *et al.* (2009b) recomendam que o material usado como aterro em solos reforçados seja livre de xisto, matéria orgânica, mica, gesso, esmectita, montmorilonita e outros solos de baixa durabilidade. No mesmo documento recomenda-se que não sejam usados determinados

resíduos da construção civil, como é o caso de concreto asfáltico triturado e cascalho de concreto.

Tabela 2.2. Propriedades geotécnicas desejáveis dos materiais granulares de aterro (Berg *et al.*, 2009a), ensaios conforme o documento AASHTO (2008).

Propriedade geotécnica	Método de ensaio sugerido	Especificação
Granulometria	AASHTO T-27	* Porcentagem com $D < 102$ mm: 100%; * Porcentagem com $D < 0,425$ mm: 0 a 60%; * Porcentagem com $D < 0,075$ mm: 0 a 15%;
Índice de plasticidade	AASHTO 7-90	* $IP \leq 6$ ;
Estabilidade dos grãos	AASHTO T-104	* Materiais não devem conter xisto ou outras partículas de baixa durabilidade.

O material de aterro da estrutura de solo reforçado deve exibir um ângulo de atrito interno efetivo igual ou superior a  $34^\circ$ , conforme Berg *et al.* (2009b). Os mesmos autores orientam que a determinação do parâmetro em questão seja feita por meio de ensaios de cisalhamento direto, seguindo-se as recomendações da norma T-267 (AASHTO, 2008).

O teor de umidade do material de aterro, anteriormente ao lançamento e durante a compactação, deve estar uniformemente homogeneizado por toda a massa de solo. Berg *et al.* (2009b) sugerem que o solo seja lançado em campo com teor de umidade 3% inferior ou igual ao teor de umidade ótimo ( $\Delta w_{máx} = w - w_{ót} = -3\%$ ).

f) *Manual of Contract Documents for Highway Works – MCHW, Series 600 – Earthworks*, especificações de projeto:

O documento em questão (MCHW, 2016) trata de especificações para projeto de rodovias, sendo apresentadas informações referentes às obras de terra. Neste documento estão indicadas as propriedades geotécnicas desejáveis para materiais de aterro, assim como as propriedades indesejáveis.

De forma geral, os materiais de aterro para obras de terra são classificados conforme o uso que a que estarão submetidos (aterros granulares, aterros coesivos, material da camada superior, entre outros), apresentando-se limites de aceitação. No caso de solos granulares para uso em obras de terra, são adequados os materiais bem graduados (classe 1A), os materiais de granulação uniforme (classe 1B), materiais de granulação grosseira (classe 1C).

Os materiais que não devem ser usados em obras de terra são classificados em classes (U1A, U1B e U2). Os solos que fazem parte da classe U1A correspondem a turfas, solos de pântanos, argila que possua limite de liquidez ( $w_L$ ) superior a 90% e índice de plasticidade (IP) superior a 65%, entre outros. Os solos das classes U1B e U2, por sua vez, correspondem a materiais contaminados e perigosos. Os materiais em questão, com exceção da classe U2, podem ser manipulados por meio de processos mecânicos e químicos para se adequarem aos requisitos estabelecidos pelo documento, podendo então ser usados como material de aterro.

### **2.1.2 PROCEDIMENTO CONSTRUTIVO**

O documento FHWA-NHI-00-043 (Elias *et al.*, 2001) descreve o método usual de construção de estruturas de terra armada. As etapas usuais de construção envolvem a preparação do subleito, a construção de bloco de nivelamento, a colocação da primeira sequência de painéis pré-fabricados, a deposição e compactação do aterro no nível da primeira sequência de painéis pré-fabricados, a colocação da primeira camada de reforço, a colocação e a compactação da segunda camada de aterro, sucessivamente. Por fim, é feita a construção das barreiras de tráfego e os acabamentos.

Na Figura 2.2 estão ilustrados detalhes do procedimento construtivo, conforme visita técnica em Irving – Texas (*Airport Fwy*).

## **2.2 ESTABILIDADE DE SOLOS REFORÇADOS**

A análise da estabilidade de solos reforçados consiste em determinar a geometria do aterro e as dimensões e espaçamento dos reforços de forma a garantir a estabilidade interna e externa da estrutura. O comportamento de maciços reforçados depende da natureza e das características mecânicas do solo e dos elementos de reforço presentes no mesmo, assim como da interação entre ambos e de como essa interação afeta a resposta de cada material (Palmeira, 1987).

A análise da estabilidade externa geralmente considera quatro mecanismos de ruptura, que são o escorregamento na base, o tombamento, a capacidade de suporte do solo de fundação e a estabilidade global do maciço de solo reforçado. A estabilidade interna, por sua vez, é analisada em função das forças de tração que ocorrem nos elementos de reforço (podendo levar ao

alongamento ou ruptura dos mesmos), assim como avalia-se a resistência ao arrancamento dos reforços (Elias *et al.*, 2001).



Figura 2.2. Muro de terra armada em construção em Irving – Texas (*Airport Fwy*), (A) Paramento externo de concreto, (B) tiras metálicas com ressaltos, (C) elementos de conexão e (D) detalhe da conexão das tiras metálicas.

Na sequência estão descritos os mecanismos de interação solo-reforço, os quais são responsáveis pela estabilidade interna da estrutura.

### 2.2.1 MECANISMOS DE INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO

O conhecimento dos mecanismos de interação entre o solo e os elementos de reforço é fundamental para o projeto de estruturas com solo reforçado, considerando-se a estabilidade interna deste tipo de estrutura. Ao avaliar-se a estabilidade interna de uma estrutura de solo reforçado, torna-se necessário compreender como se dá a transferência das tensões do solo para os elementos de reforço.

Para um determinado estado de tensões, as forças de tração que ocorrem ao longo de um elemento de reforço não são constantes, apresentando um pico correspondente ao ponto de maior sollicitação. Unindo-se os pontos de tensões máximas ao longo da profundidade tem-se a superfície potencial de ruptura (Elias *et al.*, 2001), ou seja, a superfície onde há a maior probabilidade de ocorrer a ruptura. Em campo, esta superfície pode ser curva. No entanto, os métodos usuais de análise consideram superfícies de ruptura planas. Esta superfície divide o maciço em uma zona ativa, onde o solo tende a se deslocar para fora da estrutura, e uma zona resistente, onde as tensões cisalhantes são mobilizadas de forma a impedir o arrancamento dos reforços (Schlosser & Bastick, 1991; AASHTO, 2012).

A escolha do ensaio mais adequado para se avaliar a interação entre o solo e os elementos de reforço deve ser realizada comparando-se o movimento relativo entre o reforço e o maciço adjacente ao mesmo (Collios *et al.*, 1980). Basicamente, a avaliação em questão é feita com base nos deslocamentos relativos solo-reforço, considerando-se também a posição do ponto em estudo em relação às zonas ativa e passiva do maciço. Na Figura 2.3 está apresentada uma estrutura de solo reforçado, indicando-se uma superfície de ruptura potencial (hipotética) e sendo sugeridos ensaios para avaliação dos mecanismos de estabilidade interna da estrutura.

Nas situações em que se deseja estudar o deslizamento de uma massa de solo sobre uma superfície do reforço (Figura 2.3 – 1), o ensaio de cisalhamento direto de interface é o mais representativo desta situação de campo, podendo ser usado para a quantificação do atrito entre o solo e os elementos de reforço.

Nos casos em que a superfície de cisalhamento se desenvolve de forma inclinada em relação ao reforço (Figura 2.3 – 2), o ensaio mais adequado é o ensaio de cisalhamento direto com reforço inclinado. Por sua vez, caso o elemento de solo a ser considerado esteja contido na zona do ativa (Figura 2.3 – 3), o ensaio mais adequado para avaliar a interação solo-reforço é o ensaio de tração confinada.

Por fim, na região do aterro onde os reforços estão ancorados, ou seja, na zona resistente (Figura 2.3 – 4), ocorre interação entre o solo e os elementos de reforço de forma a impedir que ocorra a movimentação da zona ativa. O ensaio mais adequado para avaliar esta condição é o ensaio de arrancamento de elementos de reforço.



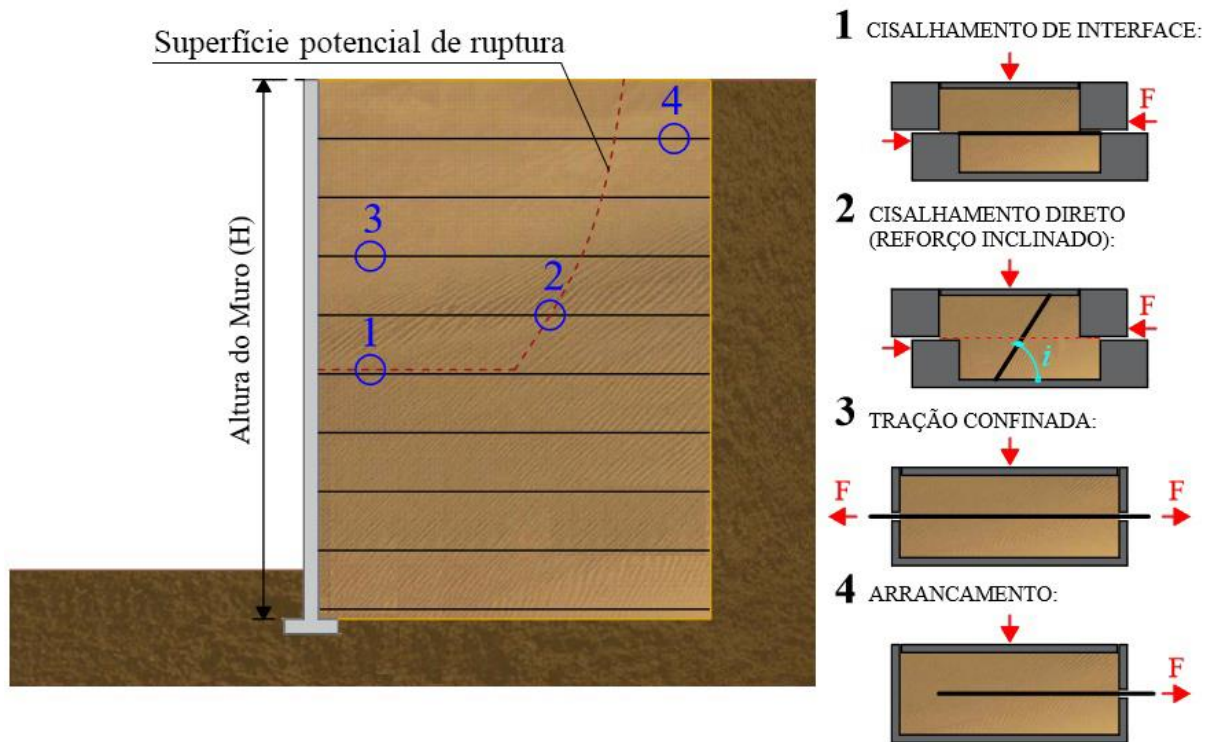


Figura 2.3. Estrutura de solo reforçada, indicando-se os mecanismos de interação solo-reforço conforme os movimentos relativos entre o solo e os reforços (adaptado de Palmeira, 1987).

## 2.2.2 CISALHAMENTO DE INTERFACE SOLO-REFORÇO

A resistência ao cisalhamento de interfaces solo-reforço é um parâmetro de projeto fundamental em vários projetos de engenharia, como é o caso de muros em solos mecanicamente estabilizados e dos taludes reforçados. A resistência de interface entre geossintéticos e o solo geralmente resulta em ângulos de atrito inferiores ao ângulo de atrito interno do solo, podendo caracterizar um plano de deslizamento, conforme alguns trabalhos (Elias *et al.*, 2001; Gao *et al.* 2010; Koerner, 2012).

Ensaio de cisalhamento direto em diferentes escalas têm sido empregados por pesquisadores para avaliar a interface de cisalhamento entre solos e reforços em diferentes condições (e.g. Negusse *et al.*, 1989; Liu *et al.*, 2009; Zhang & Zhang, 2009; Palmeira, 2009; Vieira *et al.*, 2013; Vieira *et al.*, 2015). O efeito do tamanho do tamanho das partículas de solo e de aspectos superficiais das mesmas na resistência de interface solo-geossintético também estão descritos na literatura (e.g. Athanasopoulos, 1993; Vangla & Latha, 2015; Vangla & Latha, 2016; Punetha *et al.*, 2017).

A norma D5321/D5321M-17 (ASTM, 2017a) trata dos ensaios de cisalhamento direto de interface. Segundo esta norma, recomenda-se que sejam feitos no mínimo três ensaios para definição da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb. Recomendam-se equipamentos com dimensões internas maiores que 300 mm ou  $15 \cdot D_{85}$  do solo de grãos mais graúdos empregado nos testes. Segundo a norma, equipamentos menores podem ser usados caso não sejam previstos efeitos de escala no material ensaiado.

A norma D7702/D7702M-14 (ASTM, 2014) apresenta considerações acerca da avaliação dos resultados de cisalhamento direto de interface que envolvem geossintéticos. Segundo este documento, a envoltória de Mohr-Coulomb que resulta dos ensaios de cisalhamento de interface assume o formato apresentado na Figura 2.4 – A, em que  $\varphi'$  corresponde ao ângulo de atrito de interface em termos efetivos e  $c_a'$  corresponde à tensão efetiva de adesão. Esta envoltória linear pode ser escrita conforme a Equação 2.1.

$$\tau = c_a' + \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad (2.1)$$

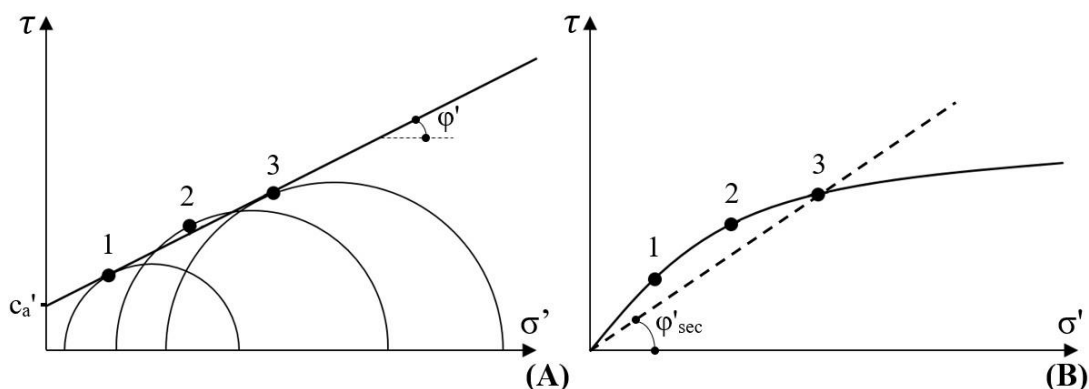


Figura 2.4. (A) Envoltória de resistência de interface de Mohr-Coulomb e (B) envoltória de resistência não linear e ângulo de atrito secante referente à tensão normal 3.

No entanto, deve-se observar que a aproximação dos parâmetros de resistência pode não ser linear em alguns casos (Fox & Stark, 2004; Giroud *et al.*, 1993). Uma série de estudos indicaram que as interfaces ao cisalhamento entre geossintéticos apresentam envoltórias de resistência não lineares (e.g. Stark *et al.* 1996; Fox *et al.*, 1998; Zornberg *et al.*, 2005), da forma apresentada na Figura 2.4 – B. Nesses casos, a norma D7702/D7702M-14 (ASTM, 2014) sugere que os parâmetros de Mohr-Coulomb ( $c_a'$  e  $\varphi'$ ) podem não ser os mais apropriados para quantificar a resistência de interface, sugerindo-se a consideração de envoltória de ruptura hiperbólica e a definição dos ângulos de atrito secantes ( $\varphi'_{sec}$ ). O parâmetro em questão deve ser considerado

apenas no nível de tensões a partir do qual foi calculado, apresentando valor distinto dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb.

### 2.2.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS

O estado de tensões em solos não saturados distingue-se do estado de tensões observado em solos saturados ou secos. O princípio de tensões efetivas de Terzaghi é válido para solos saturados, em que o sistema é formado por sólidos e ar ou sólidos e água, ou seja, tem-se o sistema bifásico (Lambe & Whitman, 1979). No caso dos solos não saturados, o sistema pode ser considerado trifásico, uma vez que há as fases compostas por ar, água e sólidos. Dessa forma, a tensão efetiva pode ser calculada com base na Equação 2.2 (Bishop, 1959), em que  $u_w$  corresponde à pressão de água (poropressão),  $u_a$  corresponde à pressão do ar e  $\chi$  é um parâmetro relacionado ao grau de saturação do solo (igual a 1 para solo saturado e 0 para solo seco). Sendo assim, a presença de ar nos vazios entre as fases água e sólidos gera uma tensão superficial entre as partículas, aumentando a resistência ao cisalhamento do maciço.

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi * (u_a - u_w) \quad (2.2)$$

A relação entre a resistência ao cisalhamento e a sucção não apresenta linearidade (Calle, 2013), dependendo de uma série de fatores, como é o caso do grau de saturação, do tipo de solo e dos efeitos de histerese decorrentes da secagem ou umedecimento dos solos, entre outros. Dessa forma, uma série de pesquisas vêm propondo melhorias nas equações que consideram o estado de tensões em solos não saturados. Entre as pesquisas em questão, podem ser citados os trabalhos de Bishop & Blight (1963), Fredlund *et al.* (1978), Alonso *et al.* (1990), Vilar (2006), Alonso *et al.* (2010). Neste trabalho, os parâmetros de resistência do solo foram considerados tanto na condição saturada como na condição não saturada, referentes aos teores de umidade especificados na continuidade do texto.

### 2.3 ARRANCAMENTO DE REFORÇOS LINEARES

Ensaio de arrancamento são necessários para avaliar a interação que ocorre entre o solo e os reforços na zona de ancoragem. Estes ensaios simulam situações de projeto e de campo nas quais o elemento de reforço encontra-se tracionado, com a tendência de ser arrancado da massa de solo. O comportamento em questão resulta em importantes implicações práticas no projeto

de estruturas de solos reforçados. Além disso, os ensaios podem ser usados para comparar a performance de diferentes geossintéticos, tipos de solo e condições de contorno, permitindo a geração de novos conhecimentos.

### **2.3.1 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGAS**

O princípio de funcionamento da terra armada consiste na associação entre dois materiais que apresentam diferentes módulos de elasticidade entre si. Ao ser aplicado um carregamento na superfície do aterro, o solo se deforma e faz com que tensões de tração sejam transmitidas às tiras de reforço (Schlosser & Bastick, 1991). Como consequência, a massa de solo reforçado passa a se comportar como um corpo coesivo monolítico, ou seja, ocorre uma coesão macroscópica que permite que o maciço seja capaz de resistir ao seu próprio peso às cargas externas.

No elemento de solo reforçado (Figura 2.5 – A), a tensão normal é resultante do peso próprio do maciço e das sobrecargas aplicadas (tensão principal maior,  $\sigma_1'$ ), enquanto que as armaduras de reforço fazem com que surja uma tensão horizontal confinante (tensão principal menor,  $\sigma_3'$ ). As tensões aplicadas ao conjunto tendem a causar deformações no solo, entretanto as mesmas são restringidas devido à presença dos elementos de reforço, os quais absorvem os esforços de tração (F). Como consequência, o solo pode suportar tensões cisalhantes maiores do que resistiria caso não fosse reforçado (Budhu, 2015), fazendo com que o conjunto se comporte como um material coesivo anisotrópico (Schlosser & Bastick, 1991), ou seja, surge uma coesão aparente.

Na Figura 2.5 – B apresenta-se a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb de um material de aterro granular, indicando-se os estados de tensões com e sem reforço.

A transferência de tensões do solo para um determinado elemento de reforço ocorre continuamente ao longo da superfície do mesmo. A interação entre um solo granular e o reforço ocorre por meio dos mecanismos de atrito e da resistência passiva, a depender da geometria do reforço (Elias *et al.*, 2001). Na Figura 2.6 – A está esquematizado o mecanismo de transferência de esforços por meio do atrito, enquanto que na Figura 2.6 – B está esquematizado o mecanismo de resistência passiva, considerando-se uma tira metálica com ressalto.

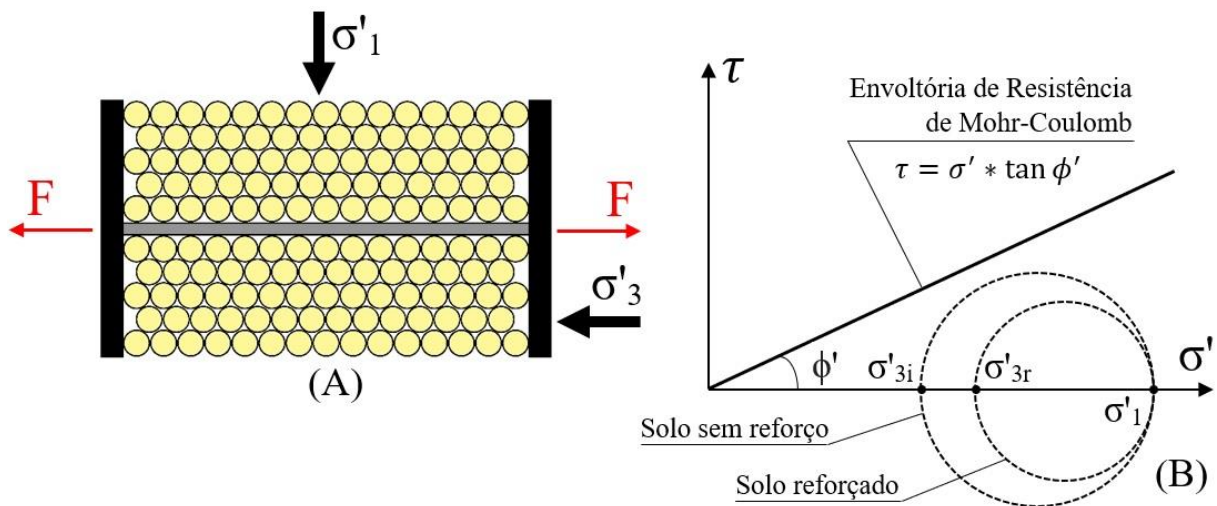


Figura 2.5. (A) Estado de tensões ao qual está submetido um elemento de solo reforçado (adaptado de Schlosser & Bastick, 1991) e (B) envoltória de resistência de Mohr-Coulomb com e sem o reforço (adaptado de Budhu, 2015).

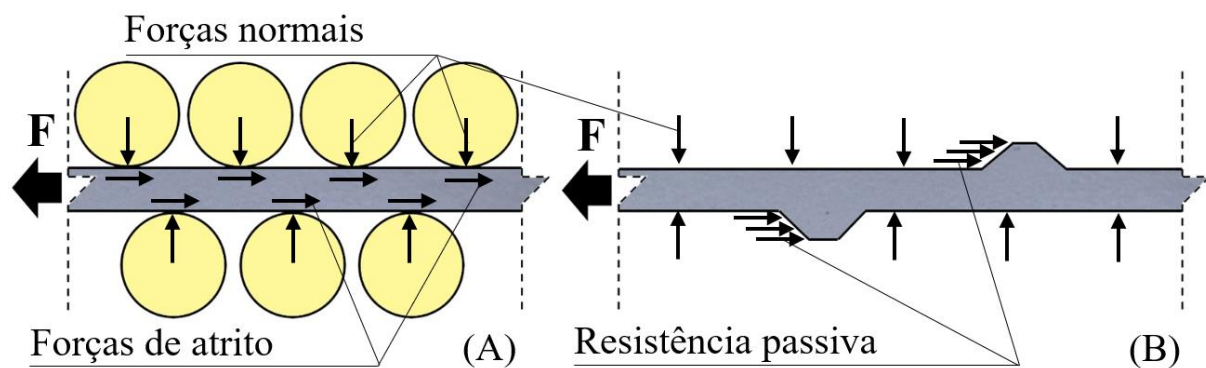


Figura 2.6. Mecanismos de resistência por (A) atrito e por (B) resistência passiva (adaptado de Elias *et al.*, 2001).

O atrito surge em função das tensões cisalhantes que se desenvolvem ao longo da superfície do reforço durante o arrancamento do mesmo. O mecanismo de resistência passiva, por sua vez, está relacionado às tensões que se desenvolvem nos elementos transversais do reforço, normais à direção do deslocamento (Elias *et al.*, 2001). Os ressaltos presentes nas tiras metálicas podem gerar uma parcela de resistência passiva, o que não ocorre nas tiras metálicas lisas (Palmeira, 1987).

No caso de solos finos, que apresentam coesão ( $c'$ ), pode surgir também uma parcela de resistência referente à adesão entre o solo e os elementos de reforço ( $c_a'$ ). Dessa forma, no caso de solos finos, os mecanismos de resistência que ocorrem durante o arrancamento de um

elemento de reforço são o atrito, a adesão e a resistência passiva. Teixeira (2003) apresenta uma discussão acerca destes fatores, considerando o arrancamento de geogrelhas.

### **2.3.2 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO EM LABORATÓRIO**

No Brasil não há norma específica que oriente a realização de ensaios de arrancamento em reforços. Desta forma, devem ser seguidos os procedimentos estabelecidos por normas internacionais, como é o caso da norma americana D6706-01 (ASTM, 2013), da norma britânica BS EN 13738:2004 (BSI, 2004) e da norma francesa NF P94-222 (Norme Française, 1995). Na sequência estão indicadas as características geométricas padronizadas de caixas para ensaios de arrancamento, assim como estão especificadas as características desejáveis dos sistemas de aplicação de carga vertical e horizontal e da garra para fixação das amostras.

#### **a) Caixa para ensaios de arrancamento:**

Os principais requisitos das caixas para ensaios de arrancamento encontram-se apresentados na Tabela A.4 (Anexo A), com base nas especificações apresentadas pelas normas americana D6706-01 (ASTM, 2013) e britânica BS EN 13738:2004 (BSI, 2004). O atendimento às dimensões do equipamento sugeridas pelas normas é de grande importância, uma vez que os ensaios de arrancamento são muito influenciados pelo equipamento utilizado nos ensaios (Teixeira, 2003) e ensaios de arrancamento em pequena escala podem conduzir a resultados não confiáveis da resistência de interface solo-reforço (Bakeer *et al.*, 1998). Dessa forma, recomenda-se o uso de equipamentos de grande escala ou então os ensaios em escala real de campo, reduzindo-se a influência das condições de contorno que podem afetar os resultados dos ensaios. Usualmente consideram-se de grande porte os equipamentos de arrancamento que possuem comprimento igual ou superior a 1000 mm por 50 mm de largura (Raju *et al.*, 1998).

#### **b) Sistema de aplicação de tensões normais:**

A aplicação de tensões normais sobre a amostra de solo deve ocorrer de forma constante e uniforme ao longo dos ensaios. Recomenda-se o uso de diafragma pneumático ou hidráulico sobre toda a área da seção transversal da caixa, sendo esse capaz de manter as tensões normais aplicadas em torno de  $\pm 2\%$  do valor desejado, conforme as normas americana D6706-01 (ASTM, 2013) e britânica BS EN 13738:2004 (BSI, 2004).

#### **c) Sistema de aplicação de cargas horizontais:**

O sistema deve permitir o arrancamento do reforço com taxa de deslocamento constante que permita a dissipação dos excessos de poropressão, sendo os deslocamentos monitorados com o uso de instrumentos adequados. A norma americana D6706-01 (ASTM, 2013) sugere que o arrancamento seja feito com velocidade igual a  $1 \text{ mm/min} \pm 10\%$ , enquanto que a norma britânica BS EN 13738:2004 (BSI, 2004) sugere que a velocidade seja igual a  $2 \pm 0,2 \text{ mm/min}$ .

Deve ser adotado instrumento que permita a medição das cargas atuantes, como por exemplo uma célula de carga ou anel dinamométrico. As forças devem ser medidas com precisão de 2% do valor aplicado (BS EN 13738:2004; BSI, 2004).

d) Mecanismo de fixação dos reforços:

Recomenda-se o uso de garras que permitam a fixação dos elementos de reforço ao sistema de aplicação de cargas horizontais, sem que haja escorregamento entre os elementos em questão, quebra das garras ou enfraquecimento do material de reforço causado por danos. Além disso, os elementos em questão devem permitir que as amostras permaneçam na posição horizontal durante o carregamento. Estas são as principais sugestões das normas americana D6706-01 (ASTM, 2013) e britânica BS EN 13738:2004 (BSI, 2004).

Basicamente, os ensaios consistem em submeter o reforço a uma taxa de deslocamento constante (método tradicional), registrando-se os esforços horizontais e os deslocamentos correspondentes. Na sequência estão descritas as principais etapas de montagem e de execução dos ensaios com base nas normas americana D6706-01 (ASTM, 2013) e britânica BS EN 13738:2004 (BSI, 2004), sendo indicadas eventuais diferenças entre as mesmas:

i) Preparação da caixa: Primeiramente deve ser feita a lubrificação das paredes da caixa, conforme método apresentado na Tabela A.4 (Anexo A);

ii) Deposição e compactação da camada inferior de solo: Deve ser determinada a quantidade de solo necessária para atingir a massa específica desejada, sendo a deposição e compactação feita em camadas. A norma americana D6706-01 (ASTM, 2013) recomenda que a compactação seja feita com equipamento adequado, como por exemplo com o uso de martelos de compactação manuais ou mecânicos. Após a finalização da deposição e da compactação do solo na metade inferior da caixa, é feito o nivelamento da superfície e a escavação para colocação da luva metálica;

iii) Colocação do reforço: A amostra é colocada sobre a superfície de solo compactado na metade da caixa, passando pela abertura da luva metálica. Deve-se manter uma distância igual a 75 mm entre o reforço e a face traseira da caixa nos casos em que foi feito o procedimento de lubrificação das paredes laterais, caso contrário essa distância passa a ser igual a 150 mm, conforme a norma americana D6706-01 (ASTM, 2013). A norma britânica BS EN 13738:2004 (BSI, 2004) orienta que esse espaçamento mínimo seja igual a 100 mm. Na sequência fixa-se o reforço à garra de arrancamento, a qual deve estar conectada ao sistema de aplicação de cargas horizontais. Os medidores de deslocamento devem estar dispostos em conjunto com o sistema de aplicação de cargas. Nesta etapa também são introduzidos os medidores de deslocamentos internos dos reforços (*tell-tales*), cuja leitura usualmente é feita por meio de medidores de deslocamento instalados na parte traseira da caixa;

iv) Deposição e compactação das camadas superiores de solo: O solo das camadas superiores deve ser depositado e compactado de forma análoga ao exposto no caso das camadas inferiores;

v) Posicionamento do sistema de aplicação de cargas verticais: O sistema de aplicação de cargas verticais deve ser posicionado sobre a amostra de solo, sendo instalados os elementos de reação e de transferência de cargas. Os carregamentos são então aplicados sobre as amostras anteriormente aos ensaios. Caso seja necessário proceder à etapa de adensamento, a mesma é feita até que sejam dissipados os excessos de poropressão, conforme método apresentado pelas normas técnicas aplicáveis (D3080/D3080M-11; ASTM, 2011a);

vi) Etapa de arrancamento: Inicia-se a aquisição de dados relativos ao arrancamento. O reforço é solicitado de forma a ser mantida constante a taxa de deslocamento, sendo registradas as leituras de carregamentos e de deslocamentos ao longo de todo ensaio. Leituras devem ser tomadas continuamente ou em intervalos que correspondam a deslocamentos de 0,2 mm ou a intervalos de tempo de 6 segundos, conforme a norma britânica BS EN 13738:2004 (BSI, 2004). O ensaio é feito até que haja ruptura do reforço ou então adota-se um deslocamento mínimo de 75 mm, de acordo com a norma americana D6706-01 (ASTM, 2013);

vii) Após o ensaio: O equipamento deve ser desmontado com cuidado, avaliando-se a uniformidade da interface solo-reforço e a ocorrência de deformações ao longo do reforço.



### 2.3.3 COEFICIENTE DE ATRITO SOLO-REFORÇO

A resistência ao arrancamento de interface solo-reforço é definida por uma envoltória não-linear que varia em função das tensões confinantes (Abdelouhab *et al.*, 2011), sendo que o coeficiente de atrito real solo-reforço na interface ( $f$ ) pode ser expresso conforme a Equação 2.3:

$$f = \frac{\tau_{m\acute{a}x}}{\sigma'_{n,real}} = \frac{\tau_{m\acute{a}x}}{\sigma'_{n0} + \Delta\sigma'_n} \quad (2.3)$$

Na Equação 2.3,  $\tau_{m\acute{a}x}$  corresponde à tensão cisalhante máxima apresentada pelos reforços e  $\bar{\sigma}_{n,real}$  corresponde à tensão normal real que ocorre no nível dos reforços, ou seja, corresponde à soma da tensão normal efetiva atuante no nível dos reforços ( $\bar{\sigma}_{n0}$ ) com o acréscimo de tensões verticais efetivas que ocorre em função do fenômeno da dilatância do solo ( $\Delta\bar{\sigma}_n$ ).

O fenômeno da dilatância ocorre no caso de solos granulares no estado compacto, podendo ser dilatância livre (em que há variação de volume) ou dilatância impedida (quando a areia encontra-se confinada, restringindo-se o aumento de volume). No caso dos ensaios de arrancamento, à medida em que os deslocamentos são mobilizados ao longo do reforço, o solo presente na interface solo-reforço pode ser impedido de se dilatar uma vez que encontra-se confinado (Teixeira, 2003), dificultando o aumento de volume do solo e resultando no aumento localizado de tensões normais ( $\Delta\bar{\sigma}_n$ ). A magnitude da restrição à dilatância depende do tipo de teste (deformação controlada ou carga controlada), da densidade e da espessura da camada e solo e da tensão de confinamento (Teixeira, 2003). O fenômeno em questão encontra-se esquematizado na Figura 2.7.

Na Figura 2.7 considera-se que as tensões normais efetivas atuantes no nível do reforço ( $\sigma'_{n0}$ ) correspondem à soma das tensões oriundas do peso próprio do solo ( $\sigma'_s$ ) com as sobrecargas aplicadas ( $\sigma'_a$ ), conforme sugere a norma D6706-01 (ASTM, 2013). Sendo assim, o parâmetro  $\sigma'_{n0}$  pode ser expresso conforme a Equação 2.4.

$$\sigma'_{n0} = \sigma'_s + \sigma'_a \quad (2.4)$$

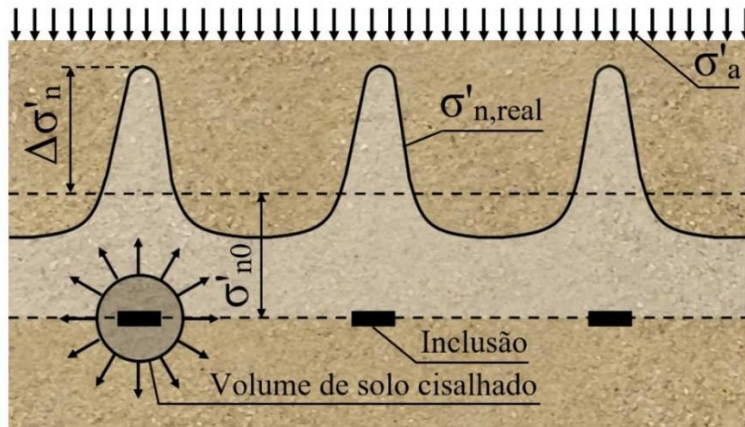


Figura 2.7. Efeito da dilatância impedida em solo granular, indicando-se o volume de solo sujeito ao acréscimo localizado de tensões (adaptado de Schlosser & Elias, 1978).

Na Figura 2.7 foi apresentada, de forma simplificada, a situação bidimensional (plano vertical perpendicular ao eixo longitudinal dos reforços). Cabe salientar que o fenômeno da dilatância é tridimensional, ou seja, pode haver aumento de tensões verticais tanto ao longo do comprimento dos elementos de reforço quanto no maciço de solo envolvente. Sendo assim, ao se trabalhar com elementos de reforço lineares, muitas vezes ocorre influência de um elemento de reforço sobre os demais. Como exemplo, no caso das tiras sintéticas a instalação é feita aos pares, permitindo um melhor entrosamento solo-reforço (Abdelouhab *et al.*, 2010). Outros tipos de elementos de reforço também podem induzir o aumento localizado de tensões verticais, como é o caso dos elementos transversais das geogrelhas (Teixeira, 2003).

O aumento localizado de tensões verticais ( $\Delta\sigma'_n$ ), resultante do arrancamento de inclusões em solos granulares compactos, pode ser estimado por meio de ensaios com o uso de células de tensões total introduzidas no solo. Basicamente, as tensões em questão variam de acordo com a distância entre a inclusão e as células de tensões totais ( $d$ ). Como exemplo, na Figura 2.8 apresenta-se o estado de tensões estimado com base em ensaios arrancamento de inclusões (Plumelle, 1984). Entretanto, esse tipo de medição tem como limitação a acurácia das leituras provenientes das células de tensões totais.

Em virtude da dificuldade em se prever o aumento localizado das tensões verticais ( $\Delta\sigma'_n$ ), os métodos tradicionais de avaliação da interação solo-reforço trabalham com um coeficiente de atrito aparente ( $f^*$ ), o qual é calculado com base na tensão cisalhante máxima apresentada pelos reforços ( $\tau_{máx}$ ) e nas tensões normais efetivas atuantes no nível do reforço ( $\sigma'_{n0}$ ), conforme a Equação 2.5.

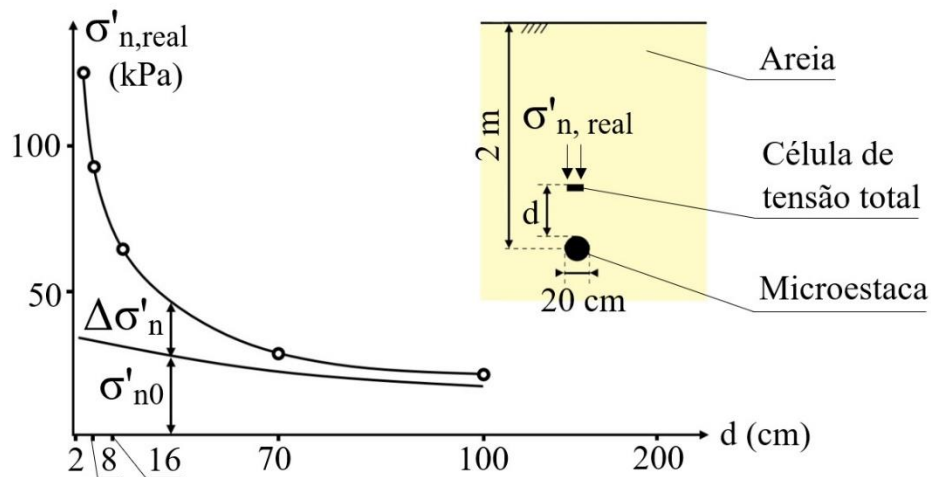


Figura 2.8. Tensões normais medidas no entorno de uma inclusão sujeita ao arrancamento (adaptado de Plumelle, 1984).

$$f^* = \frac{\tau_{m\acute{a}x}}{\sigma'_{n0}} \quad (2.5)$$

O coeficiente de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ), calculado com base na Equação 2.5, resultará em um valor dependente do comportamento dilatante do solo, podendo atingir valores superiores à tangente do ângulo de atrito solo-reforço ( $\tan \phi'$ ) e à tangente do ângulo de atrito interno do solo ( $\tan \phi'$ ), em termos efetivos. Além disso, devido aos diferentes métodos de cálculo,  $f^*$  assume valores superiores àqueles correspondentes ao estado real de tensões ( $f$ ), sendo possível relacionar ambos os coeficientes por meio da Equação 2.6 (Schlosser & Bastick, 1991):

$$f^* = f \frac{\sigma'_{n0} + \Delta\sigma'_n}{\sigma'_{n0}} \quad (2.6)$$

Considerando o aumento localizado das tensões normais ( $\Delta\sigma'_n$ ) resultante da dilatância impedida do solo, pode-se considerar que determinadas características do reforço podem induzir à ocorrência do fenômeno em questão, aumentando a aderência entre ambos. Este é o caso dos ressaltos presentes em determinados reforços metálicos e das ondulações presentes em determinados reforços sintéticos. Entretanto, no caso das tiras sem ressaltos, os efeitos da dilatância são menos expressivos, uma vez que a interação entre o solo e os elementos de reforço depende principalmente da rugosidade superficial e das características geotécnicas do solo.

Considerando os conceitos em questão, Schlosser & Elias (1978) realizaram ensaios de arrancamento de tiras metálicas com e sem ressalto em aterro composto por pedregulho, simulando profundidades de aterro ( $Z$ ) entre 1 e 6 metros. Os coeficientes de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ) resultantes estão expostos na Figura 2.9.

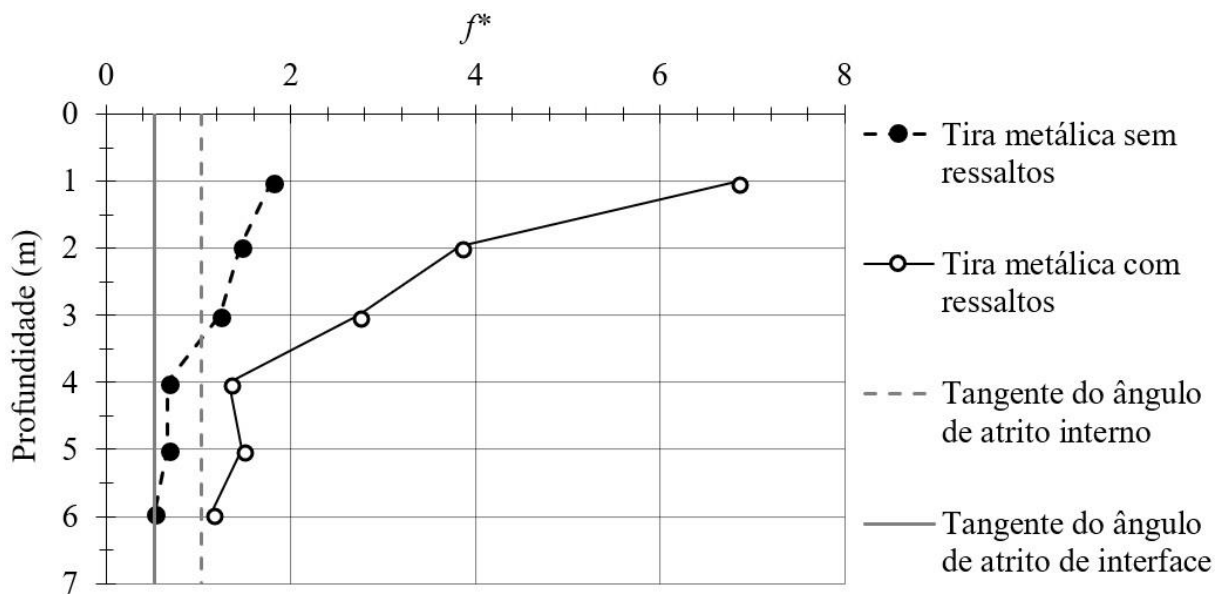


Figura 2.9. Efeito da dilatância de pedregulho, correspondendo ao arrancamento de tiras metálicas com e sem ressalto (adaptado de Schlosser & Elias, 1978).

Com base na Figura 2.9 pode-se observar que a presença de ressalto resultou no aumento dos coeficientes  $f^*$  em relação ao reforço sem ressalto. Isso ocorreu de maneira mais acentuada no caso de pequenas profundidades, uma vez que a dilatância do solo é maior conforme há a diminuição das tensões confinantes. Por esse motivo, em ambos os casos, há a diminuição de  $f^*$  com o aumento da profundidade, atingindo valores próximos de  $\tan \phi'$  para profundidade de 6 m.

Além dos ressalto, existem vários parâmetros que induzem a ocorrência de dilatância e que podem afetar os coeficientes de atrito aparente solo-reforço. Entre os mesmos, podem ser citados (Schlosser & Bastick, 1991): densidade do aterro, características superficiais das tiras, tensões normais confinantes, tipo de aterro (em função da quantidade de finos) e a presença de água no aterro (influência maior no caso de solos com elevado teor de finos).

### 2.3.4 CÁLCULO DO COEFICIENTE DE ATRITO APARENTE COM BASE NOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

De acordo com a AASHTO (2012) a resistência máxima ao arrancamento por unidade de largura do reforço ( $T_{m\acute{a}x}$ ) é determinada em função do esforço máximo ao arrancamento ( $F_{m\acute{a}x}$ ) e da largura do geossintético ( $W_g$ ), conforme a Equação 2.7:

$$T_{m\acute{a}x} = \frac{F_{m\acute{a}x}}{W_g} \quad (2.7)$$

A resistência ao arrancamento por unidade de largura do reforço ( $T_{m\acute{a}x}$ ) também pode ser determinada conforme a Equação 2.8, de forma a considerar as variáveis que atuam sobre o reforço durante o ensaio de arrancamento (Moraci & Recalcati, 2006):

$$T_{m\acute{a}x} = 2 * L_e * \sigma'_{n0} * f_b * \tan \phi' \quad (2.8)$$

Na Equação 2.8,  $L_e$  = comprimento do reforço na zona ancorada,  $\sigma'_{n0}$  = tensão vertical de confinamento no nível do reforço,  $f_b$  = coeficiente de interação solo-reforço durante o arrancamento e  $\phi'$  = ângulo de atrito do solo.

Lajevardi *et al.* (2013) indicaram que o coeficiente de interação solo-reforço durante o arrancamento ( $f_b$ ) pode ser determinado por meio de expressões teóricas, como aquelas desenvolvidas por Jewell *et al.* (1985), ou então por meio de retroanálise a partir de ensaios de arrancamento. Eles sugerem que o coeficiente de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ) pode ser escrito conforme a Equação 2.9:

$$f^* = f_b * \tan \phi' = \alpha * F^* \quad (2.9)$$

Na Equação 2.9,  $F^*$  corresponde a um fator de resistência ao arrancamento, enquanto que o parâmetro  $\alpha$  corresponde a um fator de correção de escala devido à distribuição não-linear de tensões que ocorre ao longo do comprimento ancorado de tiras com elevada deformabilidade, como se observa em ensaios de laboratório. No caso de reforços inextensíveis,  $\alpha$  pode ser considerado igual a 1, entretanto esse valor pode ser consideravelmente menor no caso de

reforços deformáveis (Elias *et al.*, 2001). Uma vez que o quociente entre  $f^*$  e  $\alpha$  é igual ao parâmetro  $F^*$ , evidencia-se que o fator  $\alpha$  é utilizado para majoração do coeficiente de atrito aparente obtido por meio dos ensaios de arrancamento ( $f^*$ ). Na prática, essa consideração tem por finalidade ajustar o coeficiente de atrito, considerando a influência que os diferentes comprimentos de reforços têm na mobilização progressiva ao longo do comprimento dos mesmos. O fator  $\alpha$  pode ser obtido por meio de ensaios de arrancamento em reforços com diferentes comprimentos, conforme método apresentado em Elias *et al.* (2001) e Berg *et al.* (2009b). O parâmetro em questão também pode ser derivado de modelos analíticos ou numéricos de transferência de carga que tenham sido calibrados com base em ensaios de laboratório, como é o caso do método das diferenças finitas. Na falta de dados específicos, adota-se  $\alpha = 0,8$  para geogrelhas e  $\alpha = 0,6$  para geotêxteis (Elias *et al.*, 2001; AASHTO, 2012).

Com base nas equações apresentadas, o parâmetro  $T_{m\acute{a}x}$  pode então ser calculado com base nas Equações 2.10 e 2.11:

$$T_{m\acute{a}x} = 2 * L_e * \sigma'_{n0} * f^* \quad (2.10)$$

$$T_{m\acute{a}x} = 2 * L_e * \sigma'_{n0} * \alpha * F^* \quad (2.11)$$

Considerando a teoria exposta, a AASHTO (2012) orienta que, no caso de elementos lineares, o comprimento do reforço na zona ancorada ( $L_e$ ) seja calculado conforme a Equação 2.12, na qual considera-se que  $\Phi$  = fator de resistência ao arrancamento do reforço (0,90 para o estado limite de serviço e 1,00 para o estado limite último) e  $C$  = fator geral de área superficial do reforço (2,00 para tiras).

$$L_e \geq \frac{T_{m\acute{a}x}}{\Phi * F^* * \alpha * C * \sigma'_{n0}} \quad (2.12)$$

Em virtude da falta de indicação clara a respeito do ângulo de atrito a ser utilizado na determinação do parâmetro  $f_b$  e evitando-se o uso de análises numéricas sofisticadas, Lajevardi *et al.* (2015) indicam que o cálculo do coeficiente de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ) pode ser feito conforme a Equação 2.13, a qual independe do ângulo de atrito na interface e assume que a resistência se desenvolve ao longo de ambas as faces do reforço.

$$f^* = \frac{T_{m\acute{a}x}}{2 * L_e * \sigma'_{n0}} = \frac{F_{m\acute{a}x}}{W_g * 2 * L_e * \sigma'_{n0}} \quad (2.13)$$

A NBR 19286 (ABNT, 2016) e a norma francesa NF P94-270 (Norme Française, 2009) não antecipam a diferenciação da influência dos diferentes mecanismos de resistência (atrito, adesão e resistência passiva) no cálculo do coeficiente de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ).

Na prática, é difícil separar a influência dos mecanismos de resistência de atrito e de adesão da resistência passiva (Elias *et al.*, 2001). Sendo assim, Marapagem (2011) apresentou a Equação 2.14, a qual pode ser usada para cálculo de  $f^*$  desconsiderando-se a parcela referente à adesão de interface solo-reforço ( $c'_a$ ), sendo este parâmetro determinado por meio de ensaios de cisalhamento direto de interface.

$$f^* = \frac{T_{m\acute{a}x}}{2 * L_e * \bar{\sigma}_{n0}} - \frac{c'_a}{\sigma'_{n0}} \quad (2.14)$$

A consideração do valor  $T_{m\acute{a}x}$  no cálculo de  $f^*$  é prevista pela NBR 19286 (ABNT, 2016) e pela norma francesa NF P94-270 (Norme Française, 2009). Entretanto, alguns trabalhos consideram que o parâmetro  $F_{m\acute{a}x}$  oriundo de ensaios de arrancamento pode majorar significativamente o parâmetro  $f^*$  em relação ao que se observa em serviço. Entre estes, Teixeira (2003), que trabalhou com o arrancamento de geogrelhas, considerou o valor correspondente à 95% da carga máxima ( $F_{95\%,m\acute{a}x}$ ) no cálculo do parâmetro  $f^*$ . Nesse trabalho, a consideração de 95% da carga máxima teve por objetivo permitir a melhor identificação do pico nas curvas que relacionam as cargas e os carregamentos, evitando a dispersão dos resultados.

Schlosser & Bastick (1991) apresentaram uma diferenciação quando à resistência ao arrancamento a ser considerada no cálculo de  $f^*$ . Segundo os autores, no caso das tiras com ressaltos deve-se considerar o parâmetro  $T_{m\acute{a}x}$  no cálculo de  $f^*$ , uma vez que os elementos em questão provocam o efeito de dilatância no solo durante o arrancamento, resultando em uma curva carga x deslocamento ( $F \times \delta$ ) com o pico mais plano e com deslocamento de pico maior que no caso das tiras sem ressaltos. Dessa forma, no caso de tiras sem ressaltos, os autores sugerem que o cálculo de  $f^*$  seja feito com base na resistência residual ao arrancamento, que ocorre para maiores deslocamentos.

### 2.3.5 ESTIMATIVA DO COEFICIENTE DE ATRITO APARENTE COM BASE NAS NORMAS VIGENTES

Nos casos em que não há dados de ensaios de arrancamento que empreguem o material de aterro e os elementos de reforço adotados em projeto, é possível estimar o parâmetro  $f^*$  com base em equações presentes nas normas técnicas. Entretanto, deve-se salientar que os procedimentos em questão podem resultar em parâmetros conservadores de resistência ao arrancamento em relação aqueles observados por meio de ensaios (Weldu *et al.*, 2015). Isso ocorre pois as equações foram elaboradas com base nos resultados de ensaios de arrancamento de uma série de autores, aplicando-se intervalo de confiança de 95% (Reinforced Earth, 1995).

As especificações de projeto da AASHTO (1996) consideram que  $f^*$  se aproxima de  $\tan \phi'$  nas situações em que os efeitos da dilatância podem ser desprezados, sendo  $\phi'$  igual ao ângulo de atrito interno do solo em termos efetivos. No caso de tiras metálicas lisas (sem ressalto), o documento em questão sugere que  $f^*$  pode ser estimado conforme a Equação 2.15:

$$f^* = \tan \phi' \leq 0,4 \quad (2.15)$$

A NBR 19286 (ABNT, 2016) apresenta equações para estimar  $f^*$  para tiras metálicas, com ou sem ressalto. A norma francesa NF P94-270 (*Norme Française*, 2009), além de apresentar equações para as tiras metálicas, também apresenta equações para estimativa de  $f^*$  no caso de tiras sintéticas, entretanto não diferencia as mesmas em relação à presença ou não de ondulações laterais. Com base nos documentos em questão, os coeficientes de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ) variam em função da profundidade  $z$ . No topo é válido o parâmetro  $f_0^*$ , o qual diminui linearmente até a profundidade  $z_0$  (adota-se  $z_0 = 6$  m), a partir da qual não há mais efeito da dilatância do solo, sendo válido o parâmetro  $f_1^*$ . As Equações 2.16 e 2.17 são usadas para prever este comportamento:

$$f^* = f_0^* \cdot \left(1 - \frac{z}{z_0}\right) + f_1^* \cdot \left(\frac{z}{z_0}\right), \quad \text{para } z < z_0 \quad (2.16)$$

$$f^* = f_1^*, \quad \text{para } z \geq z_0 \quad (2.17)$$



Algumas particularidades podem ser encontradas nos documentos que tratam da estimativa dos coeficientes  $f_0^*$  e  $f_1^*$ , conforme descrição apresentada na sequência.

a) Norma brasileira (NBR 19286; ABNT, 2016):

Segundo a norma brasileira, o coeficiente  $f_0^*$  depende de várias propriedades geotécnicas do solo, como é o caso da granulometria, da angulosidade dos grãos e do ângulo de atrito interno do solo, podendo ser estimado conforme a Equação 2.18.

$$f_0^* = 1,2 + \log_{10} C_u \quad (2.18)$$

Na Equação 2.18,  $C_u$  corresponde ao coeficiente de não uniformidade do solo, sendo obtido pelo quociente entre  $D_{60}$  e  $D_{30}$ . Os coeficientes em questão equivalem, respectivamente, aos diâmetros dos grãos correspondentes a 10% e 60% de material passante na curva granulométrica.

O parâmetro  $f_1^*$ , por sua vez corresponde à tangente do ângulo de atrito interno do solo. No caso dos solos que pertencem aos Grupos A e B (Tabela A.2 – Apêndice A), o ângulo de atrito a ser considerado é o ângulo de atrito interno mínimo ( $\phi_0$ ), conforme Equação 2.19.

$$f_1^* = \tan \phi_0 \quad (2.19)$$

O parâmetro  $\phi_0$  é determinado em ensaio de cisalhamento direto rápido inundado sobre amostras com umidade ótima e compactadas até atingir 95% do peso específico aparente seco máximo do ensaio de compactação, com energia Proctor Normal. Pode-se adotar  $\phi_0 = 36^\circ$ , desde que esse valor seja confirmado na fase de execução da obra.

No caso dos solos enquadrados nos Grupos C e D, também devem ser seguidas as especificações apresentadas na Tabela A.2 (Apêndice A). Salienta-se que no caso do Grupo D não se prevê a ocorrência de dilatância do solo, sendo o coeficiente  $f^*$  constante ao longo da profundidade e igual ao parâmetro  $f_1^*$ .

b) Norma francesa (NF P94-270; Norme Française, 2009):

No caso da norma francesa, os parâmetros de arrancamento são estabelecidos conforme o tipo de reforço e a classificação dos solos (drenantes, granulares e intermediários), considerando-se a classificação apresentada na Tabela A.3 (Apêndice A). Esta norma tem grande relevância pois trata da estimativa de parâmetros para tiras sintéticas, além das tiras metálicas. A norma denomina  $\phi_{1k}$  como ângulo de atrito interno do solo, obtido por ensaios de cisalhamento direto com o material oriundo da jazida em condições iguais às empregadas na obra. Na falta de ensaios específicos e para solos das Classes 1 e 2, o parâmetro em questão pode ser estimado com base na granulometria do solo e no tipo de aterro, como mostrado na Tabela A.5 (Apêndice A).

Os parâmetros  $f_0^*$  e  $f_l^*$  são estimados conforme a Tabela A.6 (Apêndice A), considerando-se a classificação dos solos. Com base nos parâmetros em questão, a Equação 2.16 é usada para estimativa do coeficiente de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ). Salienta-se que a classificação dos solos em drenantes, granulares e intermediários atende às normas europeias (norma francesa NF EN 14475; norma britânica BS EN 14475), sendo distinta daquela adotada pela norma brasileira NBR 19286 (ABNT, 2016; Tabela A.2 – Apêndice A).

### **2.3.6 PESQUISAS SOBRE INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO**

Um estudo analítico acerca dos mecanismos de interação solo-reforços lineares foi apresentado por Gurung & Iwao (1999), utilizando dados presentes na literatura de uma série de ensaios de arrancamento de reforços extensíveis e não extensíveis. Entre os trabalhos considerados como referência, cita-se Palmeira *et al.* (1996). Os autores (Gurung & Iwao, 1999), apresentaram um estudo comparativo entre o padrão de comportamento referente à deformação e a mobilização de tensões ao longo do comprimento dos diferentes tipos de reforços das diferentes pesquisas, cada qual com suas particularidades. Basicamente, no caso de tiras metálicas, a deformação foi mínima independentemente da seção considerada em cada um dos estudos. Por outro lado, no caso das tiras sintéticas, houve grande deformação na região de aplicação da carga (aproximadamente 70 mm), diminuindo progressivamente ao longo do reforço (comprimento de 6 m e tensão normal igual a 38,4 kPa). Com base no modelo analítico foi possível prever as tensões tanto dos reforços metálicos quanto sintéticos, com base nos dados experimentais disponíveis.

Palmeira (1987) empregou testes laboratoriais de cisalhamento direto e de arrancamento em equipamento de grande escala (volume de  $1 \text{ m}^3$ ), com a finalidade de estudar a interação solo-reforço em várias configurações, utilizando grelhas, geotêxteis tecidos, tira metálica sem ressaltos e placa metálica rugosa como elementos de reforço. Conforme o trabalho em questão, entre outros aspectos, os ensaios de arrancamento podem ser severamente influenciados pelo atrito na parede frontal da caixa, sendo necessário adotar o procedimento de lubrificação desta superfície de forma a minimizar este efeito. O autor também salientou que equipamentos de maior escala resultam em menor influência do atrito na parede frontal da caixa.

A influência dos membros longitudinais e transversais de uma geogrelha de alta deformabilidade, ao ser submetida ao arrancamento, foi estudada por Alagiyawanna *et al.* (2001). O equipamento utilizado possuiu dimensões internas iguais a 0,68 m (comprimento) x 0,3 m (largura) x 0,625 m (altura). Os ensaios foram realizados com tensão vertical no nível do reforço igual a 49 kPa. Areia de sílica foi utilizada como material de aterro. A geogrelha de alta deformabilidade utilizada correspondeu ao elemento Tensar SS-1®. Os autores concluíram que a mobilização da resistência passiva depende da ocorrência de deformações na geogrelha, aumentando linearmente para nível de deformação entre 0 e 3% a 4% e depois reduzindo até que fosse observada a ruptura.

Um estudo que trata da interface de atrito entre solo e tirantes metálicos foi apresentado por Wang & Richwien (2002). Segundo os autores, os coeficientes de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ) são dependentes da rugosidade do reforço (avaliada por meio de ensaios de cisalhamento de interface), do ângulo de atrito interno do solo e da dilatância. No caso de tiras lisas (sem ressaltos), os valores dos parâmetros  $f^*$  e  $f$  se aproximam. Entretanto, caso o reforço apresente rugosidade e a areia apresente dilatância durante o cisalhamento,  $f^*$  pode assumir valores superiores a  $f$ . No caso dos tirantes, com base nos dados de Milligan & Tei (1998), citados no trabalho em questão, enquanto os coeficientes  $f^*$  variaram entre 2,01 a 3,00, o coeficiente  $f$  se aproximou de 0,58.

Teixeira (2003) apresentou uma análise dos principais fatores que influenciam a interação entre solo e geogrelhas quando as mesmas são solicitadas ao arrancamento, entre outros fatores. A caixa de arrancamento possuiu dimensões iguais a 0,48 metros de altura, 0,7 metros de largura e 1,5 metros de comprimento, entre outros equipamentos. Em testes selecionados foram utilizadas geogrelhas especiais que combinam as funções de reforço e de drenagem

(ParaDrain®), adequadas para materiais de aterro de baixa capacidade de drenagem. Neste tipo de reforço, tiras de geotêxtil estão aderidas aos elementos longitudinais, permitindo a drenagem. Segundo o estudo em questão, o grau de compactação do solo e o espaçamento entre os elementos transversais das geogrelhas são fatores de grande influência no arrancamento. Além disso, a utilização de elementos de drenagem aderidos aos elementos longitudinais das geogrelhas promovem a dissipação das poropressões.

Dias (2004) apresentou uma análise numérica da interação solo-geossintético por meio de ensaios de arrancamento, indicando que as condições de fronteira e as dimensões do equipamento possuem influência significativa nos resultados dos ensaios, justificando a necessidade de padronização de procedimentos. Observou-se que a força de arrancamento é maior para caixas com comprimentos menores, em função das condições de fronteira. A autora também destaca a necessidade de lubrificação das paredes laterais da caixa de forma a minimizar o efeito das condições de fronteira. Ainda nesse contexto, a resistência passiva solicitada durante o arrancamento de geogrelhas foi estudada analiticamente e por meio de ensaios de arrancamento em estudo apresentado por Palmeira (2004). Foi apresentado um modelo teórico incorporando o efeito da resistência passiva dos membros da geogrelha, o qual mostrou-se útil na interpretação dos resultados de ensaios de arrancamento. O autor salienta a necessidade de uma melhor normatização dos procedimentos de ensaios de arrancamento e dos equipamentos empregados. Em outro estudo, elaborado por Moraci & Recalcati (2006), foram estudados os principais fatores que influenciam o comportamento de geogrelhas extrudadas incorporadas em solos granulares, quando submetidas ao arrancamento. Os autores salientam que o coeficiente de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ) é muito influenciado pelo fenômeno da dilatância na interface, tanto no pico quanto na resistência residual. Devido à dilatância impedida, os valores de  $f^*$  mobilizados nos ensaios com pressões verticais baixas (10 kPa) foram maiores que os valores de  $f^*$  mobilizados no caso de altas pressões verticais (50 ou 100 kPa).

A contribuição dos mecanismos de resistência passiva e de atrito de interface no arrancamento de geogrelhas de malha densa foi quantificada por Teixeira *et al.* (2007), permitindo a implementação de um modelo de transferência de cargas. Conforme o estudo, o mecanismo de resistência de interface contribui para as cargas de arrancamento verificadas principalmente no caso de pequenos deslocamentos, enquanto que a resistência passiva predomina no caso de grandes deslocamentos.

Os mecanismos de interação solo-reforço podem ser muito complexos pois dependem do tipo e das propriedades de ambos os materiais, conforme trabalho apresentado por Palmeira (2009). No trabalho em questão foram discutidos métodos experimentais, teóricos e numéricos para estudo da interação entre solos e geossintéticos. Algumas das principais conclusões do estudo são as seguintes:

- Os ensaios de cisalhamento direto de interface são muito influenciados pelas condições de contorno da amostra, principalmente no caso dos ensaios nos moldes de menores dimensões;
- Ensaios de arrancamento são muito sensíveis às condições de contorno e, por esse motivo, requerem a lubrificação da parede frontal da caixa e o uso de luva metálica nesta região, por onde passa o reforço. Recomenda-se o uso de equipamentos de arrancamento de grandes dimensões, com alturas superiores a 0,6 m (0,3 m acima e 0,3 m abaixo do reforço);
- Há necessidade de melhoria dos métodos de laboratório usados para avaliar a interação solo-reforço, uma vez que os métodos atuais apresentam limitações para simular o comportamento que realmente ocorre em campo. Para tanto, os procedimentos de ensaio e os equipamentos precisam ser melhor normatizados.

Um estudo que emprega modelagem física e analítica do comportamento ao arrancamento de tiras metálicas e sintéticas foi apresentado por Abdelouhab *et al.* (2010). Os elementos de reforço foram submetidos ao arrancamento em equipamento de grande porte, comparando-se o comportamento das tiras sintéticas e das tiras metálicas. As tiras sintéticas foram instaladas isoladamente e aos pares, permitindo a avaliação do método de instalação das mesmas. Na Figura 2.10 – A estão ilustrados os coeficientes de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ) das tiras sintéticas e metálicas e na Figura 2.10 – B ilustra-se o efeito do arqueamento no solo, presumido com base nos resultados do estudo.

Ainda de acordo com Abdelouhab *et al.* (2010), a mobilização de tensões ao longo dos reforços metálicos é instantânea para qualquer nível de tensões. Entretanto, no caso das tiras sintéticas, as tensões e os deslocamentos são gradualmente mobilizados da parte frontal para parte traseira da tira.

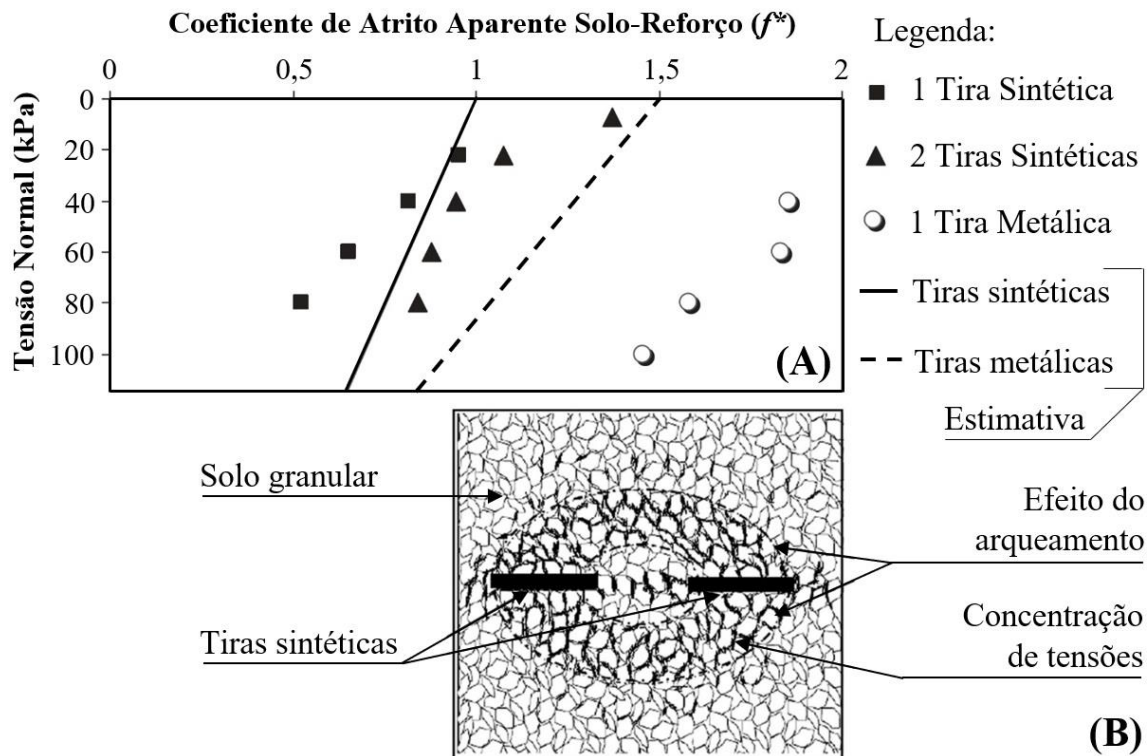


Figura 2.10. (A) Coeficientes de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ) das tiras sintéticas e metálicas e (B) efeito do arqueamento no solo (Adaptado de Abdelouhab *et al.*, 2010).

Abdelouhab *et al.* (2011) apresentaram análises numéricas, por meio do Método de Diferenças Finitas, a respeito do comportamento de um muro de solo mecanicamente estabilizado, com o uso de três tipos de tiras: tira metálica com ressaltos, tira sintética convencional e tira sintética de alta aderência. A consideração dos diferentes tipos de reforços no modelo numérico foi feita por meio de retroanálise dos resultados de ensaios de arrancamento, tendo sido calibrado com base nos coeficientes de atrito aparente ( $f^*$ ) e na rigidez observada. O modelo considerou as tiras como elementos de reforço que podem estar sujeitos a compressão e a tração, mas que não oferecem resistência a momentos. Com base nas simulações, foi possível concluir que os muros com tiras sintéticas apresentaram deslocamentos maiores na face, entretanto foram obtidos maiores fatores de segurança. No caso da tira metálica, o deslocamento da face resultou 83% menor em relação à tira sintética convencional, enquanto que o fator de segurança resultou 2% menor.

Abdi & Arjomand (2011) apresentaram uma avaliação da interação de argilas reforçadas com geogrelhas confinadas em finas camadas de areia (com espessura de 6 mm, 10 mm e 14 mm). Os ensaios foram feitos em equipamento de cisalhamento direto adaptado para ensaios de arrancamento, conforme a Figura 2.11. O equipamento em questão possuiu dimensões internas

iguais a 300 mm de largura, 300 mm de comprimento e 200 mm de altura. Os resultados dos ensaios de arrancamento indicaram que o método em questão resultou no aumento da interação solo-reforço em relação ao solo argiloso por si só, uma vez que a presença de areia permitiu que houvesse maior mobilização da resistência passiva nos membros transversais da geogrelha. Além disso, em campo, o método construtivo em questão pode favorecer a drenagem do maciço, prevenindo o surgimento de poropressões elevadas.

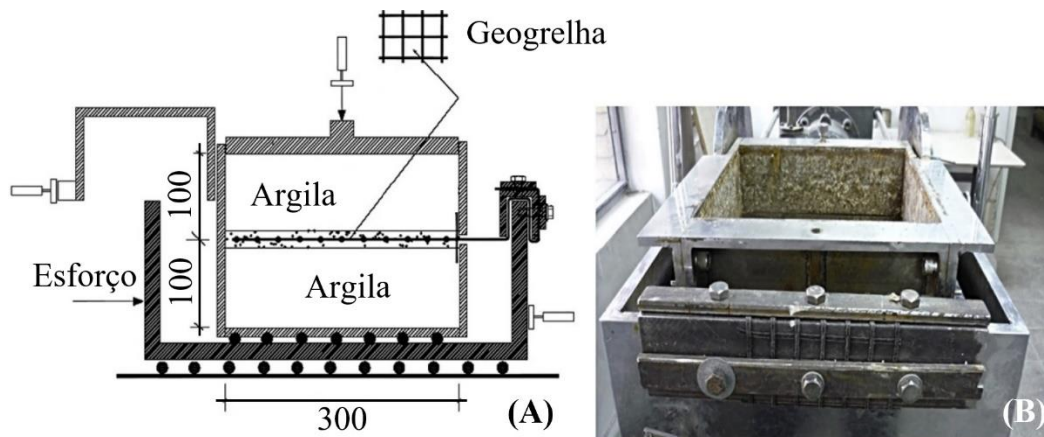


Figura 2.11. Equipamento de cisalhamento direto modificado para ensaios de arrancamento, considerando-se (A) o projeto (dimensões em milímetros) e (B) fotografia (adaptado de Abdi & Arjomand, 2011).

A interação entre solos finos de origem tropical e reforços lineares, metálicos e poliméricos, foi avaliada por Maparagem (2011), o qual empregou ensaios de arrancamento de grande escala (dimensões internas iguais a 0,56 metros de largura e altura e 1,4 metros de comprimento). Também foi avaliada a interação entre os elementos de reforço e areia mal graduada. O autor salientou que o uso de solos finos resultou em baixos coeficientes de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ), especialmente quando foi feito o cálculo do parâmetro em questão desconsiderando-se o efeito da coesão. Com base na medição das deformações ao longo das tiras metálicas, com o uso de extensômetros, o autor constatou que as tensões são maiores na região próxima ao ponto de aplicação de carga, reduzindo em direção à extremidade posterior do reforço. O autor ainda salienta que a utilização dos solos em questão em obras requer que seja previsto um sistema de drenagem adequado, uma vez que os solos apresentaram coeficientes de permeabilidade em torno de  $3 \times 10^{-7}$  cm/s.

Yang *et al.* (2012) apresentaram dados de construção e de monitoramento ao longo de dois anos de uma estrutura de solo reforçado com geogrelha, cujo aterro consistiu em solo coesivo tratado com cal. Conforme os resultados da pesquisa, o solo coesivo tratado com cal foi responsável por absorver a maior parte das solicitações oriundas do peso próprio, enquanto que as geogrelhas apresentaram papel secundário na estabilidade da estrutura. A compactação do aterro foi um fator crítico, influenciando a deformação dos reforços e resultando no aumento das tensões atuantes sobre o paramento da estrutura.

A resistência ao arrancamento de elementos de lineares com reforços transversais em solos de granulação grossa foi estudada por Suksiripattanapong *et al.* (2013), avaliando-se a influência das propriedades geotécnicas dos materiais de aterro no comportamento em questão. Os autores empregaram um equipamento de grandes dimensões (dimensões internas iguais a 2,6 metros de comprimento, 0,6 metros de largura e 0,8 metros de altura) para executar os ensaios de arrancamento. Entre outras informações, os autores concluíram que a resistência ao arrancamento deste tipo de reforço é controlada principalmente pelo ângulo de atrito interno do solo, independentemente da granulometria do mesmo.

A interação entre areia e elemento de reforço composto por malha soldada de aço foi avaliada por Lajevardi *et al.* (2013) por meio de ensaios de arrancamento. Considerando este tipo específico de reforço, os coeficientes de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ) calculados com base nos resultados dos ensaios se aproximaram dos valores estimados com base na norma NF P94-270 (*Norme Française*, 2009). Os valores de  $f^*$  aumentaram com o aumento do número de elementos de reforço transversais, indicando que estes elementos induzem o fenômeno da dilatação durante o arrancamento dos reforços.

Por sua vez, Ezzein & Bathurst (2014) apresentaram uma avaliação da interação solo-geogrelha por meio de ensaios de arrancamento em material granular transparente, permitindo que as amostras ficassem visíveis durante o ensaio e fossem determinados os deslocamentos relativos entre o reforço e o solo envolvente. O material transparente correspondeu a quartzo fragmentado, ao qual foi adicionado um óleo mineral fluido, ambos com mesmo índice de refração, tornando o conjunto transparente. Com base nos ensaios observou-se que houve maior deslocamento de solo na região próxima à parede frontal, onde foi feito o arrancamento.



Resultados de ensaios de arrancamento em tiras sintéticas de alta aderência em areia compacta foram descritos por *Terre Armée Internationale* (2014a). Os elementos em questão possuem ondulações laterais com a finalidade de melhorar o entrosamento com o solo. Na Figura 2.12 – A está apresentada a montagem do ensaio em uma caixa com altura igual a 0,3 metros, largura igual a 0,6 metros e comprimento igual a 1,5 metros (dimensões internas). Na Figura 2.12 – B estão apresentadas as envoltórias de resistência. Observa-se que o coeficiente de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ) varia entre 2,61 para tensões normais baixas ( $\sigma_n = 9,6$  kPa) e 1,17 para tensões normais mais altas ( $\sigma_n = 96$  kPa). Essa diferença se deve ao efeito da dilatância, que é maior quando se aplicam tensões normais menores.

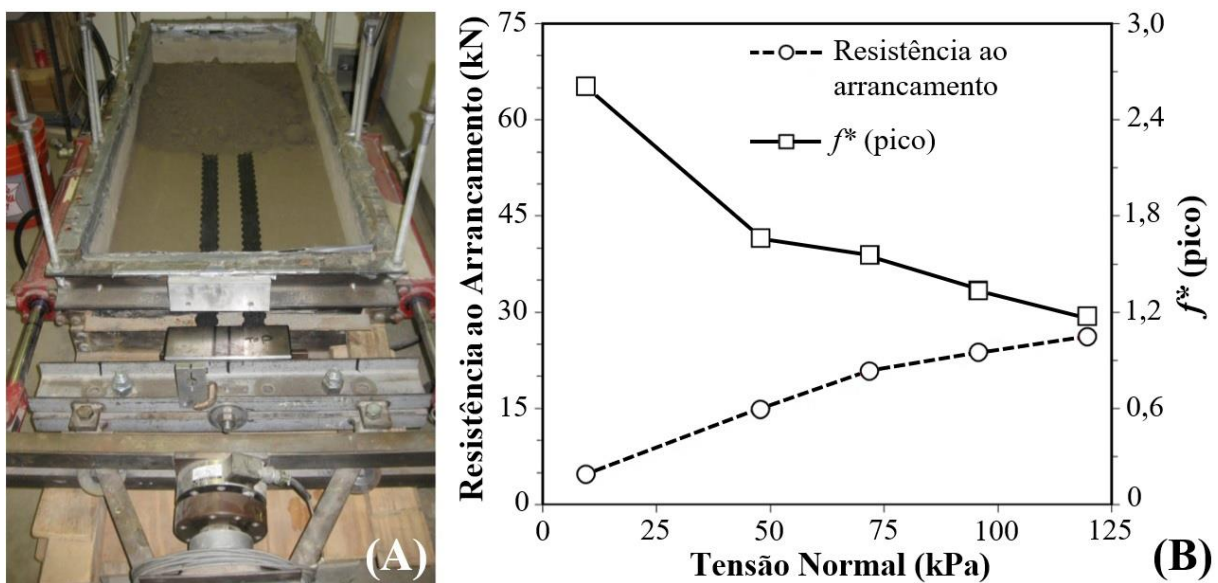


Figura 2.12. (A) Equipamento e montagem do ensaio e (B) envoltórias de resistência ao arrancamento (Adaptado de *Terre Armée Internationale*, 2014a).

Um equipamento para ensaios de arrancamento de alta velocidade foi desenvolvido por Aprialdi *et al.* (2014), permitindo ensaios com velocidades entre 0,1 a 1,2 m/s. Segundo os autores, este tipo de ensaio permite verificar a resposta do arrancamento de reforços quando o mesmo ocorre de forma rápida, como é o caso de cargas dinâmicas a que o solo pode estar sujeito em determinadas situações. Entre outros aspectos, os resultados indicaram que tanto as forças quanto os deslocamentos são mobilizados gradualmente da face para a traseira dos elementos de reforço. Além disso, os autores recomendam que seja controlado o nivelamento do elemento de reforço durante a montagem dos ensaios, uma vez que o mesmo tende a assumir uma configuração plana à medida que ocorre o arrancamento, podendo influenciar as leituras de resistência.

O comportamento de solos reforçados com tiras poliméricas sujeito a sismos foi avaliado Panah *et al.* (2015) por meio de ensaios de modelo reduzido em mesa vibratória. Segundo este trabalho, muros construídos com reforços extensíveis são mais flexíveis e, por esse motivo, a ruptura interna do maciço na zona reforçada tende a ocorrer por meio de abaulamento. A instalação dos reforços paralelamente entre si foi mais favorável em relação ao arranjo com reforços alternados, uma vez que os deslocamentos observados foram mais de 50% inferiores em relação à essa segunda opção. Os autores ainda sugeriram que seja feita a instalação de reforços com comprimentos maiores nas camadas superiores do muro, uma vez que esta disposição resultou em melhor comportamento.

Uma investigação acerca da influência do coeficiente de não uniformidade ( $C_U$ ) de britas na resistência ao arrancamento de tiras metálicas com ressaltos foi apresentada por Weldu *et al.* (2015). Os ensaios de arrancamento foram feitos em equipamento de grande escala (dimensões internas iguais a 0,6 metros de largura, 0,6 metros de altura e 1,5 metros de comprimento), empregando-se agregados com  $C_U$  entre 1,4 a 14. Todos os ensaios resultaram em fatores de resistência ao arrancamento ( $F^*$ ) superiores aos estimados com base nas recomendações da AASHTO (2012), indicando que os parâmetros em questão são conservadores no caso de reforços metálicos com reforços, mesmo para os solos com  $C_U = 1,4$ .

Ainda de acordo com o estudo de Weldu *et al.* (2015), quando foram adotadas baixas tensões normais ( $\sigma_n = 25$  kPa) nos ensaios de arrancamento, os menores fatores de resistência ao arrancamento ( $F^*$ ) foram observadas para os agregados com menores coeficientes de não uniformidade ( $C_U = 1,4$  e 2). Entretanto, no caso de tensões normais mais elevadas ( $\sigma_n = 70$  kPa), todos agregados resultaram em comportamento semelhante, com exceção do agregado com  $C_U = 1,4$ . Isso indica que a uniformidade dos agregados graúdos tem maior influência na resistência ao arrancamento para baixos níveis de tensões.

Tang *et al.* (2016) apresentaram um estudo a respeito da interface de resistência ao arrancamento de fibras com formato ondular, as quais são uma alternativa de reforço em relação às fibras lineares convencionais. As fibras possuíam espessura igual a 0,24 mm e foram ensaiadas quatro amostras de cada elemento. O equipamento onde foi feita a compactação do solo com as fibras possuiu pequenas dimensões (formato de cunha com a base maior com lados medindo 2 e 4 centímetros), as quais foram compatíveis com as fibras ensaiadas. Neste estudo

não foi feita a variação das tensões normais. Os autores verificaram que a morfologia das fibras comandou a resposta ao arrancamento. Na Figura 2.13 – A está apresentado um desenho esquemático da interação entre as fibras e o solo, enquanto que na Figura 2.13 – B apresentam-se os resultados típicos por meio de curvas carga x deslocamento, sendo indicadas as distâncias entre os picos na curva ( $\lambda$ ), os quais apresentaram valores próximos da distância entre as cristas da fibra ondulada (3,4 mm).

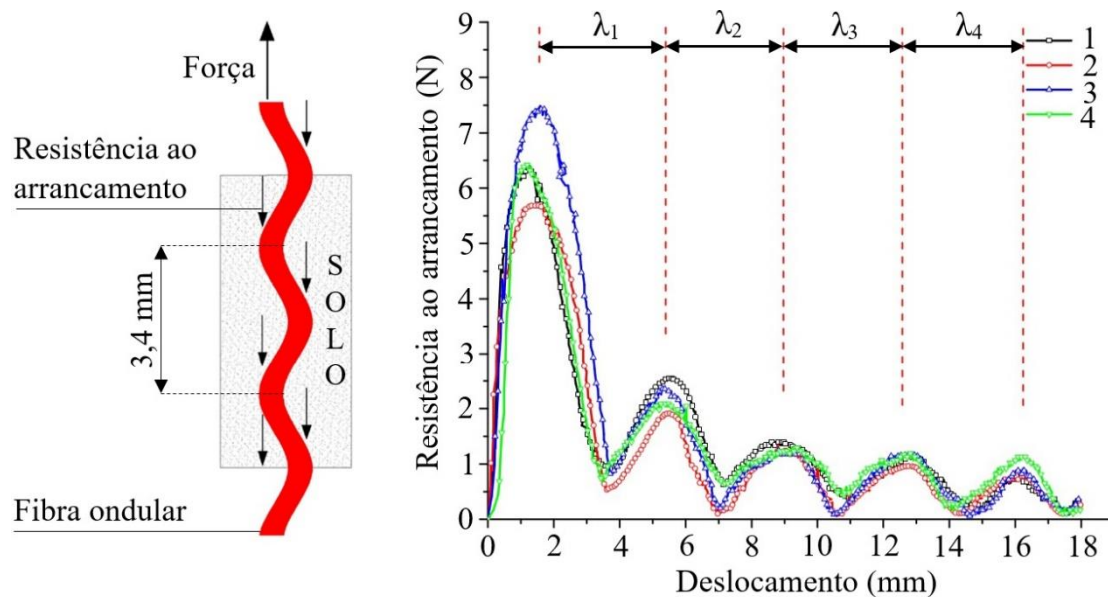


Figura 2.13. (A) Desenho esquemático da interação entre a fibra ondulada e o solo e (B) curvas de arrancamento típicas (adaptado de Tang *et al.*, 2016).

Uma investigação microestrutural do comportamento mecânico de interface solo-geossintético foi avaliada por Punetha *et al.* (2017), com base em ensaios de cisalhamento direto em equipamento com dimensões iguais a 300 mm x 300 mm x 200 mm. Os solos ensaiados corresponderam a areia e os geossintéticos corresponderam a uma geomembrana lisa e a um geotêxtil. De acordo com os autores, a resistência de interface ao cisalhamento entre solos e geossintéticos depende principalmente das propriedades mecânicas e físicas do solo, do tipo de geossintético e do nível de tensões aplicado. Ainda de acordo com o trabalho, o uso de imagens microestruturais permitiu que fossem avaliados os mecanismos de cisalhamento de interface. Com base nos resultados, os autores afirmam que o mecanismo de cisalhamento de interface areia-geomembrana é muito influenciado pelo nível de tensões e pelo grau de saturação do solo. No caso dos ensaios com o uso de geotêxtil e areia molhada, verificou-se que as partículas de areia se aderiram às fibras do geotêxtil, resultando em maior resistência.

Um muro de solo fino reforçado com geotêxteis em escala real foi elaborado por Portelinha & Zornberg (2017) com a finalidade de avaliar as características de infiltração de água e o efeito da percolação no comportamento da estrutura. A concepção do ensaio envolveu a construção do muro em escala real e a montagem de um sistema de irrigação, entre outros elementos. Geotêxteis não tecidos foram selecionados como reforço e solo granular fino foi empregado como material de aterro. Os autores concluíram que a infiltração levou ao aumento das deformações nos reforços e nos deslocamentos na face, assim como a progressiva perda de sucção. Dessa forma, observa-se que o uso de solos finos como material de aterro pode resultar em comportamentos inadequados ao longo da vida útil da estrutura.

## **2.4 SOLOS TROPICAIS LATERÍTIOS DO DISTRITO FEDERAL**

A utilização de solos finos como material de aterro em solos reforçados não é desejável em função de vários fatores, como é o caso da menor interação com os elementos de reforço, maior deformabilidade, menor resistência interna, maior retenção de água e menor permeabilidade. A preocupação com a deformabilidade com o uso de solos finos como material de aterro pode ser justificada uma vez que os deslocamentos laterais aumentaram com o tempo, principalmente em épocas de elevada precipitação (Benjamin *et al.*, 2007). O comportamento de estruturas de solo reforçado depende que seja mobilizada a resistência de interface entre o solo e o reforço, o que pode tornar inviável a utilização de materiais de aterro compostos por partículas finas (Sridharan *et al.*, 1991). Entretanto, em algumas situações o uso dos materiais em questão pode ser necessário em função de critérios técnicos e econômicos.

Processos de laterização controlaram basicamente a formação de solos do Distrito Federal (EMBRAPA, 1978), resultando em solos formados basicamente por minerais secundários, como é o caso da caulinita, illita, goethita, gibbsita, anatásio/rutilo e o quartzo primário (Farias *et al.*, 1999). Nestes solos também são encontradas parcelas significativas de amorfos de *Fe*, *Al* e *Si*, cuja quantidade varia nos horizontes mais superficiais de 0,2% a 0,4% da massa total (Cardoso, 2002). Este comportamento é típico dos solos tropicais, os quais são caracterizados por elevada intemperização. De forma geral, o manto superficial dos perfis de solos característicos do Distrito Federal é constituído de material poroso, de origem residual ou transportado, com espessura que pode variar entre centímetros e metros (Delgado, 2007). A alta porosidade, aliada com a baixa ação da cimentação e consequente dissolução e precipitação dos oxi-hidróxidos de ferro na presença de água, resulta na elevada susceptibilidade ao colapso

(Cardoso, 1995). O solo em questão recebe o nome “argila porosa”, em função de suas propriedades.

A granulometria do solo em questão é muito influenciada pelas condições de ensaio, uma vez que a presença de agregações nos solos faz com que a textura argilosa verificada em ensaios de sedimentação com o uso de agente dispersor não corresponda ao estado do solo natural (Carvalho & Leroueil, 2000). Geralmente esse solo é constituído por partículas de argila, de silte e de areia em diferentes proporções, apresentando limite de liquidez ( $w_L$ ) entre 25% a 75% e limite de plasticidade ( $w_P$ ) entre 18% e 58% (Carvalho *et al.*, 1993). A fração areia nos solos da região do Distrito Federal é composta principalmente por quartzo e, em geral, de forma secundária por nódulos de hematita, conforme Cardoso (2002). Segundo o mesmo autor, as frações silte e argila são produtos dos distintos graus de intemperismos identificados nos perfis de solo da região, sendo que os maiores graus de intemperismo resultam em maiores teores de argila e menores teores de silte. Cardoso (2002) ainda salientou que os solos finos desta região são os principais minerais constituintes são a caulinita, a gibbsita e a illita. Usualmente, a fração argila dos solos lateríticos se apresenta na forma de agregados (Delgado, 2007).

### 3 EQUIPAMENTOS

---

Com a finalidade de desempenhar funções específicas na presente pesquisa, foram feitos o projeto e a adaptação de uma série de equipamentos, conforme descrição apresentada na sequência.

#### 3.1 EQUIPAMENTO PARA ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

A caixa de arrancamento do Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília foi projetada e construída por Palmeira (1996), sendo constituída por uma estrutura rígida de aço de seção transversal retangular, com dimensões internas iguais a 570 mm de altura, 900 mm de largura e 1450 mm de comprimento, conforme Figura 3.1. As dimensões em questão atendem às especificações da norma D6706-01 (ASTM, 2013), a qual orienta o projeto de equipamentos de arrancamento.

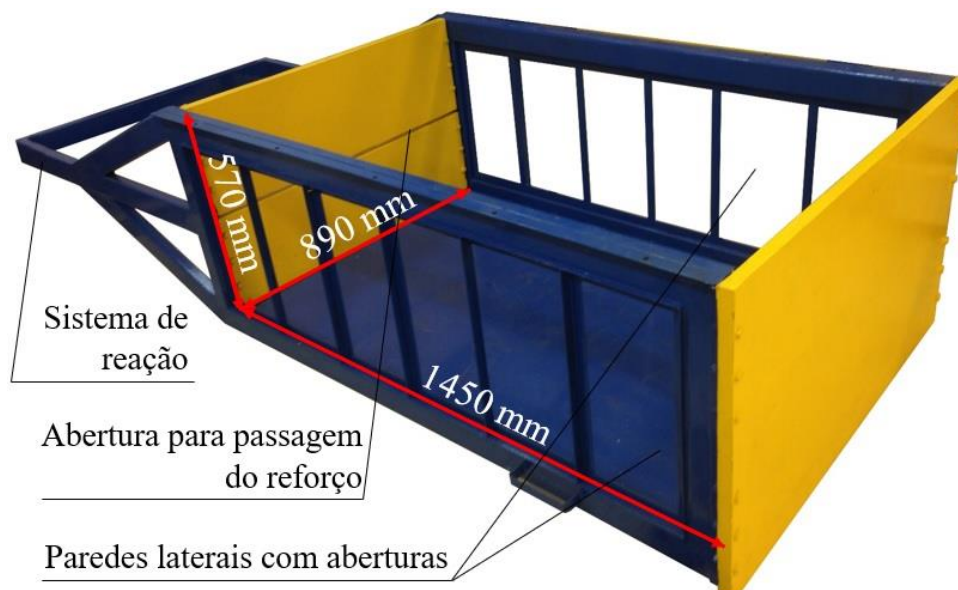


Figura 3.1. Caixa de arrancamento – principais componentes e dimensões internas.

As aberturas laterais da caixa de arrancamento têm por finalidade permitir a visualização da homogeneidade das camadas de solo compactado, além de permitir a visualização de eventuais deslocamentos internos. Dessa forma, painéis acrílicos com largura igual a 1358 mm, altura igual a 456 mm e espessura igual a 15 mm foram acoplados às aberturas em questão. Demais dimensões e especificações técnicas da caixa de arrancamento estão apresentadas nas Figuras B.1 e B.2 (Apêndice B).

Na presente pesquisa, o equipamento em questão foi adaptado e instrumentado de forma a permitir ensaios de arrancamento em elementos de reforço lineares. Foram feitos o dimensionamento e a construção dos sistemas de aplicação de cargas verticais e horizontais, assim como o projeto e a instalação dos sistemas de instrumentação e de aquisição de dados, conforme descrição apresentada na sequência.

### **3.1.1 SISTEMAS DE APLICAÇÃO DE CARGAS VERTICAIS E ELEMENTOS DE REAÇÃO**

O Laboratório de Geotecnia da UnB possui um sistema de tubulações de ar comprimido alimentado por dois compressores de ar, sistema esse com capacidade operacional máxima igual a 1200 kPa. A regulagem de saída do ar comprimido é feita por meio de válvulas reguladoras de pressão localizadas nas extremidades das tubulações. Manômetros analógicos estão acoplados às válvulas reguladores de pressão.

Por sua vez, a aplicação de tensões verticais no equipamento de arrancamento foi feita por meio de uma bolsa de borracha instalada no interior da tampa da caixa e preenchida por água, sendo o ar comprimido responsável pela pressurização. A bolsa de borracha foi adotada em função das vantagens que o sistema apresenta em relação aos sistemas de aplicação de cargas rígidos. Entre as vantagens em questão, a bolsa de borracha proporciona maior uniformidade de tensões aplicadas, tendo sido dimensionada conforme recomendações da norma D6706-01 (ASTM, 2013). O deslocamento máximo do diafragma pressurizado foi aproximadamente 40 mm, compatível com as dimensões do equipamento. O enchimento da bolsa de borracha com água em substituição ao ar comprimido teve por finalidade manter as condições de segurança durante os ensaios, uma vez que o ar comprimido é expansivo e poderia resultar em acidentes no caso de vazamentos, enquanto a água pressurizada não apresenta esse risco. Além disso, vazamentos de água são mais facilmente identificados no caso de falhas.

Sendo assim, a tampa do equipamento (Figura 3.2 - A) foi adaptada com a instalação da membrana de borracha apresentada na Figura 3.2 - B. A tampa é constituída por uma chapa metálica com espessura de 3,25 mm, tendo sido reforçada de forma a minimizar as deformações. Demais especificações técnicas relativas à tampa da caixa estão apresentadas nas Figuras B.3 e B.4 (Apêndice B).



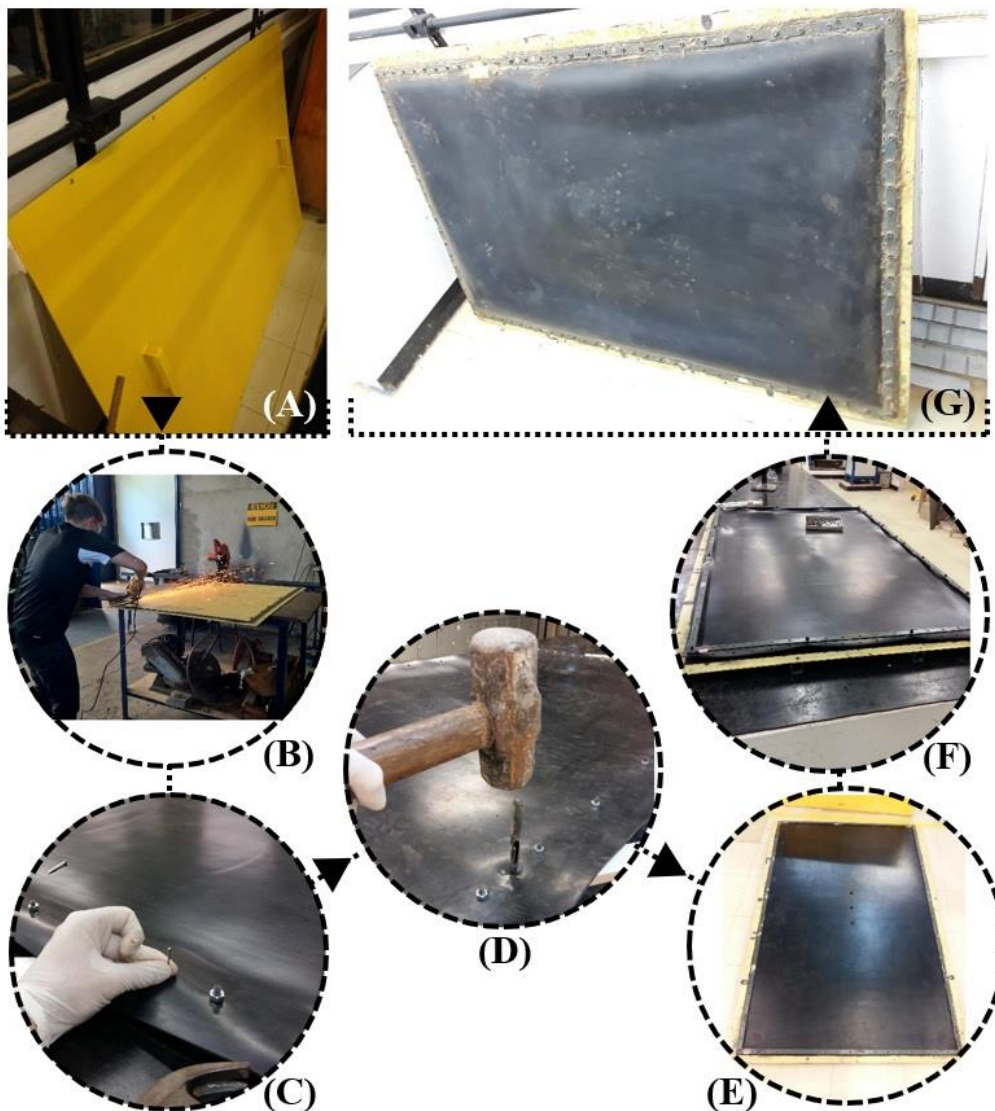


Figura 3.2. Tampa do equipamento de arrancamento na (A) condição inicial, (B) confecção de moldura metálica de suporte das camadas de borracha e perfuração da mesma; (C e D) perfuração das camadas de borracha; (E) fixação da primeira camada de borracha à tampa, (F) fixação da segunda camada de borracha à tampa e (G) aspecto final da bolsa de borracha.

Na Figura 3.3 está apresentada uma fotografia do equipamento de arrancamento, sendo destacados os principais elementos que constituem o sistema de aplicação de cargas verticais. Basicamente, o ar comprimido é responsável por pressurizar um determinado volume de água no interior do sistema de interface ar-água (Figura 3.3, DET. 1). Na sequência, a água pressurizada é transferida para o interior da tampa (Figura 3.3, DET. 2), onde encontra-se a bolsa de borracha. As particularidades deste procedimento estão descritas na Tabela 3.1.



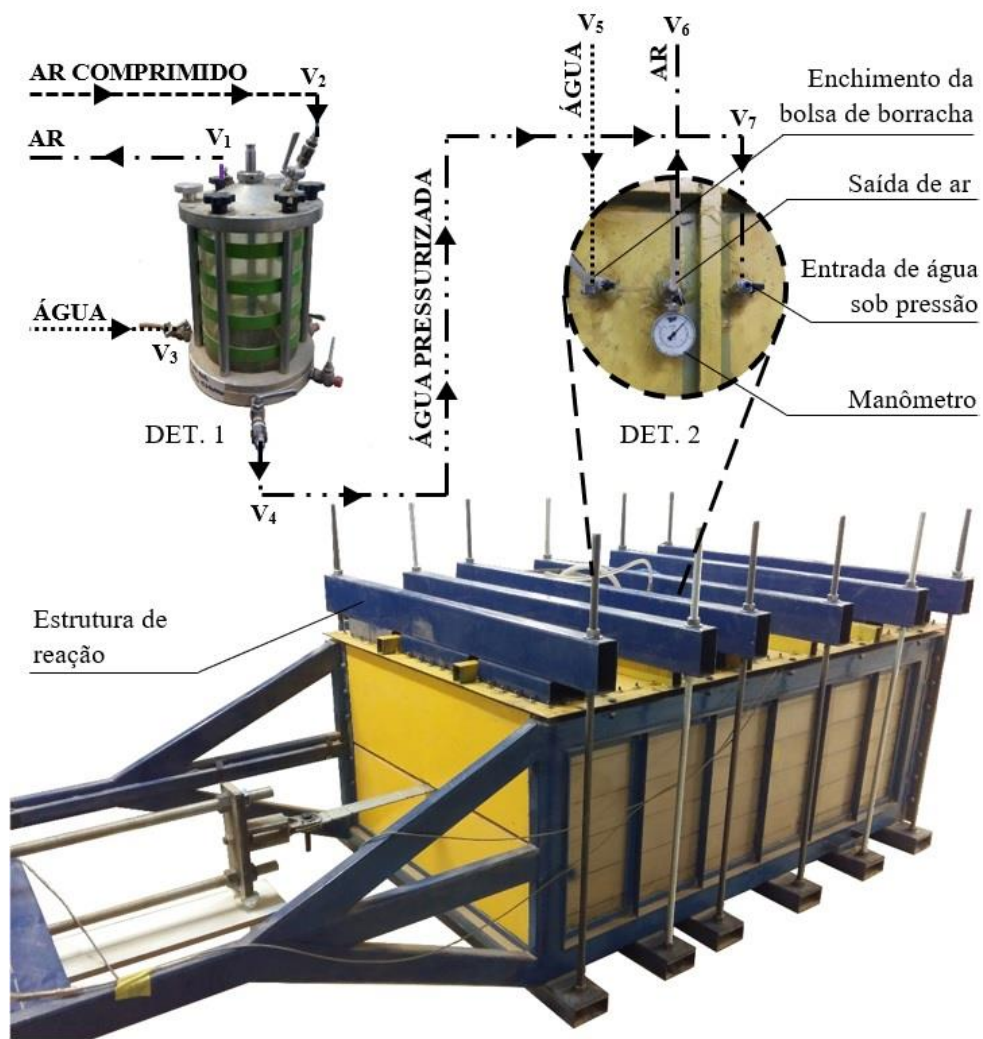


Figura 3.3. Equipamento de arrancamento – sistema de aplicação de cargas verticais.

Tabela 3.1. Descrição do funcionamento do sistema de carregamento vertical.

Etapa	Descrição	Válvulas	
		Abertas	Fechadas
1	Enchimento do sistema de interface ar-água com água (por gravidade);	V <sub>1</sub> ; V <sub>3</sub>	V <sub>2</sub> ; V <sub>4</sub> ; V <sub>5</sub> ; V <sub>6</sub> ; V <sub>7</sub>
2	Enchimento inicial da bolsa de borracha com água (por gravidade);	V <sub>5</sub> ; V <sub>6</sub>	V <sub>1</sub> ; V <sub>2</sub> ; V <sub>3</sub> ; V <sub>4</sub> ; V <sub>7</sub>
3	Regulagem da pressão de entrada de ar comprimido no sistema de interface ar-água, controlando-se as leituras do manômetro localizado na extremidade da tubulação;	V <sub>2</sub>	V <sub>1</sub> ; V <sub>3</sub> ; V <sub>4</sub> ; V <sub>5</sub> ; V <sub>6</sub> ; V <sub>7</sub>
4	Transferência de pressão do sistema de interface ar-água para bolsa de borracha, verificando-se a pressão lida pelo manômetro da tampa (deve ser a pressão de ensaio).	V <sub>2</sub> ; V <sub>4</sub> ; V <sub>7</sub>	V <sub>1</sub> ; V <sub>3</sub> ; V <sub>5</sub> ; V <sub>6</sub>

O sistema de reação aos carregamentos verticais foi dimensionado por meio do *software Autodesk® Robot Millennium v19*, o qual permite análises estruturais baseadas no Método dos Elementos Finitos. O dimensionamento em questão considerou a aplicação de tensões normais inferiores a 55 kPa sobre a amostra de solo, resultando em um carregamento distribuído cuja resultante equivale a 7,2 toneladas. Basicamente, o sistema de reação é constituído pelo reforço da tampa e por perfis metálicos instalados na horizontal e solidarizados por meio de barras roscadas instaladas na vertical. Também foram empregados elementos de transferência de carga colocados manualmente sobre a tampa. Detalhes construtivos do sistema de reação aos carregamentos verticais estão apresentados na Figura B.5 (Apêndice B).

### **3.1.2 SISTEMA DE APLICAÇÃO DE CARGAS HORIZONTAIS E ELEMENTOS DE REAÇÃO**

O sistema de aplicação de cargas horizontais e os elementos de reação foram dimensionados considerando o arrancamento de reforços lineares (metálicos ou sintéticos), novamente por meio do *software Autodesk® Robot Millennium v19*. O sistema em questão tem capacidade para aplicação de carregamentos de até 5 toneladas. Os detalhes de projeto e especificações técnicas dos elementos constituintes do sistema de aplicação dos carregamentos horizontais estão apresentados na Figura B.6 (Apêndice B). Os elementos constituintes do sistema de aplicação de cargas horizontais e os elementos de reação estão ilustrados na Figura 3.4. Basicamente, os elementos indicados na figura em questão possuem às funções indicadas na sequência:

1. Sistema de transferência de cargas de arrancamento: barras horizontais que transferem as cargas de arrancamento dos reforços para extremidade oposta, onde determina-se a magnitude das cargas e dos deslocamentos com o uso da célula de carga e dos medidos de deslocamento, respectivamente;
2. Bomba hidráulica: o acionamento do equipamento em questão condiciona o fluxo de óleo para o cilindro hidráulico, resultando no deslocamento do mesmo;
3. Cilindro hidráulico: encontra-se acoplado à viga de reação frontal, sendo responsável por impor os deslocamentos por meio do acionamento da bomba hidráulica. Possui capacidade de carga igual a 100 kN (limitada a 50 kN, capacidade estrutural da viga) e deslocamento máximo de 100 mm;
4. Célula de carga: responsável pela medição da magnitude das cargas de arrancamento ao longo do tempo, cujas informações são coletadas por meio do sistema de aquisição de dados;

5. Medidores de deslocamento linear: responsáveis pela medição da magnitude dos deslocamentos ao longo do tempo, estando conectados ao sistema de aquisição de dados.

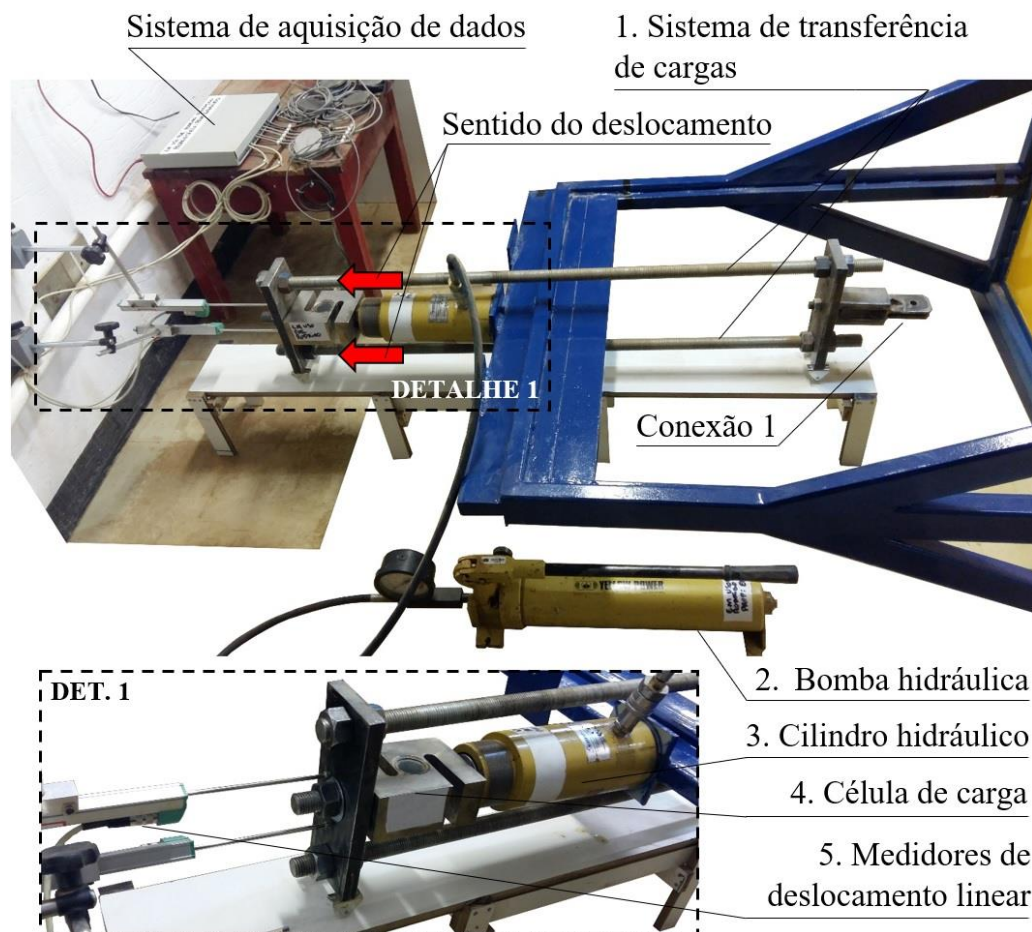


Figura 3.4. Equipamento de arrancamento – sistema de aplicação de cargas horizontais, sendo indicados os equipamentos que fazem parte do mesmo (DET. 1).

Na extremidade direita do sistema encontra-se a Conexão 1, a qual é responsável por vincular o sistema de aplicação de carregamentos aos elementos de reforço. Os elementos de reforço metálicos são acoplados diretamente à conexão 1, conforme a Figura 3.5.

No caso do arrancamento de reforços sintéticos, normalmente instalados aos pares no campo, os mesmos são fixados com o uso de conexão específica para os mesmos (conexão 2, conforme Figura 3.6). O elemento em questão permite que os reforços fiquem afastados entre si a uma distância de 50 mm na horizontal, da mesma forma que é feita a instalação em campo. A conexão 2 fica vinculada à conexão 1 com o uso de parafuso, conforme a figura em questão. Detalhes adicionais de projeto e especificações técnicas dos elementos em questão estão apresentados nas Figuras B.7 e B.8 (Apêndice B).

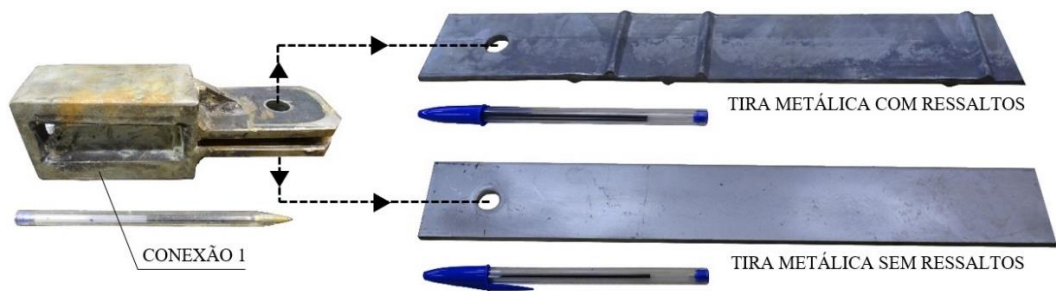


Figura 3.5. Conexão 1 utilizada para conectar o sistema de aplicação de cargas de arrancamento às tiras metálicas ou à conexão 2.

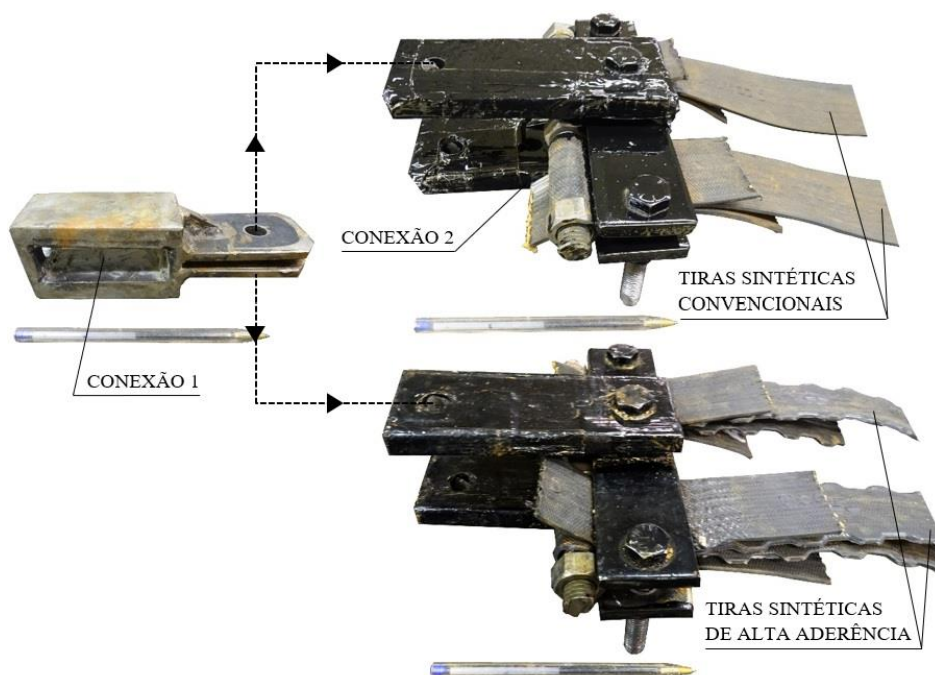


Figura 3.6. Conexão 2 utilizada para fixar os reforços sintéticos com uma distância igual a 50 mm entre si, sendo então vinculada à Conexão 1.

## 3.2 EQUIPAMENTOS PARA DEPOSIÇÃO E COMPACTAÇÃO DOS SOLOS

Foram adaptados dois equipamentos para auxiliar nos procedimentos de deposição e de compactação dos solos, conforme descrição apresentada na sequência.

### 3.2.1 Deposição de Material Granular

A deposição de areia uniforme, durante a montagem dos ensaios de arrancamento, foi feita com o uso da técnica conhecida como chuva de areia ou pluviação. Este método envolve a deposição



da areia por meio de queda livre dos grãos, adquirindo compacidade uniforme (Brandon *et al.*, 1991) e, conseqüentemente, formando um material homogêneo. O método da chuva de areia apresenta algumas vantagens em relação ao procedimento utilizado para determinação do índice de vazios mínimo (norma D4253-16; ASTM, 2016a), uma vez que pode resultar em maiores densidades secas, não causa a quebra de partículas, reduz os efeitos da segregação e permite maior reprodutibilidade (Lo Presti *et al.*, 1992). Com o uso desse método, os fatores que influenciam a densidade aparente seca do solo são a razão entre a área dos furos e a área total da seção transversal por onde é feita a chuva de areia, assim como a altura de queda do material (Rad & Tumay, 1987). Dessa forma, mantendo-se o primeiro parâmetro constante, é possível calibrar a altura de queda dos grãos de forma a atingir a compacidade desejada.

O equipamento para chuva de areia do Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília foi adaptado para atender à presente pesquisa. Foram anexadas hastes metálicas para controle da altura de queda do material. Também foi colocada uma placa com furos internamente ao reservatório de areia, de forma a controlar a vazão de solo. Imagens do equipamento podem ser observadas na Figura 3.7.



Figura 3.7. (A) Equipamento de deposição do material granular, sendo apresentado e (B) funcionamento do equipamento na montagem de ensaio de arrancamento.

A aferição da densidade foi feita por meio das curvas de calibração, as quais relacionam a altura de queda do material com a massa específica seca e a compactidade relativa. A determinação dos parâmetros foi feita para alturas de queda equivalentes a 100 cm, 110 cm, 120 cm, 130 cm, 140 cm e 150 cm. Para cada altura, foi feita a deposição de areia em três cilindros de Proctor ( $V = 1000 \text{ cm}^3$ ; conforme NBR 7182 - ABNT, 2016b), sendo obtidos os parâmetros apresentados na Figura 3.8.

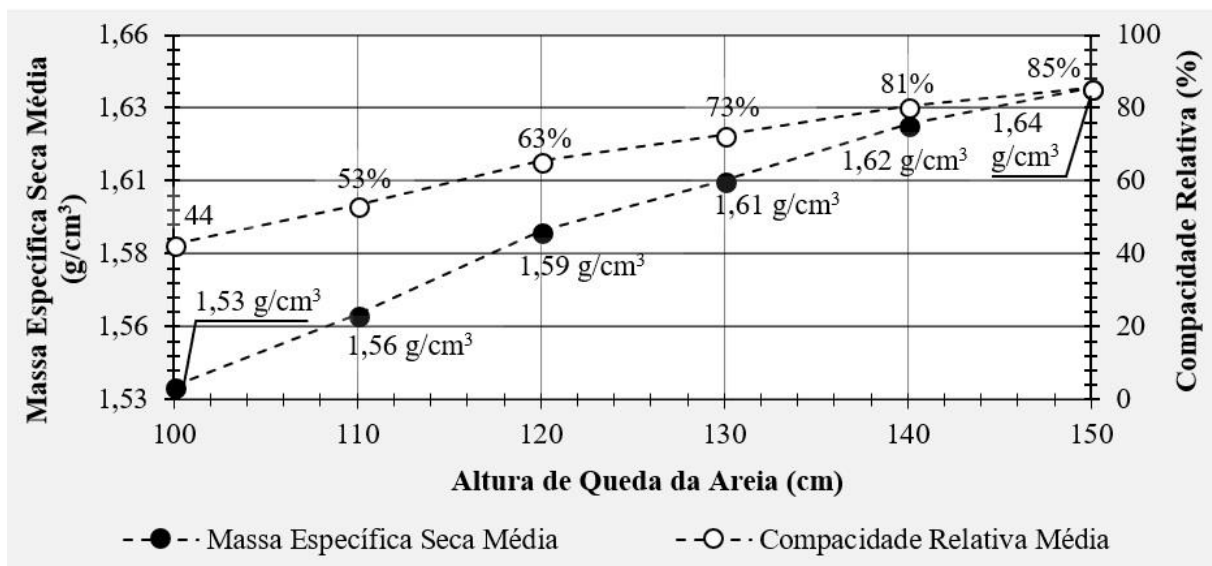


Figura 3.8. Curvas de calibração da altura de queda da areia uniforme.

Conforme a Figura 3.8, o uso da técnica da chuva de areia resultou em compactidade relativa máxima de 85%. Entretanto, no caso dos ensaios de arrancamento, a compactidade relativa desejada foi igual ou superior a 95%. Por esse motivo, após a etapa de deposição do material com o uso da pluviação, foi necessário proceder à compactação mecânica. Para tal, o material granular foi depositado e compactado em 6 camadas, cada uma das quais possuindo 9 cm de altura. Desse total de camadas, três estiveram localizadas abaixo do nível de colocação dos reforços e três acima, em virtude das dimensões do equipamento e dos testes preliminares realizados condicionarem o arranjo em questão.

### 3.2.2 COMPACTAÇÃO MECÂNICA

O equipamento para compactação foi utilizado tanto dos solos arenosos quanto dos solos coesivos. O mesmo consistiu em um martelo mecânico adaptado com a instalação de uma

sapata circular na base, com diâmetro igual a 25 cm. O equipamento em questão possui energia de impacto igual a 35 J por golpe e frequência de aplicação igual a 1400 golpes por minuto (conforme o fabricante). Com base nas informações técnicas do equipamento de compactação, foi possível relacionar a energia de trabalho do mesmo com a energia de compactação equivalente ao ensaio Proctor normal (NBR 7182; ABNT, 2016b). Sendo assim, foram adotados os seguintes procedimentos de compactação:

(i) No caso da areia uniforme, após a deposição do solo com o uso da técnica de chuva de areia, atingindo 85% de compactidade relativa, foi feita a aplicação do martelo mecânico sobre as camadas por tempo igual a 42 segundos por camada, em pontos igualmente distribuídos. Dessa forma, atingiu-se compactidade relativa igual ou superior a 95%;

(ii) No caso dos solos coesivos, a compactação foi feita em camadas de solo com massa equivalente a 9 cm de altura final, sendo a compactação feita com tempo de aplicação do martelo mecânico igual a 84 segundos por camada, aplicado em pontos igualmente distribuídos ao longo da mesma. Fotografias do método em questão estão apresentadas na Figura 3.9.

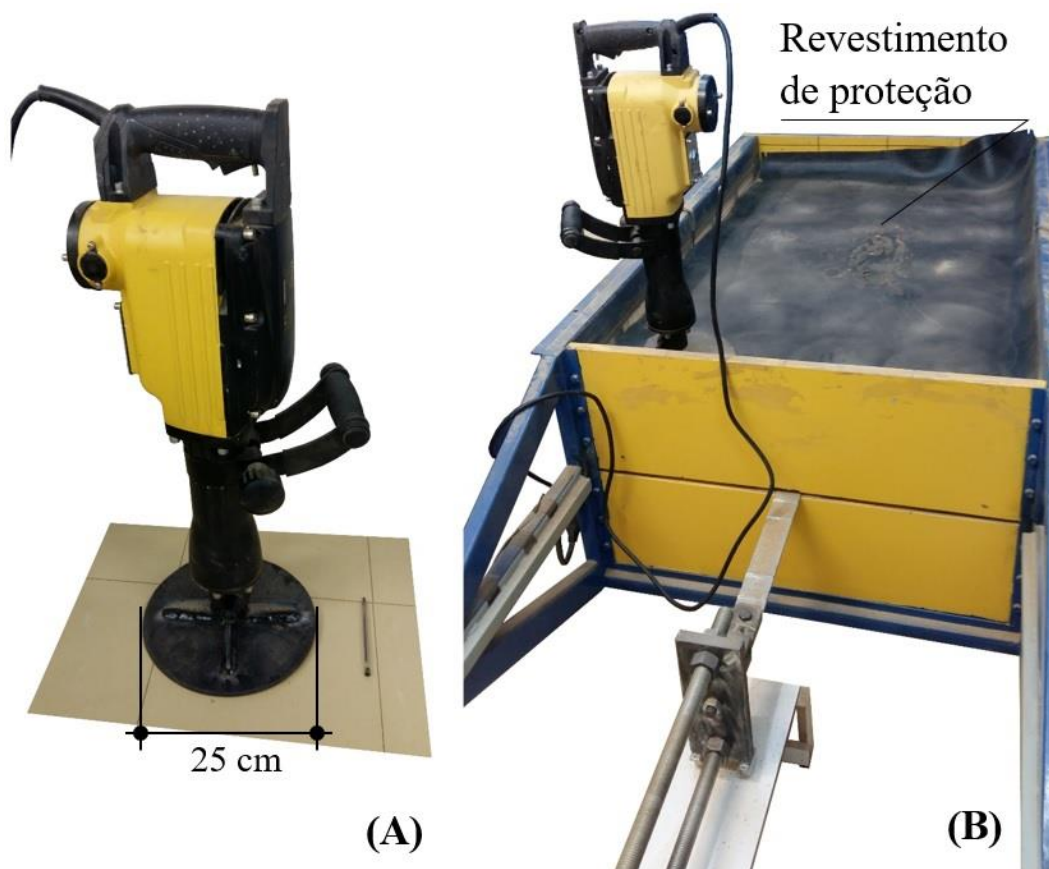


Figura 3.9. (A) Martelo mecânico para compactação e (B) exemplo de uso em ensaio, sendo indicado detalhe da compactação (DET. 1).

### 3.3 SISTEMA DE INSTRUMENTAÇÃO

O sistema de instrumentação foi constituído por sensores e transdutores capazes de mensurar as grandezas físicas de interesse neste estudo. Foram monitorados os carregamentos (célula de carga), os deslocamentos (transdutores de deslocamento linear), as tensões totais (células de tensão total) e as deformações nas tiras metálicas com ressaltos (extensômetros). As principais características dos instrumentos estão descritas na Tabela 3.2 e imagens dos mesmos estão apresentadas na Figura 3.10.

Tabela 3.2. Instrumentos e respectivas especificações técnicas.

Instrumento	Nomenclatura	Especificação técnica	Fabricante
Célula de carga (CC)	CC 1	Modelo KLC, medição de forças de tração e compressão, capacidade de carga de 5.000 kgf;	KRATOS
Transdutor de deslocamento linear (TDL)	TDL 1; TDL 2; TDL 3; TDL 4	Modelo PY-1-C-150, com deslocamento útil de até 150 mm;	GEFRAN
	TDL 5	Modelo PY-2-C-100, com deslocamento útil de até 100 mm;	
Células de Tensões Totais (CTT)	CTT 1; CTT 2; CTT 3; CTT 4; CTT 5; CTT 6	Modelo CTT-6-75, diâmetro de 75 mm, espessura de 7 mm, capacidade máxima de 400 kPa;	Micro Sensores Industrial
	CTT 7; CTT 8	Modelo CTT-1-2KS, diâmetro de 50 mm, espessura de 6 mm, capacidade máxima de 200 kPa;	
Extensômetros Elétricos (EE)	EE 1; EE 2; EE 3	Modelo PA-06-375BG-120-L, com resistência igual a 120 $\Omega$ e fator de sensibilidade (k) igual a 2,16;	Excel Sensores

Neste trabalho foram empregados dois sistemas de aquisição de dados, em função da quantidade de instrumentos, conforme Figura 3.11. As leituras da célula de carga, dos transdutores de deslocamento linear e das células de tensão total foram coletadas com o uso de um sistema de aquisição de dados da marca LYNX, modelo ADS0500-16-W, com 16 canais. O monitoramento e o registro dos dados foram feitos em computador por meio do *software* de aquisição de dados AqDados7®, enquanto que a visualização dos resultados foi feita pelo *software* AqDAnalysis®. Por sua vez, os sinais emitidos pelos extensômetros foram registrados com o uso de um sistema de aquisição de dados de fabricação da empresa *HBM Test and Measurement*, modelo Spider-8. O sistema em questão possui 8 (oito) canais, sendo o monitoramento e o registro dos dados feito com o uso do *software* Catman®.



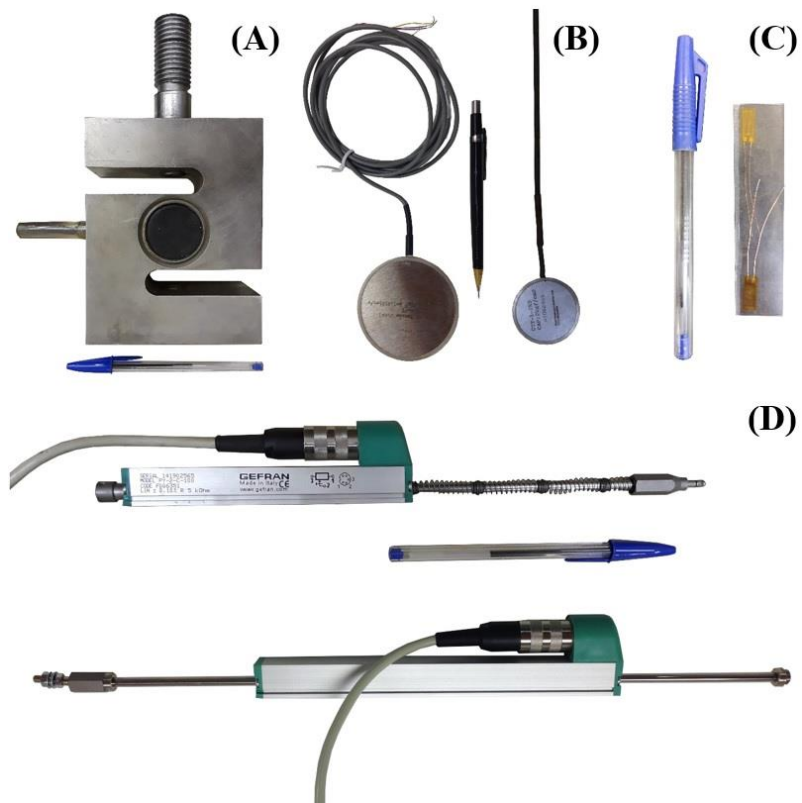


Figura 3.10. Instrumentos, sendo (A) célula de carga, (B) células de tensões totais, (C) extensômetros elétricos e (D) medidores de deslocamentos.

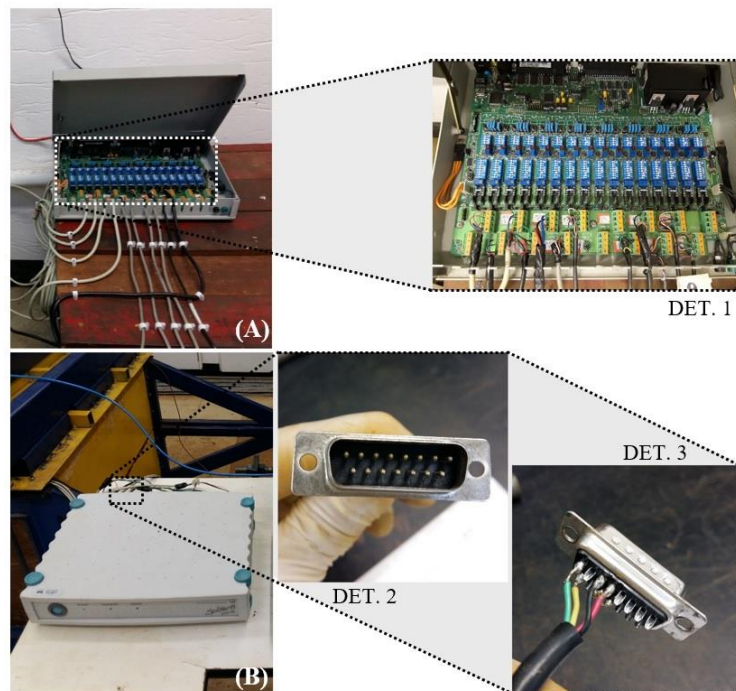


Figura 3.11. Sistemas de aquisição (A) LYNX, sendo indicadas as conexões internas (DET. 1) e (B) Spider-8, sendo indicado o conector de 15 entradas (Detalhes 2 e 3).

### 3.4 CALIBRAÇÃO DOS INSTRUMENTOS

Os procedimentos de calibração consistiram no conjunto de operações por meio das quais foi estabelecida a relação linear entre os sinais analógicos gerados pelos instrumentos e os valores de engenharia, estabelecidos conforme os padrões de medida do Sistema Internacional de Unidades (SI). A aquisição das leituras dos sinais analógicos foi feita com o uso dos sistemas LYNX (célula de carga, transdutores de deslocamento linear, células de tensões totais) e Spider-8 (extensômetros elétricos). A calibração foi feita com o uso dos *softwares* específicos de cada um dos sistemas, ou seja, AqDados7® (LYNX) e Catman® (Spider-8). Na Tabela B.1 (Apêndice B) apresenta-se um resumo dos instrumentos calibrados e da quantidade de operações. Os principais procedimentos envolvidos encontram-se descritos a seguir, conforme o tipo de instrumento considerado.

#### a) Célula de carga:

A célula de carga foi calibrada no Laboratório de Materiais, Solos e Topografia do Centro de Ensino Unificado de Brasília, uma vez que o laboratório em questão apresentava equipamento para aplicação de cargas devidamente calibrado. As cargas verticais foram aplicadas por meio de uma prensa hidráulica (Figura 3.12; fabricante EMIC, modelo PCE100C), tomando-se o cuidado de não ultrapassar a capacidade máxima (50 kN) da célula de carga. Os resultados encontram-se apresentados na Figura B.9 (Apêndice B).

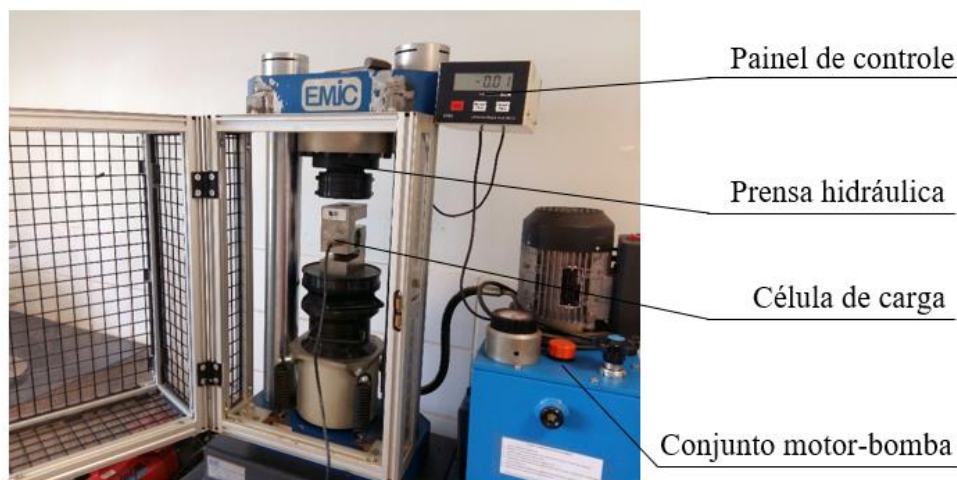


Figura 3.12. Calibração da célula de carga.

b) Transdutores de deslocamento linear:

A calibração dos TDLs foi feita com o uso de um micrômetro linear (Figura 3.13) com resolução de 0,5 mm. Ao aparelho em questão foi acoplada uma base magnética, sendo o mesmo procedimento adotado no caso dos transdutores de deslocamento. Uma base metálica rígida foi posicionada horizontalmente, sendo então os instrumentos vinculados a mesma. A linearidade e a horizontalidade entre ambos aparelhos foram verificadas com o uso de um nível de base magnética.

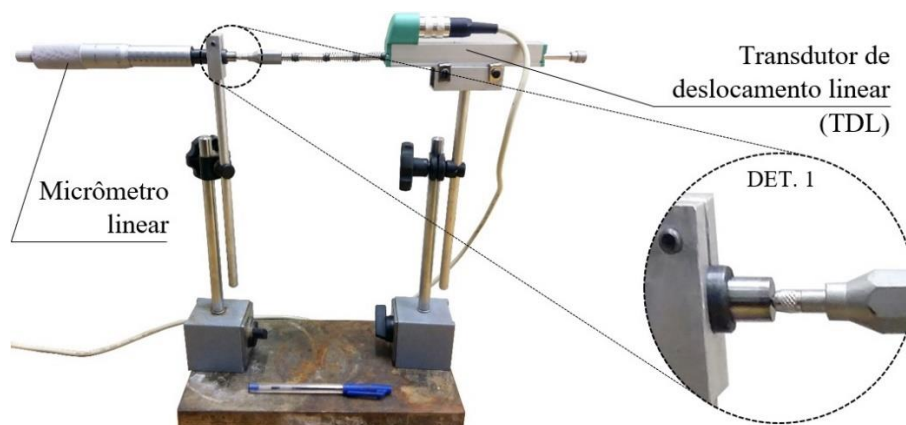


Figura 3.13. Aparelhagem utilizada na calibração dos TDLs, sendo indicado o ponto de contato entre o micrômetro linear e os instrumentos (DET. 1).

O procedimento de calibração consistiu em determinar as voltagens correspondentes a uma série de posições relativas do micrômetro. Os resultados encontram-se apresentados na Figura B.10 (Apêndice B).

c) Células de tensões totais:

O equipamento usado para calibração das células de tensões totais pertence ao Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília. O mesmo permite a aplicação de tensões normais por meio de uma bolsa pressurizada com água, com funcionamento análogo ao sistema de aplicação de cargas verticais do equipamento de arrancamento. A calibração das células envolveu a imersão das mesmas nos solos com condições geotécnicas análogas às adotadas nos ensaios de arrancamento, ou seja, o lançamento e a compactação dos solos foram simulados no ato de montagem do sistema para a calibração. O procedimento consistiu na aplicação de tensões normais pré-determinadas, sendo lidas as voltagens correspondentes. Cada célula foi calibrada

individualmente. No caso da areia uniforme, a montagem da câmara de calibração abrangeu a deposição do solo em duas camadas de igual altura ( $H = 15 \text{ cm}$ ) por meio do método de pluviação. As camadas foram posteriormente compactadas com o uso do martelo mecânico. Após a deposição e compactação da primeira camada, o ponto de colocação da célula foi escavado cuidadosamente com a finalidade de não alterar a compacidade do material. Na sequência, foi feita a deposição e compactação da camada superior.

No caso dos solos coesivos, foram mantidas a altura das camadas ( $H = 15 \text{ cm}$ ) e o método de colocação das células de pressão em orifício pré-escavado. Entretanto, a compactação foi feita apenas com o uso do martelo mecânico. Os procedimentos de montagem do equipamento, tanto da areia uniforme quanto dos materiais coesivos, estão ilustrados na Figura 3.14.

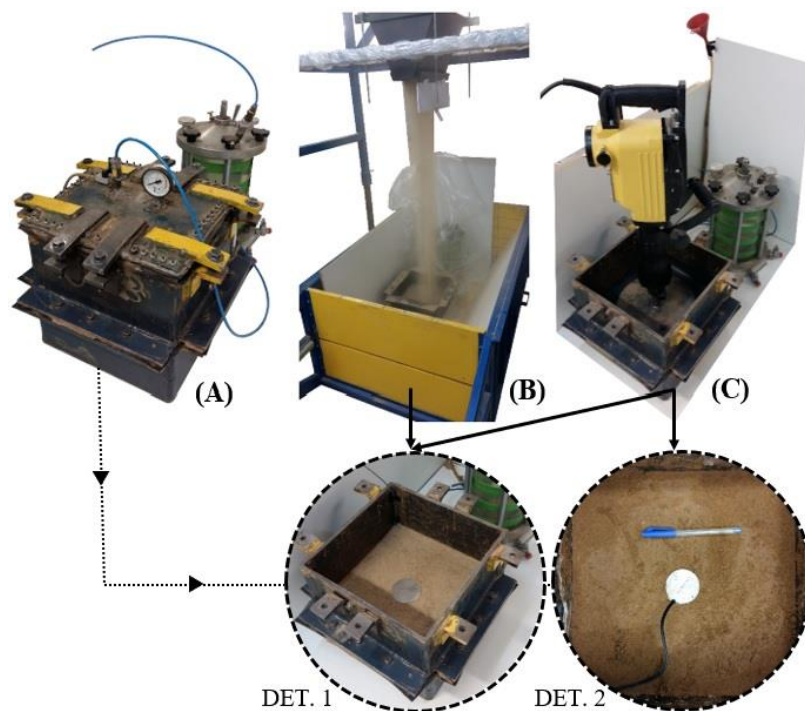


Figura 3.14. Calibração das células de tensões totais: (A) equipamento, (B) procedimento de chuva de areia e (C) procedimento de compactação mecânica, considerando-se a areia uniforme (DET. 1) e os solos coesivos (DET. 2).

Os parâmetros de compactação (teor de umidade ótimo e massa específica seca máxima) dos solos corresponderam aos valores adotados nos ensaios de arrancamento. Da mesma forma que nos ensaios em questão, adotou-se compacidade relativa (areia uniforme) e grau de compacidade (solos coesivos) mínimos de 95%. A aferição da massa específica seca foi feita

por meio do controle da massa de material introduzido no volume correspondente à câmara de ensaios.

Os resultados das calibrações encontram-se apresentados no Apêndice B de acordo com o solo estudado: areia uniforme (Figura B.11), mistura de 75% de areia uniforme com 25% de solo do Distrito Federal (Figura B.12), mistura de 50% de areia uniforme com 50% de solo do Distrito Federal (Figura B.13) e solo característico do Distrito Federal (Figura B.14).

d) Extensômetros elétricos:

No caso dos extensômetros elétricos, o fator de sensibilidade, também denominado *gauge factor*, foi o parâmetro empregado para converter as variações na resistência elétrica em deformações, pelo próprio software HBM Catman 4.5®, responsável pelo monitoramento e coleta de dados.

### **3.5 EQUIPAMENTO DE CISALHAMENTO DIRETO MODIFICADO**

A escolha do ensaio adequado para determinação dos parâmetros de resistência dos solos ( $c'$  e  $\phi'$ ) depende da situação que ocorre em campo. No caso de muros de solo mecanicamente estabilizados em que os reforços estão sujeitos ao arrancamento, a NBR 19286 (ABNT, 2016a) recomenda que sejam realizados ensaios de cisalhamento direto para definição destes parâmetros. Esses ensaios consistem basicamente em forçar o cisalhamento da amostra em um plano horizontal localizado na metade da altura, fazendo-se as leituras de forças, deslocamentos horizontais e deslocamentos verticais correspondentes. A norma D3080/D3080M-11 (ASTM, 2011a) orienta a realização dos ensaios em questão. Entretanto, alguns parâmetros de interesse não podem ser determinados por meio de ensaios de cisalhamento convencionais. Esse é o caso do ângulo de dilatância, que corresponde ao aumento de volume que areias densas apresentam durante o cisalhamento (Lambe & Whitman, 1979). O parâmetro em questão pode ser determinado por meio de ensaios triaxiais, entretanto as condições de ensaio não são as mesmas que ocorrem no cisalhamento direto. Os ângulos de dilatância não podem ser calculados a partir dos resultados de ensaios de cisalhamento direto convencionais uma vez que os deslocamentos verticais não ocorrem de forma homogênea ao longo da amostra, durante a etapa de cisalhamento. Nos ensaios convencionais, o cabeçote, onde são aplicados os carregamentos, tende a se inclinar durante os ensaios. Considerando a importância da medição dos ângulos de

dilatância em ensaios de cisalhamento direto, alguns autores (Jewell, 1980; Jewell & Wroth, 1987; Jewell, 1989; Simoni & Houlsby, 2006) adaptaram caixas de cisalhamento direto de forma a fixar o cabeçote superior, onde são aplicadas as cargas, ao anel superior da caixa de cisalhamento. Dessa forma, os deslocamentos verticais ocorrem de forma homogênea, sendo possível determinar os ângulos de dilatância.

Com base nos estudos citados, foi feita a adaptação de caixa de cisalhamento direto de forma a permitir o cálculo dos ângulos de dilatância que se desenvolvem durante os ensaios. A caixa adaptada corresponde àquela utilizada nos ensaios com amostras de solo de seção transversal quadrada, com lados medindo 100 mm. A caixa de cisalhamento adaptada encontra-se apresentada na Figura 3.15 – A. Basicamente, a adaptação consistiu em moldar um cabeçote com altura espessura igual a  $3/4'$  (19 mm) e dimensões laterais da seção transversal iguais a 130 mm, o qual permanece acoplado ao anel superior da caixa durante os ensaios, com o uso de parafusos. Anteriormente a cada ensaio, foi feita a colagem de tiras de papel sulfite no anel inferior e de tiras de papel carbono no anel superior (Figura 3.15 – B),

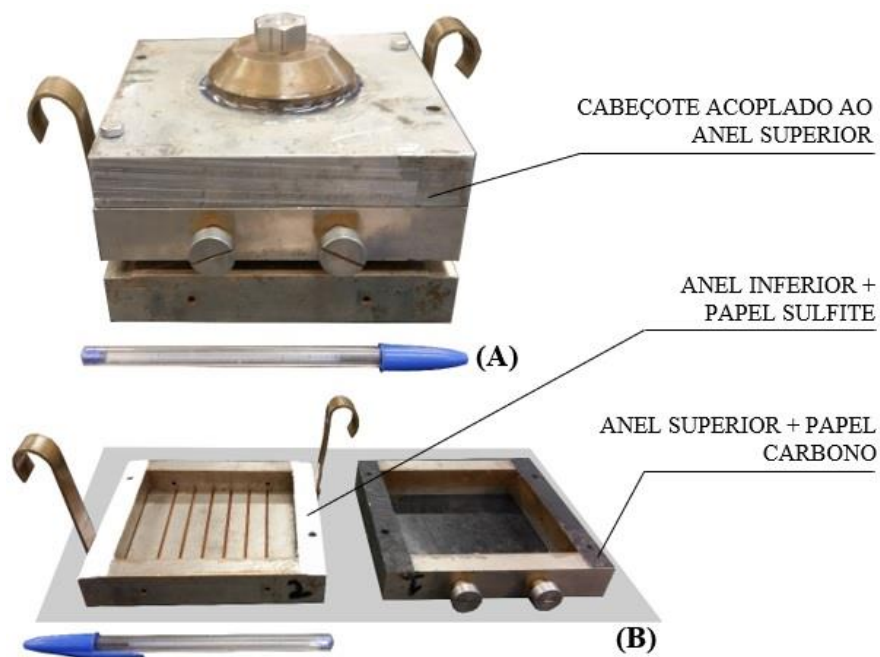


Figura 3.15. (A) Equipamento de cisalhamento direto modificado para estudo do ângulo de dilatância, indicando-se os (B) elementos introduzidos de forma a garantir que as partes superior e inferior da caixa não se tocam.



## 4 MATERIAIS E MÉTODOS DA PESQUISA

Neste capítulo estão descritos os materiais geotécnicos e os elementos de reforço que foram estudados nesta pesquisa, assim como os ensaios laboratoriais e as análises subsequentes aos quais os mesmos foram submetidos. Também estão descritos os procedimentos para avaliação da interação solo-reforço. Na Figura 4.1 apresenta-se, de forma simplificada, os métodos empregados na pesquisa.

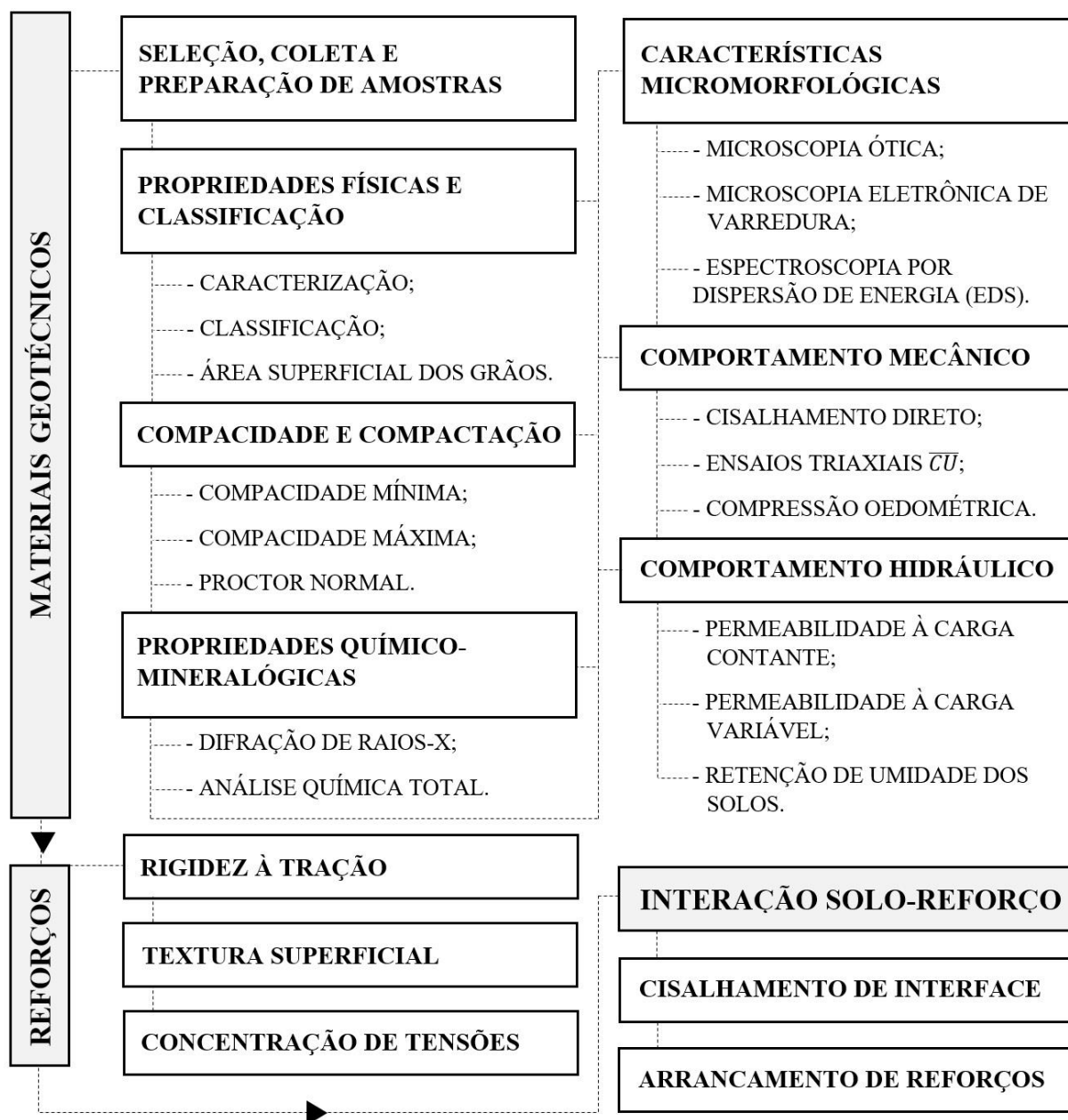


Figura 4.1. Métodos da pesquisa.

Basicamente, a pesquisa fundamentou-se no estudo dos materiais geotécnicos, dos elementos de reforço e da interação de ambos, considerando-se o uso dos elementos em questão em estruturas de solo reforçado. Para tanto, foram empregados ensaios de laboratório e métodos de análise de dados específicos, os quais se complementaram de forma a atingir os objetivos da pesquisa.

Um resumo do programa experimental encontra-se apresentado no Apêndice C, onde são mostrados o tipo de ensaio e a quantidade de amostras ensaiadas. Na Tabela C.1 estão sumarizados os ensaios aos quais foram submetidas as amostras de materiais geotécnicos, enquanto que na Tabela C.2 estão indicados os ensaios realizados nos elementos de reforço isoladamente e na Tabela C.3 estão especificados os ensaios para avaliação da interação solo-reforço. Informações adicionais a respeito dos ensaios e dos métodos de análise dos dados estão apresentadas na sequência.

#### **4.1 SELEÇÃO, COLETA E PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS**

Os materiais geotécnicos estudados foram areia uniforme, solo característico do Distrito Federal e misturas entre ambos, em proporções pré-estabelecidas. Na sequência estão descritos os procedimentos de aquisição, coleta e preparação das amostras dos materiais geotécnicos, assim como as demais especificações dos mesmos.

##### **4.1.1 AREIA UNIFORME E SOLO DO DISTRITO FEDERAL**

A areia uniforme foi proveniente de jazida localizada às margens do rio das Almas, estado de Goiás – GO. Conforme a revendedora (Casa Forte Materiais de Construção), a areia foi coletada por meio de dragagem às margens do curso d'água. O material em questão foi considerado adequado para o uso em estruturas de contenção por meio de análises prévias (Pierozan, 2016), tendo sido selecionado entre vários fornecedores. A massa total de amostra de areia adquirida correspondeu a 3 toneladas. O material foi previamente seco ao ar até constância de peso, atingindo então a umidade higroscópica, conforme recomendações das normas brasileira (NBR 6457; ABNT, 2016c) e americana (D421-85; ASTM, 2016), que tratam da preparação de materiais para ensaios geotécnicos. Após a secagem ao ar, foi feito o peneiramento da amostra para remoção das partículas com diâmetro igual ou superior a 2 milímetros, as quais são classificadas como pedregulho conforme a terminologia brasileira (NBR 6502; ABNT, 1995a).



Considerou-se que os grãos de pedregulho poderiam influenciar os resultados dos ensaios, elevando os parâmetros de resistência dos solos estudados, justificando o peneiramento. Após a secagem e o peneiramento para remoção dos grãos de pedregulho, a amostra resultante correspondeu a aproximadamente 2,5 toneladas, sendo esta quantidade compatível com o escopo da presente pesquisa. Este material foi então submetido ao procedimento de homogeneização com o uso de uma betoneira, obtendo-se uma amostra representativa para a realização dos ensaios requeridos.

Por sua vez, o solo característico do Distrito Federal foi coletado em jazida localizada no antigo Campo Experimental de Fundações, Ensaios de Campo e Geossintéticos (CEFECG) do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (PPG-UnB), conforme localização apresentada na Figura 4.2. Tal material vem sendo estudado por uma série de autores (e.g. Tupa, 1994; Guimarães, 2002; Delgado, 2002; Sales, 2011; Chrusciak, 2013; Borges, 2014; Queiroz, 2015; Moreno, 2016; Lopera, 2016), os quais estudaram particularidades do comportamento deste solo tropical laterítico. As coordenadas do local são 15°46' de Latitude Sul e 47°52' de Longitude Oeste (Guimarães, 2002). Considerando as propriedades geotécnicas que o material em questão apresenta, o mesmo pode ser considerado um perfil típico do solo poroso de Brasília (Guimarães, 2002).

A coleta de amostra deformada foi feita em profundidades que variaram entre 1,0 e 2,5 metros, empregando-se picareta para desagregação de talude previamente escavado e pá para coleta do material. Coletou-se amostra de solo com massa total correspondente a 2,8 toneladas. O material coletado foi submetido à secagem ao ar, atingindo umidade próxima a higroscópica. Após a secagem, os grãos foram destorroados com o uso de almofariz e mão de gral recoberta com borracha, conforme procedimentos estabelecidos pelas normas brasileira (NBR 6457; ABNT, 2016c) e americana (D421-85; ASTM, 2016).

#### **4.1.2 MISTURAS**

Na Figura 4.3 estão especificados os teores de solo do Distrito Federal, em porcentagem, presentes em cada uma das misturas estudadas. As misturas foram nomeadas conforme os teores de areia e de solo siltoso presentes (M teor de areia uniforme (%) / teor de solo característico do Distrito Federal (%)), sendo as proporções estabelecidas de acordo com a massa de solo seco em estufa.

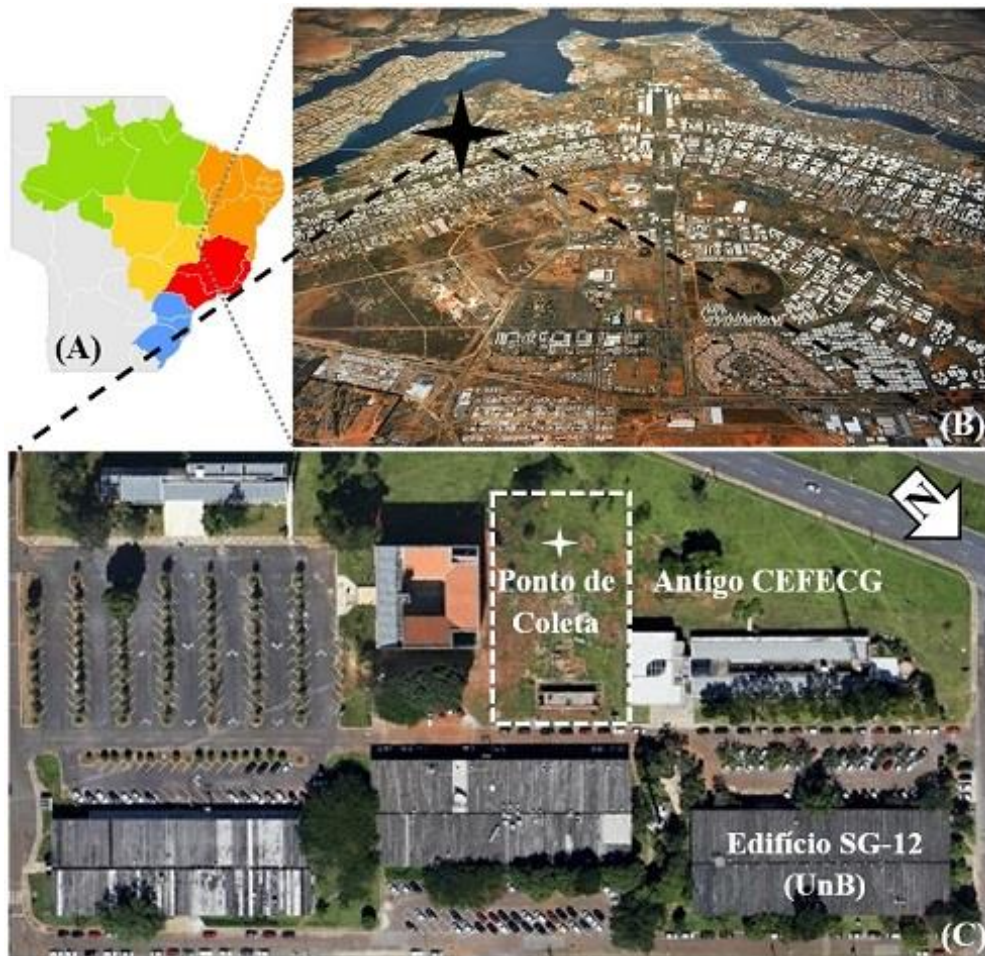


Figura 4.2. Localização do ponto de coleta de solo característico do Distrito Federal conforme (A) mapa do Brasil, (B) fotografia de Brasília e (C) imagem aérea da Universidade de Brasília, edifício SG-12 e arredores.

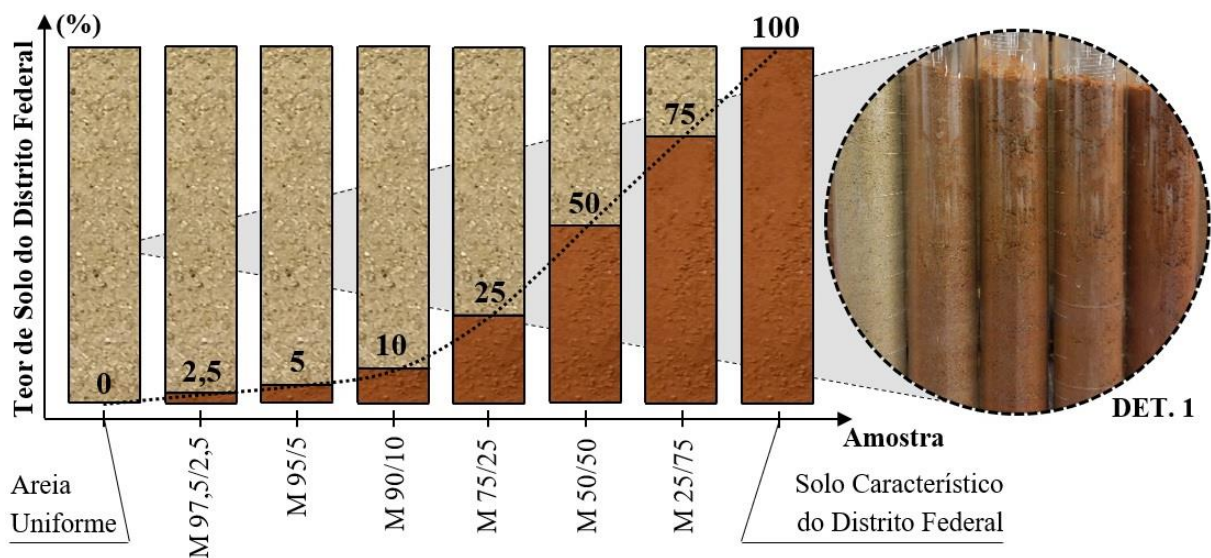


Figura 4.3. Teores de solo do Distrito Federal presentes nas amostras e nomenclatura.

As umidades higroscópicas das amostras de areia uniforme e de solo característico do Distrito Federal foram determinadas conforme procedimentos descritos pela norma NBR 6457 (ABNT, 2016c), permitindo que a massa de água presente nos solos fosse descontada do material total necessário para preparação das misturas, conforme as quantidades especificadas na Tabela 4.1. As amostras com massa total igual a 20 quilogramas correspondem aos solos em que não foram realizados ensaios de arrancamento (M 97,5/2,5, M 95/5, M 90/10 e M 25/75) e que estavam inicialmente previstas. No caso das misturas ensaiadas ao arrancamento (M 75/05 e M 50/50), preparou-se amostra com massa total igual a 2500 quilogramas por meio do reuso das amostras de areia uniforme e de solo característico do Distrito Federal, após os ensaios com estes materiais.

Tabela 4.1. Massa total das amostras de solo preparadas para os ensaios geotécnicos.

Material Geotécnico		Teor de Solo do D.F. (%)	Massa Total das Amostras (kg)
Areia Uniforme		0	2500
MISTURAS	97,5% Areia + 2,5% Solo do DF (M 97,5/2,5)	2,5	20
	95% Areia + 5% Solo do DF (M 95/5)	5	20
	90% Areia + 10% Solo do DF (M 90/10)	10	20
	75% Areia + 25% Solo do DF (M 75/25)	25	2500*
	50% Areia + 50% Solo do DF (M 50/50)	50	2500*
	25% Areia + 75% Solo do DF (M 25/75)	75	20
Solo Característico do Distrito Federal		100	2500

\* Preparados com reuso da areia uniforme e do solo característico do Distrito Federal.

Na Figura 4.4 está esquematizado o procedimento de preparação das misturas para ensaios geotécnicos. A etapa de umidificação foi empregada apenas nas amostras em que foram realizados ensaios em materiais compactados (misturas e solo do Distrito Federal), adotando-se os parâmetros ótimos dos ensaios de compactação.

## 4.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E CLASSIFICAÇÃO

Nesta seção estão descritos os procedimentos dos ensaios para determinação de propriedades físicas dos solos, assim como sua classificação.

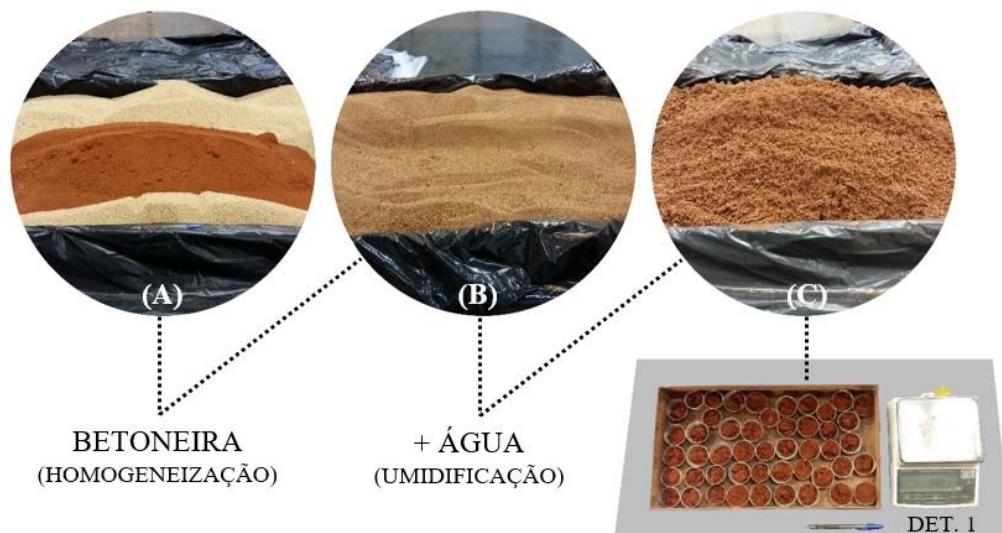


Figura 4.4. Preparação das misturas por meio da (A) adição dos materiais, (B) homogeneização e (C) umidificação com controle do teor de umidade (DET. 1).

#### 4.2.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

A determinação do peso específico dos sólidos ( $\gamma_s$ ) foi feita por meio do ensaio de picnômetro, cujos procedimentos encontram-se especificados na NBR 6508 (ABNT, 1984). Também foi determinada a densidade dos grãos ( $G_s$ ) através da divisão do peso específico dos sólidos pelo peso específico da água a 4 °C. Por sua vez, a análise granulométrica dos solos foi feita de acordo com a NBR 7181 (ABNT, 2016d), abrangendo os procedimentos de peneiramento fino e de sedimentação. Não foi feita a etapa de peneiramento grosso pois todas as partículas de solo com diâmetro superior a 2 mm foram descartadas durante a preparação das amostras. No caso da areia, realizou-se apenas o procedimento de peneiramento fino, uma vez que a amostra em questão não apresentou quantidade significativa de partículas com dimensões inferiores a 0,075 milímetros. A NBR 7181 (ABNT, 2016d) especifica que seja utilizado agente dispersor durante a etapa de sedimentação. Para tanto, foi preparada solução de hexametáfosfato de sódio com a concentração de 45,7 g do sal por 1000 cm<sup>3</sup> de solução, conforme procedimentos estabelecidos pela norma. Alternativamente, as amostras de solos que apresentaram mais de 12% de partículas com diâmetro inferior a 0,005 mm (M 75/25, M 50/50, M 25/75 e o solo característico do Distrito Federal) também foram submetidas ao ensaio de sedimentação sem o uso de agente dispersor, conforme procedimentos estabelecidos pela NBR 13602 (ABNT, 1996). Neste caso as partículas permanecem agrupadas de forma semelhante a que são encontradas na natureza, sendo determinados os diâmetros das agregações (Souza Pinto, 2006). Após a determinação das curvas granulométricas, foi feito o cálculo dos coeficientes de não-uniformidade ( $C_U$ ) e dos

coeficientes de curvatura ( $C_C$ ) dos solos, conforme as Equações 4.1 e 4.2, respectivamente. Os parâmetros  $D_{10}$ ,  $D_{30}$  e  $D_{60}$  equivalem, respectivamente, ao diâmetro dos grãos correspondentes a 10%, 30% e 60% de material passante na curva granulométrica.

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (4.1)$$

$$C_C = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}} \quad (4.2)$$

Em relação à uniformidade, a NBR 6502 (ABNT, 1995a) classifica os solos em uniformes ( $C_U < 5$ ), medianamente uniformes ( $5 < C_U \leq 15$ ) e desuniformes ( $C_U > 15$ ). Quanto à curvatura, considera-se que o material é bem-graduado quando o  $C_C$  está compreendido entre 1 e 3 (Look, 2007).

A determinação do limite de plasticidade ( $w_P$ ) foi feita conforme procedimentos estabelecidos pelas NBR 7180 (ABNT, 2016e). Os limites de liquidez ( $w_L$ ), por sua vez, foram determinados por meio de ensaio no aparelho de Casagrande, conforme especificações apresentadas na NBR 6459 (ABNT, 2016f).

A partir da caracterização, os solos foram agrupados conforme suas características e propriedades geotécnicas, conforme os sistemas de classificação Unificado (SUCS, norma D2487-17; ASTM, 2017b) e o sistema rodoviário de Classificação (M145-91; AASHTO, 2017). Foi feita, de maneira a complementar os resultados obtidos, a Classificação Trilinear dos Solos.

#### **4.2.2 ÁREA SUPERFICIAL ESPECÍFICA**

A Área Superficial Específica (ASE) total corresponde à soma da superfície específica externa e interna dos grãos. O parâmetro em questão pode estar relacionado à determinados parâmetros geotécnicos do solo como, por exemplo, a ocorrência de coesão entre os grãos e a retenção de água. Por esse motivo, foi feita a determinação da ASE de todas as amostras, permitindo a posterior análise de comportamento. A determinação de tal valor foi realizada por meio de equipamento fabricado pela *Quantachrome Instruments*, modelo Nova 2200e (Figura 4.5), instalado no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília. O equipamento em questão



baseia-se na técnica de adsorção de nitrogênio a temperatura de 77 K, sendo as isotermas de adsorção e de dessorção de nitrogênio geradas automaticamente em função da variação de pressão relativa  $P/P_0$  ( $P$  corresponde à pressão de ensaio e  $P_0$  a pressão de vapor de saturação do nitrogênio).

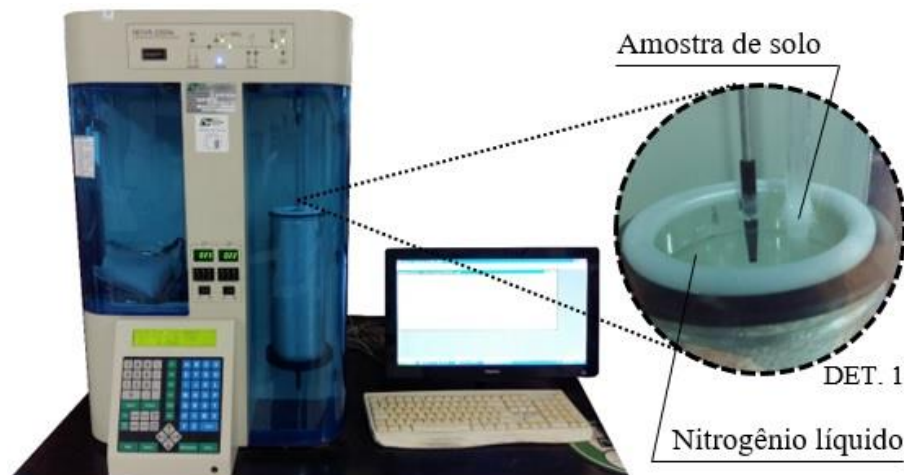


Figura 4.5. Equipamento desenvolvido pela *Quantachrome Instruments*, modelo Nova 2200e, utilizado na determinação da superfície específica dos grãos com o uso de nitrogênio líquido (DET. 1).

O *software* NovaWin® opera conectado ao equipamento Nova 2200e, sendo responsável pelo cálculo da superfície específica conforme a teoria da adsorção B.E.T. (Brunauer, Emmett, Teller). A técnica em questão permite a avaliação da área superficial específica dos grãos, expressa na unidade  $m^2/g$ . Apenas uma pequena quantidade de cada amostra foi usada nos ensaios (aproximadamente 0,5 g), sendo a quantidade em questão acondicionada em porta amostras de vidro com fundo esférico adaptado para uso no equipamento. O nitrogênio líquido foi acondicionado em frasco *Dewar*, o qual tem a função de isolamento térmico.

Para o ensaio, as amostras foram preparadas e ensaiadas conforme procedimentos descritos por Farias *et al.* (2011). O porta amostras foi conectado à unidade de preparação das amostras localizado no próprio equipamento, onde foi feita a remoção do gás adsorvido por meio de vácuo sob uma temperatura de 100 °C, por um período de 24 horas. Após a etapa de preparação das amostras, os porta amostras foram então conectados à unidade de adsorção, onde ocorreu a imersão em nitrogênio líquido e o resfriamento a temperatura de 77 K, mantendo-se essa temperatura durante toda a análise.

### 4.3 COMPACIDADE E COMPACTAÇÃO

No caso das amostras de solos granulares e não coesivos, contendo no máximo 15% (em massa) de material passante na peneira de 0,075 mm (areia uniforme, M 97,5/2,5, M 95/5 e M 90/10), foram avaliados os parâmetros de compactidade mínima e máxima. Ensaios de compactação Proctor com energia normal foram efetuados em todas as amostras, com exceção da areia uniforme. Os procedimentos adotados estão descritos na sequência.

A determinação dos índices de vazios mínimos ( $e_{\text{mín}}$ ), que correspondem ao estado mais compacto dos solos, foi realizada por meio do ensaio em mesa vibratória, conforme procedimentos estabelecidos pela norma D4253-16 (ASTM, 2016a). Por sua vez, os índices de vazios máximos ( $e_{\text{máx}}$ ), relacionados aos solos no estado mais fofo, foram determinados por meio da deposição dos solos com o auxílio de um funil, conforme orientações da norma D4254-16 (ASTM, 2016b). Na Figura 4.6 estão apresentadas fotografias dos ensaios em questão.

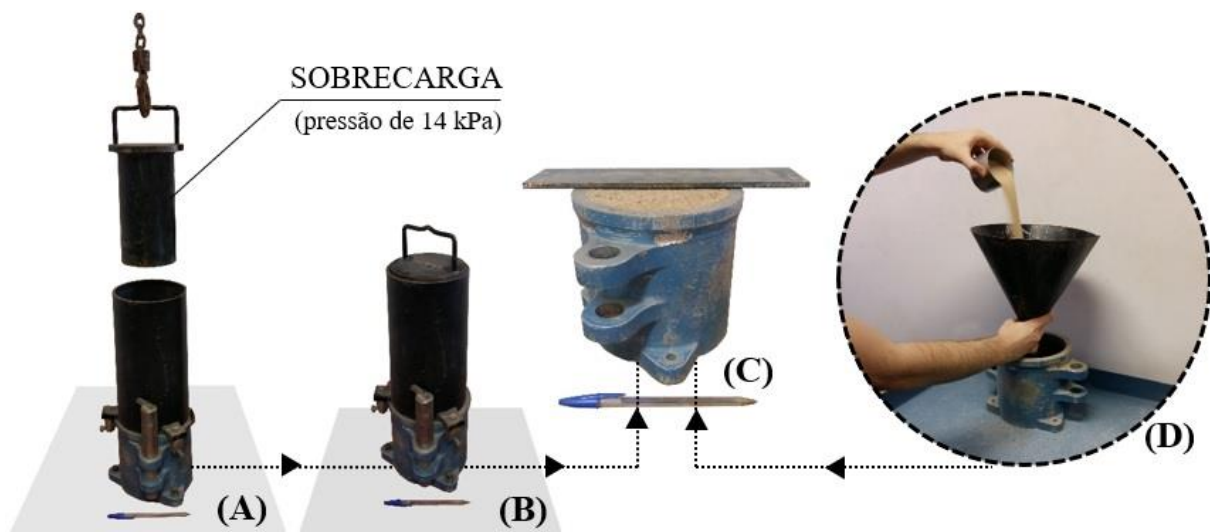


Figura 4.6. (A e B) Determinação do índice de vazios mínimo, (C) corpo de prova após o ensaio e (D) determinação do índice de vazios máximo.

As curvas de compactação foram definidas por meio de compactação em cilindro pequeno, conhecido como cilindro de Proctor, adotando-se energia normal de compactação. Os ensaios seguiram as recomendações constantes na NBR 7182 (ABNT, 2016b). Para cada solo estudado foi possível estabelecer o teor de umidade ótimo ( $w_{\text{ót}}$ ) e o respectivo peso específico aparente seco máximo ( $\gamma_{\text{d,máx}}$ ).

#### 4.4 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICO-MINERALÓGICA

A caracterização mineralógica dos solos tem por finalidade a identificação, a caracterização e a quantificação dos minerais presentes nos solos, permitindo a posterior correlação com as demais propriedades geotécnicas observadas. Neste trabalho foi empregada a técnica de difratometria de raios-X (DRX), a qual se fundamenta na interação de um feixe monocromático de raios-X com a amostra em diversos ângulos de incidência. A identificação dos minerais é possível pois o espectro de difração de raios-X de uma substância cristalina é único e caracteriza-se pela posição e pela intensidade dos picos observados no ensaio (Cullity e Stock, 2014). Nos ensaios de difratometria de raios-X foram empregadas amostras de solo em pó. A preparação das amostras envolveu o quarteamento e homogeneização de volume de solo compatível com o ensaio. As amostras foram então moídas, passadas na peneira nº 200 e secas em estufa. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Difratometria de Raios-X, pertencente ao Instituto de Geociências da Universidade de Brasília. O equipamento empregado corresponde ao Rigaku modelo Ultima IV (Figura 4.7), equipado com *software* específico para tratamento dos dados e identificação dos minerais (Jade 9.0, MDI). Os ensaios foram operados a 15 mA e 35 kV, sendo adotados comprimento de onda igual a 1,54059 Å, velocidade de varredura de 0,05 °/min e radiação CuK $\alpha$ .



Figura 4.7. Difratorômetro de raios-X, sendo indicada amostra de solo em pó.

As análises químicas da areia uniforme e do solo do Distrito Federal foram ensaiadas com o uso do equipamento Rigaku, modelo ZSX Primus II, pertencente ao Laboratório de



Geogronologia da UnB. Informações a respeito deste equipamento podem ser encontradas em Sosa (2016).

## 4.5 CARACTERIZAÇÃO MICROMORFOLÓGICA

A caracterização micromorfológica de solos envolve técnicas de processamento e análise digital de imagens, permitindo a avaliação da estrutura dos mesmos por meio de estudos qualitativos e quantitativos. Neste trabalho foram empregadas as técnicas de microscopia ótica e de microscopia eletrônica, conforme descrição subsequente.

### 4.5.1 MICROSCOPIA ÓTICA

Os microscópios óticos são instrumentos que fazem uso da refração da luz em lentes para ampliar e enquadrar os elementos em análise, permitindo a observação de estruturas que não são visíveis a olho nu. Por meio desta técnica é possível avaliar qualitativamente e quantitativamente determinados parâmetros dos grãos individuais ou das agregações, os quais podem estar relacionados a determinados aspectos do comportamento do maciço de solo reforçado. Nesta pesquisa foram desenvolvidas análises qualitativas e quantitativa, conforme esquema apresentado na Figura 4.8.

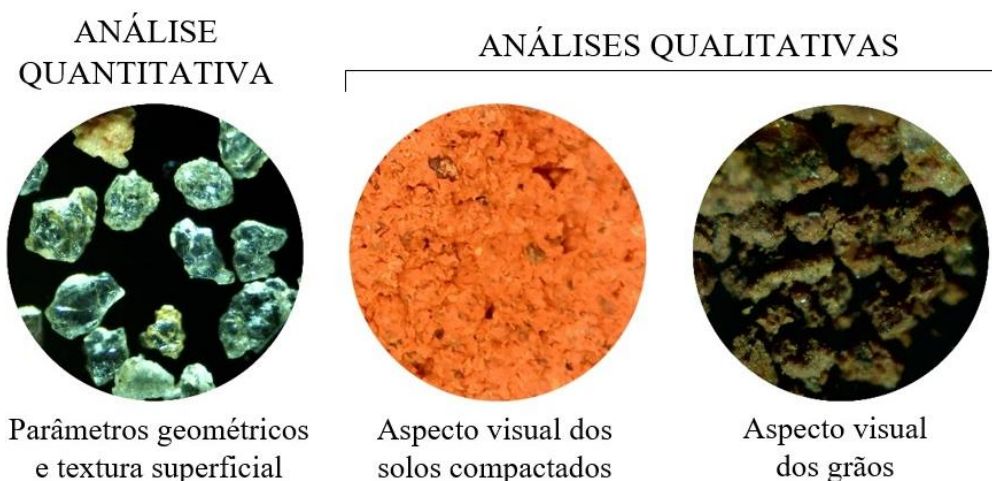


Figura 4.8. Análises qualitativas e quantitativa realizadas por meio de microscopia ótica.

As seguintes análises qualitativas foram feitas com base nas imagens coletadas, avaliando-se os seguintes aspectos:

a) Aspecto visual dos solos compactados:

Descrição visual dos solos compactados, destacando-se características como porosidade, textura superficial e presença de fissuras. As imagens foram coletadas com o uso de lupa eletrônica modelo SLQ-M-003.

b) Aspecto visual dos grãos de areia e das agregações:

Esta análise considerou o aspecto visual dos grãos de areia e das agregações entre as frações areia, silte e argila, provenientes da desagregação do material compactado. No caso dos grãos de areia uniforme foi possível descrever qualitativamente a forma dos grãos, conforme a classificação apresentada na NBR 7389-1 (ABNT, 2009). A norma em questão recomenda que sejam avaliados o grau de esfericidade (baixa ou alta) e o grau de arredondamento (arredondado, subarredondado, subanguloso ou anguloso).

A análise quantitativa consistiu no processamento digital das imagens, tendo sido feita apenas para os grãos de areia uniforme, uma vez que os mesmos se apresentam individualmente e não na forma de agregações, como ocorre nos materiais com a presença de finos. Foram analisados os grãos retidos nas peneiras nº 16 ( $1,18 \text{ mm} \leq D < 2 \text{ mm}$ ), nº 30 ( $600 \text{ }\mu\text{m} \leq D < 1,18 \text{ mm}$ ), nº 40 ( $425 \text{ }\mu\text{m} \leq D < 600 \text{ }\mu\text{m}$ ), nº 60 ( $250 \text{ }\mu\text{m} \leq D < 425 \text{ }\mu\text{m}$ ) e nº 100 ( $150 \text{ }\mu\text{m} \leq D < 250 \text{ }\mu\text{m}$ ), cujos diâmetros se referem à norma E11-17 (ASTM, 2017c).

As imagens dos grãos de areia retidos nas peneiras de maior diâmetro (ASTM nº 16 e nº 40) foram obtidas com o uso de lupa eletrônica modelo SLQ-M-003. As imagens dos grãos retidos nas demais peneiras (ASTM nº 40, nº 60 e nº 100), assim como as agregações correspondentes aos materiais coesivos, foram obtidas com o uso do instrumento *Celestron LCD Digital Microscope*, que permite maior aproximação.

Para o material retido em cada uma das peneiras foram analisados 400 grãos, quantidade considerada adequada para esse tipo de estudo (Persson, 1998). No total, foram analisados 2000 grãos. Os grãos de solo foram posicionados sobre uma lâmina específica para microscopia (Figura 4.9 – A), sendo então obtidas imagens ampliadas com o uso do equipamento (Figura 4.9– B).

O processamento digital das imagens coletadas pelos microscópicos foi feito com o uso do *software* ImageJ, o qual consiste em uma ferramenta para análise de imagens. Para cada um dos

grãos, o *software* forneceu os seguintes parâmetros geométricos: área da projeção ( $A_P$ ), perímetro da projeção ( $P_P$ ), menor diâmetro da área projetada ( $D_{\min}$ ) e maior diâmetro da área projetada ( $D_{\max}$ ). Os diâmetros  $D_{\min}$  e  $D_{\max}$  correspondem aos diâmetros de Ferret. Os parâmetros em questão e o procedimento de análise adotado pelo *software* encontram-se representados na Figura 4.10.

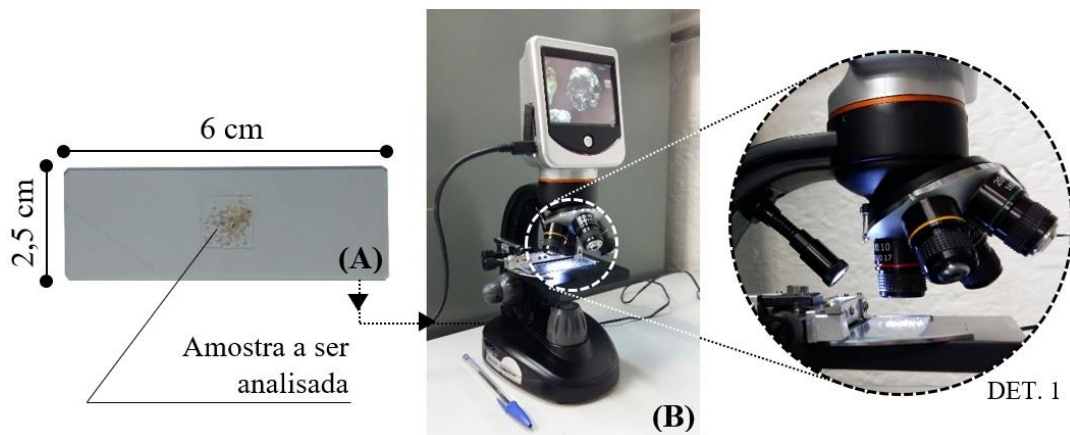


Figura 4.9. Disposição dos grãos de solo sobre a (A) lâmina e o (B) microscópio digital *Celestron LCD* (DET. 1).

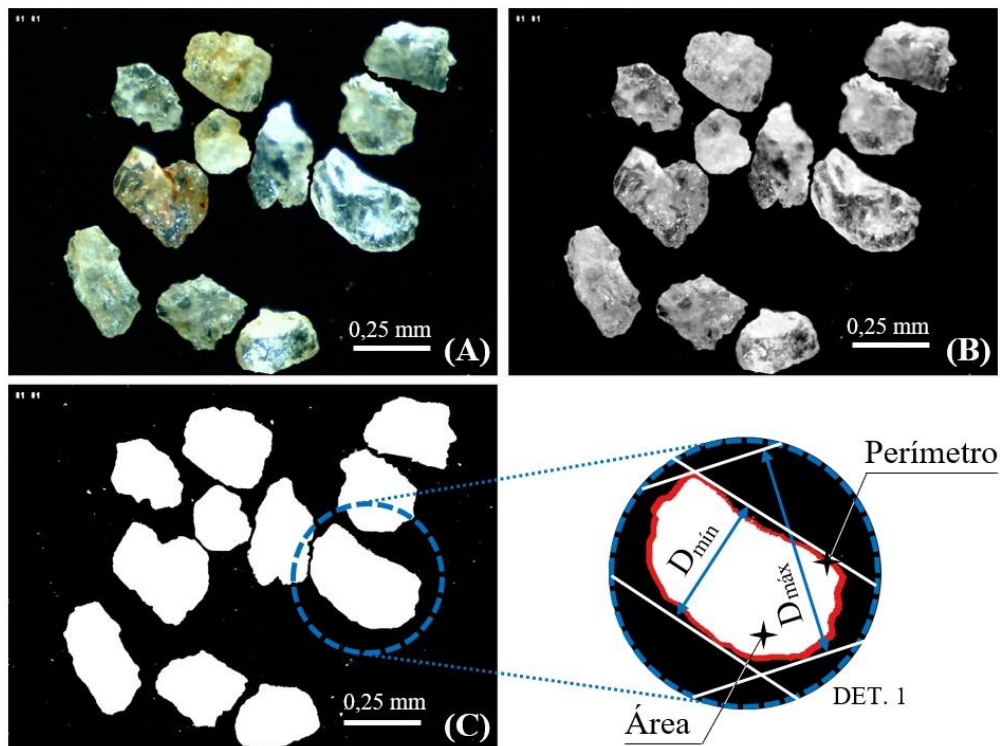


Figura 4.10. Análise de imagens com o uso do *software* ImageJ: (A) imagem obtida pelo microscópio ótico, (B) remoção da saturação e (C) definição das bordas dos grãos ao aumentar o contraste, sendo indicados os parâmetros analisados (DET. 1).

O arredondamento de uma partícula está relacionado ao aspecto agudo ou arredondado das arestas do agregado (Wadell, 1932). O parâmetro em questão foi estimado com o cálculo do índice de arredondamento ( $Rn$ ), conforme a Equação 4.3 (Janoo,1998). Ainda segundo Janoo (1998), o material pode classificado da seguinte forma: arredondamento alto ( $0,6 < Rn$ ), arredondamento médio ( $0,4 \leq Rn \leq 0,6$ ) e arredondamento baixo ( $Rn < 0,4$ ).

$$R_n = \frac{4 * \pi * A_p}{P_p^2} \quad (4.3)$$

O fator forma ( $F_{shape}$ ) é utilizado para caracterizar quantitativamente o material em relação ao formato dos grãos, assumindo valor igual a 1 no caso de partículas redondas ou cúbicas e inferior a este valor no caso de grãos alongados (Janoo, 1998). Esse parâmetro foi estimado a Equação 4.4 (Persson, 1998).

$$F_{shape} = \frac{D_{min}}{D_{max}} \quad (4.4)$$

#### **4.5.2 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (SEM)**

Os microscópios eletrônicos de varredura (MEV) possuem princípio de funcionamento baseado na emissão de um feixe de elétrons de pequeno diâmetro na superfície da amostra a ser explorada, estando a mesma submetida ao vácuo. A imagem formada a partir do sinal captado na varredura eletrônica de uma superfície resulta da amplificação do sinal obtido da interação entre o feixe eletrônico e o material da amostra (Dedavid *et al.*, 2007). Os sinais podem ser emitidos de diferentes maneiras, entre as quais podem-se citar os elétrons secundários (SE – *secondary electrons*) e retroespalhados (BSE – *backscattering electrons*). A imagem de SE fornece detalhes da superfície ionizada do mineral em tons de cinza, sendo a resolução correspondente ao diâmetro do feixe de elétrons incidente (Duarte *et al.*, 2003).

A caracterização da micromorfologia de solos compactados é de grande importância no entendimento das propriedades geotécnicas destes materiais, as quais estão relacionadas à forma como os grãos de solo estão agrupados, entre outros fatores. Para tanto, a análise qualitativa da microestrutura do solo foi feita com o uso da Microscopia Eletrônica de

Varredura (SEM – *Scanning Electron Microscope*). A medida de elétrons secundários (SE) permitiu uma definição qualitativa da morfologia e da topografia das amostras. Os solos analisados por meio de microscopia eletrônica foram as misturas M 75/25, M 50/50 e M 25/75 e o solo característico do Distrito Federal. Estes materiais foram selecionados por apresentarem maior teor de finos, havendo o interesse em se estudar os mecanismos de agrupamento entre os grãos de areia e o solo siltoso. Os materiais em questão foram compactados segundo os parâmetros ótimos estabelecidos pelo ensaio Proctor normal, sendo então desagregados e selecionados alguns grãos para análise. Anteriormente à etapa de microscopia, as amostras de solo foram submetidas ao processo de metalização por evaporação de alto vácuo. Este procedimento resulta na deposição de uma cobertura ultrafina de material eletricamente condutivo sobre as amostras (neste caso foi usado grafite). O equipamento *Auto 306 Vacuum Coating System* (Figura 4.11 - A), desenvolvido pela BOC Edwards, instalado no Laboratório de Microsonda Eletrônica do Instituto de Geociências da Universidade de Brasília foi usado neste procedimento.

Os ensaios de microscopia eletrônica foram desenvolvidos no Laboratório de Geocronologia, pertencente ao Instituto de Geociências da Universidade de Brasília. O equipamento usado corresponde ao *FEI Quanta 450 Scanning Electron Microscope*, (Figura 4.11 – B), equipado com detectores de elétrons secundários (SE) e de elétrons retroespalhados (BSE). O controle do microscópio e a aquisição de dados foi feita com o uso de *software* específico FEI.

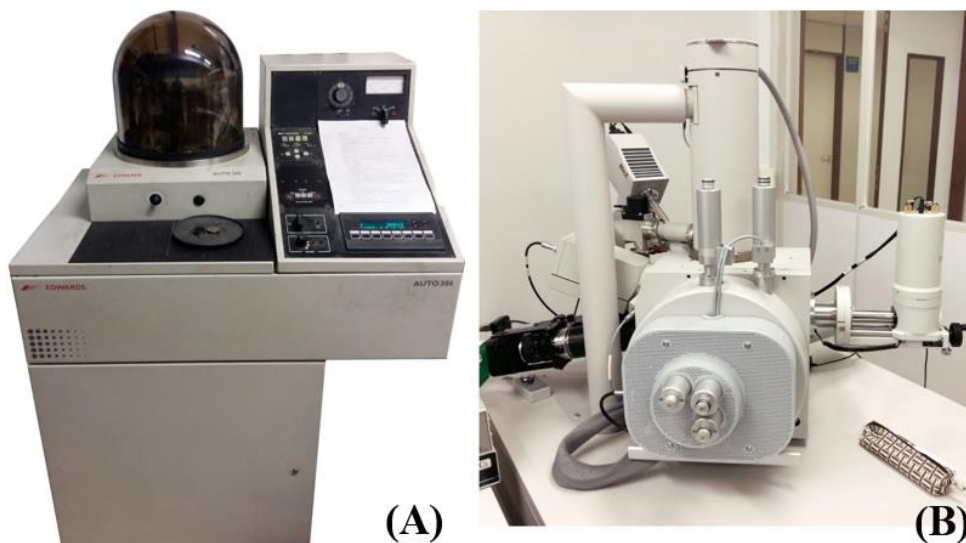


Figura 4.11. (A) Equipamento para metalização das amostras e (B) microscópio eletrônico de varredura.

### **4.5.3 ESPECTROSCOPIA POR DISPERSÃO DE ENERGIA (EDS)**

Ao MEV pode ser acoplado o sistema de EDS (*Energy Dispersive System*), técnica analítica usada para caracterização química de uma amostra que permite a determinação da composição qualitativa e semi-quantitativa das amostras. Neste método, um feixe de elétrons é focalizado sobre a amostra no MEV, interagindo com os átomos presentes na mesma e liberando energia na forma de raios-X. Os raios-X são então detectados pelo equipamento, permitindo que os elementos que constituem a amostra sejam identificados. O microscópio eletrônico de varredura Quanta 450 está equipado com um detector de espectrometria por dispersão de energia EDAX. Dessa forma, após a análise qualitativa da microestrutura dos grãos de solo, foi então feita a determinação semi-quantitativa da composição química em pontos selecionados nas próprias imagens.

## **4.6 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA**

A caracterização mecânica dos solos envolveu ensaios para definição dos parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito), assim como a definição dos parâmetros de adensamento e de compressibilidade. Considerações acerca do programa experimental estão descritas na sequência.

### **4.6.1 CISALHAMENTO DIRETO**

A definição dos parâmetros de resistência dos solos compactados foi feita por meio de ensaios de cisalhamento direto. A NBR 19286 (ABNT, 2016a) recomenda que os ensaios em questão sejam adotados para definição dos ângulos de atrito interno do solo para avaliação do arrancamento de reforços lineares, no caso de muros em solos mecanicamente estabilizados (terra armada). Os ensaios foram realizados por meio de diferentes metodologias, conforme os parâmetros em estudo, conforme as especificações apresentadas a seguir:

a) Ensaios de cisalhamento direto rápido: Conforme a NBR 19286 (ABNT, 2016a), considerando o uso de tiras metálicas com ressalto, os solos estudados nesta pesquisa foram enquadrados da seguinte forma: grupo A (areia uniforme), grupo B (M 75/25), grupo C (M 50/50) e grupo E (solo característico do Distrito Federal), como descrito nos resultados. Os ensaios de cisalhamento direto devem ser feitos em diferentes condições, conforme disposto na

Tabela 4.2. A norma D3080/D3080M-11 (ASTM, 2011a) foi utilizada como referência para os ensaios, sendo aplicadas tensões normais iguais a 12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa para construção da envoltória de Mohr-Coulomb.

Tabela 4.2. Parâmetros de resistência interna do solo e amostras ensaiadas (Adaptado da NBR 19286; ABNT, 2016a).

Especificações da NBR 19286			Amostra
Grupo	Parâmetro	Condições de ensaio	
A, B, C e D	$\phi$	Cisalhamento direto rápido e inundado, sobre a amostra moldada na umidade ótima e compactada até atingir 95% do peso específico aparente seco máximo do ensaio de compactação com energia Proctor Normal;	Areia uniforme, M 75/25, M 50/50 e solo do D.F.
A, B e C	$\phi_0$	Ângulo de atrito interno mínimo, ou final, para ensaios de cisalhamento direto realizados nas mesmas condições especificadas acima;	Areia uniforme, M 75/25 e M 50/50
D	$\phi_1$	Ensaio de cisalhamento direto rápido inundado pré-adensado sobre amostra saturada após moldagem na umidade ótima e compactada até atingir 95% do peso específico aparente seco máximo do ensaio de compactação com energia Proctor Normal;	Solo do D.F.
B	$\phi_2$	Cisalhamento direto rápido sobre amostra deformada, moldada na umidade correspondente ao limite de liquidez e comprimida a 200 kPa.	M 75/25

Conforme a Tabela 4.2, os parâmetros de resistência a serem considerados correspondem a ensaios de cisalhamento direto rápido, ou seja, os ensaios devem ocorrer de forma rápida o suficiente para que não haja dissipação dos excessos de poropressão (Head, 1994). Entretanto, cabe salientar que não é possível garantir que não haja dissipação dos excessos de poropressão quando se trabalha com ensaios de cisalhamento direto, uma vez que o equipamento não é adaptado para tal. No caso de ensaios de cisalhamento direto rápido, sugere-se que sejam adotadas taxas de deslocamento de 1 a 2,5 mm por minuto (Lambe, 1951). Com base nessa informação, adotou-se taxa de deslocamento igual a 2 mm por minuto nos ensaios rápidos, resultando em um tempo de cisalhamento de apenas 5 minutos.

Foram ensaiadas amostras de solo compactado de seção transversal quadrada, com lados medindo 100 mm e altura igual a 20 mm. O deslocamento máximo de ensaio correspondeu a 10 mm. No caso das amostras de solo compactado, as mesmas foram moldadas a partir de

compactação em cilindro grande, com energia equivalente ao ensaio de Proctor normal. A areia uniforme foi compactada manualmente no interior da caixa de cisalhamento, com o uso de uma pequena sapata metálica. A compactação foi feita com o controle da massa e do volume dos corpos de prova, de forma a atingir compacidade relativa igual ou superior a 95% (conforme especificações apresentadas na Tabela 4.2).

b) Ensaio de cisalhamento direto lento: Os ensaios de cisalhamento direto lento tiveram por finalidade avaliar os parâmetros de resistência considerando que os carregamentos ocorram de forma lenta o suficiente para que os excessos de poropressão sejam dissipados (Head, 1994). Novamente, cabe salientar que a dissipação de poropressão não pode ser controlada quando se trabalha com ensaios de cisalhamento direto. Os ensaios atenderam aos requisitos da norma francesa NF P94-270 (Norme Française, 2009), uma vez que a mesma recomenda que o ângulo de atrito interno do solo seja obtido por meio de ensaios de cisalhamento direto com o material em condições iguais às empregadas na obra, ou seja, solo não saturado e considerando-se a condição consolidada e drenada.

O método de realização destes ensaios está apresentado na norma D3080/D3080M-11 (ASTM, 2011a), contendo as etapas de adensamento e de cisalhamento. Os solos foram mantidos com teor de umidade próximo do ótimo, tanto na etapa de adensamento quanto na etapa de cisalhamento e os testes foram feitos em condição não-saturada. A finalidade deste estudo foi avaliar os parâmetros de resistência de forma mais próxima do que ocorre em campo, durante o arrancamento dos reforços. As tensões normais adotadas foram as mesmas descritas anteriormente (12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa). Foram ensaiadas amostras com as mesmas dimensões descritas anteriormente e ilustradas na Figura 4.12. Assim como no caso anterior, o deslocamento máximo de ensaio correspondeu a 10% (10 mm), sendo adotada a resistência de pico na definição dos parâmetros de resistência.

No caso dos materiais argilosos, as amostras foram moldadas a partir de blocos de solo compactado, enquanto que no caso da areia a compactação foi feita dentro do próprio equipamento. Em ambos os casos, foram respeitados os parâmetros de compactação sugeridos pela NBR 19286 (ABNT, 2016a) para solos reforçados com tiras (grau de compactação ou compacidade relativa iguais ou superiores a 95%). As amostras foram adensadas durante um intervalo de tempo mínimo de 12 horas, uma vez que, na maioria dos corpos de prova, não foram verificados deslocamentos verticais consideráveis após esse intervalo de tempo.



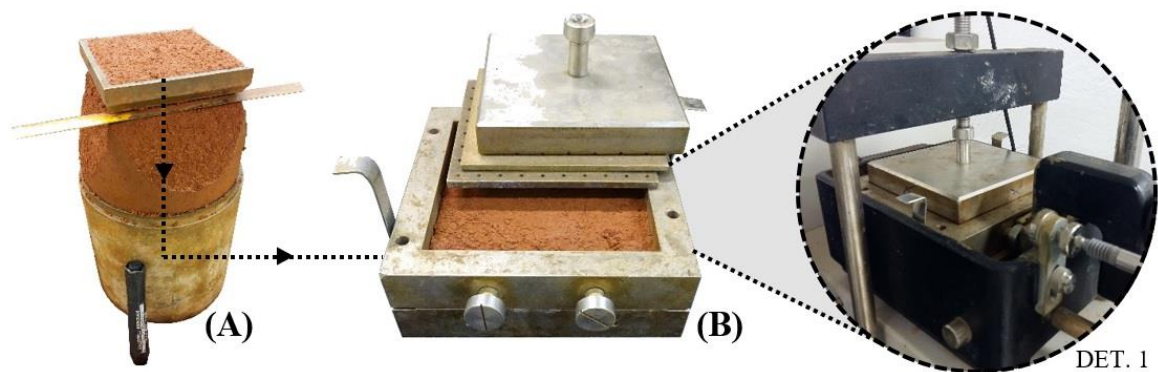


Figura 4.12. (A) Moldagem da amostra em bloco de solo compactado, (B) preparação da caixa de arrancamento e detalhe do ensaio (DET. 1).

Com base nas curvas de adensamento, foi possível definir uma velocidade máxima de cisalhamento dos corpos de prova ( $v_c$ ) para cada um dos materiais e tensões confinantes, de forma a não haver geração de excessos de poropressão. O cálculo em questão foi feito conforme a norma D3080/D3080M-11 (ASTM, 2011a), sendo utilizado o método de Taylor (Taylor, 1948) na definição do tempo necessário para ocorrência de 90% do adensamento primário ( $t_{90}$ ). Com base nos valores calculados, de forma restritiva, adotou-se uma mesma velocidade de cisalhamento para todas as amostras ( $v_c = 0,05$  mm/min, tempo total de cisalhamento igual a 3 horas e 40 minutos).

c) Ensaio de cisalhamento direto para determinação do ângulo de dilatância: os ensaios em questão foram feitos com equipamento adaptado conforme o Capítulo 3. Foram ensaiadas amostras de areia uniforme e das misturas M 75/25 e M 50/50, uma vez que estes materiais apresentaram dilatância em determinados níveis de tensão. A compactação da areia foi feita no interior do próprio equipamento, conforme procedimento descrito anteriormente, tomando-se o cuidado de atingir compacidade relativa igual ou superior a 95%. No caso das misturas M 75/25 e M 50/50, foram ensaiadas amostras moldadas a partir de solo compactado em cilindro grande, com energia equivalente ao ensaio de Proctor normal. As amostras ensaiadas tinham seção transversal quadrada com lados medindo 100 mm e altura igual a 20 mm, sendo empregada a umidade natural nos ensaios de cisalhamento. Adotou-se velocidade de cisalhamento igual à adotada no caso dos ensaios de cisalhamento direto lento em amostras na umidade ótima ( $v_c = 0,05$  mm/min, resultando em tempo de ensaio igual a 3 horas e 40 minutos), de forma a padronizar os procedimentos com as mesmas tensões normais trabalhadas anteriormente.

#### 4.6.2 ENSAIOS TRIAXIAIS CONSOLIDADOS E NÃO DRENADOS

Ensaio triaxiais consolidados e não drenados com medição de poropressão, na condição saturada ( $\overline{CU}_{sat}$ ), foram feitos com a finalidade de avaliar a geração de poropressão durante o cisalhamento das amostras. O estudo em questão foi necessário para avaliar os parâmetros de resistência do material no caso de ruptura do maciço em condição saturada. O material avaliado foi a mistura M 75/25, uma vez que esse material apresentou bons resultados nos ensaios de arrancamento, conforme mostrado posteriormente. As amostras cilíndricas de solo foram moldadas a partir de material compactado, com diâmetro da base igual a 5 cm e altura igual a 10 cm, admitindo-se grau de compactação (GC) igual ou superior a 95%. Os ensaios foram feitos seguindo-se os procedimentos estabelecidos pela norma D4767-11 (ASTM, 2011b). As tensões de confinamento adotadas corresponderam a 12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. As velocidades de ensaio foram calculadas conforme a Equação 4.5, sugerida por Head (1998), em que  $v_f$  (mm/min) corresponde a velocidade de deslocamento,  $\varepsilon_f$  corresponde à deformação específica na ruptura (%),  $L$  corresponde a altura inicial do corpo de prova (mm) e  $t_f$  corresponde ao tempo necessário para atingir a ruptura (min). Como o comprimento da amostra ( $L$ ) foi igual a 100 mm, o cálculo se reduziu à Equação 4.6.

$$v_f = \frac{\varepsilon_f * L}{100 * t_f} \quad (4.5)$$

$$v_f = \frac{\varepsilon_f}{t_f} \quad (4.6)$$

O parâmetro  $t_f$  foi calculado assumindo-se que  $t_f = 0,53 * t_{100}$ , conforme sugestão Head (1998) para ensaios sem drenagem lateral das amostras, sendo o parâmetro  $t_{100}$  determinado com base na etapa de adensamento. Caso o parâmetro  $t_f$  resulte inferior a 120 minutos, o autor recomenda que seja adotado esse valor ( $t_f = 120$  minutos). O mesmo autor também sugere que se adote  $\varepsilon_f$  entre 8 e 15 no caso de siltes arenosos compactados. No caso do material ensaiado o parâmetro  $t_f$  resultou inferior a 120 minutos e, por esse motivo, adotou-se  $t_f = 120$  minutos. A deformação de ruptura foi adotada igual a 10%, pois esse foi o valor observado em ensaios testes, também se enquadrando no intervalo especificado por Head (1998). Dessa forma, a velocidade de ruptura das amostras correspondeu a 0,083 mm/min. Na Figura 4.13 estão apresentadas fotografias da montagem dos corpos de prova e dos ensaios.

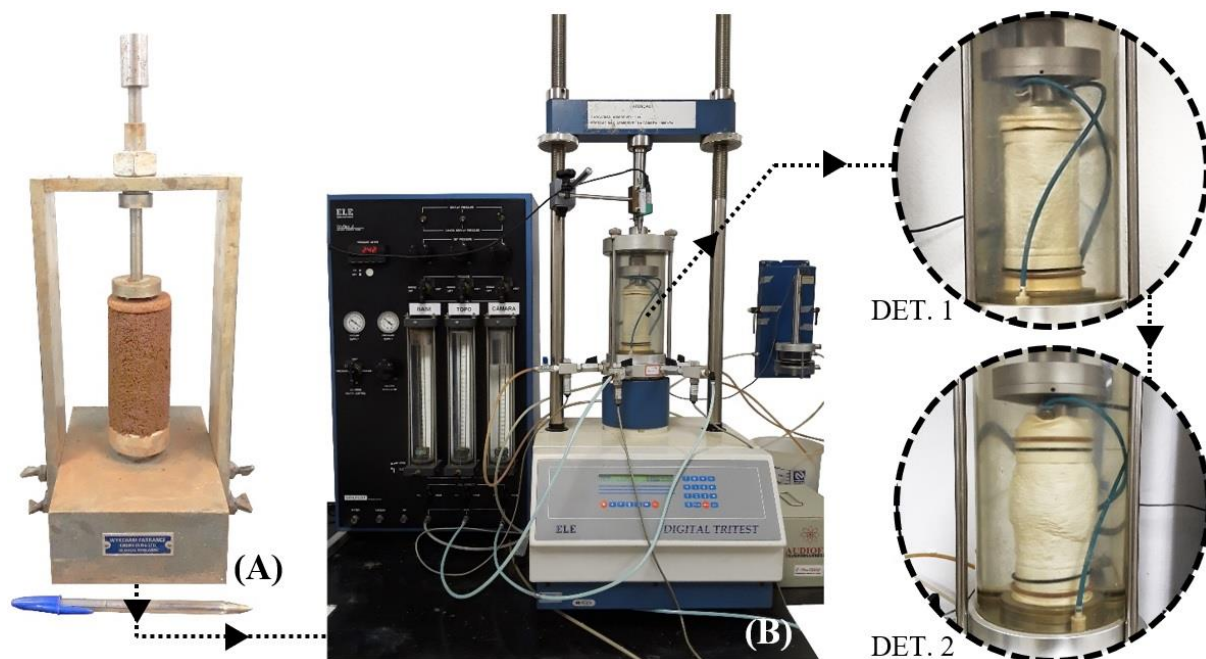


Figura 4.13. (A) Moldagem da amostra, (B) equipamento para ensaio triaxial, sendo apresentada fotografia antes do ensaio (DET. 1) e após o mesmo (DET. 2).

A velocidade de ruptura dos ensaios triaxiais (0,083 mm/min) difere da velocidade adotada nos ensaios de arrancamento (1 mm/min) uma vez que os ensaios foram realizados em condições de saturação diferentes (triaxial em condição saturada e arrancamento em condição não-saturada), resultando em diferentes mecanismos de acréscimo de poropressão. Além disso, os ensaios triaxiais e os ensaios de arrancamento são especificados por normas distintas, sendo recomendada velocidade de arrancamento igual a 1 mm/min no caso do ensaio de arrancamento, devendo ser avaliados os eventuais acréscimos de poropressão.

#### 4.6.3 COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA

Os ensaios de adensamento unidimensional foram feitos seguindo-se as recomendações da NBR 12007 (ABNT, 1990). Os solos ensaiados formam as misturas M 75/25 e M 50/50, assim como o solo característico do Distrito Federal. Os estágios de carregamento e de descarregamento foram feitos com tensões normais iguais a 12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. Os corpos de prova foram moldados a partir de um cilindro de solo compactado. Tomou-se o cuidado de compactar as amostras mantendo-se o grau de compactação (GC) igual ou superior a 95%. Os anéis contendo as amostras foram introduzidos na célula de adensamento, sendo então feita a saturação das mesmas e aplicada uma tensão de assentamento de 5 kPa.

## 4.7 CARACTERIZAÇÃO HIDRÁULICA

A performance adequada de uma estrutura de contenção requer que o fluxo ocorra de forma ordenada por meio do sistema de drenagem. Não é desejável a presença de água e umidade no material de aterro, uma vez que a água aumenta o peso específico do material e pode resultar na formação de poropressão e de forças de percolação no muro, atuando contra a segurança. Por esse motivo, foi feita a determinação dos coeficientes de permeabilidade dos solos, assim como a avaliação da retenção de umidade dos mesmos.

A amostra de areia uniforme foi submetida ao ensaio de permeabilidade à carga constante, uma vez que conteve menos de 10% (em massa) de material que passa na peneira com abertura nominal de 0,075 mm. O ensaio foi feito conforme recomendações estabelecidas pela NBR 13292 (ABNT, 1995b), estando a aparelhagem utilizada apresentada na Figura 4.14.

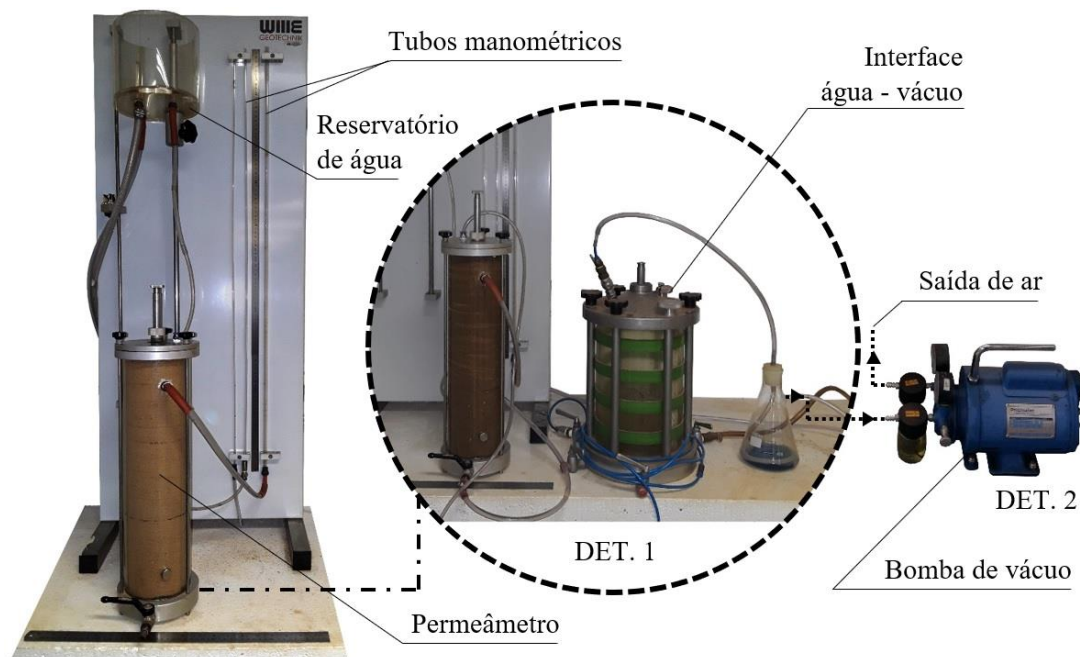


Figura 4.14. Aparelhagem para ensaio de permeabilidade à carga constante, sendo destacados o sistema de interface ar-vácuo (DET. 1) e a bomba de vácuo (DET. 2).

O material granular foi inserido no permeâmetro por meio da técnica de chuva de areia, de forma semelhante à adotada nos ensaios de arrancamento, sendo posteriormente compactada manualmente de forma a atingir compacidade relativa igual ou superior a 95%. Esse parâmetro equivale ao adotado nos demais ensaios e corresponde ao valor sugerido pela NBR 19286

(ABNT, 2016a) para construção de muros em solos mecanicamente estabilizados. O ensaio foi feito em etapas, onde o nível de água foi mantido constante e foram feitas medições de volume de água percolado ao longo de intervalos de tempo pré-estabelecidos. O coeficiente de permeabilidade do solo ( $k_{20\text{ }^{\circ}\text{C}}$ ) correspondeu ao coeficiente angular da reta que relaciona as velocidades de fluxo ( $v_{20\text{ }^{\circ}\text{C}}$ ) e os gradientes hidráulicos.

As amostras de solo com teor de finos superior a 10% em massa (material passante na peneira com abertura nominal de 0,075 mm) foram submetidas ao ensaio de permeabilidade a carga variável. O ensaio foi feito conforme recomendações estabelecidas pela NBR 14545 (ABNT, 2000), estando a aparelhagem usada e o procedimento de montagem do permeâmetro apresentados na Figura 4.15.

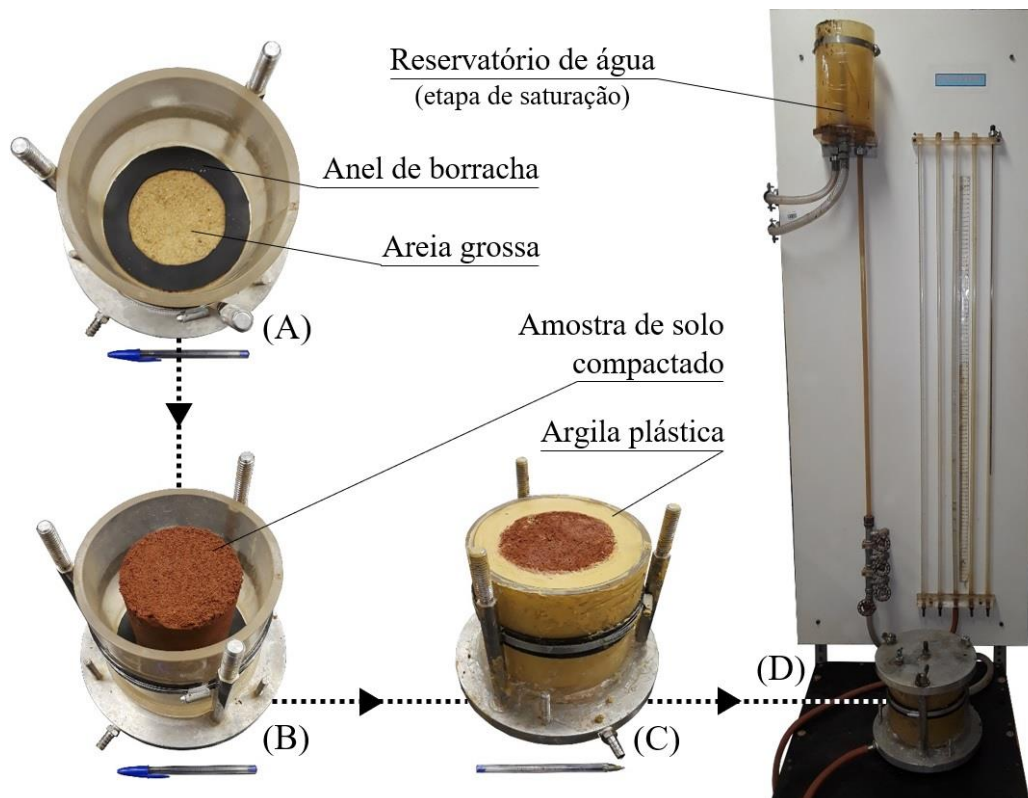


Figura 4.15. Aparelhagem para ensaio de permeabilidade à carga variável, sendo destacadas (A) a preparação da base, (B) a colocação do corpo de prova, (C) a colocação da argila plástica e (D) o equipamento durante o ensaio.

As amostras de solo foram compactadas em cilindro de Proctor, adotando-se energia de compactação normal, conforme especificações apresentadas na NBR 7182 (ABNT, 2016b). Foi feita a verificação do grau de compactação (GC) das amostras por meio de pesagem,

descartando-se as amostras em que esse valor resultou inferior a 95%, valor mínimo sugerido pela NBR 19286 (ABNT, 2016a). Primeiramente foi feita a etapa de saturação das amostras, permitindo-se o fluxo vertical ascendente. Na sequência foram feitos os ensaios permitindo-se o fluxo vertical descendente, sendo tomadas leituras da variação dos níveis piezométricos ao longo do tempo. Os coeficientes de permeabilidade dos solos foram calculados conforme equação apresentada na norma, sendo referidos à temperatura de 20 °C ( $k_{20\text{ °C}}$ ).

#### **4.7.1 RETENÇÃO DE UMIDADE DOS SOLOS**

Define-se sucção como a quantidade de energia por unidade de volume necessária para retirar a água de um meio poroso, correspondendo à capacidade do solo se reter água (Carvalho & Beneveli, 2003). As curvas de retenção de umidade dos solos relacionam graficamente os teores de umidade com a carga de sucção correspondente. Solos com alto teor de finos tendem a reter mais umidade, elevando o peso específico do material e, portanto, atuando contra a segurança de uma estrutura de contenção. Além disso, a presença de água em solos não saturados pode resultar no surgimento de coesão aparente, a qual é perdida caso ocorra saturação.

O estudo da retenção de umidade dos solos teve por finalidade avaliar como a presença de diferentes teores de finos influenciou na sucção. A determinação das curvas características dos solos foi feita por meio dos ensaios de placa de sucção, papel filtro e WP4C, correspondendo à trajetória de secagem. Os solos ensaiados foram a areia uniforme, as misturas M 75/25 e M 50/50 e o solo característico do Distrito Federal. As amostras de areia uniforme foram submetidas apenas ao ensaio de papel filtro, uma vez que o material em questão apresentou baixos valores de sucção.

O trecho inicial da curva, correspondente a cargas de sucção de 1 kPa a 17 kPa, foi determinado por meio do método da placa de sucção, o qual permite a determinação da sucção matricial do solo. O equipamento em questão foi desenvolvido por Otálvaro (2013) e modificado por Grau (2014). O método consiste em estabelecer uma carga hidráulica negativa na amostra, mantendo-se o reservatório de água submetido à pressão atmosférica e controlando-se o tempo necessário para que ocorra o equilíbrio hidráulico.

Para o trecho intermediário da curva, correspondente às cargas de sucção entre 17 kPa a 1.000 kPa, adotou-se o ensaio de papel filtro, determinando-se a sucção matricial. A metodologia

seguida corresponde ao procedimento sugerido por Marinho (1995), consistindo em colocar o solo compactado em contato com o papel filtro, fazendo com que o mesmo absorva uma quantidade de água do solo até que o equilíbrio seja alcançado. Os corpos de prova foram mantidos vedados e armazenados por um período de 14 dias. Utilizou-se papel filtro *Whatman n° 42*, cuja calibração está apresentada nas Equações 4.7 e 4.8 (conforme Chandler *et al.*, 1992).

$$Sucção = 10^{(6.05 - 2.48 \cdot \log w)}, \text{ para } w > 47\% \quad (4.7)$$

$$Sucção = 10^{(4.84 - 0.0622 \cdot w)}, \text{ para } w \leq 47\% \quad (4.8)$$

Cargas de sucção superiores a 1.000 kPa foram determinadas com o uso do ensaio de psicrômetro (WP4C), o qual permite a determinação da sucção total. Os instrumentos em questão permitem a determinação das cargas de sucção com base na lei psicométrica, segundo a qual a sucção da água do solo em equilíbrio com o ambiente está relacionada termodinamicamente à umidade relativa do ar (Fredlung & Rahardjo, 1993).

As amostras para ensaios foram moldadas a partir de cilindros de solo compactado, cujos teores de umidade de compactação e de massas específicas secas foram controlados de forma a satisfazer grau de compactação (GC) mínimo de 95%. No caso da areia uniforme, a compactação foi feita com aplicação de pesos sobre as amostras dispostas no interior dos moldes, verificando-se as compacidades relativas (CR) de forma a garantir o mínimo de 95%.

No caso dos ensaios de placa de sucção, as amostras foram moldadas com o uso de anel de aço com diâmetro interno igual a 48 mm e altura igual a 20 mm. Para os ensaios de papel filtro, os moldes possuíam diâmetro interno igual a 37,2 mm (tubo de PVC com DN igual a 40 mm) e altura igual a 18,5 mm. Nos ensaios de psicrômetro (WP4C), por sua vez, os anéis possuíam diâmetro de 50 mm e altura de 5 mm. Na Figura 4.16 estão apresentados detalhes da moldagem dos corpos de prova e também dos equipamentos para ensaio de placa e do psicrômetro (WP4C).

#### **4.8 ELEMENTOS DE REFORÇO**

Os elementos de reforço consistiram em tiras metálicas com ressaltos, tiras metálicas sem ressaltos, tiras sintéticas de alta aderência (com ondulações laterais) e tiras sintéticas



convencionais (sem ressaltos). Detalhes geométricos dos elementos em questão estão apresentados no Anexo C, Figura C.1. As tiras metálicas (com e sem ressaltos) possuem seção transversal com largura igual a 50 mm e espessura igual a 5 mm. Ambos os elementos são constituídos por aço galvanizado, procedimento que resulta em menor susceptibilidade à corrosão. No caso das tiras metálicas com ressaltos, os ressaltos possuem altura de 3 mm e estão dispostos perpendicularmente ao eixo em ambas as faces.

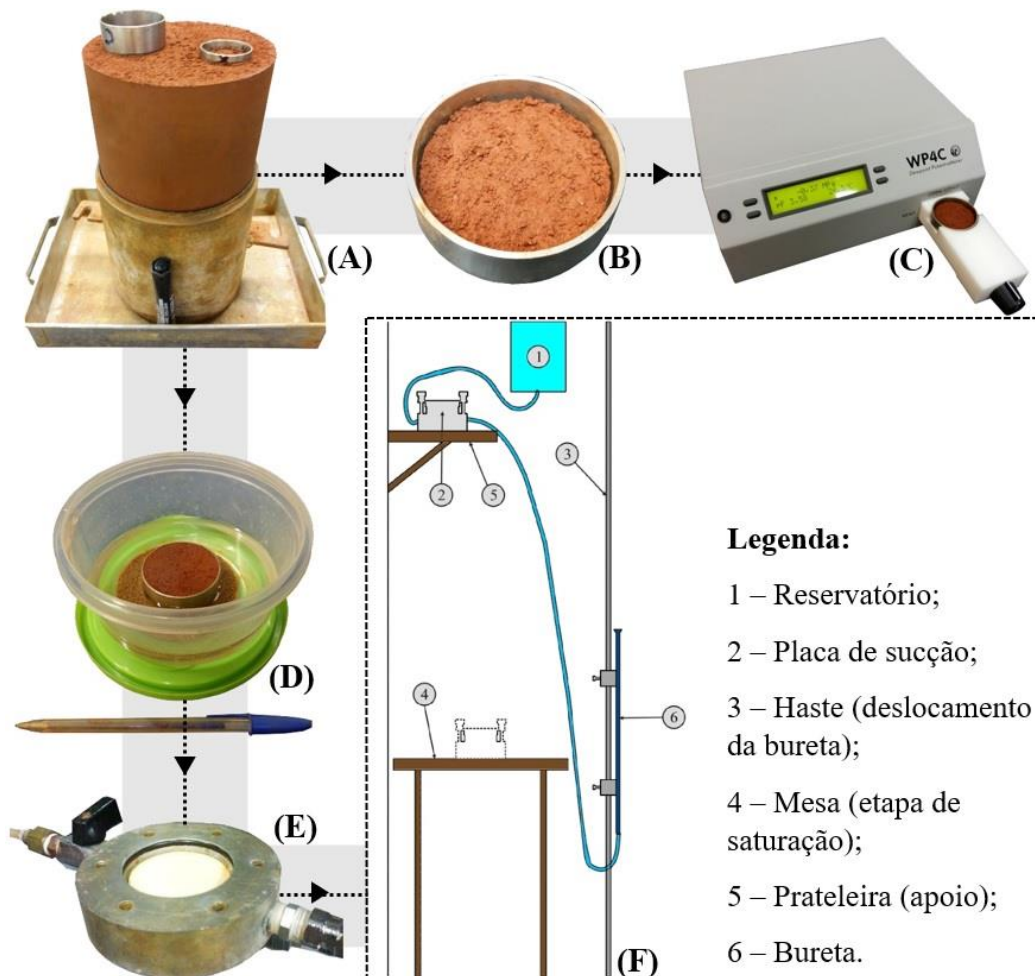


Figura 4.16. Ensaio para determinação da retenção de umidade dos solos: (A) amostra de solo compactado, (B) amostra para ensaio WP4C, (C) equipamento WP4C, (D) amostra para ensaio de placa, (E) Base da placa de sucção (adaptado de Grau, 2014) e (F) Equipamento da placa de sucção (adaptado de Calle, 2013).

As tiras sintéticas convencionais possuem seção transversal com largura igual a 50 mm e espessura de 3 mm, com resistência característica à tração de 50 kN. As tiras possuem um revestimento de polietileno de baixa densidade (PEBD) para proteção, enquanto que o reforço interno se dá por meio de fibras de poliéster (PET) – Terre Armée Internationale (2014b). Ainda



de acordo com o fabricante, os reforços em questão apresentam alta durabilidade em ambientes com  $\text{pH} \leq 9$  como, por exemplo, em aterros com altas concentrações de sais. No caso das tiras sintéticas de alta aderência, a seção transversal possui largura variável de 50 a 40 mm, formando ondulações laterais que têm por finalidade favorecer o desenvolvimento de atrito entre as tiras e o solo de aterro. A espessura, a resistência característica e os polímeros constituintes são os mesmos empregados nas tiras sintéticas convencionais. Na Figura 4.17 estão apresentados os polímeros constituintes das tiras sintéticas.

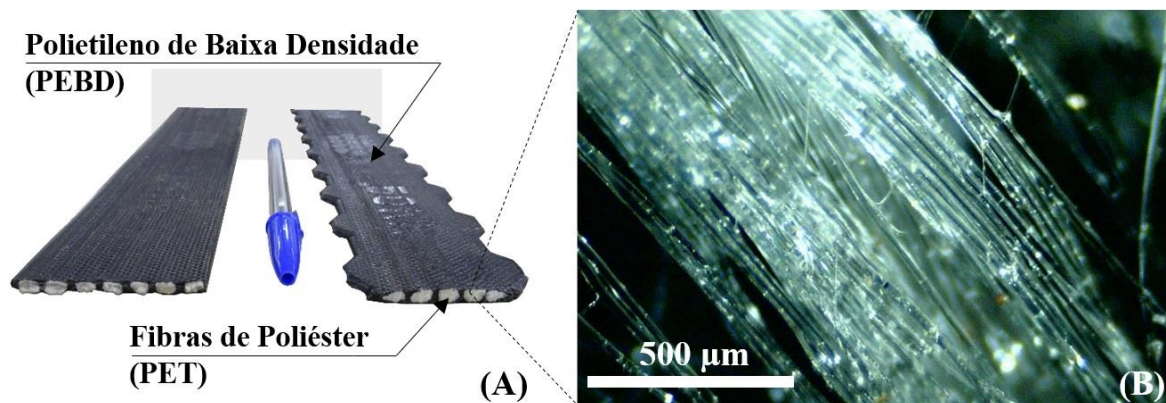


Figura 4.17. (A) Polímeros das tiras sintéticas e (B) microscopia das fibras de poliéster (PET).

A tira metálica com ressaltos e ambas as tiras sintéticas foram fornecidas pela empresa Terra Armada Ltda. As tiras sintéticas de alta aderência são comercialmente denominadas *HA GeoStrap 5®*, enquanto as tiras sintéticas convencionais são denominadas *GeoStrap 5®*. Algumas especificações dos produtos em questão podem ser consultadas em Ramirez & Rosler (2012).

Os elementos de reforço sintéticos foram submetidos à ensaios para determinação da resistência à tração e microscopia para estudo da textura superficial. Tanto os reforços sintéticos quanto os reforços metálicos foram submetidos à ensaios para avaliar a concentração de tensões em condições estáticas. Detalhes acerca da metodologia dos ensaios em questão estão descritos na sequência.

#### 4.8.1 RIGIDEZ À TRAÇÃO

A rigidez das tiras sintéticas foi determinada com base em ensaios de tração, conforme recomendações das normas brasileira (NBR ISO 10319; ABNT, 2013) e americana (ASTM

D4595-17; ASTM, 2017d). Foram ensaiadas individualmente 5 amostras de cada material (largura = 50 mm), tendo sido adotada distância nominal entre os referenciais igual a 100 mm. A taxa de deformação adotada correspondeu a  $10 \pm 3$  mm/min (valor sugerido pela norma americana, considerando-se taxa de deformação igual a  $10 \pm 3\%$ /min). Os ensaios foram feitos em prensa de tração EMIC, modelo DL2000 (Figura 4.18), instalada no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília. O equipamento em questão é dotado de um par de garras de face plana (*flat-faced clamps*).

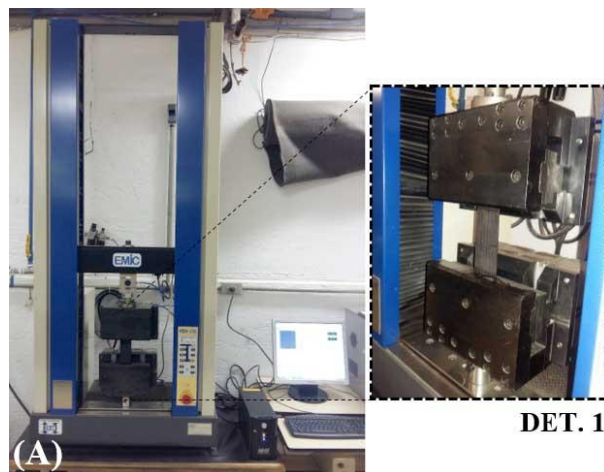


Figura 4.18. Prensa de tração EMIC, sendo indicados o elemento de fixação dos reforços no equipamento (DET. 1).

Observou-se dificuldade em manter as amostras de geossintéticos fixas nas garras durante os ensaios para deformações acima de 5% (5 mm) ou superiores, uma vez que se as tiras sintéticas passaram a deslizar entre as hastes de fixação, resultando em danos nas tiras. Por esse motivo, foi feito o cálculo da rigidez secante a 2% ( $J_{sec, 2\%}$ ) e da rigidez secante a 5% ( $J_{sec, 5\%}$ ), sendo desconsiderados os valores correspondentes às deformações maiores.

#### 4.8.2 AVALIAÇÃO DA RUGOSIDADE SUPERFICIAL

A avaliação da rugosidade das tiras sintéticas foi feita com o uso de Microscópio Confocal a Laser da marca *Olympus*, modelo *LEXT OLS4100* (Figura 4.19), pertencente ao Departamento de Engenharia Mecânica da Universidade de Brasília. O equipamento em questão permite a geração de imagens bidimensionais (2D) e tridimensionais (3D) da superfície em estudo (análise qualitativa), assim como o cálculo de parâmetros que caracterizam a rugosidade superficial (análise quantitativa).

A NBR ISO 4287 (ABNT, 2008) descreve as regras e procedimentos a serem adotados para avaliação da rugosidade superficial de amostras, por meio do método de levantamento de perfil. Basicamente, a rugosidade superficial das amostras foi estudada com base em planos posicionados verticalmente em seções pré-estabelecidas dos elementos em estudo, a partir dos quais foram gerados perfis de superfície. Filtros apropriados foram aplicados pelo próprio programa de análise dos dados, eliminando a textura secundária e o desvio de forma que o perfil primário eventualmente apresentou, resultando então no perfil de rugosidade.



Figura 4.19. Microscópio Confocal a Laser empregado na avaliação da rugosidade superficial das tiras sintéticas (DET. 1).

Diversos parâmetros são calculados de forma a quantificar a rugosidade, conforme método descrito pela NBR ISO 4287 (ABNT, 2008). O programa determina automaticamente os seguintes parâmetros que caracterizam rugosidade da superfície (Figura 4.20):

- Altura de pico do perfil ( $Z_P$ ): distância entre o eixo horizontal e o ponto mais alto dos picos do perfil;
- Altura de vale do perfil ( $Z_V$ ): distância entre o eixo horizontal e o ponto mais baixo dos vales do perfil;
- Altura total do perfil ( $R_T$ ): soma da maior altura de pico do perfil ( $Z_P$ ) e da maior profundidade dos vales do perfil ( $Z_V$ ) no comprimento de avaliação.

Foram ensaiadas duas amostras, uma correspondente à tira sintética convencional e uma correspondente à tira sintética de alta aderência. Foram utilizadas amostras quadradas, com

lados medindo 20 mm. A análise foi feita em uma área quadrada na região central destas amostras, com lados medindo aproximadamente 10 mm. Os parâmetros  $R_T$  foram determinados automaticamente pelo programa considerando 20 seções transversais em cada amostra, destas 10 seções foram posicionadas com mesmo espaçamento ao longo do eixo horizontal e 10 seções foram posicionadas com mesmo espaçamento ao longo do eixo vertical.

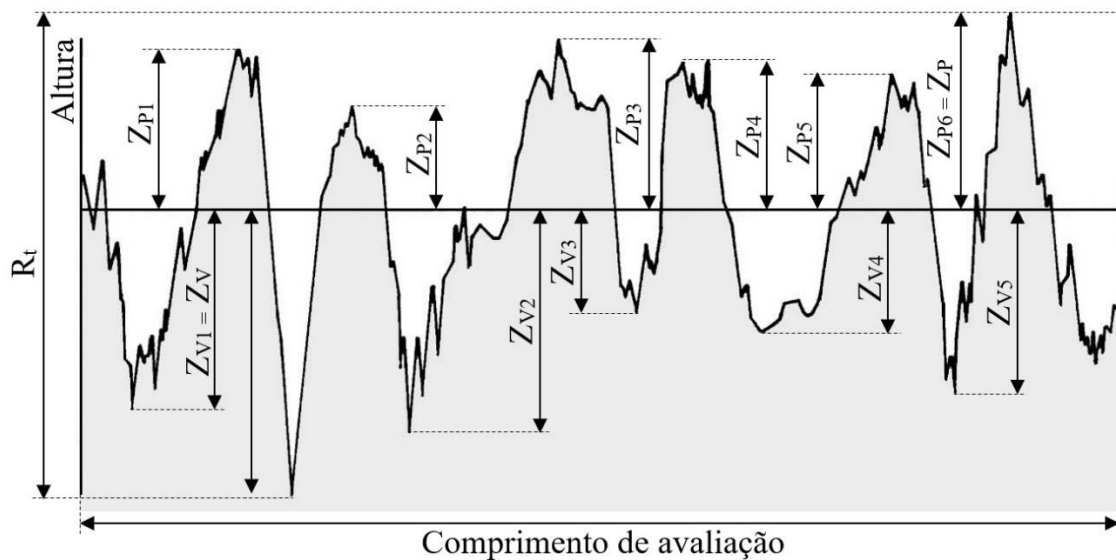


Figura 4.20. Altura total do perfil ( $R_t$ ) em relação às alturas de pico ( $Z_p$ ) e às alturas de vale ( $Z_v$ ) do perfil, ao longo do comprimento de avaliação (adaptado da NBR ISO 4287; ABNT, 2008).

Visualmente, observa-se que a textura superficial dos elementos de reforço é composta por losangos, os quais são caracterizados geometricamente pela diagonal menor ( $d_L$ ) e pela diagonal maior ( $D_L$ ). Com base nas imagens bidimensionais, os parâmetros em questão foram determinados em 20 pontos de cada amostra, com o uso do *software* ImageJ. Análise de variância foi empregada para avaliar se os parâmetros determinados com base na microscopia diferem significativamente entre as tiras sintéticas convencionais e as tiras sintéticas de alta aderência. O detalhamento do método estatístico em questão pode ser consultado em Spiegel & Stephens (2007).

#### 4.8.3 CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES SOBRE AS TIRAS

A concentração de tensões é um fenômeno que pode ser verificado em alguns tipos de obras em solos nos quais elementos de elevada rigidez condicionam a distribuição de tensões, tendo sido amplamente descrita na teoria da mecânica dos solos (Terzaghi, 1943). Devido à

importância do fenômeno em questão, atualmente vários trabalhos empregam diferentes técnicas para estudo do arqueamento de tensões, principalmente quando se consideram aterros estaqueados (e.g. Deb, 2010; Li *et al.*, 2015; Zhou *et al.*, 2016; Feng *et al.*, 2017; Zhuang & Wang, 2018; Lai *et al.*, 2018). A concentração de tensões também pode ocorrer em solos mecanicamente estabilizados com o uso de tiras metálicas, uma vez que as mesmas apresentam maior rigidez que o solo. Entretanto, há poucos trabalhos que abordam o tópico em questão. Por esse motivo, foram efetuados ensaios para avaliação da concentração de tensões sobre as tiras metálicas e sintéticas, em condições estáticas (sem o arrancamento do reforço). Utilizou-se o mesmo equipamento empregado na calibração das células de tensões totais (CTT), o qual possui formato cúbico com dimensões internas iguais a 30 cm e sistema de aplicação de pressões normais por meio de bolsa de borracha pressurizada. Anteriormente aos ensaios, o equipamento foi revestido por meio de camadas duplas de filme plástico e de óleo lubrificante, conforme procedimento sugerido por Palmeira (2004), de forma a reduzir o atrito com as paredes. Basicamente, os ensaios foram feitos conforme as seguintes etapas:

- Primeiramente, foi feita a deposição e compactação dos materiais na metade inferior da caixa, com altura igual a 15 cm. No caso da areia uniforme, foi utilizado o método da chuva de areia e, na sequência, compactação mecânica. Os materiais coesivos (M 75/25, M 50/50 e o solo característico do Distrito Federal), por sua vez, foram colocados no equipamento com teor de umidade igual ao ótimo (conforme ensaios de Proctor normal), sendo então compactados mecanicamente;
- O controle da massa específica seca dos solos foi feito por meio da verificação de massa de solo introduzido no volume especificado. Como parâmetros de aceitação, adotaram-se compactidade relativa (no caso da areia uniforme) e grau de compactação (no caso dos solos coesivos) mínimo de 95%, conforme recomendações da NBR 19286 (ABNT, 2016a) para este tipo de obra;
- Colocação do reforço com comprimento igual à largura da caixa (30 cm). Os elementos ensaiados foram: tira metálica com ressaltos (CTT colocada acima dos ressaltos), tira metálica sem ressaltos, tira sintética de alta aderência e tira sintética convencional;
- Foi feita a deposição e compactação de uma camada de solo com espessura de 5 cm sobre o reforço, sendo então feito um furo no centro dessa camada para introdução da CTT (procedimento análogo ao adotado para calibração destes instrumentos), sendo este furo posteriormente completado com solo e compactado manualmente;

- O volume restante do equipamento (altura equivalente a 10 cm) foi preenchido com solo, conforme orientações apresentadas acima;
- O equipamento foi devidamente fechado com a tampa superior, procedendo-se ao ensaio. Tensões normais crescentes foram aplicadas sobre o conjunto, verificando-se as leituras de tensão lidas pelas CTT.

#### 4.9 CISALHAMENTO DE INTERFACE SOLO-REFORÇO

Ensaio de cisalhamento foram feitos com o objetivo de avaliar o atrito de interface solo-reforço ( $\phi'$ ). Os procedimentos de ensaio seguiram as recomendações constantes na norma D3080/D3080M-11 (ASTM, 2011a), contendo as etapas de adensamento e de cisalhamento. A etapa de adensamento foi mantida com a finalidade de promover o melhor contato entre os elementos em questão. Os elementos de reforço ensaiados foram a tira metálica sem ressaltos, a tira sintética convencional e a tira sintética de alta aderência. A tira metálica com ressaltos não foi ensaiada pois demandaria o uso de equipamento de maior dimensão. Os solos ensaiados foram a areia uniforme, as misturas M 75/25 e M 50/50 e o solo característico do Distrito Federal. Na Figura 4.21 apresenta-se um esquema dos ensaios.

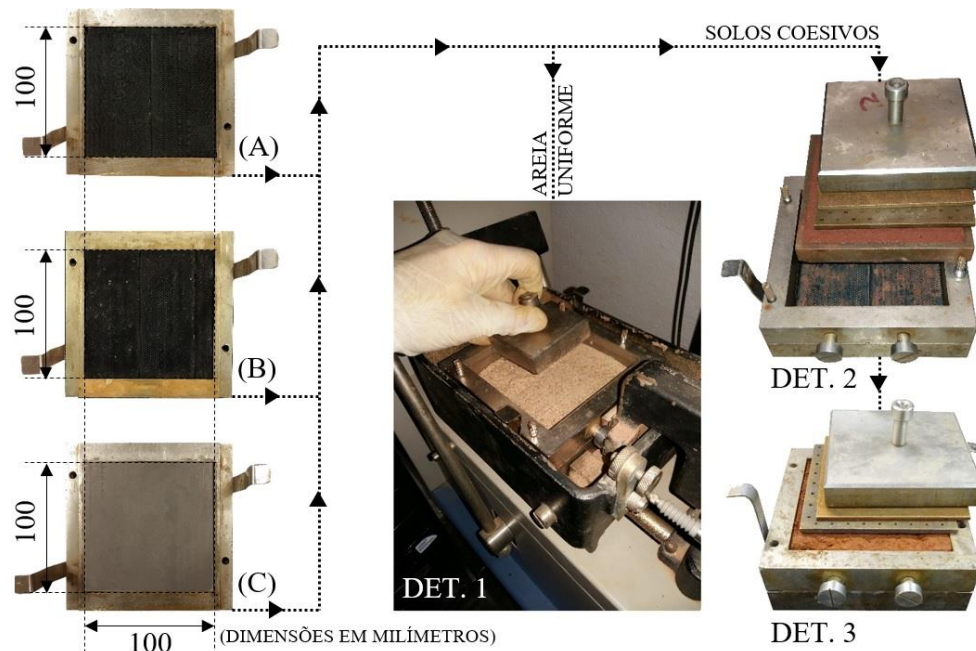


Figura 4.21. (A) Tira sintética convencional, (B) tira sintética de alta aderência e (C) tira metálica sem ressaltos, indicando-se a compactação da amostra de areia uniforme (DET. 1) e a montagem das amostras de solos argilosos (Detalhes 2 e 3).

As tensões normais adotadas foram iguais a 12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, sendo adotada a resistência de pico na definição dos parâmetros de resistência. Os ensaios foram feitos sem saturação, ou seja, foi mantido o teor de umidade de compactação. O deslocamento máximo de ensaio correspondeu a 10 mm (10% de deformação). Considerando-se a necessidade de padronização dos procedimentos em relação aos ensaios de cisalhamento convencional e considerando-se o comportamento observado durante as etapas de adensamento, adotou-se velocidade de cisalhamento igual a 0,05 mm/min (tempo total da etapa de cisalhamento igual a 3 horas e 40 minutos). As amostras de solo coesivo (M 75/25, M 50/50 e o solo característico do Distrito Federal) foram moldadas a partir de cilindros de solo compactado (energia de compactação equivalente ao Proctor normal). No caso da areia uniforme, a compactação foi feita no interior da caixa de cisalhamento, como mostra a Figura 4.21 – DET. 1. Como parâmetros de aceitação, adotou-se compactidade relativa (no caso da areia uniforme) e grau de compactação (no caso dos solos coesivos) mínimo de 95%, conforme recomendações da NBR 19286 (ABNT, 2016a) para este tipo de obra.

#### **4.10 ARRANCAMENTO DE REFORÇOS**

Nesses ensaios, os elementos de reforço estudados foram as tiras metálicas (com e sem ressaltos) e as tiras sintéticas (convencional e de alta aderência). Os solos estudados foram a areia uniforme, as misturas M 75/25 e M 50/50 e o solo característico do Distrito Federal. As tiras metálicas sem ressaltos foram ensaiadas apenas considerando o uso de areia uniforme e de solo característico do Distrito Federal, pois não foram observadas diferenças consideráveis nos parâmetros medidos entre ambos os solos, conforme será discutido posteriormente. Na sequência descrevem-se os procedimentos preliminares, a montagem dos ensaios, os procedimentos de ensaio e o método de análise dos dados.

##### **4.10.1 PROCEDIMENTOS PRELIMINARES**

Os materiais geotécnicos foram preparados conforme o método exposto no Tópico 4.1. No caso dos solos coesivos (misturas M 75/25 e M 50/50 e solo característico do Distrito Federal), os materiais foram empacotados em sacos plásticos de alta resistência (polietileno), devidamente lacrados e mantidos em câmara úmida, evitando-se a perda de umidade. Anteriormente à cada ensaio, foi feita a verificação do teor de umidade dos materiais a partir de 3 medições do

parâmetro em questão no material contido em cada saco plástico, obtendo-se um parâmetro médio. O teor de umidade foi determinado em estufa, conforme recomendações da NBR 6457 (ABNT, 2016c). Como critério de aceitação, foram tolerados desvios de umidade ( $\Delta w = w - w_{ót}$ ) de  $\pm 2\%$ .

No caso das medições de teor de umidade indicarem desvio acima do aceitável, foi feita a adição do volume de água destilada necessário para atingir o teor de umidade desejado, ou então aguardou-se a secagem do material. Na sequência, procedeu-se à homogeneização do material, sendo o mesmo mantido novamente em processo de cura úmida durante 24 horas, conforme procedimento estabelecido pela NBR 7182 (ABNT, 2016b) para compactação de solos. Após esse período, foi feita nova verificação do teor de umidade, repetindo-se o processo caso fosse verificado desvio do teor de umidade superior ao tolerado. Anteriormente ao início dos ensaios em cada grupo de solos, foi feita a calibração das células de tensão total (CTT).

#### **4.10.2 MONTAGEM DOS ENSAIOS**

Inicialmente, as paredes laterais e a superfície inferior da caixa foram revestidas com o uso de camadas duplas de filme plástico e de óleo lubrificante, de forma a reduzir o atrito do solo com as paredes da caixa. O procedimento em questão se baseia nas recomendações da norma D6706-01 (ASTM, 2013) e nos estudos de Palmeira (2004). Cabe salientar que os procedimentos de deposição e de compactação dos solos foram feitos com os equipamentos e método descritos no Capítulo 3.

Anteriormente à deposição dos solos em cada uma das camadas, foi feita a colocação de cápsulas metálicas nas regiões próximas dos quatro vértices da caixa de arrancamento. As cápsulas em questão possuem volume de aproximadamente  $230 \text{ cm}^3$ . Posteriormente, durante a desmontagem dos ensaios, as mesmas foram retiradas com cuidado, permitindo a aferição da compactidade relativa e do grau de compactação efetivamente observados nos ensaios.

Durante a montagem dos ensaios, quando foi atingida a altura média da caixa (correspondente a 3 camadas de solo, cada uma com 9 cm de altura), foi feita a colocação das luvas metálicas, centralizadas em relação à abertura frontal da caixa. As luvas em questão possuem 15 cm de comprimento e abertura por onde passam as inclusões, conforme Figura 4.22. A instalação das mesmas se deve à necessidade de reduzir os efeitos de concentração de tensões na face frontal



da caixa, conforme recomendações da norma D6706-01 (ASTM, 2013). Os elementos de reforço foram colocados de forma centralizada, adotando-se espaçamento horizontal entre os reforços sintéticos igual a 50 mm.

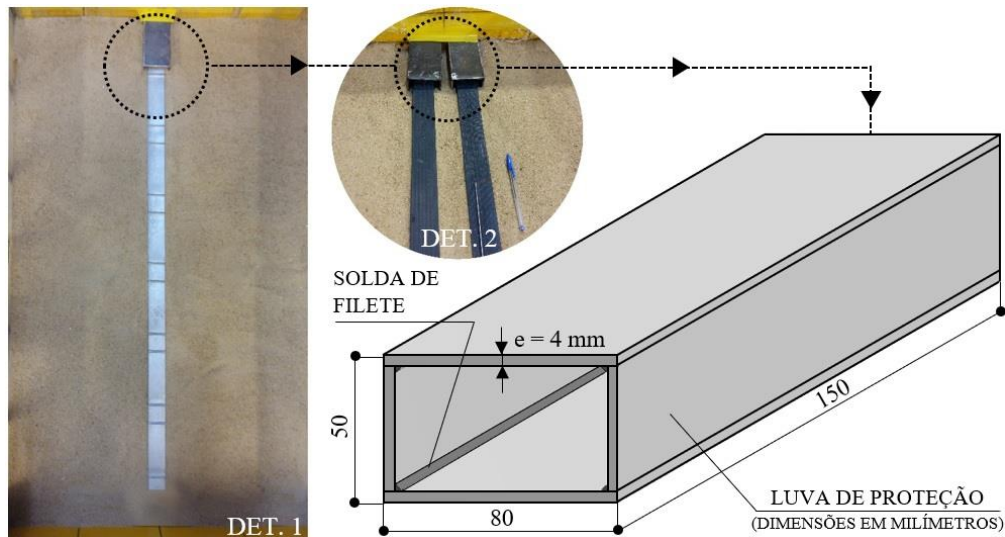


Figura 4.22. Dimensões das luvas de proteção adotadas nos ensaios, indicando-se o posicionamento das mesmas no caso de reforços metálicos (DET. 1) e no caso de reforços sintéticos (DET. 2).

A instrumentação adotada nos ensaios em tiras metálicas consistiu em transdutores de deslocamento linear (TDLs) e célula de carga (CC), instalados em conjunto com o sistema de arrancamento, assim como células de tensão total (CTTs) instaladas no interior do solo compactado e extensômetros elétricos (EEs) instalados nas tiras metálicas com ressalto. O posicionamento de cada um destes instrumentos encontra-se apresentado na Figura 4.23. Conforme ilustrado, as células de tensão total (CTTs) foram instaladas em posições denominadas P1, P2, P3, P4 e P5. As posições P1, P2 e P3 correspondem às células instaladas sobre as tiras metálicas, objetivando o estudo dos acréscimos de tensões induzidos pelo arrancamento dos reforços. Por sua vez, as posições P4 e P5 correspondem às células instaladas no interior do material compactado, permitindo a avaliação das tensões normais que ocorrem no solo no nível dos reforços.

Com relação às células de tensão total instaladas sobre as tiras metálicas com ressalto, as posições P1 e P3 correspondem às células de tensão total que foram instaladas sobre os ressalto, enquanto que a posição P2 corresponde à célula de tensão total que foi instalada sobre a parte sem ressalto da tira metálica. Detalhes quanto à colocação estão apresentados na Figura

4.24. O posicionamento em questão teve por finalidade avaliar a diferença entre os acréscimos de tensões oriundos da presença de ressaltos (P1 e P3) em relação à parte das tiras que não apresenta os elementos em questão (P2).

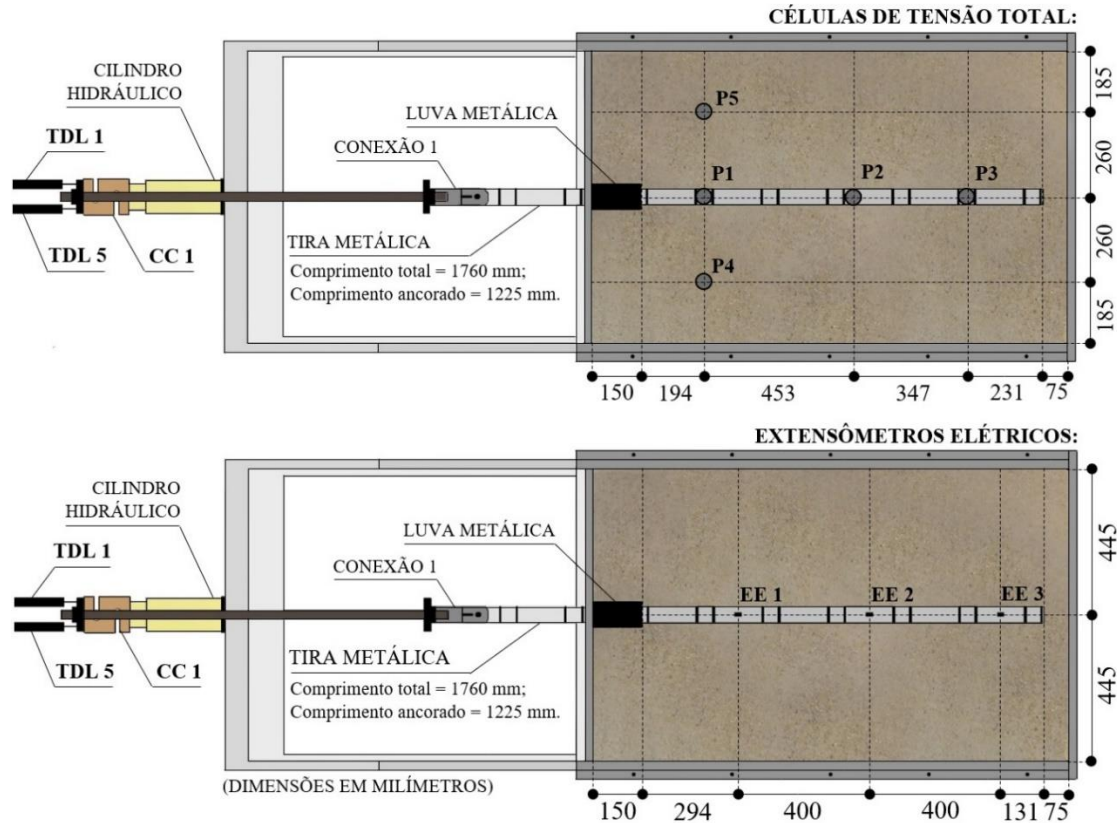


Figura 4.23. Posicionamento dos instrumentos nos ensaios de arrancamento de tiras metálicas (dimensões em milímetros).

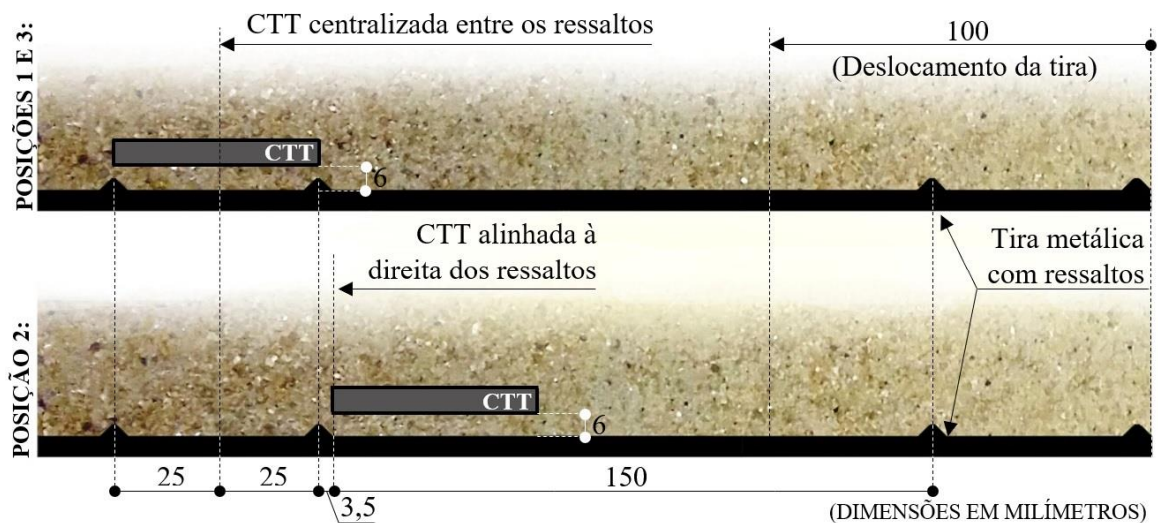


Figura 4.24. Posicionamento das células de tensão total (CTT) em relação aos ressaltos nas tiras metálicas (dimensões em milímetros).

No caso das células de tensão total instaladas nos solos coesivos (M 75/25, M 50/50 e solo característico do Distrito Federal), a instalação foi feita após a compactação da camada de solo acima das tiras ( $H = 9\text{ cm}$ ), conforme procedimento apresentado na Figura 4.25.

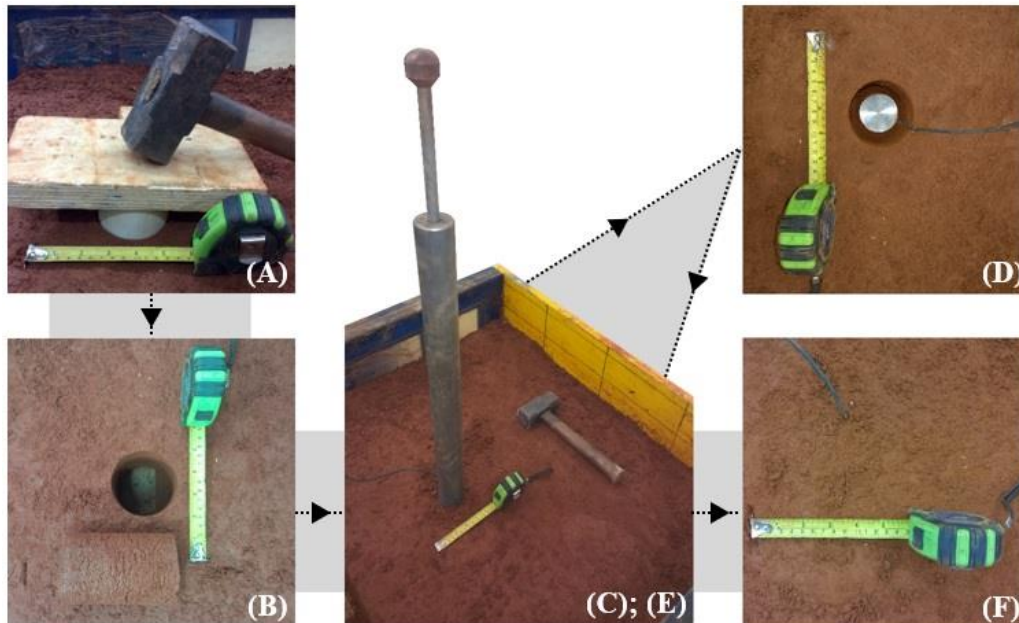


Figura 4.25. (A) Abertura de orifício para colocação de CTT, (B) aspecto do orifício, (C) colocação e compactação de lastro de solo de base da CTT sobre a tira, (D) colocação da CTT, (E) colocação e compactação de solo sobre a CTT e (F) aspecto final da superfície.

A instalação dos extensômetros elétricos nas tiras metálicas com ressaltos (Figura 4.26) foi feita conforme o seguinte procedimento:

- (1) Polimento da superfície de instalação dos extensômetros com o uso de lixas média e fina, sendo então feita a limpeza com uso de álcool;
- (2) Aplicação de condicionador e de neutralizador sobre a superfície, os quais têm a finalidade de aumentar a adesão entre o metal e o extensômetro;
- (3) Colagem do extensômetro e soldagem dos fios de cobre (positivo e negativo) às extremidades mesmo (1/4 de ponte);
- (4) Solda dos fios aos conectores de quinze pinos, específicos para uso no sistema de aquisição de dados Spider-8;
- (5) Aplicação de uma camada de cola vedante extraforte sobre os extensômetros, com função de impermeabilização. O material empregado foi compatível com a deformabilidade do metal;

(6) Proteção do ponto de instalação de cada extensômetro com uma pequena chapa metálica, com espessura de 2 mm, evitando que o elemento fosse danificado durante o arrancamento dos reforços. Foi empregada cola de baixa rigidez na fixação da chapa metálica, de forma a não influenciar na medição de deformações;

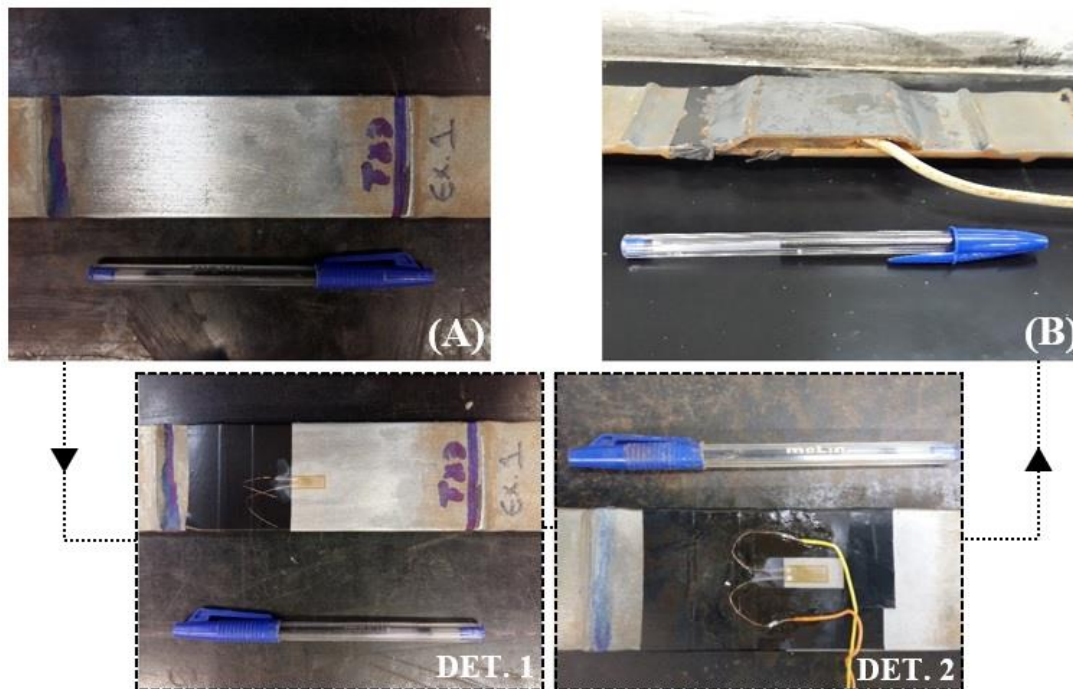


Figura 4.26. (A) Limpeza da tira metálica no ponto de instalação de um extensômetro elétrico, sendo indicada a colagem do mesmo (DET. 1) e a conexão dos fios (DET. 2), sendo então feita a (B) colocação de chapa metálica de proteção do extensômetro elétrico.

No caso dos ensaios de arrancamento de reforços sintéticos, a instrumentação adotada consistiu em transdutores de deslocamento linear (TDLs), célula de carga (CC) e células de tensão total (CTTs), instalados de maneira análoga aos procedimentos apresentados para o caso de tiras metálicas. Também foi feita a instalação de medidores de deslocamentos internos (*tell-tales* – TT), conforme posicionamento ilustrado na Figura 4.27. A medição dos deslocamentos internos com o uso dos *tell-tales* foi feita por meio de transdutores de deslocamento linear localizados externamente na parte posterior da caixa.

Os medidores de deslocamento internos (*tell-tales*) tiveram por finalidade o estudo de como as tiras sintéticas vão sendo mobilizadas ao longo do tempo durante os ensaios. Nos pontos considerados dos reforços foi feita a fixação de hastes metálicas horizontais, as quais foram acopladas aos transdutores de deslocamento lineares com o auxílio de conectores. Na Figura



4.28 estão apresentados detalhes acerca destes elementos. Cabe salientar que as hastes metálicas constituintes dos *tell-tales* foram instaladas em contato com a superfície superior das tiras de forma a não influenciarem as medições realizadas por meio das células de tensão total.

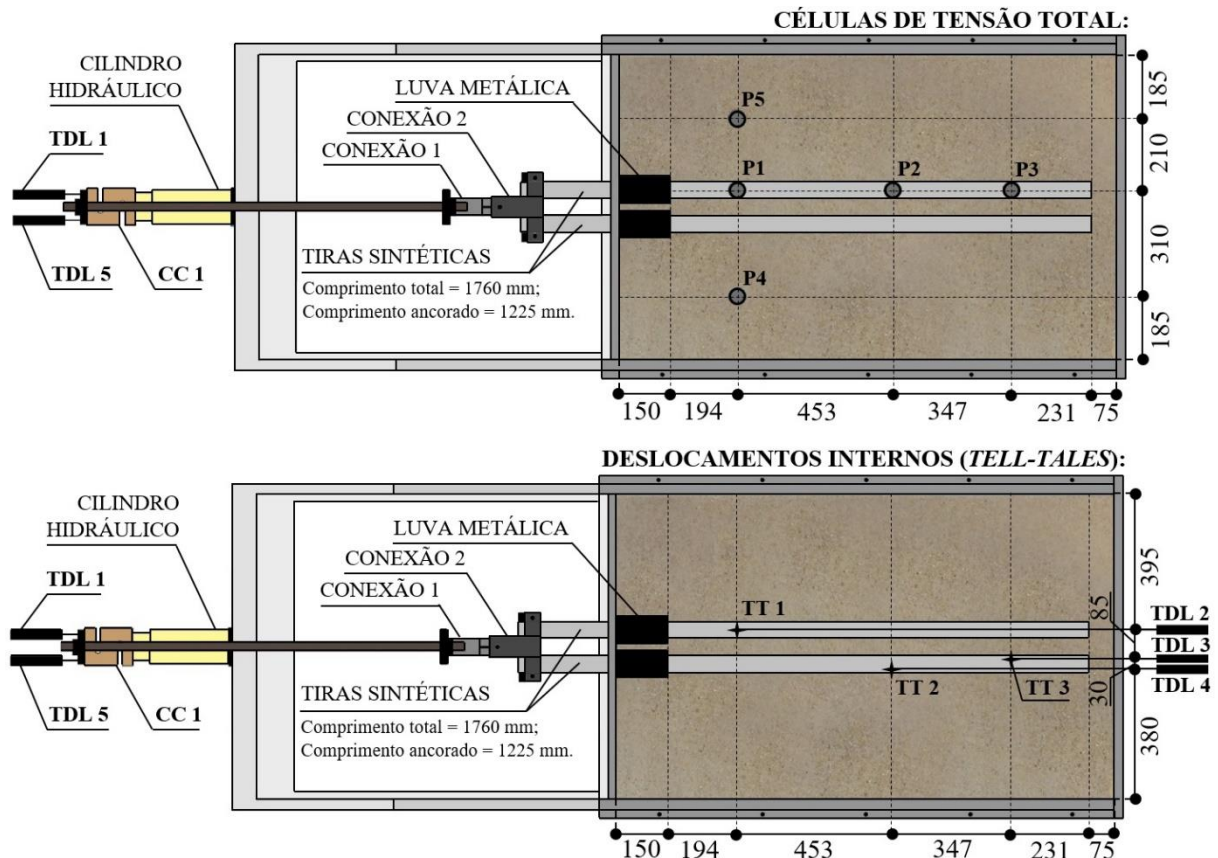


Figura 4.27. Posicionamento dos instrumentos nos ensaios de arrancamento de tiras sintéticas (convencionais e de alta aderência).

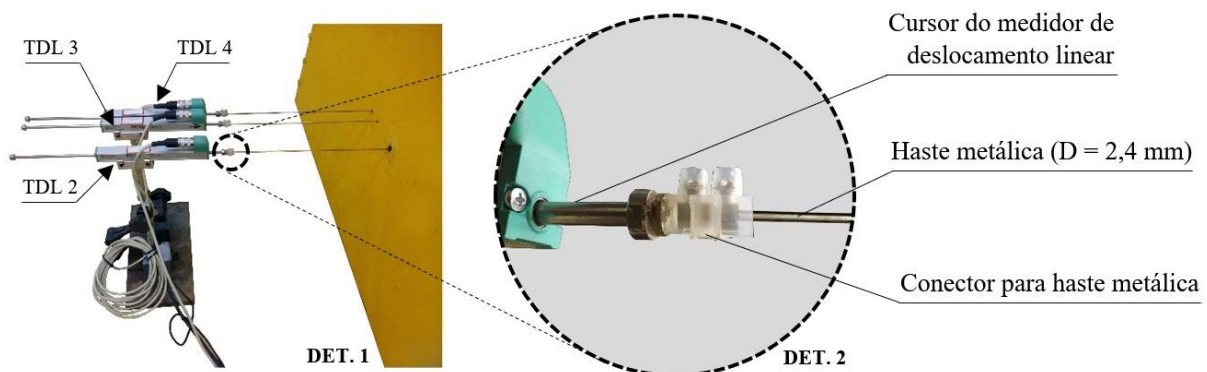


Figura 4.28. Detalhes referentes à instalação dos *tell-tales*, indicando-se o posicionamento dos mesmos na parte posterior da caixa (DET. 1) e o conector utilizado para unir o cursor dos TDLs com as hastes metálicas (DET. 2).

### 4.10.3 PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

Os procedimentos de ensaio envolveram as etapas descritas na sequência.

a) Aplicação dos carregamentos e estabilização das pressões:

As tensões normais ( $\sigma'_{n0}$ ) no nível dos reforços corresponderam a 12,5 kPa, 25 kPa e 50 kPa. Estes valores correspondem à soma da tensão normal aplicada pelo sistema de carregamento vertical ( $\sigma'_a$ ) com a tensão normal correspondente ao peso de solo acima das tiras ( $\sigma'_s$ ), conforme método descrito na norma D6706-01 (ASTM, 2013). A aplicação de sobrecargas ( $\sigma'_a$ ) foi feita conforme procedimentos descritos no Capítulo 3. Os ensaios em areia foram iniciados apenas após a etapa de estabilização de pressões, aguardando-se um tempo mínimo equivalente a 2 horas. No caso das misturas M 75/25 e M 50/50 e do solo do Distrito Federal, aguardou-se tempo equivalente a 12 horas (mistura M 75/25 e M 50/50) ou 24 horas (solo do Distrito Federal) para início dos ensaios após a aplicação das pressões, de forma a permitir a consolidação dos materiais de aterro.

b) Verificação da instrumentação:

Anteriormente aos ensaios, foi feita a ligação dos sistemas de aquisição de dados, *LYNX* e *Spider-8* (ligados em paralelo), verificando-se as leituras dos instrumentos por meio dos respectivos softwares de controle de leituras. Após essa verificação, começou a ser feita a aquisição de dados na frequência de 2 Hz ao longo de todo o ensaio.

c) Arrancamento dos reforços:

O sistema de aplicação de cargas horizontais foi acionado de forma a permitir o arrancamento dos reforços. O arrancamento foi feito com taxa de deslocamento constante e igual a 1 mm/min  $\pm$  10%, sendo este o valor recomendado pela norma D6706-01 (ASTM, 2013). Como o deslocamento máximo de arrancamento dos reforços correspondeu a 100 mm, a etapa em questão teve duração de 100 minutos.

d) Procedimento de desmontagem dos ensaios:

Primeiramente, foi suspensa a alimentação de ar comprimido do sistema de interface ar-água, permitindo a dissipação das pressões internas por meio do contato com a pressão atmosférica. Após a remoção dos elementos de reação e da tampa, os solos foram retirados da caixa com cuidado e a preparação para o próximo ensaio.

## 5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo estão apresentados os resultados obtidos por meio do programa experimental, o qual foi composto por ensaios de caracterização física, compactidade e compactação, caracterização químico-mineralógica, caracterização micromorfológica, caracterização mecânica e caracterização hidráulica, ensaios nos elementos de reforço, cisalhamento de interface solo-reforço e ensaios de arrancamento, assim como as análises subsequentes.

### 5.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E CLASSIFICAÇÃO

O peso específico dos sólidos ( $\gamma_s$ ) e a densidade dos sólidos ( $G_s$ ) de cada um dos materiais geotécnicos estão apresentados na Tabela 5.1, enquanto que na Figura 5.1 está exposta a variação do peso específico dos sólidos em função dos teores de solo do Distrito Federal presentes nas amostras.

Tabela 5.1. Peso específico e densidade dos grãos.

Material Geotécnico		Peso Específico dos Sólidos ( $\text{kN/m}^3$ )	Densidade dos Sólidos ( $G_s$ )
Areia Uniforme		25,93	2,64
MISTURAS	97,5% Areia + 2,5% Solo do DF (M 97,5/2,5)	25,93	2,64
	95% Areia + 5% Solo do DF (M 95/5)	25,94	2,64
	90% Areia + 10% Solo do DF (M 90/10)	25,96	2,65
	75% Areia + 25% Solo do DF (M 75/25)	26,00	2,65
	50% Areia + 50% Solo do DF (M 50/50)	26,07	2,66
	25% Areia + 75% Solo do DF (M 25/75)	26,14	2,67
Solo do Distrito Federal		26,22	2,67

No caso da areia uniforme (Tabela 5.1), o peso específico dos sólidos ( $\gamma_s$ ) foi igual a 25,93  $\text{kN/m}^3$  e a densidade dos sólidos ( $G_s$ ) foi igual a 2,64, valores próximos dos esperados para areias compostas por quartzo ( $\gamma_s=26,0 \text{ kN/m}^3$  e  $G_s=2,65$ ; Lambe & Whitman, 1979). Por sua vez, para o caso do solo característico do Distrito Federal (Tabela 5.1), o peso específico dos sólidos ( $\gamma_s$ ) foi igual a 26,22  $\text{kN/m}^3$  e a densidade dos sólidos ( $G_s$ ) foi igual a 2,67, valores considerados adequados para o material em questão com base em pesquisas anteriores (e.g. Guimarães, 2002; Delgado, 2007; Borges, 2014). Os valores em questão são resultantes da composição mineralógica dos solos do Distrito Federal, constituídos predominantemente por caulinita ( $\gamma_s=25,5 \text{ kN/m}^3$ ), quartzo ( $\gamma_s=26,0 \text{ kN/m}^3$ ) e oxi-hidróxidos de ferro (hematita,  $\gamma_s=51,0$

kN/m<sup>3</sup>) e de alumínio (gibbsita,  $\gamma_s = 24,0$  kN/m<sup>3</sup>), segundo Guimarães (2002). As misturas entre a areia uniforme e o solo característico do Distrito Federal apresentaram pesos específicos dos sólidos ( $\gamma_s$ ) e densidades dos sólidos ( $G_s$ ) intermediários entre os dois materiais, conforme resultados apresentados na Figura 5.1. A variação em questão pode ser aproximada por uma equação linear ( $\gamma_s = 0,003 * \%S_{DF} + 25$ ), sendo  $\%S_{DF}$  igual ao teor de solo do Distrito Federal.

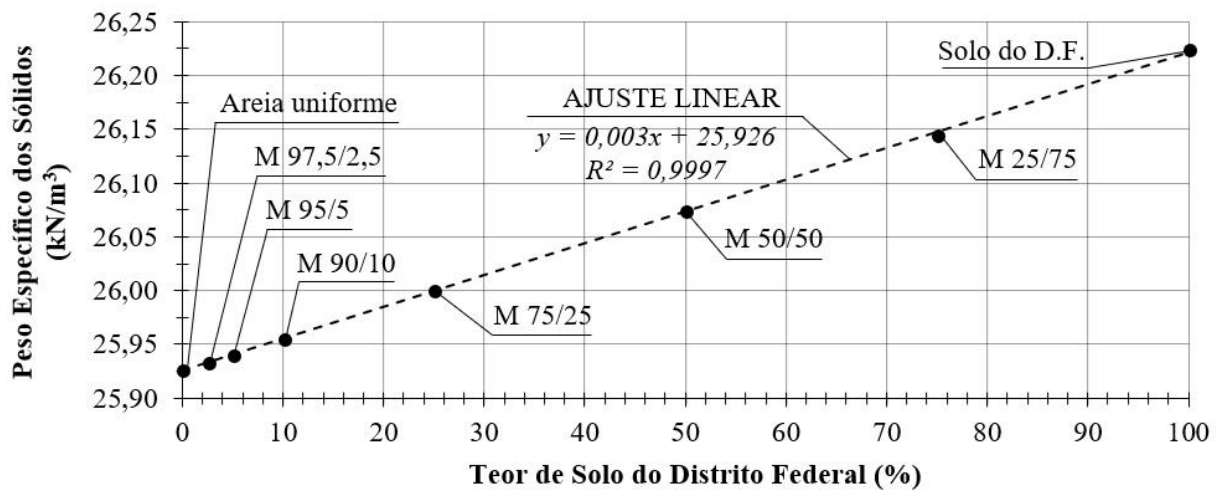


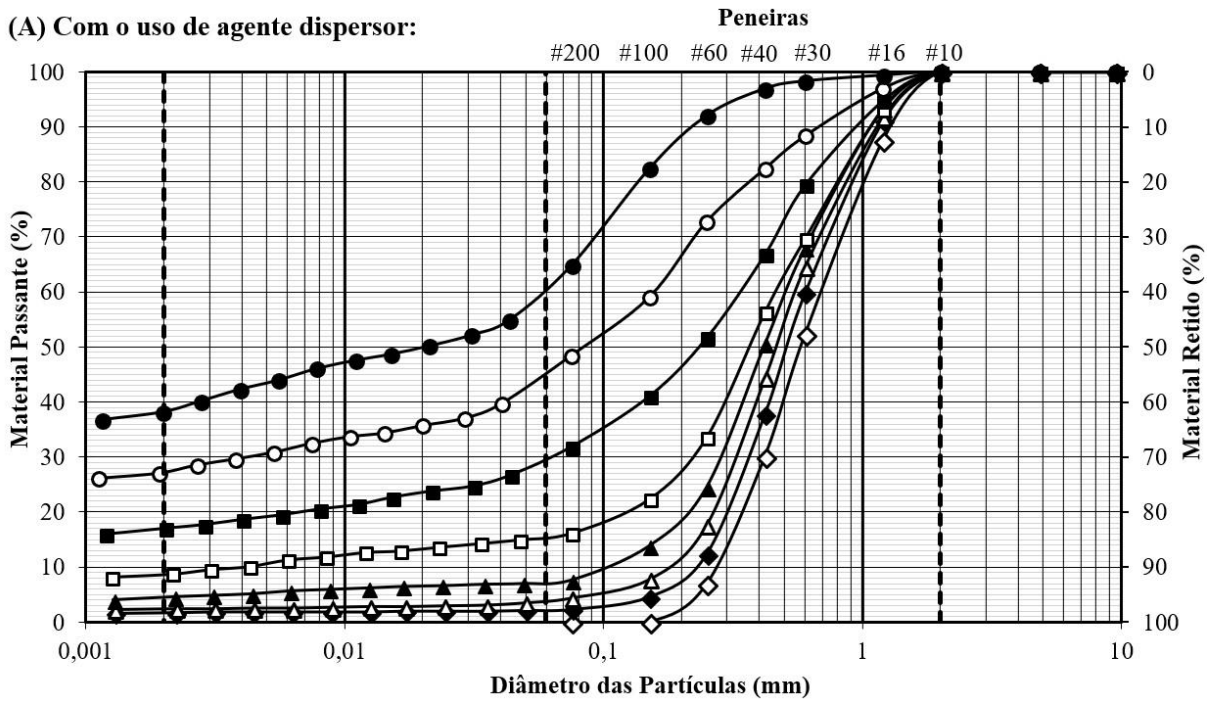
Figura 5.1. Variação do peso específico dos sólidos em relação ao teor de solo do Distrito Federal presente nas amostras.

Com relação ao estudo da granulometria, todas as amostras foram submetidas às etapas de peneiramento fino e sedimentação com o uso de agente dispersor (conforme a NBR 7181; ABNT, 2016d), com a exceção da areia uniforme, submetida apenas ao peneiramento fino. Apenas as amostras com mais de 12% das partículas com diâmetro inferior a 0,005 mm foram submetidas à etapa de sedimentação sem o uso de agente dispersor (conforme a NBR 13602; ABNT, 1996), sendo estas as misturas M 75/25, M 50/50 e M 25/75, assim como o solo do Distrito Federal. As curvas granulométricas dos materiais geotécnicos estão apresentadas na Figura 5.2.

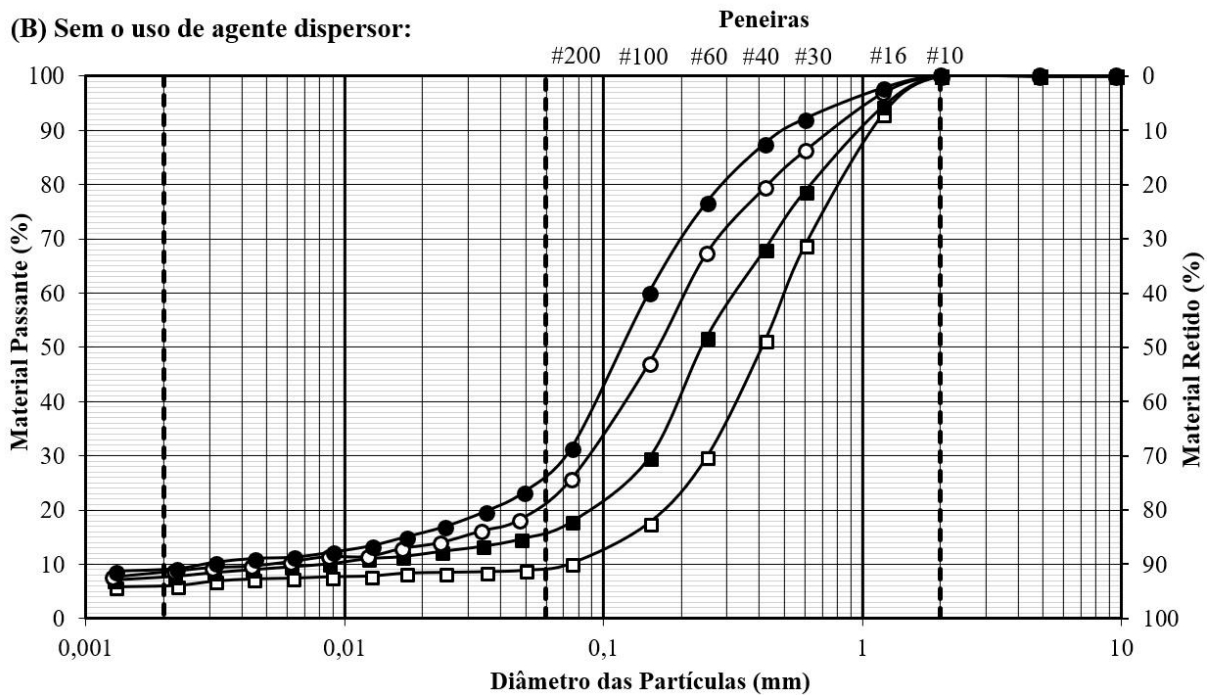
As porcentagens das frações granulométricas areia, silte e argila, determinadas a partir das curvas granulométricas, estão apresentadas na Tabela 5.2. Considera-se que grãos com diâmetros compreendidos entre 2 e 0,06 mm correspondem à fração areia, grãos com diâmetro compreendido entre 0,06 e 0,002 mm correspondem à fração silte e grãos com diâmetro inferior a 0,002 mm correspondem à fração argila (NBR 6502; ABNT, 1995a).



(A) Com o uso de agente dispersor:



(B) Sem o uso de agente dispersor:



Argila <0,002 mm	Silte 0,002 ↔ 0,06 mm	Areia Fina 0,06 ↔ 0,2 mm	Areia Média 0,2 ↔ 0,6 mm	Areia Grossa 0,6 ↔ 2 mm	Pedregulho 2 ↔ 60 mm
------------------------	-----------------------------	--------------------------------	--------------------------------	-------------------------------	----------------------------

- ◇ Areia Uniforme
- ▲ 95% Areia + 5% Solo do D.F. (M 95/5)
- 75% Areia + 25% Solo do D.F. (M 75/25)
- 25% Areia + 75% Solo do D.F. (M 25/75)
- ◆ 97,5% Areia + 2,5% Solo do D.F. (M 97,5/2,5)
- ▲ 90% Areia + 10% Solo do D.F. (M 90/10)
- 50% Areia + 50% Solo do D.F. (M 50/50)
- Solo do Distrito Federal

Figura 5.2. Granulometria dos materiais geotécnicos, considerando-se a etapa de sedimentação (A) com o uso de agente dispersor e (B) sem o uso de agente dispersor.

Tabela 5.2. Porcentagem das frações granulométricas, considerando-se a etapa de sedimentação com agente dispersor (C/ A.D.) e sem agente dispersor (S/ A.D.).

Material Geotécnico		Areia (%)		Silte (%)		Argila (%)	
		C/ A.D.	S/ A.D.	C/ A.D.	S/ A.D.	C/ A.D.	S/ A.D.
Areia Uniforme		100,0	-	0,0	-	0,0	-
Misturas	M 97,5/2,5	97,7	-	0,6	-	1,7	-
	M 95/5	95,5	-	2,2	-	2,4	-
	M 90/10	92,7	-	2,8	-	4,5	-
	M 75/25	84,1	90,8	7,2	3,2	8,7	6,0
	M 50/50	71,2	84,0	12,1	8,3	16,7	7,7
	M 25/75	56,7	81,4	16,5	10,2	26,8	8,4
Solo do Distrito Federal		41,1	70,9	21,1	20,1	37,8	9,0

Observou-se que, em ambas as condições de ensaio (etapa de sedimentação com e sem o uso de agente dispersor), ocorreu a diminuição da fração areia e o aumento das frações silte e argila em função do aumento do teor de solo do Distrito Federal nas amostras. Entretanto, no caso dos ensaios sem o uso de agente dispersor, as frações silte e argila foram menos expressivas em relação à fração areia, evidenciando a estruturação das partículas de menor diâmetro em agregados. Este comportamento é típico de solos tropicais (Roseno & Carvalho, 2007).

O teor de finos correspondente a cada uma das amostras está indicado na Figura 5.3, considerando-se os ensaios com e sem o uso de agente dispersor. O parâmetro em questão corresponde ao teor de partículas de solo que passam pela peneira padrão nº 200, isto é, partículas de dimensões inferiores a 0,075 mm (NBR 6502; ABNT, 1995a).

Conforme a Figura 5.3, observa-se que o aumento do teor de solo do Distrito Federal nas amostras resultou no aumento do teor de finos para ambas as situações em ensaio. No caso dos ensaios com o uso de agente dispersor, a areia uniforme, as misturas M 97,5/2,5, M 95/5, M 90/10, M75/25, M 50/50 e M 25/75 e o solo do Distrito Federal apresentaram teores de finos ( $D < 0,075$  mm) iguais a, respectivamente, 0,0%, 2,3%, 4,4%, 7,6%, 16,2%, 31,9%, 48,4% e 64,8%. No caso dos ensaios sem o uso de agente dispersor, os teores de finos ( $D < 0,075$  mm) das misturas M 75/25, M 50/50 e M 25/75 e do solo do Distrito Federal foram, respectivamente, 10,1%, 17,8%, 25,6% e 31,4%. Foi possível ajustar equações lineares que relacionam os teores de finos aos teores de solo do Distrito Federal, tanto nos casos com o uso de agente dispersor

(Teor de finos= $0,647*\%S_{DF}$ ) quanto nos casos sem o uso do mesmo (Teor de finos= $0,3308*\%S_{DF}$ ), sendo  $\%S_{DF}$  igual ao teor de solo do Distrito Federal.

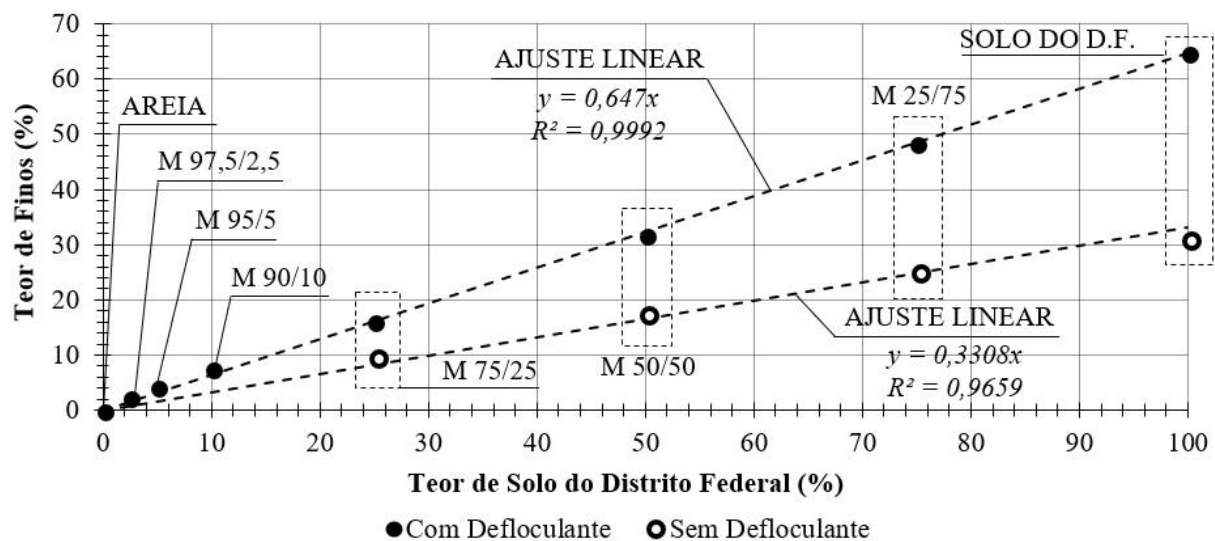


Figura 5.3. Teores de finos presentes nas amostras, considerando-se a etapa de sedimentação nas condições com e sem o uso de agente dispersor.

Na Tabela 5.3 estão indicados os limites de Atterberg (limite de plasticidade,  $w_P$  e limite de liquidez,  $w_L$ ) e os índices de plasticidade ( $IP$ ) determinados para as misturas M 75/25, M50/50 e M 75/25 e para o solo característico do Distrito Federal. Os demais materiais geotécnicos não apresentaram plasticidade (areia uniforme e misturas M 97,5/2,5, M 95/5 e M 90/10). No caso do solo do Distrito Federal, os valores encontrados estão de acordo com os valores sugeridos por Guimarães (2002) para profundidades entre 1 e 3 metros ( $w_L$  entre 36 e 39%,  $w_P$  entre 26% e 29% e  $IP$  igual a 10%).

Tabela 5.3. Limites de Atterberg e índices de plasticidade ( $IP$ ).

Material Geotécnico		Limites de Atterberg		IP (%)
		$w_P$ (%)	$w_L$ (%)	
Misturas	75% Areia + 25% Solo do D.F. (M 75/25)	20	21	1
	50% Areia + 50% Solo do D.F. (M 50/50)	23	27	4
	25% Areia + 75% Solo do D.F. (M 25/75)	26	33	7
Solo do Distrito Federal		28	39	11

Na Figura 5.4 apresentam-se os estados físicos dos materiais geotécnicos em função dos teores de umidade e dos teores de solo característico do Distrito Federal presentes nas amostras. Observa-se que o aumento do teor de solo do Distrito Federal resultou no aumento da

plasticidade do solo. A partir da mistura M 75/25, cujo teor de solo do Distrito Federal foi igual a 25% e o teor de finos foi igual 16,20%, os materiais geotécnicos passaram a apresentar plasticidade. Os índices de plasticidade (IP) das misturas M 75/25, M 50/50 e M 25/75 e do solo do Distrito Federal foram, respectivamente, 1%, 4%, 7% e 11%.

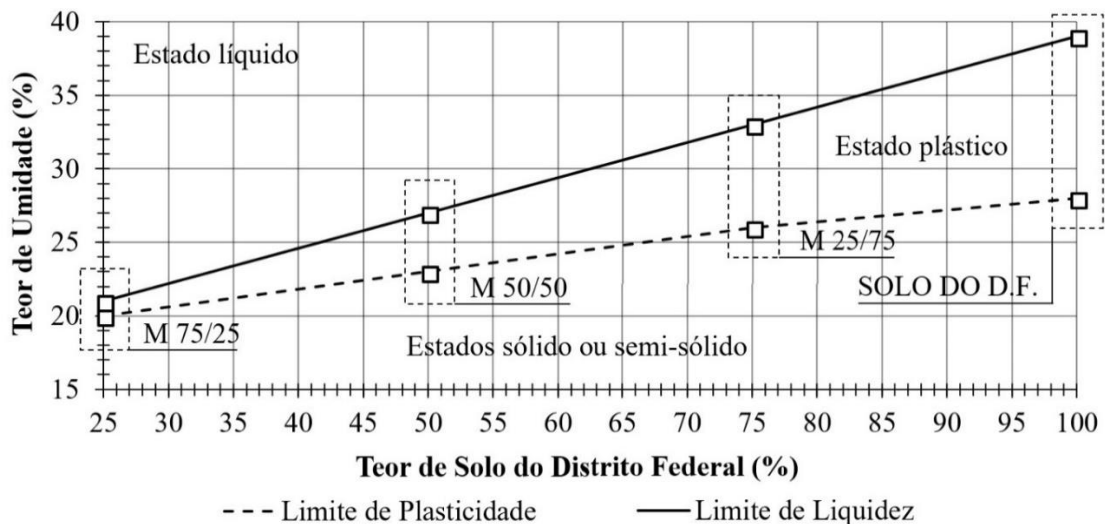


Figura 5.4. Estados físicos dos materiais geotécnicos em função dos teores de umidade e dos teores de solo característico do Distrito Federal.

Na Tabela 5.4 apresenta-se a classificação dos materiais geotécnicos conforme os sistemas Unificado (D2487-17; ASTM, 2017b), Rodoviário (M145-91; AASHTO, 2017) e Trilinear (*U.S. Public Road Administration*). Salienta-se que a classificação dos solos foi feita conforme os ensaios com o uso de agente dispersor, como recomendam os métodos empregados.

Tabela 5.4. Classificação geotécnica dos materiais em estudo.

Material Geotécnico	Sistema de Classificação		
	SUCS	HRB	Trilinear
Areia Uniforme	Areia mal graduada (SP)	A-1b (0)	Areia
Misturas	M 97,5/2,5	Areia mal graduada (SP)	Areia
	M 95/5	Areia mal graduada (SP)	Areia
	M 90/10	Intermediário (SP-SM)	Areia
	M 75/25	Areia siltosa (SM)	Areia
	M 50/50	Areia siltosa (SM)	Solo arenoso
	M 25/75	Areia siltosa (SM)	Solo areno-argiloso
Solo do D.F.	Solo siltoso (ML)	Argila	Argila

Conforme o Sistema Unificado de Classificação (D2487-17; ASTM, 2017b), a areia uniforme e as misturas M 97,5/2,5 e M 95/5 foram classificadas como areias mal graduadas (SP), uma vez que se tratam de materiais de granulação uniforme ( $C_U < 5$ ). A mistura M 90/10, por sua vez, apresentou um comportamento intermediário entre areia mal graduada e areia siltosa (SP-SM). As misturas M 75/25, M 50/50 e M 25/75 foram classificadas como areias siltosas (SM). O solo característico do Distrito Federal foi classificado como solo siltoso de baixa compressibilidade (ML), conforme carta de plasticidade apresentada na Figura 5.5 – A. Por sua vez, segundo o Sistema Rodoviário de Classificação (M145-91; AASHTO, 2017), a areia uniforme e as misturas M 97,5/2,5 e M 95/5 foram classificadas como areias (A-1b). A mistura M 90/10 foi classificada como areia fina (A-3), enquanto que as misturas M 75/25 e M 50/50 foram classificadas como areias siltosas (A-2-4). A mistura M 25/75 foi classificada como solo siltoso (A-4) e o solo do Distrito Federal foi classificado solo argiloso (no grupo A-6). A carta de plasticidade utilizada na classificação dos solos nos grupos A-2, A-4 e A-6 está apresentada na Figura 5.5 – B. Por fim, na Figura 5.6 está apresentado o diagrama de classificação dos solos pelo Sistema Trilinear, adotado pelo *U.S. Public Road Administration*. O sistema em questão baseia-se apenas no tamanho das partículas. Observa-se que a areia uniforme e as misturas M 97,5/2,5, M 95/5, M 90/10 e M 75/25 foram classificadas como areias, enquanto que a mistura M 50/50 foi classificada como solo arenoso, a mistura M 25/75 foi classificada como solo areno-argiloso e o solo característico do Distrito Federal foi classificado como argila. A mudança de comportamento em questão se refletiu nos resultados dos ensaios de arrancamento.

Na Tabela 5.5 estão apresentadas as áreas superficiais específicas dos grãos (ASE) obtidas por meio dos ensaios com o uso de equipamento Nova 2200e.

Tabela 5.5. Área superficial específica dos grãos.

Material Geotécnico		Área Superficial Específica (m <sup>2</sup> /g)
Areia Uniforme		0,06
Misturas	97,5% Areia + 2,5% Solo do D.F. (M 97,5/2,5)	0,11
	95% Areia + 5% Solo do D.F. (M 95/5)	0,56
	90% Areia + 10% Solo do D.F. (M 90/10)	0,81
	75% Areia + 25% Solo do D.F. (M 75/25)	1,81
	50% Areia + 50% Solo do D.F. (M 50/50)	4,06
	25% Areia + 75% Solo do D.F. (M 25/75)	6,65
Solo do Distrito Federal		7,12

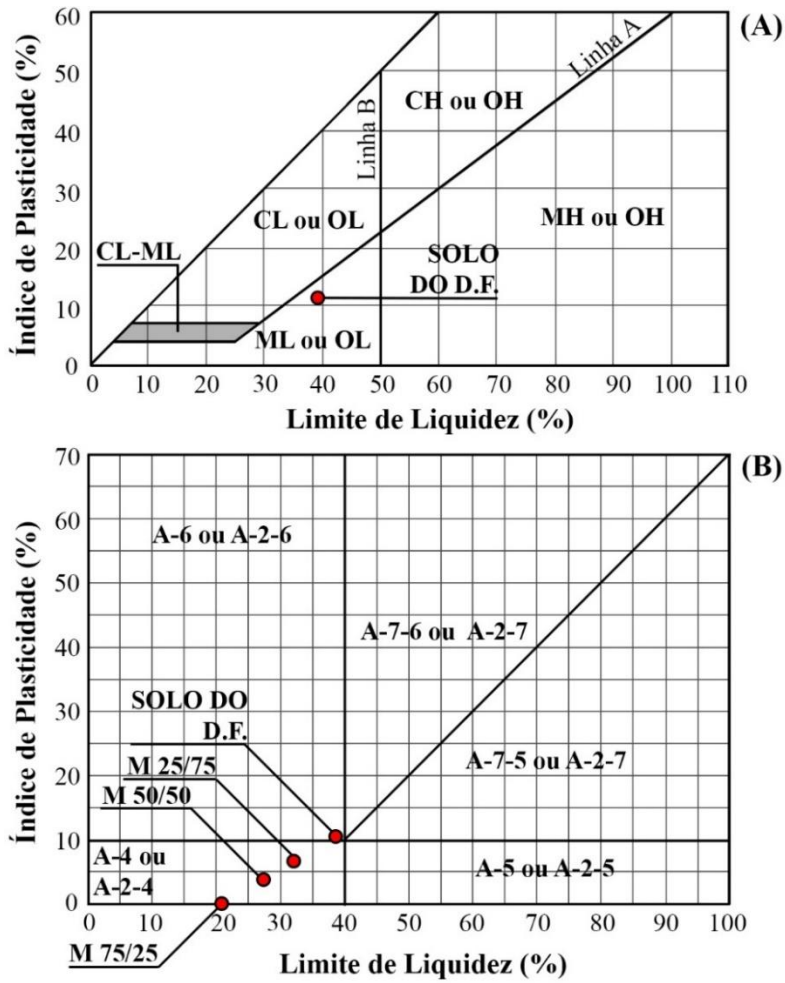


Figura 5.5. Cartas de plasticidade do (A) Sistema Unificado (D2487-17; Adaptado de ASTM, 2017b) e do (B) Sistema Rodoviário (M145-91; Adaptado de AASHTO, 2017).

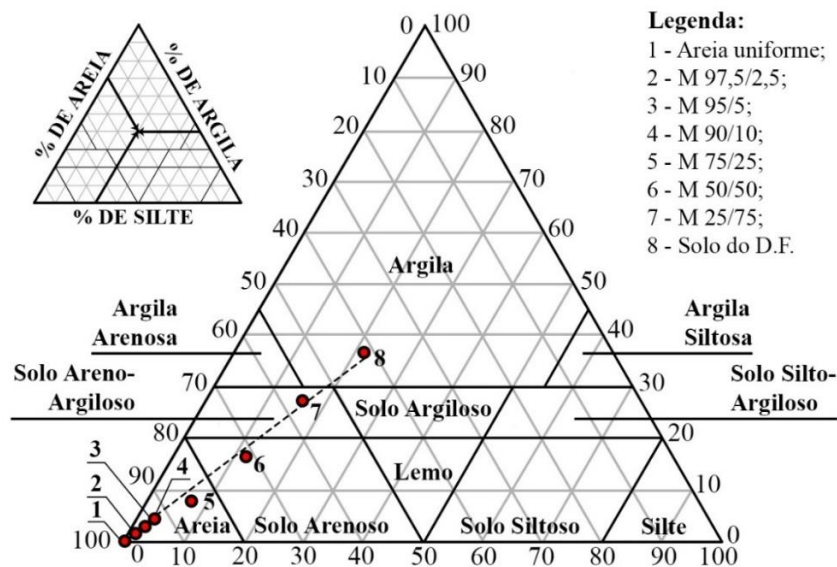


Figura 5.6. Classificação dos solos pelo Sistema Trilinear (U.S. Public Road Administration; Adaptado de Shroff & Shah, 2003).

Observa-se que a área superficial específica dos grãos (ASE) do solo característico do Distrito Federal foi igual a  $7,12 \text{ m}^2/\text{g}$ , valor aproximadamente 120 vezes superior ao valor encontrado para os grãos de areia, que foi igual a  $0,06 \text{ m}^2/\text{g}$ . No caso dos demais materiais, os valores foram intermediários entre a areia uniforme e o solo do Distrito Federal, conforme pode-se observar na Figura 5.7. A área superficial específica dos grãos do solo característico do Distrito Federal condiz com estudos que consideram solos do Planalto Central brasileiro (Farias, 2012).

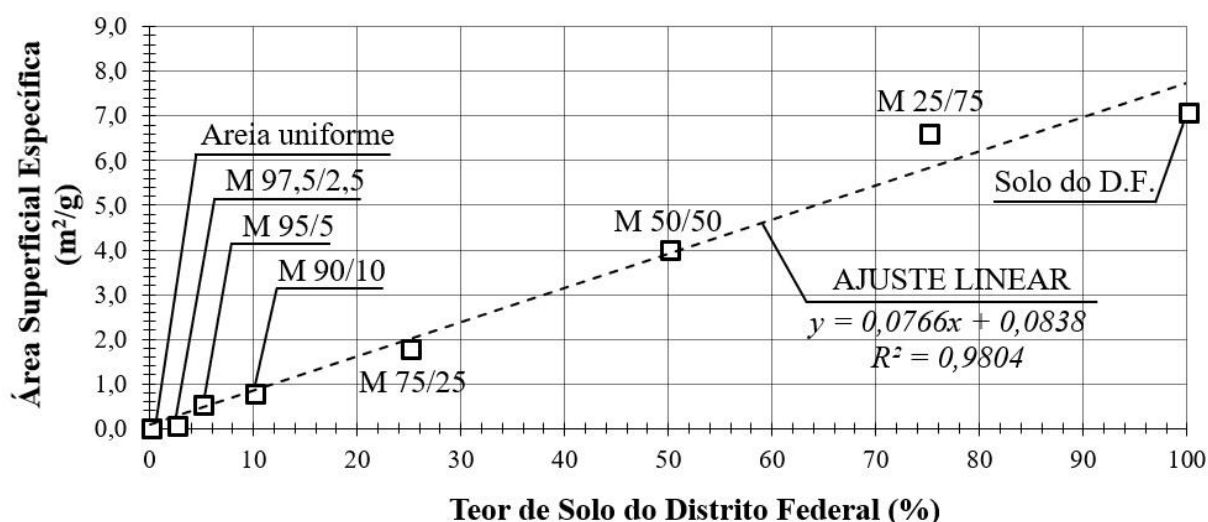


Figura 5.7. Área superficial específica em função dos teores de solo característico do Distrito Federal presentes nas amostras.

Basicamente, as áreas superficiais específicas mostram-se relacionadas ao teor de solo do Distrito Federal presente nas amostras e, conseqüentemente, aos teores de finos. Foi possível ajustar uma equação linear que relaciona as áreas superficiais específicas (ASE) aos teores de solo do Distrito Federal ( $ASE = 0,0766 * \%S_{DF} + 0,0838$ ), sendo  $\%S_{DF}$  igual ao teor de solo do Distrito Federal.

## 5.2 COMPACIDADE E COMPACTAÇÃO

Os solos com no máximo 15% (em massa) de material passante na peneira com abertura igual a 0,075 mm foram submetidos aos ensaios de compactação mínima e máxima, conforme recomendação da norma D4253 (ASTM, 2016a). Na Tabela 5.6 estão apresentados os índices de vazios máximos ( $e_{máx}$ ) e mínimos dos solos ( $e_{mín}$ ), as massas específicas aparentes secas ( $\rho_d$ ) e os pesos específicos aparentes secos ( $\gamma_d$ ).

Tabela 5.6. Resultados dos ensaios de índices de vazios mínimos (D4253-16; ASTM, 2016a) e índices de vazios máximos (D4254-16; ASTM, 2016b).

Material Geotécnico		ASTM D4253-16			ASTM D4254-16		
		$e_{\text{mín}}$	$\rho_{\text{d, máx}}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{\text{d, máx}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_{\text{máx}}$	$\rho_{\text{d, mín}}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{\text{d, mín}}$ (kN/m <sup>3</sup> )
Areia Uniforme		0,58	1,67	16,4	0,83	1,44	14,2
Misturas	M 97,5/2,5	0,59	1,66	16,3	0,88	1,41	13,8
	M 95/5	0,60	1,65	16,2	0,89	1,40	13,7
	M 90/10	0,61	1,64	16,1	0,90	1,39	13,7

A representação gráfica dos índices de vazios máximo e mínimo e das massas específicas aparentes secas em relação aos teores de solo do Distrito Federal estão apresentadas, respectivamente, nas Figuras 5.8 – A e 5.8 – B. Observa-se que a maior compactação ocorre para a areia uniforme, a qual apresenta índices de vazios mínimo e máximo iguais a, respectivamente, 0,58 e 0,83 e massas específicas aparente secas máxima e mínima iguais a, respectivamente, 1,67 g/cm<sup>3</sup> e 1,44 g/cm<sup>3</sup>. A compactidade dos materiais diminui conforme ocorre o aumento do teor de solo do Distrito Federal nas amostras, indicando que teores de finos mais elevados prejudicaram a compactação das areias no ensaio com o uso da mesa vibratória.

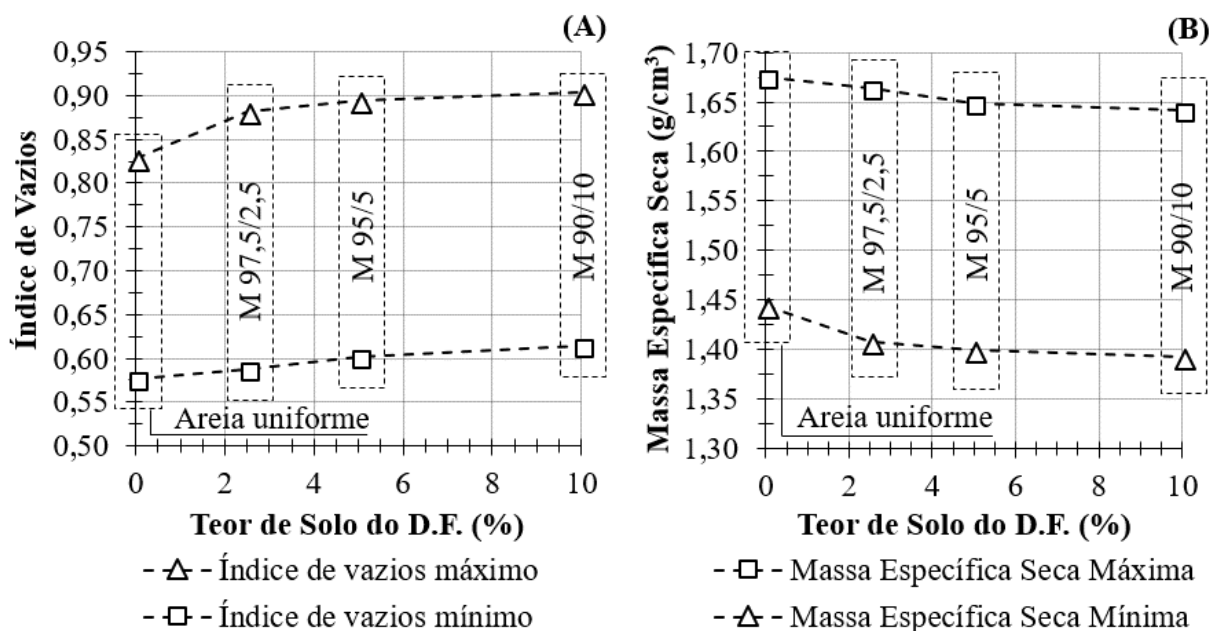


Figura 5.8. (A) Comparação entre os índices de vazios e (B) as massas específicas aparente secas em relação aos teores de solo do Distrito Federal.



Na Tabela 5.7 estão apresentados os resultados dos ensaios de compactação Proctor normal, indicando-se as massas e os específicos aparentes secos máximos ( $\rho_{d,m\acute{a}x}$  e  $\gamma_{d,m\acute{a}x}$ , respectivamente), assim como os teores de umidade ótimos ( $w_{\acute{o}t}$ ). Todos os materiais geotécnicos foram ensaiados, com exceção da areia uniforme.

Tabela 5.7. Parâmetros de compactação Proctor normal (NBR 7182-16; ABNT, 2016b).

Material Geotécnico		ABNT NBR 7182-16		
		$\rho_{d,m\acute{a}x}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{d,m\acute{a}x}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w_{\acute{o}t}$ (%)
Misturas	M 97,5/2,5	1,60	15,7	1,5
	M 95/5	1,64	16,1	4,5
	M 90/10	1,72	16,9	8,5
	M 75/25	1,86	18,2	12,0
	M 50/50	1,81	17,8	16,0
	M 25/75	1,66	16,3	20,5
Solo Característico do Distrito Federal		1,60	15,7	22,0

Na Figura 5.9 estão apresentadas as curvas de compactação a partir das quais foram determinados os parâmetros apresentados na Tabela 5.7. Nas Figuras D.1 e D.2 (Apêndice D) estão apresentadas as curvas de compactação individualmente, indicando-se as curvas relacionadas a diferentes graus de saturação.

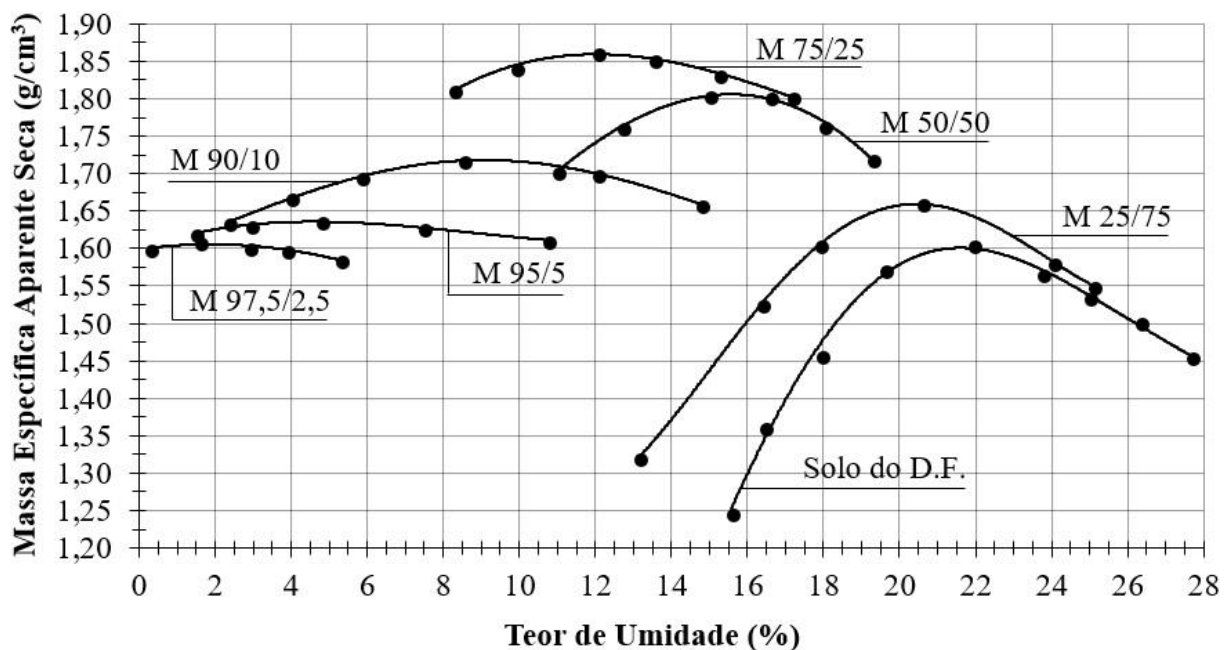


Figura 5.9. Curvas de compactação Proctor normal.

Com base nas curvas de compactação Proctor normal foi possível relacionar os parâmetros de compactação (massas específicas aparentes secas e os teores de umidade ótimos) com os teores de solo do Distrito Federal, conforme a Figura 5.10.

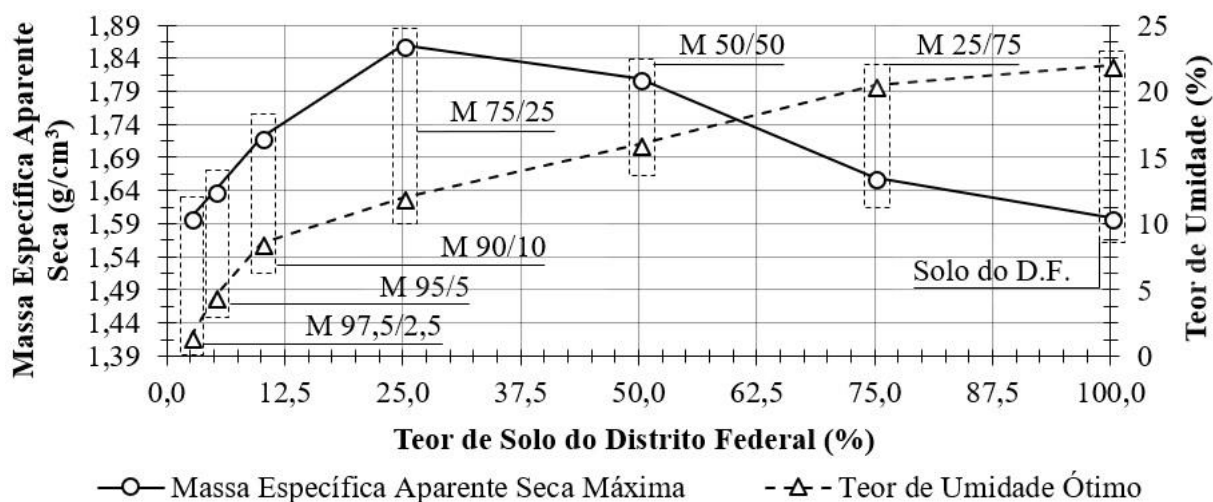


Figura 5.10. Representação das massas específicas secas e dos teores de umidade ótimos em relação aos teores de solo do Distrito Federal (compactação Proctor normal).

Observa-se que o maior valor de massa específica aparente seca ocorreu para mistura M 75/25, a qual contém 75% de areia uniforme e 25% de solo característico do Distrito Federal, apresentando teor de finos igual a 16,2%. Considerando-se que as partículas de diâmetros menores ocupam os vazios deixados pelas partículas de diâmetros maiores, pode-se considerar que a distribuição granulométrica referente à mistura M 75/25 conduziu à estrutura mais compacta.

Na Figura 5.11 estão representados os parâmetros de compactidade mínima e máxima e de compactação Proctor normal em relação aos teores de solo do Distrito Federal presentes nas amostras mais arenosas.

Para o caso da mistura M 97,5/2,5 (teor de finos igual a 2,3%), o ensaio de compactidade máxima conduziu aos maiores valores de massa específica aparente seca em relação ao ensaio Proctor normal. No caso da mistura M 95/5 (teor de finos igual a 4,4%), os ensaios de compactidade máxima e de compactação Proctor normal conduziram a valores próximos de massa específica aparente seca (1,65 g/cm³ e 1,64 g/cm³, respectivamente). No caso da mistura M 90/10 (teor de

finos igual a 7,6%) o ensaio de compactação Proctor normal conduziu à estrutura mais compacta.

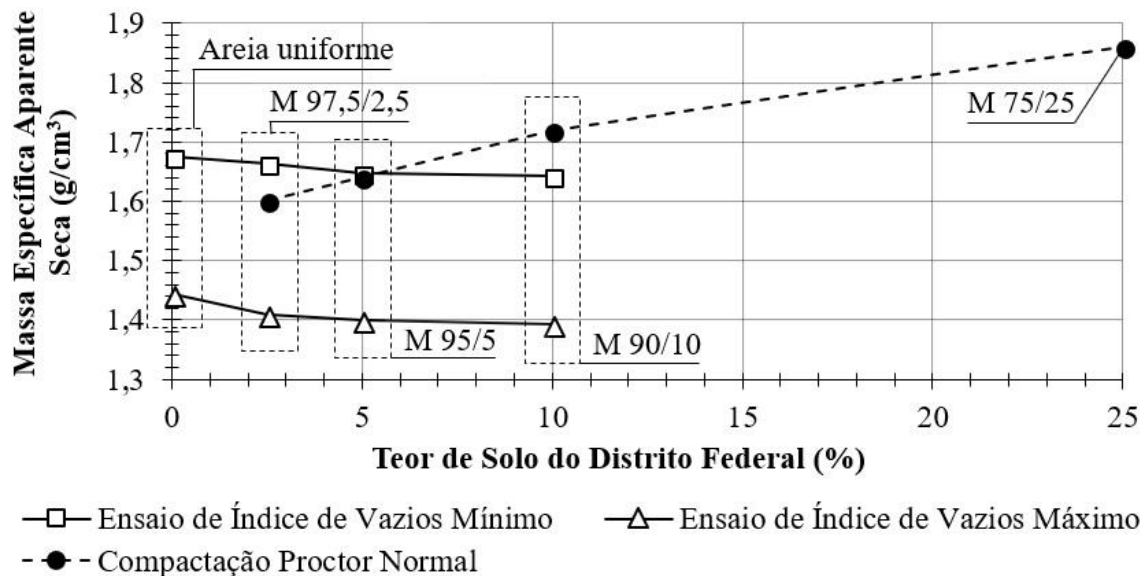


Figura 5.11. Representação das massas específicas aparentes secas obtidas por meio dos ensaios de compactação Proctor normal e dos índices de vazios máximo e mínimo.

Conforme a Figura 5.11, o ensaio de compactação máxima com o uso da mesa vibratória resultou na estrutura mais compacta para os materiais com teores de finos abaixo de 4,4%. Por outro lado, no caso das amostras com teor de finos superior a 4,4%, o ensaio de compactação Proctor normal conduziu à estrutura mais compacta. Sendo assim, considerando-se a montagem dos ensaios de arrancamento, justifica-se que a areia uniforme e os materiais coesivos (M 75/25, M 50/50 e solo característico do Distrito Federal) sejam submetidos à métodos distintos de deposição e de compactação.

### 5.3 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICO-MINERALÓGICA

Os difratogramas de raios-X da areia uniforme e do solo característico do Distrito Federal estão apresentados no Apêndice D, Figura D.3. Com base no ensaio em questão foi possível determinar a composição mineralógica dos materiais geotécnicos, conforme a Figura 5.12.

Nota-se que a areia uniforme é composta predominantemente por quartzo (82,32%), apresentando também muscovita (12,56%), caulinita (3,38%) e rutilo (1,74%) como minerais secundários. Os minerais identificados por meio dos ensaios DFX condizem com o que se

observou por meio de microscopia ótica. Por meio da análise visual foi possível identificar grãos de aspecto vítreo (quartzo), grãos brilhantes formados por placas lamelares (muscovita), grãos brancos (caulinita) e grãos de tonalidade escura (rutilo), sendo estas as feições típicas dos minerais em questão, entre outras características (Klein & Hurlbut, 1999).

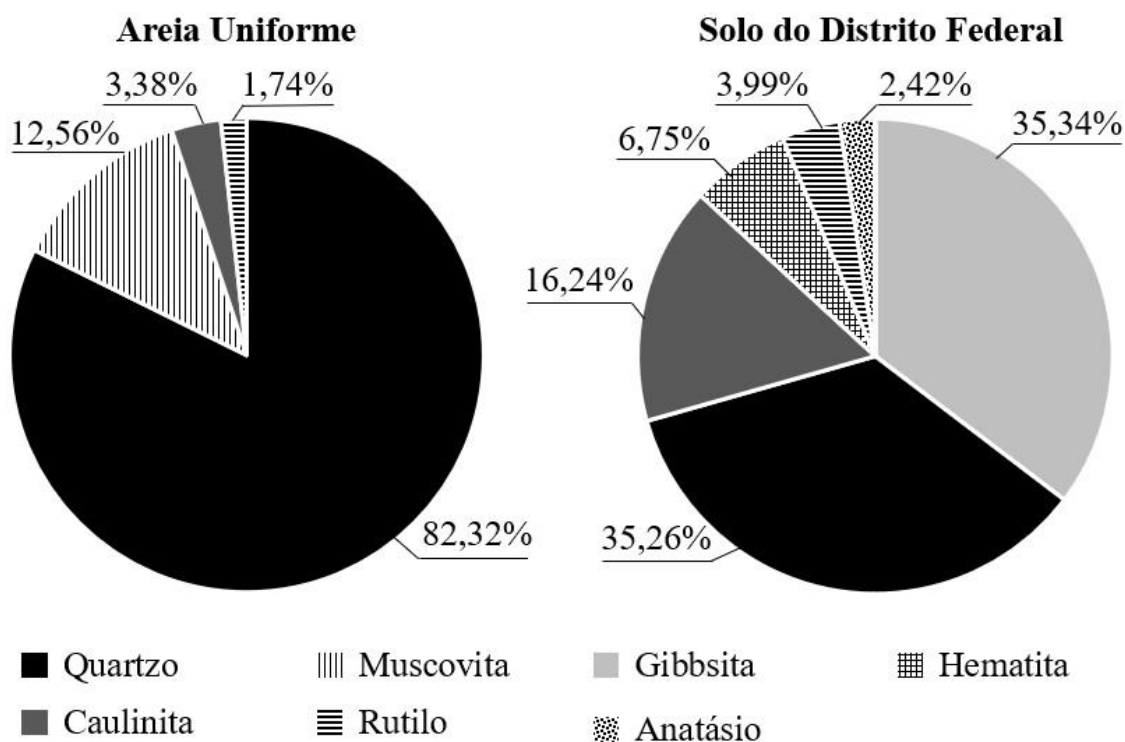


Figura 5.12. Mineralogia da areia uniforme e do solo do Distrito Federal.

A amostra de solo do Distrito Federal é composta por gibbssita (35,34%), quartzo (35,26%), caulinita (16,24%), hematita (6,75%), rutilo (3,99%) e anatásio (2,42%). Esta composição mineralógica está de acordo com os valores apresentados por Guimarães (2002) para as profundidades nas quais foi feita a coleta do solo (entre 1,0 e 2,5 metros). Segundo o trabalho em questão, o solo superficial oriundo do Campo Experimental sofreu intenso intemperismo até 6 metros de profundidade, resultando na abundância de gibbssita. Basicamente, o mineral K-feldspato sofre hidrólise ao longo do tempo em função do intemperismo químico originando, sucessivamente, ilita, caulinita ou esmectita e, por fim, gibbssita. O quartzo também é encontrado em grande quantidade no solo em questão, uma vez que usualmente compõe a fração areia dos solos lateríticos (Villibor & Nogami, 2009).

A composição química da areia uniforme e do solo característico do Distrito Federal, avaliada por meio do ensaio de fluorescência de raios-X (FRX), está apresentada na Tabela 5.8. No caso

da areia uniforme, o composto químico predominante é a sílica (81,19%), havendo também elevados teores de alumina (6,11%) e de óxido de ferro (4,86%). Por outro lado, no caso do solo característico do Distrito Federal, há predominância de alumina (38,760%), sílica (22,950%) e óxido de ferro (15,670%). Em ambos os casos, os demais compostos químicos apresentam teores inferiores a 5% (em massa).

Tabela 5.8. Composição química da areia uniforme e do solo característico do Distrito Federal (porcentagem em massa de óxidos).

<b>Composto Químico</b>	<b>Fórmula Estrutural</b>	<b>Areia Uniforme</b>	<b>Solo do D.F.</b>
Dióxido de silício (sílica)	SiO <sub>2</sub>	81,190	22,950
Óxido de alumínio (alumina)	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	6,110	38,760
Óxido de ferro	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4,860	15,670
Óxido de cálcio	CaO	0,460	0,050
Óxido de sódio	Na <sub>2</sub> O	0,480	0,030
Óxido de potássio	K <sub>2</sub> O	1,860	0,160
Óxido de manganês	MnO	0,066	0,010
Dióxido de titânio	TiO <sub>2</sub>	2,660	2,140
Óxido de magnésio	MgO	0,300	0,080
Pentóxido de fósforo	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,050	0,048
Perda ao fogo (P.F.)		1,740	20,080

A porcentagem de perda ao fogo consiste em uma indicação da quantidade de voláteis na amostra, ou seja, água e compostos de carbono (Boateng & Skeete, 1990; Potts, 1992). A perda ao fogo foi baixa no caso da areia uniforme (1,74%). Entretanto, no caso do solo do Distrito Federal a perda ao fogo foi igual a 20,080%, possivelmente em função da água presente nos poros de menores dimensões e da matéria orgânica presente nos horizontes mais superficiais (e.g. raízes, conforme Guimarães, 2002). Salienta-se que a presença de matéria orgânica é indesejável em aterros de solos reforçados com armaduras metálicas, uma vez que está associada à corrosão. São aceitáveis teores de matéria orgânica inferiores a 1% de matéria orgânica (Berg *et al.*, 2009a), determinados com base na norma T 267 (AASHTO, 2008).

Na Tabela 5.9 estão apresentadas as principais características dos minerais encontrados na areia uniforme e no solo do Distrito Federal, sendo indicadas as composições químicas referentes aos mesmos. Dessa forma, pode-se constatar que os resultados da caracterização química estão de

acordo com os minerais identificados por meio dos ensaios de mineralogia, uma vez que há coerência entre os valores encontrados.

Tabela 5.9. Propriedades dos minerais (Adaptado de Klein & Hurlbut, 1999).

Mineral	Fórmula Estrutural	Densidade dos Sólidos (Gs)	Composição Química
Anatásio	TiO <sub>2</sub>	3,8 - 3,9	Titânio (61%) e Oxigênio (39%);
Caulinita	Al <sub>2</sub> Si <sub>2</sub> O <sub>5</sub> (OH) <sub>4</sub>	2,39 - 2,62	Sílica (43,6%), Alumina (37,7%), Peróxido de Ferro (1,5%) e Água (12,6%);
Gibbsita	Al(OH) <sub>3</sub>	2,3 - 2,4	Alumina (64,8%) e Água (35,7%)
Hematita	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3,6 - 4,0	Peróxido de ferro (85,3%) e Água (14,7%);
Muscovita	KAl <sub>2</sub> (Si <sub>3</sub> Al)O <sub>10</sub> (OH,F) <sub>2</sub>	2,8 - 3,0	Sílica (46,3%), Alumina (36,8%), Potássio (9,2%), Peróxido de Ferro (4,5%), Ácido Fluorídrico (0,7%) e Água (1,8%);
Quartzo	SiO <sub>2</sub>	2,6 - 2,7	Sílica (100%);
Rutilo	TiO <sub>2</sub>	4,15 - 4,25	Titânio (61%) e Oxigênio (39%).

## 5.4 CARACTERIZAÇÃO MICROMORFOLÓGICA

Na sequência estão apresentados os resultados da caracterização micromorfológica dos materiais geotécnicos.

### 5.4.1 MICROSCOPIA ÓTICA

Na Figura 5.13 estão apresentadas imagens dos grãos de areia obtidas por meio de microscopia ótica, diferenciando-se as frações de solo retidas nas peneiras padrão ASTM n° 16 (1,20 mm), n° 30 (0,60 mm), n° 40 (0,42 mm), n° 60 (0,25 mm) e n° 100 (0,15 mm).

A cor predominante do conjunto dos grãos no estado seco (Figura 5.13 – A e B) foi a amarela. Entretanto, ao se analisarem os grãos individualmente (Figura 5.13 – C, D e E), observa-se que os mesmos apresentam aspecto vítreo, característico de sua mineralogia (82,32% quartzo). Com base nestas imagens e conforme a metodologia proposta pela NBR 7389-1 (ABNT, 2009), considerou-se que os grãos possuem esfericidade intermediária e arestas angulosas. A textura superficial foi considerada rugosa (Janoo, 1998).

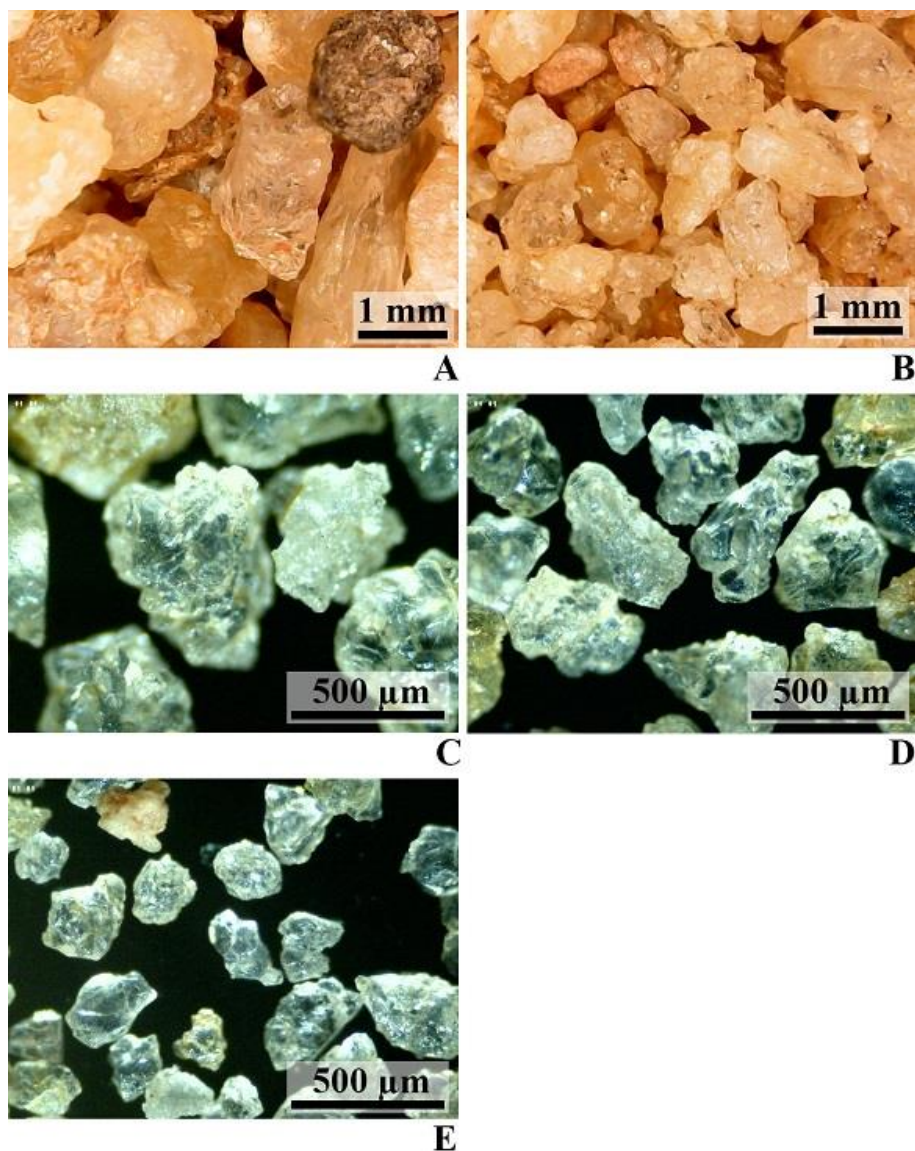


Figura 5.13. Aspecto visual dos grãos de areia retidos nas peneiras padrão ASTM (A) n° 16 (1,20 mm), (B) n° 30 (0,60 mm), (C) n° 40 (0,42 mm), (D) n° 60 (0,25 mm) e (E) n° 100 (0,15 mm).

Com base na análise quantitativa (*software* ImageJ), os grãos de areia uniforme possuem índice de arredondamento médio ( $R_n = 0,580$ ). Além disso, o fator forma ( $F_{shape} = 0,708$ ) indica que os grãos não são equidimensionais, mas sim levemente alongados. Estes valores estão de acordo com a classificação qualitativa (NBR 7389-1; ABNT, 2009).

Na Figura 5.14 estão apresentadas imagens dos solos compactados e das agregações individualizadas, considerando os materiais geotécnicos coesivos (misturas M 75/25 e M 50/50 e solo do Distrito Federal).



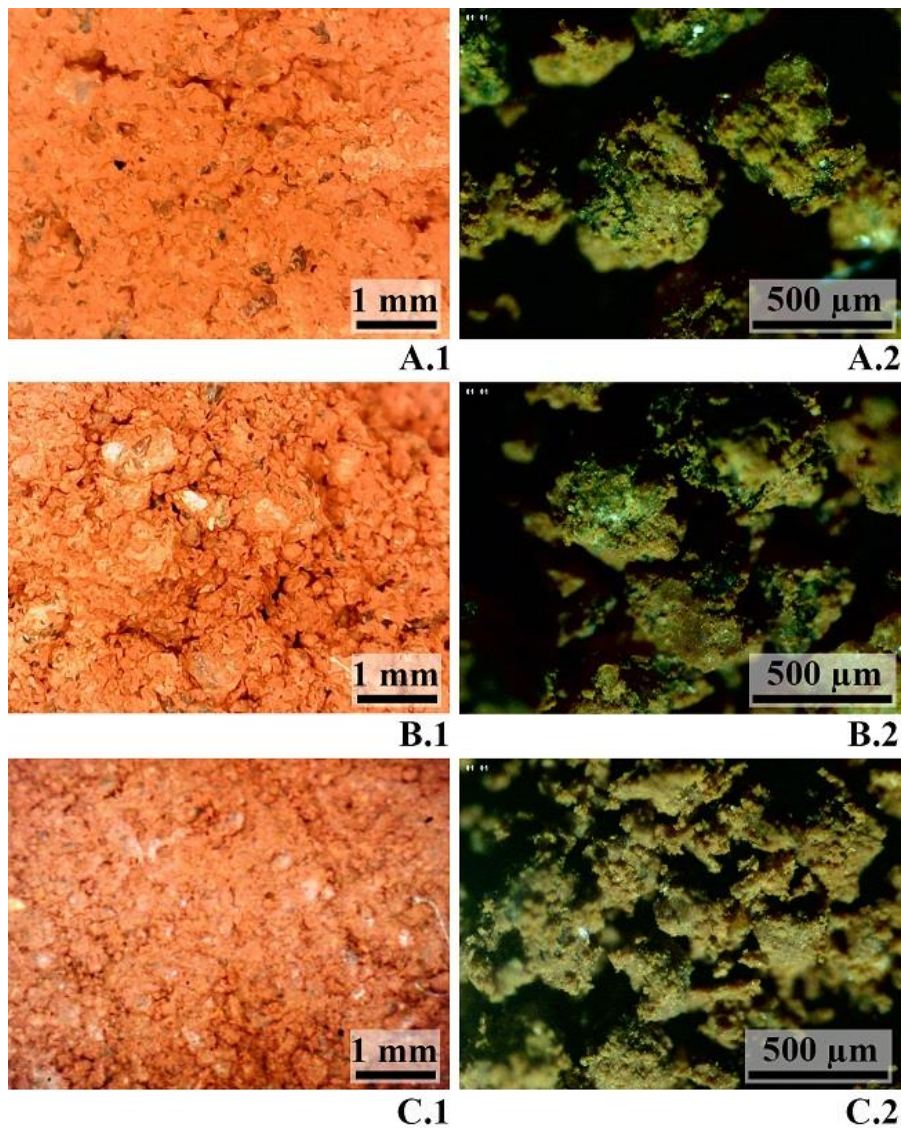


Figura 5.14. Aspecto visual dos solos compactados (1) e das agregações individualizadas (2), considerando as misturas (A) M 75/25 e (B) M 50/50 e o (C) solo do Distrito Federal.

Considerando-se as agregações individualizadas, no caso das misturas (M 75/25 e M 50/50), as frações silte e argila ficaram aderidas às partículas de maior dimensão, impedindo a visualização dos grãos de areia. No caso do solo do Distrito Federal também se formaram agregações, entretanto o diâmetro dessas agregações foi menor que o observado no caso das misturas. Com relação aos materiais compactados, observa-se que a porosidade e a presença de fissuras aumentaram nas amostras com maior teor de finos (M 50/50 e solo do Distrito Federal) em relação à mistura M 75/25, ocorrendo diminuição da homogeneidade superficial. Esse comportamento condiz com os resultados dos ensaios de compactação, por meio dos quais se observou que a amostra com estrutura mais compacta corresponde à mistura M 75/25.



No caso das misturas (M 75/50 e M 50/50), as partículas de maiores dimensões (grãos de areia) ficaram envoltas pelas partículas de menores dimensões (silte e argila). Dessa forma, a presença de uma estrutura interna formada por grãos de areia tende a condicionar propriedades geotécnicas mais adequadas em relação ao material natural (solo do Distrito Federal), como constatado por meio dos ensaios subsequentes.

#### **5.4.2 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA**

Os materiais geotécnicos estudados por meio de microscopia eletrônica de varredura foram as misturas M 75/25, M 50/50 e M 25/75 e o solo do Distrito Federal. Foram empregadas pequenas aproximações (até x100) para permitir a avaliação integral das agregações. Na Figura 5.15 estão apresentadas as superfícies estudadas. A textura superficial nas amostras M 75/25, M 50/50 e M 25/25 é homogênea, correspondendo à agregação entre as frações areia, silte e argila. Estas concreções possuíram tamanhos entre 500  $\mu\text{m}$  e 1 mm, sendo maiores que as observadas no caso do solo do Distrito Federal. Foi possível visualizar as cavidades deixadas pelos grãos de areia no processo de quebra (Figura 5.15 – A.3). Não foi possível distinguir visualmente os grãos de areia das demais frações, indicando que os mesmos foram envoltos pelas partículas de menor dimensão (silte e argila).

No caso do solo característico do Distrito Federal as concreções possuíram dimensões entre 50  $\mu\text{m}$  e 150  $\mu\text{m}$ , menores do que as observadas no caso das misturas. Esse comportamento indica que o material em questão é mais friável, provavelmente em função da ausência da mistura com areia uniforme. Foram observadas agregações de argila com vários formatos, inclusive planares (Figura 5.15 – D.3). Segundo Calle (2013), estas agregações possuem as bordas angulosas e textura superficial rugosa dominada por microporos com aberturas inferiores a 0,2  $\mu\text{m}$ .

O solo do Distrito Federal tipicamente contém grãos de quartzo muito finos (Delgado, 2007), cuja concentração foi determinada em 35,26% por meio dos ensaios de difração de raios-X. Os mesmos se estruturaram em agregações com as partículas de menor diâmetro, da mesma forma como se observou nas misturas. Estas concreções formadas pela cimentação de partículas usualmente são estáveis na presença de água, sendo observadas com frequência em solos tropicais (Borges, 2014), como foi constatado por meio dos ensaios de sedimentação com e sem o uso de agente dispersor.

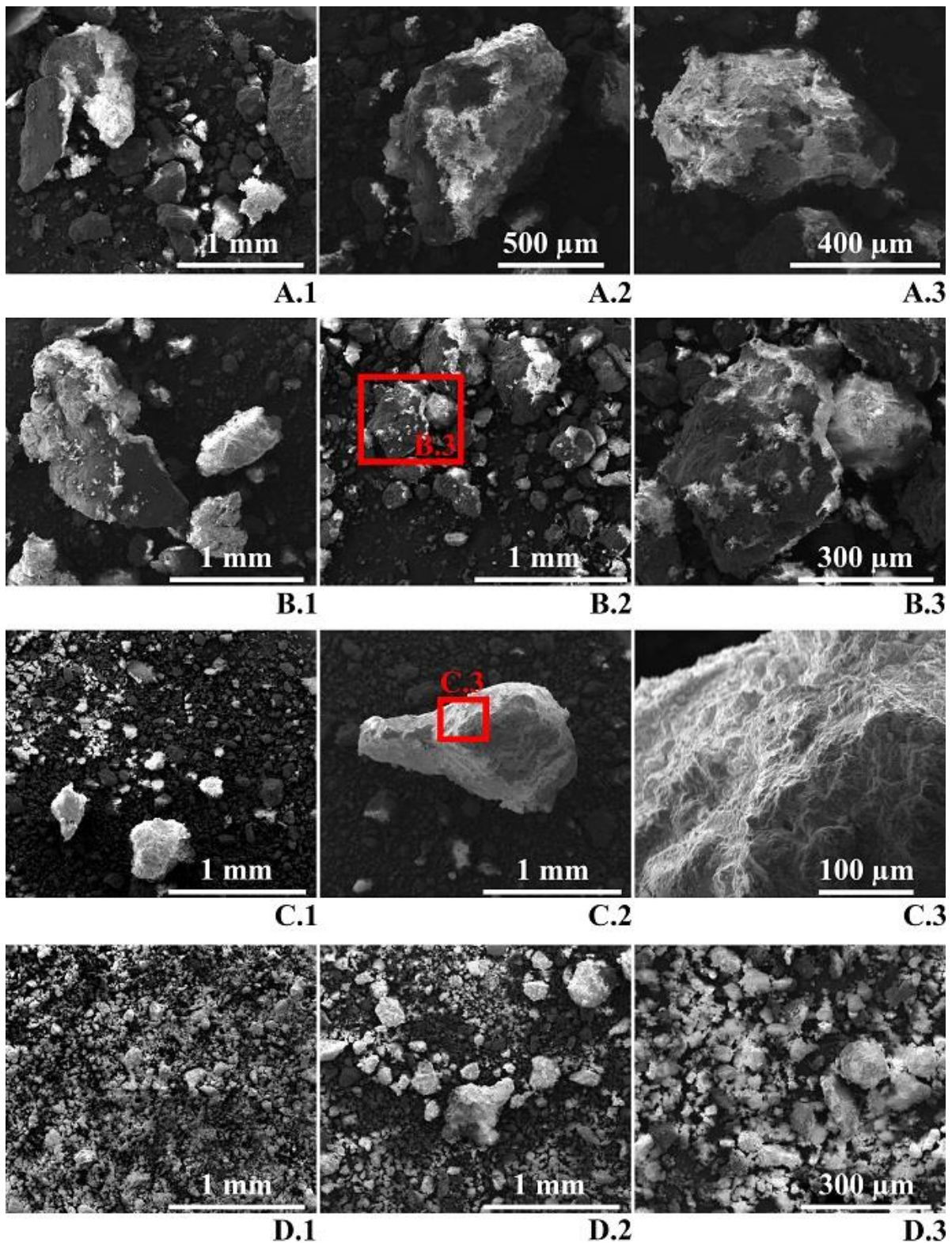


Figura 5.15. Micromorfologia das agregações das misturas (A) M 75/25, (B) M 50/50, (C) 25/75 e (D) solo do Distrito Federal.

Por meio do ensaio de Espectrometria por Dispersão de Energia (EDS) foi possível identificar os elementos químicos existentes em pontos pré-selecionados (análise semi-quantitativa),

conforme posições indicadas na Figura 5.16. Os espectros de raios-X e a descrição dos elementos analisados estão apresentados no Apêndice D (Figuras D.4 e D.5 e Tabela D.1). Com base nos elementos identificados e nas respectivas porcentagens em massa, foi possível reconhecer os minerais e como ocorre a estruturação dos mesmos nas agregações.

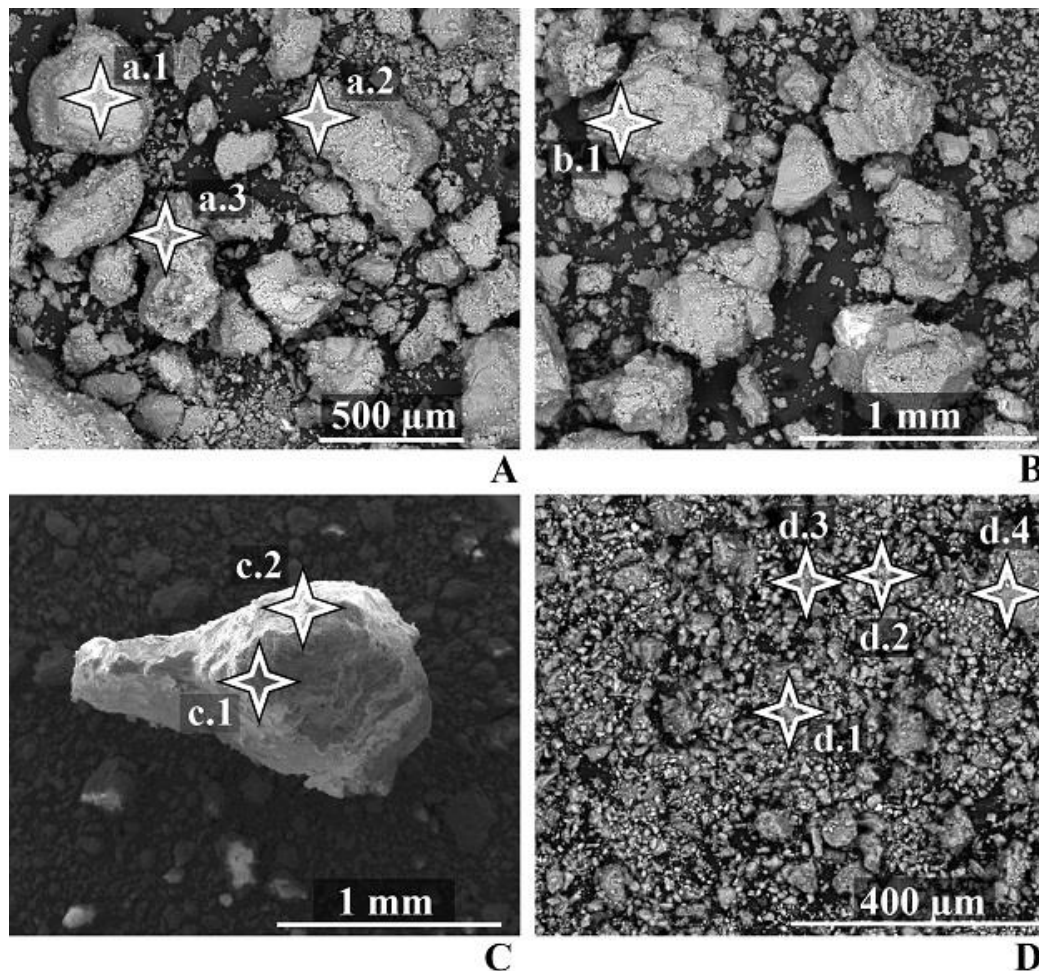


Figura 5.16. Pontos de análise por EDS, considerando as misturas (A) M 75/25, (B) M 50/50 e (C) M 25/75 e o (D) solo do Distrito Federal.

Considerando a mistura M 75/25 (Figura 5.16 – A) foram analisadas as posições a.1, a.2 e a.3. Os pontos a.1 e a.2 foram posicionados sobre áreas homogêneas da superfície dos grãos e, com base nos compostos químicos identificados, os minerais correspondem a muscovita e quartzo, respectivamente, ambos característicos da areia uniforme. O ponto a.3 foi posicionado sobre uma área heterogênea e rugosa da superfície, se tratando de caulinita, presente tanto no solo do Distrito Federal (16,24%) quanto na areia uniforme (3,78%). No caso da mistura M 50/50 foram analisados os compostos químicos referentes ao ponto b.1, posicionado sobre uma área superficial heterogênea e rugosa. Novamente foi identificada a presença de caulinita, indicando

que as superfícies heterogêneas e rugosas estão relacionadas à presença de frações finas, oriundas do solo característico do Distrito Federal, aderidas aos grãos de areia uniforme.

Na mistura M 25/75 foram analisados os pontos c.1 e c.2, estando o primeiro localizado sobre área superficial heterogênea e rugosa e o segundo localizado sobre área superficial homogênea. No caso do ponto c.1 foi identificada a presença de gibbsita e de hematita, ambos minerais característicos do solo do Distrito Federal. No ponto c.2, por sua vez, foi identificada a presença de quartzo, característico da areia uniforme. Esses resultados foram compatíveis com os demais, indicando que os grãos de areia foram revestidos pelas frações finas do solo do Distrito Federal.

Por fim, o solo do Distrito Federal foi analisado nas posições d.1, d.2, d.3 e d.4. Na posição d.1 foi identificada a presença de quartzo, o qual é característico dos grãos de areia naturalmente presentes no material em solos tropicais lateríticos (Villibor & Nogami, 2009). No ponto d.2 foi identificada a presença de gibbsita e de hematita, assim como no ponto d.3. No ponto d.4 foi identificada a presença de caulinita. Estes minerais são típicos do solo do Campo Experimental, considerando profundidades de coleta entre 1,0 e 2,5 metros (Guimarães, 2002).

## **5.5 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA**

Na sequência apresentam-se os resultados dos ensaios de caracterização mecânica por meio de ensaios de cisalhamento direto, ensaios triaxiais consolidados e não drenados e ensaios de compressão oedométrica, assim com as análises pertinentes.

### **5.5.1 CISALHAMENTO DIRETO**

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto rápido estão apresentados nas Figuras D.6, D.7 e D.8 (Apêndice D). Estes ensaios foram feitos em amostras não consolidadas para definição dos parâmetros  $\phi$  e  $\phi_0$  (ângulos de atrito de pico e ao final do ensaio com base em ensaio de cisalhamento direto rápido e inundado) e  $\phi_2$  (ângulo de atrito interno do solo em amostra moldada com teor de umidade equivalente ao  $w_L$  e comprimida a 200 kPa, ensaio rápido e não inundado), como determina a NBR 19286 (ABNT, 2016a). Ainda de acordo com esta norma, foi considerada a exceção referente aos ensaios para definição do parâmetro  $\phi_1$  (ângulo de atrito interno do solo com base em ensaio de cisalhamento direto rápido inundado

pré-adensado sobre amostra saturada após moldagem nos parâmetros ótimos de compactação), determinado no caso do solo do Distrito Federal).

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto lento em condição consolidada estão apresentados nas Figuras D.9 e D.10 (Apêndice D). Considerando os ensaios em questão, na Figura D.11 (Apêndice D) estão apresentados os resultados da etapa de adensamento. Salienta-se que o adensamento do solo em condição não saturada diferiu do comportamento observado em condição saturada, uma vez que foram observados maiores deslocamentos imediatos nos ensaios sem inundação das amostras. Estes ensaios se aproximam mais da situação observada em campo em relação aos ensaios feitos de acordo com a norma brasileira (NBR 19286; ABNT, 2016a). Tratam-se dos ensaios para definição do parâmetro  $\phi_{1k}$ , ângulo de atrito interno do solo conforme a norma francesa (NF P94-270; Norme Française, 2009).

Na Tabela 5.10 estão resumidos os parâmetros de resistência obtidos por meio dos ensaios de cisalhamento direto, tanto os ensaios rápidos (NBR 19286; ABNT, 2016a) quanto os ensaios lentos (NF P94-270; Norme Française, 2009). Salienta-se que os parâmetros apresentados correspondem aos valores médios, determinados por meio de interpolação linear entre os pontos resultantes, como orienta a norma D3080/D3080M-11 (ASTM, 2011a) para construção da envoltória de Mohr-Coulomb.

No caso dos ensaios em areia uniforme, em ambas as situações (ensaios lentos e rápidos), observou-se ângulo de atrito ao final do ensaio igual a  $34^\circ$  e ângulo de atrito de pico igual a  $37^\circ$ . O ângulo de atrito ao final do ensaio está próximo do valor esperado para areias de quartzo ( $\phi_{cv} = 33^\circ$ , conforme Bolton, 1986). Considerando-se os níveis de tensões nos ensaios rápidos, foram obtidos ângulos de atrito secantes iguais a  $45^\circ$  (12,5 kPa),  $44^\circ$  (25 kPa),  $42^\circ$  (50 kPa),  $40^\circ$  (100 kPa) e  $36^\circ$  (200kPa). Por sua vez, no caso dos ensaios lentos, foram obtidos ângulos de atrito secantes iguais a  $51^\circ$  (12,5 kPa),  $48^\circ$  (25 kPa),  $44^\circ$  (50 kPa),  $40^\circ$  (100 kPa) e  $36^\circ$  (200 kPa). Os altos valores de ângulo de atrito secante nos níveis de tensões mais baixos podem ser explicados pela dilatância do solo arenoso, resultando em ganho de resistência. Os valores foram condizentes com as estimativas realizadas por meio das correlações de Bolton (Bolton, 1986), por meio das quais era esperado ângulo de atrito de pico de aproximadamente  $48^\circ$  para os níveis de tensões mais baixos adotando-se compacidade relativa igual ou superior a 95%, justificando os resultados observados. O ângulo de atrito da areia uniforme ( $\phi_{pico} = 37^\circ$ ) foi superior à estimativa apresentada pela norma francesa (NF P94-270; Norme Française, 2009) para solos

drenantes e granulares, uma vez que a mesma orienta que seja adotado  $\phi_{1k} = 36^\circ$  caso não sejam feitos ensaios específicos (Tabela A.5, Apêndice A).

Tabela 5.10. Parâmetros de resistência obtidos por meio dos ensaios de cisalhamento direto.

<b>Ensaio de Cisalhamento Direto Rápido</b>		
<b>Parâmetros <math>\phi</math> e <math>\phi_0</math> (NBR 19286)</b>		
<b>Material Geotécnico</b>	<b>Coesão</b>	<b>Ângulo de Atrito</b>
Areia Uniforme <sup>1</sup>	0 kPa	$\phi_0 = 34^\circ$ ; $\phi_{\text{pico}} = \phi = 37^\circ$
Mistura M 75/25 <sup>1</sup>	5 kPa	$\phi_0 = \phi = 32^\circ$
Mistura M 50/50 <sup>1</sup>	9 kPa	$\phi_0 = \phi = 30^\circ$
Solo do Distrito Federal <sup>1</sup>	9 kPa	$\phi_0 = \phi = 27^\circ$
<b>Parâmetros <math>\phi_1</math> e <math>\phi_2</math> (NBR 19286)</b>		
<b>Material Geotécnico</b>	<b>Coesão</b>	<b>Ângulo de Atrito</b>
Mistura M 75/25 <sup>2</sup>	4 kPa	$\phi_2 = 27^\circ$
Solo do Distrito Federal <sup>1</sup>	9 kPa	$\phi_1 = 29^\circ$
<b>Ensaio de Cisalhamento Direto Lento</b>		
<b>Parâmetro <math>\phi_{1k}</math> (NF P94-270)</b>		
<b>Material Geotécnico</b>	<b>Coesão</b>	<b>Ângulo de Atrito</b>
Areia Uniforme <sup>3</sup>	0 kPa	$\phi_0 = 34^\circ$ ; $\phi_{\text{pico}} = \phi_{1k} = 37^\circ$
Mistura M 75/25 <sup>3</sup>	11 kPa	$\phi_{1k} = 35^\circ$
Mistura M 50/50 <sup>3</sup>	21 kPa	$\phi_{1k} = 33^\circ$
Solo do Distrito Federal <sup>3</sup>	30 kPa	$\phi_{1k} = 30^\circ$

Observações: 1 - Amostras saturadas (ensaios de cisalhamento direto inundado);  
 2 - Amostra com teor de umidade igual limite de limite de liquidez;  
 3 - Amostras com teor de umidade igual ao ótimo;

Sendo:  $\phi$  e  $\phi_0$  - ângulos de atrito de pico e ao final do ensaio com base em ensaio de cisalhamento direto rápido e inundado;  $\phi_2$  - ângulo de atrito interno do solo em amostra moldada com teor de umidade equivalente ao  $w_L$  e comprimida a 200 kPa, ensaio rápido e não inundado;  $\phi_1$  - ângulo de atrito interno do solo com base em ensaio de cisalhamento direto rápido inundado pré-adensado sobre amostra saturada após moldagem nos parâmetros ótimos de compactação;  $\phi_{1k}$  - ângulo de atrito com base em ensaios lento e consolidado em amostra com teor de umidade correspondente ao ótimo.

No caso dos materiais geotécnicos argilosos (misturas M 75/25 e M 50/50 e solo característico do Distrito Federal), observou-se perda de resistência entre os ensaios adensados e lentos (NF P94-270; Norme Française, 2009) em relação aos ensaios não adensados e rápidos (NBR 19286;

ABNT, 2016a). Os ângulos de atrito interno passaram de 35° para 32° no caso da mistura M 75/25, 33° para 30° no caso da mistura M 50/50 e 30° para 27° no caso do solo característico do Distrito Federal. Também foi observada a diminuição dos interceptos de coesão. Enquanto o solo característico do Distrito Federal apresentou coesão igual a 30 kPa com base nos ensaios consolidados e lentos, esse valor diminuiu para 9 kPa no caso dos ensaios não consolidados e rápidos. Na Figura 5.17 está apresentada uma comparação entre os parâmetros de resistência em relação aos teores de solo do Distrito Federal.

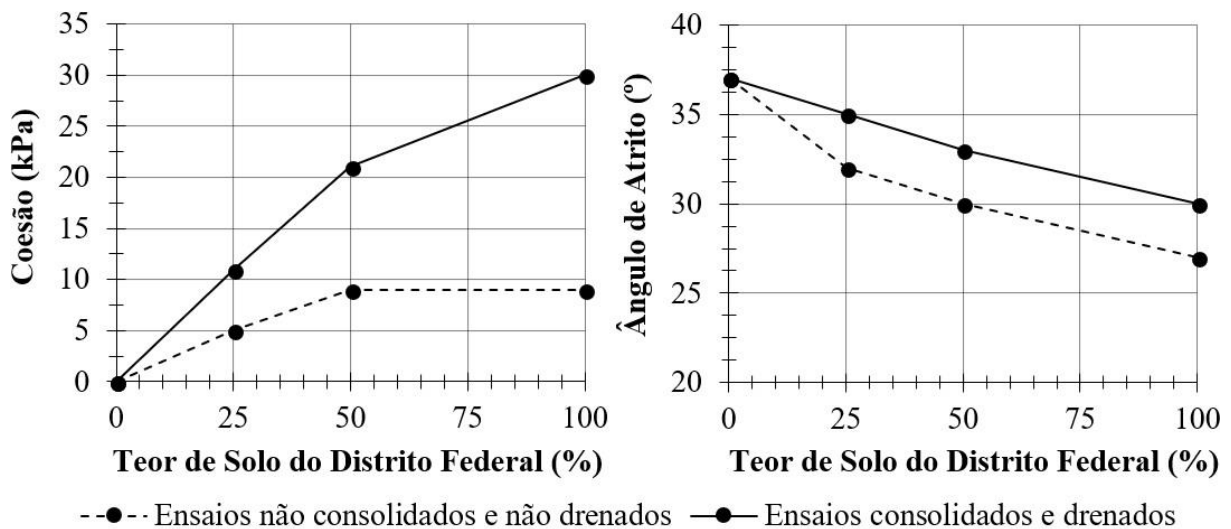


Figura 5.17. Parâmetros de resistência ao cisalhamento para as diferentes condições de ensaio em relação aos teores de solo do Distrito Federal presentes nas amostras.

Observa-se que o aumento do teor de solo do Distrito Federal presente nas amostras resultou na diminuição dos ângulos de atrito interno e no aumento dos interceptos de coesão. Isso pode ser explicado com base nos mecanismos de transferência de carga. No caso da areia uniforme, a transferência de cargas ocorre pelo contato entre os grãos presentes no esqueleto sólido. A medida em que se aumenta o teor de solo do Distrito Federal, ocorre também o aumento do teor de finos, resultando na diminuição do contato entre os grãos e na consequente diminuição dos ângulos de atrito e no aumento da coesão. Este resultado condiz com a pesquisa de Schlosser & Bastick (1991), segundo os quais o teor de partículas finas presentes nos solos, com diâmetros inferiores a 15  $\mu\text{m}$ , em relação às partículas granulares, possui influência direta nos parâmetros de resistência. Dessa forma, evidencia-se a importância da seleção de material de aterro com propriedades adequadas para uso em estruturas de contenção.



Nas Figuras D.12 e D.13 (Apêndice D) são apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto em equipamento modificado para análise do ângulo de dilatância ( $\Psi$ ). Esse parâmetro foi calculado como sendo igual ao ângulo cuja tangente equivale ao quociente entre o deslocamento vertical e o deslocamento horizontal observados nos ensaios com o uso do equipamento de cisalhamento direto modificado. Esse cálculo foi feito considerando-se os deslocamentos que ocorrem no pico de resistência. Considerando os ensaios, na Tabela 5.11 estão apresentados os ângulos de dilatância que foram obtidos para cada nível de tensão, assim como os parâmetros de resistência obtidos. Salienta-se que os ângulos de dilatância são tradicionalmente determinados com base em ensaios triaxiais. Entretanto, nesta pesquisa, foi empregada a teoria exposta por outros autores (Jewell, 1980; Jewell & Wroth, 1987; Jewell, 1989; Simoni & Houlsby, 2006) de forma a estimar o ângulo de dilatância que ocorre durante os ensaios cisalhamento direto, por meio da adaptação do equipamento.

Tabela 5.11. Ângulos de dilatância ( $\Psi$ ) correspondentes aos níveis de tensões, determinados com base nos ensaios de cisalhamento direto modificado.

Nível de Tensão		Areia Uniforme	Misturas	
			M 75/25	M 50/50
12,5 kPa		21	6	2
25 kPa		13	4	0
50 kPa		8	0	0
100 kPa		6	0	0
200 kPa		3	0	0
Ângulo de Atrito Efetivo	Final do ensaio	35°	-	-
	Pico	38°	34°	33°
Coesão Efetiva		0 kPa	13 kPa	18 kPa

No caso da areia uniforme, os ângulos de dilatância foram iguais a 21°, 13°, 8°, 6° e 3° para os níveis de tensões iguais a 12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, respectivamente. Estes valores são condizentes com as estimativas realizadas por meio das correlações de Bolton (Bolton, 1986), segundo as quais era esperado ângulo de dilatância de aproximadamente 20° para os níveis de tensões mais baixos, adotando-se compacidade relativa igual ou superior a 95%. No caso da mistura M 75/25, observaram-se ângulos de dilatância iguais a 6° e 4° para os níveis de tensões iguais a 12,5 kPa e 25 kPa, respectivamente. No caso da mistura M 50/50, observou-se dilatância apenas para o menor nível de tensões (12,5 kPa), sendo o ângulo em



questão igual a 2°. No caso do solo característico do Distrito Federal não foi observada dilatância. Com base nestes resultados, fica evidente que a presença de solo característico do Distrito Federal resulta na diminuição do comportamento dilatante do solo e, como consequência, resulta na diminuição dos ângulos de atrito interno. Além disso, observa-se que a dilatância ocorreu com maior intensidade nos níveis de tensões mais baixos, uma vez que o aumento de volume que ocorre durante o cisalhamento é maior nestes casos (Lambe & Whitman, 1979).

### 5.5.2 ENSAIOS TRIAXIAIS CONSOLIDADOS E NÃO DRENADOS

Os resultados dos ensaios triaxiais consolidados e não drenados com medição de poropressão, na condição saturada ( $\bar{C}\bar{U}_{sat}$ ), estão apresentados nas Figuras D.14 e D.15 (Apêndice D). Na Figura 5.18 estão apresentadas as trajetórias de tensões durante os ensaios, sendo indicadas as tensões confinantes (12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa).

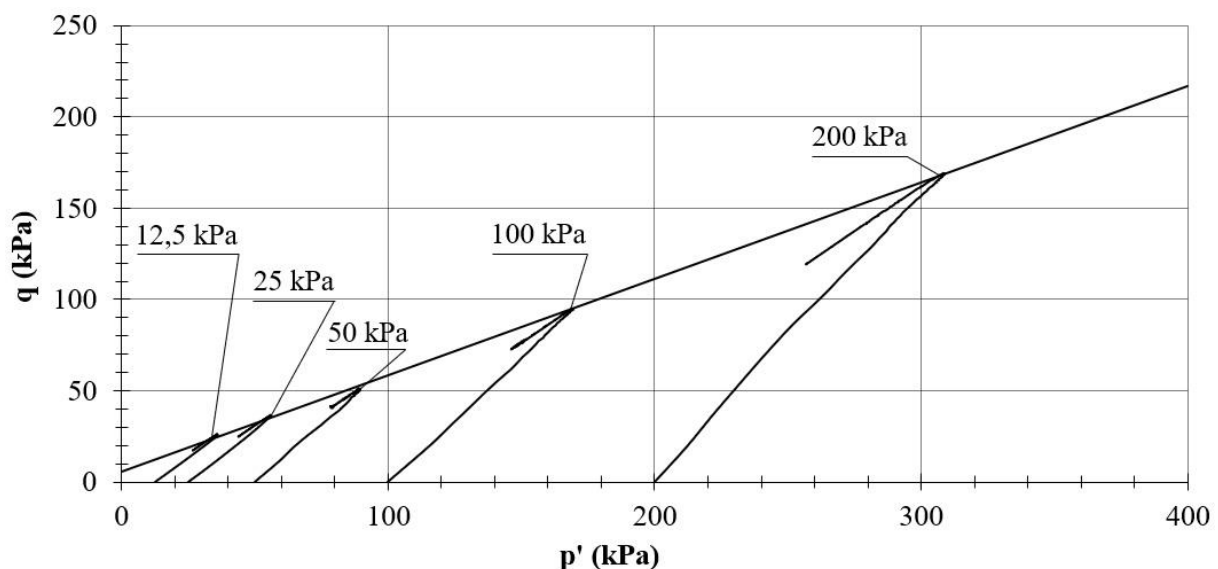


Figura 5.18. Trajetórias de tensões durante os ensaios triaxiais consolidados e não drenados na condição saturada referentes à mistura M 75/25.

Como exposto anteriormente, apenas a mistura M 75/25 foi ensaiada. Com relação ao comportamento tensão x deformação (Figura D.14), foram observadas deformações axiais na ruptura entre 1,2% (12,5 kPa) e 2,4% (200 kPa) para tal mistura. Estes valores foram superiores aos adotados inicialmente na definição da velocidade do ensaio ( $\epsilon_f=10\%$ ), em função do elevado teor de fração areia presente na mistura (84%, conforme ensaios de granulometria). Nos pontos

que correspondem à ruptura, foram observadas resistências de pico. Pode-se observar também que houve acréscimo de poropressão durante o cisalhamento, como a Figura D.15 – A. Os acréscimos de poropressão foram iguais a 2,39 kPa, 5,25 kPa, 11,86 kPa, 25,55 kPa e 60,40 kPa, respectivamente, para tensões efetivas iguais a 12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. Considerando-se as tensões efetivas em questão, foram obtidos parâmetros de poropressão na ruptura ( $A = \Delta u / \Delta \sigma_1$ ) iguais a, respectivamente, 0,05, 0,07, 0,12, 0,13 e 0,18. Segundo Lambe & Whitman (1979), quando o parâmetro de poropressão possui valor próximo de zero, a trajetória de tensão tende a estar inclinada 45° com a horizontal, a direita da tensão normal confinante. Como o parâmetro em questão aproximou-se de zero em todos os ensaios, concluiu-se que a poropressão apresentou pequena influência nas trajetórias de tensões e, conseqüentemente, nos parâmetros de resistência. Os parâmetros de resistência foram determinados com base na envoltória de Mohr-Coulomb em termos efetivos (Figura D.15 – B), considerando-se como critério de ruptura a tensão desviadora máxima. Foram obtidos ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ) igual a 32° e coesão efetiva ( $c'$ ) igual a 7 kPa. Os parâmetros em questão foram inferiores aos obtidos por meio dos ensaios de cisalhamento direto lento em amostras compactadas da mistura M 75/25, em função das particularidades de cada ensaio.

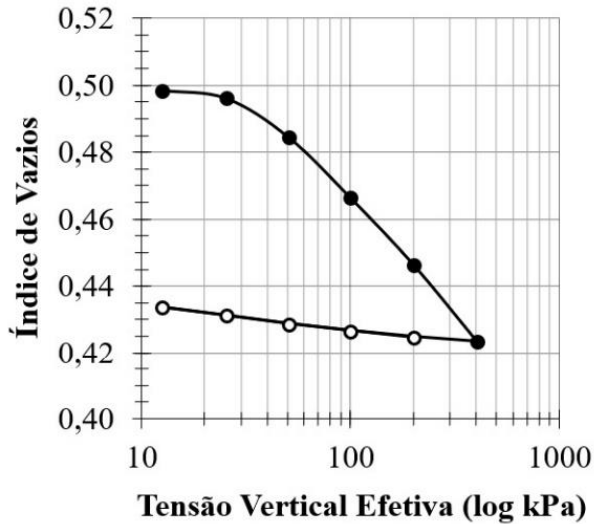
Na presente pesquisa não foram realizados ensaios triaxiais no solo característico do Distrito Federal. Entretanto, há relatos na literatura de ensaios triaxiais em amostras de solos do Distrito Federal. Conforme ensaios triaxiais consolidados e não drenados ( $\overline{CU}_{sat}$ ) em amostras indeformadas coletadas em outra localidade do Distrito Federal, Bolaños (2013) observou acréscimos de poropressão na ordem de 80 kPa, 120 kPa e 200 kPa, para tensões efetivas de 110 kPa, 200 kPa e 300 kPa, respectivamente. Calle (2013), por sua vez, por meio de ensaios consolidados e drenados ( $\overline{CD}_{sat}$ ) em amostras compactadas de solo tropical do Distrito Federal, coletado em outro local, concluiu que a sucção tem um efeito na resistência ao cisalhamento similar ao efeito da tensão confinante, fazendo com que a resistência ao cisalhamento cresça com a sucção.

### 5.5.3 COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA

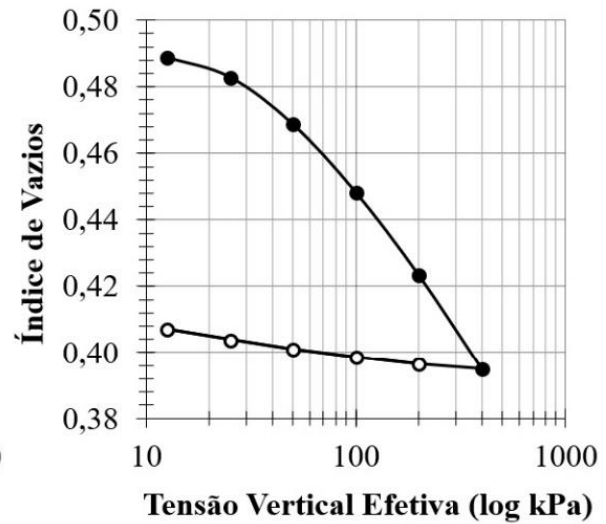
Na Figura 5.19 estão apresentados os resultados dos ensaios de adensamento unidimensional em amostras saturadas, considerando-se as misturas M 75/25 e M 50/50 e o solo característico do Distrito Federal. Com base nos resultados em questão, foram calculados os coeficientes de

recompressão, os coeficientes de compressão, os coeficientes de descompressão e as tensões de pré-adensamento (método de Casagrande), conforme a Tabela 5.12.

(A) M 75/25:



(B) M 50/50:



(C) Solo do Distrito Federal:

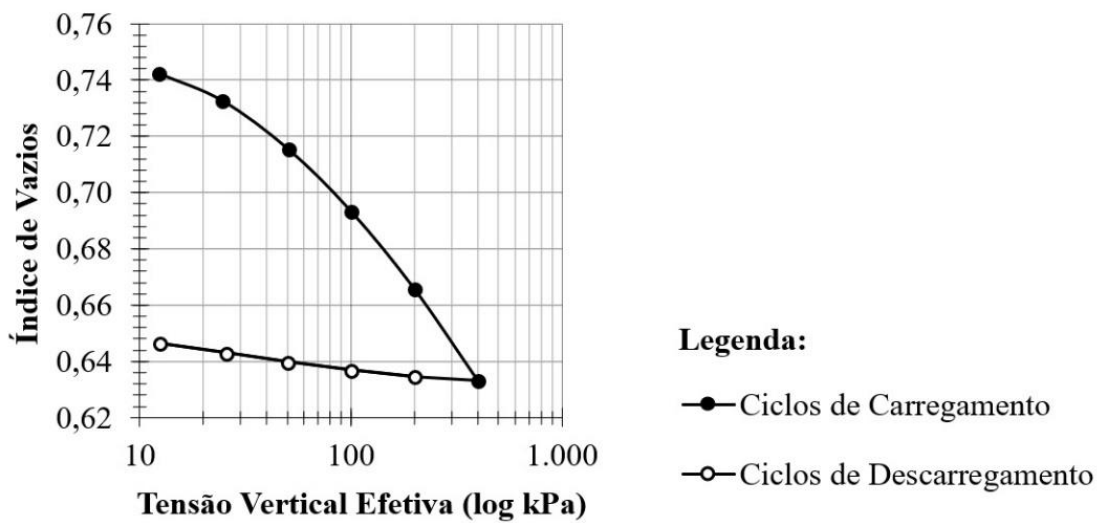


Figura 5.19. Variação dos índices de vazios em relação às tensões verticais efetivas.

Tabela 5.12. Parâmetros determinados com base nos ensaios de compressão oedométrica.

Material Geotécnico	Coefficiente de Recompressão	Coefficiente de Compressão	Coefficiente de Descompressão	Tensão de Pré-Adensamento (kPa)
M 75/25	0,008	0,068	0,007	34
M 50/50	0,020	0,082	0,008	34
Solo do D.F.	0,032	0,092	0,009	35

Observa-se que os coeficientes apresentaram aumento para amostras com maior teor de solo do Distrito Federal, indicando que o material em questão está associado à compressibilidade e à elasticidade do solo, sendo estes comportamentos indesejáveis para materiais de aterro em muros em solos mecanicamente estabilizados. Isso ocorre em função do aumento dos teores de finos presentes nos materiais geotécnicos com o aumento do teor de solo do Distrito Federal.

Nas Figuras D.16 e D.17 (Apêndice D) estão apresentadas as curvas que relacionam as tensões verticais efetivas com as deformações verticais ( $\epsilon_v$ ). Considerando-se que as deformações verticais correspondem ao quociente entre a variação de altura ( $\Delta H$ ) e a altura inicial ( $H$ ) do corpo de prova, os valores do parâmetro para o carregamento de 50 kPa, maior tensão normal aplicada nos ensaios de arrancamento, foram iguais a 0,94%, 1,49% e 2,10%, respectivamente, para as misturas M 75/25 e M 50/50 e o solo característico do Distrito Federal. Dessa forma, novamente fica evidente o aumento da deformabilidade dos materiais geotécnicos com o aumento do teor de solo do Distrito Federal.

Pode-se constatar que os materiais com teores de finos mais elevados apresentam maior deformabilidade, o que é indesejável no caso de estruturas de contenção. Conforme a AASHTO (2012), solos coesivos vêm sendo usados com sucesso neste tipo de obra, entretanto relatam-se problemas relativos a deformações excessivas e ao colapso das estruturas. Sendo assim, deve ser feito o acompanhamento dos deslocamentos ao longo do tempo de forma a garantir o comportamento adequado do muro de contenção. Como critérios para avaliação dos deslocamentos, podem ser consideradas as especificações apresentadas por Bathurst *et al.* (2010) para muros com face em painéis pré-fabricados de concreto. Os autores em questão estudaram os deslocamentos de face de solos reforçados com geossintéticos, concluindo que devem ser previstos deslocamentos ao longo da altura do muro da ordem de  $\pm 25$  mm (BS EN 14475; BSI, 2006) e verticalidade de 0,4% em 3 m (WSDOT, 2011). A verticalidade foi definida como o quociente entre o máximo deslocamento horizontal e a altura do muro.

## **5.6 CARACTERIZAÇÃO HIDRÁULICA**

Na sequência apresentam-se os resultados dos ensaios de permeabilidade e de retenção de água, assim como as análises pertinentes.

### 5.6.1 PERMEABILIDADE

Na Tabela 5.13 estão apresentados os coeficientes de permeabilidade dos materiais geotécnicos a 20°C, com base no ensaio de permeabilidade com carga constante (areia uniforme) e nos ensaios de permeabilidade com carga variável (misturas M 75/25 e M 50/50 e solo característico do Distrito Federal).

Tabela 5.13. Coeficientes de permeabilidade dos materiais geotécnicos.

Material Geotécnico	$k_{20^\circ C}$	
	cm/s	m/s
Areia Uniforme	3,4E-02	3,4E-04
M 75/25	1,0E-05	1,0E-07
M 50/50	7,0E-07	7,0E-09
Solo Característico do Distrito Federal	4,0E-07	4,0E-09

O maior coeficiente de permeabilidade foi encontrado para areia uniforme ( $k_{20^\circ C} = 3,4 \cdot 10^{-2}$  cm/s), havendo diminuição dos valores em questão com o aumento do teor de solo do Distrito Federal presente nas amostras, como pode-se observar na Figura 5.20. O menor coeficiente encontrado refere-se ao solo do Distrito Federal ( $k_{20^\circ C} = 4,0 \cdot 10^{-7}$  cm/s). Observa-se que há grande diminuição da permeabilidade da areia uniforme com a adição de solo do Distrito Federal, mesmo no caso da mistura M 75/25.

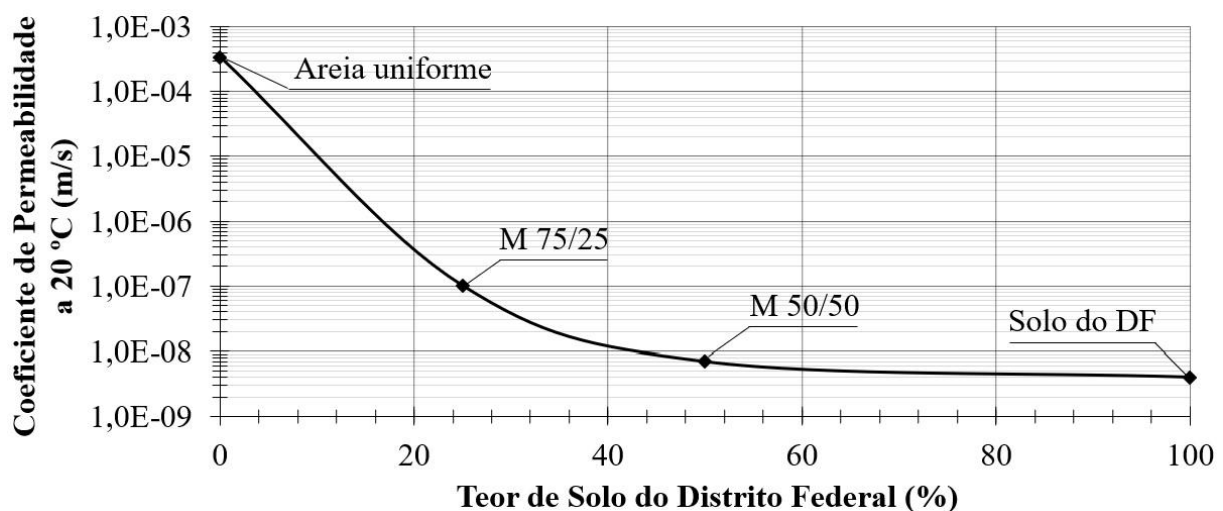


Figura 5.20. Representação dos coeficientes de permeabilidade dos materiais geotécnicos em relação aos teores de solo do Distrito Federal.

Efeitos deletérios podem resultar da presença de água em estruturas de solo reforçado quando são usados materiais de baixa permeabilidade no aterro. No caso de solos de aterro com permeabilidade igual ou inferior a 0,002 cm/s, a água de superfície que infiltra na massa de solo reforçado tende a mover-se em direção do paramento externo (face permeável), gerando um efeito desestabilizando em virtude do aumento potencial de forças de percolação (Cedergren, 1989; Terzaghi *et al.*, 1996). Dessa forma, apenas a areia uniforme satisfaz o requisito em questão. Os resultados encontrados condizem com o estudo de Berg *et al.* (2009a), segundo o qual a porcentagem de finos presente no solo (partículas com diâmetro inferior a 0,075 mm) afeta de maneira significativa a performance da estrutura. Os autores em questão consideram que solos com menos de 3 a 5% de teor de finos não plásticos permitem a drenagem livre do maciço, uma vez que a água pode fluir facilmente com baixos gradientes hidráulicos. Quando o teor de finos é superior a este limite, há redução significativa da drenagem, podendo ocorrer a formação de forças hidrostáticas no interior da estrutura de contenção, assim como a elevação da poropressão. Por esse motivo, Berg *et al.* (2009a) sugerem que se sejam dimensionados elementos adequados para drenagem interna e externa, removendo toda água de percolação. Além disso, os autores recomendam que sejam feitas avaliações do fluxo no interior da estrutura de contenção, objetivando a avaliação de forças de percolação e das pressões hidrostáticas.

Dessa forma, apesar da interação entre a mistura M 75/25 e as tiras metálicas com ressaltos e tiras sintéticas de alta aderência (com ondulações laterais) ter se mostrado adequada, como será visto adiante, o uso do material em questão como aterro poderia resultar na formação de forças hidrostáticas e na elevação da poropressão no interior da estrutura de contenção. Entretanto, considerando que os ensaios triaxiais consolidados e não drenados neste material indicaram que a elevação de poropressão e a perda de resistência são pequenas durante o cisalhamento, seria possível empregar o material em questão desde que considerados os aspectos de drenagem expostos por Berg *et al.* (2009a).

### **5.6.2 RETENÇÃO DE UMIDADE**

Na Figura 5.21 estão apresentadas as curvas de retenção de água da areia uniforme, das misturas M 75/25 e M 50/50 e do solo do Distrito Federal. Os resultados dos ensaios de placa e de papel filtro correspondem à sucção matricial, enquanto que os resultados dos ensaios de psicrômetro

correspondem à sucção total (composta pela sucção matricial e osmótica). Apesar das diferentes metodologias, os resultados foram compatíveis entre si.

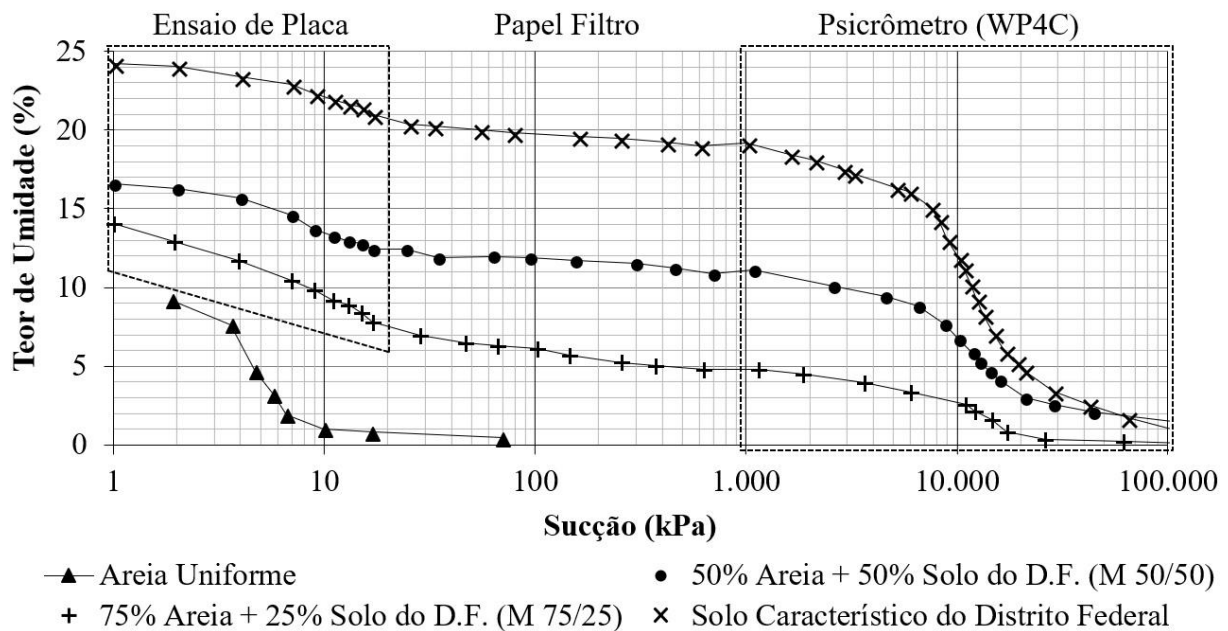


Figura 5.21. Curvas de retenção de água.

O valor de entrada de ar de um solo é definido como o valor da sucção mátrica a partir do qual o ar começa a entrar nos vazios de maiores dimensões (Fredlund & Xing, 1994). No caso do solo característico do Distrito Federal e das misturas (M 75/25 e M 50/50), observou-se distribuição bimodal dos poros, uma vez que foram observados dois pontos de entrada de ar, sendo o primeiro referente aos macroporos (pequenas sucções) e o segundo referente aos microporos (altas sucções). A distribuição bimodal de poros é típica dos solos tropicais, estando relacionada ao intemperismo sofrido pelos mesmos e à acidez dos materiais, os quais resultam na formação de agregações de partículas cimentadas ou não por óxidos e hidróxidos de ferro e/ou alumínio, resultando na ligação entre as partículas (Carvalho & Leroueil, 2000). Dessa forma, pode-se deduzir que a presença de solo do Distrito Federal nas misturas (M 75/25 e M 50/50) condicionou o comportamento microestrutural das mesmas. No caso da areia uniforme não foi observada distribuição bimodal dos poros, em função da ausência de finos lateríticos.

Segundo Aubertin *et al.* (1998), o valor de entrada de ar varia entre 0,2 kPa a 1 kPa em areias grossas, 1 kPa a 3,5 kPa em areias médias, 3,5 kPa a 7 kPa em areias finas, 7 kPa a 25 kPa em siltes e valores acima de 25 kPa em argilas. Considerando-se a areia uniforme, as misturas M 75/25 e M 50/50 e o solo característico do Distrito Federal, o valor de entrada de ar nos

macroporos foi igual a 2 kPa, 5 kPa, 6 kPa e 8 kPa, respectivamente. Com base neste parâmetro, o valor de entrada de ar está relacionado à granulometria das agregações e não às partículas individualmente, justificando os ensaios de granulometria sem o uso de agente dispersor. Resultados semelhantes foram encontrados por Guimarães (2002). Por sua vez, o valor de entrada de ar nos microporos foi aproximadamente 7.000 kPa para os três materiais coesivos, valor próximo do encontrado por Borges (2014) para o solo característico do Distrito Federal (4.000 kPa). A autora em questão ressaltou que pequenas diferenças podem ser encontradas com o uso do psicrômetro WP4C, uma vez o mesmo resulta na medição da sucção total.

Pode-se observar a influência da estrutura do solo nas curvas de retenção pois, conforme há o aumento do teor de solo do Distrito Federal presente na amostra, há também o aumento da sucção matricial. Considerando-se os teores de umidade ótimos de compactação das misturas M 75/25 e M 50/50 e do solo do Distrito Federal (12%, 16% e 22%, respectivamente) estão previstas coesões aparentes iguais a 2 kPa, 2 kPa e 10 kPa, respectivamente, as quais são perdidas caso ocorra a saturação. Além disso, as curvas que relacionam os teores de umidade com a sucção nos macroporos estão menos inclinadas no caso das amostras de solos coesivos (M 75/25, M 50/50 e solo característico do Distrito Federal), em relação à amostra de areia uniforme, indicando que a presença de finos nas misturas influencia a retenção de água tanto nos macroporos quanto nos microporos.

## **5.7 ELEMENTOS DE REFORÇO**

Na sequência apresentam-se os resultados dos ensaios aos quais os elementos de reforço foram submetidos e as análises pertinentes.

### **5.7.1 RIGIDEZ À TRAÇÃO**

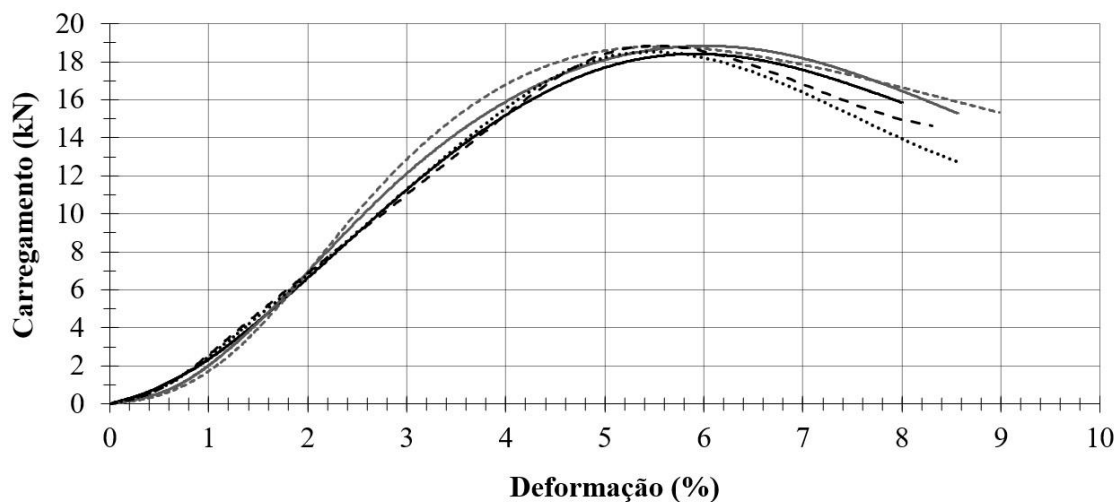
Na Figura 5.22 estão apresentados os resultados dos ensaios de tração não-confinada em amostras de tiras sintéticas convencionais e de tiras sintéticas de alta aderência.

O equipamento utilizado nos ensaios (prensa de tração EMIC, modelo DL2000) possui capacidade de carga igual 20 kN, enquanto as tiras sintéticas possuem resistência característica à tração de 50 kN. Sendo assim, os ensaios foram controlados de forma a não ultrapassar a capacidade de carga da prensa, permitindo a determinação dos parâmetros de rigidez para

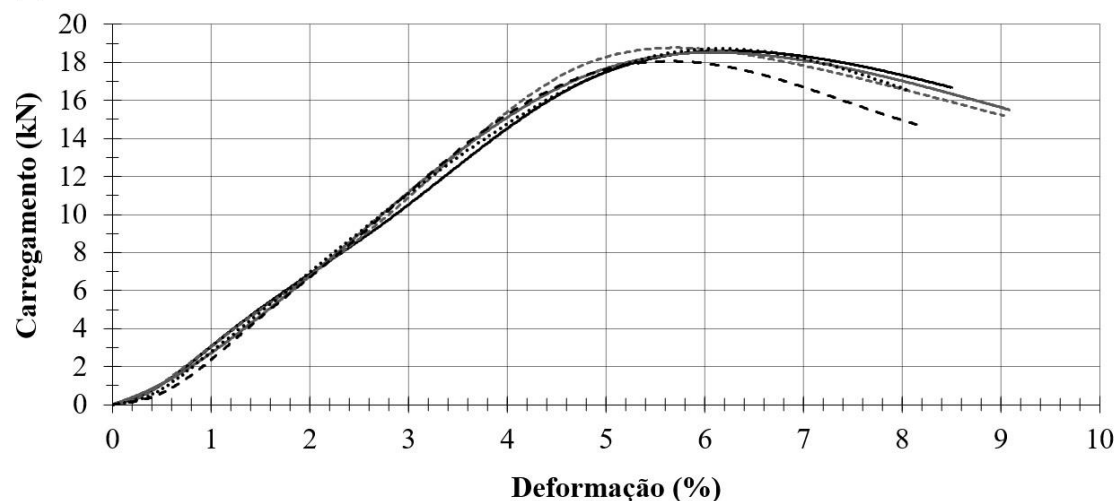


baixos níveis de deformação, os quais são compatíveis com o estado limite de serviço da estrutura. Apesar da limitação imposta pela capacidade de carga do equipamento (20 kN), ao se aproximar do nível de deformação de 5% verificou-se deslocamento relativo entre a garra de fixação e as amostras de geossintéticos. Dessa forma, os carregamentos máximos registrados foram da ordem de 18 kN. Esse comportamento não era esperado, uma vez que a deformação média na carga de ruptura ocorre para deformações em torno de  $12\% \pm 4\%$  (Reinforced Earth, 2012), indicando a necessidade de adaptação da garra de fixação, além da adequação da capacidade de carga do equipamento.

**(A) Tiras sintéticas convencionais:**



**(B) Tiras sintéticas de alta aderência:**



— CP 1 — CP2 - - - - CP 3 - - - - CP 4 ..... CP 5

Figura 5.22. Resultados dos ensaios de resistência à tração não confinada.

Com base nos ensaios de tração não-confinada, foi feito o cálculo da rigidez secante relativa para deformações iguais a 2% ( $J_{sec, 2\%}$ ) e 5% ( $J_{sec, 5\%}$ ), estando os resultados apresentados na

Tabela D.2 (Apêndice D). Na Tabela D.3 (Apêndice D) apresentam-se os resultados da análise de variância dos parâmetros  $J_{sec, 2\%}$  e  $J_{sec, 5\%}$  das tiras sintéticas convencionais em relação às tiras sintéticas de alta aderência, não tendo sido encontradas diferenças significativas em ambos os casos. A rigidez dos reforços (J) foi expressa em kN/m, como recomenda a NBR ISO 10319 (ABNT, 2013).

Considerando-se os parâmetros médios, no caso das tiras sintéticas convencionais o módulo de elasticidade correspondente à deformação de 2% ( $E_{2\%}$ ) foi igual a 2,27 GPa e o módulo de elasticidade correspondente à deformação de 5% ( $E_{5\%}$ ) foi igual a 2,43 GPa. Por sua vez, no caso das tiras sintéticas de alta aderência o módulo de elasticidade correspondente à deformação de 2% ( $E_{2\%}$ ) foi igual a 2,27 GPa e o módulo de elasticidade correspondente à deformação de 5% ( $E_{5\%}$ ) foi igual a 2,36 GPa. Estes valores estão condizentes com os valores sugeridos por Abdelouhab *et al.* (2011), segundo os quais o módulo de elasticidade das tiras sintéticas se aproxima de 2,5 GPa.

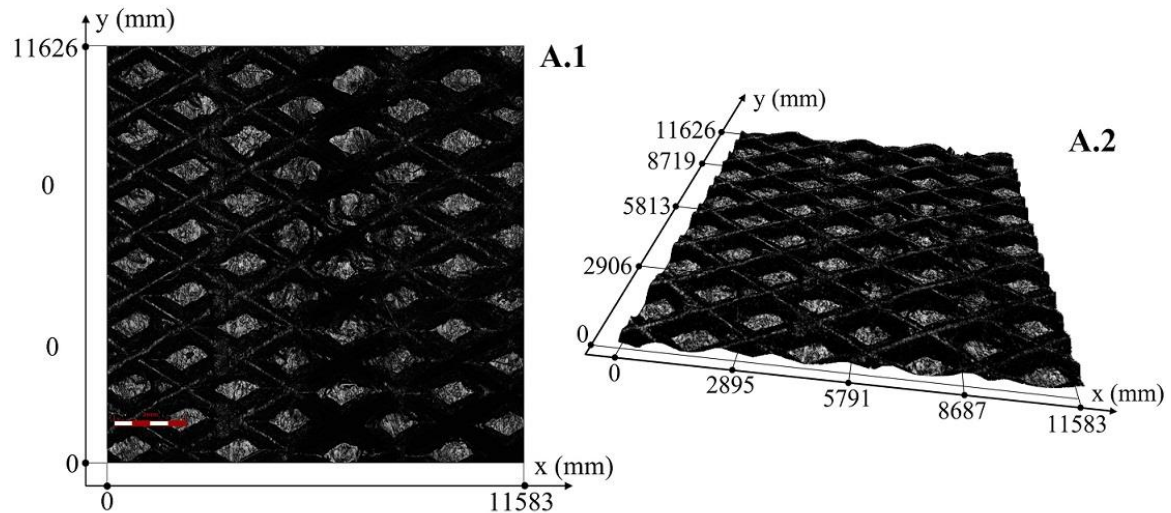
Os resultados também se aproximam dos valores sugeridos por Reinforced Earth (2012) e Abdelouhab *et al.* (2009). Reinforced Earth (2012) apresentou o comportamento tensão-deformação típico de elementos de reforço sintéticos, a partir das qual foram calculados os módulos de elasticidade (E) para deformações de 2%, 5% e 10%, obtendo-se valores iguais a, respectivamente, 2,27 GPa, 2,44 GPa e 2,58 GPa. Por sua vez, Abdelouhab *et al.* (2009) sugeriram módulo de elasticidade (E) das tiras sintéticas igual a 2,5 GPa. Os elementos de reforço metálicos não foram ensaiados quanto à resistência a tração. Abdelouhab *et al.* (2009) sugeriram que o módulo de elasticidade (E) das tiras metálicas seja considerado igual a 210 GPa, evidenciando a maior rigidez dos elementos em questão em relação aos elementos sintéticos.

### **5.7.2 AVALIAÇÃO DA RUGOSIDADE SUPERFICIAL**

Na Figura 5.23 apresentam-se imagens bidimensionais (A.1 e B.1) e tridimensionais (A.2 e B.2) da textura superficial dos reforços. Na Tabela D.4 (Apêndice D) estão apresentados os parâmetros de rugosidade superficial que foram determinados com base na microscopia, sendo estes as diagonais menores ( $d_L$ ) e maiores ( $D_L$ ) dos losangos superficiais e as alturas dos perfis dos reforços ( $R_T$ ). Por sua vez, na Tabela D.5 (Apêndice D) estão apresentados, respectivamente, os resultados da análise de variância entre as diagonais menores ( $d_L$ ) e as

diagonais maiores ( $D_L$ ) dos losangos superficiais, considerando-se as tiras sintéticas convencionais e as tiras sintéticas de alta aderência (com ondulações laterais).

**(A) Tira sintética convencional:**



**(B) Tira sintética de alta aderência:**

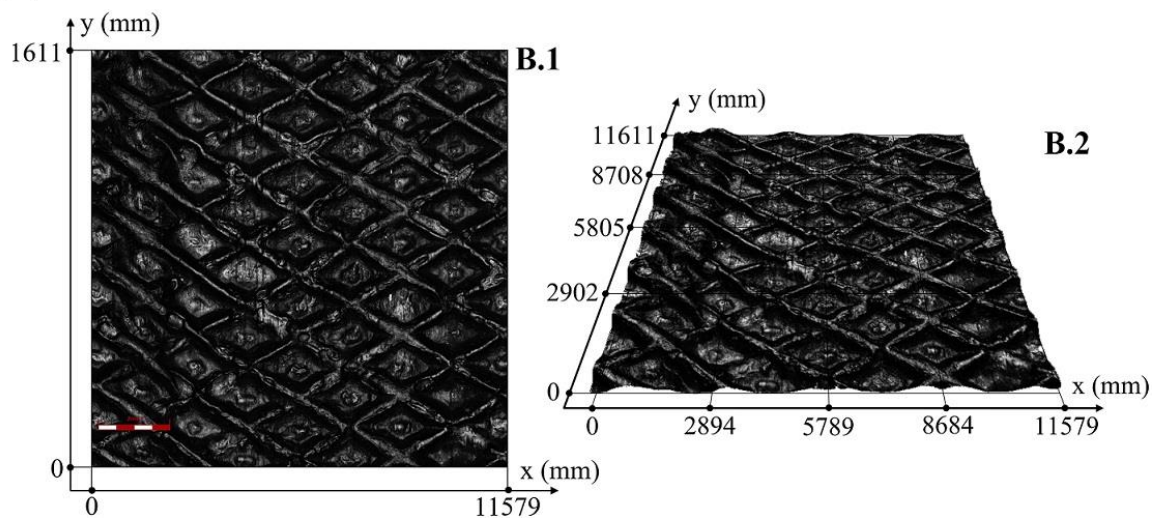


Figura 5.23. Microscopia 2D e 3D das (A) tiras sintéticas convencionais e das (B) tiras sintéticas de alta aderência (com ressaltos laterais).

Em ambos os casos houve diferenças significativas entre os reforços avaliados, permitindo inferir que a geometria superficial dos reforços não é a mesma. Na mesma tabela (D.5) também estão apresentados os resultados da análise de variância entre as alturas dos perfis ( $R_T$ ), considerando-se as tiras sintéticas convencionais e as tiras sintéticas de alta aderência. Novamente foram observadas diferenças significativas entre os dois elementos de reforço, considerando-se o parâmetro em questão. Como a interface de resistência solo-reforço é influenciada pelo entrosamento que ocorre entre os elementos em questão, há evidências

estatísticas de que as tiras sintéticas convencionais e as tiras sintéticas de alta aderência apresentarão comportamentos distintos, considerando-se a textura rugosidade isoladamente.

No caso das tiras sintéticas convencionais, os diâmetros médios mínimo ( $d_L$ ) e máximo ( $D_L$ ) dos losangos superficiais equivalem a 1,78 mm e 3,00 mm, enquanto a altura média dos perfis ( $R_T$ ) equivale a 4,46 mm. Por sua vez, no caso das tiras sintéticas de alta aderência, os diâmetros médios mínimo ( $d_L$ ) e máximo ( $D_L$ ) dos losangos superficiais equivalem a 1,71 mm e 2,78 mm, enquanto a altura média dos perfis ( $R_T$ ) equivale a 3,24 mm.

### 5.7.3 CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES SOBRE AS TIRAS

Os resultados dos ensaios para avaliação da concentração de tensões em condição estática sobre as tiras metálicas e as tiras sintéticas estão apresentados, respectivamente, nas Figuras D.18 e D.19 (Anexo D). Nas figuras em questão apresentam-se as equações lineares que relacionam as tensões aplicadas e as tensões reais registadas no nível dos reforços. Também estão apresentados os valores teóricos, ou seja, considerando que as tensões aplicadas correspondem às tensões atuantes.

Os coeficientes angulares das retas que relacionam as tensões reais e as tensões aplicadas foram denominados coeficientes de acréscimo das tensões verticais. Na Figura 5.24 está ilustrada a variação dos coeficientes em relação aos diferentes materiais de aterro, considerando-se os elementos de reforço ensaiados.

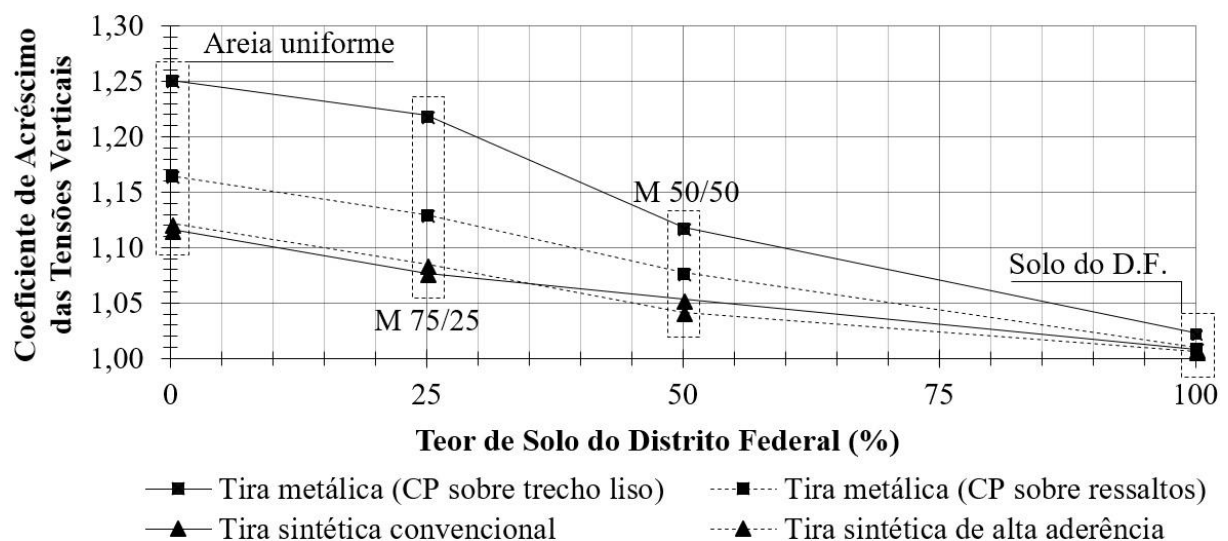


Figura 5.24. Concentração de tensões sobre os elementos de reforço em condição estática.

Considerando-se os materiais geotécnicos em condições estáticas (sem arrancamento), a areia uniforme e as misturas M 75/25 e M 50/50 conduziram a distribuições de tensões mais favoráveis em relação ao solo característico do Distrito Federal, uma vez que se verificou maior concentração de tensões sobre os elementos de reforços. A presença de solo do Distrito Federal nas misturas resultou na diminuição do efeito do arqueamento, provavelmente em função dos diferentes mecanismos de transferência de carga que se desenvolvem em solos com frações argilosas, por apresentarem menor rigidez. Enquanto em solos granulares as tensões são transmitidas nos contatos entre minerais, em solos argilosos as tensões são transmitidas por meio das forças eletroquímicas que se desenvolvem entre as partículas planares (Lambe & Whitman, 1979). Dessa forma, o uso de solos com frações granulares como material de aterro em estruturas de solos reforçados é mais vantajoso, sob o ponto de vista da distribuição de tensões.

Os diferentes tipos de elementos de reforço também conduziram à diferentes coeficientes de acréscimo das tensões verticais. Isso já era esperado, uma vez que o módulo de elasticidade dos solos (0,124 GPa para grãos angulares de quartzo com granulação média, conforme Lambe & Whitman, 1979) é inferior ao módulo de elasticidade dos elementos de reforço (210 GPa para as tiras metálicas e 2,5 GPa para as tiras sintéticas, conforme Abdelouhab *et al.*, 2009). As tiras metálicas conduziram à distribuição de tensões mais favorável em relação às tiras sintéticas. Quando as células de tensões totais (CTT) foram posicionadas sobre os ressalto das tiras metálicas, foram registradas tensões verticais inferiores em relação às situações em que as células foram posicionadas imediatamente acima das tiras metálicas, uma vez que a distância entre a superfície da tira e a célula foi maior (presença do ressalto e de lastro de solo acima do mesmo para proteção da célula). As tiras sintéticas apresentaram comportamento semelhante entre si, uma vez que apresentam o mesmo módulo de elasticidade (aproximadamente 2,5 GPa). Todos os elementos de reforço apresentaram resultados semelhantes quando o material de aterro considerado foi o solo do Distrito Federal.

## **5.8 CISALHAMENTO DE INTERFACE SOLO-REFORÇO**

Os resultados dos ensaios de cisalhamento de interface solo-reforço estão apresentados no Apêndice D, Figuras D.20, D.21, D.22, D.23, D.24 e D.25.

Com base nos resultados, foram obtidos os ângulos de atrito efetivo de interface ( $\phi'$ ) considerando-se a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb (linear), como determina a norma D5321/5321M-17 (ASTM, 2017a). Não foram apresentados os parâmetros secantes pois, neste caso, julgou-se satisfatória a interpolação linear. Os parâmetros em questão estão sumarizados na Tabela 5.14. A adesão ( $c'_a$ ) se aproximou de zero em todos os ensaios em função do método adotado para montagem das amostras.

Tabela 5.14. Parâmetros de resistência ao cisalhamento de interface solo-reforço.

Material Geotécnico	Ref. 2		Ref. 3		Ref. 4	
	$c'_a$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$c'_a$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$c'_a$ (kPa)	$\phi'$ (°)
Areia Uniforme	0	19	0	31	0	32
Mistura M 75/25	0	19	0	30	0	31
Mistura M 50/50	0	19	0	28	0	31
Solo do D.F.	0	18	0	27	0	30
Observações:						
Ref. 2: Tira metálica sem ressaltos; Ref. 3: Tira sintética convencional;						
Ref. 4: Tira sintética de alta aderência (com ondulações laterais).						

Na Figura 5.25 estão relacionados os ângulos de atrito interno de interface solo-reforço e os teores de solo do Distrito Federal presentes nas amostras, assim como a comparação do parâmetro em questão com os ângulos de atrito interno dos materiais geotécnicos. Os ângulos de atrito interno correspondem aos ensaios de cisalhamento direto lento com amostras consolidadas ( $\phi' = \phi_{1k}$ ). As tiras metálicas com ressaltos não foram estudadas pois verificou-se que o ensaio de cisalhamento direto de interface com amostras pequenas (lados medindo 100 mm) não foi adequado para este tipo de reforço, demandando o uso de equipamento de cisalhamento de maiores dimensões, o qual não estava disponível para uso.

De forma geral, pode-se considerar que o aumento do teor de solo do Distrito Federal resultou na diminuição dos ângulos de atrito de interface solo-reforço, da mesma forma que se observou a diminuição dos ângulos de atrito interno. No caso das tiras metálicas sem ressaltos, comparando-se o ângulo de atrito de interface solo-reforço da areia uniforme em relação ao solo do Distrito Federal, a diminuição foi igual a 1°. No entanto, no caso das tiras sintéticas convencionais, esta diminuição foi igual a 2° e, no caso das tiras sintéticas de alta aderência, essa diminuição foi igual a 4°. Esta diferença ocorre em função da rugosidade superficial das

tiras metálicas sem ressaltos ser inferior à rugosidade superficial das tiras sintéticas, resultando em entrosamento solo-reforço inferior. No caso das tiras metálicas sem ressaltos, foram obtidos ângulos de atrito de interface iguais a  $19^\circ$  no caso de uso de areia uniforme ou das misturas M 75/25 e M 50/50 e  $18^\circ$  ao ser considerado o uso do solo característico do Distrito Federal, indicando que a qualidade do material de aterro apresenta pequena influência neste tipo de reforço quando considera-se a interface de resistência ao cisalhamento.

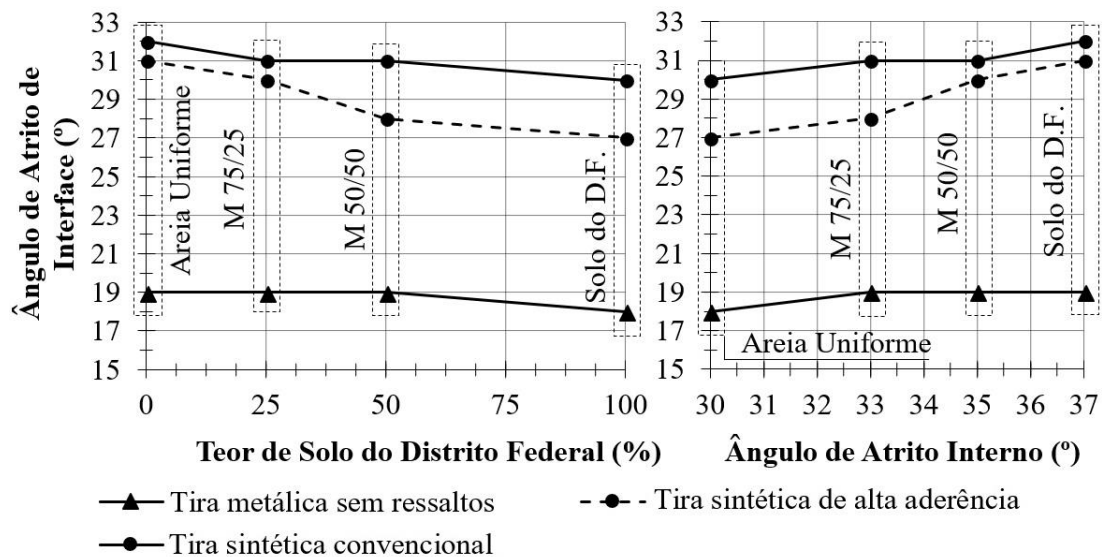


Figura 5.25. Ângulos de atrito de interface em relação aos teores de solo do Distrito Federal e aos ângulos de atrito interno dos solos obtidos por cisalhamento direto lento.

No caso das tiras sintéticas, como exposto anteriormente, a superfície apresenta losangos que podem ser caracterizados por meio das diagonais menor ( $d_L$ ) e maior ( $D_L$ ) e da altura média dos perfis ( $R_T$ ). No caso das tiras metálicas sem ressaltos esses elementos não estão presentes, predominando a textura superficial plana. A textura superficial presente nas tiras sintéticas conduziu a ângulos de atrito de interface superiores aos encontrados no caso das tiras metálicas sem ressaltos, variando de  $30^\circ$  a  $32^\circ$  no caso das tiras sintéticas convencionais e de  $27^\circ$  e  $32^\circ$  no caso das tiras sintéticas de alta aderência, enquanto os valores encontrados no caso das tiras metálicas sem ressaltos oscilaram entre  $18^\circ$  e  $19^\circ$ . Dessa forma, evidencia-se que a presença de textura superficial diferenciada nos elementos de reforço sintéticos resulta em melhor entrosamento com os solos, em relação às tiras metálicas sem ressaltos. No caso das tiras sintéticas convencionais, os parâmetros médios que caracterizam os losangos superficiais ( $d_L$ ,  $D_L$  e  $R_T$ ) foram iguais a 1,78 mm, 3,00 mm e 4,46 mm, enquanto no caso das tiras sintéticas de alta aderência (com ondulações laterais), estes valores foram iguais a, respectivamente, 1,71

mm, 2,78 mm e 3,24 mm. As diferentes texturas superficiais resultaram ângulos de atrito de interface das tiras sintéticas convencionais superiores em relação às tiras sintéticas de alta aderência, provavelmente em função das diferentes dimensões dos losangos superficiais e da variabilidade característica deste tipo de ensaio. Cabe salientar que as tiras sintéticas de alta aderência apresentam ondulações laterais que justificam a nomenclatura em questão, entretanto a posição destes elementos (lateral dos reforços) não apresenta influência nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto de interface.

## **5.9 ARRANCAMENTO DE REFORÇOS**

Os parâmetros de compactação atingidos nos ensaios estão apresentados nas Tabelas D.6 a D.9 (Apêndice D). Nas tabelas em questão, N se refere ao número da camada (seis camadas de solo compactado com 9 cm de altura por ensaio), enquanto G.C. se refere ao grau de compactação dos materiais coesivos (ou compacidade relativa, no caso da areia uniforme). Os valores apresentados referem-se à média das leituras nas 4 cápsulas instaladas próximas aos vértices em cada uma das camadas. Os métodos de deposição e de compactação dos materiais geotécnicos mostraram-se adequados para satisfazer os parâmetros adotados, ou seja, grau de compactação (G.C.) mínimo de 95% (ou compacidade relativa, no caso da areia uniforme) e desvio de umidade ( $\Delta w$ ) máximo de  $\pm 2\%$ . Nos casos em que foram identificadas inadequações, foram desconsiderados os resultados dos ensaios e, posteriormente, os mesmos foram refeitos.

De acordo com a norma D6706-01 (ASTM, 2013), o arrancamento deve ser conduzido com velocidade adequada para que não sejam gerados excessos de poropressão, sendo o cálculo da velocidade máxima de ensaio realizado conforme os procedimentos estabelecidos pela norma D3080/D3080M-11 (ASTM, 2011a). Sendo assim, o cálculo em questão foi feito no caso dos materiais coesivos (misturas M 75/25 e M 50/50 e solo do Distrito Federal). O tempo correspondente a 90% do adensamento primário ( $t_{90}$ ) foi determinado com base na etapa de adensamento de amostras de solo não-saturadas, referentes aos ensaios de cisalhamento direto em condição adensada e drenada (Figura D.11, Apêndice D). O deslocamento horizontal estimado na ruptura foi adotado igual a 12 mm, valor sugerido pela norma D3080/D3080M-11 (ASTM, 2011a) no caso de solos levemente sobreadensados com granulação fina. Como resultado, a velocidade máxima permitida para os ensaios de arrancamento foi superior a 5 mm/min para todas combinações de carregamentos verticais e materiais geotécnicos. De forma a padronizar os procedimentos e atendendo aos requisitos da norma D6706-01 (ASTM, 2013),



a velocidade de arrancamento adotada nos ensaios correspondeu a 1 mm/min, não sendo previstos excessos de poropressão nos ensaios.

Na Figura 5.26 apresentam-se fotografias das misturas M 25/75 e M 50/50 durante a desmontagem dos ensaios. Visualmente, os materiais geotécnicos em questão mostraram-se homogêneos ao longo da altura de solo compactado, ocorrendo contato adequado entre o solo e os elementos de reforço. O mesmo ocorreu com a areia uniforme e o solo do Distrito Federal.

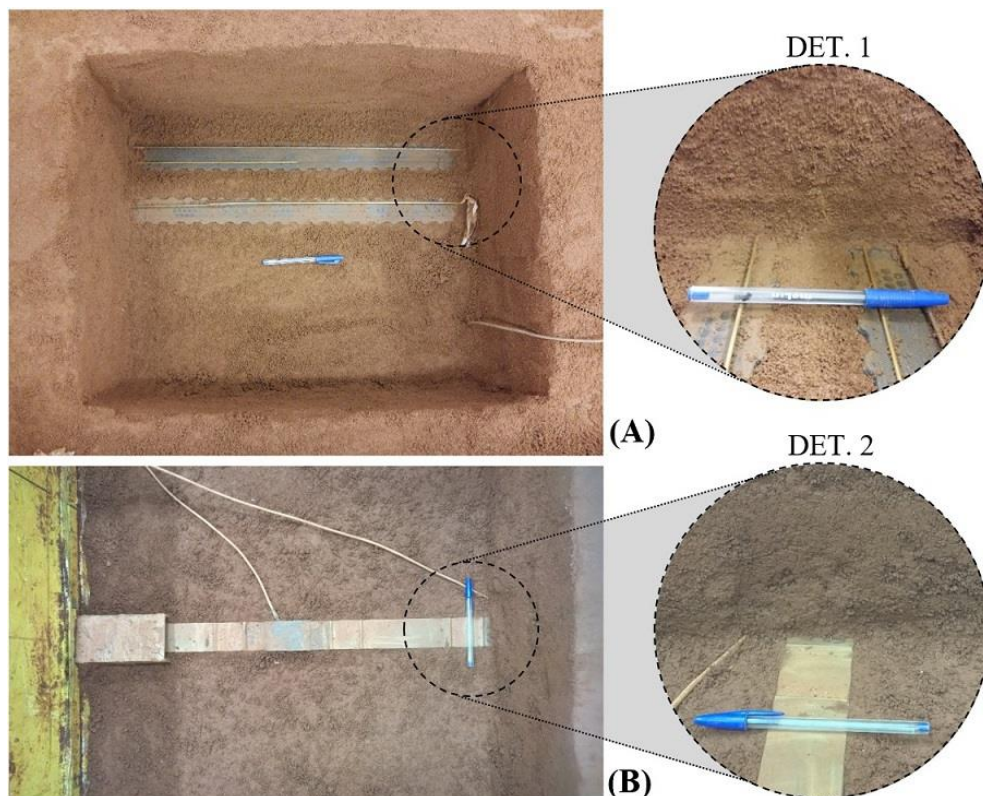


Figura 5.26. Aspecto visual dos materiais geotécnicos compactados, considerando-se as misturas (A) M 75/25 (DET. 1) e (B) M 50/50 (DET. 2).

A repetibilidade foi avaliada de forma a verificar se ensaios realizados em condições análogas conduzem a resultados semelhantes, desprezando-se a variabilidade inerente aos parâmetros considerados. Sendo assim, este procedimento consistiu-se em uma forma de verificação da conformidade do equipamento de arrancamento e da validade dos parâmetros medidos. Foram realizados dois ensaios de arrancamento em condições análogas, permitindo a verificação da repetibilidade dos resultados. No estudo em questão considerou-se o ensaio de arrancamento com o uso de tira metálica com ressaltos em areia uniforme e tensão normal igual a 12,5 kPa, por ser o primeiro ensaio da sequência. Foram avaliadas as leituras da célula de carga, dos

medidores de deslocamento e dos extensômetros elétricos (Figura 5.27), assim como o aumento localizado de tensões verticais no material de aterro sobre o reforço (posições P1, P2 e P3) e no interior do solo compactado (posições P4 e P5). As variações percentuais dos valores obtidos por meio do novo ensaio em relação ao ensaio original estão apresentadas na Tabela 5.15, sendo que valores negativos indicam que ocorreu diminuição no parâmetro considerado.

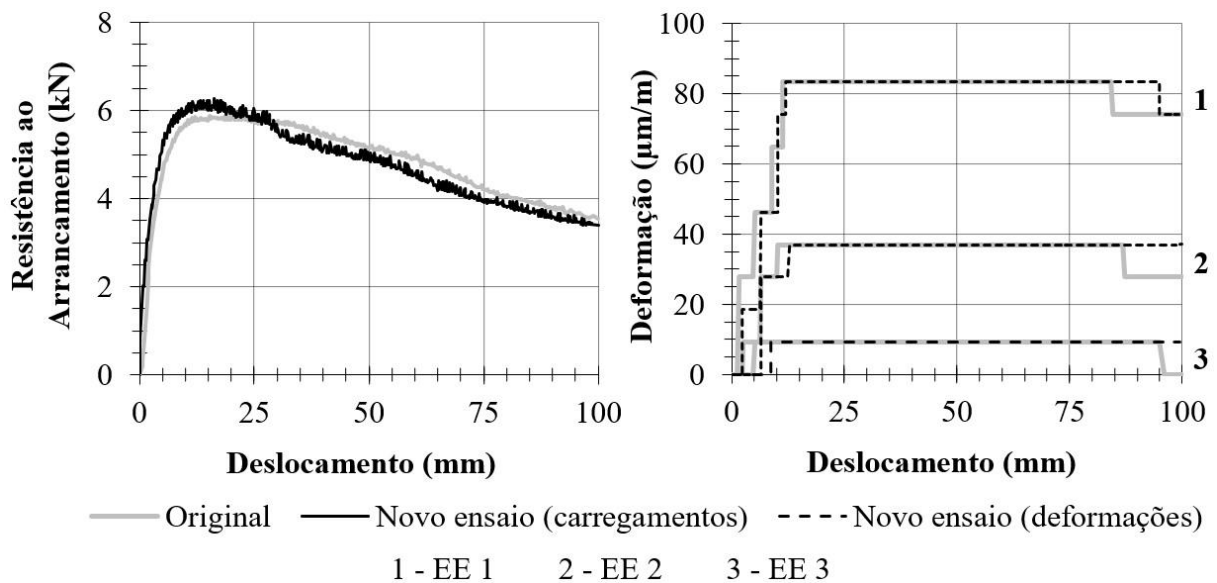


Figura 5.27. Repetibilidade da resistência ao arrancamento e das deformações em relação ao deslocamento frontal.

Tabela 5.15. Variação dos parâmetros obtidos por meio dos ensaios de repetibilidade – arrancamento de tira metálica com ressaltos em areia uniforme ( $\sigma'_{n0} = 12,5$  kPa).

Parâmetros		Unidade	Ensaio original	Novo ensaio	Variação (%)
Descrição	Posição				
Esforço máximo ao arrancamento ( $F_{m\acute{a}x}$ )	-	kN	5,88	6,27	6,5
Deslocamento de pico ( $\delta_{pico}$ )	-	mm	15,2	16,3	7,2
Deformação da tira no pico ( $\epsilon_{pico}$ )	EE 1	$\mu\text{m/m}$	83,33	83,33	0,0
	EE 2		37,04	37,04	0,0
	EE 3		9,26	9,26	0,0
Aumento localizado de tensões verticais no pico ( $\Delta\sigma'_{n,}$ )	P1	kN	28,6	31,3	9,4
	P2		11,1	11,94	7,6
	P3		27,8	26,74	-3,8
	P4		-	-	-
	P5		-	-	-

O esforço máximo ao arrancamento foi 6,5% superior no ensaio adicional em relação ao primeiro ensaio realizado, enquanto que o deslocamento de pico foi 7,2% superior. Considerando-se o momento em que ocorre o pico de resistência, as deformações medidas pelos extensômetros apresentaram valores iguais em ambos os casos. Por outro lado, o aumento localizado de tensões verticais sobre a tira, registrado no momento de pico de resistência e considerando-se as posições P1, P2 e P3, variou 9,4%, 7,6% e -3,8%, respectivamente. No caso das posições P4 e P5 não estão indicados acréscimos de tensão vertical, uma vez que os mesmos não foram afetados pelo arrancamento das tiras, apresentando valores próximos da tensão normal de ensaio (12,5 kPa). As tensões normais indicadas correspondem à tensão média no ponto considerado, desprezando-se as oscilações de leitura. As variações percentuais observadas entre ambos os ensaios foram consideradas satisfatórias, uma vez que foi possível reproduzir os resultados com precisão adequada ao estudo, obtendo-se valores inferiores a 10% em todas as situações.

### **5.9.1 ATRITO APARENTE SOLO-REFORÇO**

As curvas que relacionam a resistência ao arrancamento ( $F_{m\acute{a}x}$ ) com o deslocamento frontal estão apresentadas nas Figuras D.26 a D.28 (Anexo D). Nestas figuras estão indicados os pontos considerados no cálculo de parâmetros, isto é, os pontos correspondentes à resistência de pico, 95% da resistência de pico e resistência residual, como descreve-se na sequência. Não estão apresentados os dados referentes à tira metálica sem ressaltos (Ref. 2) nas misturas M 75/25 e M 50/50 pois estes ensaios não foram realizados.

As máximas resistências ao arrancamento ( $F_{m\acute{a}x}$ ) e os deslocamentos associados às mesmas estão apresentados na Tabela 5.16. A consideração da resistência de pico no cálculo dos coeficientes de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ) está prevista na NBR 19286 (ABNT, 2016a) e na NF P94-270 (Norme Française, 2009). O deslocamento frontal máximo (100 mm) foi suficiente para que fosse observado pico de resistência em todos os ensaios no intervalo especificado. Este valor é superior ao valor mínimo sugerido pela norma D6706-01 (ASTM, 2013), que recomenda 75 mm.

De forma geral, os elementos de reforço apresentaram melhor performance quando confinados em areia uniforme, uma vez que este material apresentou propriedades geotécnicas mais adequadas para o uso em solos mecanicamente estabilizados (e.g. granulometria,

permeabilidade, ângulo de atrito interno e deformabilidade), considerando-se os requisitos para material de aterro apresentados normas técnicas e especificações discutidas anteriormente (NBR 19286 – ABNT, 2016a; BS EN 14475 – BSI, 2006; BS 8006 – BSI, 2010; AASHTO, 2012; Elias *et al.*, 2001; Berg *et al.*, 2009a; Berg *et al.*, 2009b; MCHW, 2016). Sendo assim, os ensaios de arrancamento em areia uniforme apresentaram resistência de pico mais significativa em relação aos ensaios com o uso dos materiais coesivos (misturas M 75/25 e M 50/50 e solo do Distrito Federal). Os menores valores de resistência ao arrancamento foram observados no caso do solo do Distrito Federal, como consequência de as propriedades geotécnicas do material em questão serem inferiores às da areia uniforme para o uso em questão.

Tabela 5.16. Resistências máximas ao arrancamento e deslocamentos de pico referentes aos ensaios de arrancamento.

		$\sigma'_{n0}$ (kPa)	Areia Uniforme		M 75/25		M 50/50		Solo do D.F.	
			$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\delta_{pico}$ (mm)	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\delta_{pico}$ (mm)	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\delta_{pico}$ (mm)	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\delta_{pico}$ (mm)
Tensão Vertical (kPa)	Ref. 1	12,5	5,9	15,2	4,4	24,7	2,4	27,5	1,8	27,6
		25	8,9	15,3	7,5	26,6	3,1	29,2	2,3	29,4
		50	13,2	15,9	10,8	29,3	3,9	32,2	2,7	33,2
	Ref. 2	12,5	1,4	11,6	-	-	-	-	1,3	1,8
		25	2,0	12,0	-	-	-	-	1,8	2,9
		50	3,1	12,6	-	-	-	-	2,4	5,5
	Ref. 3	12,5	7,9	33,4	7,2	27,9	6,1	24,1	2,8	20,4
		25	12,4	39,8	11,3	32,7	8,3	27,4	3,8	23,1
		50	19,8	51,7	17,1	39,7	10,5	32,4	5,4	26,5
	Ref. 4	12,5	7,7	29,4	5,7	18,9	4,4	15,3	2,6	11,8
		25	11,5	36,0	7,8	22,9	5,9	18,3	3,6	14,4
		50	18,4	46,1	10,6	28,3	7,5	23,3	5,1	18,6
Ref. 1 - Tira metálica com ressaltos; Ref. 2 - Tira metálica sem ressaltos;										
Ref. 3 - Tira sintética de alta aderência; Ref. 4 - Tira sintética convencional.										

As maiores resistências ao arrancamento ( $F_{m\acute{a}x}$ ) foram observadas com o uso de tiras sintéticas em areia uniforme. Para tensões normais iguais a 50 kPa, as resistências ao arrancamento foram iguais a 18,4 kN no caso das tiras sintéticas convencionais e 19,8 kN no caso das tiras sintéticas

de alta aderência (com ondulações laterais), enquanto esse valor foi igual a 13,2 kN no caso da tira metálica com ressaltos e 3,1 kN no caso da tira metálica sem ressaltos. Cabe salientar que, embora as tiras sintéticas tenham apresentado maior resistência ao arrancamento, este valor corresponde aos reforços instalados aos pares ( $W_g = 0,1$  m), enquanto as tiras metálicas foram instaladas individualmente ( $W_g = 0,05$  m). Ao se considerar as resistências máximas ao arrancamento por unidade de largura ( $T_{m\acute{a}x}$ ), as tiras metálicas com ressaltos passam a apresentar o melhor comportamento. Dessa forma, pode-se concluir que a presença de ressaltos nas tiras metálicas contribuiu para aumentar a interação do solo com o reforço, ocorrendo mecanismos de atrito e de resistência passiva, como pressupôs Elias *et al.* (2001). Nesta situação, o mecanismo de atrito ocorre ao longo da superfície do reforço, enquanto o mecanismo passivo está relacionado às tensões que se desenvolvem no entorno dos ressaltos.

As resistências ao arrancamento de tiras metálicas sem ressaltos com o uso de areia uniforme e solo do Distrito Federal foram próximas entre si, indicando que a geometria do elemento de reforço é um fator fundamental para que haja o entrosamento entre o solo e os elementos de reforço, mesmo em materiais de melhor qualidade (areia uniforme). No caso da tira metálica sem ressaltos em areia uniforme, a ausência dos elementos em questão resultou na diminuição da resistência ao arrancamento de 13,2 kN para 3,1 kN para tensão normal igual a 50 kPa, em relação à tira metálica com ressaltos. Essa diferença se deve à ausência do mecanismo de resistência passiva, indicando que o mesmo é preponderante no esforço de arrancamento das tiras metálicas com ressaltos.

Comparando-se as tiras metálicas sem ressaltos e as tiras sintéticas convencionais, as quais possuem dimensões semelhantes, observou-se que a menor rugosidade superficial das tiras metálicas sem ressaltos em relação às tiras sintéticas convencionais resultou em menores esforços ao arrancamento, indicando que, além da geometria, a rugosidade superficial é um dos fatores que contribui para mobilização de resistência. Neste caso, o mecanismo de resistência por atrito foi prejudicado em função da ausência de textura superficial diferenciada nas tiras metálicas sem ressaltos. Quando as mesmas foram ensaiadas em areia uniforme, a ausência de textura superficial diferenciada resultou na diminuição da resistência ao arrancamento de 18,4 kN para 3,1 kN para tensão normal igual a 50 kPa, em relação às tiras sintéticas convencionais.

Nas Figuras D.29 e D.30 (Apêndice D) estão apresentadas as envoltórias de resistência ao arrancamento, sendo considerados os parâmetros de pico. No caso da tira metálica com

ressaltos, pode-se observar que as envoltórias referentes à areia uniforme e à mistura M 75/25 apresentam valores superiores aos encontrados para mistura M 50/50 e para o solo do Distrito Federal. Por outro lado, no caso da tira metálica sem ressaltos, as envoltórias referentes à areia uniforme e ao solo do Distrito Federal estão próximas, indicando que a qualidade do material de aterro não é o único fator que influencia a interação solo-reforço, devendo-se considerar também as características do reforço empregado (rugosidade e geometria). No caso das tiras sintéticas de alta aderência, as quais possuem ondulações laterais, novamente foram observados resultados superiores com o uso da areia uniforme e da mistura M 75/25 em relação ao solo do Distrito Federal. Convém destacar que, no caso das envoltórias referentes à tira sintética de alta aderência, a mistura M 50/50 apresentou comportamento mais adequado em relação ao solo do Distrito Federal, entretanto inferior aos demais materiais geotécnicos. Por sua vez, no caso da tira sintética convencional (sem ondulações), o material geotécnico de melhor comportamento foi a areia uniforme, havendo perda progressiva de resistência para os demais materiais. Observa-se que as tiras sintéticas de alta aderência (com ondulações laterais) mobilizaram maiores resistências ao arrancamento em relação às tiras sintéticas convencionais, principalmente no caso da areia uniforme e das misturas M 75/25 e M 50/50, indicando que os elementos em questão contribuem de forma efetiva para interação com o material de aterro.

Na Figura 5.28 estão relacionadas as resistências máximas ao arrancamento ( $F_{m\acute{a}x}$ ) aos teores de solo do Distrito Federal presentes nas amostras.

Com base na figura em questão, fica evidente que a resistência ao arrancamento do reforço é influenciada pelas propriedades geotécnicas do solo, assim como pelas propriedades dos elementos de reforço. No caso dos elementos de reforço, a presença de textura superficial das tiras sintéticas contribuiu para o mecanismo resistência por atrito, enquanto a presença de ressaltos contribuiu para o mecanismo de resistência passiva. Com o aumento do teor de solo do Distrito Federal observou-se a diminuição do esforço de arrancamento em todas as situações estudadas, indicando que a presença do material em questão não é desejável em obras de solo reforçado, embora solos lateríticos venham sendo utilizados com sucesso em aterros rodoviários (Villibor & Nogami, 2009). Esta consideração está de acordo com os resultados dos ensaios de cisalhamento direto, nos quais se observou que a presença de finos nas misturas (M 75/25 e M 50/50) e no solo do Distrito Federal prejudicou a transferência de cargas, resultando na diminuição dos ângulos de atrito interno e de atrito de interface. Sendo assim, a presença de

finos nos solos reduz a resistência mobilizada pelo reforço durante o arrancamento, mesmo quando se consideram elementos com a presença de ressaltos ou de textura diferenciada.

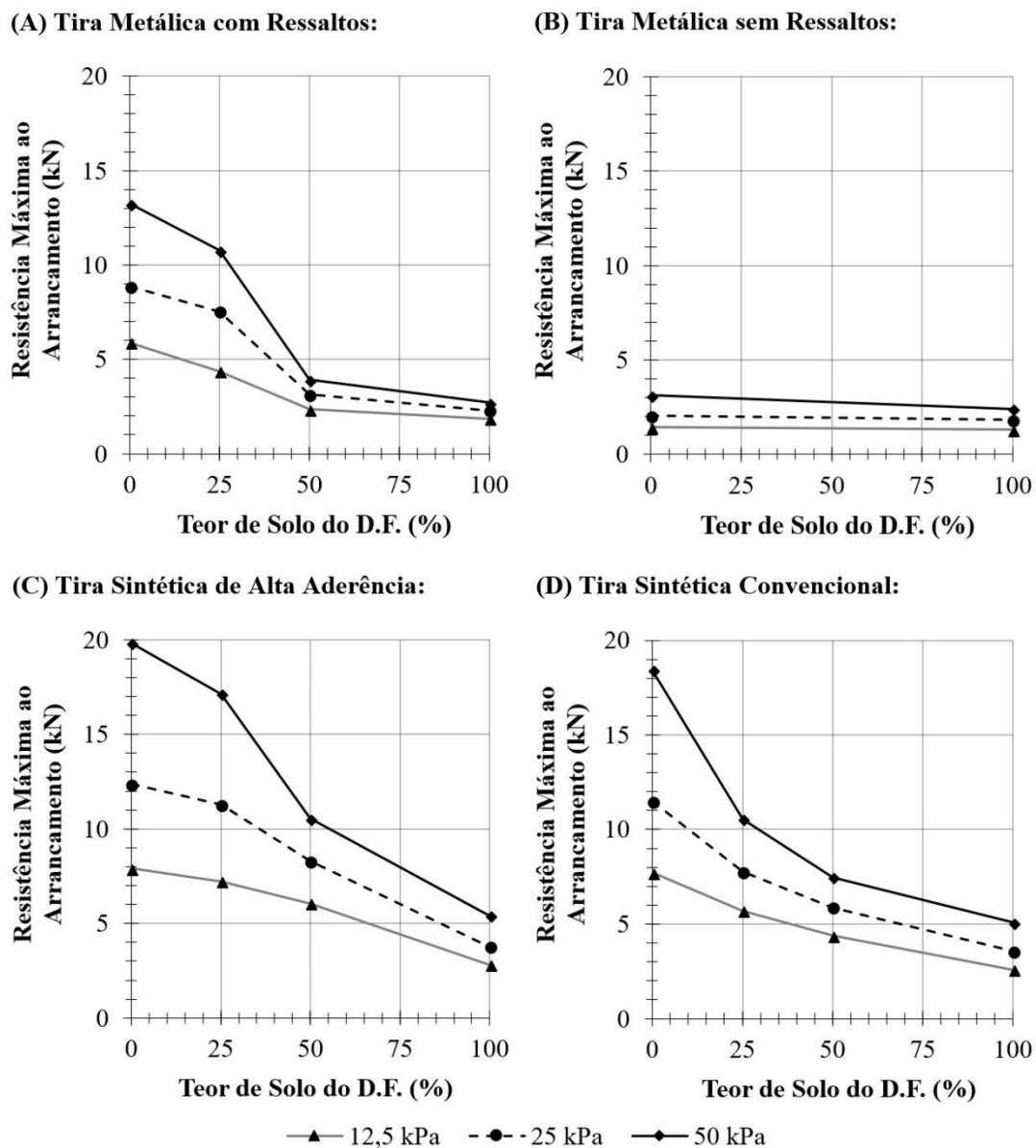


Figura 5.28. Resistência máxima ( $F_{m\acute{a}x}$ ) ao arrancamento em função dos teores de solo do Distrito Federal presentes nas amostras.

Uma vez que os ensaios de arrancamento em areia uniforme conduziram a resistências de arrancamento superiores em relação aos ensaios com o uso dos demais materiais geotécnicos, foi possível determinar a diminuição que ocorre neste parâmetro ( $\Delta F_{m\acute{a}x}$ ), em termos percentuais, com o uso das misturas M 75/25 e M 50/50 e do solo do Distrito Federal, como indicado na Tabela 5.17.

Tabela 5.17. Perda de resistência ( $\Delta F_{\text{máx}}$ ) em relação à areia uniforme.

		$\sigma'_{n0}$ (kPa)	Areia Uniforme		M 75/25		M 50/50		Solo do D.F.			
			$F_{\text{máx}}$ (kN)	$\Delta F_{\text{máx}}$ (%)	$F_{\text{máx}}$ (kN)	$\Delta F_{\text{máx}}$ (%)	$F_{\text{máx}}$ (kN)	$\Delta F_{\text{máx}}$ (%)	$F_{\text{máx}}$ (kN)	$\Delta F_{\text{máx}}$ (%)		
			Tensão Vertical (kPa)		Ref. 1		12,5	5,9	-	4,4	-25,9	2,4
25	8,9	-					7,5	-15,0	3,1	-64,5	2,3	-74,1
50	13,2	-					10,8	-18,6	3,9	-70,4	2,7	-79,5
Ref. 2		12,5			1,4	-	-	-	-	-	1,3	-9,2
		25			2,0	-	-	-	-	-	1,8	-10,2
		50			3,1	-	-	-	-	-	2,4	-22,8
Ref. 3		12,5			7,9	-	7,2	-8,7	6,1	-23,5	2,8	-64,4
		25			12,4	-	11,3	-8,7	8,3	-32,8	3,8	-69,5
		50			19,8	-	17,1	-13,6	10,5	-46,8	5,4	-72,7
Ref. 4		12,5			7,7	-	5,7	-26,2	4,4	-43,4	2,6	-66,6
		25			11,5	-	7,8	-32,4	5,9	-48,8	3,6	-68,9
		50			18,4	-	10,6	-42,8	7,5	-59,4	5,1	-72,5

Ref. 1 - Tira metálica com ressaltos; Ref. 2 - Tira metálica sem ressaltos;  
 Ref. 3 - Tira sintética de alta aderência; Ref. 4 - Tira sintética convencional.

No caso da tira metálica com ressaltos (Ref. 1), a perda de resistência oscilou entre 15,0 (25 kPa) e 25,9% (12,5 kPa) quando considerada a mistura M 75/25. Entretanto, quando considerada a mistura M 50/50 e o solo do Distrito Federal, a perda de resistência oscilou entre 59,9% (12,5 kPa) a 70,4% (50 kPa) e 68,6% (12,5 kPa) e 79,5% (50 kPa), respectivamente. Da mesma forma, no caso da tira sintética de alta aderência (Ref. 3), a qual apresenta ondulações laterais, a perda de resistência oscilou entre 8,7% (12,5 kPa) a 13,6% (50 kPa) quando considerada a mistura M 75/25 e, no caso da mistura M 50/50 e do solo do Distrito Federal, a oscilação foi igual a 23,5% (12,5 kPa) a 46,8% (50 kPa) e 64,4% (12,5 kPa) a 72,7% (50 kPa), respectivamente. Dessa forma, considerando-se a perda de resistência ao arrancamento, a mistura M 75/25 pode ser considerada mais adequada para uso como material de aterro em muros reforçados com tiras metálicas ou tiras sintéticas de alta aderência em relação à mistura M 50/50 e ao solo do Distrito Federal, desde que considerados os demais parâmetros geotécnicos do material em questão no dimensionamento e vida útil da estrutura.

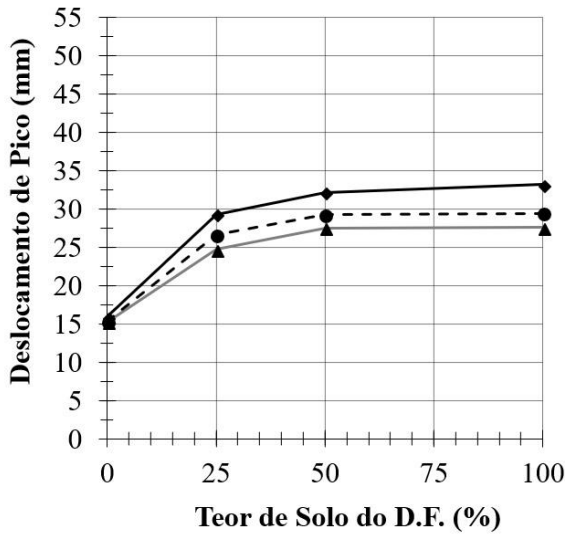


No caso da tira metálica sem ressaltos (Ref. 2), a perda de resistência com o uso de solo do Distrito Federal em relação à areia uniforme oscilou entre 9,2% (12,5 kPa) a 22,8% (50 kPa), novamente indicando que o comportamento deste tipo de reforço é menos influenciado pelas propriedades geotécnicas do material de aterro em comparação com os demais elementos (tira metálica com ressaltos e tiras sintéticas). No caso da tira sintética convencional (Ref. 4), a qual não apresenta ondulações laterais, houve perda de resistência em relação à areia uniforme superior a 26,2% no caso dos materiais geotécnicos coesivos (misturas M 75/25 e M 50/50 e solo do Distrito Federal), indicando que este tipo de reforço é mais adequado para uso em materiais de melhores propriedades geotécnicas (areia uniforme), uma vez que a interação solo-reforço depende predominantemente da textura superficial (não apresenta geometria diferenciada – ressaltos ou ondulações laterais).

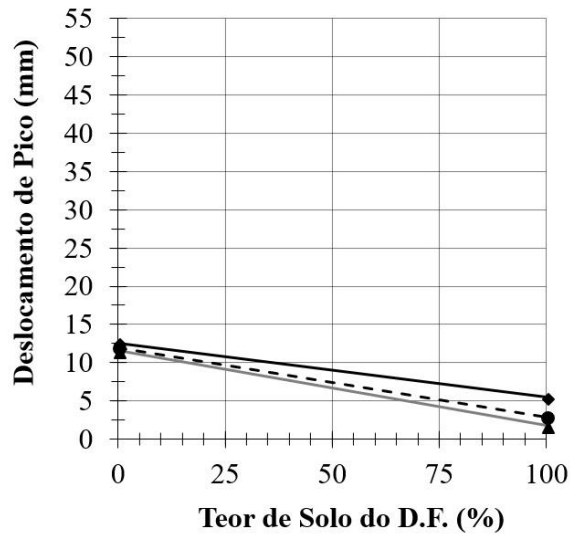
Na Figura 5.29 representam-se os deslocamentos correspondentes às resistências máximas ( $\delta_{\text{pico}}$ ) em função do teor de solo do Distrito Federal presente nas amostras. Este parâmetro é importante pois corresponde ao nível de deslocamentos necessário para que a tira seja solicitada ao longo de todo seu comprimento e atinja a resistência máxima.

No caso da tira metálica com ressaltos, a areia uniforme correspondeu aos menores deslocamentos (entre 15,2 a 15,9 mm) entre os materiais geotécnicos estudados. Com o aumento do teor de solo do Distrito Federal presente nas amostras, os deslocamentos observados foram maiores, indicando que a presença deste material faz com que seja necessário maior nível de deslocamentos para que seja mobilizada a resistência de pico, o que pode resultar em deformações excessivas na face em condições de serviço. No caso dos solos coesivos (misturas M 75/25 e M 50/50 e solo do Distrito Federal), os deslocamentos se aproximaram de 25 mm ou ultrapassaram este valor, sendo este o nível de deslocamentos máximo ao longo da altura e especificado por Bathurst *et al.* (2010) para que o comportamento do muro em serviço seja considerado adequado. Este parâmetro foi estabelecido pelos autores em questão com base na norma BS EN 14475 (BSI, 2006), considerando muros com face em painéis pré-fabricados de concreto. O comportamento em questão foi distinto em relação ao que se observou no caso das tiras metálicas sem ressaltos, uma vez que a presença de solo do Distrito Federal resultou em menores níveis de deslocamentos no pico de resistência. Nesta situação os deslocamentos de pico oscilaram entre 11,6 mm a 12,6 mm no caso da areia uniforme e entre 1,8 mm a 5,5 mm no caso do solo do Distrito Federal, indicando que, no caso de uso deste tipo de reforço, o uso de material de menor qualidade pode resultar em maiores deslocamentos na obra.

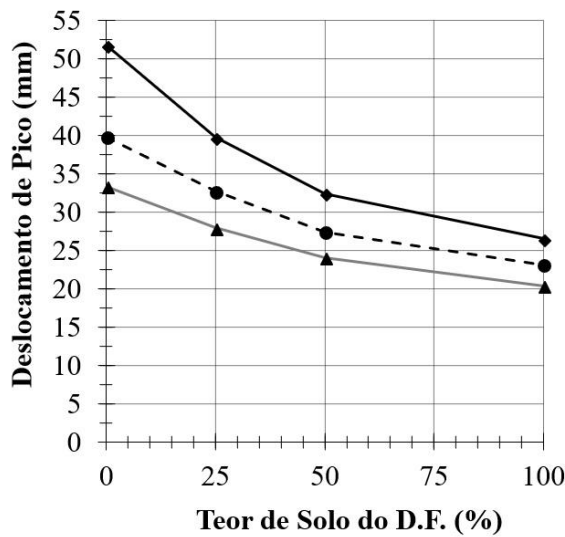
(A) Tira Metálica com Ressaltos:



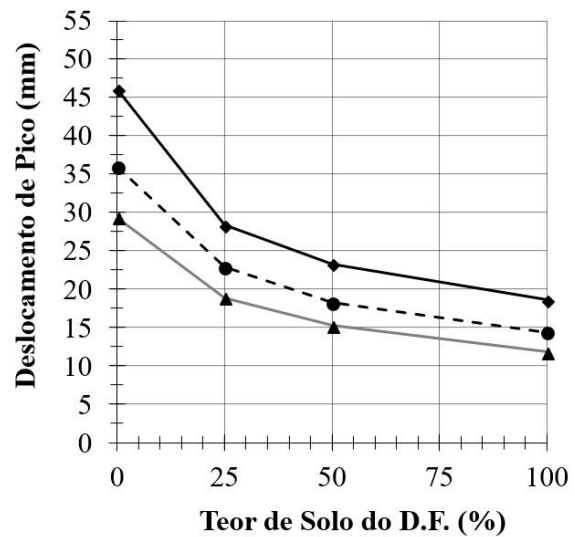
(B) Tira Metálica sem Ressaltos:



(C) Tira Sintética de Alta Aderência:



(D) Tira Sintética Convencional:



—▲— 12,5 kPa    -●- 25 kPa    —◆— 50 kPa

Figura 5.29. Deslocamentos correspondentes às resistências máximas ( $\delta_{pico}$ ) em função do teor de solo do Distrito Federal presente nas amostras.

Tanto no caso da tira sintética de alta aderência (com ondulações laterais) quanto no caso da tira sintética convencional, o aumento do teor de solo do Distrito Federal resultou na diminuição dos deslocamentos necessários para que fosse atingido o pico de resistência, da mesma forma que se observou no caso das tiras metálicas sem ressaltos. A presença das ondulações laterais (tiras sintéticas de alta aderência), por sua vez, fez com que os deslocamentos de pico fossem maiores do que aqueles observados no caso do reforço sintético sem a presença destes

elementos (tira sintética convencional), indicando que a presença das ondulações aumenta o entrosamento com o solo, retardando os deslocamentos. Ao se considerar o uso de areia uniforme, os deslocamentos de pico foram mais elevados em relação aos demais materiais geotécnicos, oscilando entre 33,4 mm a 51,7 mm no caso da tira sintética de alta aderência e entre 29,4 mm a 46,1 mm no caso da tira sintética convencional. Sendo assim, os reforços sintéticos atingem o pico de resistência para níveis de deslocamentos mais elevados, o que pode resultar em deslocamentos excessivos na face da estrutura, considerando-se os requisitos especificados por Bathurst *et al.* (2010). A parcela de solo do Distrito Federal presente nas misturas e este material geotécnico por si só prejudicou o atrito solo-reforço em relação à areia uniforme, o que pode ser constatado com a diminuição das resistências máximas ao arrancamento ( $F_{m\acute{a}x}$ ) e os menores deslocamentos solicitados no pico de resistência ( $\delta_{pico}$ ). Conforme houve o aumento do nível de tensões (de 12,5 kPa para 50 kPa), houve também o aumento dos deslocamentos, em função da deformabilidade que esses materiais apresentam. Dessa forma, o uso de tiras sintéticas como elementos de reforço deve ser considerado principalmente em muros de pequena altura, uma vez que deslocamentos na face superiores aos níveis recomendados podem ocorrer em condições de serviço.

Na Tabela 5.18 estão apresentados os coeficientes de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ) determinados com base nos ensaios de arrancamento e considerando-se as máximas resistências ao arrancamento (Equação 2.13).

De forma geral, pode-se constatar que a areia uniforme conduziu aos maiores coeficientes de atrito aparentes ( $f^*$ ), sendo as tiras metálicas com ressaltos os elementos de maior interação com o solo. Observa-se que, embora em muitos casos as tiras sintéticas tenham apresentado resistências máximas ao arrancamento ( $F_{m\acute{a}x}$ ) superiores em relação às tiras metálicas com ressaltos, isso não se reflete nos coeficientes de atrito aparente solo-reforço, uma vez que as tiras sintéticas são instaladas aos pares e, portanto, apresentam maior largura ( $W_g$ ), como indicado anteriormente. Apenas no caso da mistura M 50/50 a tira sintética de alta aderência apresentou coeficientes de atrito aparente ( $f^*$ ) superiores aos encontrados no caso da tira metálica com ressaltos, indicando que, no caso do uso deste material geotécnico (M 50/50), o uso de tiras sintéticas pode ser mais adequado.

A variação percentual dos coeficientes de atrito aparente ( $f^*$ ) das misturas M 75/25 e M 50/50 e do solo do Distrito Federal em relação à areia uniforme não estão apresentados pois são

correspondentes aos valores apresentados na Tabela 5.17, que considera a variação das resistências máximas ao arrancamento ( $\Delta F_{m\acute{a}x}$ ), uma vez que  $F_{m\acute{a}x}$  e  $f^*$  são proporcionais.

Tabela 5.18. Coeficientes de atrito solo-reforço ( $f^*$ ) estabelecidos com base nos ensaios de arrancamento.

		$\sigma'_{n0}$ (kPa)	$W_g$ (m)	Areia	M 75/25	M 50/50	Solo do D.F.
				Uniforme			
Coeficiente de Atrito Aparente Solo-Reforço ( $f^*$ )							
Tensão Vertical (kPa)	Ref. 1	12,5	0,05	3,84	2,85	1,54	1,21
		25	0,05	2,89	2,46	1,03	0,75
		50	0,05	2,16	1,76	0,64	0,44
	Ref. 2	12,5	0,05	0,94	-	-	0,85
		25	0,05	0,66	-	-	0,60
		50	0,05	0,51	-	-	0,39
	Ref. 3	12,5	0,10	2,58	2,36	1,98	0,92
		25	0,10	2,02	1,84	1,36	0,62
		50	0,10	1,62	1,40	0,86	0,44
	Ref. 4	12,5	0,10	2,52	1,86	1,43	0,84
		25	0,10	1,88	1,27	0,96	0,58
		50	0,10	1,50	0,86	0,61	0,41

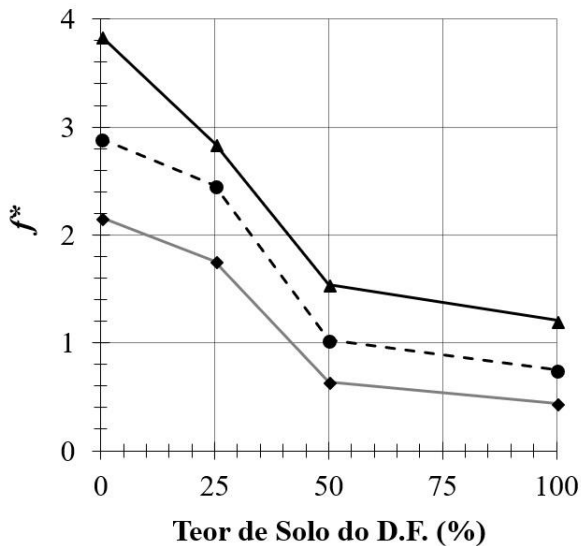
Ref. 1 - Tira metálica com ressaltos; Ref. 2 - Tira metálica sem ressaltos;  
Ref. 3 - Tira sintética de alta aderência; Ref. 4 - Tira sintética convencional.

Na Figura 5.30 apresentam-se os coeficientes de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ) em relação aos teores de solo do Distrito Federal presentes nas amostras. Em todos os ensaios, o aumento do teor de solo do Distrito Federal presente nas amostras resultou na diminuição dos coeficientes de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ), novamente indicando que este solo está relacionado à diminuição progressiva das resistências de interface.

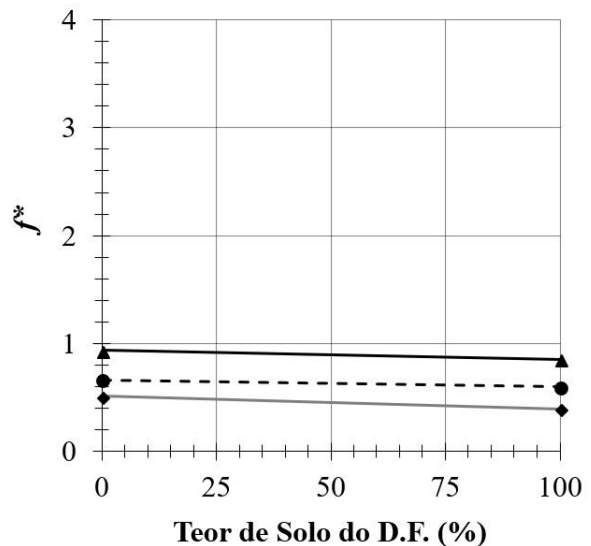
No caso das tiras metálicas com ressaltos, os coeficientes  $f^*$  oscilaram entre 2,16 (50 kPa) a 3,84 (12,5 kPa) no caso da areia uniforme e entre 1,76 (50 kPa) a 2,85 (12,5 kPa) no caso da mistura M 75/25, enquanto que os valores oscilaram entre 0,64 (50 kPa) a 1,54 (12,5 kPa) no caso da mistura M 50/50 e entre 0,44 (50 kPa) a 1,21 (12,5 kPa) no caso do solo do Distrito Federal. Dessa forma, pode-se observar a mistura M 75/25, correspondente a 75% de areia e a 25% de solo do Distrito Federal pode ser adequada para uso em solos reforçados com tira metálica com ressaltos, desde que sejam atendidos os demais requisitos de projeto. O uso deste material pode condicionar projetos mais econômicos em relação à areia uniforme isoladamente.

Todavia, no caso da tira metálica sem ressaltos, independentemente do tipo de material de aterro, os coeficientes  $f^*$  atingem valores semelhantes, oscilando entre 0,51 (50 kPa) a 0,94 (12,5 kPa) no caso da areia uniforme e entre 0,39 (50 kPa) a 0,85 (12,5 kPa) no caso do solo do Distrito Federal.

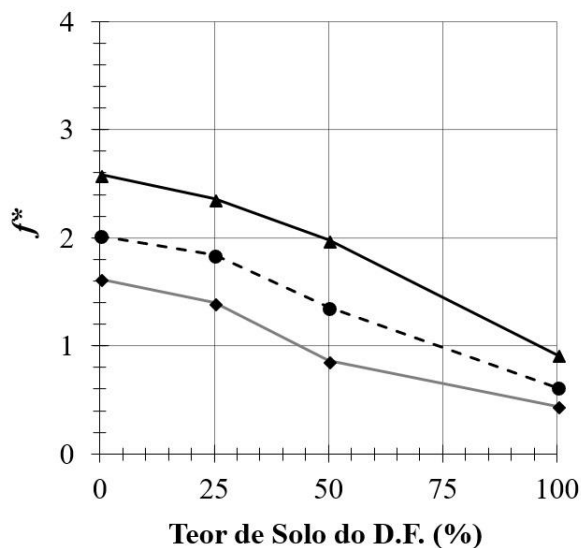
(A) Tira Metálica com Ressaltos:



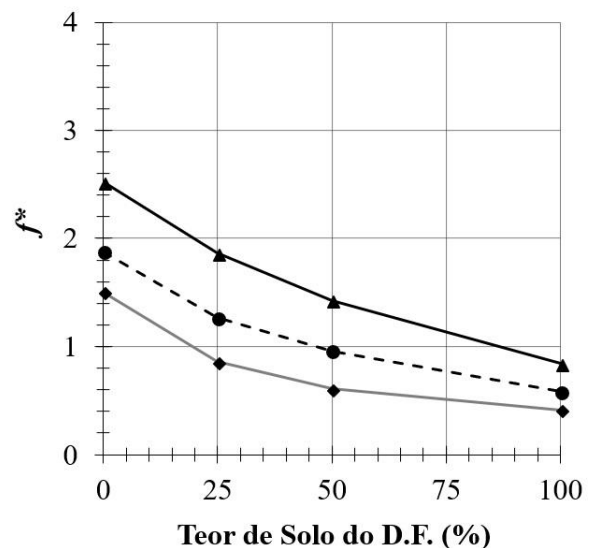
(B) Tira Metálica sem Ressaltos:



(C) Tira Sintética de Alta Aderência:



(D) Tira Sintética Convencional:



—▲— 12,5 kPa    -●- 25 kPa    —◆— 50 kPa

Figura 5.30. Coeficientes de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ) em relação aos teores de solo do Distrito Federal presentes nas amostras.

Cabe salientar que, embora os coeficientes  $f^*$  sejam semelhantes no caso da tira metálica sem ressaltos independentemente do material de aterro, o projetista deve considerar também as

demais variáveis de projeto, como, por exemplo, o atrito interno, a deformabilidade e a permeabilidade, os quais podem inviabilizar o uso de solos com maior teor de finos.

No caso das tiras sintéticas de alta aderência (com ondulações laterais), as curvas que relacionam os coeficientes  $f^*$  com os teores de solo do Distrito Federal apresentaram concavidade para baixo, enquanto as tiras sintéticas convencionais apresentaram concavidade para cima. Esse fator indica que a presença de ondulações laterais nas tiras sintéticas de alta aderência contribuiu para o entrosamento com o solo, havendo perda progressiva do parâmetro em questão a medida em que se aumenta o teor de solo do Distrito Federal de forma distinta da observada no caso das tiras sintéticas convencionais. Com base nas curvas em questão e considerando as tiras sintéticas de alta aderência, os coeficientes  $f^*$  oscilaram entre 1,62 (50 kPa) a 2,58 (12,5 kPa) no caso de areia uniforme, entre 1,40 (50 kPa) a 2,36 (12,5 kPa) no caso da mistura M 75/25, entre 0,86 (50 kPa) a 1,98 (12,5 kPa) no caso da mistura M 50/50 e entre 0,44 (50 kPa) a 0,92 (12,5 kPa) no caso do solo do Distrito Federal, levando ao entendimento de que teores de solo do Distrito Federal de até 25% (M 75/25) ou mesmo 50% (M 50/50) podem ser eficientes e econômicos quando se trabalha com este tipo de reforço, quando se consideram os parâmetros de resistência de interface ao arrancamento. Já no caso das tiras sintéticas convencionais, os coeficientes  $f^*$  oscilaram entre 1,50 (50 kPa) a 2,52 (12,5 kPa) no caso de areia uniforme, entre 0,86 (50 kPa) a 1,86 (12,5 kPa) no caso da mistura M 75/25, entre 0,61 (50 kPa) a 1,43 (12,4 kPa) no caso da mistura M 50/50 e entre 0,41 (50 kPa) a 0,84 (12,5 kPa) no caso do solo do Distrito Federal. Dessa forma, quando se trabalha com reforços sintéticos que não apresentam ondulações laterais, a performance adequada é muito dependente das propriedades geotécnicas do material de aterro, sendo preferíveis os solos granulares, como é o caso da areia uniforme.

De forma geral, observou-se que a presença de elementos de ressalto (tiras metálicas com ressaltos), ondulações laterais (tiras sintéticas de alta aderência) e de textura superficial diferenciada (tiras sintéticas) contribuiu para o desenvolvimento dos mecanismos de resistência quando os elementos de reforço foram solicitados ao arrancamento. Além das propriedades dos reforços, observou-se melhor comportamento com o uso dos materiais geotécnicos que apresentaram comportamento dilatante durante o cisalhamento. No caso das misturas entre areia uniforme e solo do Distrito Federal, observou-se que a presença de finos prejudicou a resistência ao arrancamento mesmo na amostra mais arenosa (M 75/25), indicando que as agregações encontradas nestes nas misturas, apesar de apresentarem tamanho semelhante a

grãos de areia, possuem comportamentos distintos. O mesmo pode ser dito sobre o solo do Distrito Federal, cujos ensaios de granulometria sem o uso de agente dispersor indicaram a ocorrência de agregações. Comparando-se com os resultados dos ensaios de cisalhamento modificado, as amostras que apresentaram maior resistência ao arrancamento coincidiram com as amostras que apresentaram maior dilatação durante o cisalhamento (areia uniforme e mistura M 75/25).

As mudanças de comportamento observadas nas misturas M 75/25 e M 50/50, em termos de resistência ao arrancamento e de interação com os elementos de reforço, podem ser justificadas por meio da análise da estrutura do solo. Com base nos ensaios de compactação Proctor normal observou-se que a estrutura mais compacta corresponde à mistura M 75/25 (Figura 5.10). Considerando-se uma situação inicial em que há apenas areia uniforme e o aumento progressivo do teor de solo do Distrito Federal, o esqueleto sólido formado pelos grãos de areia uniforme vai sendo continuamente preenchido pelo material mais fino, obtendo-se a estrutura mais compacta correspondente à mistura M 75/25, em que os vazios estão completamente preenchidos por esse material. A partir deste momento, o aumento do teor de solo do Distrito Federal começa a resultar na separação dos grãos de areia, primeiramente em alguns pontos e posteriormente de forma global, prejudicando os mecanismos de transferência de carga. Ao se atingir a mistura M 50/50 há uma grande perda de resistência ao arrancamento em relação aos materiais geotécnicos mais arenosos, provavelmente porque nesta mistura os grãos de areia apresentam poucos pontos de contato em si, resultando em comportamento semelhante ao observado no caso do solo do Distrito Federal. Essas considerações vão ao encontro dos resultados da microscopia eletrônica, a partir dos quais foi possível verificar que os grãos de areia são progressivamente encobertos pelo solo coesivo a medida em que se aumenta o teor de solo do Distrito Federal. Além disso, a presença de argilominerais no solo do Distrito Federal (Figura 5.12) condiciona o comportamento em questão. A mudança de classificação dos solos observada na Figura 5.6, em que a mistura M 75/25 foi classificada como areia a mistura M 50/50 foi classificada como solo arenoso, também está associada aos resultados encontrados.

Como indicado anteriormente, parâmetro  $f_b$  corresponde ao coeficiente de interação solo-reforço durante o arrancamento, sendo calculado por retroanálise considerando-se a Equação 2.9 em função do ângulo de atrito efetivo do solo ( $\phi'$ ) e do parâmetro  $f^*$  calculado com base em ensaios de arrancamento ou então estimado por meio de relações teóricas. Este valor é muito influenciado pelo ângulo de atrito considerado e, na prática, as análises de correspondentes a

solos reforçados com elementos lineares são feitas considerando-se o coeficiente de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ), uma vez que este parâmetro pode ser calculado diretamente dos ensaios de arrancamento e independe do ângulo de atrito (Lajevardi *et al.*, 2013). Levando-se em conta essas limitações, na Tabela 5.19 estão apresentados os coeficientes  $f_b$  determinados com base nos parâmetros obtidos pelos ensaios de arrancamento e considerando-se o ângulo  $\phi_{1k}$  como ângulo de atrito interno, uma vez que este valor está mais próximo das condições encontradas em campo (ensaio de cisalhamento direto em condição adensada e drenada).

Tabela 5.19. Coeficientes de interação solo-reforço durante o arrancamento ( $f_b$ ).

		$\sigma'_{n0}$ (kPa)	Areia Uniforme		M 75/25		M 50/50		Solo do D.F.	
			$\phi_{1k}$ (°)	$f_b$	$\phi_{1k}$ (°)	$f_b$	$\phi_{1k}$ (°)	$f_b$	$\phi_{1k}$ (°)	$f_b$
Tensão Vertical (kPa)	Ref. 1	12,5	37	5,10	35	4,07	33	2,37	30	2,09
		25	37	3,84	35	3,51	33	1,58	30	1,30
		50	37	2,87	35	2,51	33	0,98	30	0,77
	Ref. 2	12,5	37	1,25	-	-	-	30	1,48	
		25	37	0,88	-	-	-	30	1,03	
		50	37	0,68	-	-	-	30	0,68	
	Ref. 3	12,5	37	3,43	35	3,37	33	3,05	30	1,60
		25	37	2,68	35	2,63	33	2,09	30	1,07
		50	37	2,15	35	2,00	33	1,33	30	0,77
	Ref. 4	12,5	37	3,35	35	2,66	33	2,20	30	1,46
		25	37	2,49	35	1,81	33	1,48	30	1,01
		50	37	2,00	35	1,23	33	0,94	30	0,72

Ref. 1 - Tira metálica com ressaltos; Ref. 2 - Tira metálica sem ressaltos;  
 Ref. 3 - Tira sintética de alta aderência; Ref. 4 - Tira sintética convencional.

Da mesma forma que o parâmetro  $f_b$ , os parâmetros  $\alpha$  (correção de escala devido à distribuição não-linear de tensões) e  $F^*$  (fator de resistência ao arrancamento) também pressupõem a adoção de simplificações no cálculo, sendo novamente empregada a Equação 2.9 como referência. Segundo Berg *et al.* (2009b),  $\alpha$  pode ser considerado igual a 1,0 no caso de reforços inextensíveis (tiras metálicas), entretanto é inferior a 1,0 no caso das tiras sintéticas. A definição de  $\alpha$  para tiras sintéticas pressupõe que sejam feitos ensaios específicos, variando-se o comprimento das tiras de forma a entrar envoltórias específicas. Este estudo não foi feito na presente pesquisa em função do uso corrente do parâmetro  $f^*$  no caso de elementos de reforço lineares.



Os coeficientes de atrito aparente solo-reforço residuais ( $f^*_{resid}$ ) correspondem aos coeficientes encontrados para grandes deslocamentos, quando o efeito da dilatância pode ser desprezado. Na presente pesquisa os maiores deslocamentos impostos aos reforços corresponderam a 100 mm, sendo este o deslocamento final do ensaio. Entre todos os ensaios, o maior deslocamento de pico correspondeu a 51,7 mm, observado no caso do ensaio de arrancamento da tira sintética de alta aderência em areia uniforme, com tensão normal igual a 50 kPa. Dessa forma, como as amostras apresentaram resistência de pico e os pontos em questão ocorrem muito antes do fim do ensaio, considerou-se adequada a consideração do deslocamento igual a 100 mm (final do ensaio) no cálculo do parâmetro  $f^*_{resid}$ . Salienta-se que valores distintos poderiam ser encontrados caso fossem adotados deslocamentos mais significativos.

Na Tabela 5.20 estão apresentados os parâmetros considerados no cálculo de  $f^*_{resid}$ , enquanto que na Tabela 5.21 estão apresentados os coeficientes resultantes.

Na Figura 5.31 está ilustrado o quociente entre  $f^*$  e  $f^*_{resid}$  em relação aos teores de solo do Distrito Federal presentes nas amostras. Esta relação é relevante pois indica o quanto o parâmetro  $f^*$ , relativo à máxima resistência ao arrancamento, é superior à resistência observada para grandes deslocamentos. Em outras palavras, esta relação permite estimar o quanto do atrito solo-reforço é perdida para grandes deslocamentos, quando não há a influência da dilatância.

No caso da tira metálica sem ressalto e das tiras sintéticas, observa-se que o aumento de solo do Distrito Federal presente nas amostras resulta no aumento da relação  $f^*/f^*_{resid}$ , indicando que a presença desse solo condiciona grande perda de aderência caso haja deslocamentos da face superiores aos correspondentes ao pico de resistência, o que é indesejável em termos de segurança. No caso da tira metálica com ressalto observou-se a diminuição do parâmetro  $f^*/f^*_{resid}$  para teores de solo do Distrito Federal entre 0% (areia uniforme) e 50% (M 50/50), provavelmente em função do melhor entrosamento que este elemento de reforço apresenta, mesmo em solos de menor qualidade. Ainda se considerando as tiras metálicas com ressalto, para teores de solo do Distrito Federal entre 50% (M 50/50) e 100% (solo do Distrito Federal), houve o aumento do parâmetro  $f^*/f^*_{resid}$ , comportamento semelhante ao observado no caso das tiras sintéticas.

Tabela 5.20. Resistências ao arrancamento e deslocamentos referentes ao deslocamento máximo dos ensaios (100 mm).

		$\sigma'_{n0}$ (kPa)	Areia Uniforme		M 75/25		M 50/50		Solo do D.F.	
			F (kN)	$\delta$ (mm)	F (kN)	$\delta$ (mm)	F (kN)	$\delta$ (mm)	F (kN)	$\delta$ (mm)
Tensão Vertical (kPa)	Ref. 1	12,5	3,5	100	2,7	100	1,8	99	1,1	100
		25	5,2	100	5,0	100	2,4	100	1,6	100
		50	7,3	100	7,1	100	3,0	100	2,0	100
	Ref. 2	12,5	1,2	100	-	-	-	-	0,9	100
		25	1,7	100	-	-	-	-	1,5	100
		50	2,7	100	-	-	-	-	2,1	100
	Ref. 3	12,5	6,1	100	4,6	100	2,7	100	1,3	100
		25	9,4	100	8,0	100	4,0	100	1,9	100
		50	15,3	100	11,4	100	5,6	100	3,0	100
	Ref. 4	12,5	5,2	100	2,6	99	1,7	100	0,9	100
		25	8,0	100	4,0	100	2,8	100	1,2	100
		50	11,7	100	6,1	100	3,6	100	2,3	100

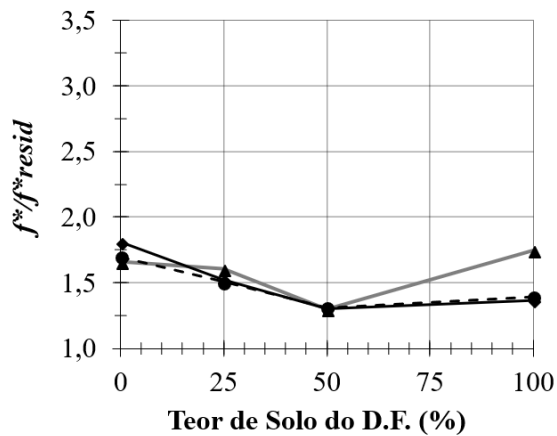
Tabela 5.21. Coeficientes de atrito solo-reforço residuais ( $f^*_{resid}$ ) estabelecidos com base nos ensaios de arrancamento.

		$\sigma'_{n0}$ (kPa)	$W_g$ (m)	Areia Uniforme	M 75/25	M 50/50	Solo do D.F.
				Coeficiente de Atrito Aparente Residual ( $f^*_{resid}$ )			
Tensão Vertical (kPa)	Ref. 1	12,5	0,05	2,32	1,78	1,19	0,69
		25	0,05	1,70	1,63	0,78	0,54
		50	0,05	1,20	1,16	0,49	0,32
	Ref. 2	12,5	0,05	0,79	-	-	0,59
		25	0,05	0,54	-	-	0,50
		50	0,05	0,43	-	-	0,35
	Ref. 3	12,5	0,10	1,98	1,51	0,89	0,44
		25	0,10	1,54	1,31	0,65	0,31
		50	0,10	1,25	0,93	0,46	0,25
	Ref. 4	12,5	0,10	1,70	0,85	0,57	0,28
		25	0,10	1,31	0,65	0,45	0,20
		50	0,10	0,95	0,50	0,29	0,19

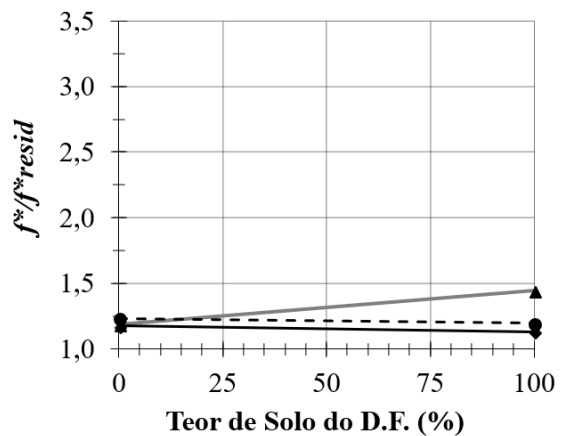
Ref. 1 - Tira metálica com ressaltos; Ref. 2 - Tira metálica sem ressaltos;

Ref. 3 - Tira sintética de alta aderência; Ref. 4 - Tira sintética convencional.

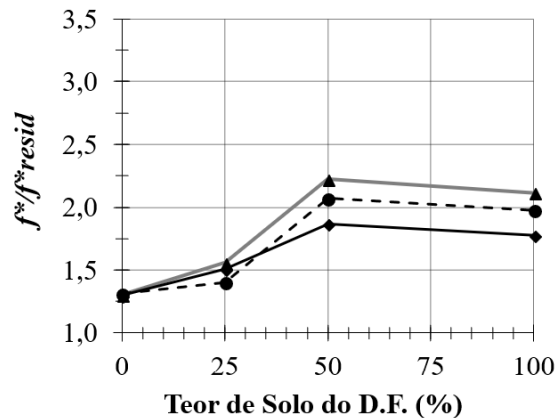
(A) Tira Metálica com Ressaltos:



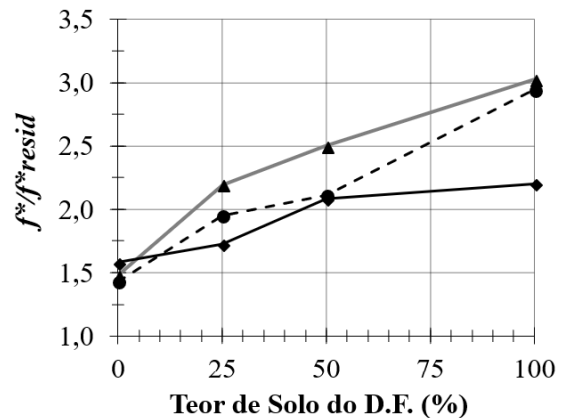
(B) Tira Metálica sem Ressaltos:



(C) Tira Sintética de Alta Aderência:



(D) Tira Sintética Convencional:



—▲— 12,5 kPa    -●- 25 kPa    —◆— 50 kPa

Figura 5.31. Quociente entre  $f^*$  e  $f^*_{resid}$  em relação aos teores de solo do Distrito Federal presentes nas amostras.

A perda de aderência solo-reforço que ocorre após o pico indica que a consideração de  $F_{máx}$  no cálculo do parâmetro  $f^*$  pode não ser adequada, principalmente no caso das tiras sintéticas. Dessa forma, pode ser conveniente a redução dos coeficientes de atrito calculados com base em  $F_{máx}$ , trabalhando-se com a carga correspondente a 95% do parâmetro em questão. Esta redução não está prevista nas normas brasileira (NBR 19286; ABNT, 2016a) e francesa (NF P94-270; Norme Française, 2009), entretanto foi considerada por outros autores (e.g. Teixeira, 2003) em ensaios de arrancamento de geogrelhas de forma a evitar a dispersão de resultados no cálculo do parâmetro  $f^*$ . Dessa forma, na Tabela 5.22 estão apresentadas as cargas correspondentes a 95% de  $F_{máx}$  e os deslocamentos atrelados às mesmas. Com base nesses valores foi feito o cálculo dos coeficientes de atrito aparente solo-reforço reduzidos ( $f^*_{95\%}$ ), conforme Tabela 5.23.

Tabela 5.22. Resistências e deslocamentos referentes a 95% da resistência máxima, conforme os ensaios de arrancamento.

		$\sigma'_{n0}$ (kPa)	Areia Uniforme		M 75/25		M 50/50		Solo do D.F.	
			F <sub>95%</sub> (kN)	$\delta_{95\%}$ (mm)	F <sub>95%</sub> (kN)	$\delta_{95\%}$ (mm)	F <sub>95%</sub> (kN)	$\delta_{95\%}$ (mm)	F <sub>95%</sub> (kN)	$\delta_{95\%}$ (mm)
			Coeficiente de Atrito Reduzido a 95% ( $f^*_{95\%}$ )							
Tensão Vertical (kPa)	Ref. 1	12,5	5,6	9,2	4,1	15,0	2,2	15,1	1,8	17,6
		25	8,4	9,5	7,2	16,0	3,0	15,3	2,2	21,2
		50	12,6	8,8	10,2	20,1	3,7	16,2	2,6	24,3
	Ref. 2	12,5	1,4	3,9	-	-	-	-	1,2	1,3
		25	1,9	2,9	-	-	-	-	1,7	1,0
		50	3,0	1,3	-	-	-	-	2,3	1,4
	Ref. 3	12,5	7,5	26,3	6,9	23,6	5,8	22,2	2,7	19,0
		25	11,7	30,6	10,7	25,4	7,9	22,6	3,6	21,0
		50	18,8	35,8	16,3	31,7	10,0	28,1	5,1	22,4
	Ref. 4	12,5	7,3	23,7	5,4	15,2	4,2	14,9	2,5	10,8
		25	10,9	25,3	7,4	19,0	5,6	16,3	3,4	12,9
		50	17,5	36,1	10,0	23,4	7,1	18,3	4,8	17,3

Tabela 5.23. Coeficientes de atrito reduzidos a 95% ( $f^*_{95\%}$ ) estabelecidos com base nos ensaios de arrancamento.

		$\sigma'_{n0}$ (kPa)	$W_g$ (m)	Areia Uniforme		M 75/25		M 50/50		Solo do D.F.		
				Coeficiente de Atrito Reduzido a 95% ( $f^*_{95\%}$ )								
Tensão Vertical (kPa)	Ref. 1	12,5	0,05	3,65	2,71	1,46	1,15					
		25	0,05	2,75	2,34	0,98	0,71					
		50	0,05	2,05	1,67	0,61	0,42					
	Ref. 2	12,5	0,05	0,89	-	-	0,81					
		25	0,05	0,63	-	-	0,57					
		50	0,05	0,49	-	-	0,37					
	Ref. 3	12,5	0,10	2,46	2,24	1,88	0,88					
		25	0,10	1,92	1,75	1,29	0,59					
		50	0,10	1,54	1,33	0,82	0,42					
	Ref. 4	12,5	0,10	2,40	1,77	1,36	0,80					
		25	0,10	1,78	1,21	0,91	0,55					
		50	0,10	1,43	0,82	0,58	0,39					

Ref. 1 - Tira metálica com ressaltos; Ref. 2 - Tira metálica sem ressaltos;

Ref. 3 - Tira sintética de alta aderência; Ref. 4 - Tira sintética convencional.

Como esperado, a consideração em questão resultou em coeficientes de atrito aparente solo-reforço mais conservadores. Salienta-se que nas Figuras D.26 a D.28 (Apêndice D) estão indicados os pontos correspondentes ao carregamento máximo e ao carregamento correspondente a 95% do carregamento máximo. Quando se trabalha com o carregamento máximo, muitas vezes o mesmo corresponde a picos de leitura oriundos da oscilação de voltagem dos instrumentos utilizados nos ensaios. Ao se trabalhar com 95% do carregamento, elimina-se a influência da voltagem dos instrumentos. Além disso, os parâmetros considerados são mais conservadores, sendo admitidos deslocamentos da face inferiores. Dessa forma, cabe ao projetista avaliar a consideração em questão de forma a obter uma estrutura segura e que atenda aos requisitos de projeto.

### **5.9.2 VALORES PREVISTOS PELAS NORMAS TÉCNICAS**

Como exposto anteriormente, as normas consideradas nesta pesquisa foram a norma brasileira (NBR 19286; ABNT, 2016a) e a norma francesa (NF P94-270; Norme Française, 2009), uma vez que a norma brasileira trata somente das tiras metálicas, enquanto a norma francesa considera também as tiras sintéticas.

No caso da norma brasileira (NBR 19286; ABNT, 2016a), há uma diferenciação entre os critérios mecânicos a serem considerados no caso de armaduras metálicas com ressalto e armaduras metálicas lisas. No caso das tiras metálicas lisas, basta que sejam atendidos os requisitos expostos na Tabela A.1 (Apêndice A). Dessa forma, como no caso da areia uniforme foi atendido o critério referente ao diâmetro dos grãos ( $0,08 \text{ mm} \leq D_{15}$ ) e o critério mecânico, considera-se que  $f^*$  é igual a 0,4 independentemente do nível de tensões ensaiado. Por outro lado, o solo do Distrito Federal não atende aos critérios mecânicos estabelecidos para as tiras metálicas lisas, não sendo possível estimar  $f^*$  com base nesta norma.

No caso das tiras metálicas com ressalto, foram considerados os critérios mecânicos apresentados na Tabela A.2 (Apêndice A), resultando na classificação dos solos apresentada na Tabela 5.24. Na tabela em questão,  $\phi_0$  corresponde ao ângulo de atrito interno mínimo e  $\phi$  corresponde ao ângulo de atrito interno obtidos por cisalhamento direto rápido e inundado em amostra compactada, enquanto  $\phi_2$  corresponde ao ângulo de atrito interno obtido por ensaio de cisalhamento direto rápido em amostra deformada, moldada na umidade correspondente ao

limite de liquidez e comprimida a 200 kPa. Foram adotados os parâmetros médios, conforme orienta a norma em questão.

Com base na norma brasileira (NBR 19286; ABNT, 2016a), a areia uniforme, as misturas M 75/25 e M 50/50 e o solo do Distrito Federal foram enquadrados, respectivamente, nos grupos A, B, C e E. Os grupos A e B correspondem aos solos granulares, mais adequados para o uso neste tipo de estrutura. O grupo C, por sua vez, corresponde aos materiais que possuem maior teor de finos em relação aos grupos A e B e, por esse motivo, devem ser usados apenas em obras protegidas de águas superficiais e subterrâneas. O grupo E, correspondente ao solo do Distrito Federal, pode ser utilizado em obras de terra armada caso sejam feitos estudos especiais e, portanto, a norma em questão não especifica coeficientes  $f^*$  de referência para este material. Apesar de o uso do solo do Distrito Federal não ser previsto (grupo E), no caso deste material foi determinado o parâmetro  $\phi_1$  (grupo D), correspondente ao ângulo de atrito interno do solo, obtido por meio de cisalhamento direto rápido inundado pré-adensado sobre amostra saturada após moldagem nos parâmetros ótimos de compactação, sendo este ângulo igual a 29°.

Tabela 5.24. Critérios mecânicos para seleção do material de aterro para armaduras com ressaltos, com base na NBR 19286 (ABNT, 2016a).

Parâmetros		Material Geotécnico			
		Areia Uniforme	M 75/25	M 50/50	Solo do D.F.
Granulometria	D <sub>10</sub> (mm)	0,28	0,004	< 0,001	< 0,001
	D <sub>15</sub> (mm)	0,31	0,05	< 0,001	< 0,001
	D <sub>20</sub> (mm)	0,34	0,13	0,0065	< 0,001
	D <sub>40</sub> (mm)	0,50	0,3	0,15	0,0026
	Critérios	0,08 mm ≤ D <sub>15</sub> (atendido)	0,015 mm > D <sub>10</sub> (atendido)	0,015 mm > D <sub>20</sub> (atendido)	0,015 mm > D <sub>40</sub> (atendido)
Resistência	$\phi$ (°)	37	32	30	27
	$\phi_0$ (°)	34	32	30	27
	$\phi_2$ (°)	-	27	-	-
	Critérios	(atendido)	$\phi_2 \geq 25^\circ$ (atendido)	$\phi \geq 30^\circ$ (atendido)	Depende de estudos especiais
Grupo de solo		<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>E</b>

Na Tabela 5.25 estão apresentados os parâmetros para a estimativa de  $f^*$  conforme os requisitos da norma brasileira (NBR 19286; ABNT, 2016a).

Tabela 5.25. Parâmetros para determinação de  $f^*$  conforme a NBR 19286 (ABNT, 2016a).

<b>Material Geotécnico</b>	$C_U$	$\phi$ (°)	$\phi_0$ (°)	$f^*_{\theta}$	$f^*_{\theta C}$	$f^*_{\theta 1}$
Areia Uniforme	2,4	37	34	1,50	-	0,67
M 75/25	> 50	32	32	1,50	1,50	0,62
M 50/50	> 50	30	30	1,50	-	0,58
Solo do D.F.	> 50	27	27	-	-	-

O parâmetro  $f^*_{\theta}$ , calculado conforme a Equação 2.18, é dependente do coeficiente de não uniformidade do solo ( $C_U$ ). Pode-se observar que o cálculo do parâmetro em questão poderia levar a estimativas irreais da aderência solo-reforço no caso dos materiais geotécnicos coesivos (misturas M 25/75 e M 50/50), uma vez que  $C_U > 50$ . Sendo assim,  $f^*_{\theta}$  foi limitado em 1,5 (valor sugerido pela norma) para todos os materiais geotécnicos. No caso do grupo de solo B, no qual está contida a mistura M 75/25, também foi feito o cálculo de  $f^*_{\theta C}$ , o qual consiste em uma correção do parâmetro  $f^*_{\theta}$  considerando os ângulos de atrito  $\phi$  e  $\phi_0$ , os quais foram iguais no caso deste material (32°). Os parâmetros  $f^*_{\theta 1}$ , por sua vez, foram calculados com base na Equação 2.15, a qual é dependente do ângulo  $\phi'$ . Na Tabela 5.26 estão apresentados os coeficientes de atrito aparente solo-reforço estimados com base na norma NBR 19286 (ABNT, 2016a) para as tiras metálicas com ressaltos, considerando-se a areia uniforme (grupo A) e as misturas M 75/25 (grupo B) e M 50/50 (grupo C). Estes valores são distintos dos valores calculados com base nos ensaios de arrancamento. Não foram estimados parâmetros para o solo do Distrito Federal (grupo E) pois a norma brasileira não estabelece equações para o grupo em questão.

Por sua vez, considerando-se a norma francesa (NF P94-270; Norme Française, 2009), os materiais geotécnicos foram classificados conforme os grupos apresentados na Tabela 5.27, de acordo com a granulometria e a plasticidade dos mesmos. Observa-se que a presença de plasticidade foi um fator determinante na classificação dos solos pela norma em questão, uma vez que não está prevista a ocorrência de plasticidade nos materiais drenantes e granulares.

Tabela 5.26. Coeficientes de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ) estimados conforme a norma NBR 19286 (ABNT, 2016a) para tiras metálicas com ressaltos.

Material Geotécnico	$f^*_{0}$	$f^*_{1}$	$\gamma_{n,95\%}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_{n0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	z (m)	$f^*$
Areia Uniforme	1,50	0,67	16,3	12,5	0,77	1,39
				25	1,54	1,29
				50	3,07	1,08
M 75/25	1,50	0,62	19,4	12,5	0,65	1,41
				25	1,29	1,31
				50	2,58	1,12
M 50/50	1,50	0,58	19,6	12,5	0,64	1,40
				25	1,27	1,30
				50	2,55	1,11

Tabela 5.27. Classificação dos materiais geotécnicos conforme a norma francesa (NF P94-270; Norme Française, 2009).

Material Geotécnico	% em Peso		Índice de Plasticidade (%)	Grupo de Solo
	D < 80 $\mu$ m	D < 20 $\mu$ m		
Areia Uniforme	0	0	0	Drenante
M 75/25	17	13	1	Intermediário
M 50/50	33	24	4	Intermediário
Solo do D.F.	66	50	11	Fino

A areia uniforme foi classificada como solo drenante, enquanto as misturas M 75/25 e M 50/50 foram classificadas como materiais intermediários. O solo do Distrito Federal, por sua vez, foi classificado como solo fino, grupo cuja utilização não é prevista em muros mecanicamente estabilizados, conforme a norma em questão. Dessa forma, novamente não foi possível estimar  $f^*$  no caso do solo do Distrito Federal.

Na Tabela 5.28 estão apresentados os coeficientes  $f_{0}^*$  e  $f_{1}^*$  estimados conforme tal norma, cujos requisitos encontram-se apresentados na Tabela A.6 (Apêndice A). O ângulo de atrito interno do solo ( $\phi_{1k}$ ) corresponde à envoltória de Mohr-Coulomb obtida por meio de ensaios de cisalhamento direto com o material oriundo da jazida em condições iguais às empregadas na obra (ensaios adensados e lentos, conforme a norma em questão). Nessa tabela não são



apresentados os coeficientes  $f_0^*$  e  $f_1^*$  referentes à tira metálica lisa, uma vez que a norma francesa estabelece que  $f^*$  seja considerado igual a 0,4 para este tipo de reforço no caso de solos drenantes e granulares.

Tabela 5.28. Estimativa dos coeficientes  $f_0^*$  e  $f_1^*$  conforme a norma NF P94-270 (Norme Française, 2009).

Valores		Material Geotécnico			
		Areia Uniforme	M 75/25	M 50/50	Solo do D.F.
Parâmetros	Classe	Drenante	Intermediário	Intermediário	Fino
	C <sub>U</sub>	2,4	> 50	> 50	> 50
	D <sub>70</sub> (mm)	0,83	0,60	0,47	0,092
	$\phi_{1k}$ (°)	37	35	33	30
	$\tan \phi_{1k}$ (°)	0,75	0,70	0,65	0,58
Ref. 1	$f_0^*$	1,50	1,45	1,34	-
	$f_1^*$	0,75	0,70	0,65	-
Ref. 3	$f_0^*$	1,30	1,06	0,98	-
	$f_1^*$	0,68	0,56	0,52	-
Ref. 4	$f_0^*$	1,30	1,06	0,98	-
	$f_1^*$	0,68	0,56	0,52	-

Ref. 1 - Tira metálica com ressaltos; Ref. 3 - Tira sintética de alta aderência;  
Ref. 4 - Tira sintética convencional.

Na Tabela 5.29 estão apresentados os coeficientes de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ) resultantes da estimativa com base na norma francesa (NF P94-270; Norme Française, 2009), considerando todos os reforços estudados. O solo do Distrito Federal não foi apresentado nesta tabela pois seu uso não foi considerado adequado pela norma francesa.

Nas Figuras D.31 a D.33 (Apêndice D) apresenta-se a comparação entre os coeficientes  $f^*$  estimados por meio das normas e os coeficientes calculados com base nos ensaios de arrancamento. No caso do solo do Distrito Federal estão apresentados apenas os coeficientes  $f^*$  calculados com base nos ensaios de arrancamento, uma vez que as normas em questão não apresentam equações para este material.

Tabela 5.29. Coeficientes de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ) estimados conforme a norma NF P94-270 (Norme Française, 2009).

Valores		Material Geotécnico								
		Areia Uniforme			M 75/25			M 50/50		
$\sigma'_{no}$ (kN/m <sup>2</sup> )		12,5	25	50	12,5	25	50	12,5	25	50
$z$ (m)		0,77	1,54	3,07	0,65	1,29	2,58	0,64	1,27	2,55
$f^*$	<b>Ref. 1</b>	1,40	1,31	1,12	1,37	1,29	1,12	1,27	1,19	1,05
	<b>Ref. 2</b>	0,40	0,40	0,40	-	-	-	-	-	-
	<b>Ref. 3</b>	1,22	1,14	0,98	1,01	0,95	0,84	0,93	0,88	0,79
	<b>Ref. 4</b>	1,22	1,14	0,98	1,01	0,95	0,84	0,93	0,88	0,79
Ref. 1 - Tira metálica com ressaltos; Ref. 2 - Tira metálica sem ressaltos; Ref. 3 - Tira sintética de alta aderência; Ref. 4 - Tira sintética convencional.										

No caso da tira metálica com ressaltos, foram observadas pequenas variações entre os valores previstos pela norma brasileira (NBR 19286; ABNT, 2016a) e a norma francesa (NF P94-270; Norme Française, 2009), indicando que, apesar das diferenças encontradas entre as mesmas (e.g. ângulo de atrito interno considerado, equações para estimativa de  $f_0^*$  e  $f_l^*$ ), ambas conduzem a resultados semelhantes. Por sua vez, ao se considerar os coeficientes  $f^*$  calculados com base nos ensaios de arrancamento, observa-se que os mesmos foram superiores aos valores sugeridos pelas normas no caso da areia uniforme e da mistura M 75/25, materiais de melhor qualidade. Isso decorre da consideração de um intervalo de confiança de 95% na definição das equações para previsão de valores (Reinforced Earth, 1995), com a finalidade de adequar os resultados a uma grande variedade de situações. Sendo assim, a previsão de valores com base nas normas pode ser considerada conservadora em relação ao que se observa nos ensaios de arrancamento, quando considerados os materiais mais granulares (areia uniforme e mistura M 75/25). Dessa forma, o emprego de materiais de menor qualidade em relação à areia uniforme, como é o caso da mistura M 75/25, pode ser viável.

Ainda considerando as tiras metálicas com ressaltos, no caso da mistura M 50/50 os coeficientes  $f^*$  obtidos nos ensaios de arrancamento foram inferiores aos estimados pelas normas brasileira e francesa, indicando que este material, embora atenda às classificações sugeridas pelas normas (grupo C, conforme a norma brasileira; material intermediário, conforme a norma francesa), possui comportamento distinto dos grupos nos quais se enquadra. Os coeficientes  $f^*$  encontrados para a mistura M 50/50 foram iguais a 1,54, 1,03 e 0,64, respectivamente, para

tensões normais iguais a 12,5 kPa, 25 kPa e 50 kPa. Considerando que o ângulo de atrito interno mínimo ( $\phi_0$ ) deste material é igual a  $30^\circ$ , seria mais conveniente enquadrá-lo no grupo de solo D (NBR 19286; ABNT, 2016a), para o qual  $f^* = \tan \phi_0 = 0,58$ . O mesmo ocorre para o solo do Distrito Federal que, apesar de não ser considerado apto para uso de acordo com as normas, poderia ser enquadrado no grupo de solo D (NBR 19286; ABNT, 2016a) caso fosse desconsiderado o requisito granulométrico, uma vez que este material atende aos critérios mecânicos, ou seja, o parâmetro  $\phi_1$  atende ao requisito da norma para o grupo D ( $\phi_1 = 29^\circ \geq 25^\circ$ , conforme Tabela A.2 do Apêndice A). Além disso, no caso do solo do Distrito Federal, os coeficientes  $f^*$  calculados com base nos ensaios se aproximam dos valores estimados com base na equação  $f^* = \tan \phi_0 = 0,51$  ( $f^* = 1,21, 0,75$  e  $0,44$ , respectivamente, para tensões normais de 12,5 kPa, 25 kPa e 50 kPa).

Por sua vez, no caso das tiras metálicas sem ressalto, os coeficientes  $f^*$  calculados com base nos ensaios se aproximam dos valores estimados pelas normas brasileira e francesa, no caso da areia uniforme. Apesar de o solo do Distrito Federal não estar enquadrado nas referidas normas, os coeficientes  $f^*$  encontrados (0,85, 0,60 e 0,39, respectivamente, para tensões normais iguais a 12,5 kPa, 25 kPa e 50 kPa) se aproximam do valor sugerido pelas normas para este tipo de reforço ( $f^* = 0,4$ ). Cabe salientar que a norma brasileira permite que os solos enquadrados no grupo E (solo do Distrito Federal) possam ser utilizados como material de aterro em solos reforçados, caso haja estudos específicos atestando a viabilidade.

No caso das tiras sintéticas, avaliadas exclusivamente pela norma francesa, novamente foram encontrados resultados conservadores no caso da areia uniforme e da mistura M 75/25, embora a performance da tira sintética convencional tenha sido inferior à performance da tira sintética de alta aderência. No caso da mistura M 50/50, para as tiras sintéticas de alta aderência (com ressalto laterais), os coeficientes  $f^*$  previstos ficaram próximos dos valores observados nos ensaios, enquanto que, no caso das tiras sintéticas convencionais, os valores observados foram inferiores aos previstos para tensão normal igual a 50 kPa. Novamente, as classificações apresentadas pela norma francesa no caso da mistura M 50/50 apresentaram inconsistências, indicando que este material tem comportamento inferior ao estimado pelas mesmas. No caso do solo do Distrito Federal, embora não considerado pelas normas, observa-se que a consideração de  $f^* = \tan \phi_0 = 0,51$  não seria razoável, uma vez que os valores encontrados são inferiores a 0,51 no caso de tensão normal igual a 50kPa.

### 5.9.3 ATRITO REAL SOLO-REFORÇO

As tensões na massa de solo foram registradas sobre os elementos de reforços nas posições P1, P2 e P3 e no maciço compactado nas posições P4 e P5. Nas Figuras D.34 a D.54 (Apêndice D) estão representadas as leituras das células de tensões totais ao longo dos ensaios. Cabe salientar que as tensões totais medidas com o uso das células de tensões totais apresentaram grandes oscilações, uma vez que as leituras destes instrumentos se mostraram sensíveis às voltagens. Dessa forma, foram considerados os valores médios correspondentes aos deslocamentos de pico, nos pontos considerados. No caso das tensões medidas no maciço de solo, sem a presença dos elementos de reforço (posições P4 e P5), os valores registrados se aproximaram das tensões normais aplicadas ( $\sigma'_{n0}$ ), enquanto que no caso das células de tensões totais instaladas sobre os reforços (posições P1, P2 e P3), houve acréscimos na tensão vertical em função do arrancamento ( $\Delta\sigma'_n$ ).

A soma entre as tensões normais efetivas atuantes no nível do reforço ( $\sigma'_{n0}$ ) e os aumentos localizados de tensões verticais tensão vertical em função do arrancamento ( $\Delta\sigma'_n$ ) corresponde às tensões normais reais que ocorrem no nível dos reforços. Sendo assim, o acréscimo de tensões totais correspondeu à subtração entre a tensão total observada no ponto e a tensão normal aplicada ( $\sigma'_{n0}$ ). Nas Tabelas D.10 e D.11 (Apêndice D) estão apresentados os acréscimos médios de tensões totais nas posições P1, P2 e P3. A partir destes valores foi calculado o acréscimo de tensões verticais ( $\Delta\sigma'_n$ ) médio de cada ensaio (média entre os acréscimos correspondentes a P1, P2 e P3), estando estes valores apresentados na tabela em questão.

Com base no acréscimo de tensões verticais ( $\Delta\sigma'_n$ ) médio e nas tensões normais aplicadas ( $\sigma'_{n0}$ ), foi possível determinar os coeficientes de atrito real solo-reforço ( $f$ ), por meio da Equação 2.6. Os valores encontrados estão apresentados nas Tabelas D.12 e D.13 (Apêndice D). Os parâmetros  $f$  e  $f^*$  foram então comparados com o parâmetro  $f_{I}^*$ , o qual representa o coeficiente de atrito para grandes profundidades, conforme as Figuras 5.32 a 5.34. Esse parâmetro foi calculado como  $f_{I}^* = \tan \phi'$ , como orientam as normas brasileira (NBR 19286; ABNT, 2016a) e francesa (NF P94-270; Norme Française, 2009). Como ângulo de atrito considerou-se o parâmetro  $\phi_{1k}$  (ensaio de cisalhamento direto consolidados e lento). Alternativamente, foi considerado o cálculo de  $f_{I}^*$  como  $\tan \phi'$ , sendo  $\phi'$  o ângulo de interface solo-reforço, obtido por meio dos ensaios de cisalhamento direto.

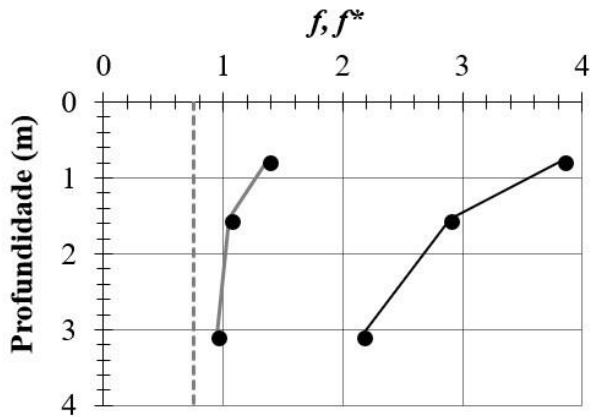
Observa-se que os coeficientes de atrito real solo-reforço ( $f$ ) possuem valores inferiores aos coeficientes de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ), uma vez que o cálculo do atrito real leva em consideração a tensão normal que efetivamente está ocorrendo no nível do reforço ( $\sigma'_{n,real}$ ), ou seja, a soma entre a tensão normal efetiva ( $\sigma'_{n0}$ ) com o acréscimo de tensões verticais efetivas ( $\Delta\sigma'_n$ ). O acréscimo de tensões verticais se deve ao fenômeno da dilatância impedida, como relatado por Abdelouhab *et al.* (2010). Sendo assim, ao se calcular o coeficiente de atrito com base na tensão real ( $f$ ), elimina-se o efeito da dilatância e obtém-se comportamento semelhante ao observado em  $f^*$  a grandes profundidades, ou seja, o atrito solo-reforço se aproxima dos valores determinados para o parâmetro  $f_i^*$ . Os valores encontrados estão de acordo com o trabalho de Wang & Richwien (2002), segundo os quais  $f$  e  $f^*$  se aproximam no caso das tiras metálicas sem ressalto. Os coeficientes de atrito real solo-reforço ( $f$ ) se mostraram mais relacionados com a tangente do ângulo de atrito de interface ( $f_i^* = \tan \varphi'$ ), e não com o ângulo de atrito interno do solo ( $f_i^* = \tan \phi'$ ), indicando que o ângulo de atrito de interface é mais adequado para quantificar a interação solo-reforço, ao contrário do que sugerem as normas brasileira NBR 19286; ABNT, 2016a) e francesa (NF P94-270; Norme Française, 2009).

No caso das tiras metálicas com ressalto, as células de tensões foram posicionadas sobre os ressalto nas posições P1 e P3 e sobre a parte lisa na posição P2. Dessa forma, para cada um dos ensaios, foi possível verificar o acréscimo de tensão normal ( $\Delta\sigma'_n$ ) oriundo da presença dos ressalto. A comparação entre os valores em questão e os teores de solo do Distrito Federal está apresentada na Figura 5.35, conforme a tensão normal do ensaio (12,5 kPa, 25 kPa ou 50 kPa).

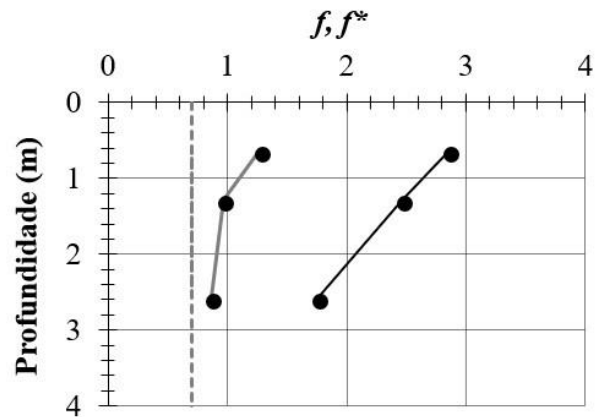
Observa-se que, no caso das tiras metálicas com ressalto instaladas em areia uniforme, os acréscimos de tensões normais durante o arrancamento são maiores do que os valores observados nos demais materiais geotécnicos, em decorrência da presença de ressalto. No caso da mistura M 75/25, novamente observa-se comportamento adequado, entretanto com valores inferiores aos observados com o uso da areia uniforme. Dessa forma, evidencia-se que a presença de ressalto condiciona a dilatância dos solos mais granulares durante o arrancamento dos reforços. No caso de solos mais coesivos (mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal), que não apresentam dilatância considerável, há entrosamento entre o solo e os ressalto, resultando em acréscimos de tensões inferiores aos observados nos materiais granulares.

**(A) Tira Metálica com Ressaltos:**

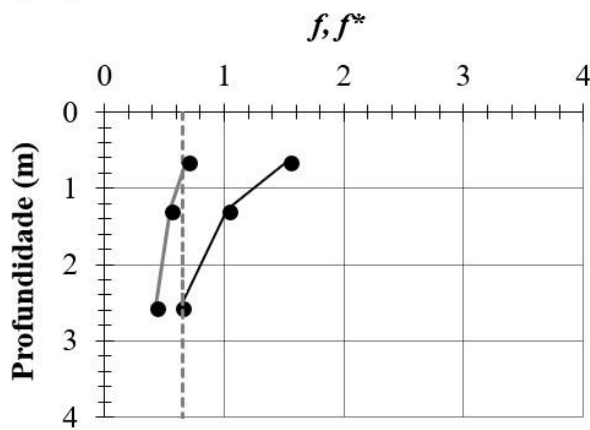
**(A.1) Areia Uniforme:**



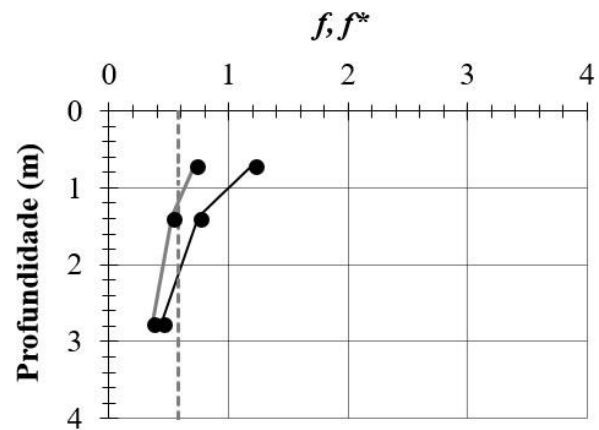
**(A.2) M 75/25:**



**(A.3) M 50/50:**

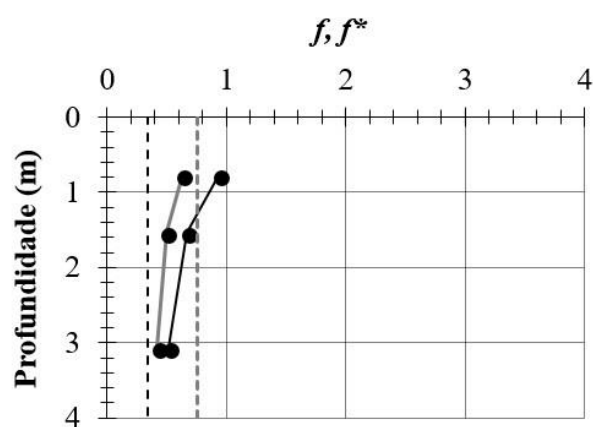


**(A.4) Solo do Distrito Federal:**

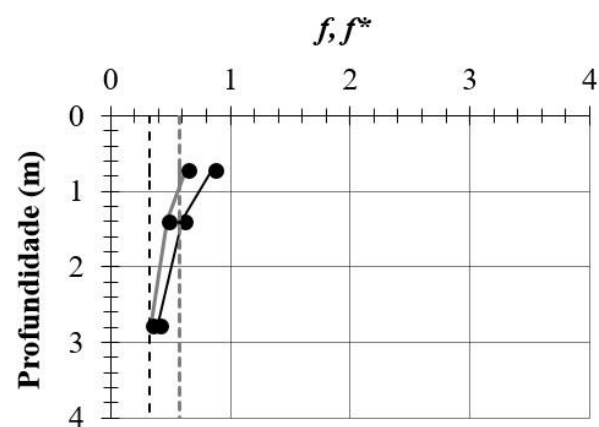


**(B) Tira Metálica sem Ressaltos:**

**(B.1) Areia Uniforme:**



**(B.2) Solo do D.F.:**



—●— Coeficiente de aderência real

----- Tangente do ângulo de atrito interno

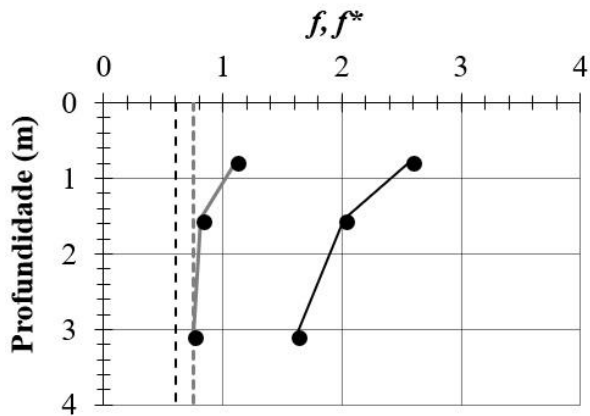
—●— Coeficiente de aderência aparente

----- Tangente do ângulo de atrito de interface

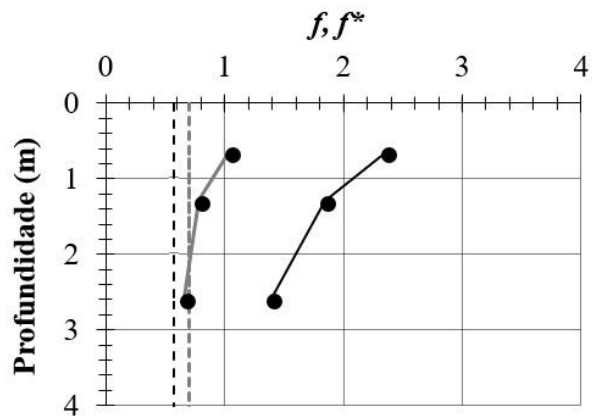
Figura 5.32. Quociente entre  $f$  e  $f^*$  em relação à profundidade – tira metálica com ressaltos e tira sintética sem ressaltos.

**(A) Tira Sintética de Alta Aderência:**

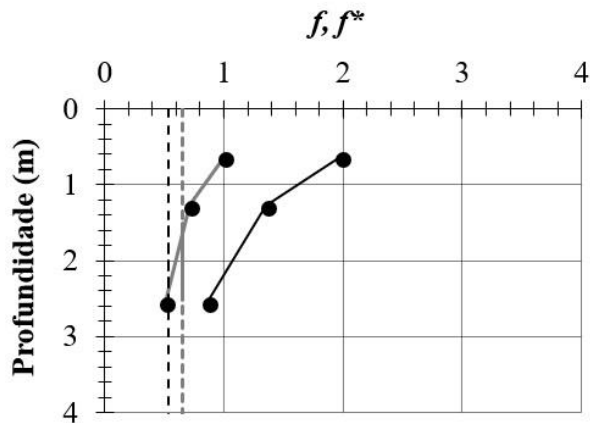
**(A.1) Areia Uniforme:**



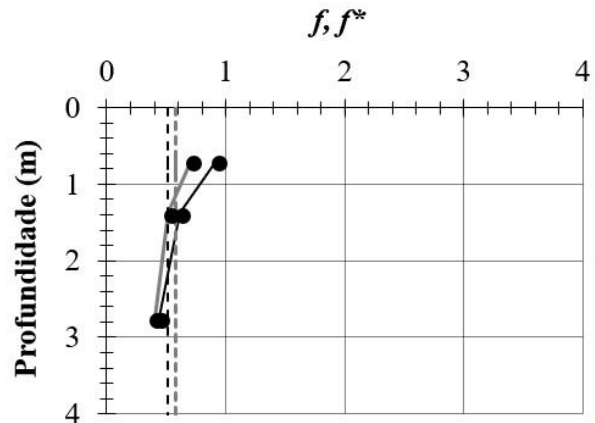
**(A.2) M 75/25:**



**(A.3) M 50/50:**

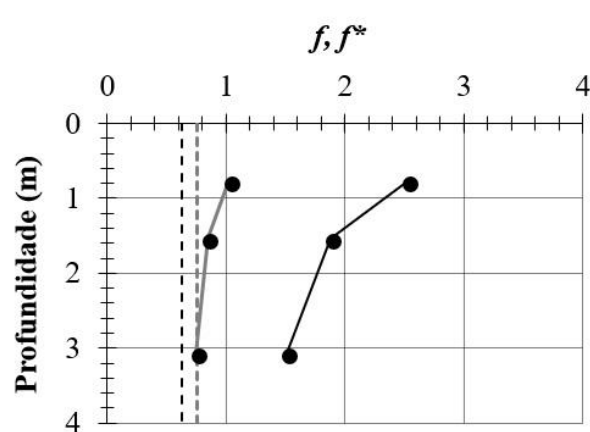


**(A.4) Solo do Distrito Federal:**

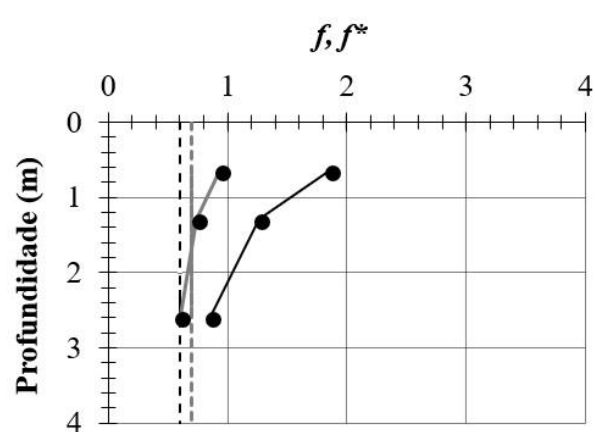


**(B) Tira Sintética Convencional:**

**(B.1) Areia Uniforme:**



**(B.2) M 75/25:**



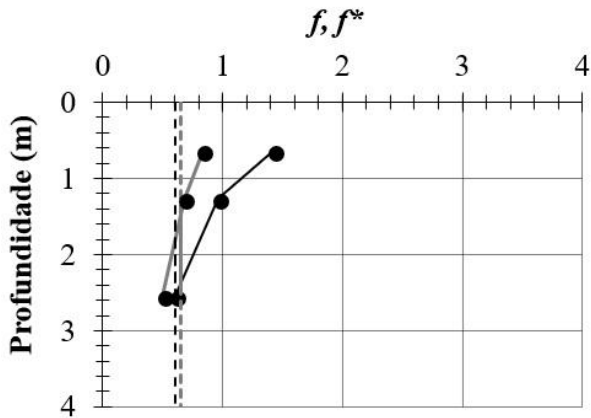
—●— Coeficiente de aderência real  
 - - - - Tangente do ângulo de atrito interno

—●— Coeficiente de aderência aparente  
 - - - - Tangente do ângulo de atrito de interface

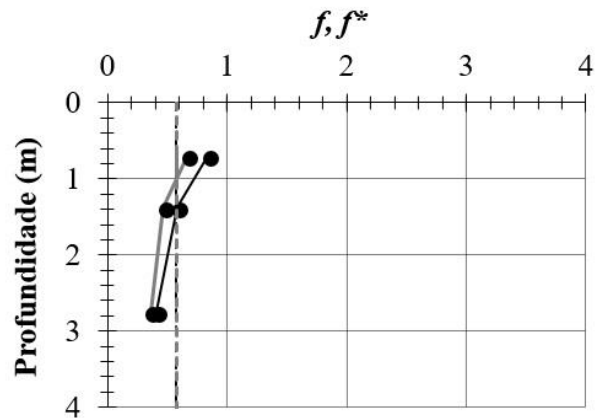
Figura 5.33. Quociente entre  $f$  e  $f^*$  em relação à profundidade – tira sintética de alta aderência e tira sintética convencional.

**(A) Tira Sintética Convencional:**

**(A.1) M 50/50:**



**(A.2) Solo do Distrito Federal:**



—●— Coeficiente de aderência real

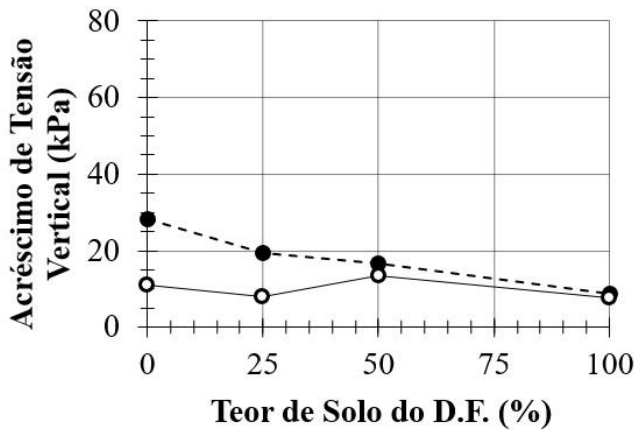
----- Tangente do ângulo de atrito interno

—●— Coeficiente de aderência aparente

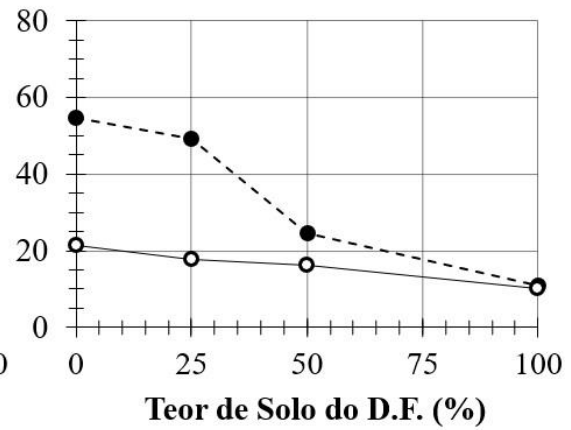
----- Tangente do ângulo de atrito de interface

Figura 5.34. Quociente entre  $f$  e  $f^*$  em relação à profundidade – tira sintética convencional.

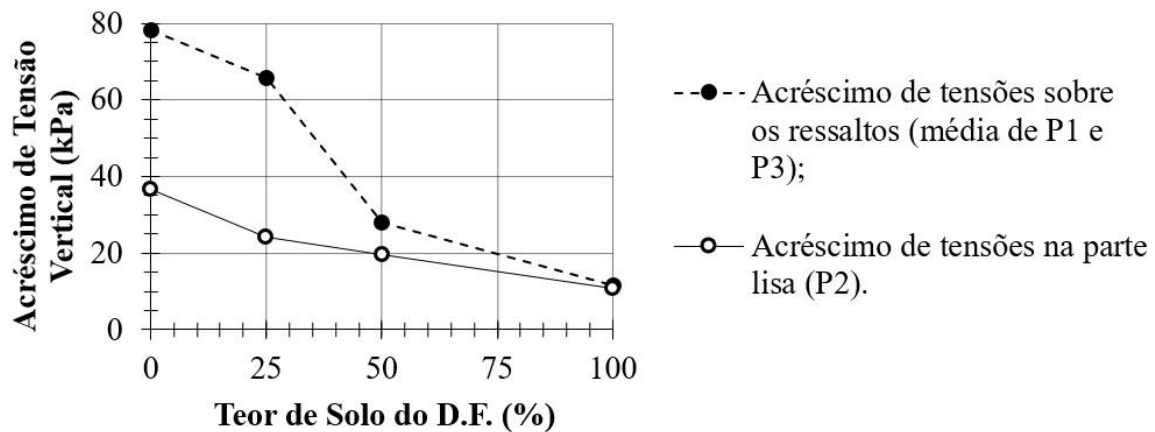
**(A) 12,5 kPa:**



**(B) 25 kPa:**



**(C) 50 kPa:**



---●--- Acréscimo de tensões sobre os ressaltos (média de P1 e P3);

—○— Acréscimo de tensões na parte lisa (P2).

Figura 5.35. Acréscimos de tensões nas tiras metálicas com ressaltos, sendo as posições P1 e P3 referentes às CTTs instaladas sobre os ressaltos e P2 na parte lisa.



### 5.9.4 DESLOCAMENTOS INTERNOS E DEFORMAÇÕES

A análise tensão-deformação das tiras metálicas com ressaltos foi feita com base nas deformações medidas pelos extensômetros. Nas Figuras D.55 e D.56 (Apêndice D) estão representadas as leituras dos extensômetros ao longo dos ensaios. Na Tabela 5.30 estão indicadas as leituras dos instrumentos em questão no momento de maior resistência ao arrancamento (pico). O uso de extensômetros foi necessário uma vez que as tiras metálicas apresentaram deslocamentos mínimos, em concordância com o estudo de Gurung & Iwao (1999).

Tabela 5.30. Deformações medidas pelos extensômetros elétricos (EE 1, EE 2 e EE 3) nas tiras metálicas com ressaltos.

	Material Geotécnico	$\sigma'_{n0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	F <sub>máx</sub> (kN)	$\delta_{pico}$ (mm)	$\sigma_{face}$ (kN/m <sup>2</sup> )	EE 1	EE 2	EE 3
						Deformação (μm/m)		
Material Geotécnico	Areia Uniforme	12,5	5,9	15,2	23537	83,3	37,0	9,3
		25	8,9	15,3	35432	148,1	74,1	18,5
		50	13,2	15,9	52957	222,2	148,1	37,0
	M 75/25	12,5	4,4	24,7	17452	74,1	37,0	18,5
		25	7,5	26,6	30118	129,6	74,1	37,0
		50	10,8	29,3	43097	166,7	129,6	55,6
	M 50/50	12,5	2,4	27,5	9441	37,0	18,5	9,3
		25	3,1	29,2	12586	46,3	27,8	9,3
		50	3,9	32,2	15658	64,8	46,3	18,5
	Solo do D.F.	12,5	1,8	27,6	7390	18,5	9,3	9,3
		25	2,3	29,4	9177	37,0	18,5	9,3
		50	2,7	33,2	10853	46,3	27,8	18,5

Com base nas deformações, foi possível definir as tensões atuantes nas seções transversais das tiras metálicas por meio da Lei de Hooke, segundo a qual o produto entre o módulo de elasticidade (E) e a deformação ( $\epsilon$ ) é igual à tensão de tração atuante no ponto considerado. Como módulo de elasticidade (E), foi empregado o valor sugerido por Abdelouhab *et al.* (2011) para tiras metálicas com ressaltos (E = 210 GPa).

No ponto correspondente à face da tira, ou seja, na primeira seção transversal da tira no comprimento ancorado, a tensão de tração foi calculada como o quociente da carga de arrancamento máxima ( $F_{m\acute{a}x}$ ) pela área da seção transversal da tira. Na seção transversal correspondente à traseira da tira, ou seja, na última seção transversal da tira no comprimento ancorado, considerou-se que a deformação foi nula e, portanto, a tensão de tração também foi igual a zero. Com base nestes princípios, foram obtidas as tensões atuantes ao longo da tira, no momento de maior resistência (pico de tensão), conforme a Tabela 5.31. Na mesma tabela apresenta-se a distância entre o ponto considerado e a face da tira.

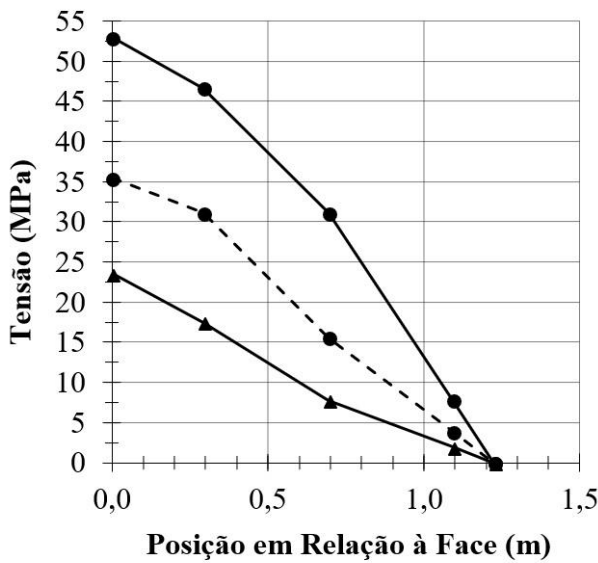
Tabela 5.31. Tensões ao longo da seção transversal das tiras metálicas com ressaltos.

	Material Geotécnico	$\sigma'_{n0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Face	EE 1	EE 2	EE 3	Traseira
			Tensão (MPa)				
Tensão (kPa)	Areia Uniforme	12,5	23,5	17,5	7,8	1,9	0,0
		25	35,4	31,1	15,6	3,9	0,0
		50	53,0	46,7	31,1	7,8	0,0
	M 75/25	12,5	17,5	15,6	7,8	3,9	0,0
		25	30,1	27,2	15,6	7,8	0,0
		50	43,1	35,0	27,2	11,7	0,0
	M 50/50	12,5	9,4	7,8	3,9	1,9	0,0
		25	12,6	9,7	5,8	1,9	0,0
		50	15,7	13,6	9,7	3,9	0,0
	Solo do D.F.	12,5	7,4	3,9	1,9	1,9	0,0
		25	9,2	7,8	3,9	1,9	0,0
		50	10,9	9,7	5,8	3,9	0,0
Distância em relação à face (m)			0	0,294	0,694	1,094	1,225

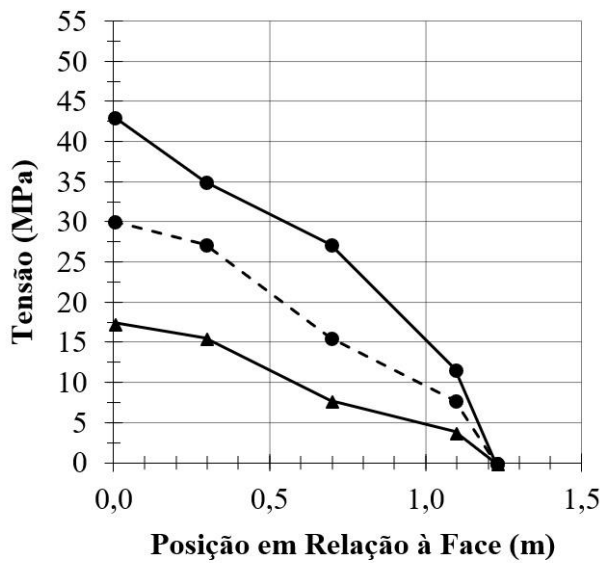
Na Figura 5.36 estão representadas as tensões de tração atuantes ao longo do comprimento das tiras em cada um dos ensaios, no momento de maior resistência à tração. Observa-se que as tensões presumidas para a face e para a traseira da tira se ajustaram às tensões calculadas com base nas deformações medidas pelos extensômetros (EE 1, EE 2 e EE 3). As maiores tensões foram observadas no caso da areia uniforme e da mistura M 75/25, sendo que estes materiais apresentaram melhor comportamento durante os ensaios de arrancamento. No caso da mistura M 50/50 e do solo do Distrito Federal, as tensões foram menores que as observadas nos demais materiais geotécnicos (areia uniforme e mistura M 75/25) em virtude dos menores esforços requeridos para o arrancamento. Pode-se observar que, no momento de maior resistência ao arrancamento, as tiras metálicas estão solicitadas ao longo de todo o comprimento, sendo as

tensões maiores à medida em que se aproxima da face e menores na região traseira. Este resultado está de acordo com o estudo de Elias *et al.* (2001), segundo os quais as forças de tração que ocorrem ao longo do elemento de reforço não são constantes. Sendo assim, o esforço necessário para o arrancamento ( $F_{m\acute{a}x}$ ) vai se dissipando ao longo do comprimento da tira, em função da textura superficial e da geometria da mesma. Não foi possível realizar medições ao longo das tiras sintéticas pois o nível de deformação delas não era compatível com os extensômetros disponíveis.

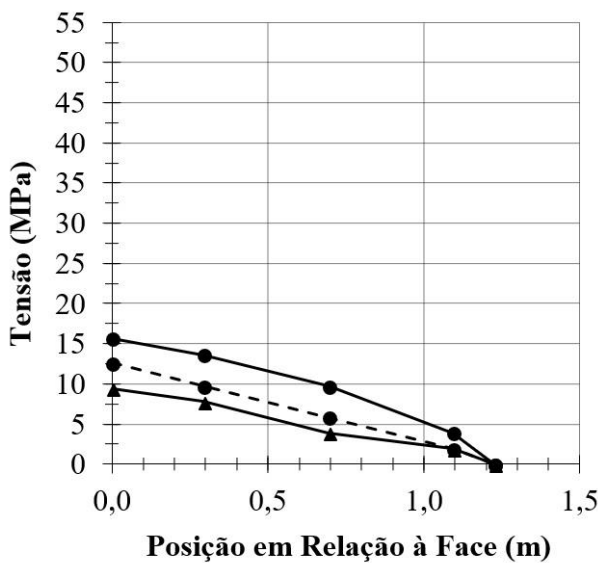
(A) Areia Uniforme:



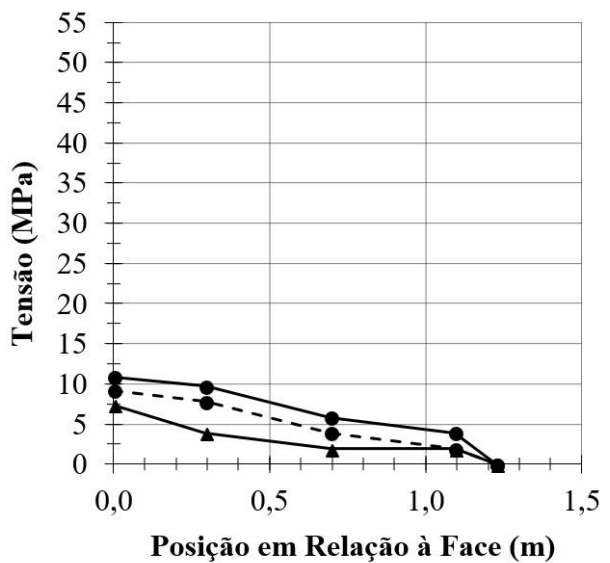
(B) M 75/25:



(C) M 50/50:



(D) Solo do Distrito Federal:



—▲— 12,5 kPa    -●- 25 kPa    —◆— 50 kPa

Figura 5.36. Tensões atuantes ao longo da seção transversal das tiras metálicas com ressaltos nos deslocamentos correspondentes às resistências máximas ao arrancamento.

Os deslocamentos internos registrados pelos *tell-tales* estão ilustrados nas Figuras D.57 a D.60 (Apêndice D). Observa-se que os deslocamentos internos nas tiras sintéticas não foram imediatos com a aplicação das cargas, ocorrendo a mobilização de deslocamentos progressivamente da parte frontal para a parte traseira das tiras. Esta mobilização progressiva dos reforços sintéticos já era esperada, uma vez que os mesmos apresentam menor rigidez em relação aos reforços metálicos. Resultados semelhantes foram descritos por Abdelouhab *et al.* (2011). Em um primeiro momento os deslocamentos internos foram nulos, uma vez que apenas a região próxima à face foi solicitada. A partir de determinado nível de deslocamentos toda a tira passou a estar solicitada. Comparando-se os diferentes materiais geotécnicos, observou-se que os reforços instalados em solos mais coesivos passaram a apresentar deslocamentos internos para deslocamentos menores na face, ou seja, o tipo de solo influenciou na mobilização dos reforços. Solos coesivos resultaram em menor interação com os elementos de reforço em relação à areia uniforme. O mesmo é válido para o tipo de reforço, uma vez que as tiras sintéticas de alta aderência, que possuem ondulações laterais, apresentaram melhor entrosamento com o solo, retardando os deslocamentos.

Na Figura 5.37 estão representados os deslocamentos internos registrados pelos *tell-tales* (TT 1, TT 2 e TT 3) nos momentos correspondente aos picos de resistência, considerando-se as tiras sintéticas de alta aderência (com ondulações laterais) e as tiras sintéticas convencionais.

No caso das tiras sintéticas convencionais, os deslocamentos referentes ao pico de resistência foram menores que os deslocamentos observados no caso das tiras sintéticas de alta aderência (com ondulações laterais). De forma geral, pode-se concluir que, no caso das tiras sintéticas convencionais, o pico de resistência coincide com o momento em que toda a tira está solicitada, apresentando pequenos deslocamentos internos. Por outro lado, no caso das tiras sintéticas de alta aderência (com ondulações laterais), a presença dos elementos em questão faz com que o pico de resistência ocorra para deslocamentos maiores. No caso da mistura M 50/50 e do solo do Distrito Federal observa-se que o pico de resistência ocorre com deslocamentos internos maiores que os observados no caso dos solos mais granulares (areia uniforme e mistura M 75/25), o que pode resultar em deslocamentos maiores que os recomendados (e.g. Bathurst *et al.*, 2010) quando se consideram as condições de serviço. Sendo assim, no caso das tiras sintéticas convencionais predomina o mecanismo de resistência por atrito, enquanto nas tiras

sintéticas de alta aderência há também influência da resistência passiva, oriunda do entrosamento do solo com as ondulações laterais.

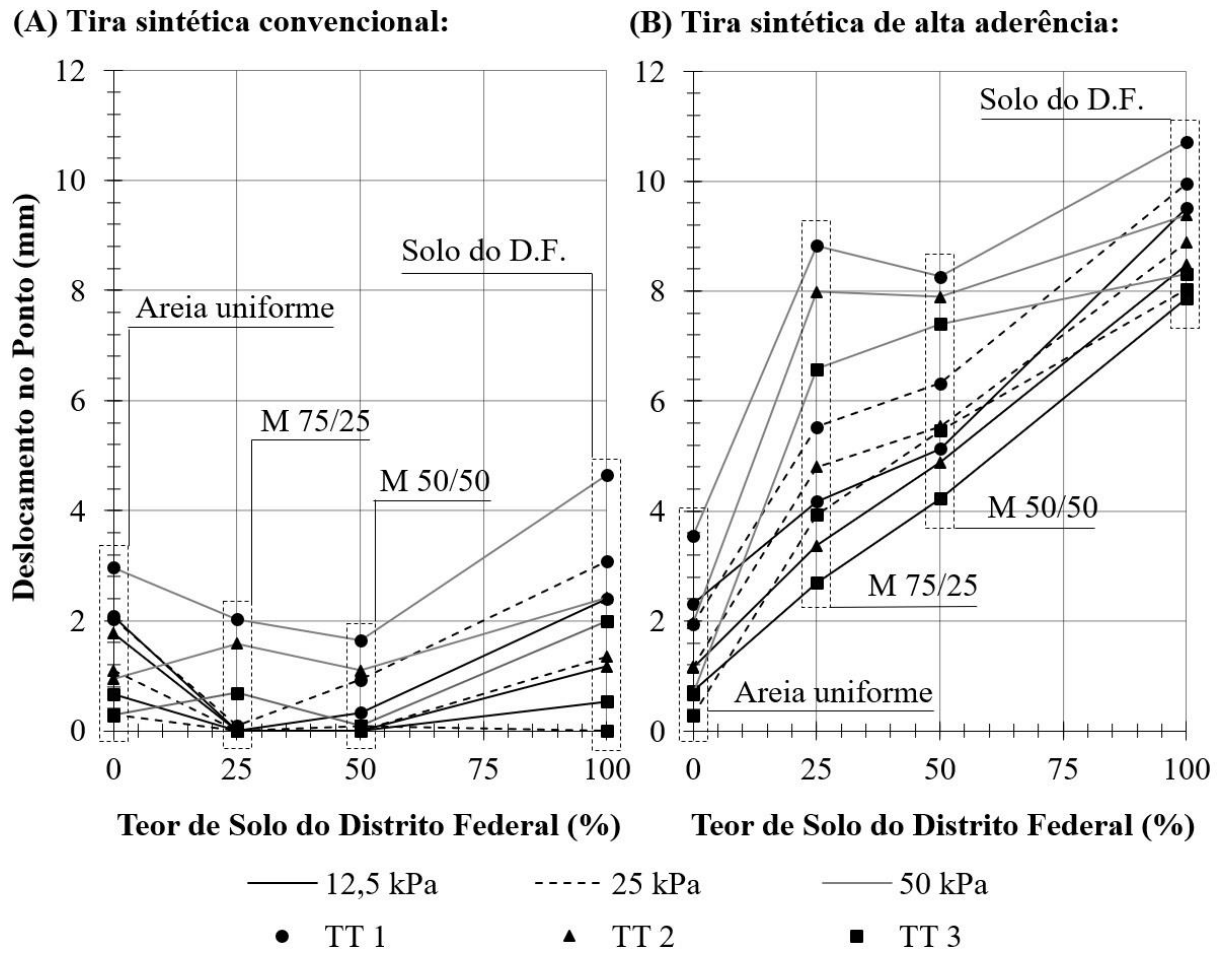


Figura 5.37. Deslocamentos internos das tiras sintéticas registrados pelos *tell-talles* (TT1, TT 2 e TT 3) nos momentos correspondentes aos picos de resistência.

## 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

---

Neste capítulo estão apresentadas as principais conclusões obtidas por meio do presente estudo, sendo indicadas as limitações encontradas e sendo sugeridos aspectos para continuidade da pesquisa.

### 6.1 CONCLUSÕES

Neste trabalho foram avaliadas as interfaces de resistência solo-reforço por meio de ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto de interface, considerando-se o uso, como material de aterro, de solo laterítico característico do Distrito Federal estabilizado com areia em teores pré-determinados. As contribuições podem ser englobadas em três grupos distintos, que são os materiais geotécnicos, os elementos de reforço e como ambos interagem entre si, considerando o uso em muros em solo mecanicamente estabilizado do tipo terra armada. Os resultados encontrados podem resultar na viabilização de obras de solo reforçado com o uso de solos tropicais, considerando parâmetros técnicos, econômicos e ambientais, como descreve-se na sequência.

Com base na caracterização geotécnica, foi possível encontrar relações entre os parâmetros estudados e o teor de solo do Distrito Federal presente nas amostras. A areia uniforme apresentou peso específico dos sólidos ( $\gamma_s$ ) igual a  $2,64 \text{ g/cm}^3$ , enquanto esse valor foi igual a  $2,67 \text{ g/cm}^3$  no caso do solo do Distrito Federal. Os demais materiais apresentaram peso específico dos sólidos intermediários entre os materiais estudados, sendo encontrada uma relação linear entre o parâmetro em questão e o teor de solo do Distrito Federal ( $\%S_{DF}$ ), expressa pela equação  $\gamma_s = 0,003 * \%S_{DF} + 25$ . Da mesma forma, foi possível relacionar os teores de finos aos teores de solo do Distrito Federal, tanto nos casos com o uso de agente dispersor (Teor de finos =  $0,647 * \%S_{DF}$ ) quanto nos casos sem o uso do mesmo (Teor de finos =  $0,3308 * \%S_{DF}$ ). A areia uniforme e as misturas M 97,5/2,5, M 95/5 e M 90/10 não apresentaram plasticidade, enquanto a mistura M 75/25 apresentou Índice de Plasticidade igual a 1%, indicando que esta mistura corresponde à mudança de comportamento entre as areias e os solos coesivos. A partir da mistura M 75/25, com o aumento do teor de solo do Distrito Federal observou-se o aumento da plasticidade, indicando que este solo pode ser prejudicial para uso como material de aterro em muros em solo reforçado. Também foi possível relacionar a área superficial específica dos grãos (ASE) com os teores de solo do Distrito Federal, obtendo-se a equação linear

$ASE=0,0766*\%S_{DF}+0,0838$ . Sendo assim, conclui-se que a mistura de solos granulares com solos lateríticos resulta em parâmetros geotécnicos intermediários entre os dois materiais, permitindo que o engenheiro selecione o teor de mistura mais adequado aos propósitos do projeto em estudo pelo mesmo.

As curvas granulométricas das misturas (M 97,5/2,5, M 95/5, M 90/10, M 75/25, M 50/50 e M 25/75) também se mostraram dependentes do teor de solo do Distrito Federal, uma vez que houve o aumento progressivo do teor de finos com o aumento da quantidade do material em questão, tanto nos ensaios com o uso de agente dispersor quanto sem o uso do mesmo. No caso dos ensaios sem o uso de agente dispersor, as frações silte e argila foram menos expressivas em relação à fração areia, evidenciando a estruturação das partículas de menor diâmetro em agregados, sendo este comportamento típico dos solos tropicais lateríticos. Dessa forma, mesmo em pequenas proporções, a presença de solo laterítico condicionou a formação de agregações. Considerando-se o Sistema Trilinear de classificação, a areia uniforme e as misturas M 97,5/2,5, M 95/5, M 90/10 e M 75/25 foram classificadas como areias, enquanto que a mistura M 50/50 foi classificada como solo arenoso, a mistura M 25/75 foi classificada como solo areno-argiloso e o solo característico do Distrito Federal foi classificado como argila. A mudança de comportamento em questão se refletiu nos resultados dos ensaios de arrancamento, uma vez que a areia uniforme e a mistura M 75/25 apresentaram mais resistência de interface em relação à mistura M 50/50 e ao solo do Distrito Federal.

Por meio dos ensaios de compactação mínima e máxima observou-se que a compactação dos solos arenosos (areia uniforme e misturas M 97,5, M 95/5 e M 90/10) diminuiu com o aumento do teor de solo do Distrito Federal nas amostras, indicando que teores de finos mais elevados prejudicaram a compactação das areias no ensaio com o uso da mesa vibratória. A areia uniforme e a mistura M 97,5/2,5 apresentaram maior compactação com o uso da mesa vibratória em relação à compactação Proctor normal, enquanto que a mistura M 95/5 apresentou pequenas diferenças entre ambos os ensaios e a mistura M 90/10 atingiu maior compactação por meio da compactação Proctor normal. Dessa forma, a vibração foi mais eficiente no caso dos materiais geotécnicos granulares, enquanto a compactação Proctor normal foi mais eficiente no caso dos materiais geotécnicos coesivos. Observando-se a curva que representa a massa específica aparente seca de todos os materiais geotécnicos em relação ao teor de solo do Distrito Federal, observou-se que a mistura M 75/25 correspondeu à estrutura mais compacta. Ou seja, no caso desta mistura (M 75/25) os espaços entre os grãos de areia foram ocupados por partículas de

diâmetros menores, oriundas do solo do Distrito Federal, obtendo-se a maior compacidade entre os solos ensaiados. Entre as partículas de menor diâmetro oriundas do solo do Distrito Federal, podem ser citados os grãos de gibbsita, caulinita, hematita, rutilo e anatásio, identificados por meio da caracterização químico-mineralógica. Essas características dos solos estudados basearam os procedimentos de deposição e de compactação dos materiais geotécnicos nos ensaios de arrancamento, uma vez que a areia uniforme foi depositada por meio do método da chuva de areia (equivalente à vibração, sendo empregada compactação adicional), enquanto os solos coesivos foram compactados com o uso do martelo mecânico (equivalente ao Proctor normal).

Considerando-se a microscopia ótica dos grãos de areia uniforme, observou-se que os mesmos apresentam esfericidade intermediária e arestas angulosas. Entretanto, a influência das arestas angulosas na resistência interna dos materiais geotécnicos diminuiu com a adição de solo do Distrito Federal, uma vez que as partículas de menor dimensão (silte e argila) presentes nesse solo se aderiram aos grãos de areia das misturas M 75/25 e M 50/50, formando agregações, como constatado por meio da microscopia eletrônica de varredura. A textura superficial resultante foi homogênea, sendo possível distinguir as frações areia, silte e argila por meio da técnica de espectroscopia por dispersão de energia (EDS). No caso do solo característico do Distrito Federal as concreções possuíram dimensões entre 50  $\mu\text{m}$  e 150  $\mu\text{m}$ , sendo estas menores do que as concreções observadas no caso das misturas (1 mm a 500  $\mu\text{m}$ ).

Baseando-se nos ensaios de cisalhamento direto, no caso dos materiais geotécnicos argilosos (misturas M 75/25 e M 50/50 e solo característico do Distrito Federal), observou-se que o aumento do teor de solo do Distrito Federal resultou na diminuição dos ângulos de atrito interno e no aumento dos interceptos de coesão. No caso da areia uniforme, sabe-se que a transferência de cargas ocorre pelo contato entre os grãos presentes no esqueleto sólido. A medida em que se aumenta o teor de solo do Distrito Federal, ocorre também o aumento do teor de finos, resultando na diminuição do contato entre os grãos e na conseqüente diminuição dos ângulos de atrito e no aumento da coesão. A mistura M 75/25 apresentou resistência interna mais próxima da areia uniforme, uma vez que a este material corresponde a estrutura mais compacta, permitindo o contato entre os grãos em maior quantidade de pontos. A partir da mistura M 75/25, a medida em que se aumentou o teor de solo do Distrito Federal houve a diminuição da quantidade de pontos de contato entre os grãos de areia, prejudicando o atrito interno. A partir da mistura M 50/50 houve perda considerável do contato entre os grãos, resultando em



comportamento semelhante ao solo do Distrito Federal. Estas considerações vão ao encontro dos resultados dos ensaios de microscopia eletrônica, a partir dos quais identificou-se a morfologia das agregações.

Como a mistura M 75/25 apresentou bons resultados preliminares, a mesma foi selecionada para ensaios triaxiais consolidados e não-drenados. Observou-se que a poropressão apresentou pequena influência nas trajetórias de tensões e, conseqüentemente, nos parâmetros de resistência, atestando a viabilidade do uso deste material como alternativa à areia uniforme em determinadas situações. Considerando-se os ensaios de compressão oedométrica em amostras saturadas, observou-se que o aumento do teor de solo do Distrito Federal presente nas amostras resultou no aumento da compressibilidade dos materiais geotécnicos, uma vez que ocorreu o aumento dos teores de finos. O maior coeficiente de permeabilidade foi encontrado para areia uniforme ( $k_{20^{\circ}\text{C}} = 3,4 \cdot 10^{-2}$  cm/s), havendo diminuição dos valores em questão com o aumento do teor de solo do Distrito Federal presente nas amostras. No caso da mistura M 75/25, este coeficiente foi igual a  $1,0 \cdot 10^{-5}$  cm/s, valor considerado inadequado para uso em solos reforçados (Cedergren, 1989; Terzaghi *et al.*, 1996). Dessa forma, caso seja previsto o uso da mistura em questão, devem ser dimensionados elementos adequados para drenagem interna e externa do maciço, removendo toda água de percolação e das pressões hidrostáticas. A retenção de água no solo também foi maior com o aumento do teor de solo do Distrito Federal, entretanto, da mesma forma que a permeabilidade, esse fator pode ser contornado com a adoção de drenagem interna e externa do maciço. A presença de solo do Distrito Federal nas misturas influenciou a retenção de água tanto nos macroporos quanto nos microporos, resultando na estrutura bimodal típica dos solos tropicais.

Por meio da avaliação da rugosidade superficial das tiras sintéticas observaram-se diferenças significativas entre as características dos elementos de reforço sintéticos. As tiras sintéticas convencionais apresentaram rugosidade superficial maior que as tiras sintéticas de alta aderência (com ondulações laterais), embora essa diferença seja pequena. Por meio dos ensaios de cisalhamento de interface solo-reforço verificou-se que as diferentes rugosidades superficiais presentes nos reforços influenciaram os ângulos de atrito obtidos. Nestes ensaios, as tiras metálicas sem ressaltos apresentaram menor interação com os solos, enquanto as tiras sintéticas convencionais apresentaram melhores resultados em função da rugosidade superficial. Verificou-se que ocorre concentração de tensões sobre os elementos de reforço em condições estáticas, uma vez que as mesmas apresentam rigidez superior à do solo (tanto as

tiras sintéticas quanto as tiras metálicas). A presença de solo do Distrito Federal nas misturas resultou na diminuição do efeito do arqueamento de tensões, provavelmente em função dos diferentes mecanismos de transferência de carga que se desenvolvem em solos com frações argilosas, os quais apresentam menor rigidez em relação aos solos granulares.

Os ensaios de arrancamento em tiras se mostraram um método adequado para avaliação da interface de resistência solo-reforço, uma vez que a estabilidade interna deste tipo de estrutura é governada pelos esforços de tração a que estes elementos estão submetidos. Por sua vez, os esforços de tração são dependentes da interação que ocorre entre as tiras e o maciço compactado, justificando a importância desses ensaios. Além disso, as tiras são elementos de pequena área e sujeitos a grandes carregamentos, fazendo com que o correto dimensionamento destes elementos seja primordial. Face à necessidade de generalização dos resultados para outros materiais com propriedades semelhantes, pode-se pensar que os resultados dos ensaios de arrancamento são dependentes das propriedades geotécnicas dos materiais estudados, como é o caso das diferentes curvas granulométricas. Dessa forma, em situações de campo é possível relacionar o solo trabalhado às curvas granulométricas e aos demais parâmetros apresentados nesta pesquisa, tendo-se um entendimento preliminar do comportamento que poderá ser observado.

As interfaces de resistência ao arrancamento se mostraram relacionadas com as tensões normais aplicadas, com o nível de deslocamentos, com o tipo de reforço considerado e com o material de aterro empregado. O uso de solo do Distrito Federal estabilizado com areia, em determinadas proporções, como material de aterro mostrou-se uma alternativa viável, desde que consideradas as particularidades do projeto. Na sequência são apresentadas as principais conclusões acerca dos diferentes reforços e dos diferentes solos estudados para uso em muros em solos mecanicamente estabilizados, destacando-se os principais critérios de seleção dos elementos de reforço e as principais contribuições.

No caso da tira metálica com ressaltos, a areia uniforme e a mistura M 75/25 conduziram aos melhores resultados, indicando que os ressaltos presentes neste tipo de reforço favorecem o maior entrosamento com os materiais geotécnicos granulares, provavelmente em função do fenômeno da dilatação impedida. Com base nos coeficientes de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ), novamente ficou evidente a melhor performance da areia uniforme e da mistura M 75/25 em conjunto com este tipo de reforço. O uso da mistura M 75/25 como material de aterro é

viável do ponto de vista econômico, uma vez que resulta na substituição de uma parcela do material de maior custo (areia uniforme) por um material facilmente encontrado (solo do Distrito Federal). Os custos de homogeneização do material podem ser abatidos ao se reduzir os custos de transporte da areia uniforme. Do ponto de vista técnico, a utilização da mistura em questão é possível desde que atendidos os requisitos de drenagem interna e externa do maciço compactado, pois o material em questão resulta em menor permeabilidade e em maior retenção de água em relação à areia uniforme. Do ponto de vista ambiental, a utilização da mistura em questão favorece a sustentabilidade da obra, reduzindo a necessidade de extração de areia e os impactos ambientais resultantes.

No caso das tiras metálicas sem ressaltos, a ausência dos elementos transversais resultou em menor interação solo-reforço em relação às tiras metálicas com ressaltos. Observaram-se pequenas diferenças com o uso de areia uniforme ou com o uso de solo do Distrito Federal. Dessa forma, em obras que considerem o uso deste tipo de reforço as características do material de aterro apresentam influência secundária na resistência ao arrancamento. Neste tipo de reforço, a resistência ao arrancamento foi governada pelo atrito de interface entre a superfície das tiras e os materiais geotécnicos, sendo que este parâmetro apresentou pequena oscilação nas diferentes condições de ensaio. Os deslocamentos de pico foram menores com o uso de areia uniforme em relação às misturas M 75/25 e M 50/50 e ao solo do Distrito Federal, indicando que a presença de solo do Distrito Federal prejudicou a aderência com as tiras metálicas sem ressaltos. Neste caso, a seleção do material de aterro deve ser feita considerando-se os demais requisitos de projeto, como é o caso das deformações previstas ao longo da vida útil da estrutura.

No caso das tiras sintéticas de alta aderência, a presença de ondulações laterais fez com que as mesmas apresentassem maiores coeficientes de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ ) quando instaladas em materiais geotécnicos mais granulares (areia uniforme e mistura M 75/25), novamente indicando a influência da dilatância impedida durante o arrancamento. A mistura M 75/25 mostrou-se uma solução adequada sob os pontos de vistas técnico, econômico e ambiental, da mesma forma que ocorreu no caso das tiras metálicas com ressaltos. Cabe salientar que as tiras sintéticas de alta aderência apresentaram performance inferior em relação às tiras metálicas com ressaltos, considerando-se a interação solo reforço e o nível de deslocamentos correspondente ao pico de resistência. Quando empregadas as tiras sintéticas convencionais, a performance mais adequada correspondeu ao uso de areia uniforme como

material de aterro, havendo maior perda de resistência com o uso da mistura M 75/25. Cabe salientar que a rugosidade superficial das tiras sintéticas convencionais foi maior que a rugosidade superficial das tiras sintéticas de alta aderência, entretanto este parâmetro se mostrou menos significativo que as ondulações laterais no esforço necessário para arrancamento. No caso das tiras sintéticas, ao se considerar a relação entre os coeficientes de atrito solo-reforço aparente e os coeficientes de atrito aparente solo-reforço residual ( $f^*/f^*_{resid}$ ), observou-se que há maior perda de resistência para grandes deslocamentos ( $f^*_{resid}$ ) quando se trabalha com materiais geotécnicos mais argilosos (mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal).

Tanto no caso da tira sintética convencional quanto no caso da tira sintética de alta aderência, os deslocamentos correspondentes ao pico de resistência foram maiores no caso da areia uniforme em relação aos materiais geotécnicos coesivos, indicando que os reforços sintéticos necessitam de maior nível de deslocamento para que seja mobilizada a resistência ao longo de toda tira, mesmo quando se trabalha com solos de boa qualidade. Esse comportamento pode ser explicado pela deformabilidade dos reforços sintéticos, os quais são solicitados progressivamente ao ser aplicado um carregamento, ao contrário do que ocorre nos reforços metálicos. Comparando-se a interação solo-reforço entre ambos reforços sintéticos, foram observadas pequenas diferenças entre os mesmos, cabendo ao projetista avaliar se esta diferença justifica o uso do elemento mais inovador (tira sintética de alta aderência).

As deformações registradas ao longo das tiras metálicas com ressaltos permitiram que fossem avaliadas as tensões ao longo das seções transversais deste tipo de reforço. Constatou-se que há concentração de tensões e, conseqüentemente, deformações, na região da tira próxima à face, sendo que este valor diminui progressivamente ao longo do comprimento da tira em virtude da interação com o solo. No caso das tiras sintéticas foram avaliados os deslocamentos internos ao longo das tiras durante os ensaios, confirmando-se que a solicitação das mesmas ocorre progressivamente. Com relação aos materiais geotécnicos, a presença de matriz arenosa na areia uniforme e nas misturas contribuiu para retardar os deslocamentos internos, enquanto que no caso do solo do Distrito Federal os deslocamentos foram menores e mais imediatos, novamente indicando a menor interação deste solo com os reforços.

Por meio da avaliação dos acréscimos de tensões localizadas durante os ensaios de arrancamento, foi possível determinar os coeficientes de atrito real solo-reforço ( $f$ ). Observou-se que os coeficientes em questão estão relacionados com a tangente do ângulo de atrito de

interface e não com o ângulo de atrito interno do solo, sugerido pelas normas brasileira (NBR 19286; ABNT, 2016a) e francesa (NF P94-270; Norme Française, 2009) para o cálculo de  $f_I^*$ . O parâmetro  $f_I^*$  corresponde ao coeficiente de atrito para grandes profundidades, ou seja, para profundidade em que a dilatação pode ser desprezada. Sendo assim, desprezando-se os acréscimos de tensão que ocorrem durante o deslocamento, a interação solo-reforço real pode ser estimada com base na tangente do ângulo de atrito de interface solo-reforço.

Ao se comparar os parâmetros obtidos por meio dos ensaios com os parâmetros estimados por meio das normas brasileira (NBR 19286; ABNT, 2016a) e francesa (NF P94-270; Norme Française, 2009), fica evidente que as mesmas são conservadoras quando se trata de materiais de boa qualidade (areia uniforme e mistura M 75/25). Por outro lado, os resultados encontrados no caso da mistura M 50/50 foram inferiores aos valores estimados pelas normas, indicando a necessidade de normatização mais coerente quando se trata de materiais não-convencionais. O mesmo pode ser dito em relação ao solo do Distrito Federal, uma vez que não foi possível classificar o mesmo conforme as normas consultadas, porém o comportamento observado dos ensaios se aproximou da mistura M 50/50.

Considerando a estimativa de valores por meio das normas, a norma brasileira (NBR 19286; ABNT, 2016a) orienta que os materiais geotécnicos sejam submetidos a condições de ensaio pouco usuais para avaliação do atrito interno, as quais não são representativas da situação de campo, como é o caso do cisalhamento direto rápido e inundado. Por outro lado, a norma francesa (NF P94-270; Norme Française, 2009) orienta que o atrito interno dos solos seja avaliado por meio de ensaios mais representativos das condições de campo, permitindo que sejam realizados ensaios de cisalhamento em condição lenta e drenada. Dessa forma, a norma francesa pode ser considerada menos conservadora em relação à norma brasileira, mesmo que os resultados se aproximem. Cabe salientar que, em ambas as normas, o cálculo do parâmetro  $f_I^*$  é feito em relação à tangente do ângulo de atrito interno do solo. Entretanto, com base neste estudo, seria mais conveniente que esse parâmetro fosse calculado como a tangente do ângulo de atrito de interface, em termos efetivos.

Conclui-se que o uso de solos lateríticos estabilizados com areia como material de aterro em muros em solos mecanicamente estabilizados do tipo terra armada pode ser uma alternativa viável, desde que sejam atendidos os requisitos específicos de cada projeto e os critérios de

seleção dos materiais e dos reforços apresentados neste trabalho e em outras pesquisas relacionadas.

## 6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com base nos resultados encontrados no presente trabalho e considerando-se a importância do estudo, são feitas as seguintes sugestões para pesquisas futuras:

- Avaliar a interface de ruptura solo-reforço linear por meio de ensaios de arrancamento em materiais transparentes, granulares e coesivos, permitindo a visualização dos deslocamentos relativos ao longo dos ensaios;
- Executar ensaios de arrancamento de reforços com o uso de materiais alternativos, como é o caso das misturas entre solos e fragmentos de pneus, de forma a verificar a viabilidade do uso destes materiais em solos reforçados;
- Realizar ensaios de arrancamento das tiras sintéticas de alta aderência e tiras sintéticas convencionais conduzidos de forma a avaliar o parâmetro  $\alpha$ , ou seja, o parâmetro de correção de escala devido à distribuição não-linear de tensões;
- Avaliar a área de influência do bulbo de tensões que se forma ao redor das tiras durante o arrancamento por meio de ensaios com instrumentação adequada, assim como avaliar a influência das tiras entre si quando instaladas aos pares;
- Realizar ensaios de arrancamento das tiras sintéticas com disposição em V, de forma distinta da instalação paralela;
- Realizar ensaios triaxiais consolidados e não drenados em condição não-saturada, adotando-se velocidade de ruptura igual aos ensaios de arrancamento (1 mm/min);
- Verificar as deformações ao longo das tiras sintéticas, durante os ensaios de arrancamento, com o uso de extensômetros. Na sequência, implementar modelo numérico ou analítico que se adeque aos dados experimentais e que possibilite a posterior análise paramétrica;
- Implementar modelo numérico, calibrado com base no programa experimental apresentado nesta tese e em eventuais ensaios adicionais, de forma a permitir análises paramétricas e a avaliação dos modelos constitutivos;
- Construir muro de solo reforçado com elementos lineares em escala real ou reduzida, avaliando-se uma série de fatores, como é o caso do comportamento tensão-deformação em diferentes situações.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

- AASHTO - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (1996). Standard Specifications for Highway Bridges. Washington, USA, 16 ed., 423 p.
- AASHTO - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (2008). AASHTO M 145-91: Standard Specification for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. Washington, USA, 9 p.
- AASHTO - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (2012). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Washington, USA, 6 ed., 1661 p.
- AASHTO - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (2017). M 145-91: Standard Specification for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. Washington, USA, 10 p.
- ABDELOUHAB, A., DIAS, D. & FREITAG, N. (2009). Two-Dimensional Numerical Modelling of Earth Structures Reinforced by Geosynthetic and Metallic Strips. In: GIGSA GeoAfrica 2009 Conference, Cape Town, South Africa, 10 p.
- ABDELOUHAB, A., DIAS, D. & FREITAG, N. (2010). Physical and Analytical Modelling of Geosynthetic Strip Pull-Out Behaviour. *Geotextiles and Geomembranes*, 28: 44-53.
- ABDELOUHAB, A., DIAS, D. & FREITAG, N. (2011). Numerical Analysis of the Behaviour of Mechanically Stabilized Earth Walls Reinforced With Different Types of Strips. *Geotextiles and Geomembranes*, 29(2): 116-129.
- ABDI, M.R. & ARJOMAND, M.A. (2011). Pullout Tests Conducted on Clay Reinforced with Geogrid Encapsulated in Thin Layers on Sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 29(6): 588-595.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1984). NBR 6508: Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8 mm – Determinação da Massa Específica. Rio de Janeiro, 8 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1990). NBR 12007: Solo – Ensaio de Adensamento Unidimensional – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 15 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1995a). NBR 6502: Rochas e Solos. Rio de Janeiro, 18 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1995b). NBR 13292: Solo – Determinação do Coeficiente de Permeabilidade de Solos Granulares à Carga Constante – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 8 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1996). NBR 13602: Solo – Avaliação da Dispersibilidade de Solos Argilosos pelo Ensaio Sedimentométrico Comparativo – Ensaio de Dispersão SCS – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, Brasil, 5 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2000). NBR 14545: Solo – Determinação do Coeficiente de Permeabilidade de Solos Argilosos a Carga Variável. Rio de Janeiro, 12 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2002). NBR ISO 4287: Especificações Geométricas do Produto (GPS) – Rugosidade: Método do Perfil – Termos, Definições e Parâmetros da Rugosidade. Rio de Janeiro, 18 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2009). NBR 7389-1: Agregados – Análise Petrográfica do Agregado para Concreto. Parte 1: Agregado Miúdo. Rio de Janeiro, 5 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2013). NBR ISO 10319: Geossintéticos – Ensaio de Tração Faixa Larga. Rio de Janeiro, 11 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016a). NBR 19286: Muros em Solos Mecanicamente Estabilizados. Rio de Janeiro, Brasil, 22 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016b). NBR 7182: Solo - Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, Brasil, 9 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016c). NBR 6457: Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização. Rio de Janeiro, 8 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016d). NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, Brasil, 12 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016e). NBR 7180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, Brasil, 3 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016f). NBR 6459: Solo – Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, Brasil, 5 p.

ALAGIYAWANNA, A.M.N, SUGIMOTO, M., SATO, S. & TOYOTA, H. (2001). Influence of Longitudinal and Transverse Members on Geogrid Pullout Behavior During Deformation. *Geotextiles and Geomembranes*, 19(8): 483-507.

ALONSO, E.E., GENS, A. & JOSA, A. (1990). A Constitutive Model for Partially Saturated Soils. *Géotechnique*, 40(3): 405-430.

ALONSO, E.E., PEREIRA, J.M., VAUNAT, J & OLIVELLA, S. (2010). A Microstructurally Based Effective Stress for Unsaturated Soils. *Géotechnique*, 60(12): 913-925.

APRIALDI, D., LAMBERT, S., JENCK, O., ERIZAL, M. & WIDYARTI, M. (2014). An Original Testing Apparatus for Rapid Pull-Out Test. *Civil Engineering Dimension*, 16(2): 61-67.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2007). ASTM D421-85: Standard Practice for Dry Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants. Pennsylvania, USA, 2 p.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2011a). ASTM D3080/ASTM D3080M-11: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. Pennsylvania, USA, 9 p.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2011b). ASTM D4767-11: Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. Pennsylvania, USA, 14 p.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2013). ASTM D6706-01: Standard Test Method for Measuring Geosynthetic Pullout Resistance in Soil. Pennsylvania, USA, 8 p.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2014). ASTM D7702M-14: Standard Guide for Considerations When Evaluating Direct Shear Results Involving Geosynthetics. Pennsylvania, USA, 11 p.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2016a). ASTM D4253-16: Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table. Pennsylvania, USA, 14 p.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2016b). ASTM D4254-16: Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density. Pennsylvania, USA, 9 p.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2017a). ASTM D5321M-17: Standard Test Method for Determining the Shear Strength of Soil-Geosynthetic and Geosynthetic-Geosynthetic Interfaces by Direct Shear. Pennsylvania, USA, 11 p.



ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2017b). ASTM D2487-17: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (unified Soil Classification System). Pennsylvania, USA, 9 p.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2017c). ASTM E11-17: Standard Specification for Woven Wire Test Sieve Cloth and Test Sieves. Pennsylvania, USA, 12 p.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2017d). ASTM D4595-17: Standard Test Method for Tensile Properties of Geotextiles by the Wide-Width Strip Method. Pennsylvania, USA, 13 p.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2018). ASTM D4439-18: Standard Terminology for Geosynthetics. Pennsylvania, USA, 6 p.

ATHANASOPOULOS, G.A. (1993). Effect of Particle Size on the Mechanical Behavior of Sand-Geotextile Composites. *Geotextiles and Geomembranes*, 12(3): 255-273.

AUBERTIN, M., RICARD, J.F. & CHAPUIS, R.P. (1998). A Predictive Model for the Water Retention Curve: Application to Tailings from Hard-Rock Mines. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(1): 55-69.

BAKEER, R.M., ABDEL-RAHMAN, A.H. & NAPOLITANO, P.J. (1998). Geotextiles Friction Mobilization During Field Pullout Test. *Geotextile and Geomembranes*, 16(2): 73-85.

BATHURST, R.J., MIYATA, Y. & ALLEN, T.M. (2010). Invited Keynote Paper, Facing Displacements in Geosynthetic Reinforced Soil Walls. In: *Earth Retention Conference 3 (ER2010)*, ASCE Geo-Institute, Washington, USA, 18 p.

BENJAMIN, C.V.S., BUENO, B.S. & ZORNBERG, J.G. (2007). Field Monitoring Evaluation of Geotextile-Reinforced Soil-Retaining Walls. *Geosynthetics International*, 14(2): 100-118.

BERG, R.R., CHRISTOPHER, B.R. & SAMTANI, N.C. (2009a). Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I. Publication No. FHWA-NHI-10-024. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, USA, 332 p.

BERG, R.R., CHRISTOPHER, B.R. & SAMTANI, N.C. (2009b). Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume II. Publication No. FHWA-NHI-10-025. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, USA, 404 p.

BISHOP, A.W. (1959). The Principle of Effective Stress. *Teknisk Ukeblad*, 106(39): 859-863.

BISHOP, A.W. & BLIGHT, G.E. (1963). Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils. *Géotechnique*, 13(3): 177-197.

BOATENG, A.A. & SKEET, D.A. (1990). Incineration of Rice Hull for Use as a Cementitious Material – The Guyana Experience. *Cement and Concrete Research*, 20(5): 795-802.

BOLAÑOS, C.C.M. (2013). Estudo do Comportamento Mecânico e Numérico de Grupo de Estacas do Tipo *Alluvial Anker* em Solo Poroso do Distrito Federal. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 234 p.

BOLTON, M.D. (1986). The Strength and Dilatancy of Sands. *Géotechnique*, 36(1): 65-78.

BORGES, C.R. (2014). Estudo Microestrutural do Comportamento Hidromecânico do Solo de Brasília-DF. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 112 p.

BRANDON, T.L., CLOUGH, G.W. & RAHARDJO, P.P. (1991). Fabrication of Silty Sand Specimens for Large- and Small-Scale tests. *Geotechnical Testing Journal*, 14(1): 46-55.

BSI – THE BRITISH STANDARDS INSTITUTION. (2004). BS EN 13738. Geotextiles and Geotextile-Related Products – Determination of Pullout Resistance in Soil. Reinforced Fill. BSI Group, London, UK, 60 p.

BSI – THE BRITISH STANDARDS INSTITUTION. (2006). BS EN 14475. Execution of Special Works. Reinforced Fill. BSI Group, London, UK, 60 p.

- BSI – THE BRITISH STANDARDS INSTITUTION. (2010). BS 8006-1. Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills. BSI Group, London, UK, 252 p.
- BUDHU, M. (2013). Fundações e Estruturas de Contenção. Traduzido de “Foundations and Earth Retaining Structures”, John Wiley & Sons, 1 ed., 427 p.
- CALLE, I.F.O. (2013). Comportamento Hidromecânico de um Solo Tropical Compactado. Tese de Doutorado Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 122 p.
- CARDILE, G., GIOFFRÈ, D., MORACI, N. & CALVARANO, L.S. (2017). Modelling Interference Between the Geogrid Bearing Members Under Pullout Loading Conditions. *Geotextiles and Geomembranes*, 45(3): 169-177.
- CARDOSO, F.B.F. (1995). Análise Química, Mineralógica e Micromorfológica de Solos Tropicais Colapsíveis e o Estudo da Dinâmica do Colapso. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 140 p.
- CARDOSO, F.B.F. (2002). Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 407 p.
- CARVALHO, C.J., MORTARI, D., SILVA, P.R. & PAIXÃO, M.M.O.M. (1993). Avaliação da Colapsividade de um Solo Poroso em Consequência da Construção de um Aterro. In: 27ª Reunião Anual de Pavimentação, Belém, Brasil, 1: 255-263.
- CARVALHO, C.J. & LEROUEIL, S. (2000). Modelo de Normalização da Curva Característica. In: 32ª Reunião Anual de Pavimentação, Brasília, Brasil, 1: 96-106.
- CARVALHO, M.O.M. & BENEVELI, R.M. (2003). Instrumentação para Medição da Tensão de Água no Solo. In: 9º Metrologia, Sociedade Brasileira de Metrologia, Recife, Brasil, 2003.
- CAVALCANTE, P.H.F. (2018). Análise da Resistência das Misturas de Areia com Pedacos de Borracha. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 130 p.
- CEDERGREN, H.R. (1989). Seepage, Drainage, and Flow Nets. John Wiley & Sons, New York, USA, 3 ed., 465 p.
- CHANDLER, R.J., CRILLEY, M.S. & MONTGOMERY-SMITH, G. (1992). A Low-Cost Method of Assessing Clay Desiccation for Lowrise Buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 92(2): 82-89.
- CHRUSCIAK, M.R. (2013). Análise da Melhoria de Solos Utilizando Fragmentos de Borracha. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 91 p.
- CULLITY, B.D. & STOCK, S.R. (2014). *Elements of X-Ray Diffraction*. Pearson, England, 649 p.
- DAS, B.M. (2011). *Principles of Foundation Engineering*, SI. Cengage Learning, Stamford, USA, 2nd Edition, 815 p.
- DEB, K. (2010). A Mathematical Model to Study the Soil Arching Effect in Stone Column-Supported Embankment Resting on Soft Foundation Soil. *Applied Mathematical Modelling*, 34(12): 3871-3883.
- DEDAVID, B.A., GOMES, C.I. & MACHADO, G. (2007). *Microscopia Eletrônica de Varredura, Aplicações e Preparação das Amostras, Materiais Poliméricos, Metálicos e Semicondutores*. EDIPUCRS, Porto Alegre, RS, 60 p.
- DELGADO, A.K.C. (2002). Influência da Sucção no Comportamento de um Perfil de Solo Tropical Compactado. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 181 p.
- DELGADO, A.K.C. (2007). Estudo do Comportamento Mecânico de Solos Tropicais Característicos do Distrito Federal para Uso na Pavimentação Rodoviária. Tese de Doutorado Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 392 p.

- DIAS, A.C. (2004). Análise Numérica da Interação Solo-Geossintético em Ensaio de Arrancamento. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 102 p.
- DUARTE, L.C., JUCHEM, P.L., PULZ, G.M., BRUM, T.M.M, CHODUR, N., LICCARDO, A., FISCHER, A.C. & ACAUAN, R.B. (2003). Aplicações de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) e Sistema de Energia Dispersiva (EDS) no Estudo de Gemas: Exemplos Brasileiros. *Pesquisas em Geociências*, 30(2): 3-15.
- EBGEO. (2011). Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures Using Geosynthetic Reinforcements. Translation of the 2<sup>nd</sup> German Edition. German Geotechnical Society, Berlin, Germany, 314 p. Rio de Janeiro, Brasil, 455 p.
- ELIAS, V., CHRISTOPHER, B.R. & BERG, R.R. (2001). Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes. Publication No. FHWA-NHI-00-043. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, USA, 394 p.
- EMBRAPA. (1978). Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Distrito Federal. Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos – Boletim Técnico nº 53, Rio de Janeiro, Brasil, 466 p.
- EZZEIN, F.M. & BATHURST, R.J. (2014). A New Approach to Evaluate Soil-Geosynthetic Interaction Using a Novel Pullout Test Apparatus and Transparent Granular Soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 42(3): 246-255.
- FENG, S.J., AI, S.G. & CHEN, H.X. (2017). Estimation of Arching Effect in Geosynthetic-Reinforced Structures. *Computers and Geotechnics*, 87(1): 188-197.
- FARIAS, W.M., BOAVENTURA, G.R., CARDOSO, F.B.F., MARTINS, E.S. & GUIMARÃES, E.M. (1999). Caracterização Química e Mineralógica do Solo do Aterro Sanitário do Jockey Club (DF) e a Influência da Matéria Orgânica e pH no Comportamento dos Elementos. In: 4<sup>o</sup> Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, Ouro Preto, MG, 392-398.
- FARIAS, W.M. (2012). Processos Evolutivos de Intemperismo Químico e sua Ação no Comportamento Hidromecânico de Solos do Planalto Central. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 263 p.
- FONSECA, E.C.A. (2012). Análise Numérica do Comportamento de Muros Reforçados com Geossintéticos Construídos com Material de Aterro Não Convencional. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 93 p.
- FOX, P.J., ROWLAND, M.G. & SCHEITHE, J.R. (1998). Internal Shear Strength of Three Geosynthetic Clay Liners. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(10): 933-944.
- FOX, P.J. & STARK, T.D. (2004). State-of-the-Art Report: GCL Shear Strength and its Measurement. *Geosynthetics International*, 11(3): 141-175.
- FREDLUND, D.G., MORGENSTERN, N.R. & WIDGER, R.A. (1978). The Shear Strength of Unsaturated Soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(3): 313-321.
- FREDLUND, D.G. & RAHARDJO, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Wiley & Sons, New York, USA, 544 p.
- FREDLUND, D.G. & XING, A. (1994). Equations for the Soil-Water Characteristic Curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4): 521-532.
- GAO, J.L., ZHANG, M.X. & ZHANG, W.J. (2010). Interface Frictional Property Between Sand and Geomembrane. *Advances in Environmental Geotechnics*. Springer, 1(1): 822-827.
- GIROUD, J.P., DARRASSE, J. & BACHUS, R.C. (1993). Hyperbolic Expression for Soil-Geosynthetic or Geosynthetic-Geosynthetic Interface Shear Strength. *Geotextiles and Geomembranes*, 12(3): 275-286.
- GONZÁLEZ, Y.V. (2009). Influência da Biomineralização nas Propriedades Físico-Mecânicas de um Perfil de Solo Tropical Afetado por Processos Erosivos. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB, Brasília, DF.

- GRAU, E.D.A. (2014). Efeito da Variação de Umidade no Cálculo do Empuxo em Solos Tropicais. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 106 p.
- GUIMARÃES, R.C. (2002). Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 180 p.
- GURUNG, N. & IWAO, Y. (1999). Pull-Out Test Analysis for Geo-Reinforcement. *Geotextiles and Geomembranes*, 17(3): 157-170.
- HEAD, K.H. (1994). *Manual of Soil Laboratory Testing – Volume 2*. John Wiley & Sons, New York, USA, 440 p.
- HEAD, K.H. (1998). *Manual of Soil Laboratory Testing – Volume 3*. John Wiley & Sons, New York, USA, 425 p.
- JANOO, V.C. (1998). Quantification of Shape, Angularity, and Surface Texture of Base Course Materials. Special Report 98-1. US Army Corps of Engineers, USA, 28 p.
- JEWELL, R.A. (1980). Some Effects of Reinforcement on the Mechanical Behaviour of Soils. PhD Thesis, University of Cambridge.
- JEWELL, R.A. & WROTH, C.P. (1987). Direct Shear Tests on Reinforced Sand. *Géotechnique*, 37(1): 53-68.
- JEWELL, R.A. (1989). Direct Shear Tests on Sands. *Géotechnique*, 39(2): 309-322.
- KAYADELEN, C., ÖNAL, T.Ö & ALTAY, G. (2018). Experimental Study on Pull-Out Response of Geogrid Embedded in Sand. *Measurement*, 117(1): 390-396.
- KLEIN, C. & HURLBUT, J. (1999). *Manual of Mineralogy: (After James D. Dana)*. John Wiley & Sons, New York, USA, 681 p.
- KOERNER, R.M. (2012). *Designing with Geosynthetics*. Xlibris Corporation, 6 ed., Vol. 1, 526 p.
- LAJEVARDI, S.H., DIAS, D. & RACINAIS, J. (2013). Analysis of Soil-Welded Steel Mesh Reinforcement Interface Interaction by Pull-Out Tests. *Geotextiles and Geomembranes*, 40(1): 48-57.
- LAI, H.J., ZHENG, J.J., ZHANG, R.J. & CUI, M.J. (2018). Classification and Characteristics of Soil Arching Structures in Pile-Supported Embankments. *Computers and Geotechnics*, 98(1): 153-171.
- LAMBE, T.W. (1951). *Soil Testing for Engineers*. John Wiley & Sons, New York, USA.
- LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V. (1979). *Soil Mechanics, SI Version*. Series in soil engineering. Massachusetts Institute of Technology, Massachusetts, USA, 553 p.
- LI, C., WU, J., TANG, H., WANG, J., CHEN, F. & LIANG, D. (2015). A Novel Optimal Plane Arrangement of Stabilizing Piles Based on Soil Arching Effect and Stability Limit for 3D Colluvial Landslides. *Engineering Geology*, 195(10): 236-247.
- LIU, C.N., HO, Y.H. & HUANG, J.W. (2009). Large Scale Direct Shear Tests on Soil/PET-Yarn Geogrid Interfaces. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(1): 19-30.
- LOOK, B.G. (2007). *Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables*. Taylor & Francis Group, London, UK, 331 p.
- LOPERA, J.F.B. (2016). Influência da Microestrutura no Comportamento Mecânico dos Solos Tropicais Naturais e Compactados. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 149 p.
- LO PRESTI, D.C.F., PEDRONI, S. & CRIPPA, V. (1992). Maximum Dry Density of Cohesionless Soils by Pluviation and by ASTM D 4253-83: A Comparative Study. *Geotechnical Testing Journal*, 15(2): 180-189.
- MARAPAGEM, A.S. (2011). Avaliação da Interação Solo-Fitas Metálicas e Poliméricas para Solução em Terra Armada em Solos Não Convencionais. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 137 p.

MARINHO, F.A.M. (1995). A Técnica do Papel Filtro para a Medição de Sucção. In: Encontro Sobre Solos não Saturados, Porto Alegre, 1: 112-125.

MCHW - MANUAL OS CONTRACT DOCUMENTS FOR HIGHWAY WORKS. (2016). Volume 1 - Specification for Highway Works. Series 600. Earthworks. United Kingdom, 75 p.

MEDEIROS, A.G.B. (2005). Análise Numérica de Estruturas de Contenção em Balanço e Grampeadas do Tipo “Estaca Justaposta” Assentes em Solo Poroso do DF. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 135 p.

MILLIGAN, G.W.E. & KOUJI, T. (1998). The Pull-Out Resistance of Model Soil Nails. *Soils and Foundations*, 38(2): 179-190.

MORACI, N. & RECALCATI, P. (2006). Factors Affecting the Pullout Behaviour of Extruded Geogrids Embedded in a Compacted Granular Soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 24(4): 220-242.

MORENO, J.A.S. (2016). Avaliação da Resistência de Material Leve Utilizando Misturas e Pedacos de Pneus com Solo do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 119 p.

MORTARI, D. (1994). Caracterização Geotécnica e Análise do Processo Evolutivo das Erosões no Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 217 p.

NEGUSSEY, D., WIJEWICKEREME, W.K.D., VAID, Y.P. (1989). Geomembrane Interface Friction. *Canadian Geotechnical Journal*, 26(1): 165-169.

NORME FRANÇAISE. (2007). NF EN 14475. Exécution de Travaux Géotechniques Spéciaux – Remblais Renforcés. CSTB Éditions, France, 60 p.

NORME FRANÇAISE. (2009). NF P94-270. Calcul Géotechnique – Ouvrages de Soutènement – Remblais Reforcés et Massifs en Sol Cloué. CSTB Éditions, France, 205 p.

OTÁLVARO, I. (2013). Comportamento Hidromecânico de um Solo Tropical Compactado. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 142 p.

PALMEIRA, E.M. (1987). The Study of Soil-Reinforcement Interaction by Means of Large Scale Laboratory Tests. PhD Thesis, Magdalen College, University of Oxford, Trinity Term, England, 237 p.

PALMEIRA, E.M. & MILLIGAN, G.W.E. (1989). Large Scale Direct Shear Tests on Reinforced Soil. *Soils and Foundations*, 29(1): 18-30.

PALMEIRA, E.M. (1992). Análise da Evolução da Técnica de Reforço de Solos por Inclusões Extensíveis na Última Década. *Revista Solos e Rochas*, 14(2): 95-107.

PALMEIRA, E.M. (1996). Projeto e Construção de uma Caixa para Ensaios de Arrancamento de Grandes Dimensões. Relatório de Pesquisa, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF.

PALMEIRA, E.M., TUPA, N. & GOMES, R.C. (1996). In-Soil Tensile Behaviour of Geotextiles Confined by Fine Soils. In: III International Symposium on Earth Reinforcement, Kyushu, Japan, 1: 129-132.

PALMEIRA, E.M. (2004). Bearing Force Mobilization in Pull-Out Tests on Geogrids. *Geotextiles and Geomembranes*, 22(6): 481-509.

PALMEIRA, E.M. (2009). Soil Geosynthetic Interaction: Modelling and Analysis. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(5): 368-290.

PANAH, A.K., YAZDI, M. & GHALANDARZEDEH, A. (2015). Shaking Table Tests on Soil Retaining Walls Reinforced by Polymeric Strips. *Geotextiles and Geomembranes*, 43(2):148-161.

PERSSON, A.L. (1998). Image Analysis of Shape and Size of Fine Aggregates. *Engineering Geology*, 50(1-2): 177-186.

- PIEROZAN, R.C. (2016). Avaliação Experimental do Arrancamento de Tiras Metálicas e Poliméricas em Areias e Siltes. Exame de Qualificação, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 50 p.
- PORTELINHA, F.H.M. & ZORNBERG, J.G. (2017). Effect of Infiltration on the Performance of Unsaturated Geotextile-Reinforced Soil Wall. *Geotextiles and Geomembranes*, 45(3): 211-226.
- POTTS, P.K. (1992). *A Handbook of Silicate Rock Analysis*. Springer, Glasgow, England, 2 ed., 70 p.
- PRASAD, P.S. & RAMANA, G.V. (2016). Feasibility Study of Cooper Slag as a Structural Fill in Reinforced Soil Structures. *Geotextiles and Geomembranes*, 40(4): 623-640.
- PUNETHA, P., MOHANTY, P. & SAMANTA, M. (2017). Microstructural Investigation on Mechanical Behavior of Soil-Geosynthetic Interface in Direct Shear Test. *Geotextiles and Geomembranes*, 45(3): 197-210.
- QUEIROZ, A.C.G.Q. (2015). Estudo do Comportamento Microestrutural de Solos Tropicais Compactados. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 108 p.
- RAD, N.S. & TUMAY, M.T. (1987). Factor Affecting Sand Specimen Preparation by Raining. *Geotechnical Testing Journal*, 10(1): 31-37.
- RAJU, D.M., LO, S.C.R, GOPALA, M & GAO, J. (1998). Large-Scale Laboratory Pull-Out Testing. *Geotechnical Engineering Journal*, 29(2): 123-155.
- RAMIREZ, A. & ROSLER, I. (2012). Geostrap & Ecostrap Reinforcements for MSE Structures. A New Approach to Geosynthetic Soil Reinforcement. In: Australian Geomechanics Society Sydney Chapter Symposium, 1: 157-166.
- REINFORCED EARTH. (1995). Apparent Coefficient of Friction,  $f^*$  to be Used in the Design of Reinforced Earth® Structures. Technical Bulletin: MSE - 6. Virginia, USA, 14 p.
- REINFORCED EARTH (2012). Reinforced Earth Soil Reinforcement Systems. Geostrap Reinforcement for Reinforced Soil Retaining Walls and Bridge Abutments. Technical Bulletin: 12/H182 Product Sheet 1. Telford, USA, 12 p.
- REYES, A.A.R. (2012). Uso de Ensaios Dilatométricos para Simulação Numérica de uma Estrutura de Contenção em Solo do D.F. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 160 p.
- RICCIO, M., EHRLICH, M. & DIAS, D. (2014). Field Monitoring and Analyses of the Response of a Block-Faced Geogrid Wall Using Fine-Grained Tropical Soils. *Geotextiles and Geomembranes*, 42(2): 127-138.
- ROSENO, J.L. & CARVALHO, J.C. (2007). Avaliação Granulométrica de um Perfil de Solo Tropical Usando o Granulômetro a Laser. In: III Simpósio Sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste, Cuiabá, 1: 137-147.
- SALES, K.C.S. (2011). Melhoria de Solos por Inclusão de Fibras Naturais. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 97 p.
- SANTOS, E.C.G., PALMEIRA, E.M. & BATHURST, R.J. (2014). Performance of Two Geosynthetic Reinforced Walls With Recycled Construction Waste and Constructed on Collapsible Ground. *Geosynthetics International*, 21(4): 256-269.
- SCHLOSSER, F. & BASTICK, M. (1991). *Foundation Engineering Handbook*, Chapter 21, Reinforced Earth. H.Y. Fang (ed.), Springer Science+Business Media, New York, 778-795.
- SHROFF, A.V. & SHAH, D.L. (2003). *Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. A.A. Balkema Publishers, India, 255 p.
- SIMONI, A. & HOULSBY, G.T. (2006). The Direct Shear Strength and Dilatancy of Sand-Gravel Mixtures. *Geotechnical and Geological Engineering*, 24(3): 523-549.

- SOSA, E.R. (2016). Caracterização e Aproveitamento dos Rejeitos Oriundos de Processos Hidrometalúrgicos do Níquel e Cobalto com um Enfoque Geoambiental. Tese de Doutorado Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 170 p.
- SOUZA PINTO, C. (2006). Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas. Oficina de Textos, São Paulo, BR, 3 ed., 367 p.
- SPIEGEL, M.R. & STEPHENS, L.J. (2007). Statistics. Schaum's Outlines. McGraw Hill, New York, USA, 577 p.
- SRIDHARAN, B., MURTHY, B.R.S., BINDUMADHAVA & REVANASIDDAPPA, K. (1991). Technique for Using Fine-Grained Soil in Reinforced Earth. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(8): 1174-1190.
- STARK, T.D., WILLIAMSON, T.A. & EID, H.T. (1996). *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(3): 197-203.
- SUKSIRIPATTANAPONG, C., HORPBULSUK, S., CHINKULKIJNIWAT, A. & CHAI, J.C. (2013). Pullout Resistance of Bearing Reinforced Embedded in Coarse-Grained Soils. *Geotextiles and Geomembranes*, 36(1): 44-54.
- TANG, C.S., LI, J., WANG, D.Y. & SHI, B. (2016). Investigation on the Interfacial Mechanical Behavior of Wave-Shaped Fiber Reinforced Soil by Pullout Test. *Geotextiles and Geomembranes*, 44(6): 872-883.
- TAYLOR, D.W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, New York, USA, 770 p.
- TEIXEIRA, S.H.C. (2003). Estudo da Interação Solo-Geogrelha em Testes de Arrancamento e sua Aplicação na Análise e Dimensionamento de Maciços Reforçados. Tese de Doutorado, EESC/USP, São Carlos, São Paulo, 218 p.
- TEIXEIRA, S.H.C., BUENO, B.S. & ZORNBERG, M.A. (2007). Pullout Resistance of Individual Longitudinal and Transverse Geogrid Ribs. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(1): 37-50.
- TERRE ARMÉE INTERNATIONALE. (2014a). Pullout Testing HA Geostrap 5 in Concrete Sand Under "Dry" Conditions. Final Report. Velizy, France, 15 p.
- TERRE ARMÉE INTERNATIONALE. (2014b). D310. GeoStrap® Reinforcements. Velizy, France, 1 p.
- TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, New York, USA, 510 p.
- TERZAGHI, K., PECK, R.B. & MESRI, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, New York, USA, 3 ed., 592 p.
- TUPA, N. (1994). Estudo da Aderência e Interação Solo-Geossintético. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 168 p.
- VANGLA, P. & GALI, M.L. (2015). Influence of Particle Size on the Friction and Interfacial Shear Strength of Sand of Similar Morphology. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 1(1) 1-12.
- VANGLA, P. & GALI, M.L. (2016). Effect of Particle Size of Sand and Surface Asperities of Reinforcement on their Interface Shear Behaviour. *Geotextiles and Geomembranes*, 44(3): 254-268.
- VIDAL, H. (1966). La Terre Armée. In: *Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, 1: 223-234.
- VIEIRA, C.S., PEREIRA, P.M. & CALDEIRA, L. (2015). Sand-Nonwoven Geotextile Interfaces Shear Strength by Direct Shear and Simple Shear Tests. *Geomechanics and Engineering*, 9(5): 601-618.
- VIEIRA, C.S., LOPES, M.D.L., CALDEIRA, L. (2015). Sand-Nonwoven Geotextile Interfaces Shear Strength by Direct Shear and Simple Shear Tests. *Geomechanics and Engineering*, 9(5): 601-618.

- VIEIRA, C.S., PEREIRA, P.M. & LOPES, M.L. (2016). Recycled Construction and Demolition Wastes as Filling Material for Geosynthetic Reinforced Structures. Interface Properties. *Journal of Cleaner Production*, 124(15): 299-311.
- VILAR, O.M. (2006). A Simplified Procedure to Estimate the Shear Strength Envelope of Unsaturated Soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 43(10): 1088-1095.
- VILLIBOR, D.F. & NOGAMI, J.S. (2009). Pavimentos Econômicos – Tecnologia do Uso dos Solos Finos Lateríticos. *Arte & Ciência*, São Paulo, Brasil, 291 p.
- WADELL, H. (1932). Volume, Shape and Roundness of Rock Particles. *Journal of Geology*, 40(5): 443-451.
- WANG, Z. & RICHWIEN, W. (2002). A Study of Soil-Reinforcement Interface Friction. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(1): 92-94.
- WELDU, M.T., HAN, J.H., RAHMANINEZHAD, S.M., PARSONS, R.L. & KAKRASUL, J.I. (2015). Pullout Resistance of Mechanically Stabilized Earth Wall Steel Strip Reinforcement in Uniform Aggregate. Kansas Department of Transportation, The University of Kansas, Kansas City, USA, 44 p.
- WSDOT – WASHINGTON STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. (2011). Geotechnical Design Manual M 46-03.05, Chapter 15 – Abutments, Retaining Walls and Reinforced Slopes. Washington State Department of Transportation, USA, 828 p.
- YANG, G., LIU, H., LV, P. & ZHANG, B. (2012). Geogrid-Reinforced Lime-Treated Cohesive Soil Retaining Wall: Case Study and Implications. *Geotextiles and Geomembranes*, 35(1): 112-118.
- YANG, G.Q., LIU, H., ZHOU, Y.T. & XIONG, B.L. (2014). Post-Construction Performance of a Two-Tiered Geogrid Reinforced Soil Wall Backfilled With Soil-Rock Mixture. *Geotextiles and Geomembranes*, 42(2): 91-97.
- ZHANG, G. & ZHANG, J.M. (2009). Large-Scale Monotonic and Cyclic Tests of Interface Between Geotextile and Gravelly Soil. *Soils and Foundations*, 49(1): 75-84.
- ZHUANG, Y. & WANG, K. (2018). Finite Element Analysis on the Dynamic Behavior of Soil Arching Effect in Pile Embankment. *Transportation Geotechnics*, 14(1): 8-21.
- ZORNBERG, J.G., MCCARTNEY, J.S. & SWAN, R.H. (2005). Analysis of a Large Database of GCL Internal Shear Strength Results. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(3): 367-380.



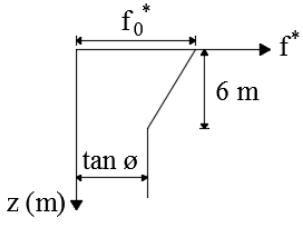
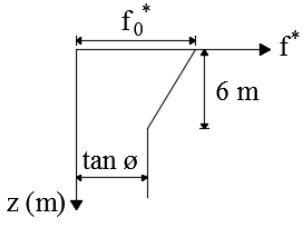
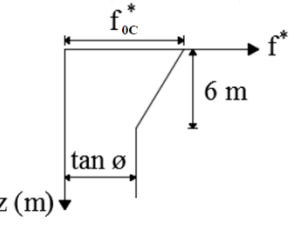
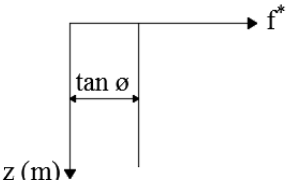
## **APÊNDICES**

**APÊNDICE A. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.**

Tabela A.1. Critérios mecânicos para seleção do material de aterro para armaduras lisas (sem ressaltos), conforme a NBR 19286 (ABNT, 2016a).

Diâmetro dos grãos		Atendimento aos critérios mecânicos
$0,08 \leq D_{15}$		Critério mecânico atendido
$0,015 \leq D_{10}$		Critério mecânico atendido
$0,08 > D_{15}$	$D_{20} \geq 0,015 > D_{10}$	Ângulo de atrito solo-armadura $\geq 22^\circ$ Critério mecânico atendido
		Ângulo de atrito solo-armadura $< 22^\circ$ Utilização depende de estudos especiais
$0,0015 > D_{20}$		Utilização depende de estudos especiais

Tabela A.2. Critérios mecânicos para seleção do material de aterro para armaduras com ressaltos, conforme a NBR 19286 (ABNT, 2016a).

Grupo do Solo	Granulometria	Atrito Interno	Coefficiente de atrito aparente solo-reforço ( $f^*$ )
A	$0,08 \text{ mm} \leq D_{15}$ ou $0,08 \text{ mm} > D_{15}$ com $0,015 \text{ mm} \leq D_{10}$	Critério mecânico atendido	
B	$0,015 \text{ mm} > D_{10}$ e $0,015 \text{ mm} \leq D_{20}$	Se $\phi_2 \geq 25^\circ$ , então: Critério mecânico atendido	
C	$0,015 \text{ mm} > D_{20}$ e $0,015 \text{ mm} \leq D_{40}$	Se $\phi \geq 30^\circ$ , então: $f_{0c}^* = f_0^* \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \phi_0}$ Critério mecânico atendido	
	Obras protegidas de águas superficiais e subterrâneas		
D	$0,015 \text{ mm} > D_{20}$ e $0,015 \text{ mm} \leq D_{40}$	Se $\phi_1 \geq 25^\circ$ , então: Critério mecânico atendido	
E	$0,015 \text{ mm} > D_{40}$	Utilização depende de estudos especiais	

**Sendo:**  $\phi$  = Ângulo de atrito interno do solo;  $\phi_0$  = ângulo de atrito interno mínimo do solo (cisalhamento direto rápido e inundado);  $D_n$  = Diâmetro correspondente à porcentagem passante de n% dos grãos;  $\phi_2$  = Ângulo de atrito interno do solo (cisalhamento direto rápido em amostra deformada, moldada na umidade correspondente ao limite de liquidez e comprimida a 200 kPa);  $\phi_1$  = Ângulo de atrito interno do solo (cisalhamento direto rápido inundado pré-adensado sobre amostra saturada após moldagem nos parâmetros ótimos de compactação).

Tabela A.3. Combinação típica entre aterro, elementos de reforço e paramentos externos (BS EN 14475, conforme BSI, 2006; NF EN 14475, conforme Norme Française, 2007).

CLASSE DE MATERIAL	1	2	3	4	
Característica principal	Drenante	Granular	Intermediário	Fino	
% em peso com D < 80 µm	< 5%	< 12%	12 a 35%	12 a 35% > 35%	
Propriedades geotécnicas				Outros	
% em peso com D < 20 µm	-	-	< 10%	> 10%	< 40%
Índice de Plasticidade	-	-	-	< 25%	< 25%
<b>APLICAÇÕES</b>					
Partes de estruturas expostas a alagamentos ou a rebaixamento rápido do nível d'água;	A	B	B	D	D
Estruturas de apoio em encontros de pontos, ferrovias e construções;	A	A	B	C (a)	D
Muros de solos reforçados de grande altura;	A	A	B	B	D
Taludes de solos reforçados de grande altura;	A	A	B	B	C (b)
Taludes e muros convencionais;	A	A	A	B	C (c)
<b>REFORÇO</b>					
Tiras sem ressalto (metálicas ou poliméricas)	A	A		C (d)	D
Tiras com ressalto (metálicas ou poliméricas)	A	A		B	C (d)
Geossintéticos de drenagem (permeabilidade no plano de instalação)	B	A		A	C (b)
<b>PARAMENTO EXTERNO</b>					
Rígido	A	A		D (a)	D
Semi-flexível	A	A		C (e)	D
Flexível	A	A		A	B
					C (e)

**Legenda:** A = Aplicação usual; B = Aplicação ocasional; C = Sujeito a estudos específicos; D = Não recomendado. **Recomendações:** a = Se a compactação não for feita adequadamente podem ocorrer recalques diferenciais entre a face e os reforços; b = A capacidade de drenagem do aterro deve ser verificada; c = Atenção especial deve ser dada ao ângulo de atrito interno do solo, ao procedimento de compactação (teor de umidade do solo) e à necessidade de camadas de drenagem; d = A interação solo-reforço deve ser verificada para condições de construção e a longo prazo; e = Atenção especial deve ser dada ao controle do alinhamento das unidades da face durante a construção.

Tabela A.4. Especificações técnicas para projeto de caixa para ensaios de arrancamento (adaptado das normas D6706-01, ASTM, 2013 e BS EN 13738:2004, BSI, 2004).

Característica		ASTM D6706-01	BS EN 13738:2004
<b>CAIXA DE ARRANCAMENTO</b>	Formato	Quadrada ou retangular;	Retangular;
	Comprimento	Comprimento mínimo de 610 mm, desde que esse valor seja 5 vezes maior que a abertura máxima dos geossintéticos. Deve permitir no mínimo 610 mm de comprimento ancorado do reforço e razão mínima entre o comprimento e a largura igual a 2;	Comprimento mínimo de 1500 mm. O comprimento ancorado mínimo corresponde a 3 vezes a largura da amostra;
	Largura	Largura mínima de 460 mm, desde que a largura seja maior que 20 vezes o parâmetro $D_{85}$ do solo ou 6 vezes o diâmetro máximo das partículas;	Largura mínima de 600 mm;
	Profundidade	Profundidade mínima de 305 mm caso o atrito das paredes laterais seja minimizado, caso contrário a profundidade mínima é igual a 760 mm. Deve permitir no mínimo 150 mm de solo acima e abaixo do reforço, desde que esse valor corresponda a no mínimo 6 vezes o parâmetro $D_{85}$ do solo ou 3 vezes o diâmetro máximo das partículas;	No mínimo 300 mm, desde que a profundidade seja maior ou igual a 6 vezes o diâmetro máximo das partículas de solo;
	Lubrificação das paredes	Lubrificação das paredes internas e aplicação de camadas de filme plástico, ou revestimento das paredes com tecido de seda ou com geomembrana de PEAD;	-
	Distância entre as paredes e o reforço	Distância mínima de 150 mm. Caso seja feita a lubrificação das paredes, a distância mínima passa a ser de 75 mm;	As amostras devem ser mais estreitas que a largura interna da caixa (não menos que 100 mm);
	Luva metálica na entrada da caixa	Comprimento mínimo de 150 mm e rígida o suficiente para impedir a transferência de cargas para o reforço.	Comprimento mínimo de 200 mm.

Tabela A.5. Estimativa dos ângulos de atrito interno dos materiais de aterro ( $\phi_{1k}$ ) com base na granulometria (adaptado de NF P 94-270; Norme Française, 2009).

CLASSE DE MATERIAL	1	2
Característica Principal	Drenante	Granular
Aterro fora da água	36°	36°
Ao menos parte do aterro temporariamente submersa	36°	30°

Tabela A.6. Estimativa dos coeficientes  $f_0^*$  e  $f_l^*$  conforme a norma NF P94-270 (Norme Française, 2009).

CLASSE DE MATERIAL	1	2		3
Característica Principal	Drenante	Granular		Intermediário
<b>Tiras metálicas com ressaltos</b>				
$z_0$ (m)	6,0	6,0		6,0
$f_0^*$				
$C_u \leq 2$	1,2	1,2		$1,2^*(\tan \phi_{1k}/\tan 36^\circ)$
$2 < C_u \leq 10$	1,5	1,5		
$10 < C_u \leq 20$	2,2	2,2		$1,5^*(\tan \phi_{1k}/\tan 36^\circ)$
$C_u > 20$	2,5	2,5		
$f_l^*$	Mínimo ( $\tan \phi_{1k};$ 0,8)	Mínimo ( $\tan \phi_{1k};$ 0,8)		$\tan \phi_{1k}$
<b>Tiras metálicas lisas (sem ressaltos)</b>				
$f^*$	0,4	0,4		-
<b>Tiras sintéticas</b>				
Especificação secundária	-	$D_{70} > 2$ mm	$D_{70} < 2$ mm	-
$z_0$ (m)	6,0	6,0	6,0	6,0
$f_0^*$				
$C_u \leq 2$	1,1	1,1	1,0	$1,0^*(\tan \phi_{1k}/\tan 36^\circ)$
$C_u > 2$	1,3	1,3	1,1	$1,1^*(\tan \phi_{1k}/\tan 36^\circ)$
$f_l^*$	$0,9^*\tan \phi_{1k}$	$0,9^*\tan \phi_{1k}$	$0,8^*\tan \phi_{1k}$	$0,8^*\tan \phi_{1k}$

**Considerações:**

\* No caso de falta de estudos específicos, o parâmetro  $\phi_{1k}$  pode ser estimado de acordo com a Tabela A.5;

\* Os valores de  $f_0^*$  e  $f_l^*$  definidos na tabela em função de  $\phi_{1k}$  não consideram a aplicação de fator de segurança parcial sobre os parâmetros do solo;

\* No caso dos materiais das Classes 1 e 2, o valor de  $f_0^*$  pode ser calculado com base na equação  $f_0^* = 1,2 + \log C_u$ .

## **APÊNDICE B. EQUIPAMENTOS.**

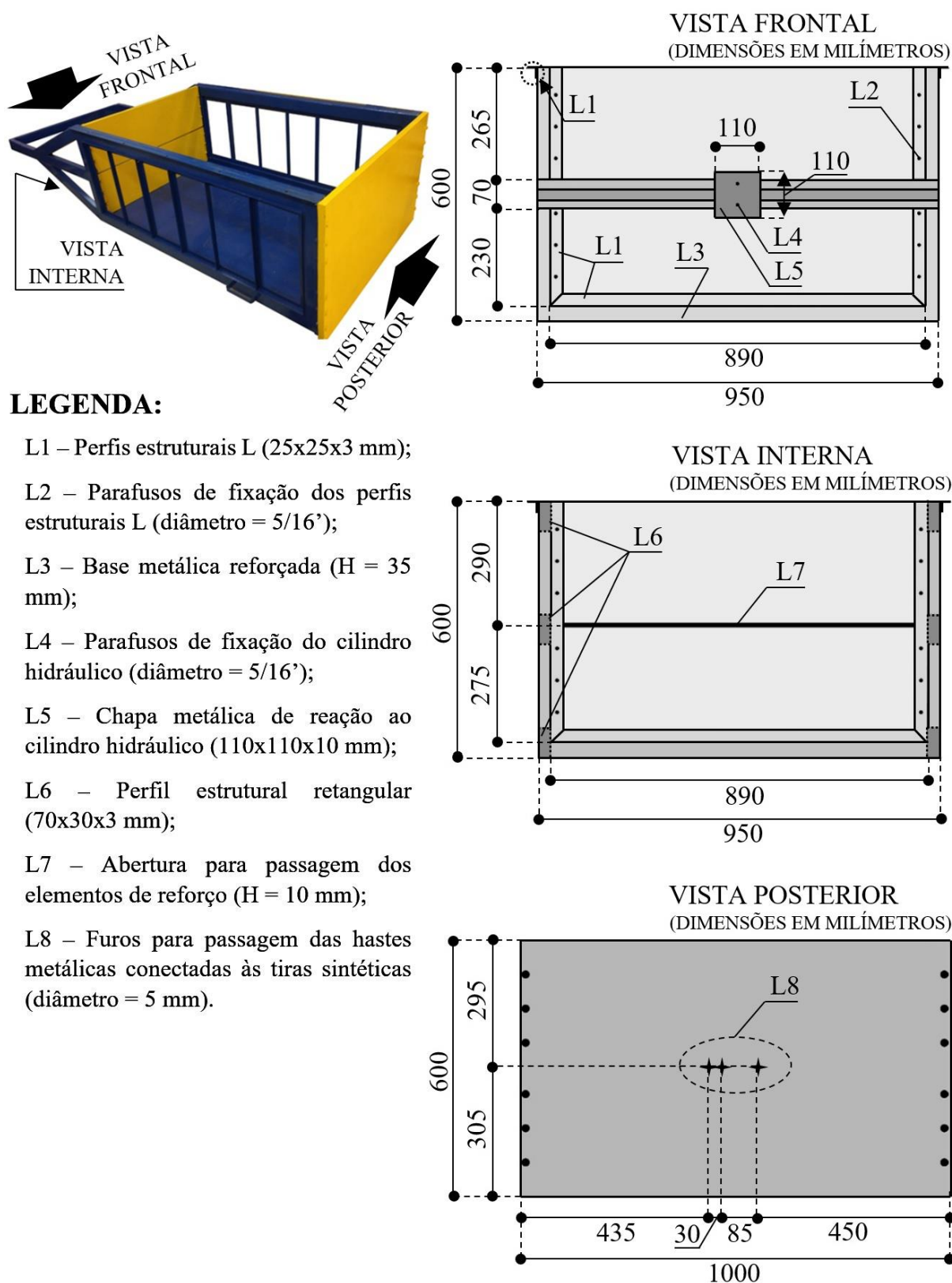
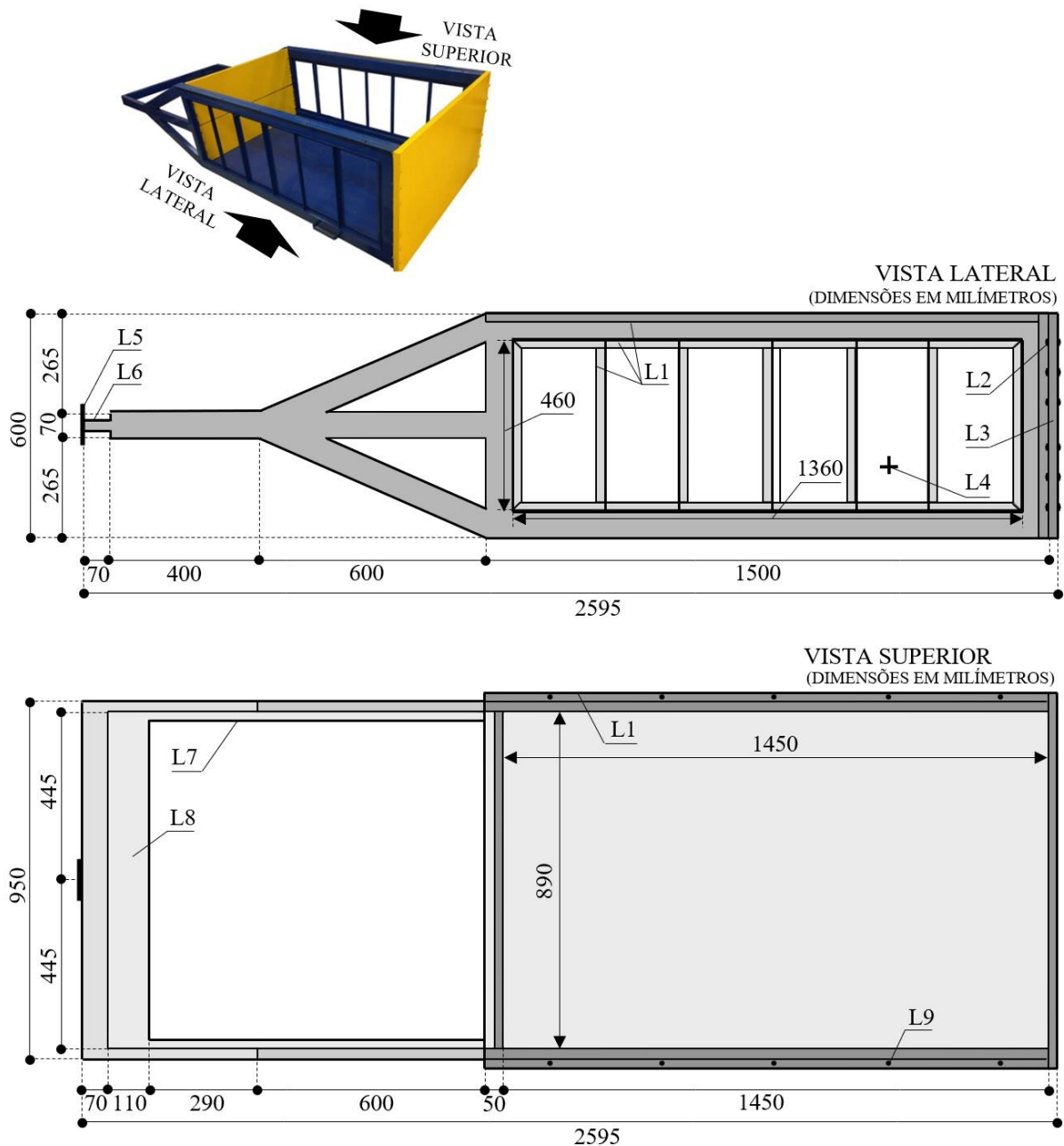


Figura B.1. Projeto da caixa de arrancamento, vistas frontal, interna e posterior (adaptado de Palmeira, 1996).





### LEGENDA:

L1 – Perfis estruturais L (25x25x3 mm);

L2 – Parafusos de fixação dos perfis estruturais L (diâmetro = 5/16”);

L3 – Face metálica posterior (1000x600x25 mm, painéis com espessura igual a 3 mm);

L4 – Painéis de acrílico (1358x456x15 mm);

L5 – Chapa metálica de reação ao cilindro hidráulico (110x110x10 mm);

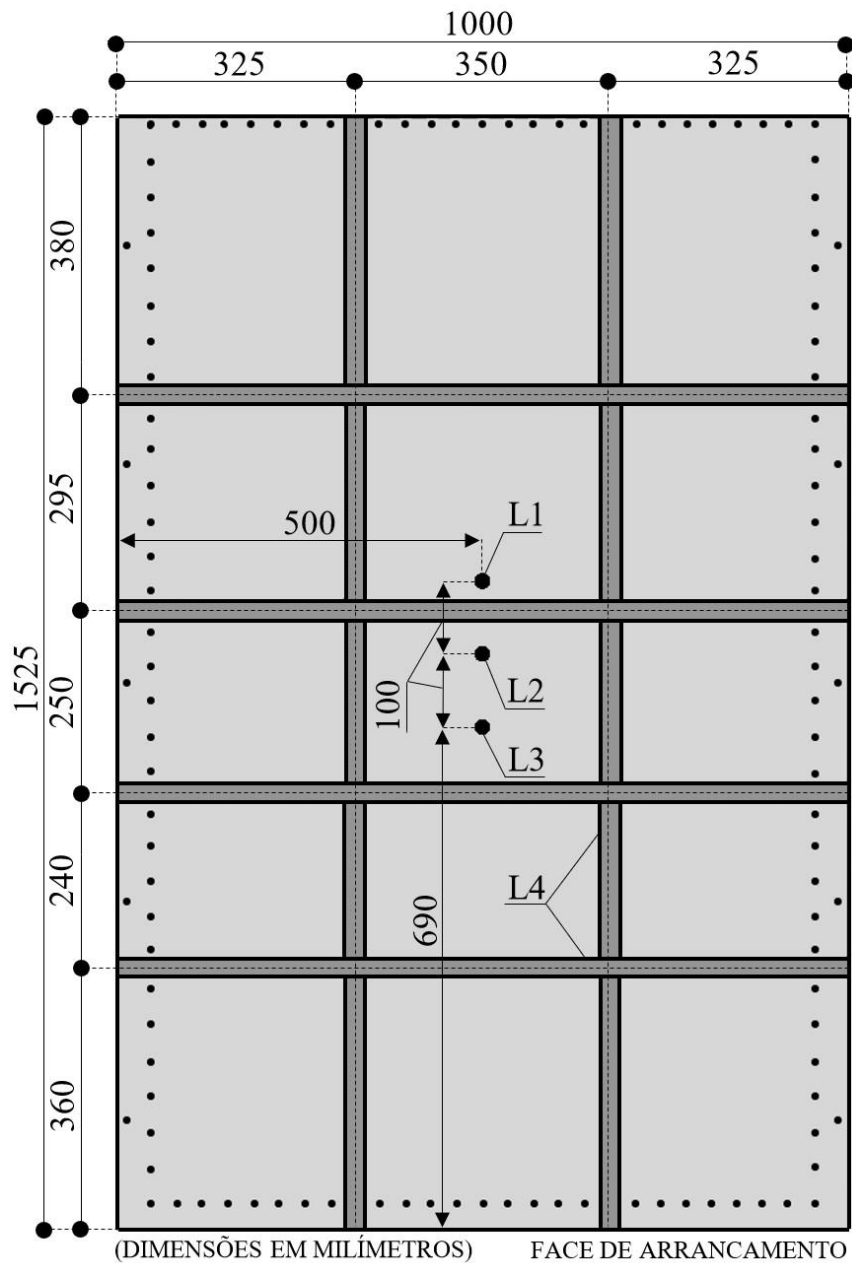
L6 – Perfil estrutural retangular (seção com dimensões iguais a 70x30x3 mm);

L7 – Perfil estrutural retangular de reforço (seção com dimensões iguais a 30x20x1 mm);

L8 – Perfil estrutural retangular de reforço (seção com dimensões iguais a 110x30x1 mm);

L9 – Parafusos de fixação da tampa (diâmetro = 3/8”).

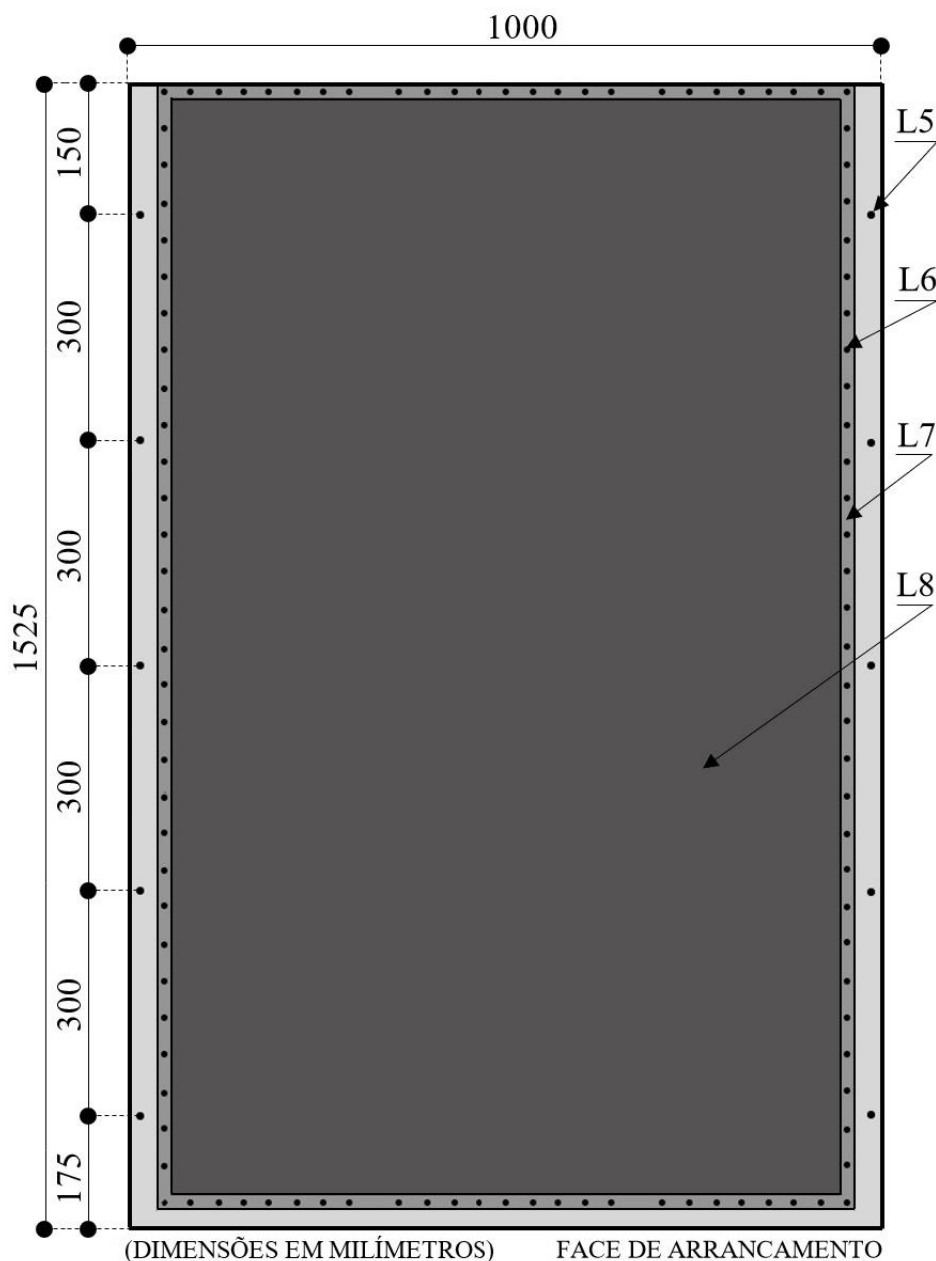
Figura B.2. Projeto da caixa de arrancamento, vistas lateral e superior (adaptado de Palmeira, 1996).



**LEGENDA:**

- L1 – Válvula de entrada de água sob pressão:  
(Diâmetro do furo = 25 mm);
- L2 – Válvula de saída de ar e manômetro:  
(Diâmetro do furo = 25 mm);
- L3 – Válvula de enchimento da bolsa de borracha:  
(Diâmetro do furo = 25 mm);
- L4 – Perfis metálicos de reforço da tampa:  
(30 x 40 mm, espessura = 1/8”).

Figura B.3. Tampa da caixa de arrancamento – Superfície superior.



**LEGENDA:**

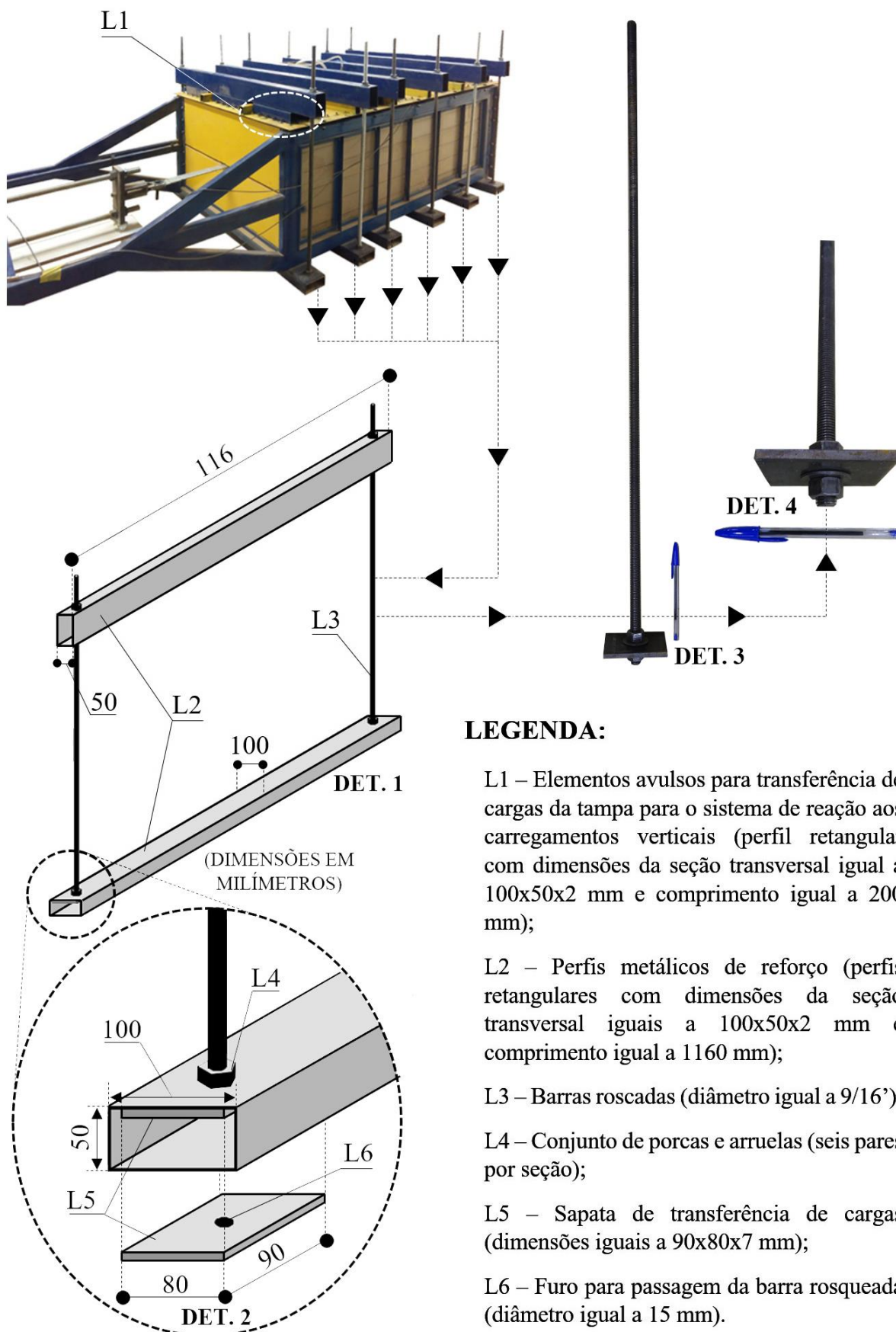
L5 – Furos com  $D = 10$  mm para fixação da tampa na caixa:  
(Parafusos com  $D = 3/8'$ );

L6 – Furos com  $D = 5$  mm para fixação da moldura metálica na tampa:  
(Parafusos com  $D = 3/16'$  com espaçamento igual a 50 mm);

L7 – Moldura metálica:  
(Dimensões externas iguais a 1500 x 930 mm com espessura = 4 mm);

L8 – Lençol de borracha com espessura igual a 3,2 mm.

Figura B.4. Tampa da caixa de arrancamento – Superfície inferior.



### LEGENDA:

L1 – Elementos avulsos para transferência de cargas da tampa para o sistema de reação aos carregamentos verticais (perfil retangular com dimensões da seção transversal igual a 100x50x2 mm e comprimento igual a 200 mm);

L2 – Perfis metálicos de reforço (perfis retangulares com dimensões da seção transversal iguais a 100x50x2 mm e comprimento igual a 1160 mm);

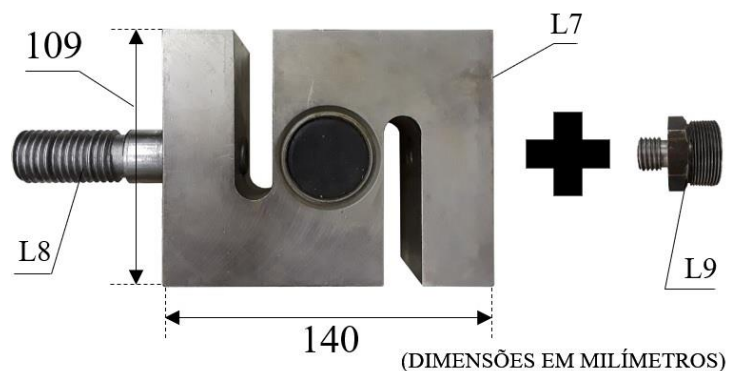
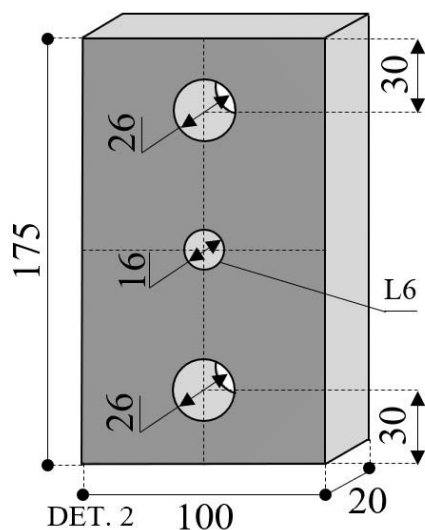
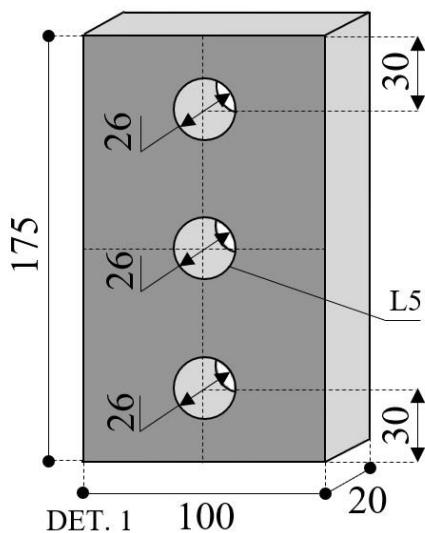
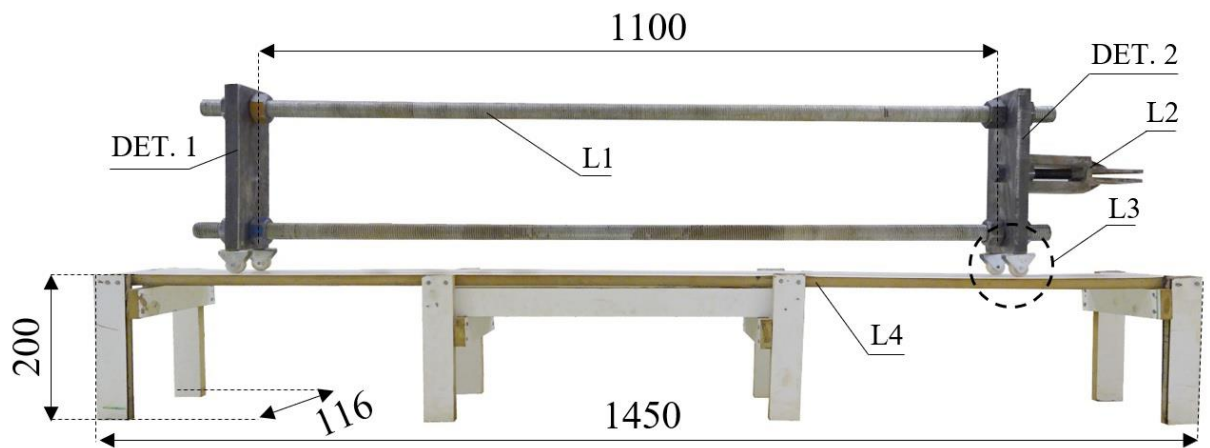
L3 – Barras roscadas (diâmetro igual a 9/16”);

L4 – Conjunto de porcas e arruelas (seis pares por seção);

L5 – Sapata de transferência de cargas (dimensões iguais a 90x80x7 mm);

L6 – Furo para passagem da barra rosqueada (diâmetro igual a 15 mm).

Figura B.5. Sistema de reação aos carregamentos verticais.



#### LEGENDA:

L1 – Barras roscadas com diâmetro igual a 1" (25,4 mm) fixadas às chapas metálicas por meio de pares de porcas e arruelas;

L2 – Conexão 1 para fixação dos reforços metálicos ou para fixação da conexão 2, instalada no caso de reforços sintéticos;

L3 – Rolamentos com diâmetro igual a 25 mm, permitindo o deslocamento horizontal do sistema;

L4 – Base nivelada de suporte do sistema de reação;

L5 – Furo para conexão com a célula de carga (CC 1);

L6 – Furo para fixação da Conexão 1;

L7 – Célula de carga (CC 1);

L8 – Conexão entre o elemento de transferência de carga (DET. 1), com diâmetro igual a 1", e a célula de carga (CC 1), com diâmetro igual a 3/4";

L9 – Conexão entre a célula de carga (CC 1), com diâmetro igual a 3/4", e o cilindro hidráulico, com diâmetro igual a 1+1/2".

Figura B.6. Sistema de aplicação de carregamentos horizontais.



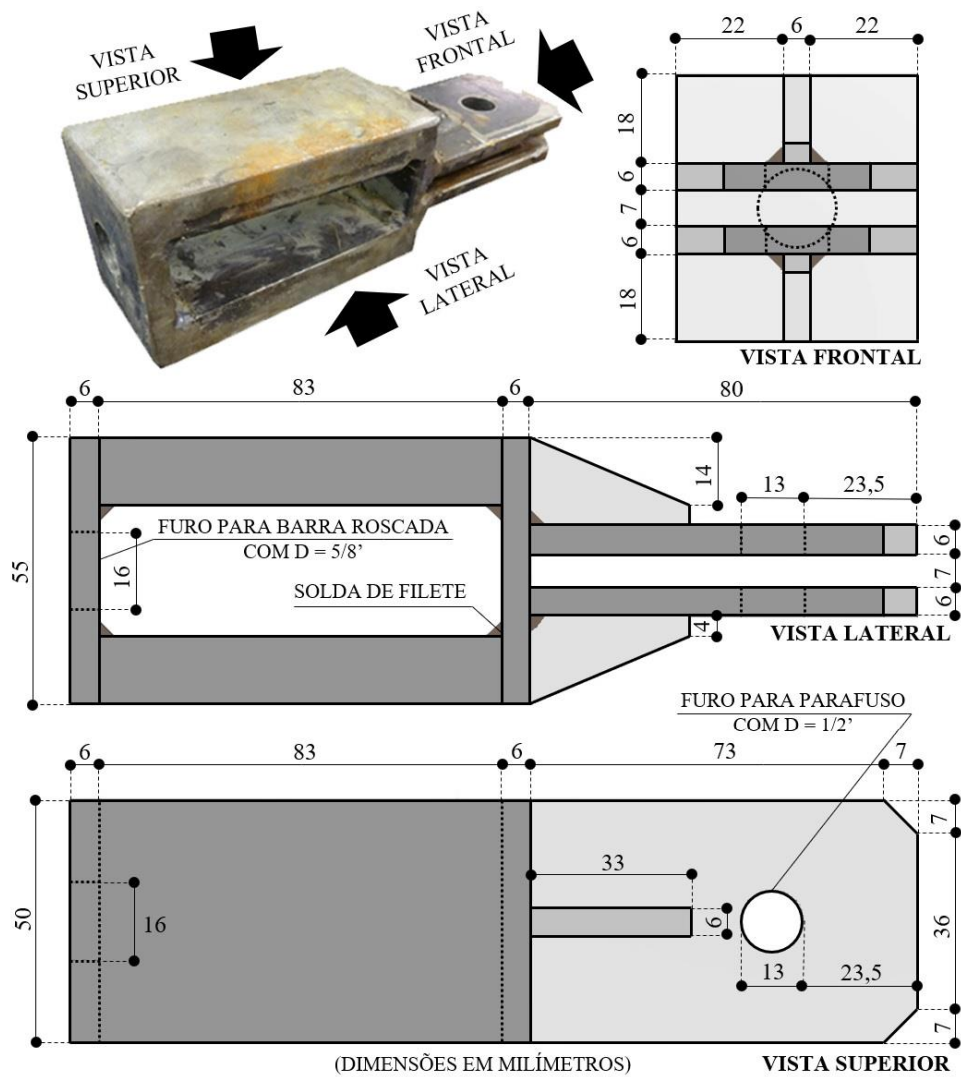


Figura B.7. Conexão 1 para ensaios de arrancamento (suporte para reforços metálicos e para conexão 2).

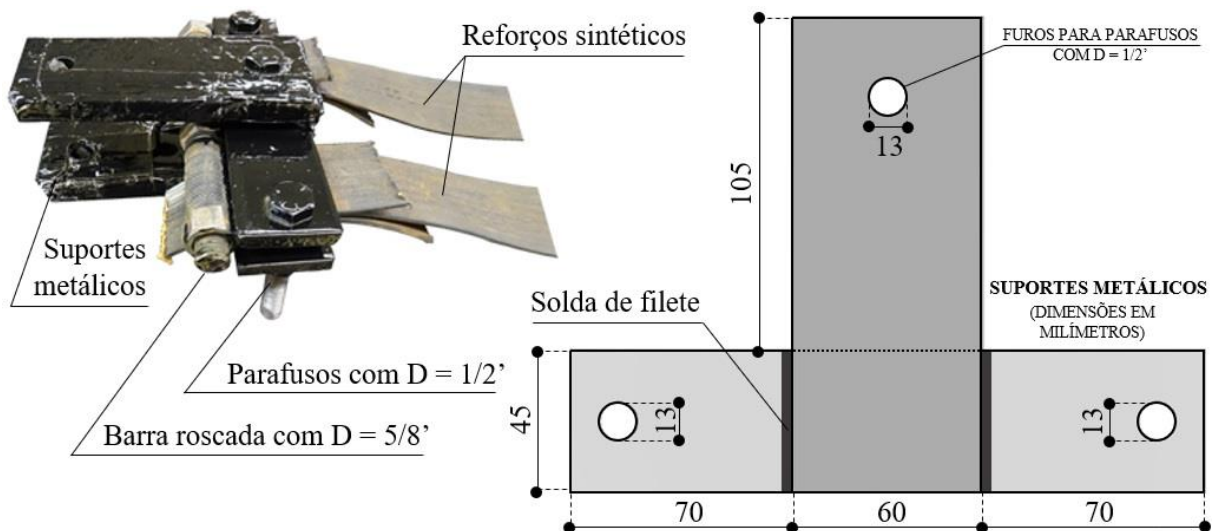


Figura B.8. Conexão 2 para ensaios de arrancamento (suporte para reforços sintéticos).

Tabela B.1. Resumo da calibração dos instrumentos, sendo CC (célula de carga), TDL (transdutor de deslocamento linear) e CTT (célula de tensão total).

Item	Nomenclatura	Especificação de Calibração	Número de Calibrações	
CC	CC 1	Cargas entre 0 e 5.000 kgf;	1	
TDL	TDL 1, TDL 2, TDL 3, TDL 4	Deslocamentos entre 0 e 150 mm;	4	
	TDL 5	Deslocamentos entre 0 e 100 mm;	1	
CTT	Areia uniforme	CTT 1, CTT 2, CTT 3, CTT 4, CTT 5	Tensões normais entre 0 e 400 kPa;	5
	M 75/25	CTT 1, CTT 3, CTT 5	Tensões normais entre 0 e 400 kPa;	3
		CTT 7, CTT 8	Tensões normais entre 0 e 200 kPa;	2
	M 50/50	CTT 1, CTT 3, CTT 5	Tensões normais entre 0 e 400 kPa;	3
		CTT 7, CTT 8	Tensões normais entre 0 e 200 kPa;	2
	Solo do D.F.	CTT 1, CTT 2, CTT 3, CTT 4, CTT 5, CTT 6	Tensões normais entre 0 e 400 kPa;	6
<b>Total</b>			<b>27</b>	

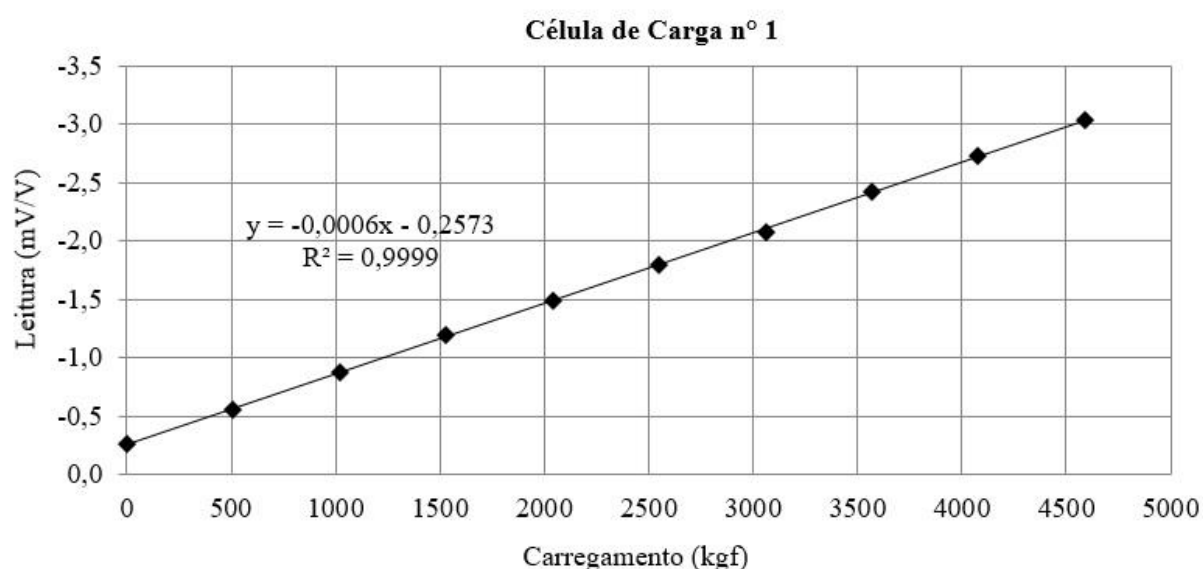


Figura B.9. Calibração da célula de carga (CC).

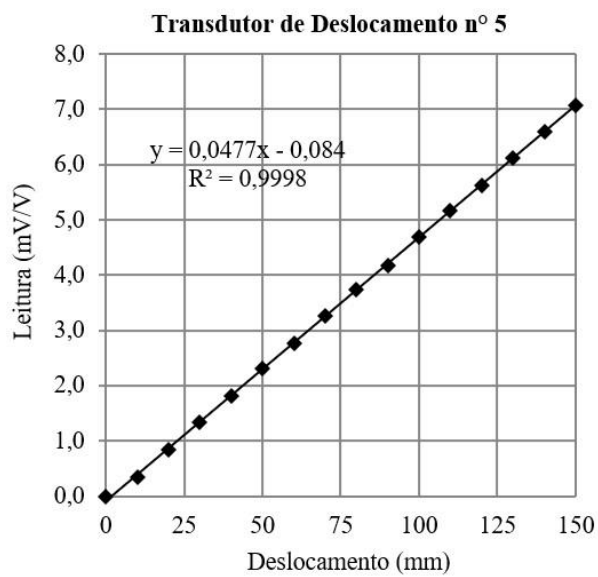
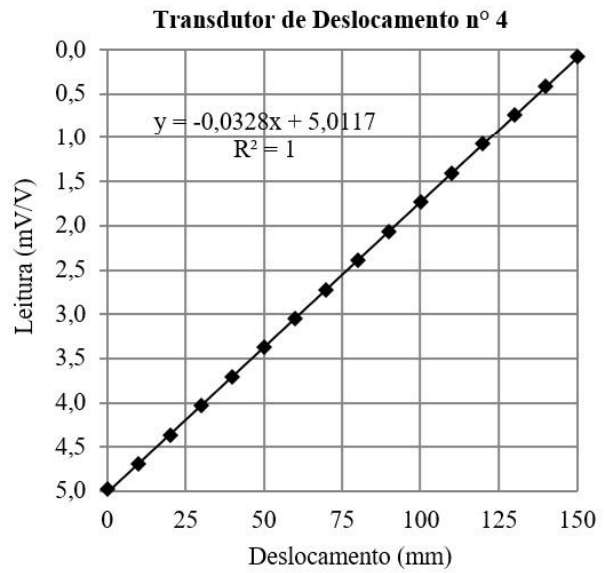
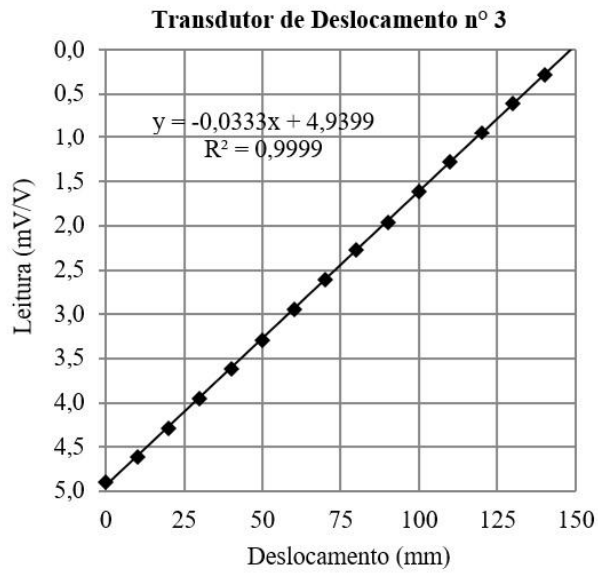
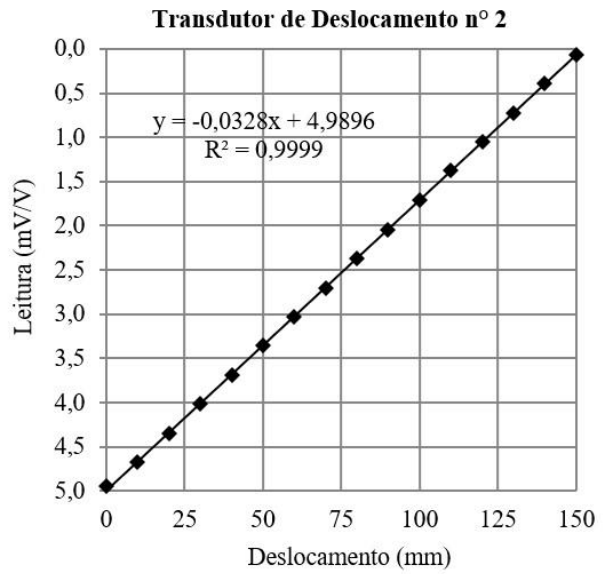
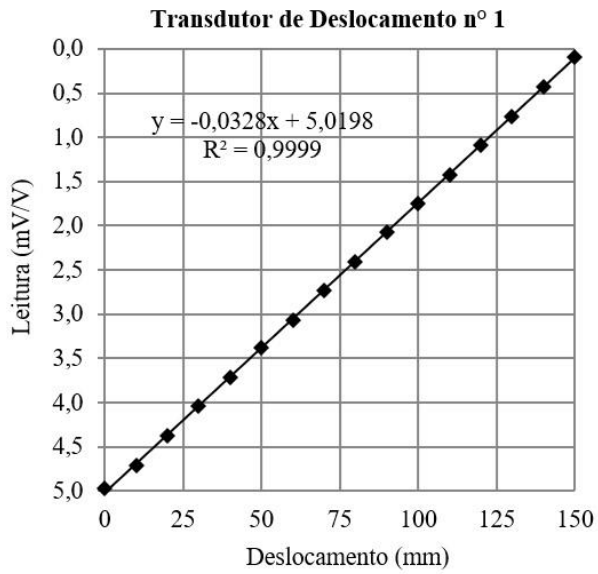


Figura B.10. Calibração dos transdutores de deslocamento linear (TDLs).



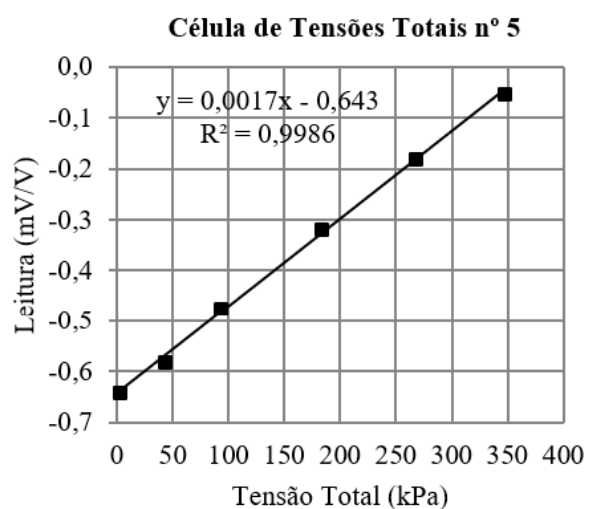
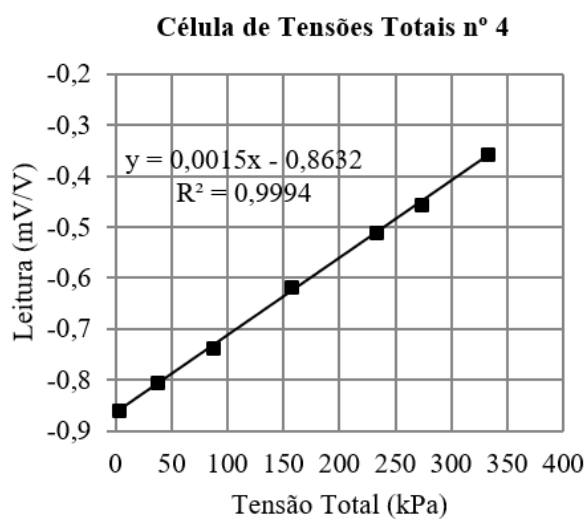
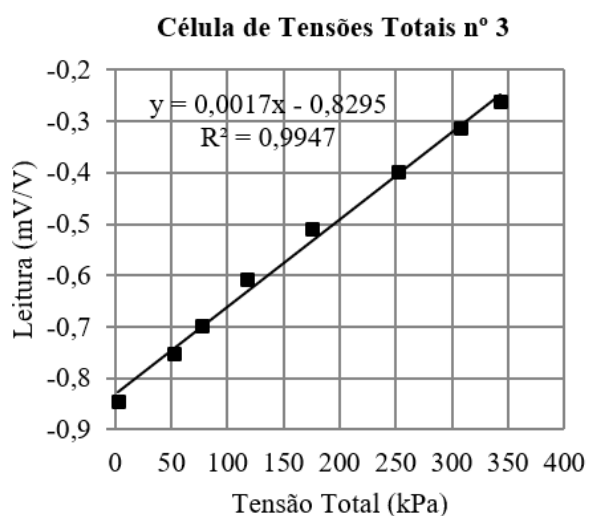
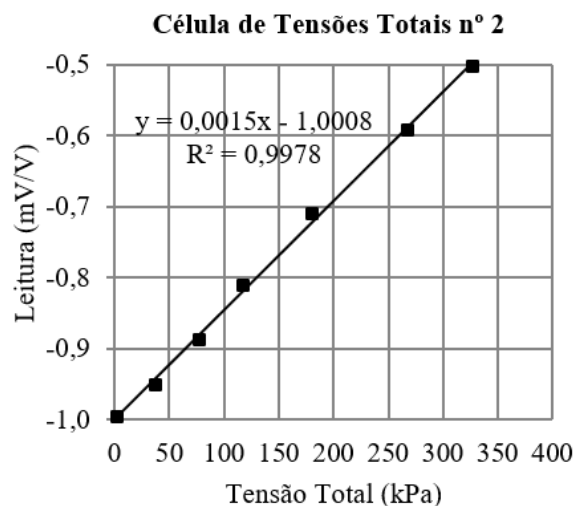
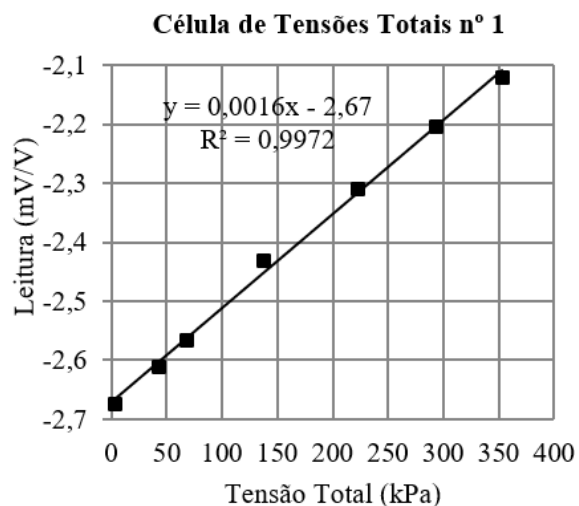


Figura B.11. Calibração das células de tensões totais (CTTs) – Areia uniforme (100%).

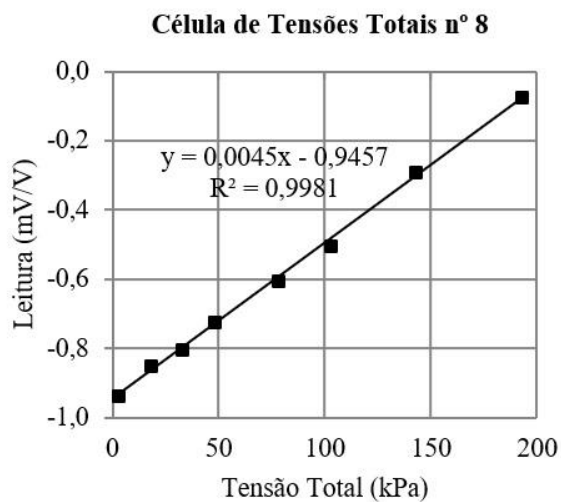
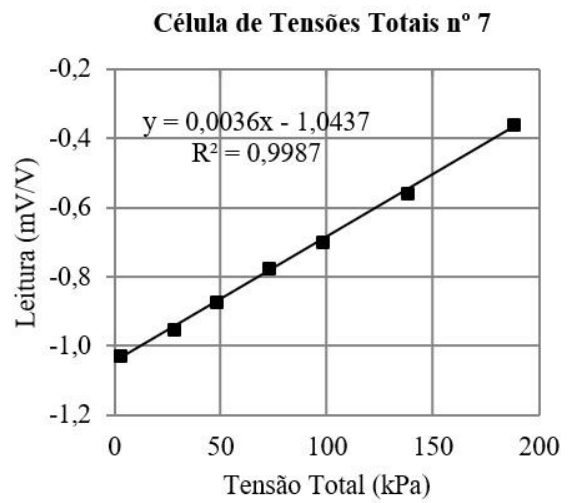
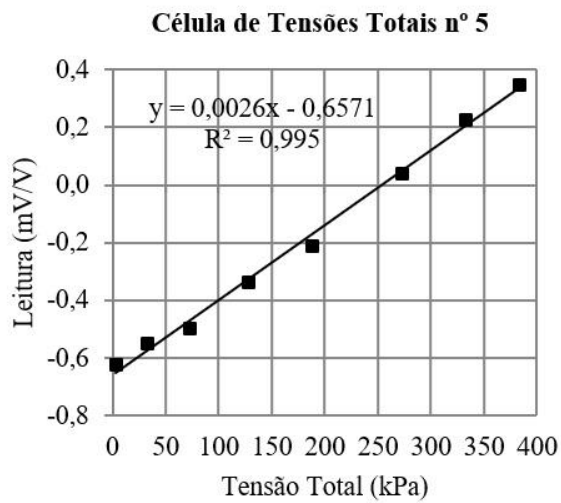
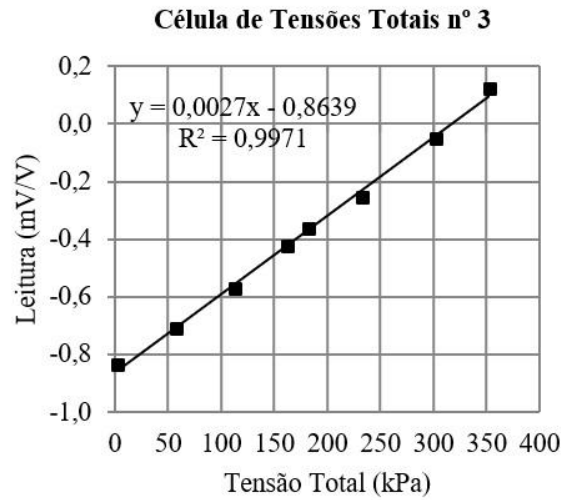
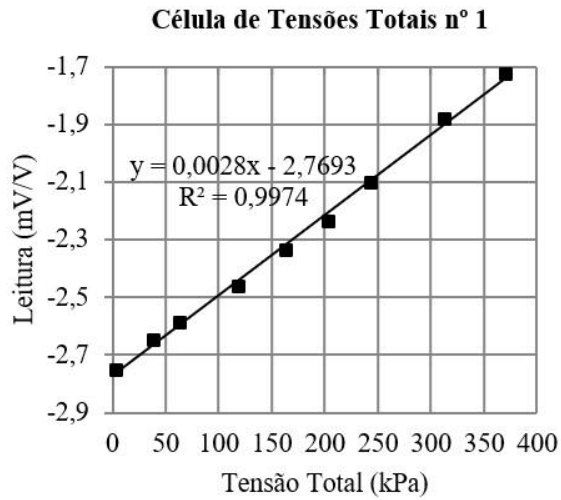


Figura B.12. Calibração das células de tensões totais (CTTs) – Mistura entre areia (75%) e solo do Distrito Federal (25%) – M 75/25.

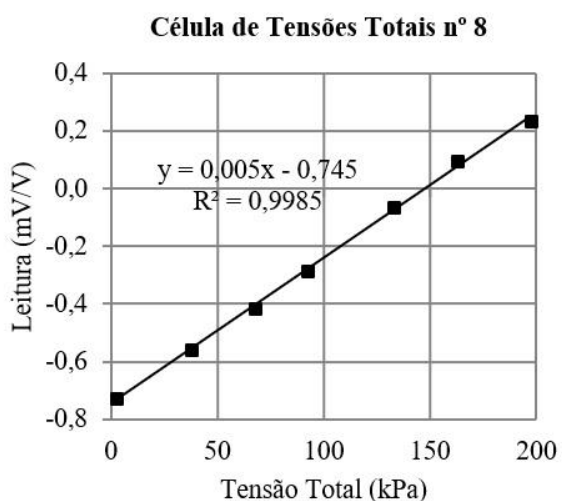
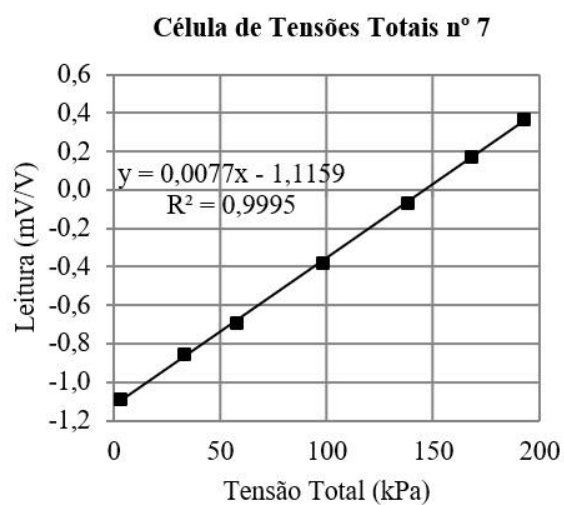
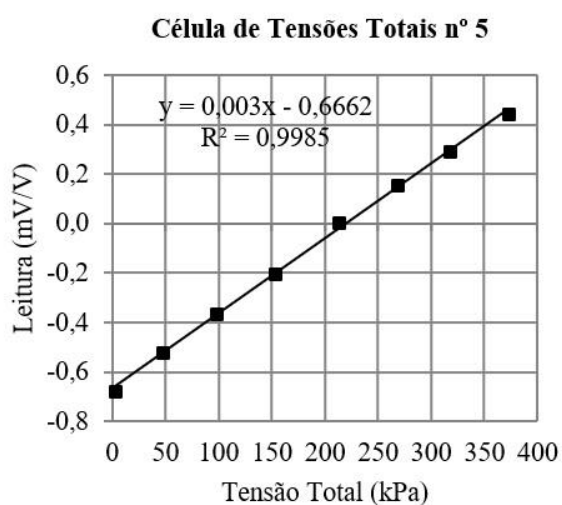
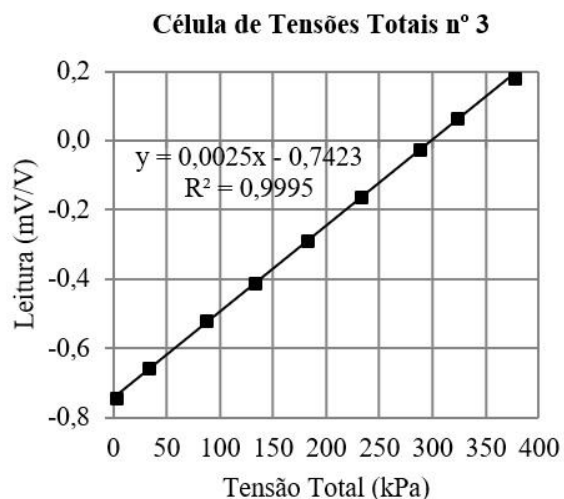
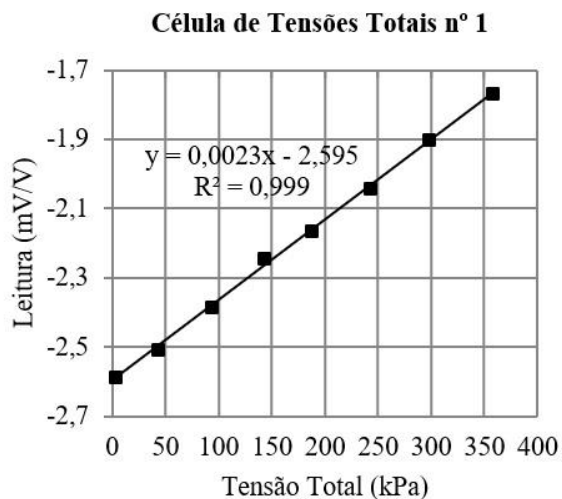


Figura B.13. Calibração das células de tensões totais (CTTs) – Mistura entre areia (50%) e solo do Distrito Federal (50%) – M 50/50.

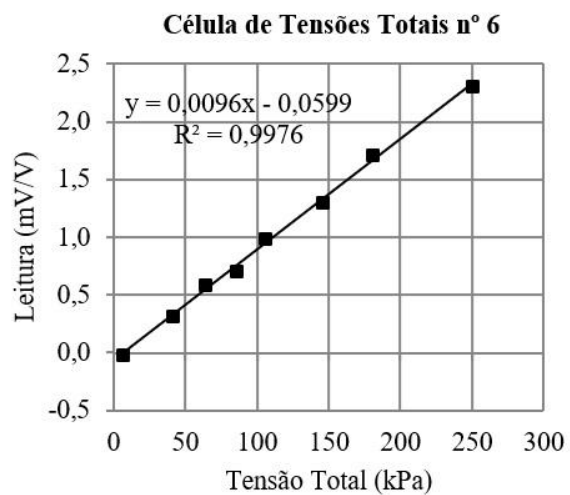
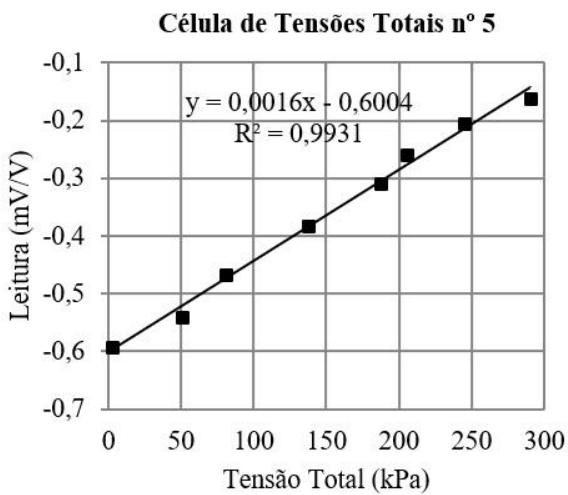
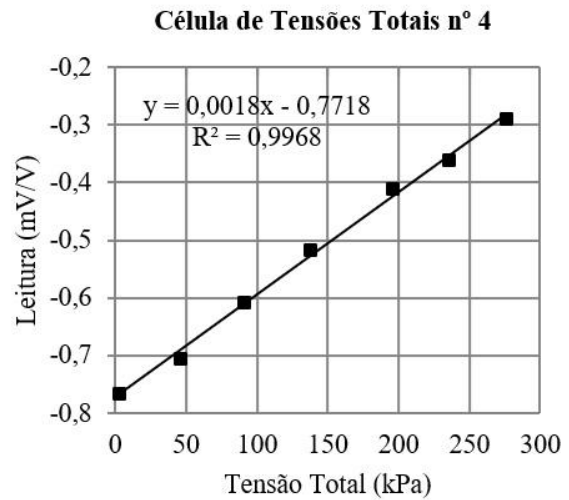
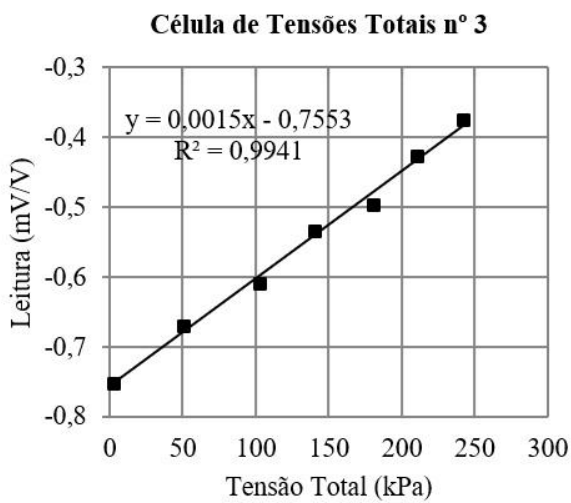
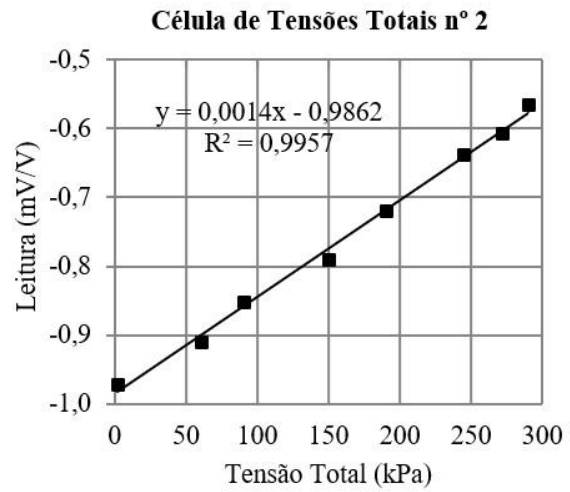
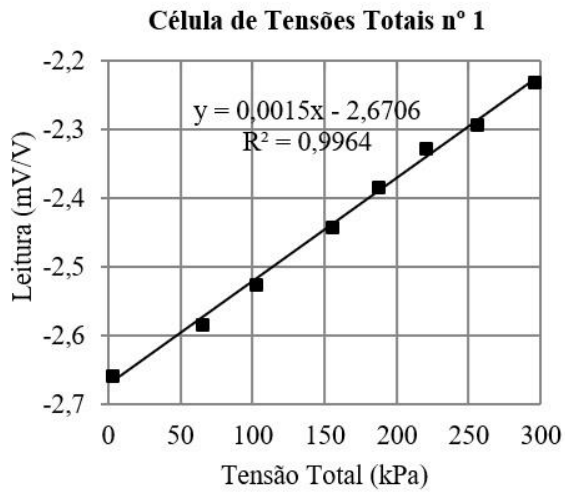


Figura B.14. Calibração das células de tensões totais (CTTs) – Solo do Distrito Federal (100%).

**APÊNDICE C. MATERIAIS E MÉTODOS DA PESQUISA.**

Tabela C.1. Programa experimental – Materiais geotécnicos.

PROGRAMA EXPERIMENTAL MATERIAIS GEOTÉCNICOS			MISTURAS						Solo Característico do DF	TOTAL DE ENSAIOS	
			Areia Uniforme	97,5% Areia + 2,5% Solo do DF (M 97,5/2,5)	95% Areia + 5% Solo do DF (M 95/5)	90% Areia + 10% Solo do DF (M 90/10)	75% Areia + 25% Solo do DF (M 75/25)	50% Areia + 50% Solo do DF (M 50/50)			25% Areia + 75% Solo do DF (M 25/75)
Peso específico dos sólidos			3	2	3	3	2	3	2	3	21
Granulometria	Peneiramento fino		3	1	1	1	1	1	1	3	12
	Sedimentação	Com agente dispersor	-	1	1	1	1	1	1	3	9
		Sem agente dispersor	-	-	-	-	1	1	1	1	4
Limite de plasticidade			-	-	-	-	1	1	1	1	4
Limite de liquidez			-	-	-	-	1	1	1	1	4
Área superficial específica dos grãos			1	1	1	1	1	1	1	1	8
Compacidade mínima			1	1	1	1	-	-	-	-	4
Compacidade máxima			1	1	1	1	-	-	-	-	4
Compactação Proctor Normal			-	1	1	1	1	1	1	1	7
Difração de raios-X			1	-	-	-	-	-	-	1	2
Análise química total			1	-	-	-	-	-	-	1	2
Microscopia ótica			1	-	-	-	1	1	-	1	4
Microscopia eletrônica de varredura (MEV)			-	-	-	-	1	1	-	1	3
Espectroscopia por dispersão de energia (EDS)			-	-	-	-	1	1	-	1	3
Cisalhamento direto	Rápido e inundado		5	-	-	-	5	5	-	5	20
	Rápido, inundado e pré-adensado		-	-	-	-	-	-	-	5	5
	Rápido em amostra deformada		-	-	-	-	5	-	-	-	5
	Lento e não inundado		5	-	-	-	5	5	-	5	20
	Adaptado para medição da dilatância		5	-	-	-	5	5	-	-	15
Triaxiais consolidados e não-drenados			-	-	-	-	5	-	-	-	5
Compressão oedométrica			-	-	-	-	1	1	-	1	3
Permeabilidade	Carga Constante		1	-	-	-	-	-	-	-	1
	Carga Variável		-	-	-	-	1	1	-	1	3
Retenção de umidade	Ensaio de placa		-	-	-	-	1	1	-	1	3
	Ensaio de papel filtro		8	-	-	-	8	8	-	8	32
	WP4C		-	-	-	-	1	1	-	1	3
<b>TOTAL ABSOLUTO</b>										<b>206</b>	

\* Quantidades equivalem ao número de amostras ensaiadas.

Tabela C.2. Programa experimental – Elementos de reforço.

PROGRAMA EXPERIMENTAL ELEMENTOS DE REFORÇO		Tira metálica com ressaltos	Tira metálica sem ressaltos	Tira sintética de alta aderência (com ressaltos laterais)	Tira sintética convencional (sem ressaltos)	TOTAL DE ENSAIOS
Resistência à tração não confinada		-	-	5	5	10
Textura superficial (microscopia)		-	-	1	1	2
Concentração de tensões sobre as tiras		4	4	4	4	16
* Quantidades equivalem ao número de amostras ensaiadas.		<b>TOTAL ABSOLUTO</b>				28

Tabela C.3. Programa experimental – Interação solo-reforço.

PROGRAMA EXPERIMENTAL INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO		Areia Uniforme	MISTURAS		Solo Característico do DF	TOTAL DE ENSAIOS
			75% Areia + 25% Solo do DF (M 75/25)	50% Areia + 50% Solo do DF (M 50/50)		
Cisalhamento de interface	Solo x Tira metálica sem ressaltos	5	5	5	5	20
	Solo x Tira sintética de alta aderência	5	5	5	5	20
	Solo x Tira sintética convencional	5	5	5	5	20
Arrancamento de reforços	Tira metálica com ressaltos	3	3	3	3	12
	Tira metálica sem ressaltos	3	-	-	3	6
	Tira sintética de alta aderência	3	3	3	3	12
	Tira sintética convencional	3	3	3	3	12
* Quantidades equivalem ao número de amostras ensaiadas.		<b>TOTAL ABSOLUTO</b>				102



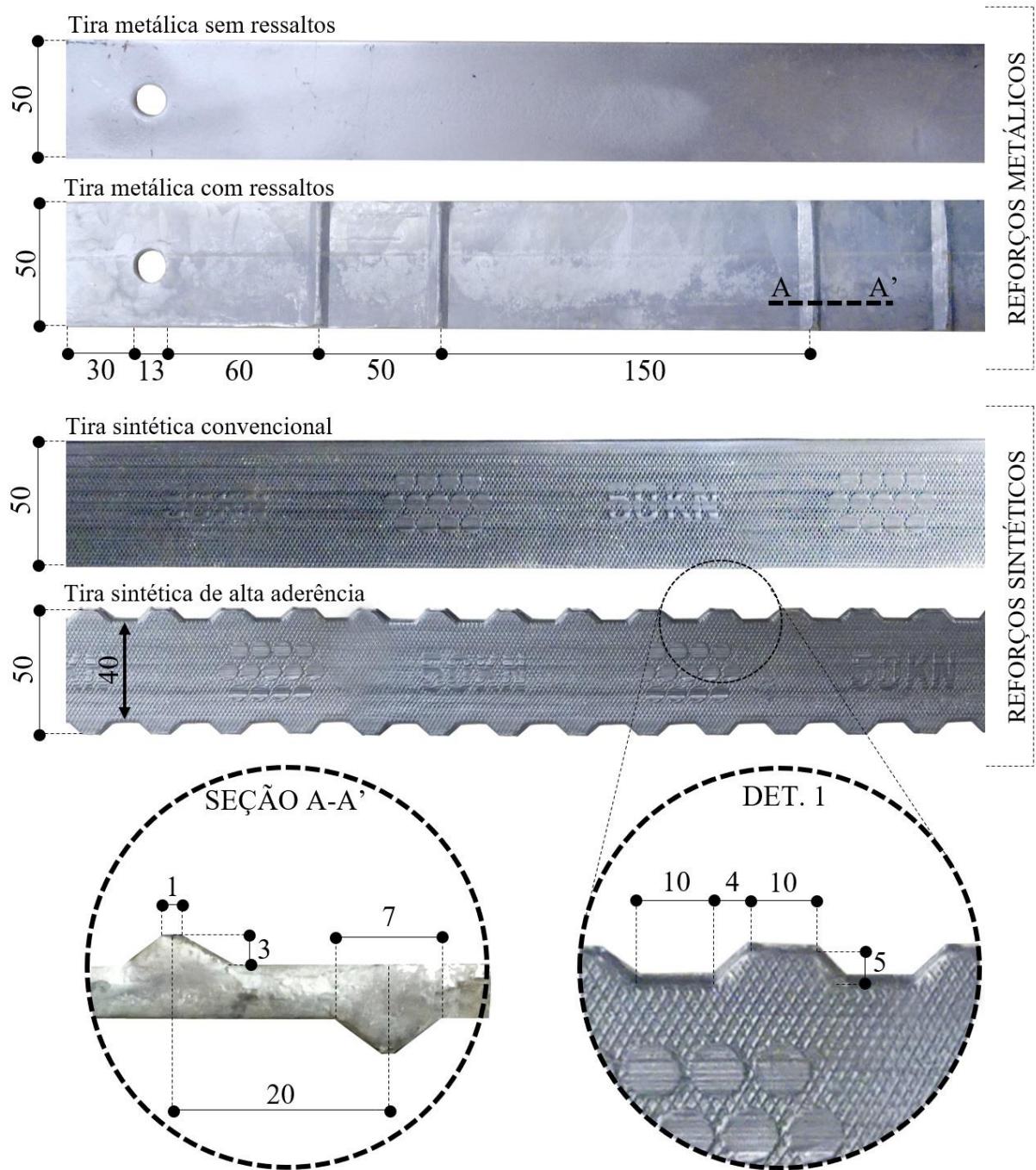


Figura C.1. Geometria dos elementos de reforço.



**APÊNDICE D. RESULTADOS.**

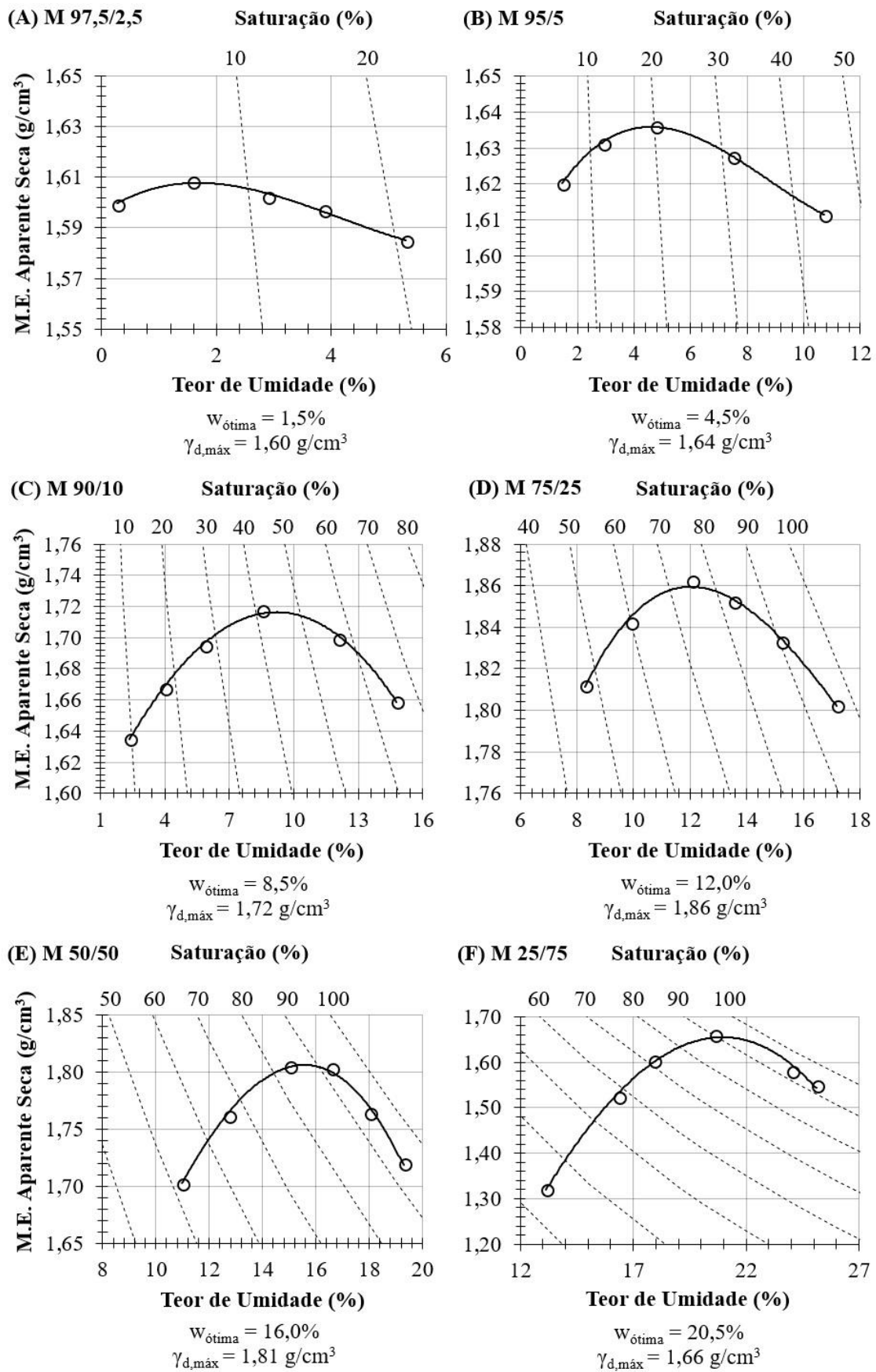


Figura D.1. Curvas e parâmetros de compactação Proctor normal das misturas (A) M 97,5/2,5, (B) M 95/5, (C) M 90/10, (D) M 75/25, (E) M 50/50 e (F) M 25/75.

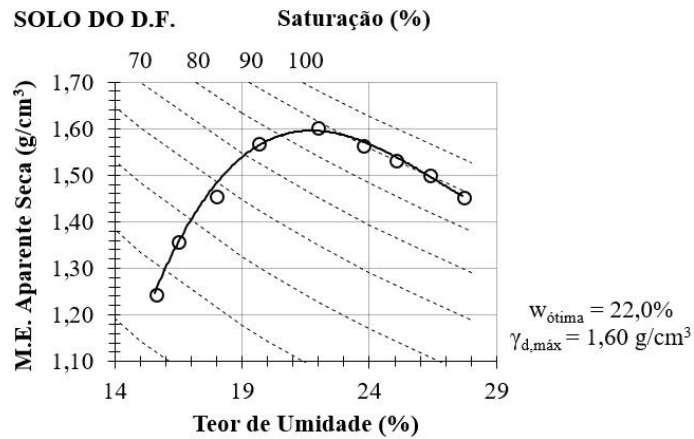


Figura D.2. Curva e parâmetros de compactação Proctor normal do solo característico do Distrito Federal.

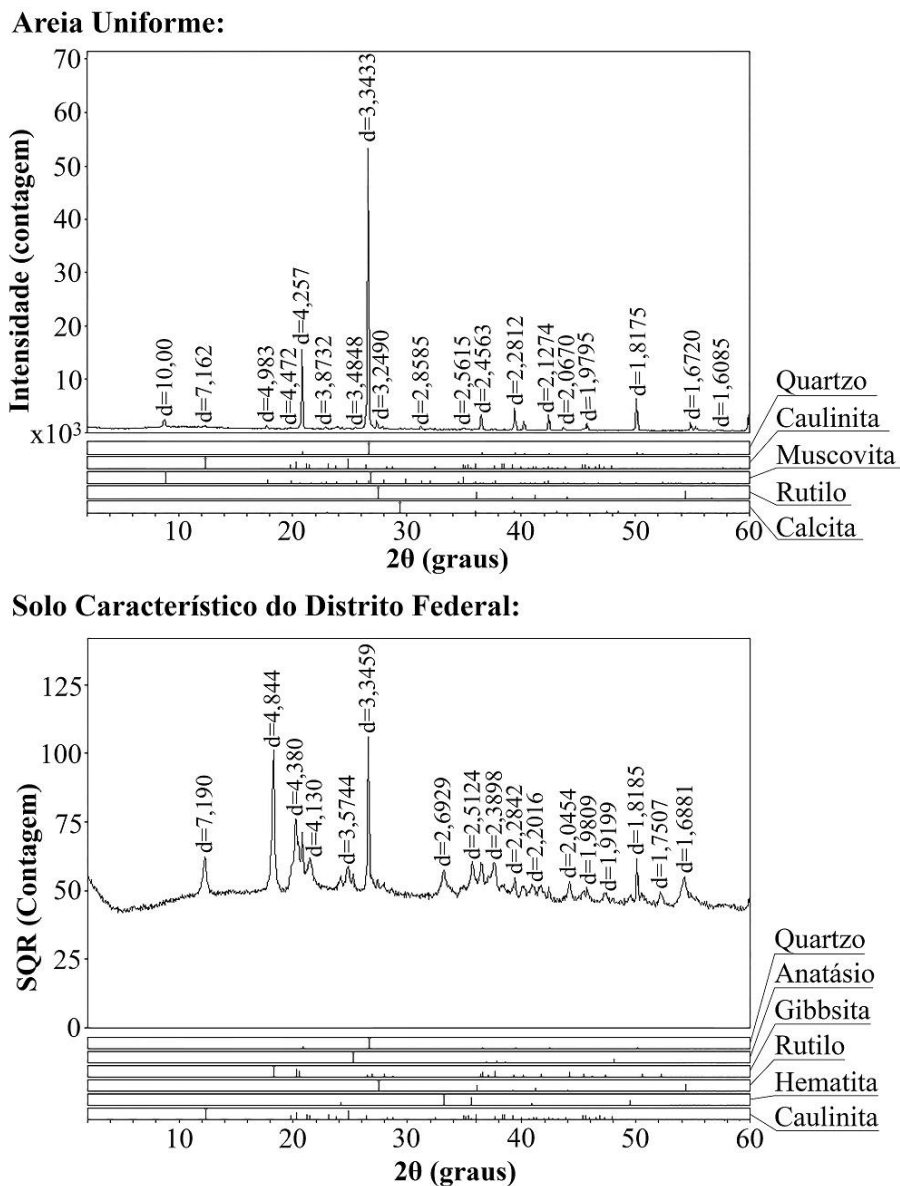


Figura D.3. Mineralogia por difração de raios-X – areia uniforme e solo do Distrito Federal.

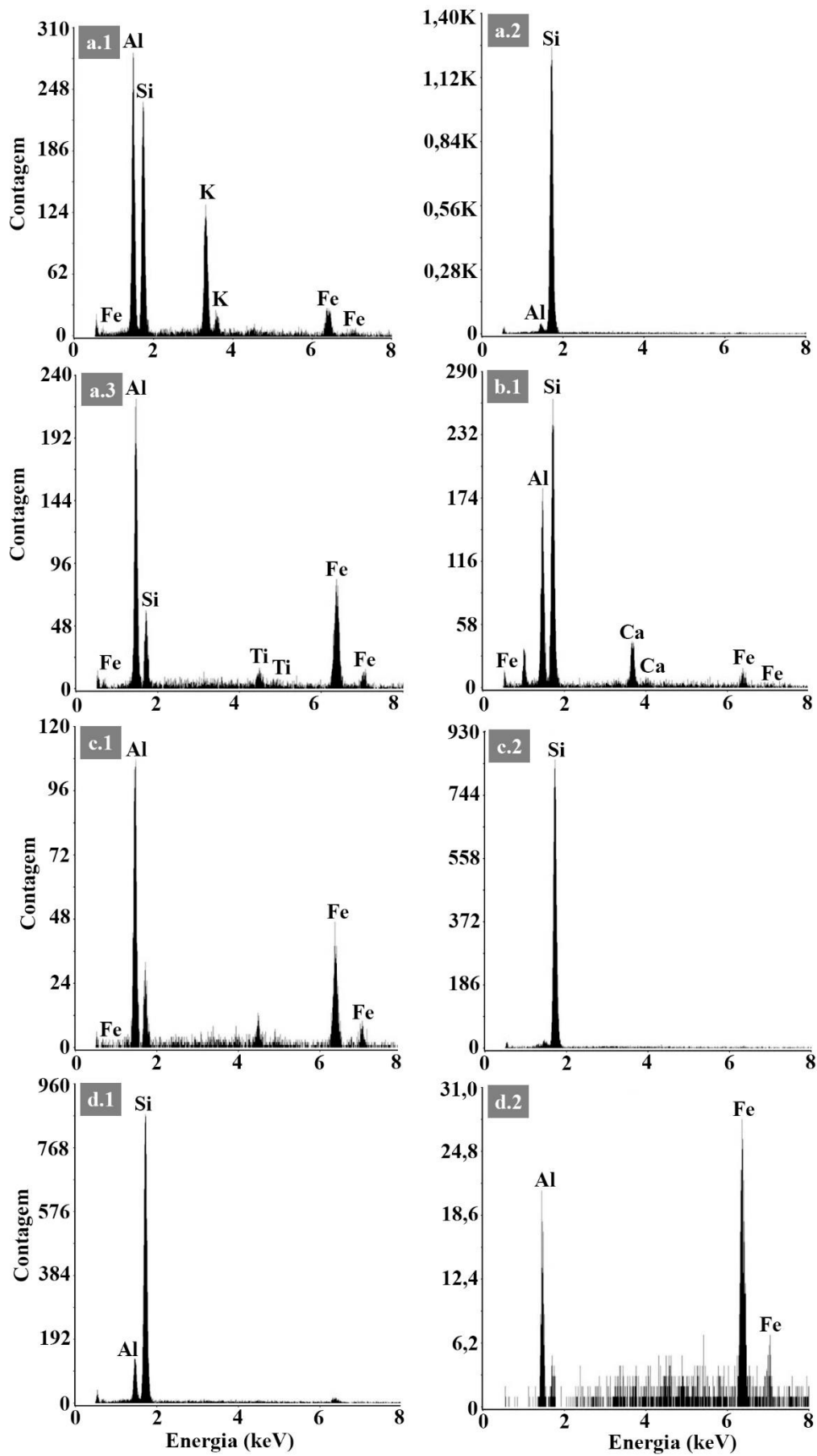


Figura D.4. EDS – Misturas M 75/25 (a), M 50/50 (b) e M 25/75 (c) e solo do D.F. (d).

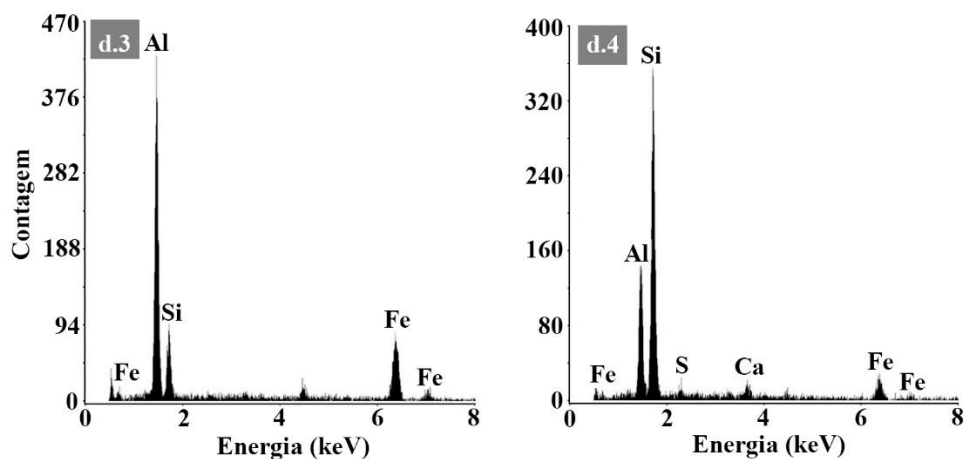


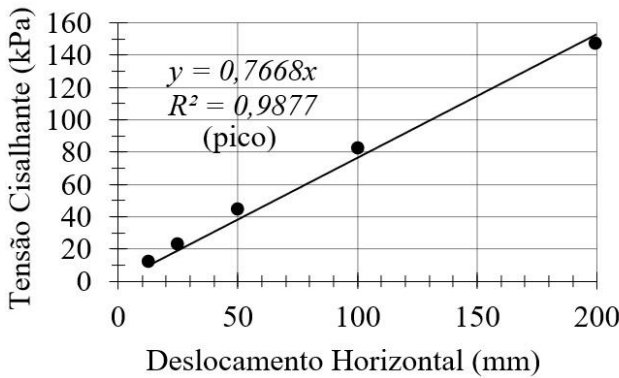
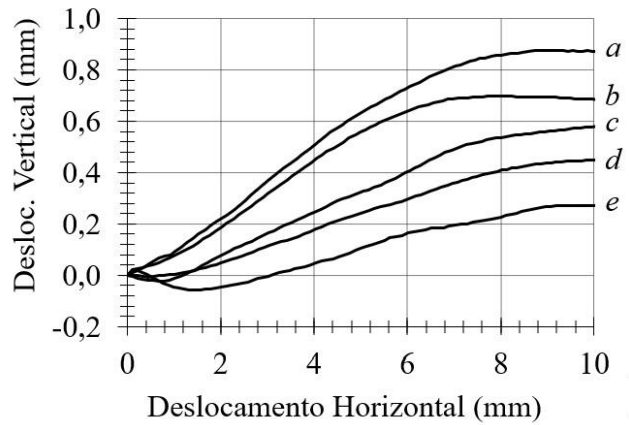
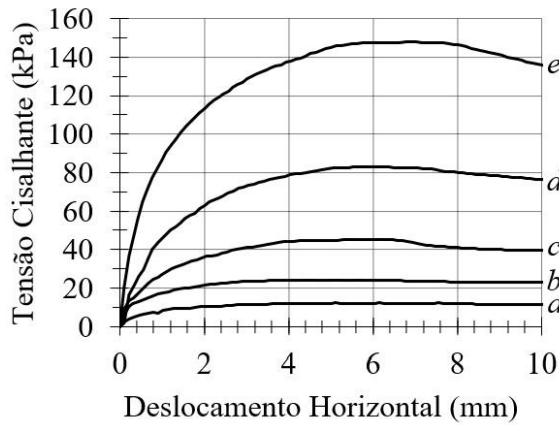
Figura D.5. EDS – Solo do Distrito Federal (d).

Tabela D.1. Composição química semi-quantitativa nos pontos selecionados – EDS.

Pto.	Elemento	% em Peso	% Atômica	Intensidade Líquida	Erro (%)	Razão K	Z <sub>EDS</sub>	A <sub>EDS</sub>	F <sub>EDS</sub>
a.1	O K	12,58	21,64	9,09	25,04	0,0187	1,10	0,14	1,00
	Al K	27,22	27,76	228,13	7,95	0,1605	0,99	0,59	1,01
	Si K	35,39	34,67	212,03	9,62	0,1453	1,02	0,40	1,01
	K K	17,55	12,35	135,12	8,87	0,1198	0,95	0,71	1,02
	Fe K	7,26	3,58	40,06	16,50	0,0637	0,88	0,95	1,06
a.2	Al K	0,80	0,83	8,41	66,09	0,0075	0,98	0,89	1,08
	Si K	99,20	99,17	1112,49	2,09	0,9712	1,00	0,98	1,00
a.3	Al K	45,87	55,94	178,18	9,64	0,2072	1,03	0,44	1,01
	Si K	20,49	24,01	49,01	15,18	0,0555	1,06	0,26	1,00
	Ti K	2,41	1,65	12,23	39,27	0,0213	0,92	0,87	1,11
	Fe K	31,23	18,40	109,35	7,09	0,2876	0,91	0,97	1,04
b.1	Al K	25,21	27,21	143,77	6,80	0,1924	0,99	0,75	1,02
	Si K	61,31	63,56	230,13	8,52	0,3000	1,01	0,48	1,00
	Ca K	10,69	7,77	38,51	15,79	0,0753	0,97	0,72	1,02
	Fe K	2,79	1,46	8,08	63,61	0,0244	0,87	0,94	1,07
c.1	Al K	64,62	79,08	92,31	10,56	0,2777	1,0391	0,4123	1,0030
	Fe K	35,38	20,92	49,12	8,54	0,3319	0,9208	0,9816	1,0376
c.2	Si K	100,00	100,00	752,72	2,06	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
d.1	Al K	8,85	9,18	85,98	8,42	0,0822	0,9783	0,8997	1,0544
	Si K	91,15	90,82	771,57	4,20	0,7188	1,0021	0,7856	1,0017
d.2	Al K	35,88	53,67	13,47	19,89	0,1036	1,0734	0,2677	1,0044
	Fe K	64,12	46,33	35,69	8,03	0,6238	0,9548	0,9902	1,0289
d.3	Al K	52,90	60,61	332,46	7,55	0,2901	1,0184	0,5349	1,0065
	Si K	24,33	26,78	76,37	13,20	0,0650	1,0435	0,2550	1,0037
	Fe K	22,77	12,60	105,25	8,48	0,2087	0,9011	0,9732	1,0454
d.4	Al K	18,11	19,32	91,97	9,38	0,1430	0,9877	0,7764	1,0295
	Si K	72,95	74,78	279,21	7,86	0,4233	1,0118	0,5719	1,0027
	S K	2,90	2,61	5,15	72,84	0,0087	0,9953	0,2991	1,0053
	Ca K	0,87	0,63	2,59	76,00	0,0059	0,9667	0,6869	1,0210
	Fe K	5,16	2,66	12,99	61,25	0,0459	0,8722	0,9542	1,0680

Legenda: Razão K = razão entre a intensidade de pico e a intensidade do elemento puro; Z<sub>EDS</sub> = correção do número atômico; A<sub>EDS</sub> = correção da absorção; F<sub>EDS</sub> = correção da fluorescência.

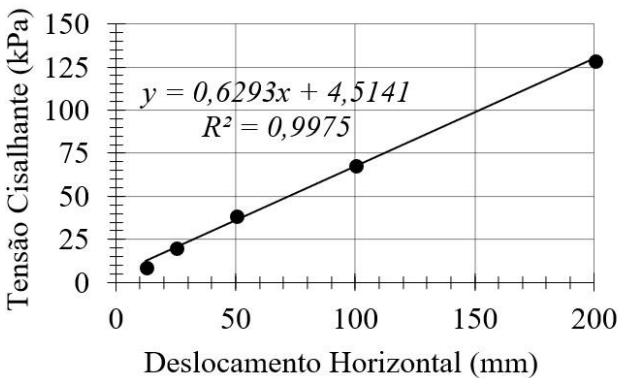
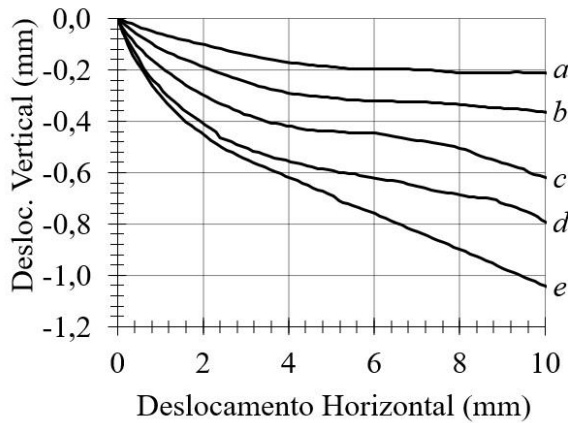
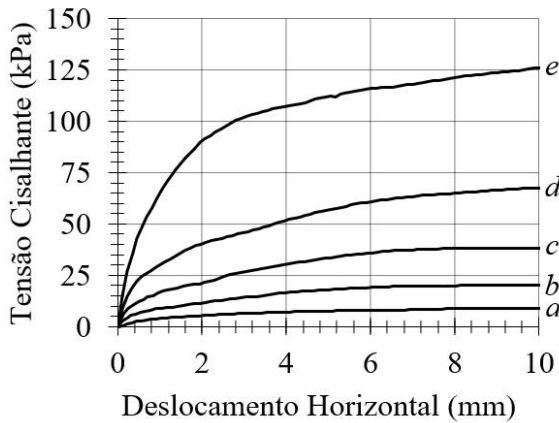
**Areia Uniforme:**



	$\sigma$ (kPa)	$\tau_{PICO}$ (kPa)	$\phi_{sec}$ (°)	$\delta_H$ (mm)	$\delta_V$ (mm)
a	12,5	12,3	45	5,12	0,64
b	25,0	24,1	44	4,41	0,50
c	50,0	45,2	42	5,42	0,35
d	100,0	82,9	40	6,17	0,31
e	200,0	147,8	36	6,64	0,19

$\phi = 34^\circ$  (residual)     $\phi = 37^\circ$  (pico)

**Mistura M 75/25:**

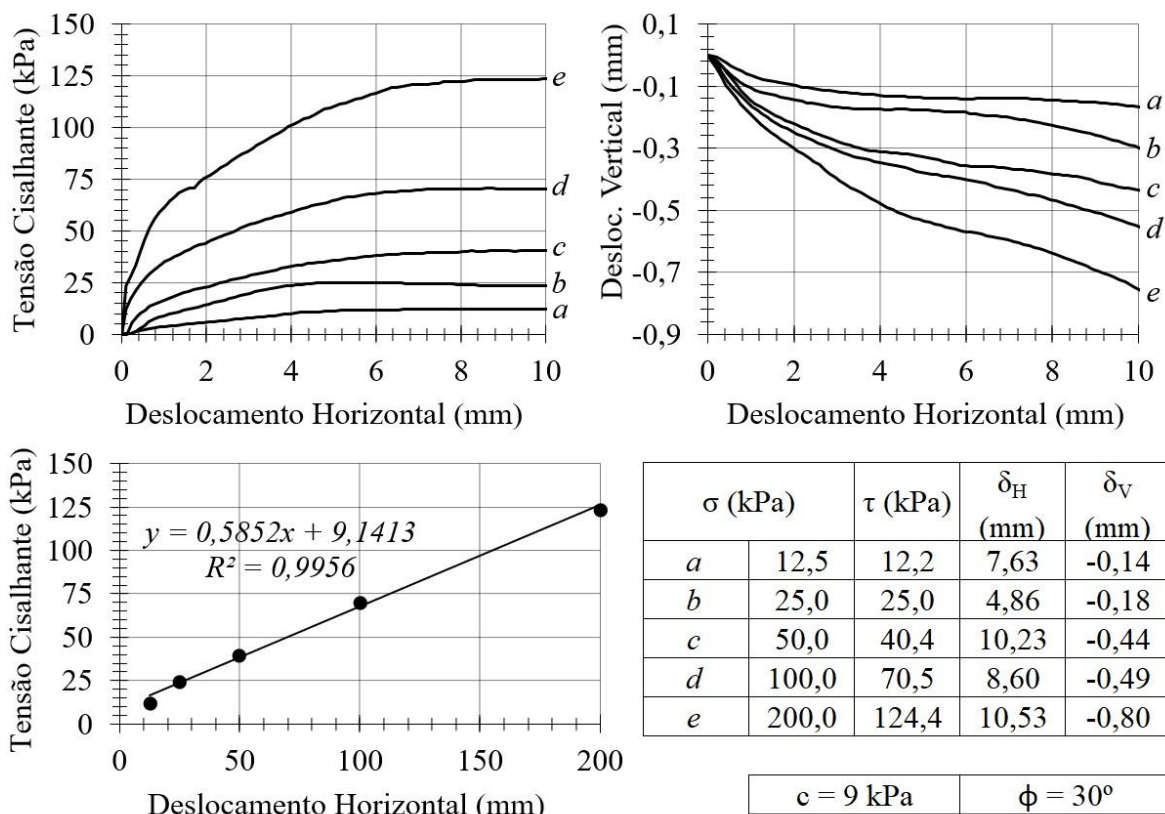


	$\sigma$ (kPa)	$\tau$ (kPa)	$\delta_H$ (mm)	$\delta_V$ (mm)
a	12,5	9,1	11,32	-0,22
b	25,0	20,6	10,46	-0,37
c	50,0	39,0	10,70	-0,84
d	100,0	68,5	10,89	-0,67
e	200,0	129,3	11,26	-1,13

$c = 5$  kPa     $\phi = 32^\circ$

Figura D.6. Ensaio de cisalhamento direto rápido em condição não adensada – areia uniforme e mistura M 75/25.

**Mistura M 50/50:**



**Solo Característico do Distrito Federal:**

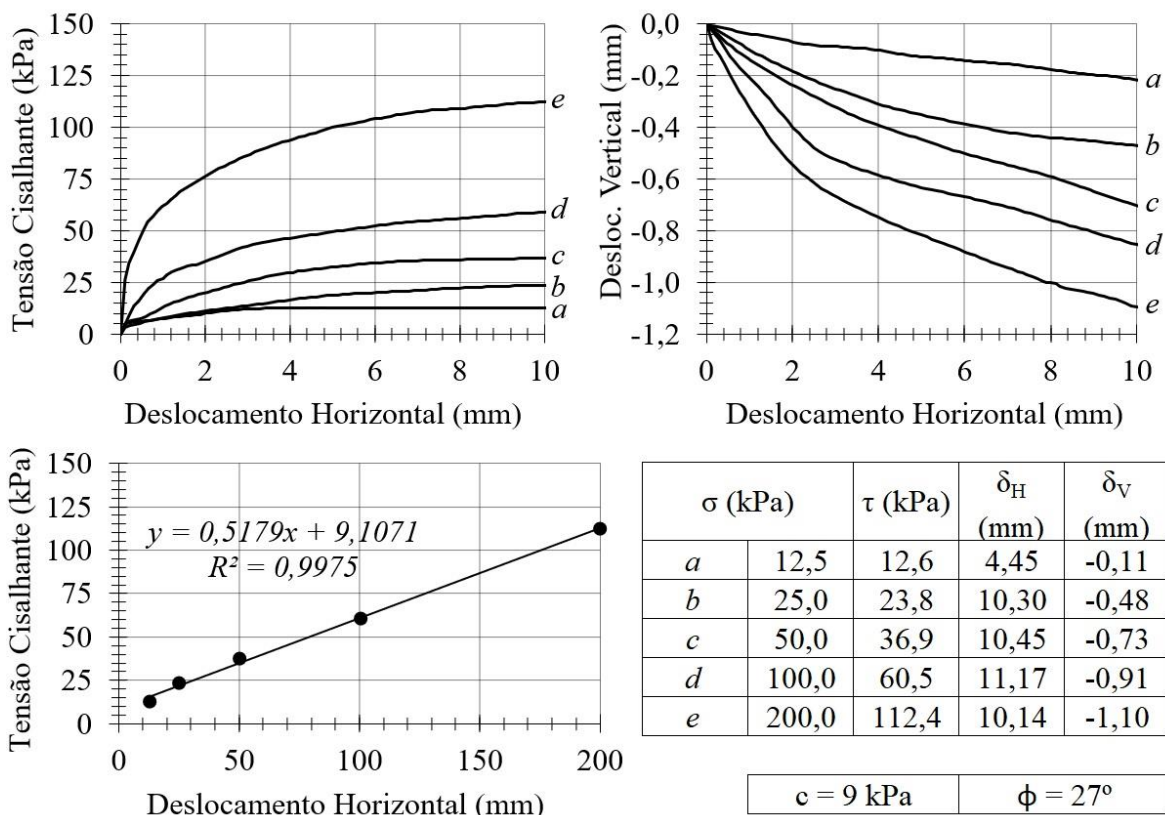
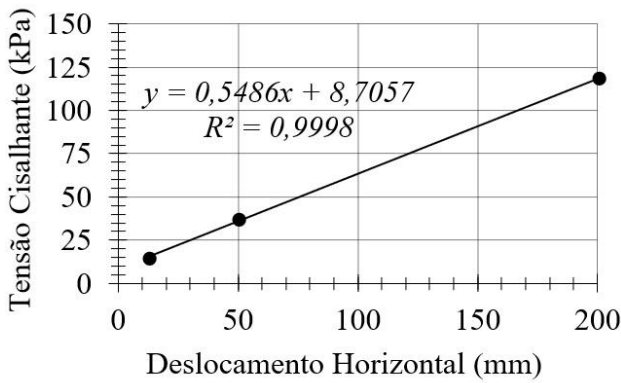
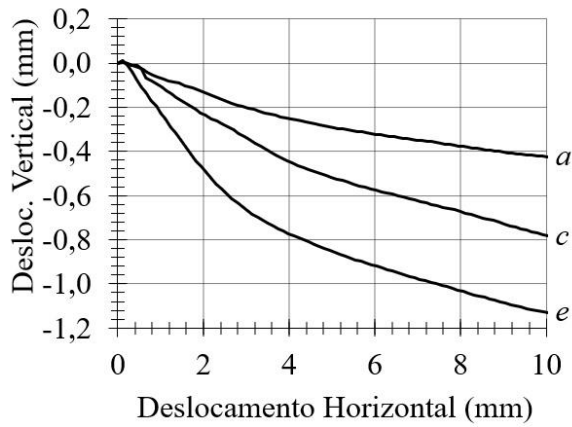
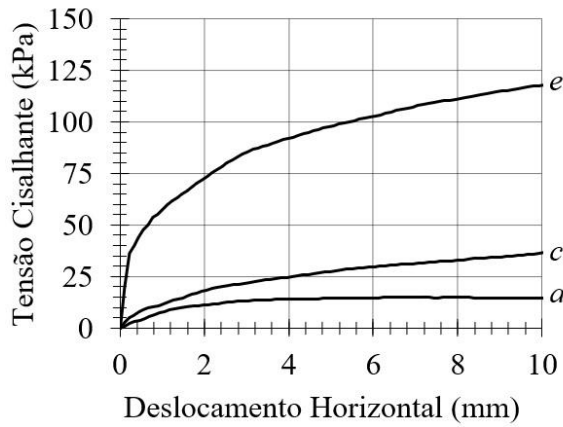


Figura D.7. Ensaio de cisalhamento direto rápido em condição não adensada – mistura M 50/50 e solo característico do Distrito Federal.



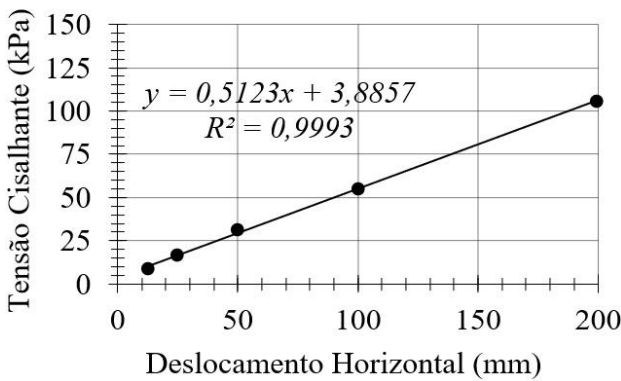
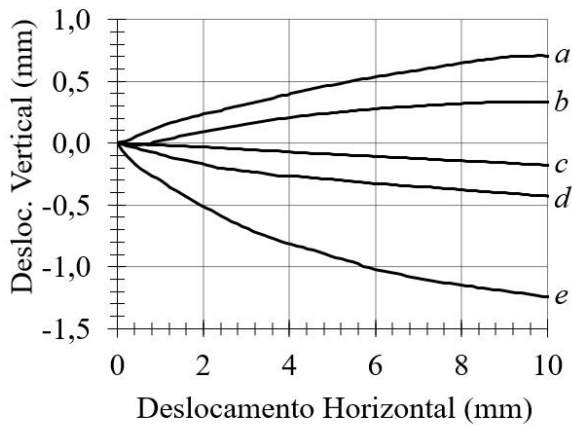
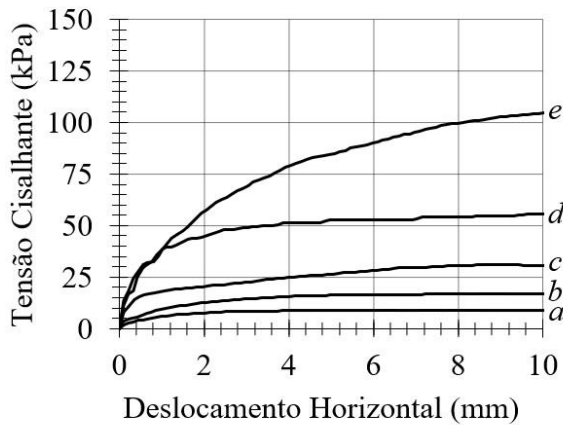
**Solo Característico do Distrito Federal:**



	$\sigma$ (kPa)	$\tau$ (kPa)	$\delta_H$ (mm)	$\delta_V$ (mm)
a	12,5	14,8	7,22	-0,35
c	50,0	37,0	10,32	-0,79
e	200,0	118,3	10,16	-1,14

$c_1 = 9 \text{ kPa}$	$\phi_1 = 29^\circ$
-----------------------	---------------------

**Mistura M 75/25:**



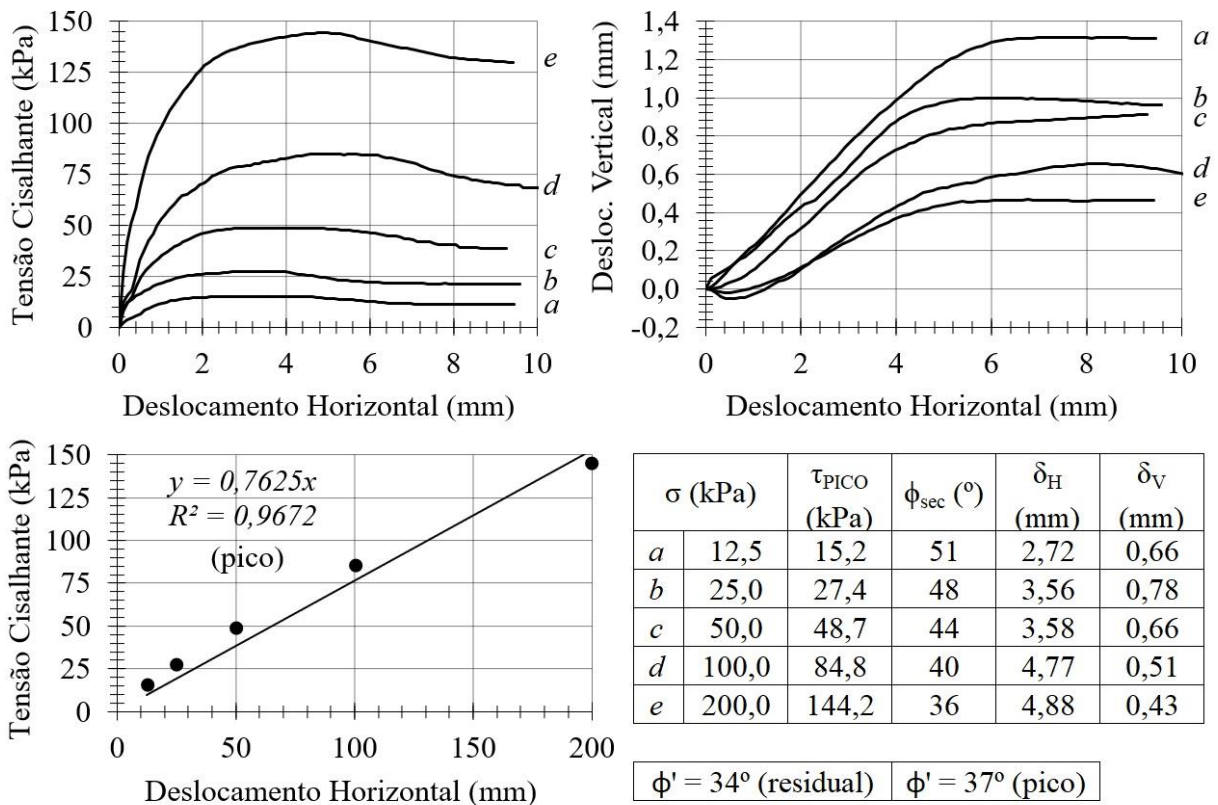
	$\sigma$ (kPa)	$\tau$ (kPa)	$\delta_H$ (mm)	$\delta_V$ (mm)
a	12,5	8,9	6,22	0,55
b	25,0	16,8	7,44	0,31
c	50,0	30,9	8,69	-0,15
d	100,0	55,6	9,95	-0,43
e	200,0	105,8	10,56	-1,27

$c_2 = 4 \text{ kPa}$	$\phi_2 = 27^\circ$
-----------------------	---------------------

Figura D.8. Ensaio de cisalhamento direto para definição dos parâmetros  $\phi_1$  (solo do Distrito Federal) e  $\phi_2$  (mistura M 75/25), conforme a NBR 19286 (ABNT, 2016a).



**Areia Uniforme:**



**Mistura M 75/25:**

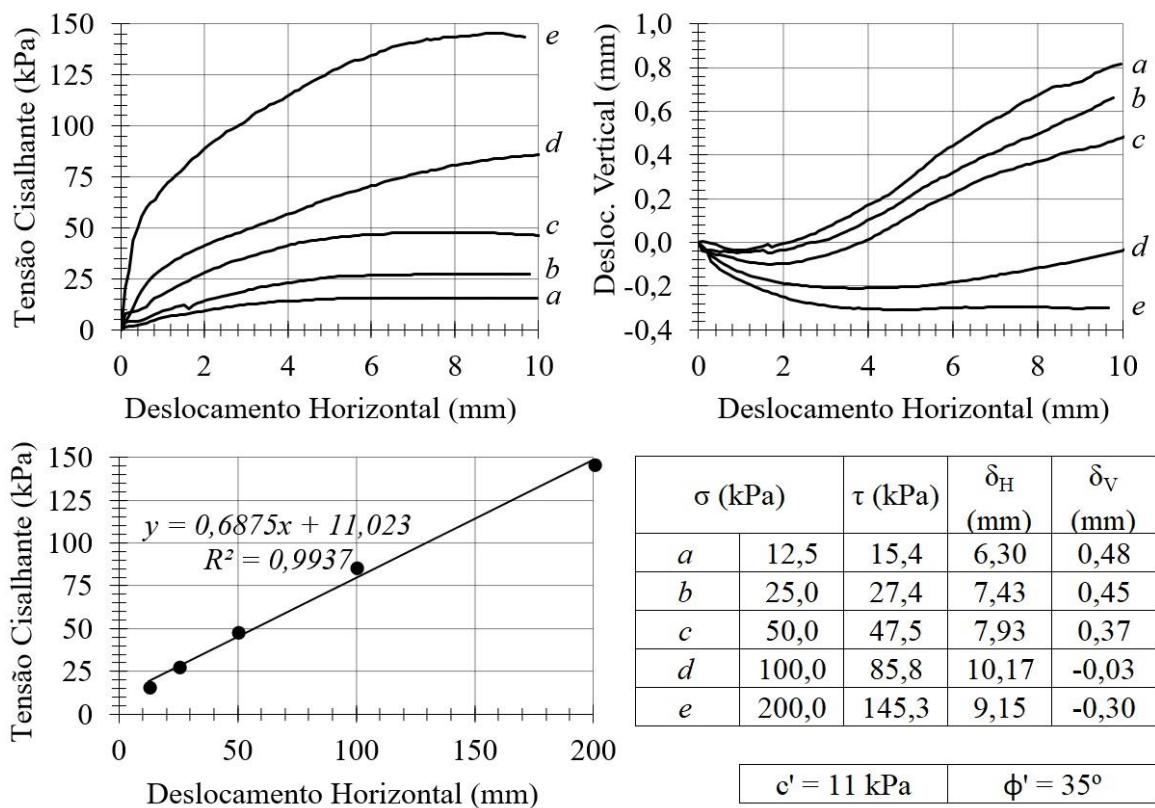
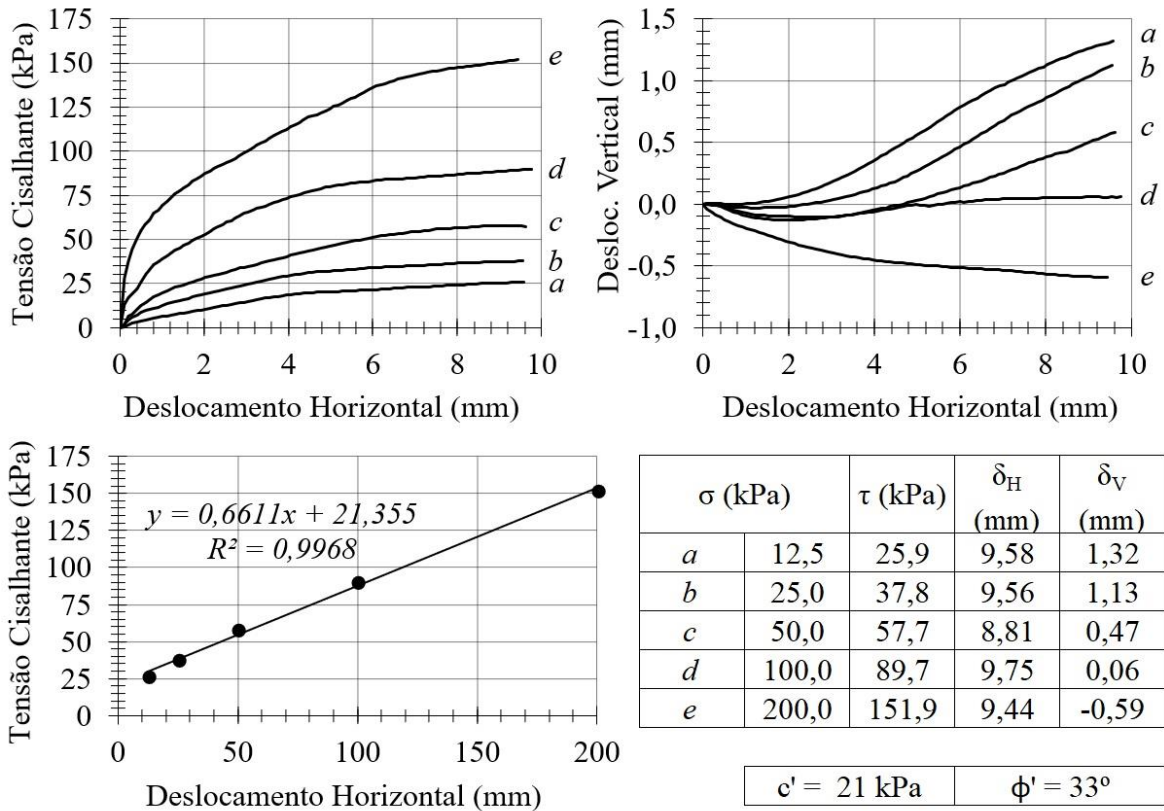


Figura D.9. Ensaio de cisalhamento direto lento em condição adensada – areia uniforme e mistura M 75/25.

**Mistura M 50/50:**



**Solo Característico do Distrito Federal:**

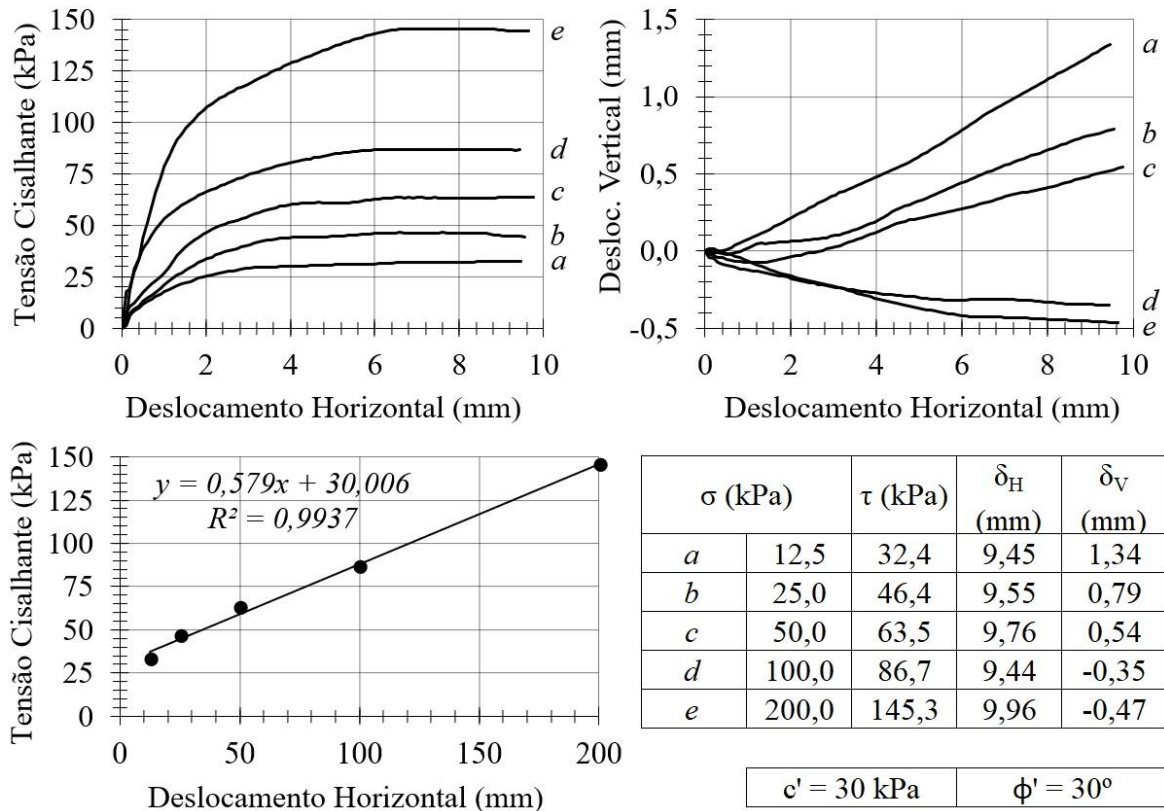
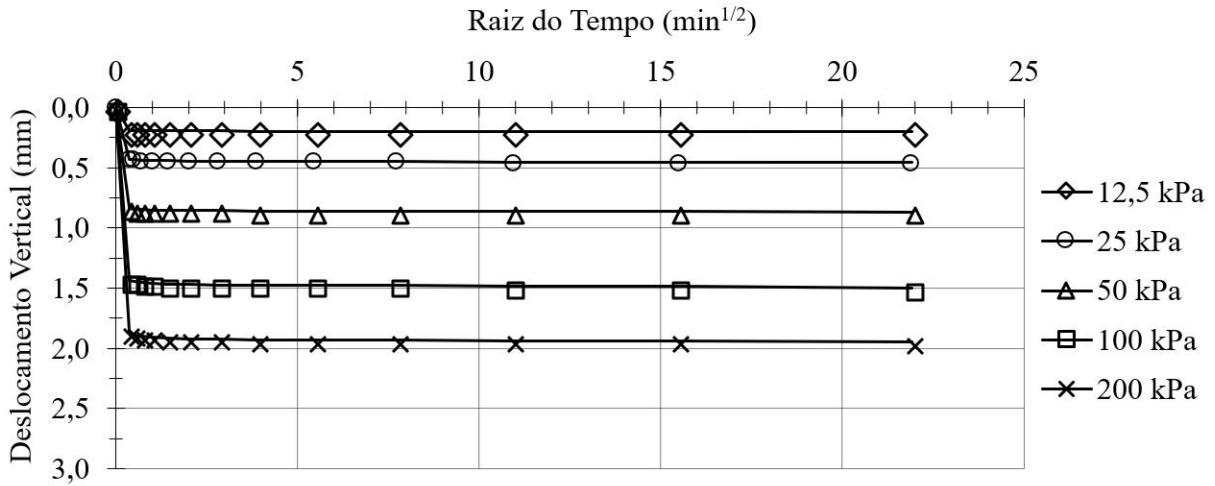
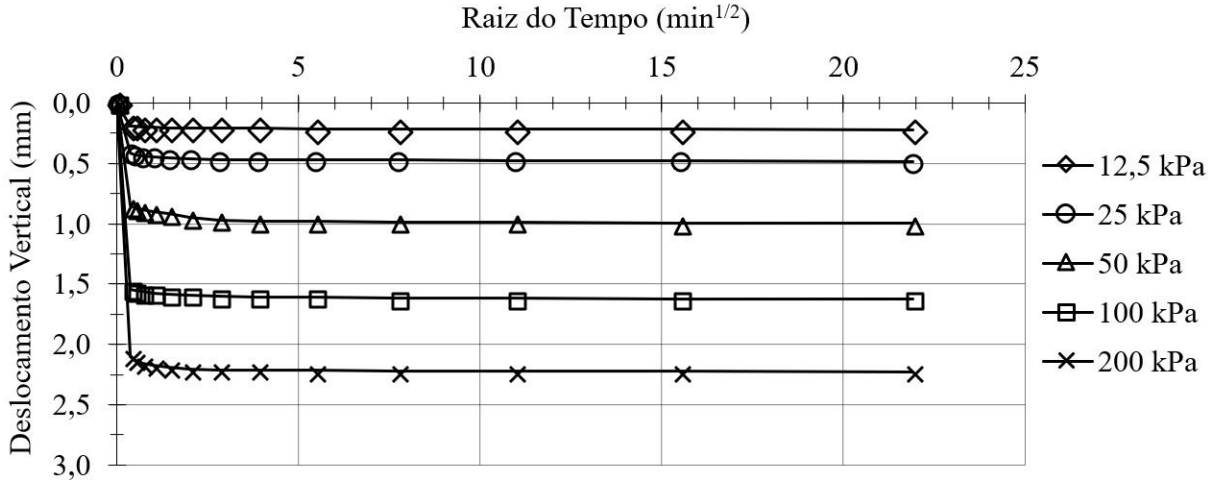


Figura D.10. Ensaio de cisalhamento direto lento em condição adensada – mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal.

**Mistura M 75/25:**



**Mistura M 50/50:**



**Solo Característico do Distrito Federal:**

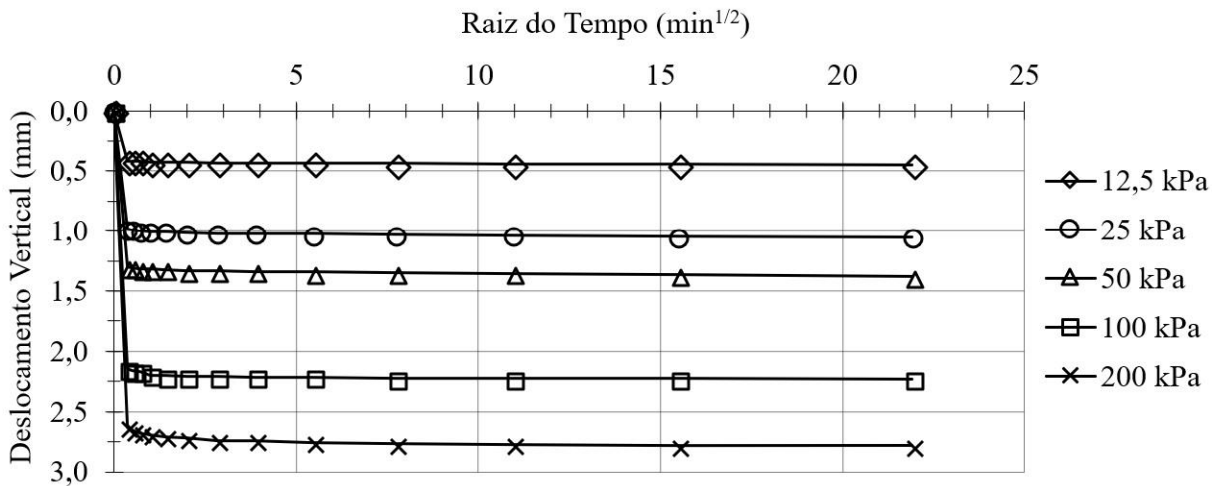
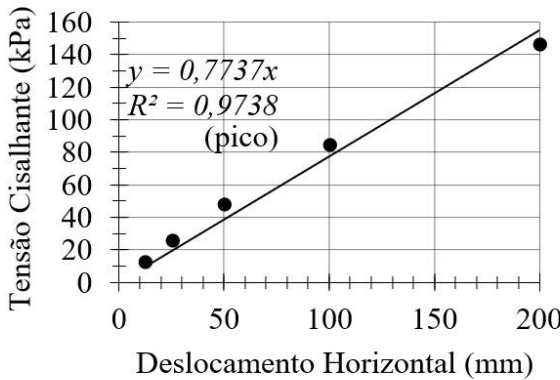
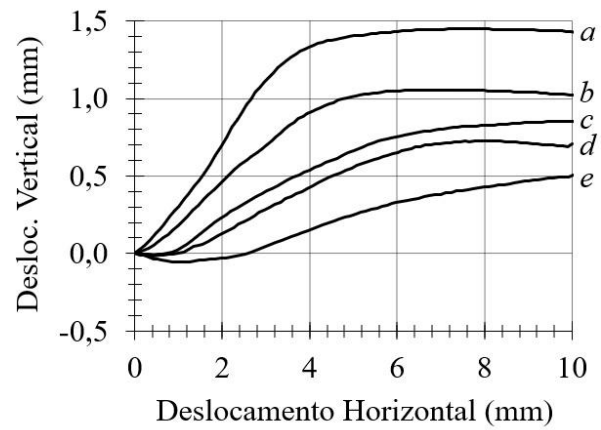
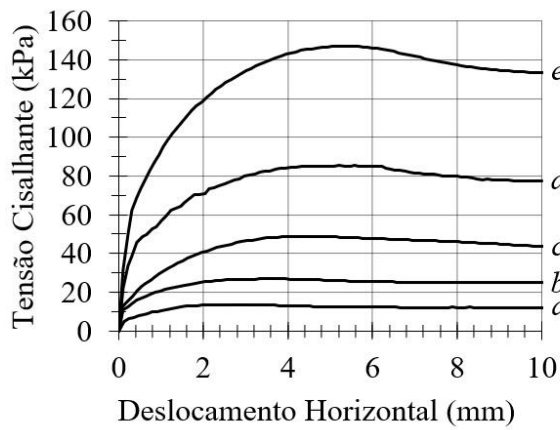


Figura D.11. Etapa de adensamento com amostras de solo não saturadas – ensaios de cisalhamento direto lento em condição adensada.

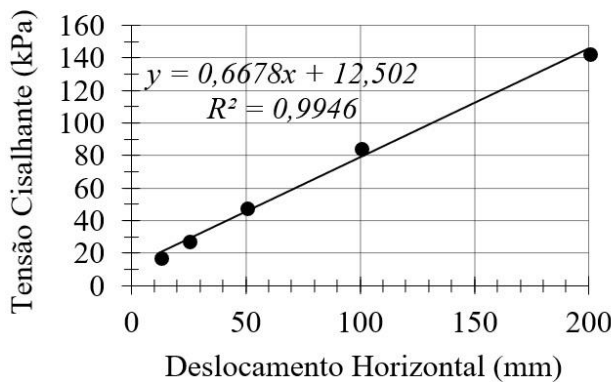
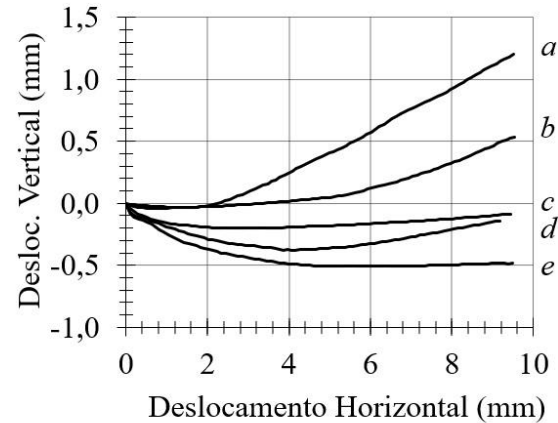
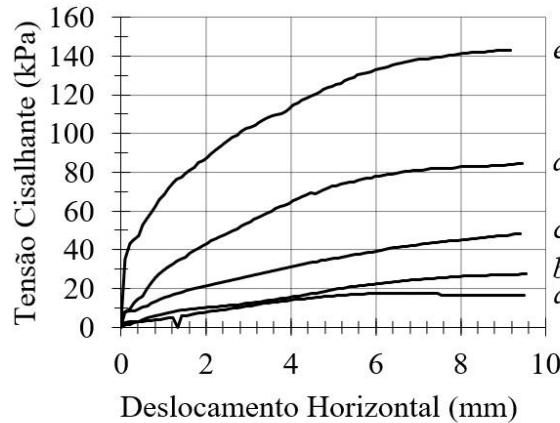
**Areia Uniforme:**



	$\sigma$ (kPa)	$\tau_{PICO}$ (kPa)	$\phi'_{sec}$ (°)	$\delta_H$ (mm)	$\delta_V$ (mm)	$\Psi$ (°)
a	12,5	13	47	2,66	1,00	21
b	25,0	27	47	3,54	0,83	13
c	50,0	49	44	4,50	0,60	8
d	100,0	85	40	5,22	0,58	6
e	200,0	147	36	5,29	0,27	3

$\phi' = 35^\circ$ (residual)	$\phi' = 38^\circ$ (pico)
-------------------------------	---------------------------

**Mistura M 75/25:**



	$\sigma$ (kPa)	$\tau$ (kPa)	$\delta_H$ (mm)	$\delta_V$ (mm)	$\Psi$ (°)
a	12,5	18	6,63	0,70	6
b	25,0	28	10,07	0,62	4
c	50,0	48	9,50	-0,49	0
d	100,0	85	9,45	-0,09	0
e	200,0	143	9,17	-0,14	0

$c' = 13$ kPa	$\phi' = 34^\circ$ (pico)
---------------	---------------------------

Figura D.12. Ângulos de dilatância obtidos por meio de ensaios de cisalhamento direto – areia uniforme e mistura M 75/25.



**Mistura M 50/50:**

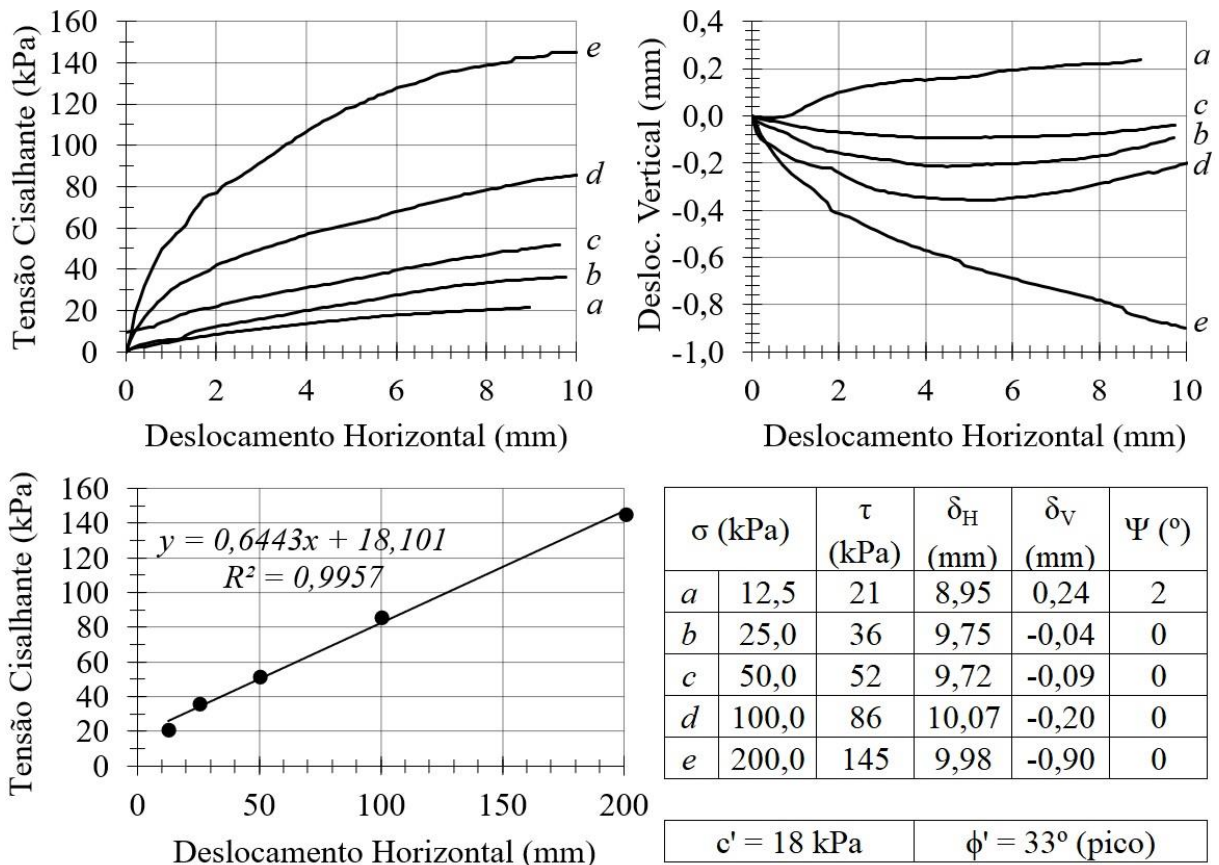


Figura D.13. Ângulos de dilatância obtidos por meio de ensaios de cisalhamento direto – mistura M 50/50.

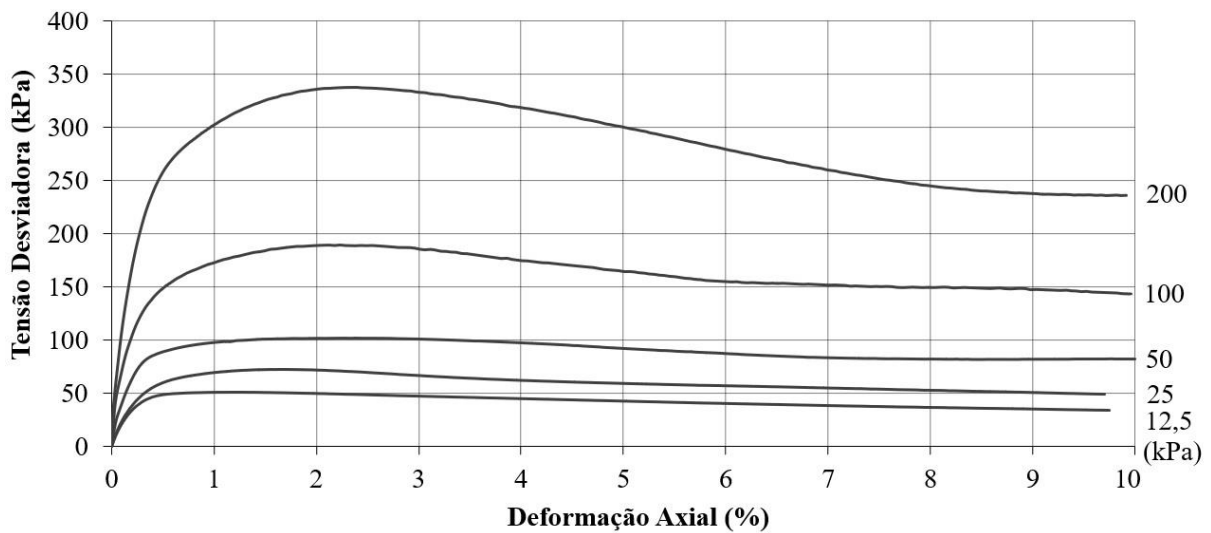


Figura D.14. Ensaios triaxiais  $\overline{CU}_{sat}$  - mistura M 75/25, considerando-se as tensões desviadoras em relação às deformações axiais.

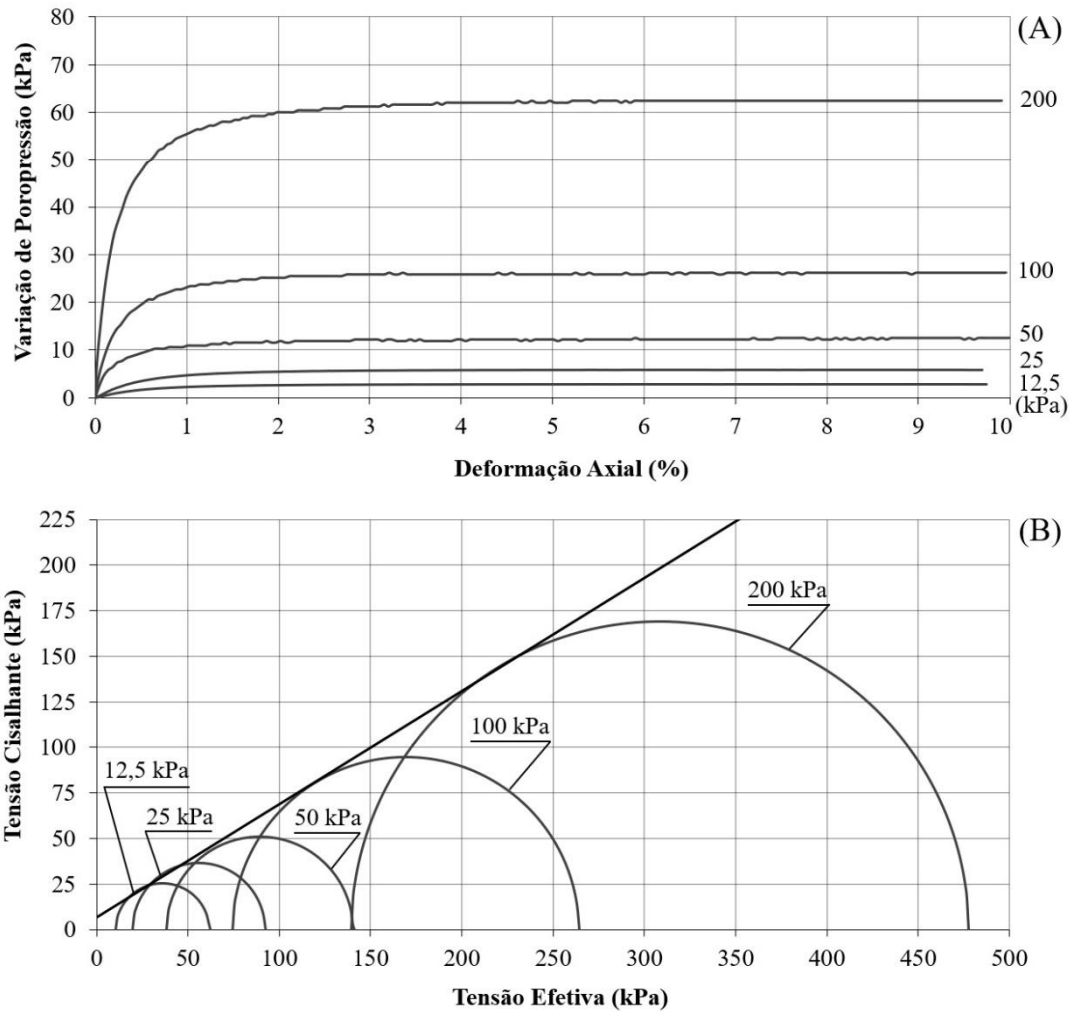


Figura D.15. Ensaio triaxiais  $\overline{CU}_{sat}$  - mistura M 75/25, sendo (A) variação da poropressão em relação às deformações axiais e (B) tensões cisalhantes em relação às tensões efetivas.

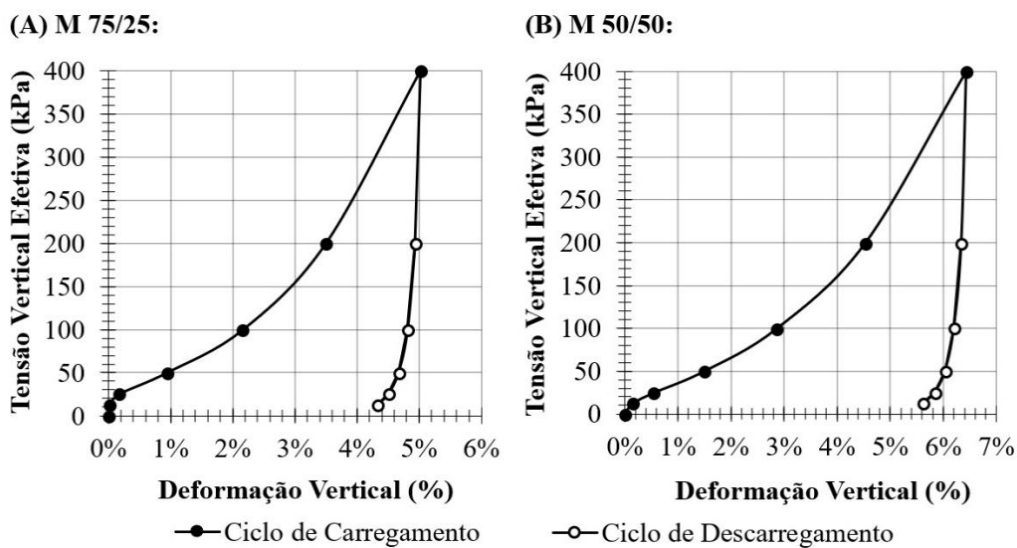


Figura D.16. Compressão oedométrica, representação das tensões verticais efetivas em relação às deformações verticais, considerando-se as misturas (A) M 75/25 e (B) M 50/50.

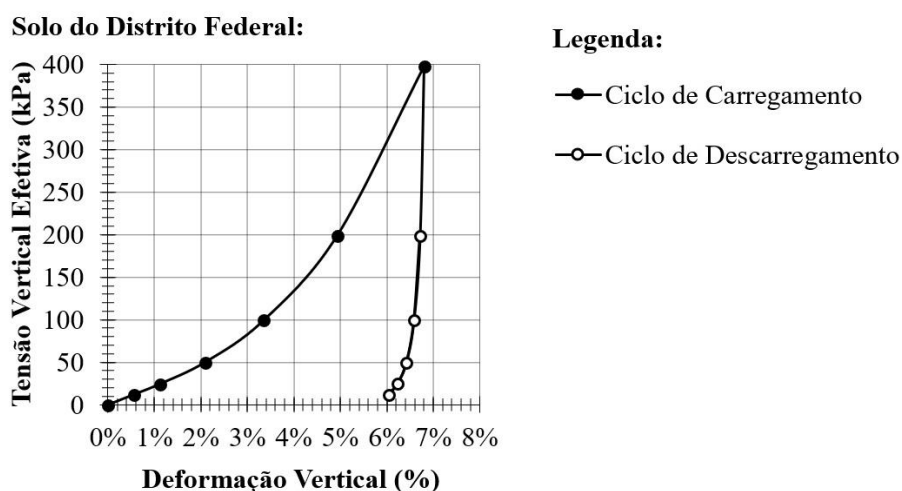


Figura D.17. Compressão oedométrica, representação das tensões verticais efetivas em relação às deformações verticais, considerando-se o solo do Distrito Federal.

Tabela D.2. Rigidez secante relativa para deformações iguais a 2% e 5% - tiras sintéticas convencionais e as tiras sintéticas de alta aderência.

Amostra	Tira sintética convencional		Tira sintética de alta aderência	
	$J_{sec, 2\%}$ (kN/m)	$J_{sec, 5\%}$ (kN/m)	$J_{sec, 2\%}$ (kN/m)	$J_{sec, 5\%}$ (kN/m)
CP 1	6608,74	7074,21	6866,32	6994,61
CP 2	6911,49	7236,47	6760,74	7071,74
CP 3	6944,04	7431,80	6811,03	7313,30
CP 4	6860,40	7348,63	6692,86	7053,65
CP 5	6776,70	7288,57	6954,13	7007,57

Tabela D.3. Análise de variância entre as tiras sintéticas, sendo (A) Rigidez secante relativa à deformação igual a 2% e (B) Rigidez à tração para deformação igual a 5%.

(A)	SQ	GDL	MQ	Teste F	$F_{tabelado}$	Significativo
Entre grupos	26,51	1	26,51	0,002	5,318	Não
Dentro dos grupos	111744,92	8	13968,12			
Total	111771,43	9				

(B)	SQ	GDL	MQ	Teste F	$F_{tabelado}$	Significativo
Entre grupos	88136,39	1	88136,39	5,059	5,318	Não
Dentro dos grupos	139383,86	8	17422,98			
Total	227520,24	9				

Sendo: SQ = soma dos quadrados; GDL = graus de liberdade; MQ = média dos quadrados.

Tabela D.4. Parâmetros da textura superficial dos elementos de reforço, considerando as diagonais menores ( $d_L$ ) e maiores ( $D_L$ ) dos losangos e as alturas totais dos perfis ( $R_T$ ).

Det.	Tira sintética convencional			Tira sintética de alta aderência		
	d (mm)	D (mm)	$R_T$ (mm)	d (mm)	D (mm)	$R_T$ (mm)
1	1,741	2,940	4,723	1,526	2,881	3,439
2	1,787	3,030	4,863	1,833	2,814	3,063
3	1,788	2,916	4,187	1,698	2,815	3,137
4	1,788	2,894	4,931	1,764	2,746	2,725
5	1,787	2,870	4,025	1,900	2,746	3,940
6	1,695	2,960	4,115	1,629	2,783	3,140
7	1,765	3,075	4,599	1,527	2,678	3,118
8	1,741	2,983	4,134	1,763	2,748	4,077
9	1,788	2,960	5,032	1,662	2,644	3,392
10	1,858	3,187	4,668	1,798	2,746	3,899
11	1,831	3,096	4,484	1,707	2,883	3,001
12	1,676	3,028	5,797	1,627	2,814	3,747
13	1,740	2,940	4,369	1,763	2,644	3,292
14	1,695	2,894	3,651	1,866	2,951	2,907
15	1,853	2,964	4,551	1,633	2,782	2,723
16	1,742	2,917	4,113	1,764	2,756	3,450
17	1,853	2,983	4,248	1,732	2,882	3,058
18	1,810	3,051	4,139	1,797	2,851	3,090
19	1,876	3,164	4,608	1,696	2,882	2,801
20	1,789	3,167	4,010	1,594	2,612	2,808

Tabela D.5. Análise de variância entre as tiras sintéticas, considerando-se as diagonais (A) menores ( $d_L$ ) e (B) maiores ( $D_L$ ) e as (C) alturas dos perfis ( $R_T$ ).

(A)	SQ	GDL	MQ	Teste F	$F_{\text{tabelado}}$	Significativo
Entre grupos	0,044	1	0,044	6,243	4,098	Sim
Dentro dos grupos	0,267	38	0,007			
Total	0,311	39				

(B)	SQ	GDL	MQ	Teste F	$F_{\text{tabelado}}$	Significativo
Entre grupos	0,475	1	0,475	54,026	4,098	Sim
Dentro dos grupos	0,334	38	0,009			
Total	0,810	39				

(C)	SQ	GDL	MQ	Teste F	$F_{\text{tabelado}}$	Significativo
Entre grupos	14,934	1	14,934	75,902	4,098	Sim
Dentro dos grupos	7,477	38	0,197			
Total	22,411	39				

Sendo: SQ = soma dos quadrados; GDL = graus de liberdade; MQ = média dos quadrados.



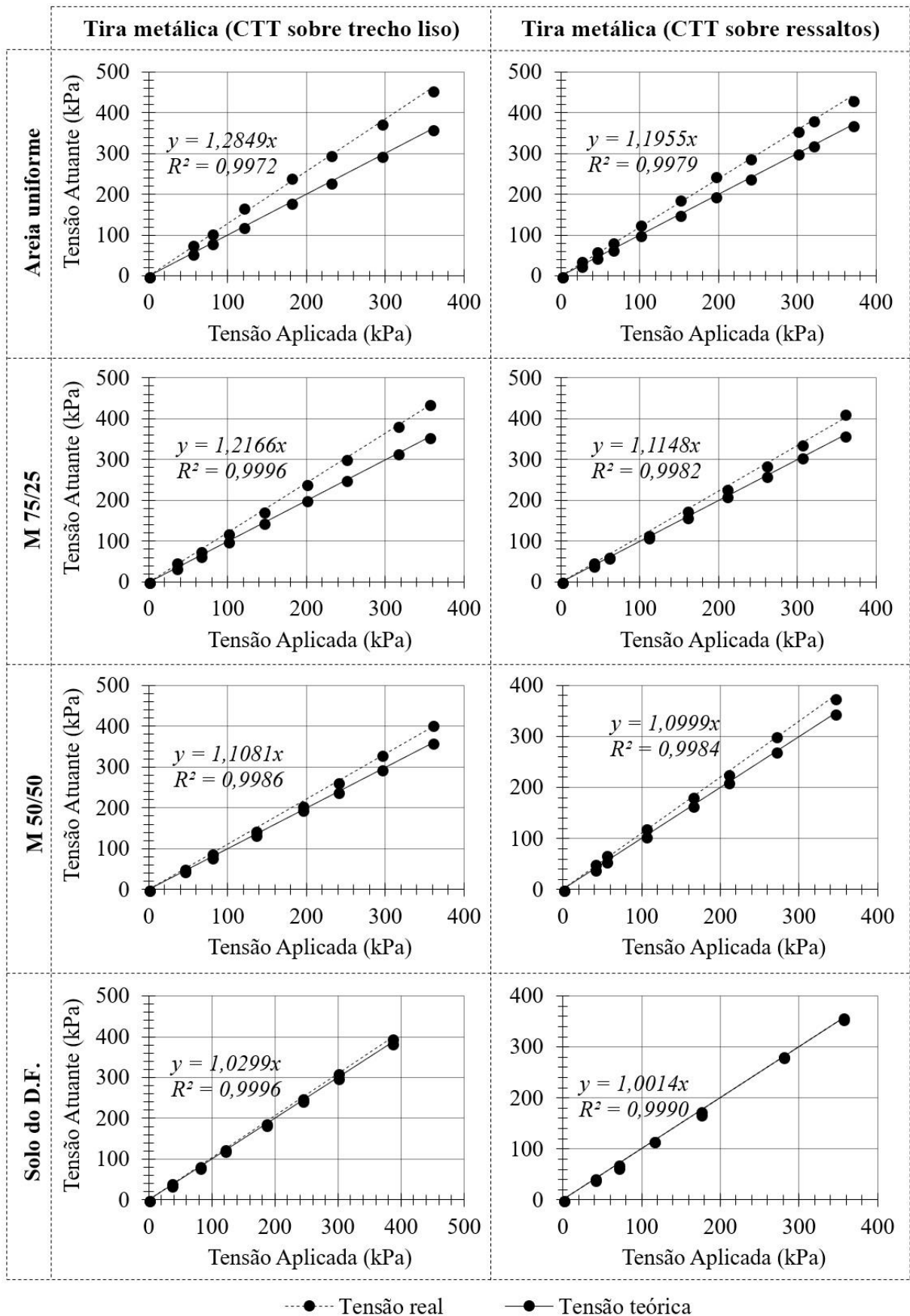
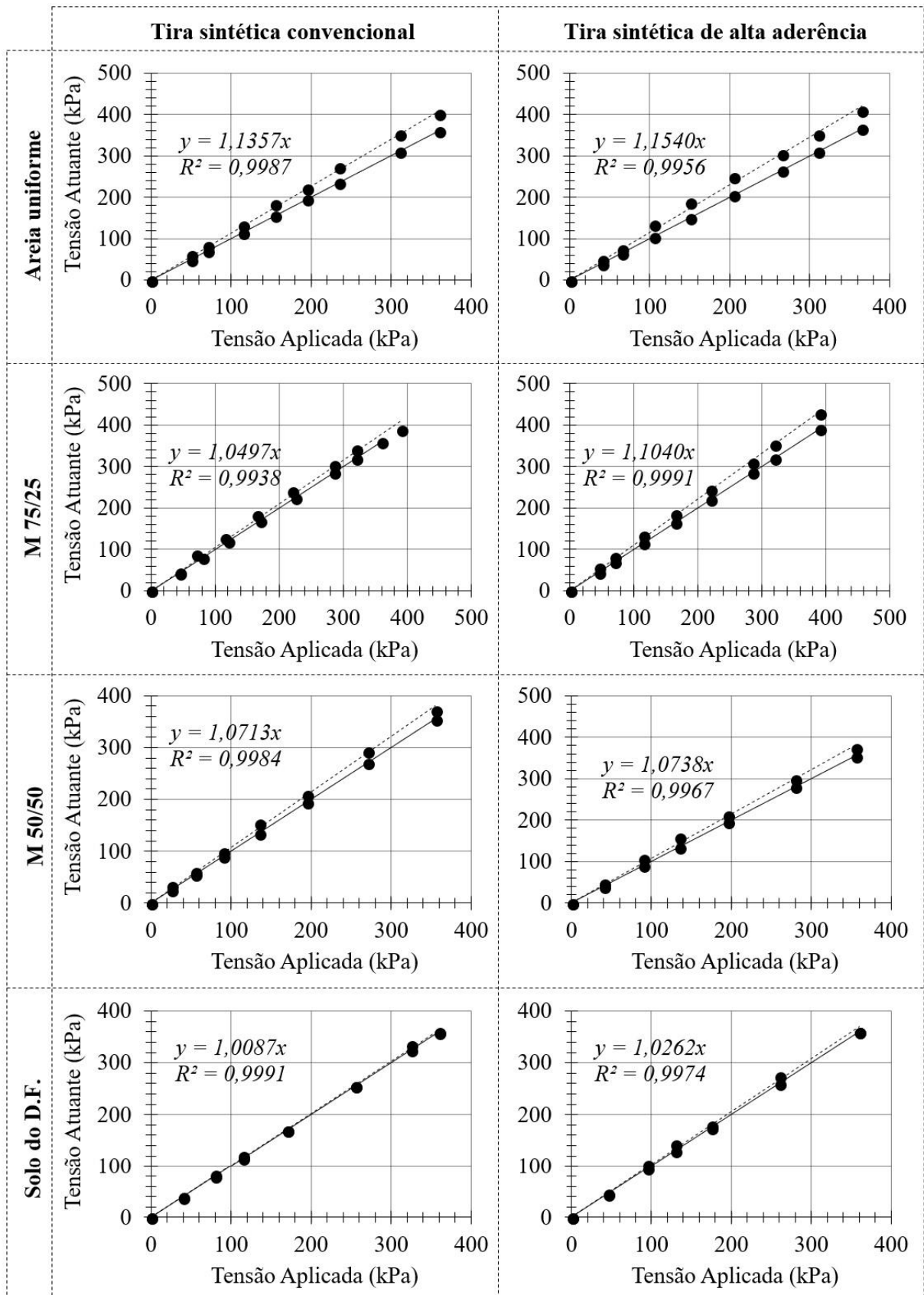


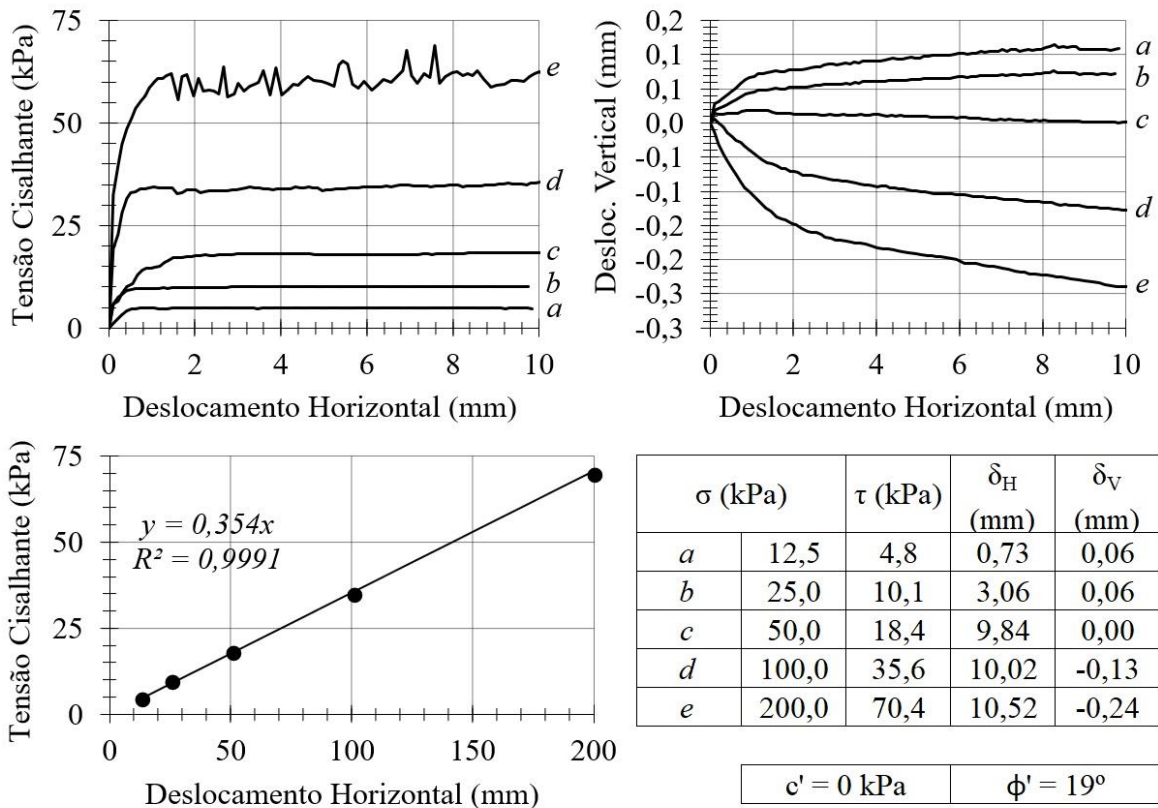
Figura D.18. Concentração de tensões sobre as tiras metálicas – condição estática.



---●--- Tensão real      —●— Tensão teórica

Figura D.19. Concentração de tensões sobre as tiras sintéticas – condição estática.

**Areia Uniforme e Tira Metálica Sem Ressaltos:**



**Mistura M 75/25 e Tira Metálica Sem Ressaltos:**

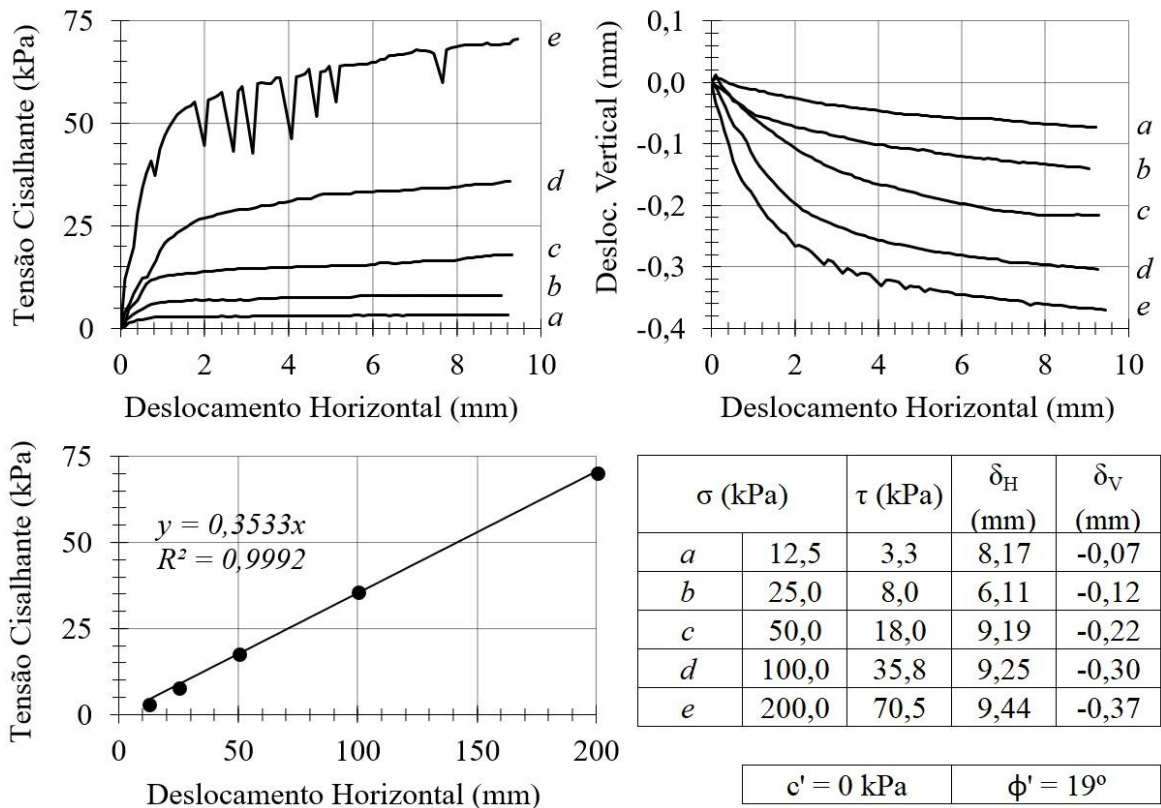
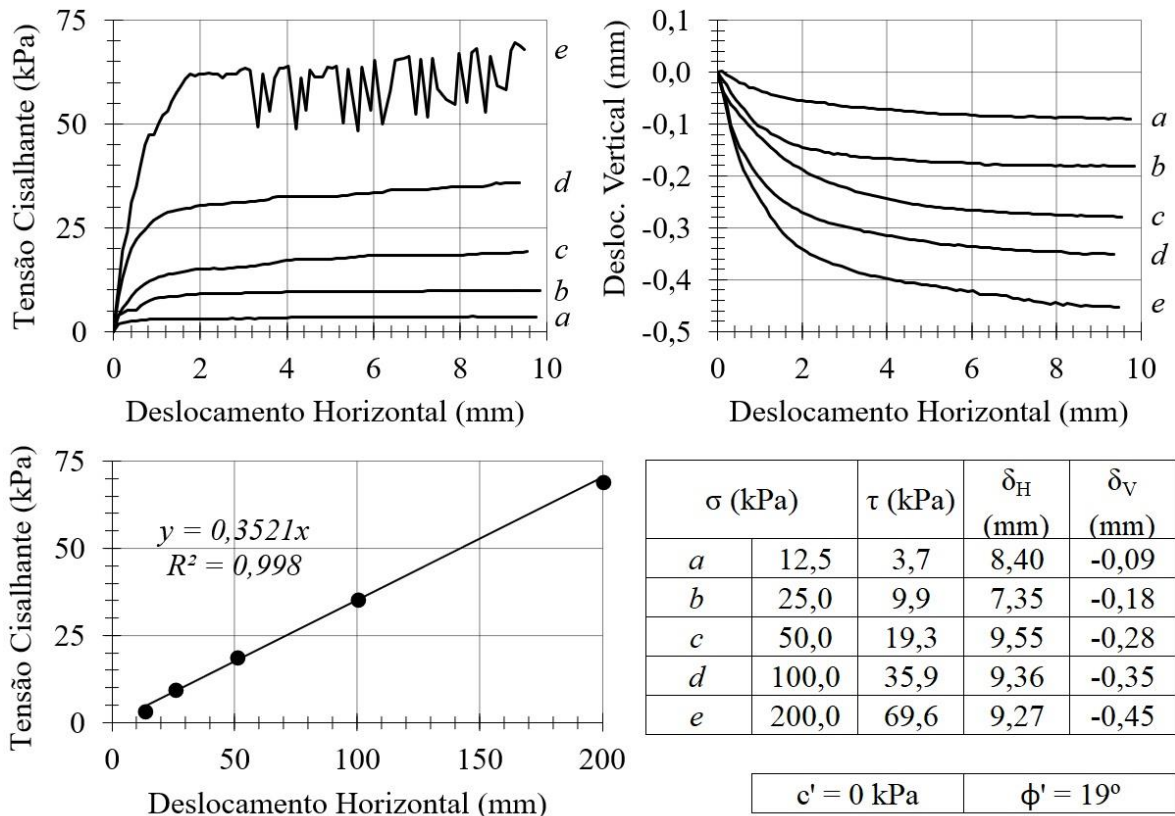


Figura D.20. Cisalhamento de interface entre solos e reforço metálico sem ressalto – areia uniforme e mistura M 75/25.

**Mistura M 50/50 e Tira Metálica Sem Ressaltos:**



**Solo Característico do Distrito Federal e Tira Metálica Sem Ressaltos:**

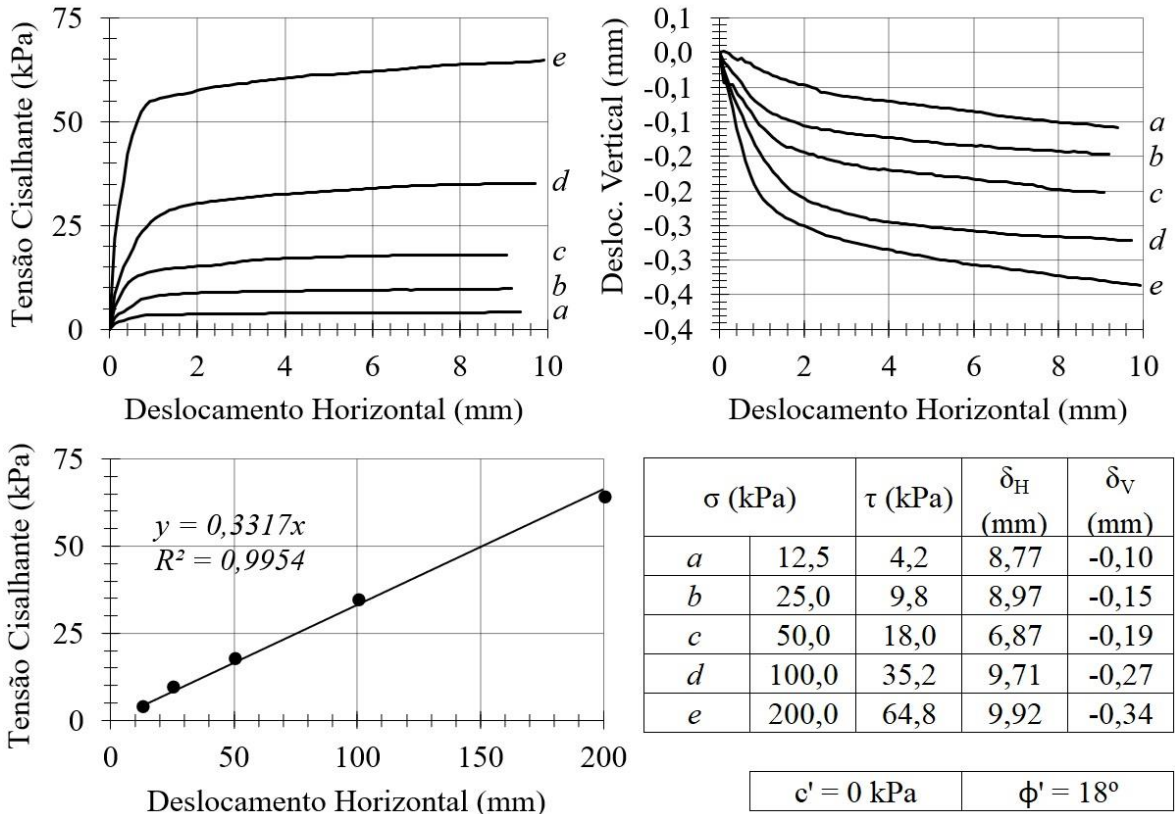
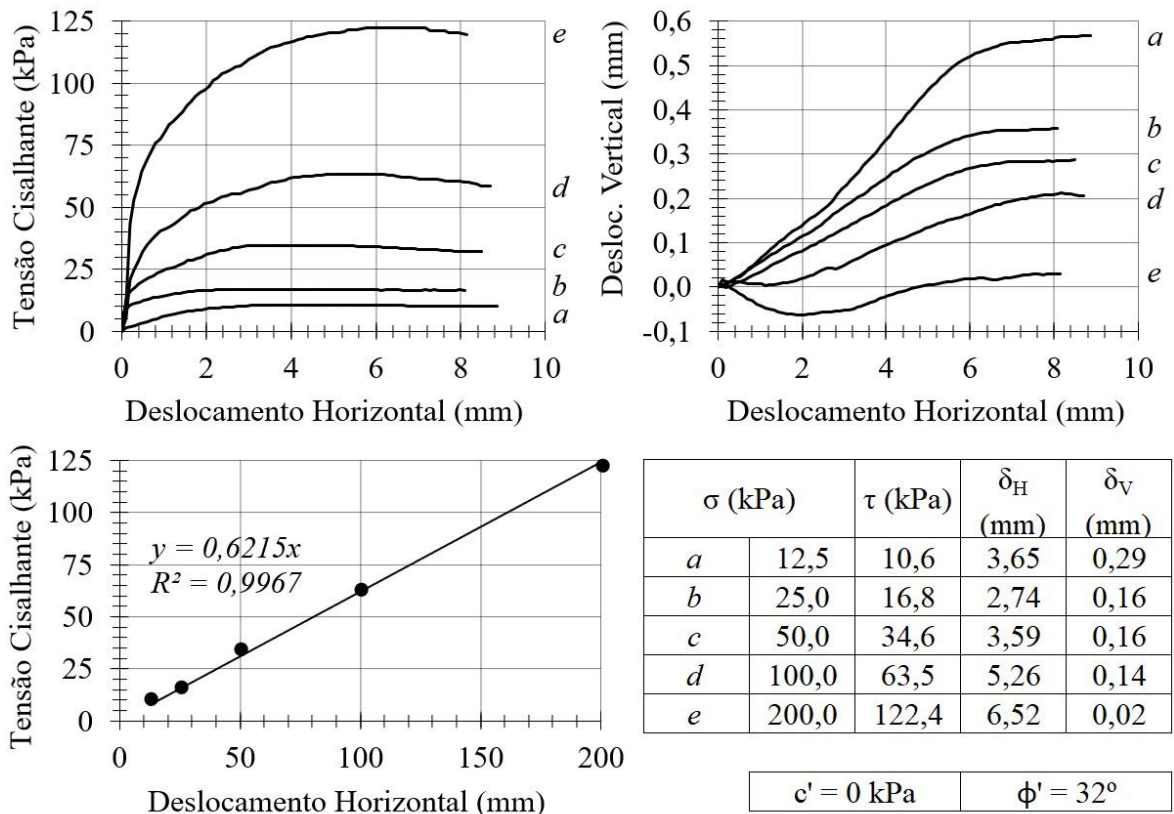


Figura D.21. Cisalhamento de interface entre solos e reforço metálico sem ressalto – mistura M 50/50 e solo característico do Distrito Federal.

**Areia Uniforme e Tira Sintética Convencional:**



**Mistura M 75/25 e Tira Sintética Convencional:**

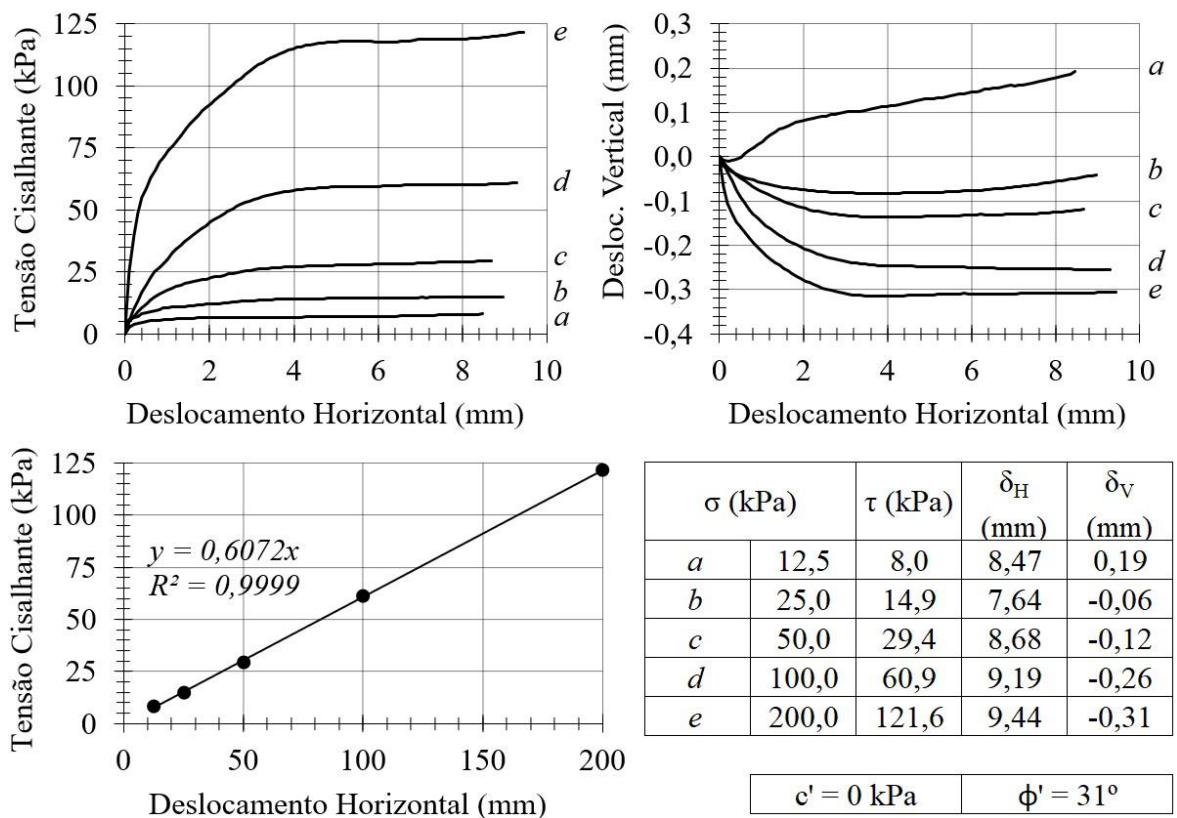
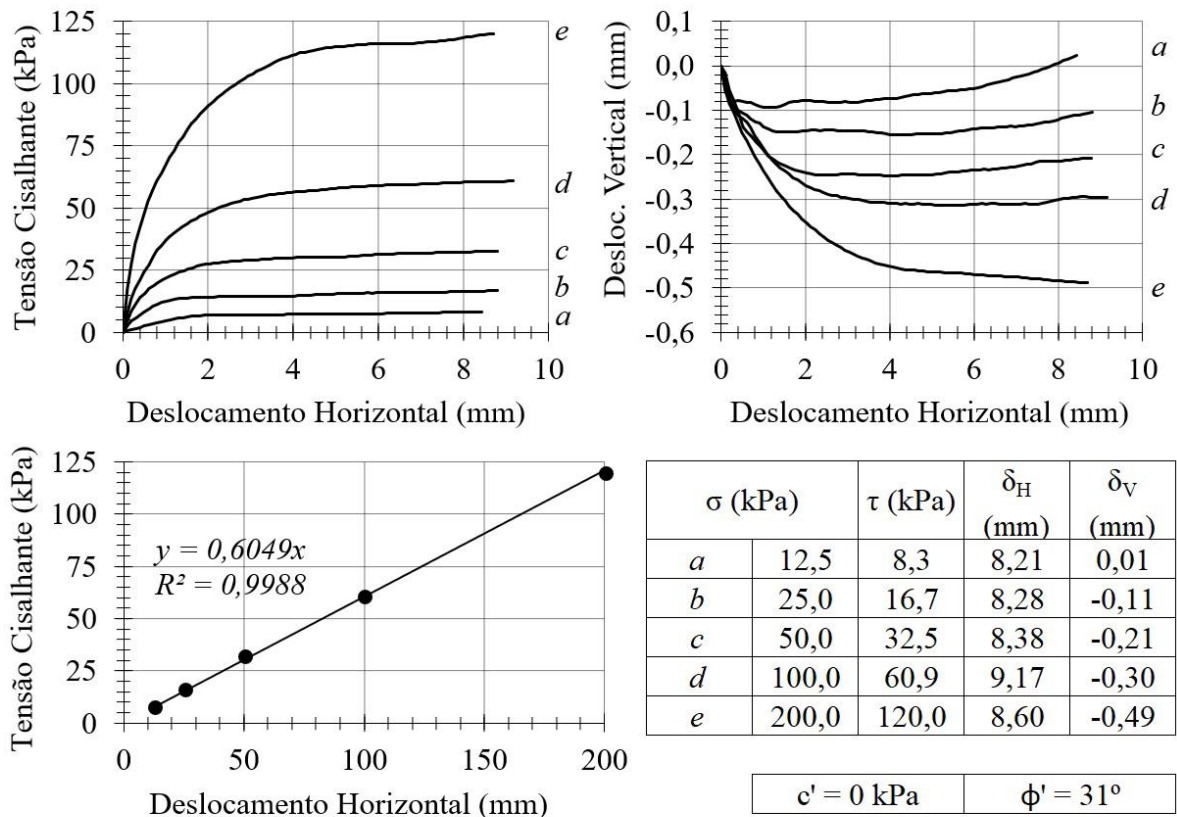


Figura D.22. Cisalhamento de interface entre solos e tira sintética convencional – areia uniforme e mistura M 75/25.



**Mistura M 50/50 e Tira Sintética Convencional:**



**Solo Característico do Distrito Federal e Tira Sintética Convencional:**

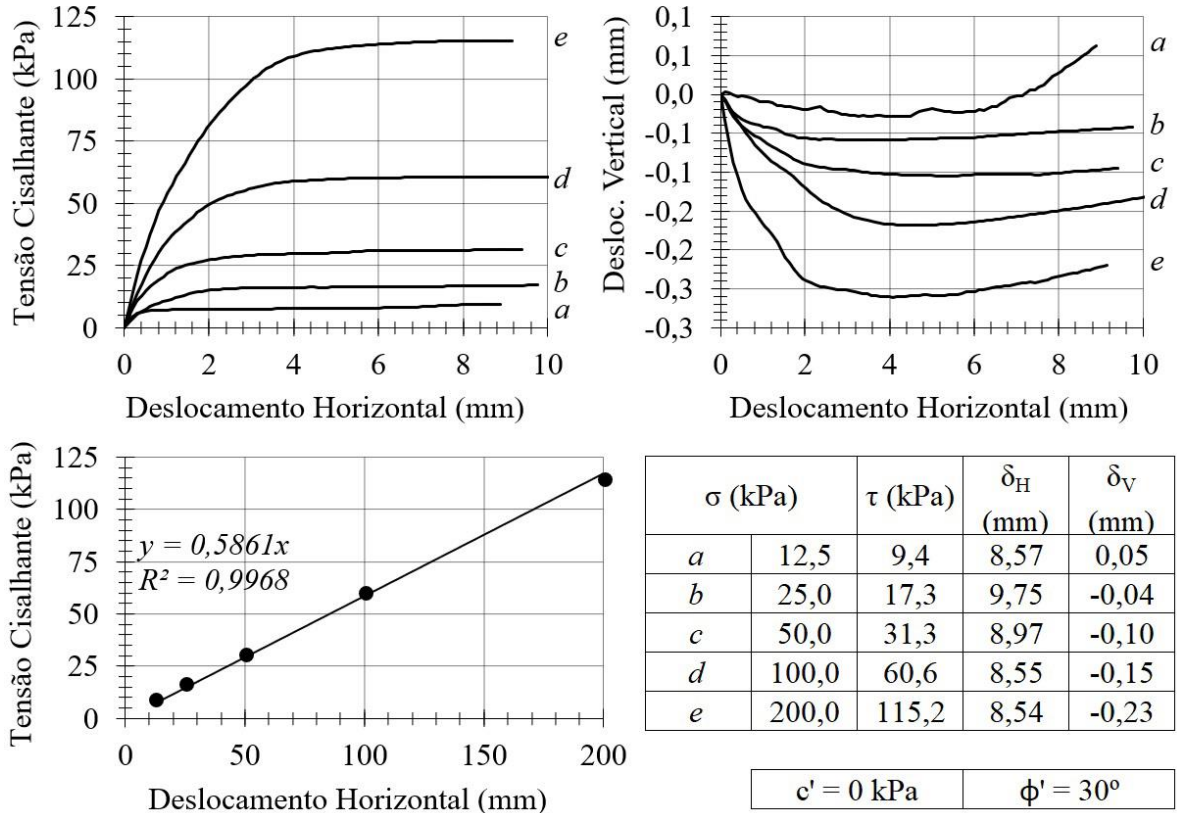
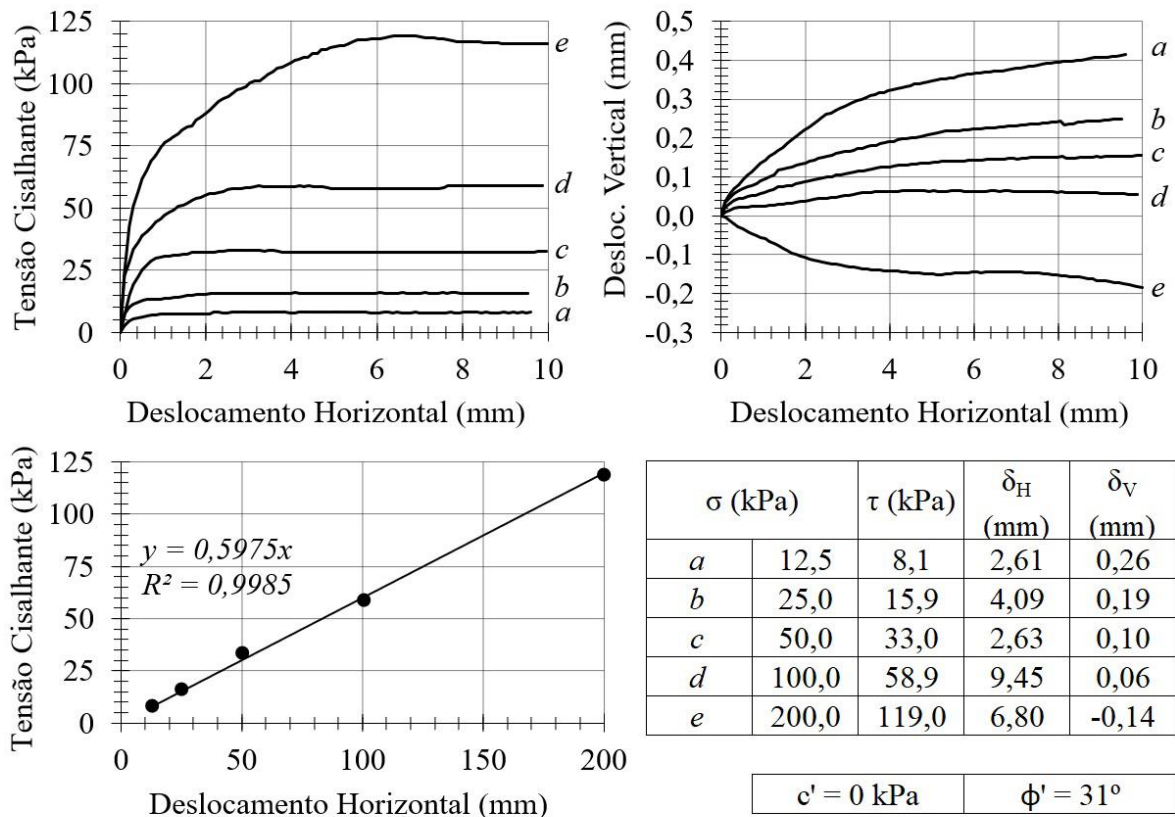


Figura D.23. Cisalhamento de interface entre solos e tira sintética convencional – mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal.

**Areia Uniforme e Tira Sintética de Alta Aderência:**



**Mistura M 75/25 e Tira Sintética de Alta Aderência:**

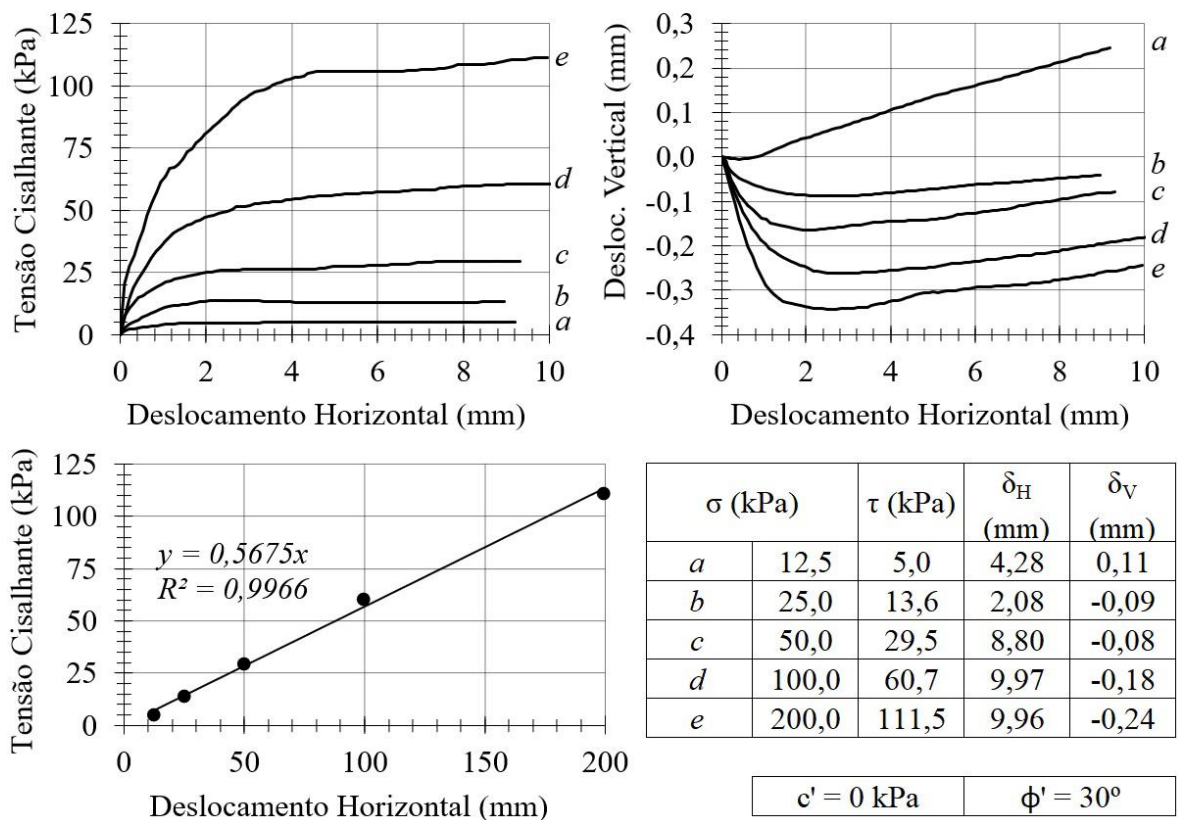
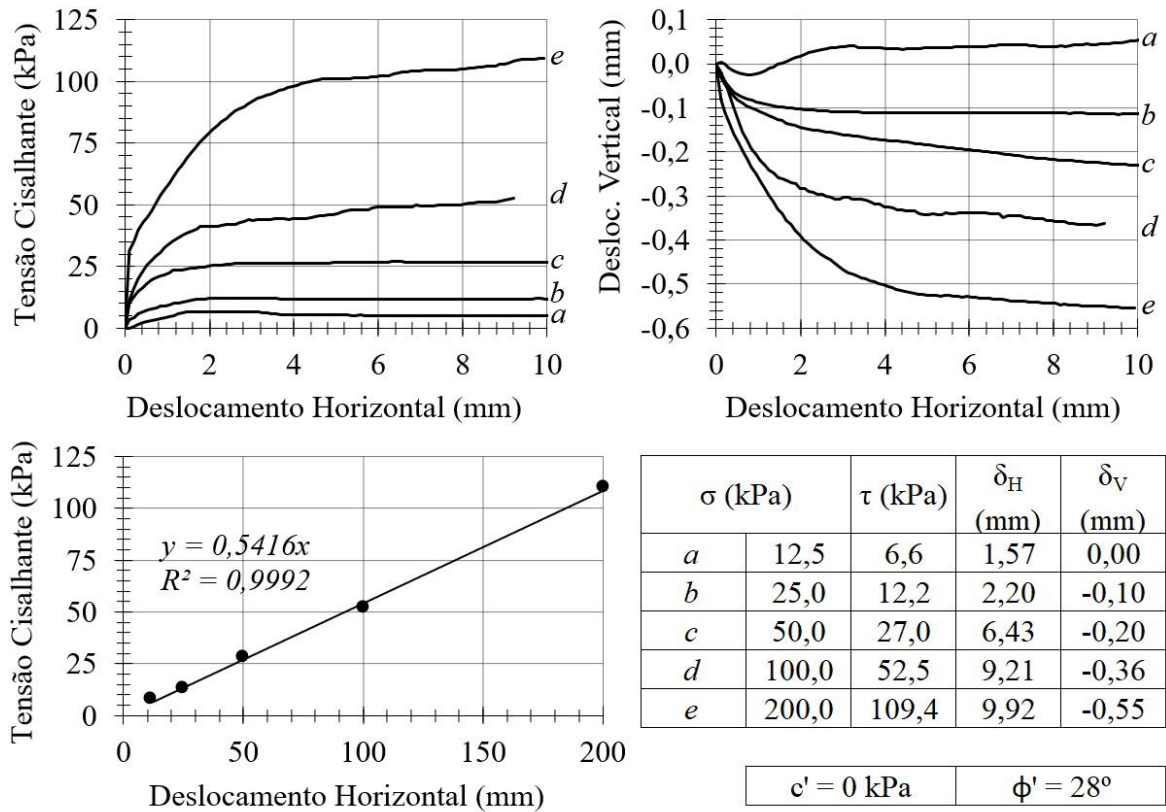


Figura D.24. Cisalhamento de interface entre solos e tira sintética de alta aderência – areia uniforme e mistura M 75/25.

**Mistura M 50/50 e Tira Sintética de Alta Aderência:**



**Solo Característico do Distrito Federal e Tira Sintética de Alta Aderência:**

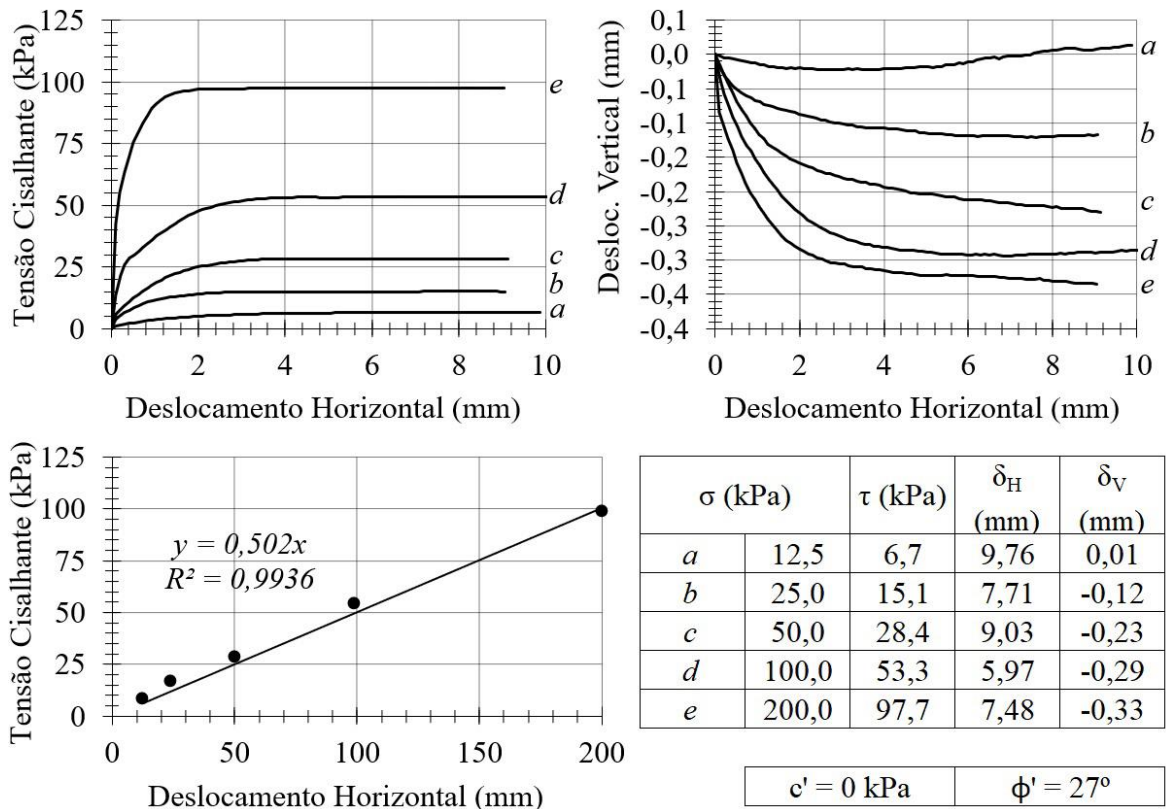


Figura D.25. Cisalhamento de interface entre solos e tira sintética de alta aderência – mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal.



Tabela D.6. Parâmetros de compactação das camadas de solo (N) – Tira metálica com ressaltos e tira metálica sem ressaltos – areia uniforme e mistura M 75/25.

	N	Tira Metálica com Ressaltos				Tira Metálica sem Ressaltos				
		Inicial		Final		Inicial		Final		
		w (%)	$\Delta w$ (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	G.C. (%)	w (%)	$\Delta w$ (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	G.C. (%)	
<b>Areia Uniforme</b>	<b>12,5 kPa</b>	1	0,11	-	1,665	96	0,08	-	1,663	96
		2	0,10	-	1,660	94	0,02	-	1,667	97
		3	0,06	-	1,670	98	0,16	-	1,671	99
		4	0,20	-	1,673	99	0,18	-	1,624	80
		5	0,14	-	1,664	96	0,12	-	1,634	84
		6	0,11	-	1,660	94	0,11	-	1,661	95
	<b>25 kPa</b>	1	0,15	-	1,662	95	0,10	-	1,684	103
		2	0,05	-	1,664	96	0,16	-	1,664	96
		3	0,10	-	1,679	102	0,07	-	1,661	95
		4	0,16	-	1,670	98	0,05	-	1,663	96
		5	0,13	-	1,662	95	0,05	-	1,672	99
		6	0,13	-	1,662	95	0,14	-	1,671	99
	<b>50 kPa</b>	1	0,07	-	1,667	97	0,16	-	1,670	98
		2	0,05	-	1,674	100	0,13	-	1,662	95
		3	0,11	-	1,678	101	0,07	-	1,662	95
		4	0,12	-	1,671	99	0,07	-	1,671	99
		5	0,11	-	1,671	99	0,12	-	1,669	98
		6	0,09	-	1,665	96	0,16	-	1,661	95
<b>M 75/25</b>	<b>12,5 kPa</b>	1	13,00	1,00	1,822	98	-	-	-	-
		2	11,40	-0,60	1,790	96	-	-	-	-
		3	12,70	0,70	1,773	95	-	-	-	-
		4	13,89	1,89	1,765	95	-	-	-	-
		5	11,10	-0,90	1,768	95	-	-	-	-
		6	10,70	-1,30	1,811	97	-	-	-	-
	<b>25 kPa</b>	1	10,81	-1,19	1,807	97	-	-	-	-
		2	11,40	-0,60	1,790	96	-	-	-	-
		3	11,67	-0,33	1,776	95	-	-	-	-
		4	12,18	0,18	1,774	95	-	-	-	-
		5	14,00	2,00	1,784	96	-	-	-	-
		6	13,74	1,74	1,816	98	-	-	-	-
	<b>50 kPa</b>	1	12,32	0,32	1,880	101	-	-	-	-
		2	13,46	1,46	1,843	99	-	-	-	-
		3	13,74	1,74	1,764	95	-	-	-	-
		4	11,70	-0,30	1,775	95	-	-	-	-
		5	10,84	-1,16	1,794	96	-	-	-	-
		6	10,46	-1,54	1,812	97	-	-	-	-

Tabela D.7. Parâmetros de compactação das camadas de solo (N) – Tira metálica com ressaltos e tira metálica sem ressaltos – mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal.

	N	Tira Metálica com Ressaltos				Tira Metálica sem Ressaltos				
		Inicial		Final		Inicial		Final		
		w (%)	$\Delta w$ (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	G.C. (%)	w (%)	$\Delta w$ (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	G.C. (%)	
<b>M 50/50</b>	<b>12,5 kPa</b>	1	15,64	-0,36	1,774	98	-	-	-	-
		2	14,61	-1,39	1,735	96	-	-	-	-
		3	15,36	-0,64	1,710	94	-	-	-	-
		4	15,79	-0,21	1,720	95	-	-	-	-
		5	15,41	-0,59	1,812	100	-	-	-	-
		6	17,28	1,28	1,802	100	-	-	-	-
	<b>25 kPa</b>	1	17,84	1,84	1,773	98	-	-	-	-
		2	17,65	1,65	1,764	97	-	-	-	-
		3	16,57	0,57	1,728	95	-	-	-	-
		4	16,01	0,01	1,812	100	-	-	-	-
		5	17,21	1,21	1,830	101	-	-	-	-
		6	15,34	-0,66	1,728	95	-	-	-	-
	<b>50 kPa</b>	1	16,34	0,34	1,734	96	-	-	-	-
		2	17,41	1,41	1,741	96	-	-	-	-
		3	17,24	1,24	1,759	97	-	-	-	-
		4	14,76	-1,24	1,761	97	-	-	-	-
		5	16,39	0,39	1,784	99	-	-	-	-
		6	15,24	-0,76	1,746	96	-	-	-	-
<b>Solo do Distrito Federal</b>	<b>12,5 kPa</b>	1	23,14	1,14	1,550	97	23,63	1,63	1,547	97
		2	22,45	0,45	1,569	98	22,47	0,47	1,533	96
		3	21,46	-0,54	1,543	96	22,39	0,39	1,547	97
		4	21,94	-0,06	1,514	95	20,46	-1,54	1,526	95
		5	20,43	-1,57	1,527	95	21,83	-0,17	1,547	97
		6	23,87	1,87	1,624	102	20,99	-1,01	1,593	100
	<b>25 kPa</b>	1	23,46	1,46	1,594	100	21,46	-0,54	1,524	95
		2	21,47	-0,53	1,574	98	23,17	1,17	1,569	98
		3	22,36	0,36	1,527	95	21,50	-0,50	1,547	97
		4	21,84	-0,16	1,569	98	23,78	1,78	1,556	97
		5	23,67	1,67	1,540	96	21,46	-0,54	1,594	100
		6	22,09	0,09	1,555	97	23,12	1,12	1,547	97
	<b>50 kPa</b>	1	21,13	-0,87	1,547	97	22,14	0,14	1,533	96
		2	23,56	1,56	1,522	95	21,46	-0,54	1,524	95
		3	21,89	-0,11	1,534	96	22,39	0,39	1,525	95
		4	22,47	0,47	1,601	100	23,71	1,71	1,567	98
		5	23,65	1,65	1,556	97	20,79	-1,21	1,594	100
		6	21,58	-0,42	1,537	96	20,64	-1,36	1,590	99

Tabela D.8. Parâmetros de compactação das camadas de solo (N) – Tira sintética de alta aderência e tira sintética convencional – areia uniforme e mistura M 75/25.

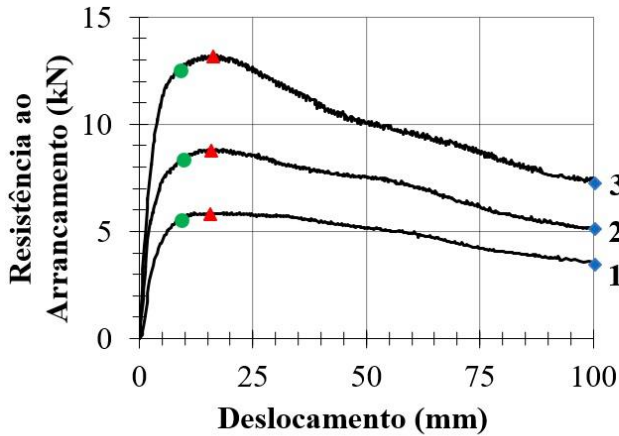
	N	Tira Sintética de Alta Aderência				Tira Sintética Convencional				
		Inicial		Final		Inicial		Final		
		w (%)	$\Delta w$ (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	G.C. (%)	w (%)	$\Delta w$ (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	G.C. (%)	
<b>Areia Uniforme</b>	<b>12,5 kPa</b>	1	0,15	-	1,663	96	0,04	-	1,662	95
		2	0,14	-	1,667	97	0,09	-	1,661	95
		3	0,15	-	1,661	95	0,10	-	1,661	95
		4	0,09	-	1,663	96	0,14	-	1,664	96
		5	0,08	-	1,663	96	0,12	-	1,670	98
		6	0,10	-	1,661	95	0,08	-	1,664	96
	<b>25 kPa</b>	1	0,10	-	1,661	95	0,15	-	1,664	96
		2	0,12	-	1,667	97	0,05	-	1,663	96
		3	0,12	-	1,670	98	0,15	-	1,669	98
		4	0,09	-	1,671	99	0,09	-	1,664	96
		5	0,15	-	1,661	95	0,10	-	1,663	96
		6	0,09	-	1,664	96	0,16	-	1,671	99
	<b>50 kPa</b>	1	0,11	-	1,662	95	0,11	-	1,672	99
		2	0,10	-	1,661	95	0,12	-	1,662	95
		3	0,16	-	1,668	97	0,17	-	1,665	96
		4	0,17	-	1,670	98	0,07	-	1,663	96
		5	0,09	-	1,671	99	0,06	-	1,661	95
		6	0,15	-	1,663	96	0,08	-	1,661	95
<b>M 75/25</b>	<b>12,5 kPa</b>	1	11,63	-0,37	1,772	95	11,99	-0,01	1,846	99
		2	13,47	1,47	1,841	99	13,36	1,36	1,814	98
		3	10,51	-1,49	1,758	95	13,95	1,95	1,794	96
		4	10,46	-1,54	1,761	95	12,54	0,54	1,799	97
		5	11,11	-0,89	1,760	95	11,75	-0,25	1,817	98
		6	12,34	0,34	1,780	96	11,96	-0,04	1,816	98
	<b>25 kPa</b>	1	12,37	0,37	1,790	96	12,79	0,79	1,769	95
		2	11,65	-0,35	1,840	99	13,47	1,47	1,777	96
		3	12,02	0,02	1,861	100	10,24	-1,76	1,864	100
		4	10,64	-1,36	1,764	95	10,36	-1,64	1,779	96
		5	11,79	-0,21	1,777	96	12,11	0,11	1,814	98
		6	12,36	0,36	1,759	95	12,94	0,94	1,769	95
	<b>50 kPa</b>	1	11,62	-0,38	1,841	99	11,64	-0,36	1,847	99
		2	12,09	0,09	1,817	98	12,78	0,78	1,786	96
		3	12,77	0,77	1,774	95	13,64	1,64	1,775	95
		4	11,64	-0,36	1,794	96	12,74	0,74	1,766	95
		5	11,33	-0,67	1,776	95	10,41	-1,59	1,851	100
		6	12,14	0,14	1,786	96	11,32	-0,68	1,817	98

Tabela D.9. Parâmetros de compactação das camadas de solo (N) – Tira sintética de alta aderência e tira sintética convencional – mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal.

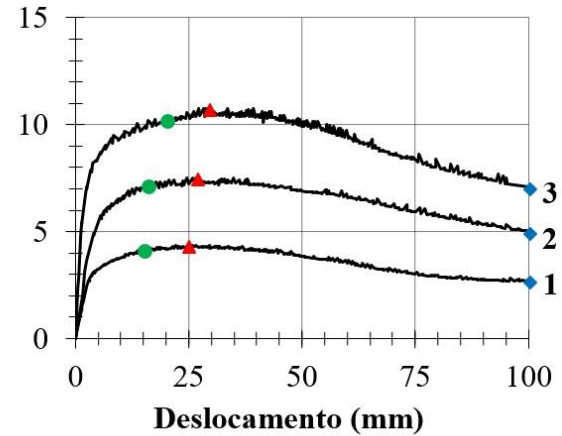
	N	Tira Sintética de Alta Aderência				Tira Sintética Convencional				
		Inicial		Final		Inicial		Final		
		w (%)	$\Delta w$ (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	G.C. (%)	w (%)	$\Delta w$ (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	G.C. (%)	
<b>M 50/50</b>	<b>12,5 kPa</b>	1	16,01	0,01	1,726	95	15,24	-0,76	1,747	97
		2	17,63	1,63	1,734	96	16,97	0,97	1,769	98
		3	14,59	-1,41	1,779	98	14,36	-1,64	1,741	96
		4	15,68	-0,32	1,800	99	15,67	-0,33	1,803	100
		5	16,07	0,07	1,764	97	16,82	0,82	1,759	97
		6	17,25	1,25	1,808	100	14,72	-1,28	1,769	98
	<b>25 kPa</b>	1	16,69	0,69	1,749	97	15,24	-0,76	1,766	98
		2	17,22	1,22	1,724	95	17,11	1,11	1,714	95
		3	17,64	1,64	1,776	98	17,54	1,54	1,795	99
		4	14,39	-1,61	1,720	95	15,56	-0,44	1,715	95
		5	15,22	-0,78	1,769	98	14,39	-1,61	1,725	95
		6	15,94	-0,06	1,749	97	14,71	-1,29	1,739	96
	<b>50 kPa</b>	1	15,97	-0,03	1,801	100	16,24	0,24	1,772	98
		2	16,24	0,24	1,789	99	14,90	-1,10	1,749	97
		3	17,13	1,13	1,769	98	14,67	-1,33	1,728	95
		4	15,88	-0,12	1,738	96	15,88	-0,12	1,749	97
		5	15,64	-0,36	1,782	98	16,22	0,22	1,764	97
		6	17,69	1,69	1,746	96	17,36	1,36	1,791	99
<b>Solo do Distrito Federal</b>	<b>12,5 kPa</b>	1	21,12	-0,88	1,547	97	23,57	1,57	1,549	97
		2	22,64	0,64	1,529	96	21,52	-0,48	1,527	95
		3	21,46	-0,54	1,554	97	22,56	0,56	1,573	98
		4	22,98	0,98	1,559	97	21,69	-0,31	1,549	97
		5	23,82	1,82	1,547	97	23,12	1,12	1,532	96
		6	23,15	1,15	1,539	96	23,66	1,66	1,594	100
	<b>25 kPa</b>	1	20,73	-1,27	1,527	95	21,64	-0,36	1,524	95
		2	21,85	-0,15	1,513	95	21,67	-0,33	1,577	99
		3	23,42	1,42	1,514	95	22,48	0,48	1,599	100
		4	22,79	0,79	1,527	95	20,17	-1,83	1,548	97
		5	20,86	-1,14	1,546	97	20,49	-1,51	1,544	97
		6	23,71	1,71	1,564	98	22,55	0,55	1,598	100
	<b>50 kPa</b>	1	22,38	0,38	1,539	96	21,76	-0,24	1,527	95
		2	22,27	0,27	1,526	95	20,33	-1,67	1,549	97
		3	23,79	1,79	1,600	100	20,74	-1,26	1,522	95
		4	21,84	-0,16	1,547	97	20,99	-1,01	1,527	95
		5	22,39	0,39	1,527	95	22,92	0,92	1,567	98
		6	23,81	1,81	1,522	95	21,14	-0,86	1,549	97

**(A) Tira Metálica com Ressaltos:**

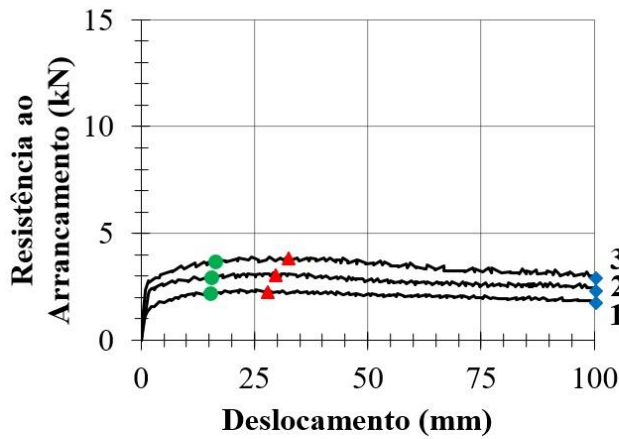
**(A.1) Areia Uniforme:**



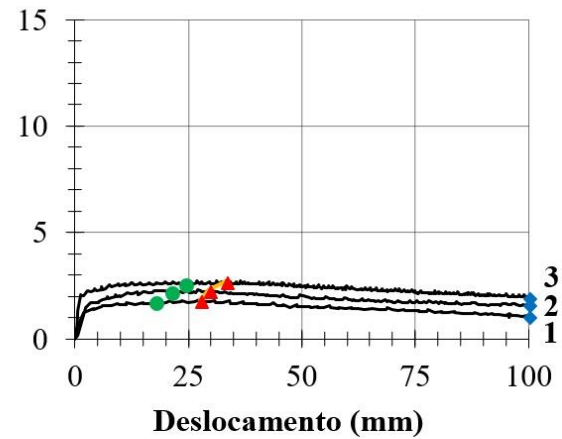
**(A.2) M 75/25:**



**(A.3) M 50/50:**

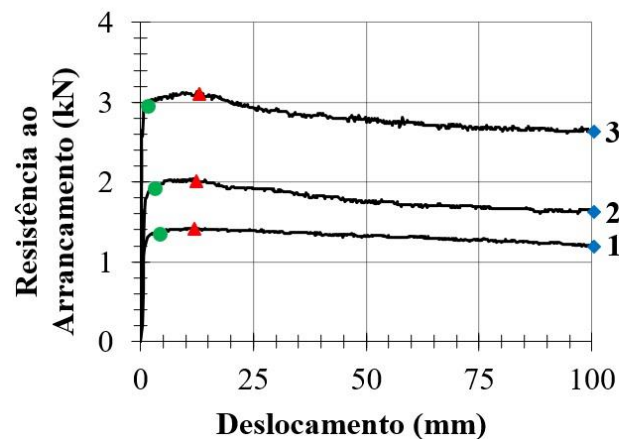


**(A.4) Solo do Distrito Federal:**

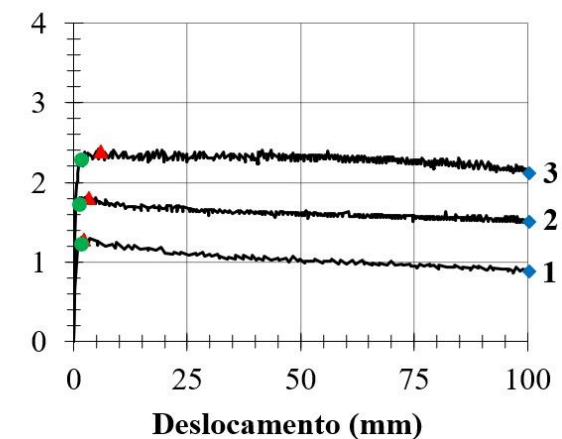


**(B) Tira Metálica sem Ressaltos:**

**(B.1) Areia Uniforme:**



**(B.2) Solo do Distrito Federal:**



1 - 12,5 kPa

2 - 25 kPa

3 - 50 kPa

▲ Resistência de pico

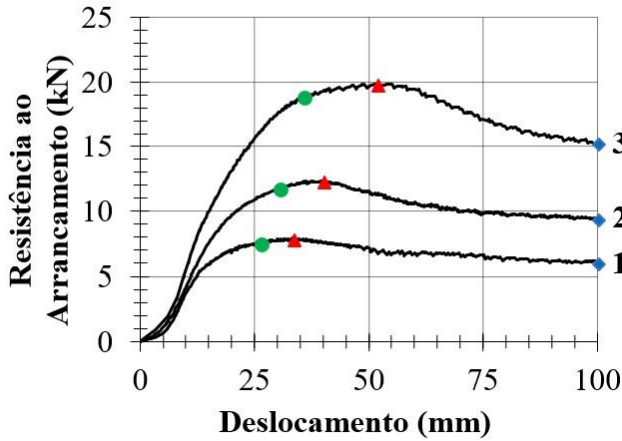
● 95% da resistência de pico

● Resistência residual

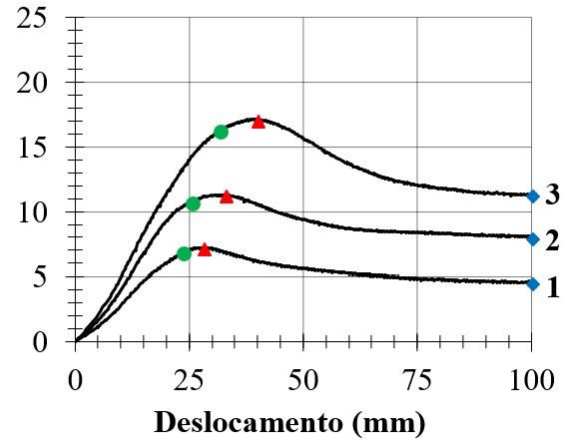
Figura D.26. Resistência ao arrancamento em função do deslocamento na face – tira metálica com ressalto e tira metálica sem ressalto.

**(A) Tira Sintética de Alta Aderência:**

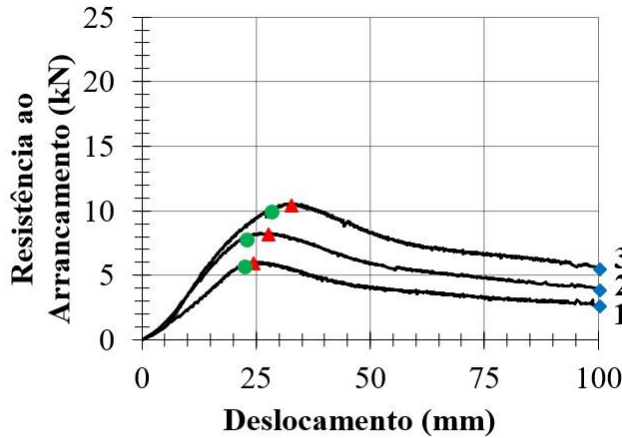
**(A.1) Areia Uniforme:**



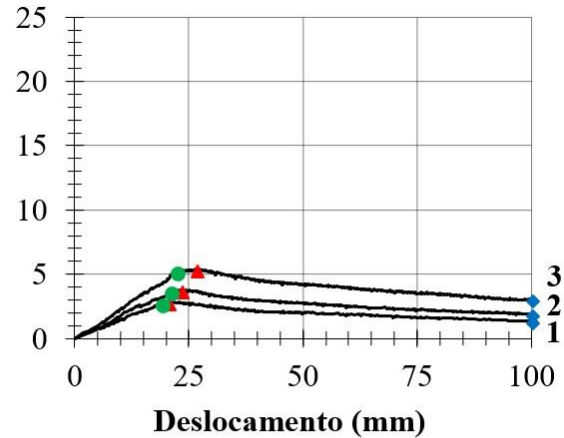
**(A.2) M 75/25:**



**(A.3) M 50/50:**

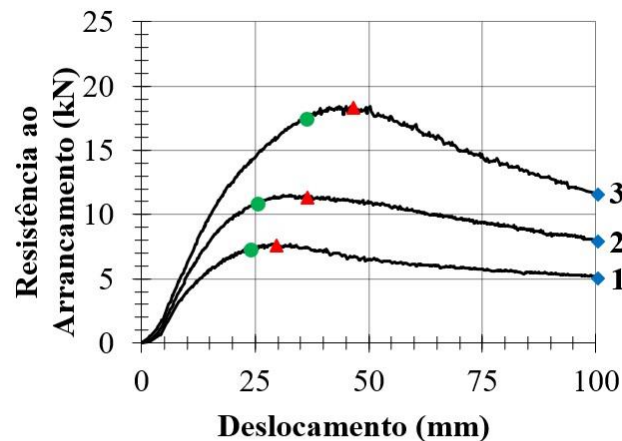


**(A.4) Solo do Distrito Federal:**

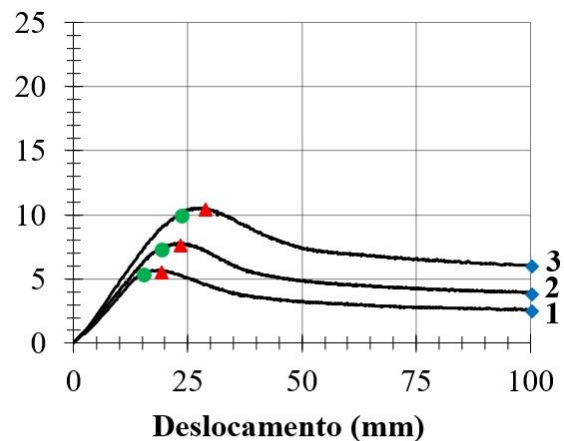


**(B) Tira Sintética Convencional:**

**(B.1) Areia Uniforme:**



**(B.2) M 75/25:**



1 - 12,5 kPa

2 - 25 kPa

3 - 50 kPa

▲ Resistência de pico

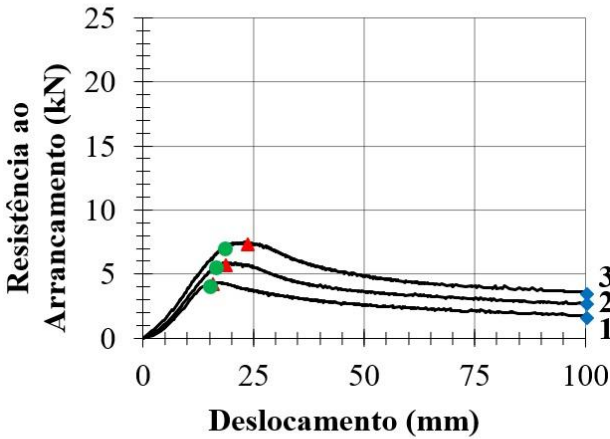
● 95% da resistência de pico

● Resistência residual

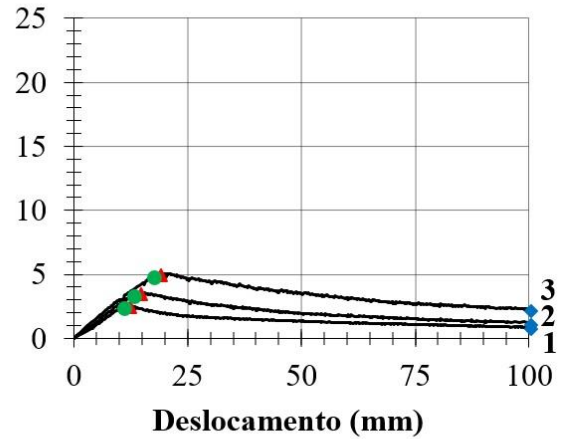
Figura D.27. Resistência ao arrancamento em função do deslocamento na face – tira sintética de alta aderência e tira sintética convencional (areia uniforme e mistura M 75/25).

**(B) Tira Sintética Convencional:**

**(B.3) M 50/50:**



**(B.4) Solo do Distrito Federal:**



1 - 12,5 kPa

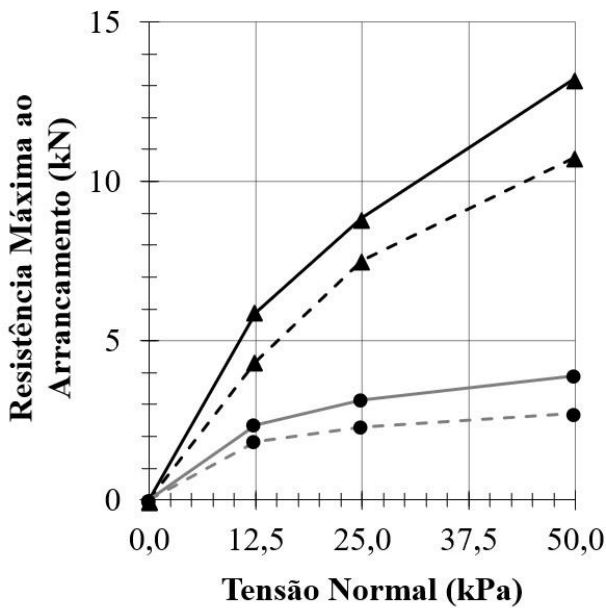
2 - 25 kPa

3 - 50 kPa

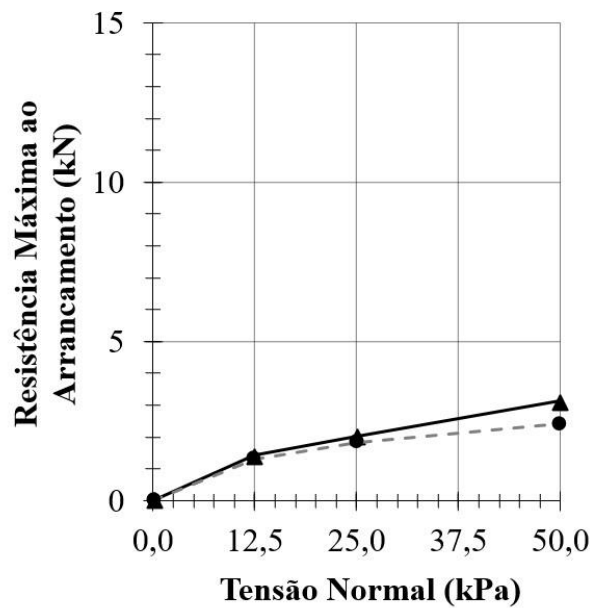
▲ Resistência de pico      ● 95% da resistência de pico      ● Resistência residual

Figura D.28. Resistência ao arrancamento em função do deslocamento na face – tira sintética convencional (mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal).

**(A) Tira Metálica com Ressaltos:**



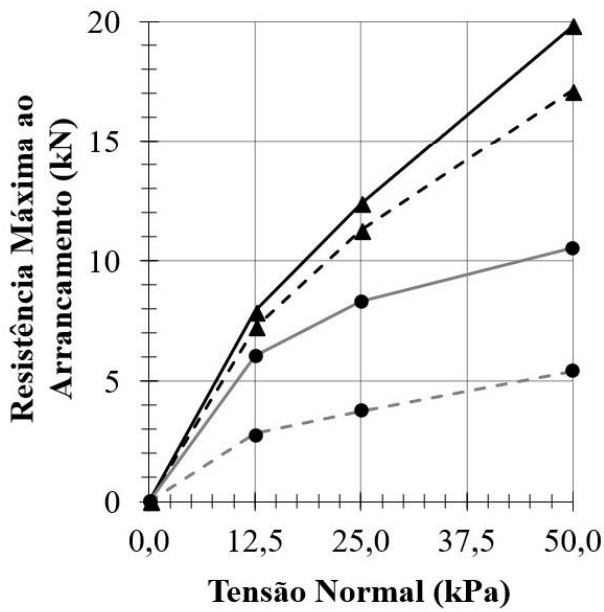
**(B) Tira Metálica sem Ressaltos:**



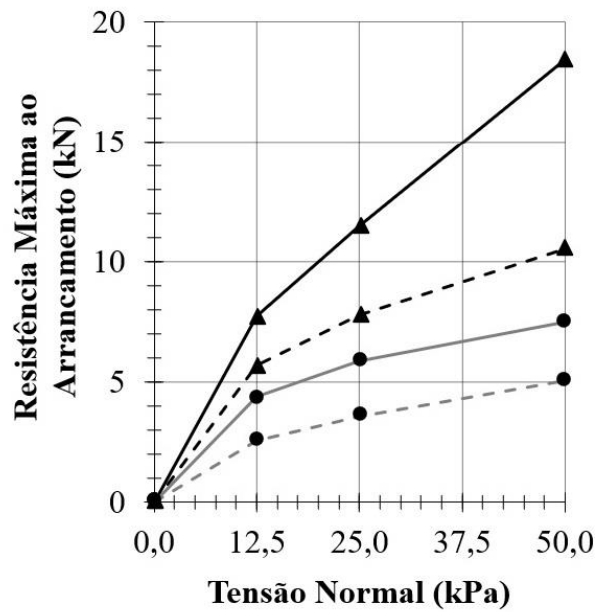
▲ Areia Uniforme      -▲- M 75/25      ● M 50/50      -●- Solo do D.F.

Figura D.29. Envoltórias de resistência ao arrancamento considerando-se os parâmetros de pico – tira metálica com ressalto e tira metálica sem ressalto.

(A) Tira Sintética de Alta Aderência:



(B) Tira Sintética Convencional:

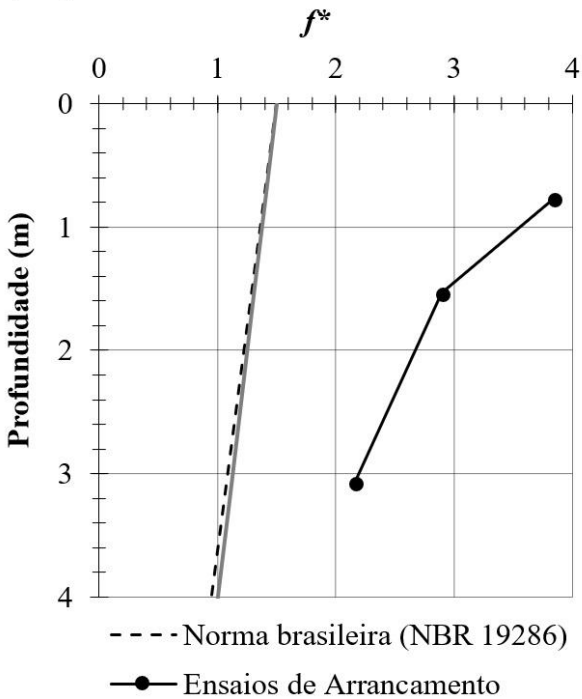


—▲— Areia Uniforme    -▲- M 75/25    —●— M 50/50    -●- Solo do D.F.

Figura D.30. Envoltórias de resistência ao arrancamento considerando os parâmetros de pico – tira sintética de alta aderência e tira sintética convencional.

(A) Tira Metálica com Ressaltos:

(A.1) Areia Uniforme:



(A.2) M 75/25:

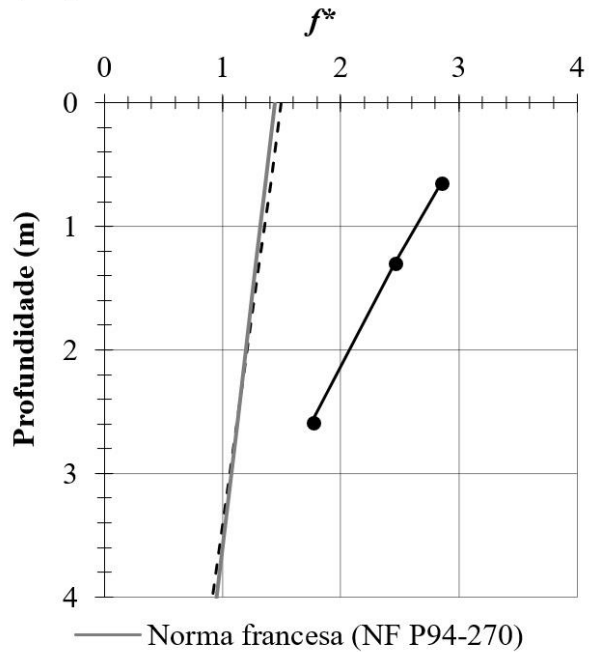
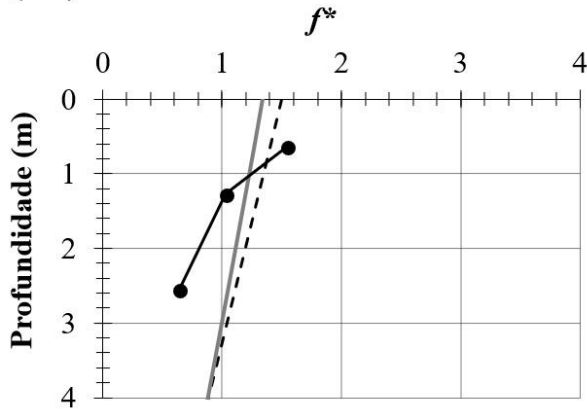


Figura D.31. Coeficientes  $f^*$  obtidos por ensaios de laboratório e estimados pelas normas brasileira e francesa – tira metálica com ressaltos.

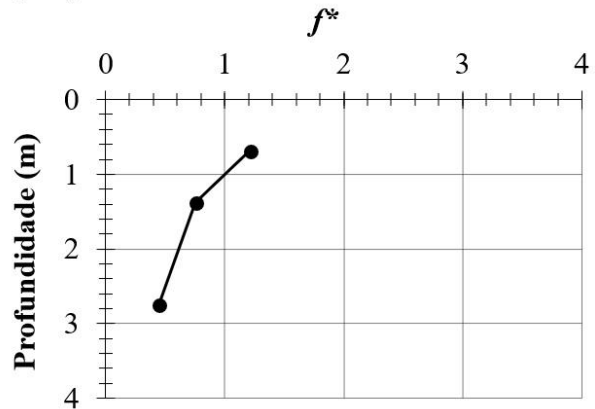


**(A) Tira Metálica com Ressaltos:**

**(A.1) M 50/50:**

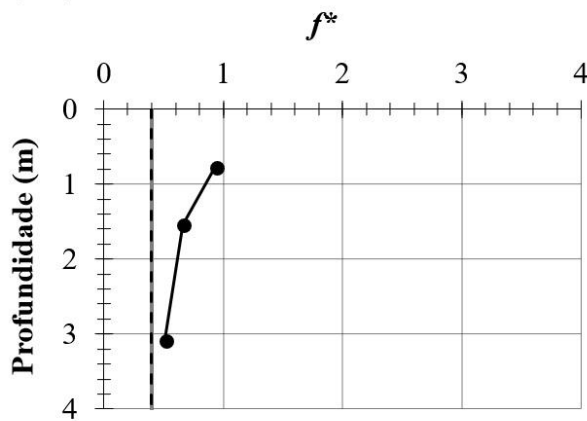


**(A.2) Solo do Distrito Federal:**

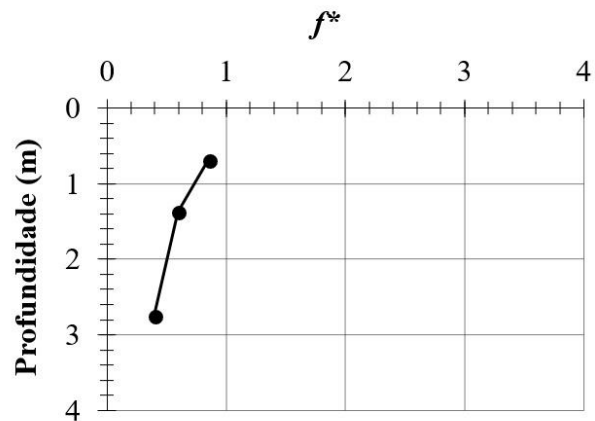


**(B) Tira Metálica sem Ressaltos:**

**(B.1) Areia Uniforme:**

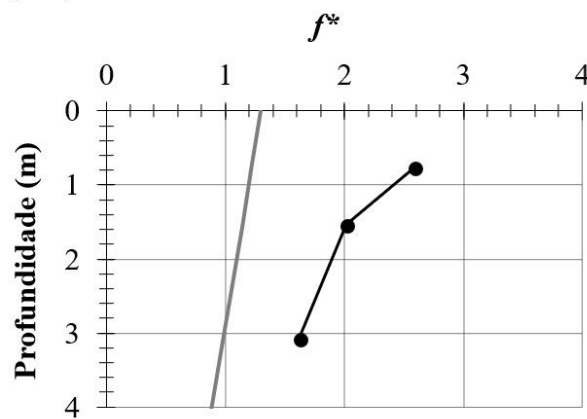


**(B.2) Solo do Distrito Federal:**

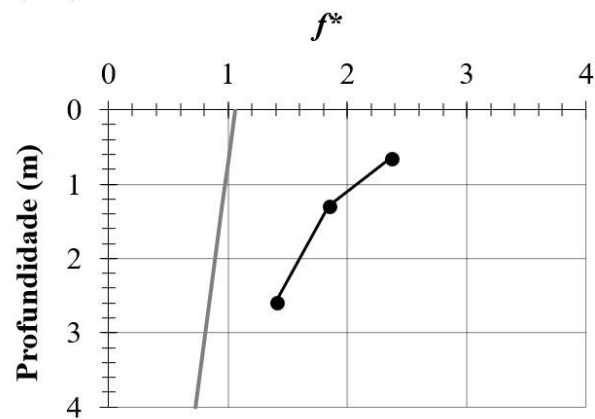


**(C) Tira Sintética de Alta Aderência:**

**(C.1) Areia Uniforme:**



**(C.2) M 75/25:**



--- Norma brasileira (NBR 19286)

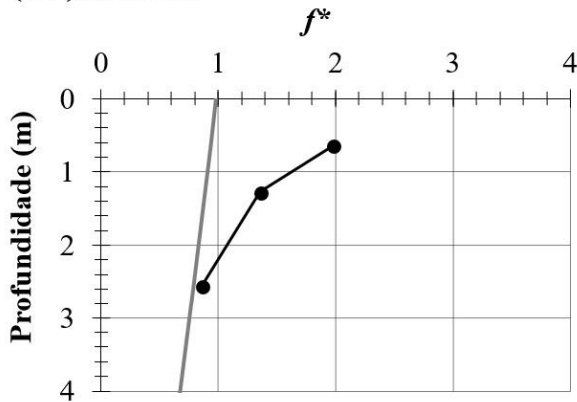
—●— Ensaio de Arrancamento

— Norma francesa (NF P94-270)

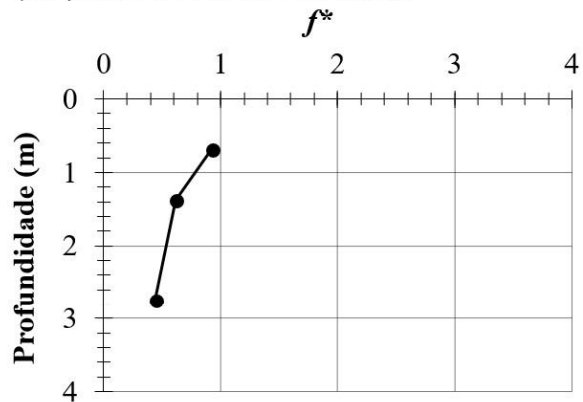
Figura D.32. Coeficientes  $f^*$  obtidos por ensaios de laboratório e estimados pelas normas brasileira e francesa – tira metálica com e sem ressaltos e tira sintética de alta aderência.

**(A) Tira Sintética de Alta Aderência:**

**(A.1) M 50/50:**

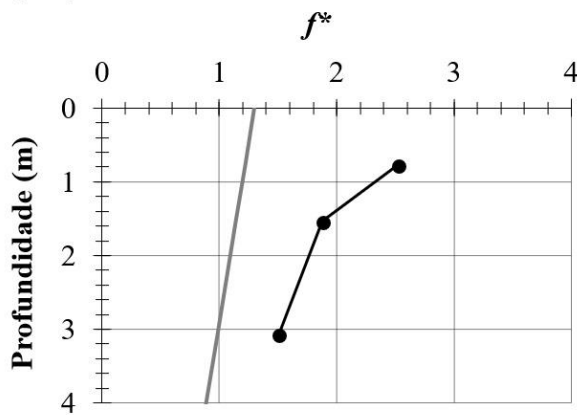


**(A.2) Solo do Distrito Federal:**

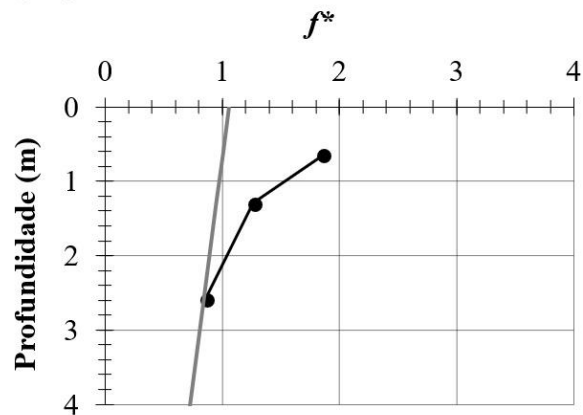


**(B) Tira Sintética Convencional:**

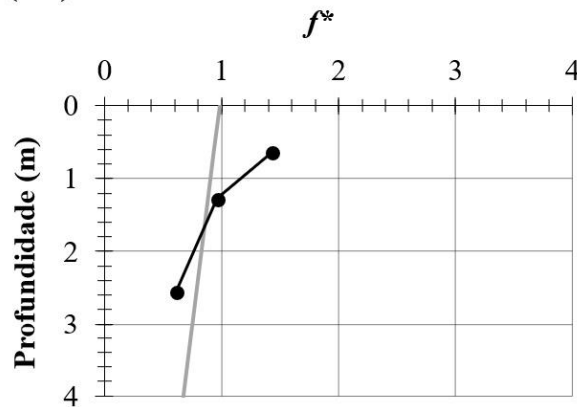
**(B.1) Areia Uniforme:**



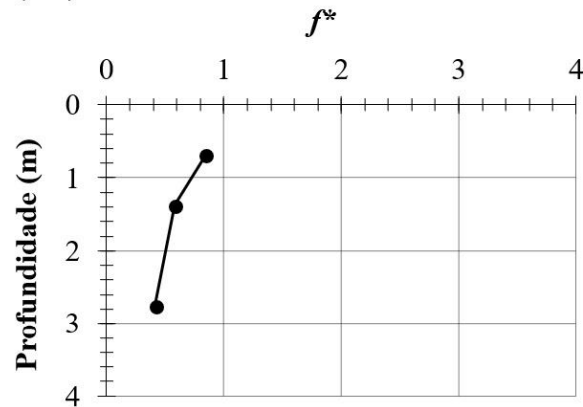
**(B.2) M 75/25:**



**(B.3) M 50/50:**



**(B.4) Solo do Distrito Federal:**

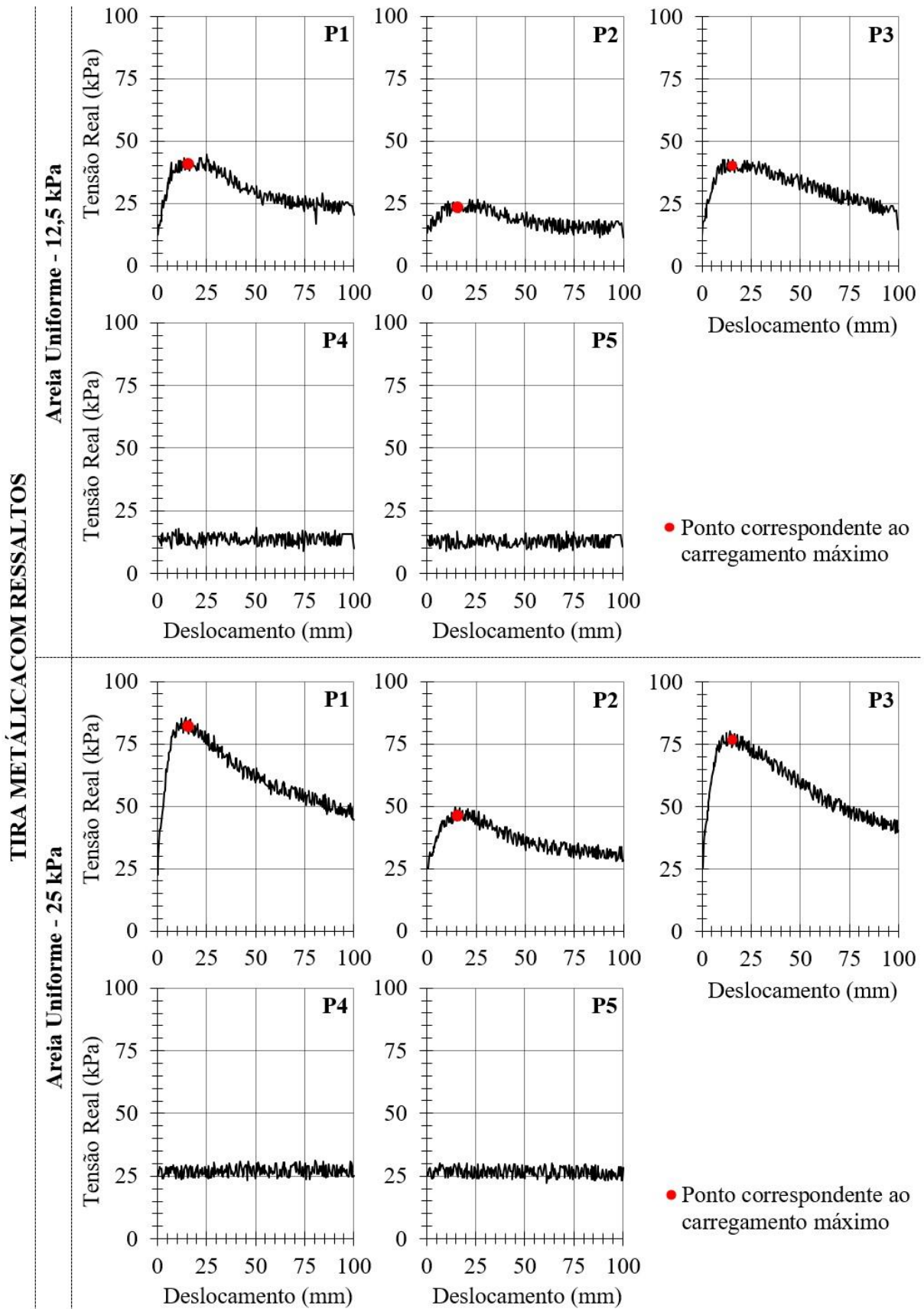


--- Norma brasileira (NBR 19286)

—●— Ensaio de Arrancamento

— Norma francesa (NF P94-270)

Figura D.33. Coeficientes  $f^*$  obtidos por ensaios de laboratório e estimados pelas normas brasileira e francesa – tira sintética de alta aderência e tira sintética convencional.



**TIRA METÁLICA COM RESSALTOS**

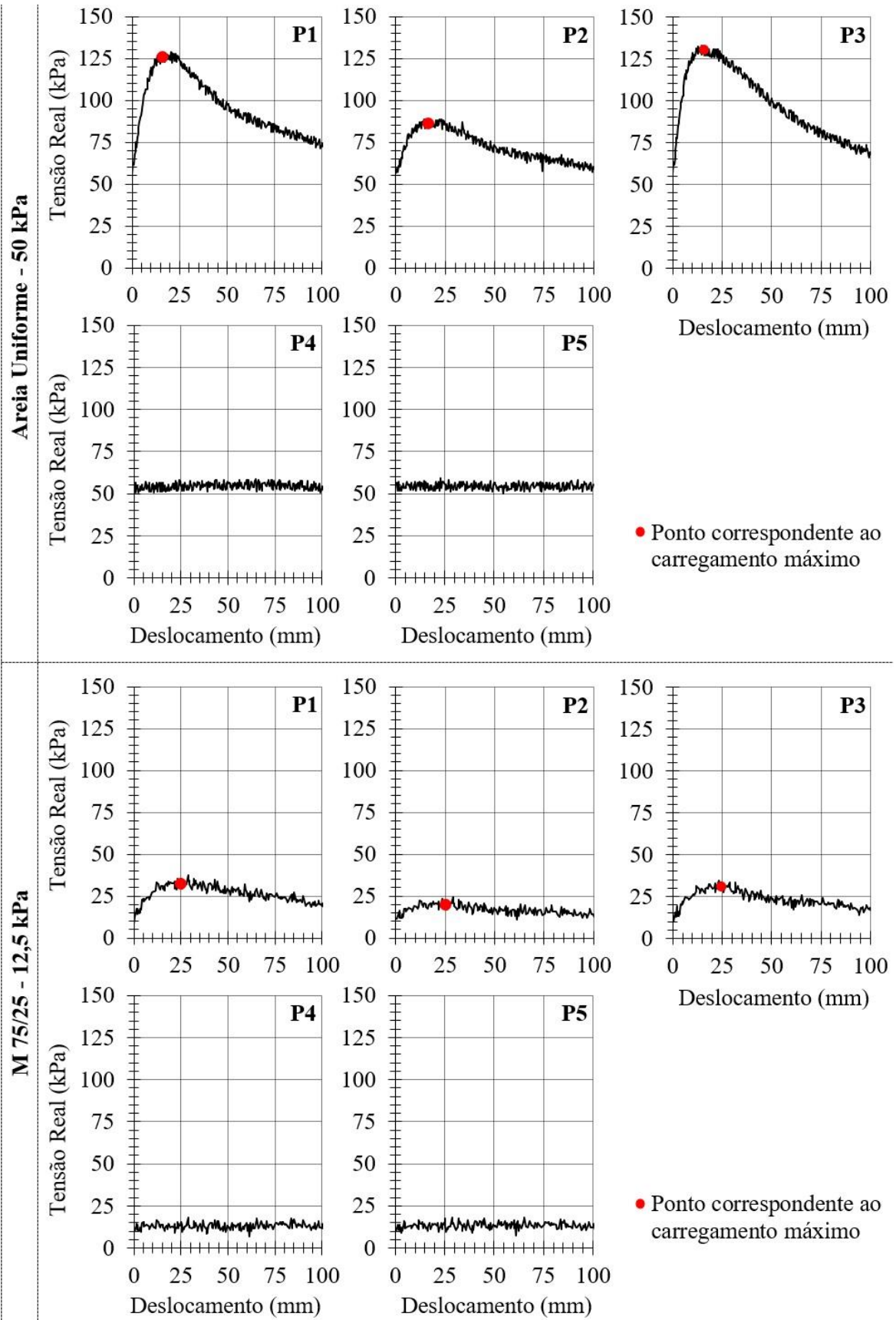


Figura D.35. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira metálica com ressaltos em areia uniforme e mistura M 75/25.

TIRA METÁLICA COM RESSALTOS

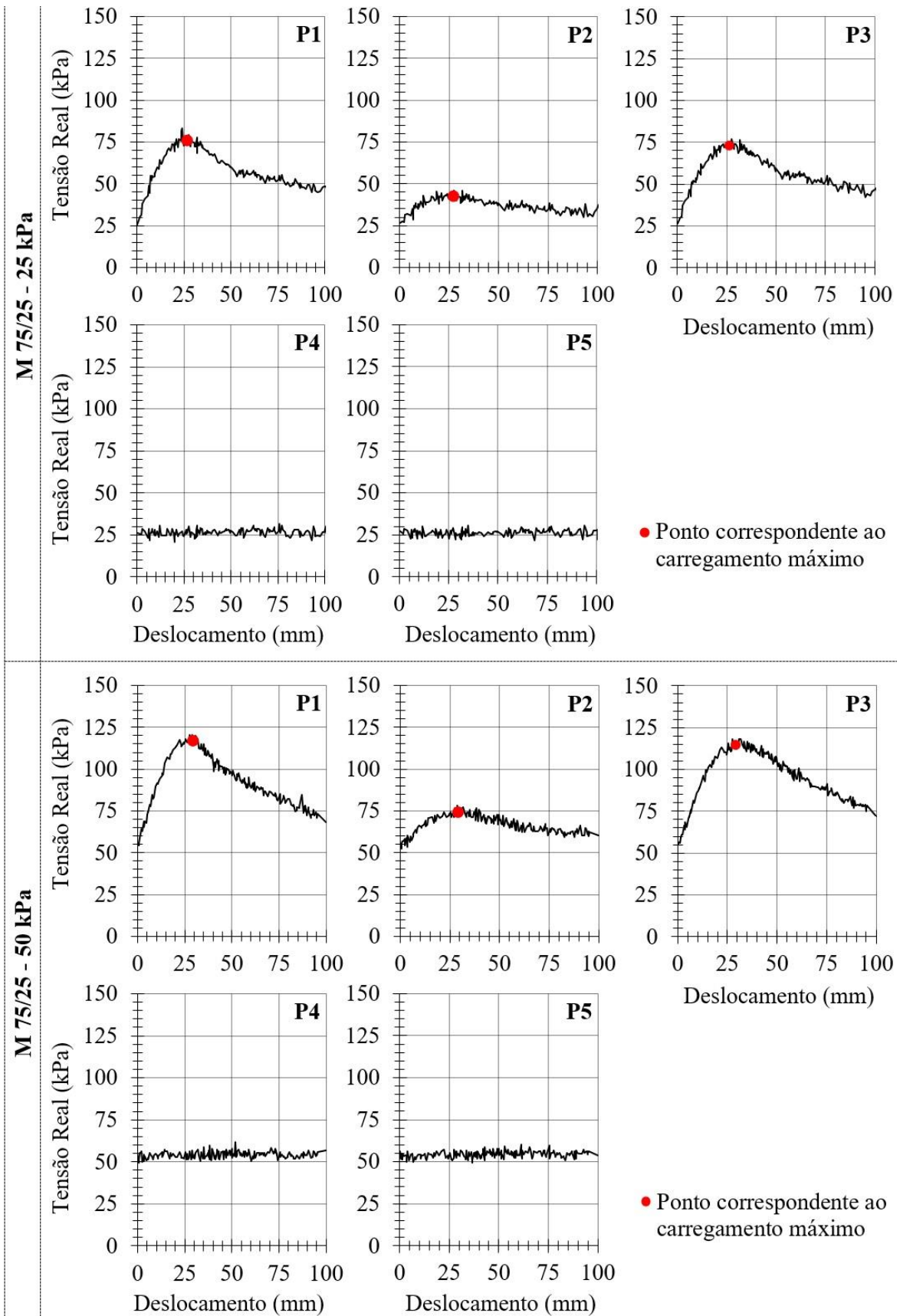


Figura D.36. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira metálica com ressaltos em mistura M 75/25.

TIRA METÁLICA COM RESSALTOS

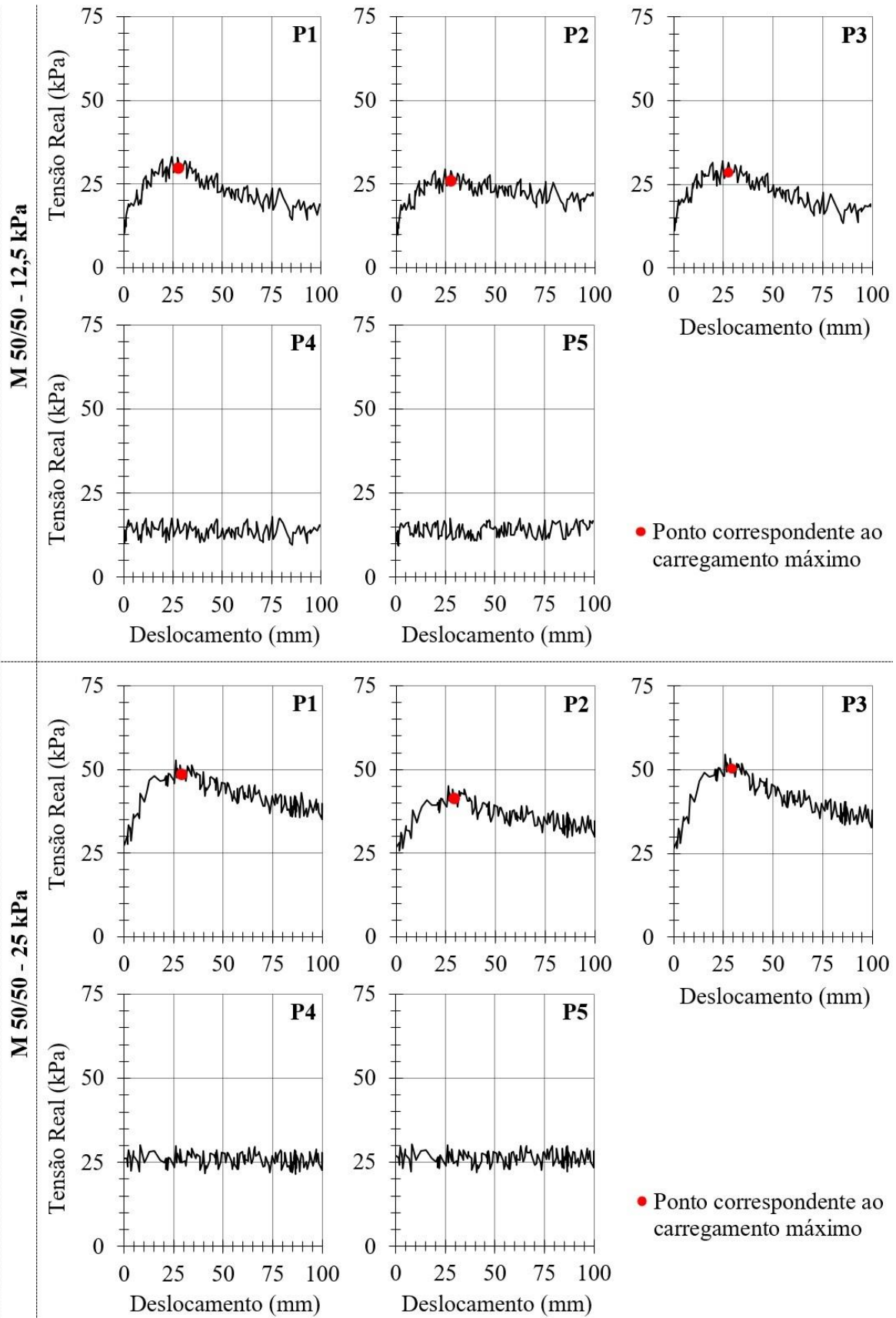


Figura D.37. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira metálica com ressaltos em mistura M 50/50.



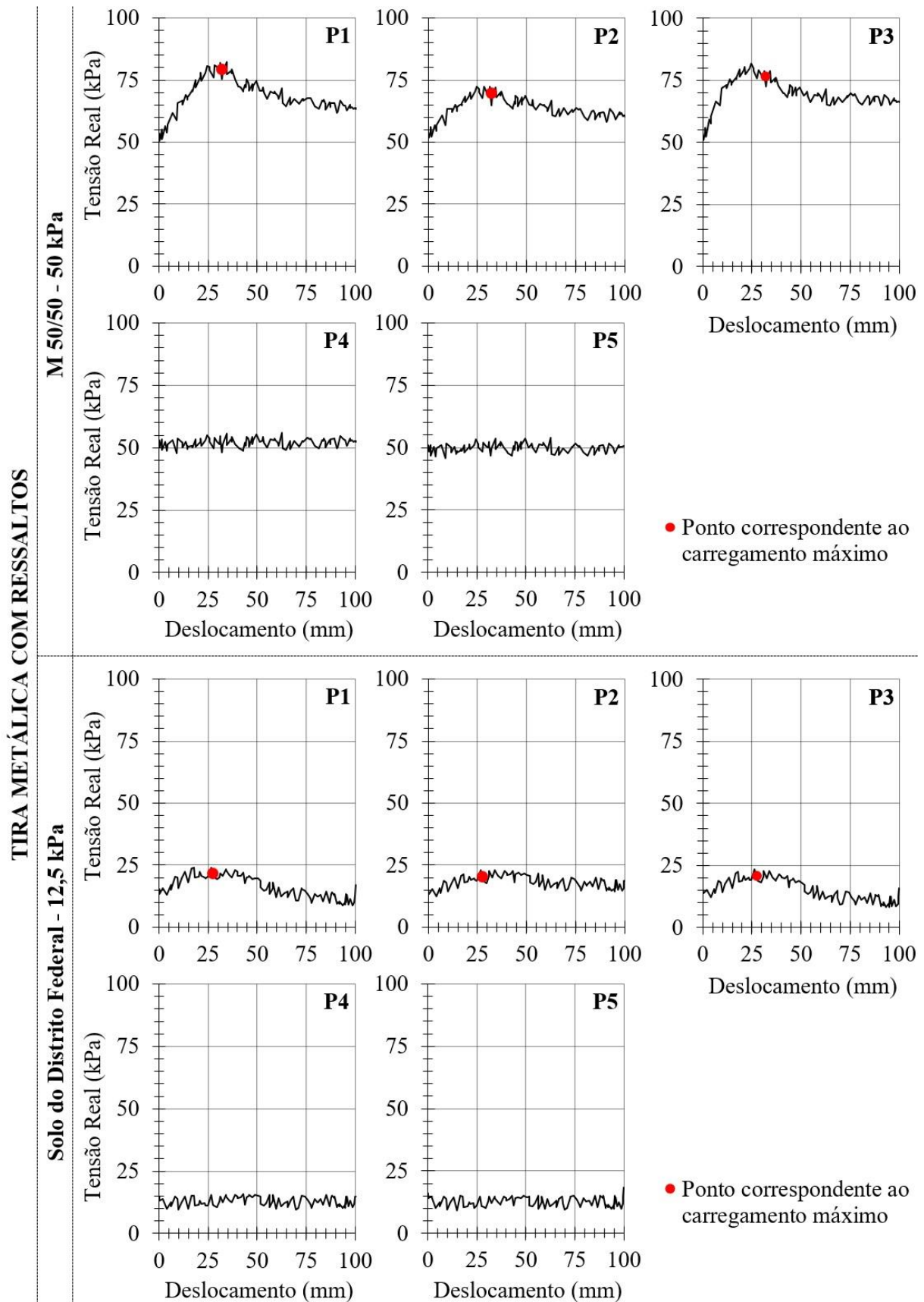


Figura D.38. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira metálica com ressaltos em mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal.

TIRA METÁLICA COM RESSALTOS

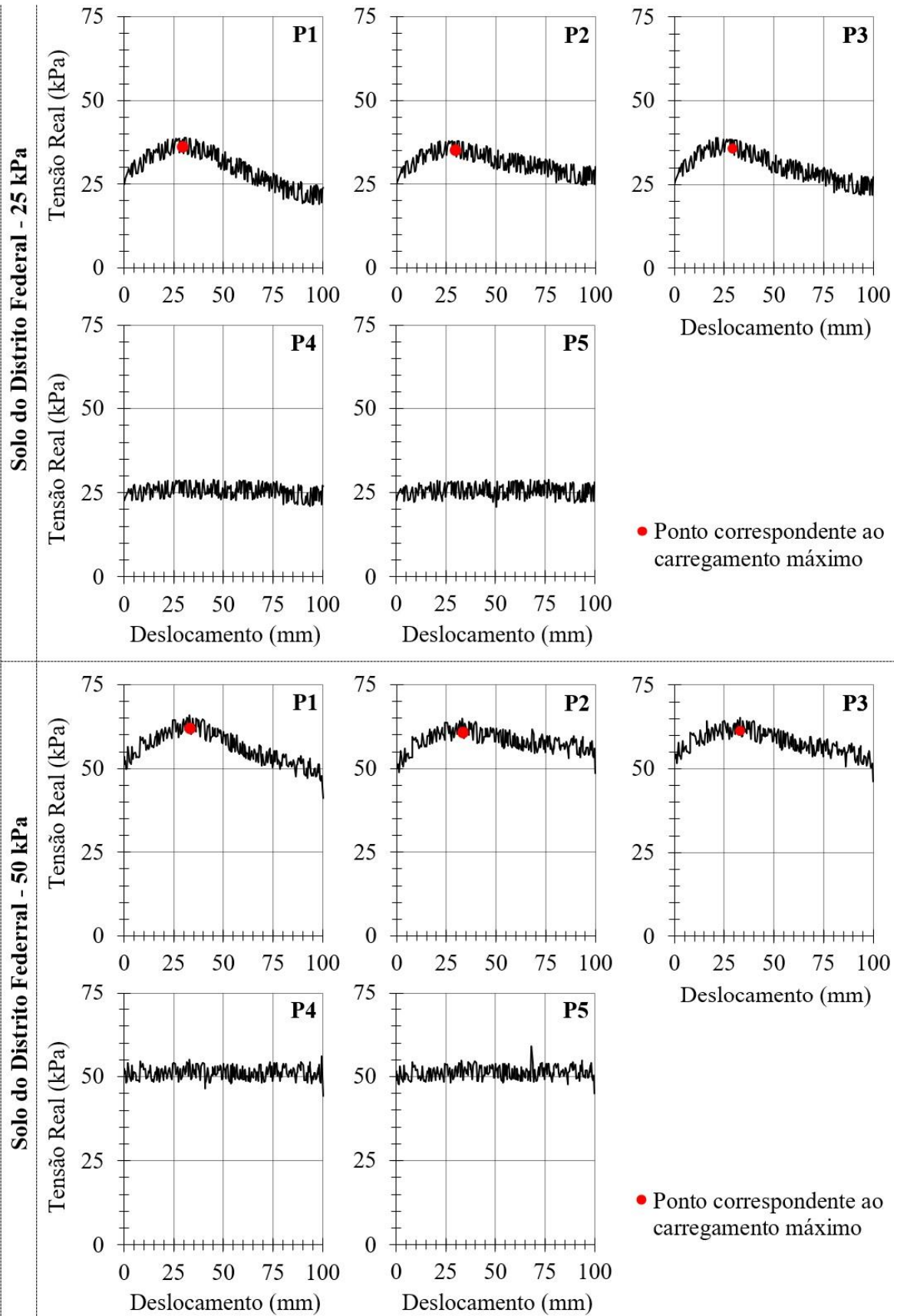


Figura D.39. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira metálica com ressaltos em solo do Distrito Federal.



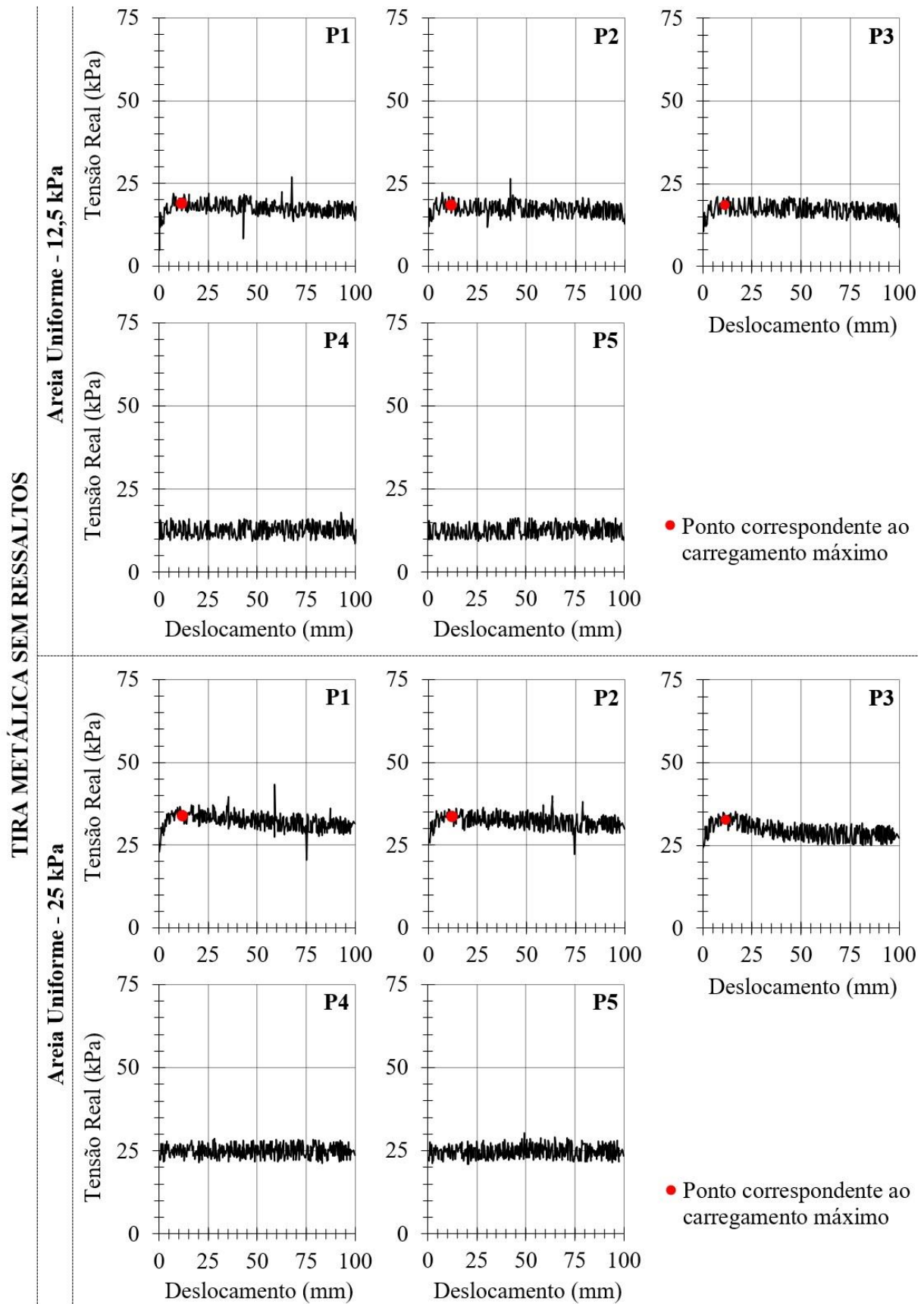


Figura D.40. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira metálica sem ressaltos em areia uniforme.

**TIRA METÁLICA SEM RESSALTOS**

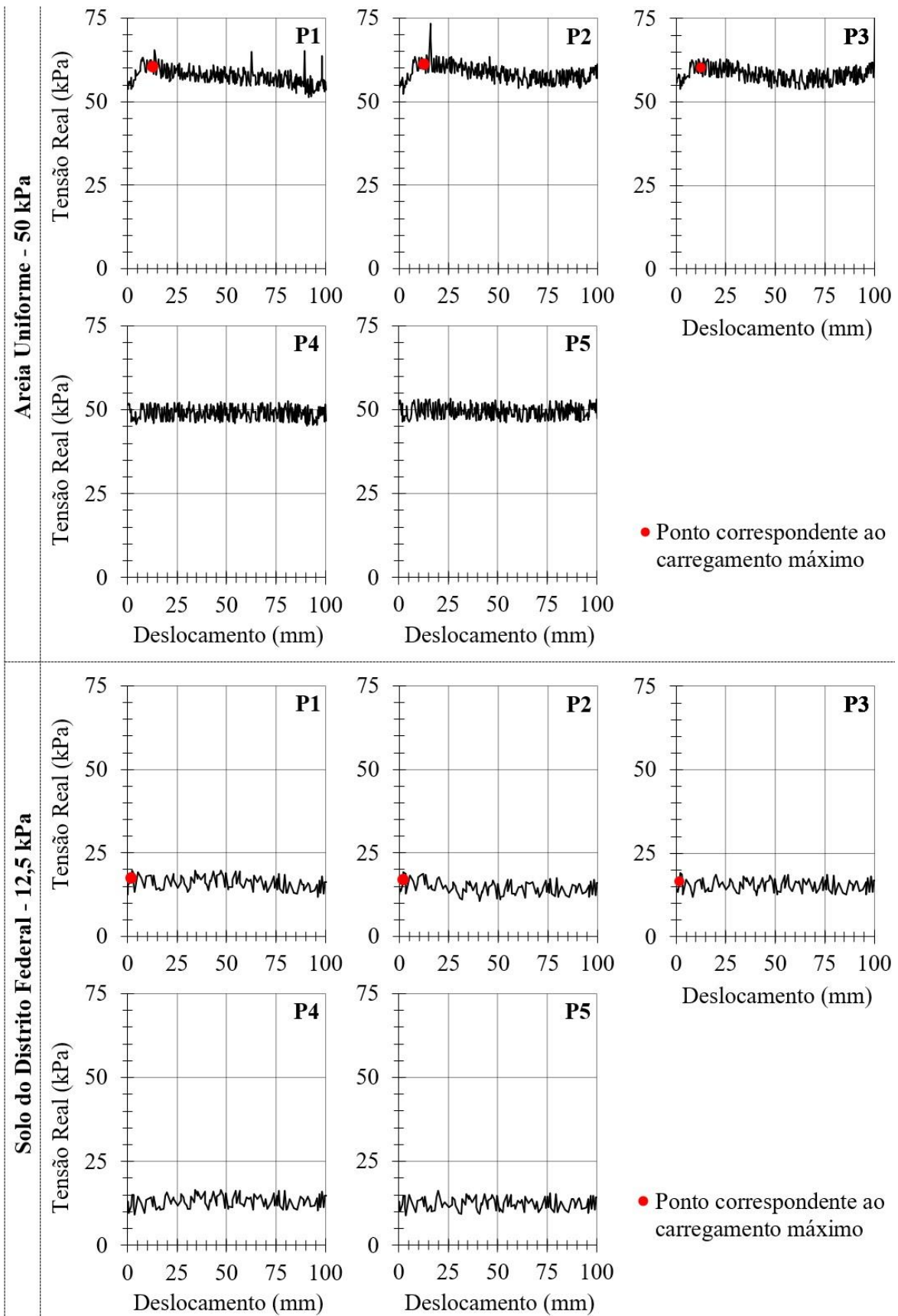


Figura D.41. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira metálica sem ressaltos em areia uniforme e em solo do Distrito Federal.

TIRA METÁLICA SEM RESSALTOS

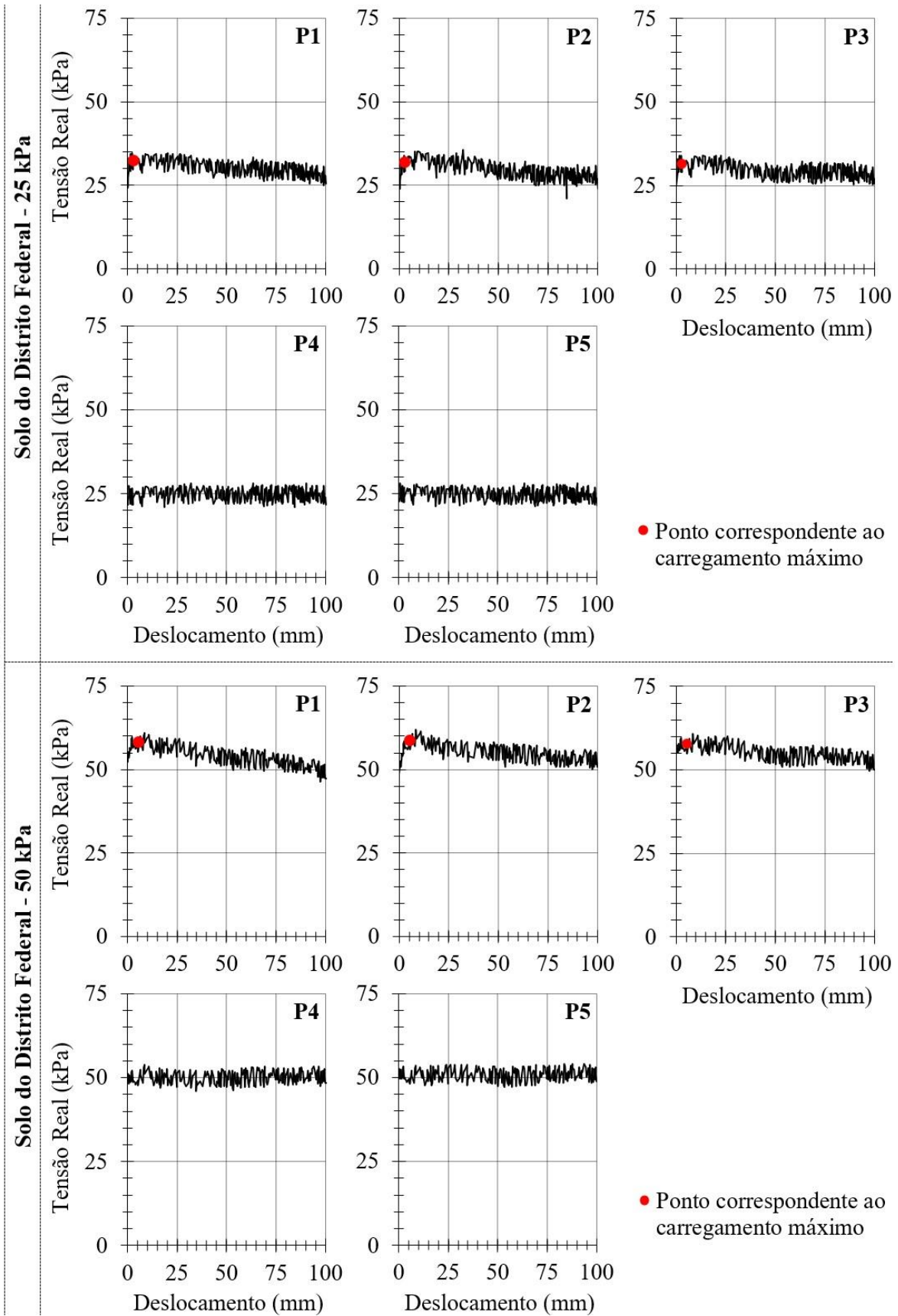


Figura D.42. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira metálica sem ressaltos em solo do Distrito Federal.

TIRA SINTÉTICA DE ALTA ADERÊNCIA

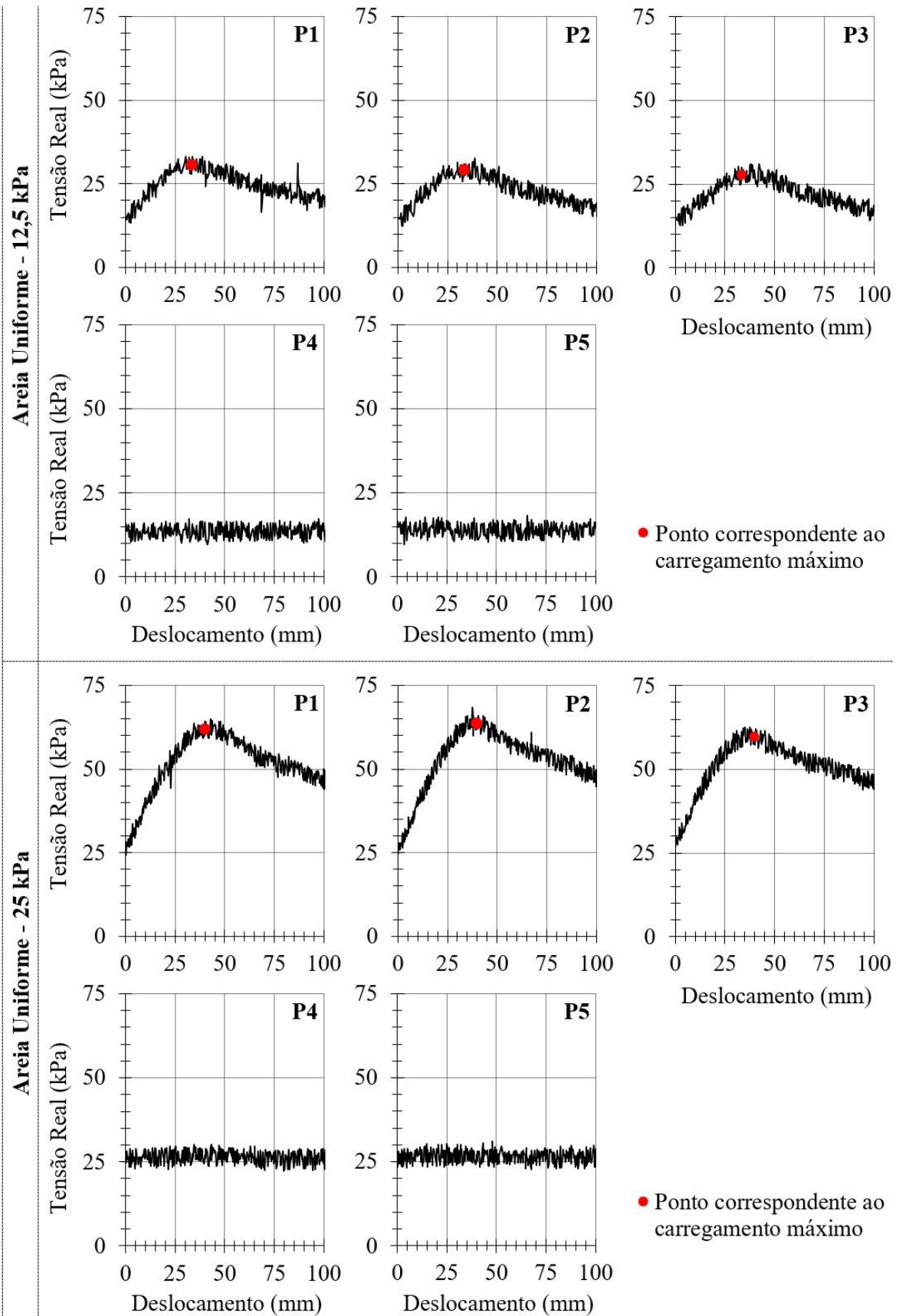


Figura D.43. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética de alta aderência em areia uniforme.



**TIRA SINTÉTICA DE ALTA ADERÊNCIA**

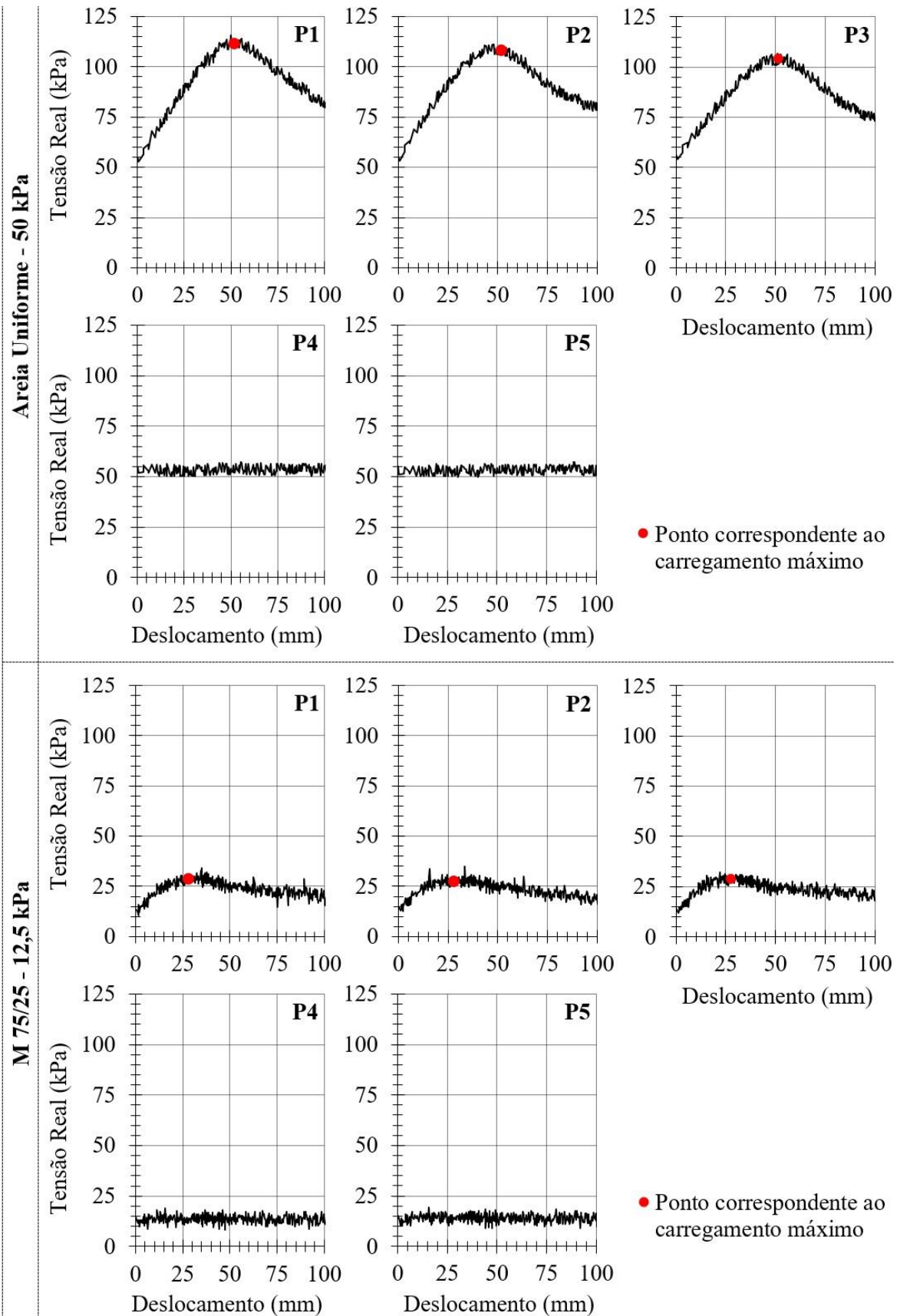


Figura D.44. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética de alta aderência em areia uniforme e mistura M 75/25.

TIRA SINTÉTICA DE ALTA ADERÊNCIA

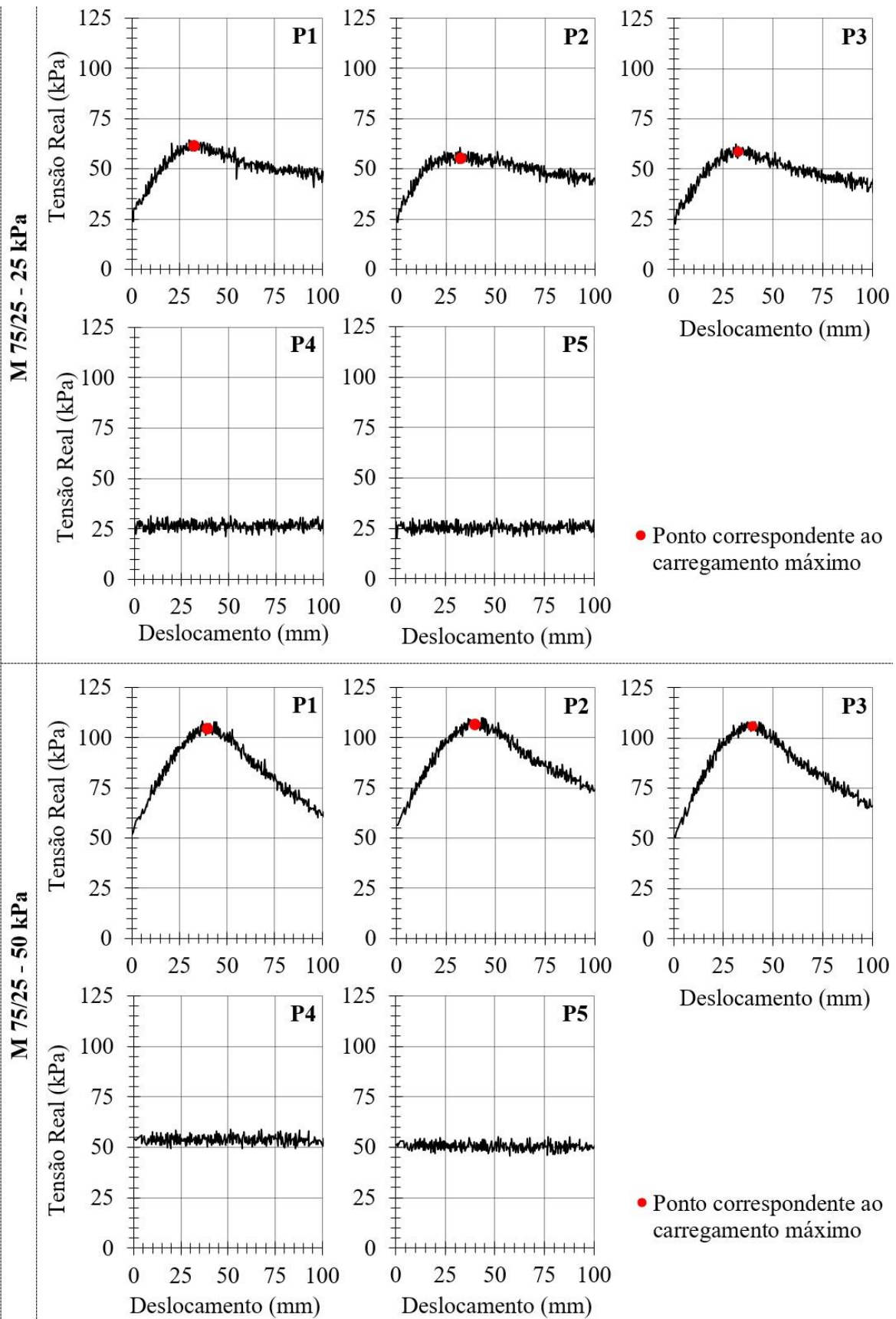


Figura D.45. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética de alta aderência em mistura M 75/25.

TIRA SINTÉTICA DE ALTA ADERÊNCIA

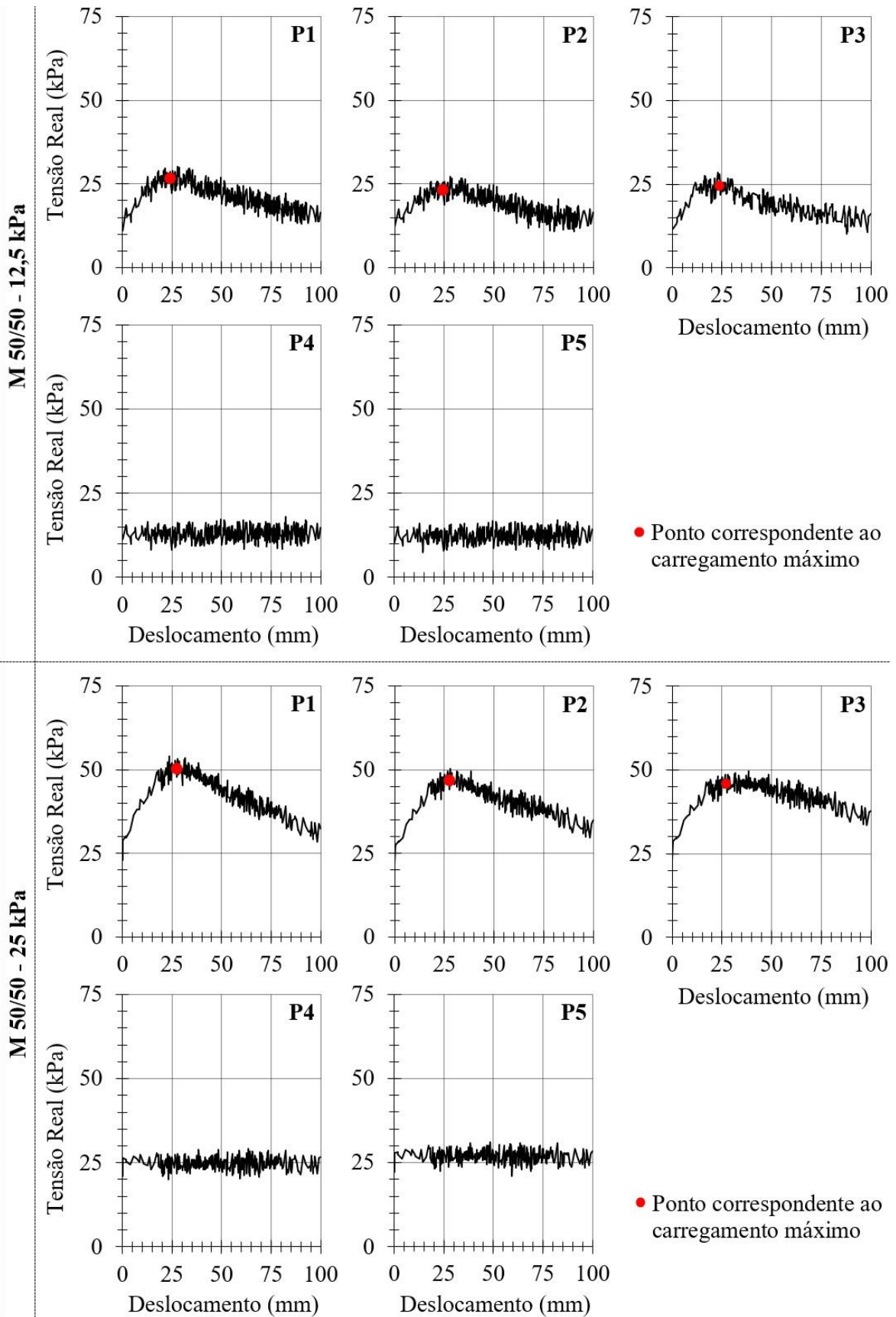


Figura D.46. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética de alta aderência em mistura M 50/50.

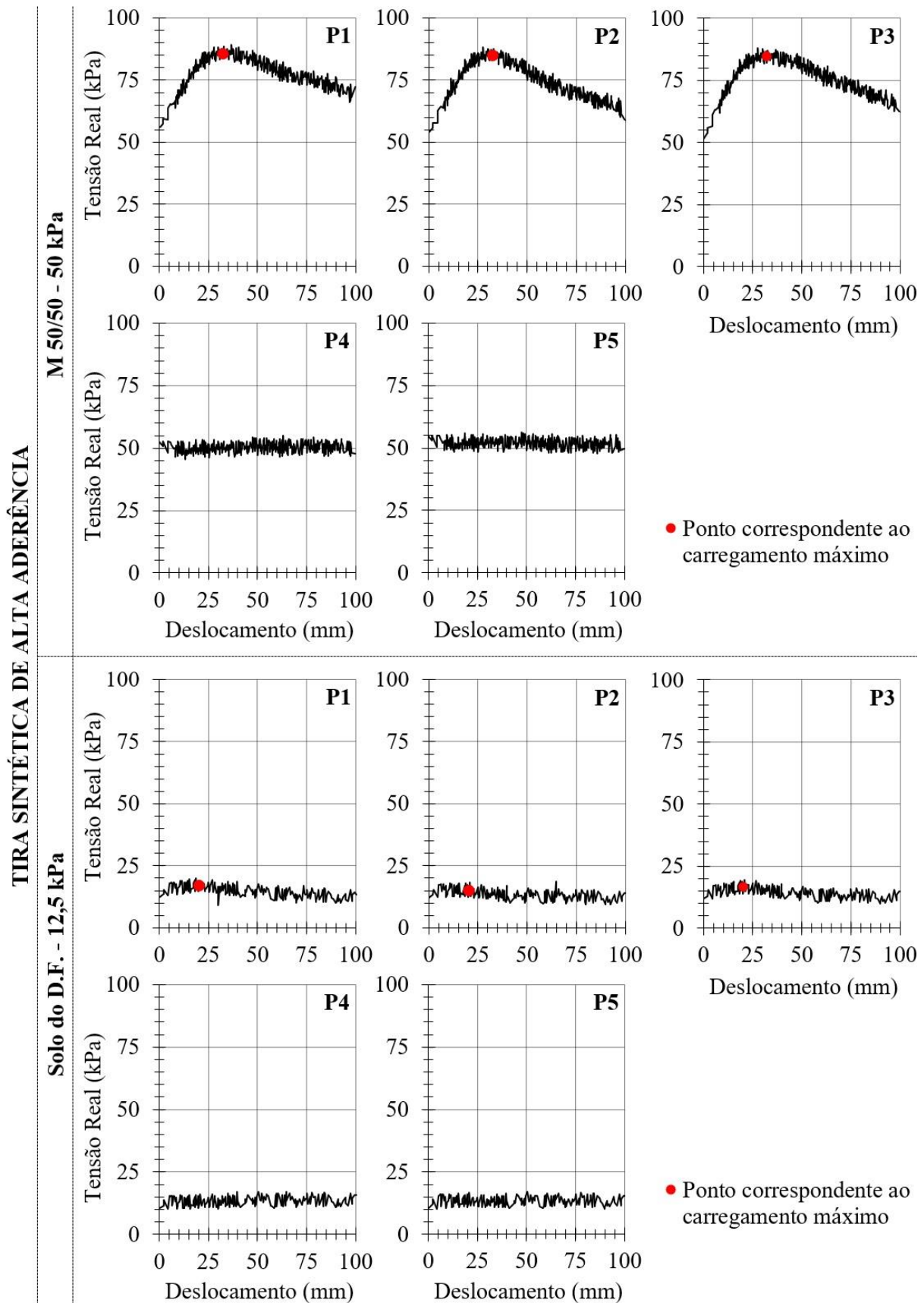


Figura D.47. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética de alta aderência em mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal.



TIRA SINTÉTICA DE ALTA ADERÊNCIA

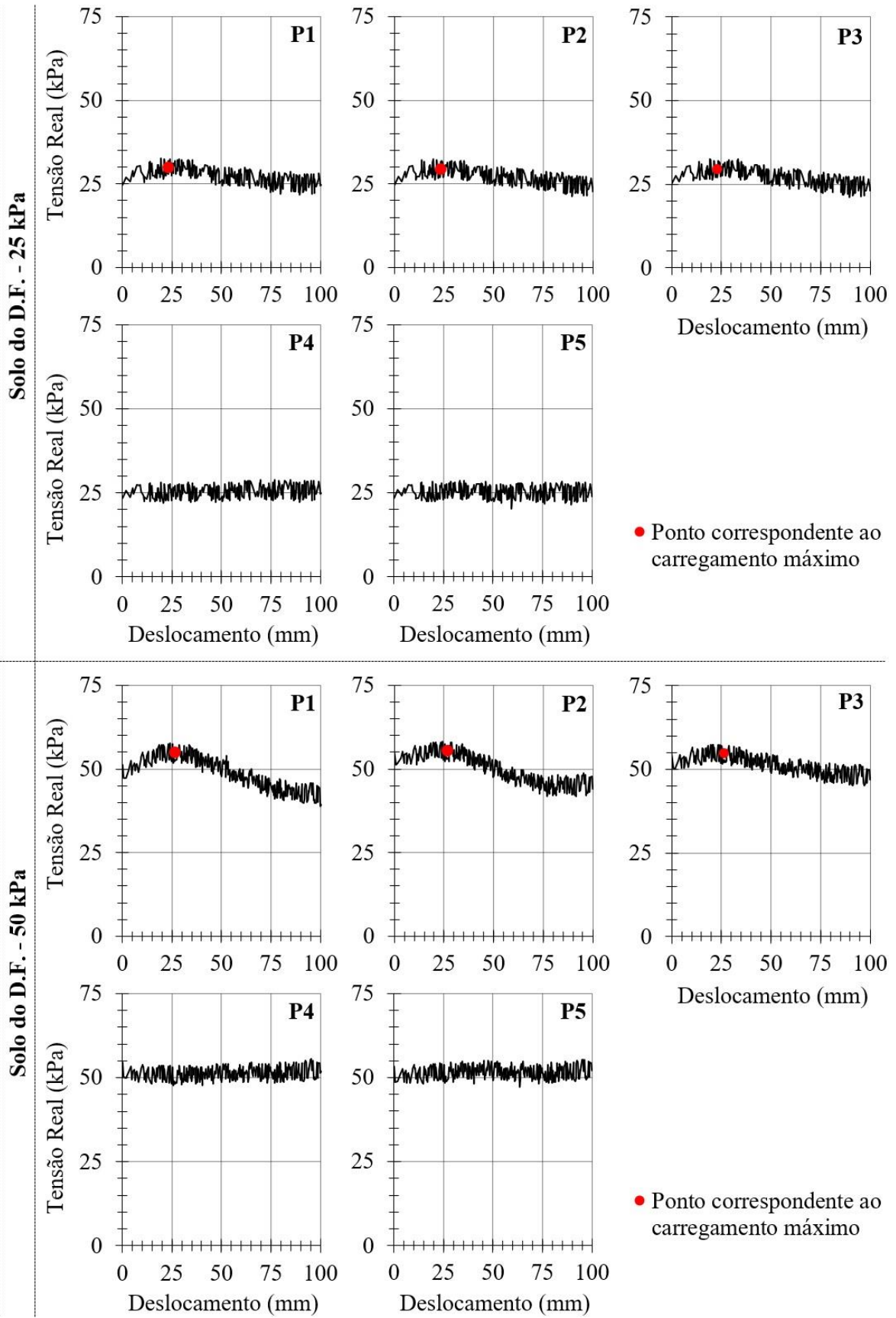


Figura D.48. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética de alta aderência em solo do Distrito Federal.

TIRA SINTÉTICA CONVENCIONAL

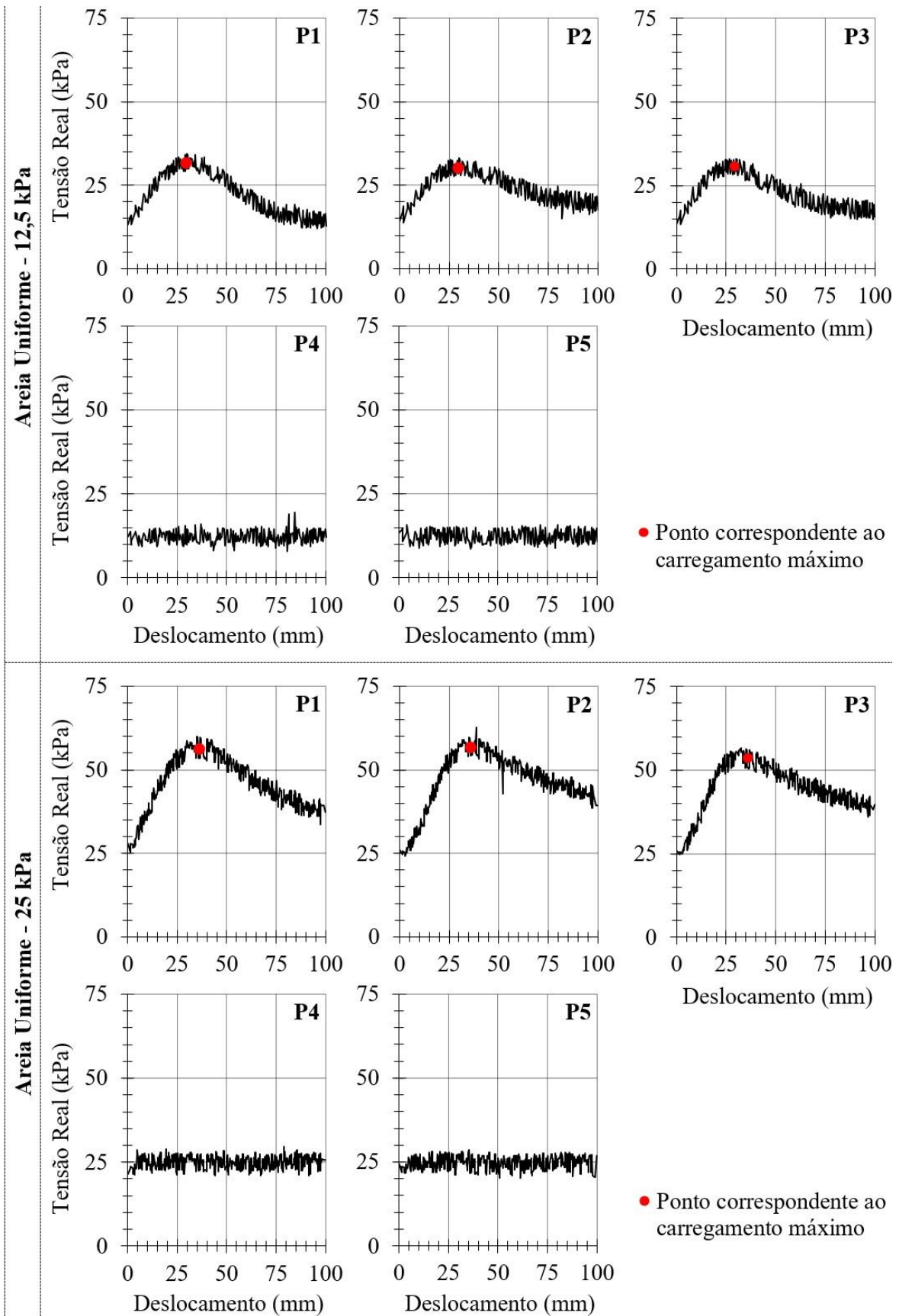


Figura D.49. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética convencional em areia uniforme.

TIRA SINTÉTICA CONVENCIONAL

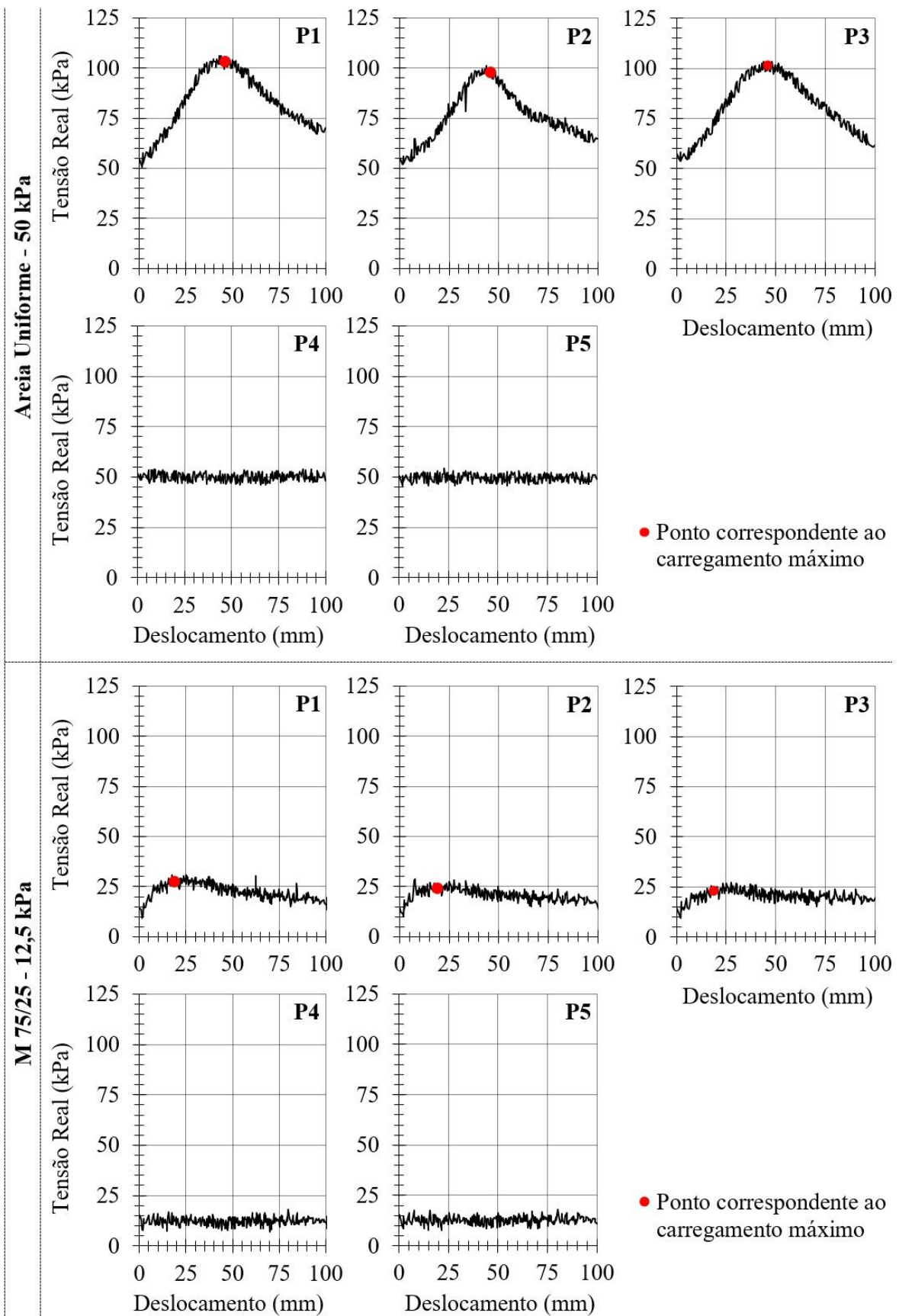


Figura D.50. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética convencional em areia uniforme e mistura M 75/25.

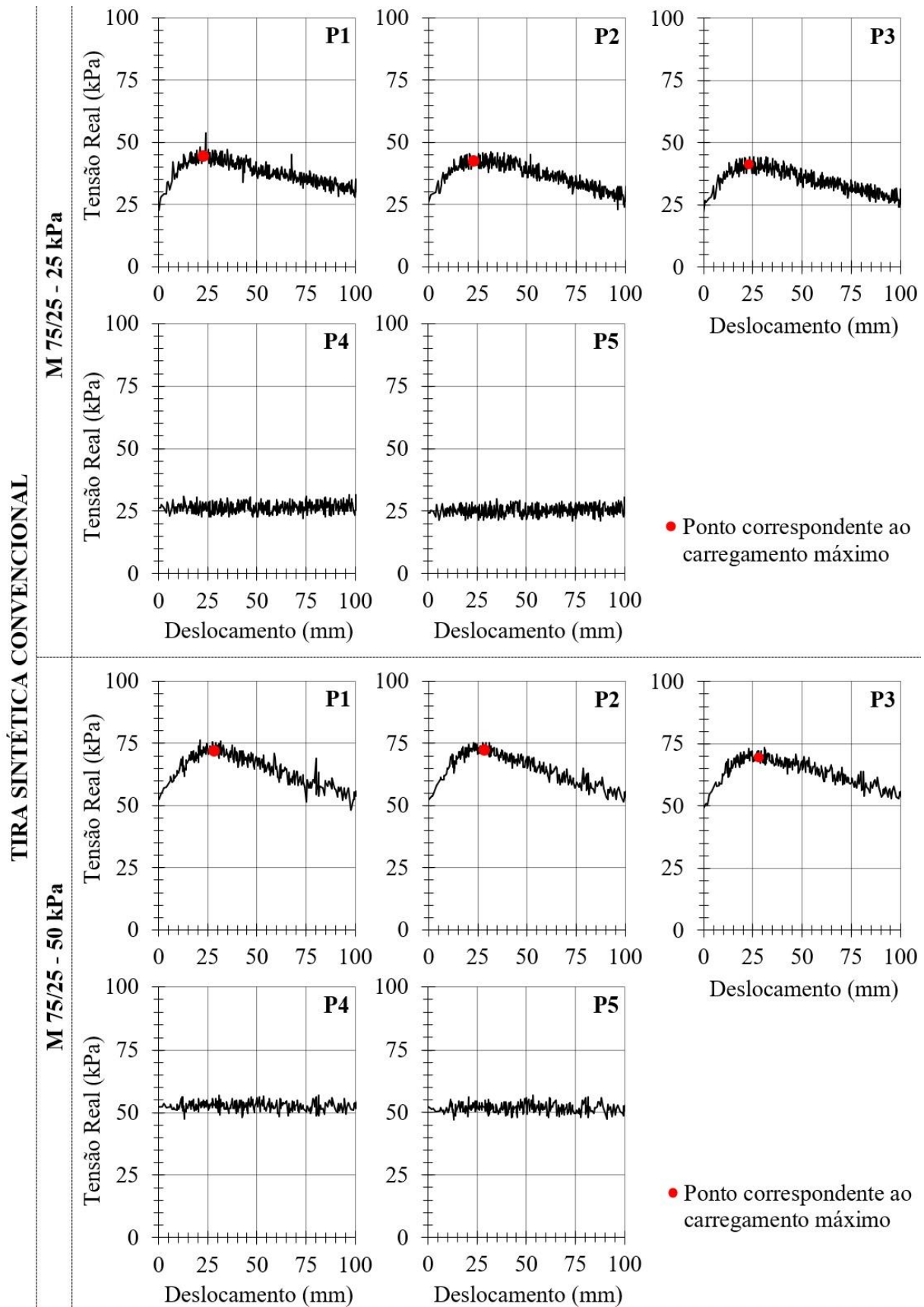


Figura D.51. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética convencional em mistura M 75/25.



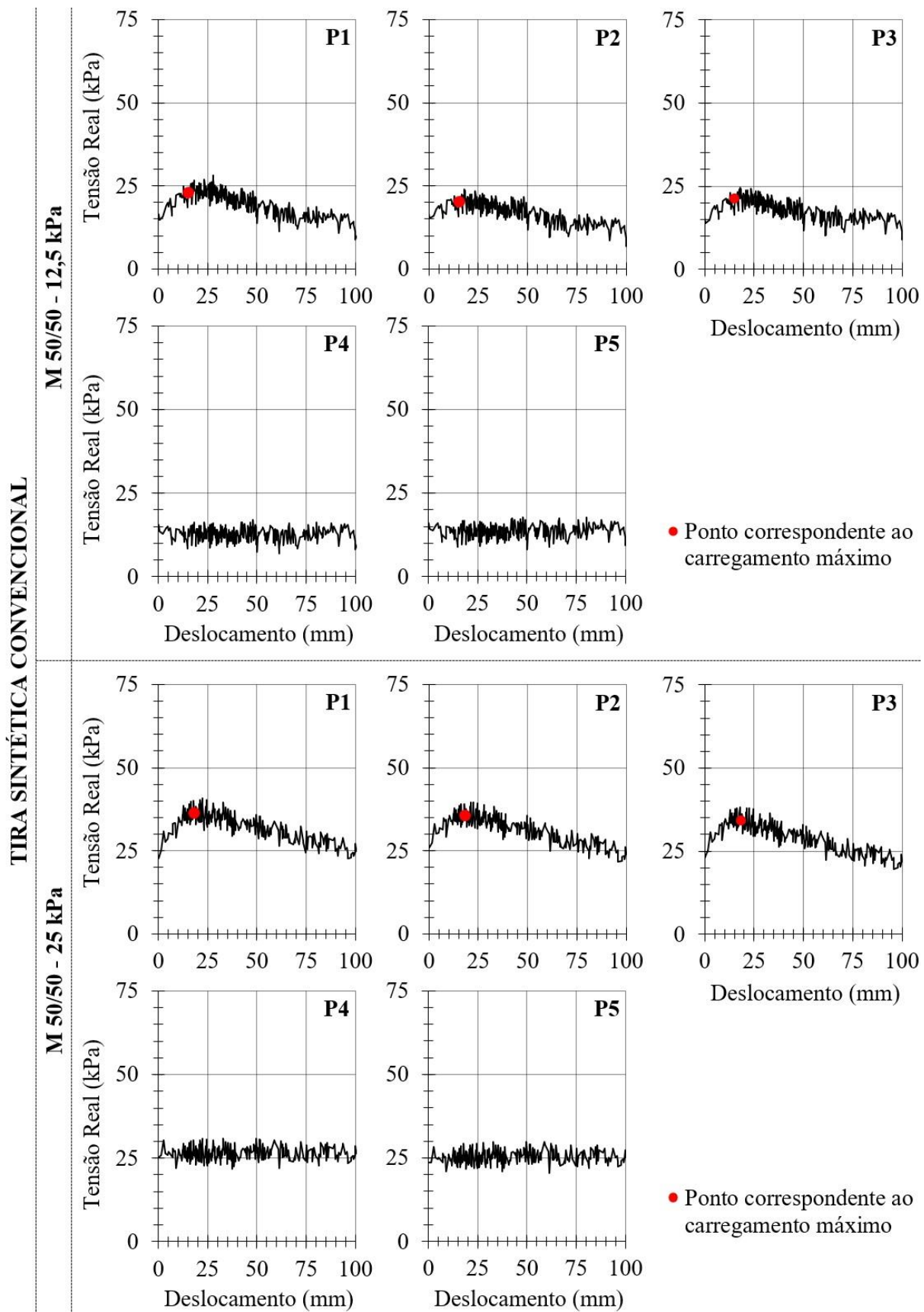


Figura D.52. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética convencional em mistura M 50/50.

TIRA SINTÉTICA CONVENCIONAL

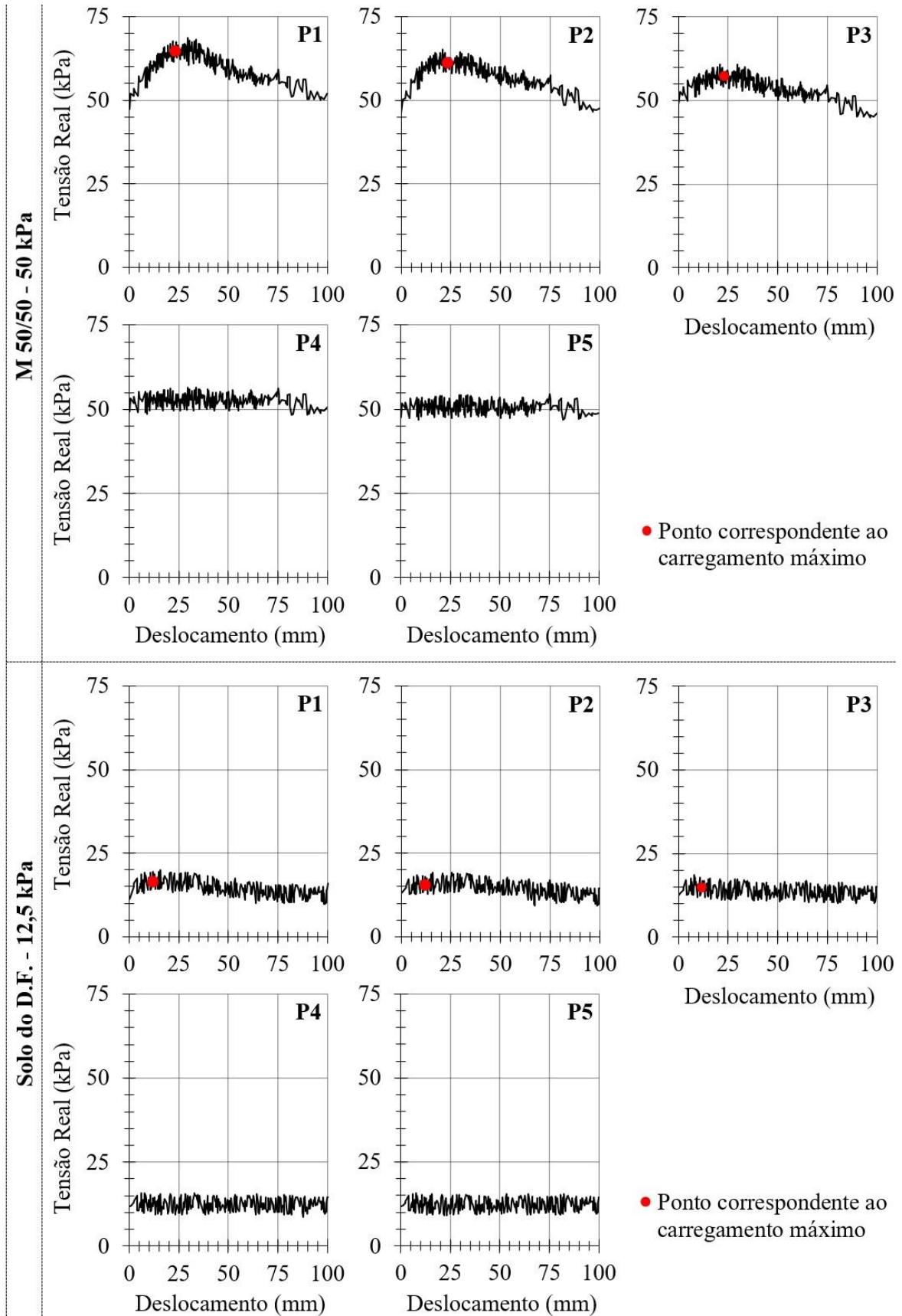


Figura D.53. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética convencional em mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal.

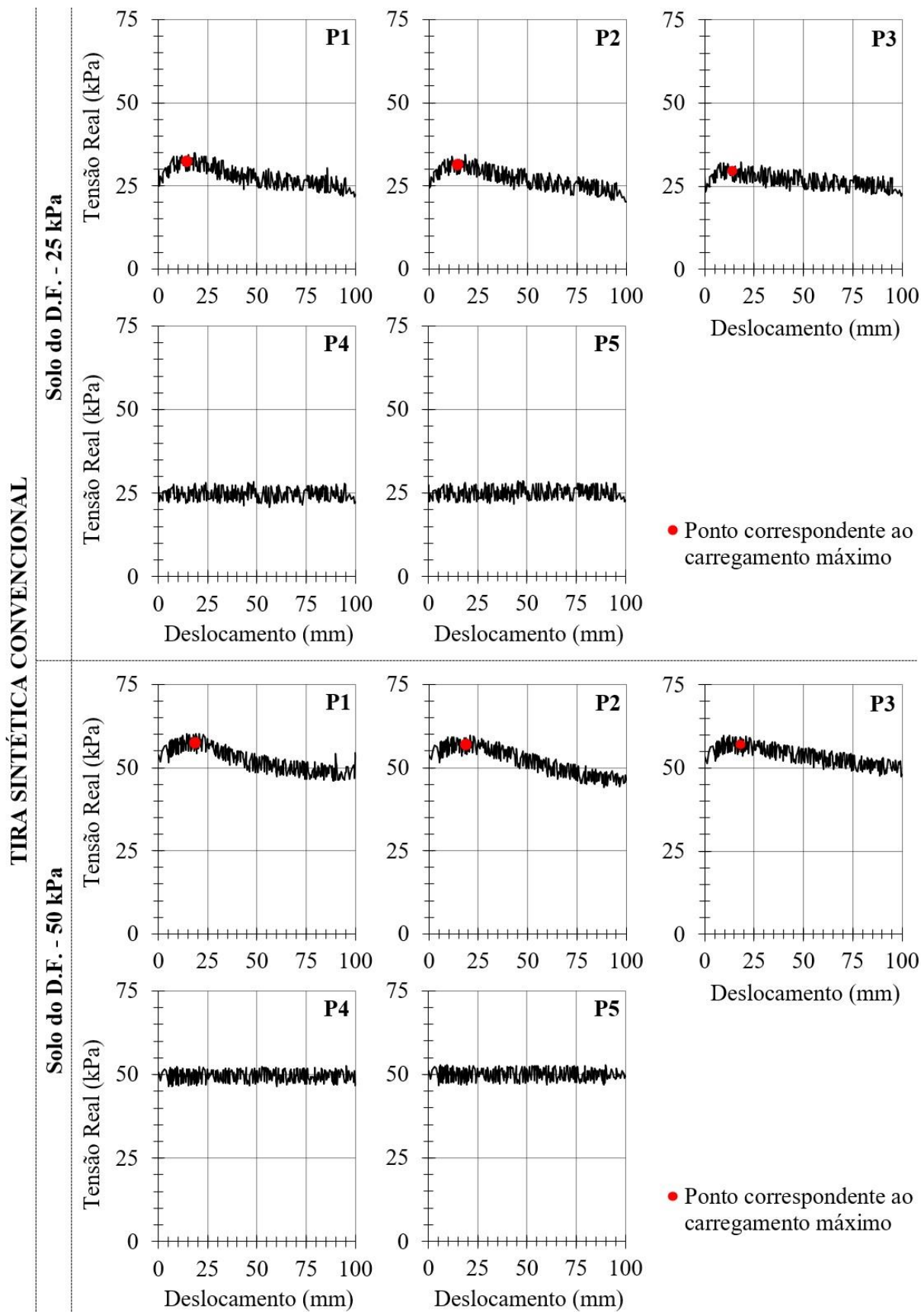


Figura D.54. Tensões normais reais medidas pelas células de tensões totais – tira sintética convencional em solo do Distrito Federal.

Tabela D.10. Acréscimo de tensões no solo sobre os elementos de reforço no pico de resistência – areia uniforme e mistura M 75/25.

		Areia Uniforme			M 75/25		
$\sigma'_{n0}$ (kPa)		12,5	25,0	50,0	12,5	25,0	50,0
Ref. 1	P1	28,6	57,4	76,3	20,4	51,1	67,2
	P2	11,1	21,5	36,7	7,9	17,7	24,3
	P3	27,8	51,8	80,1	18,4	47,3	64,2
	$\Delta\sigma'_n$ (kPa)	22,5	43,6	64,4	15,6	38,7	51,9
Ref. 2	P1	6,4	9,0	10,6	-	-	-
	P2	6,0	8,6	11,2	-	-	-
	P3	5,9	7,7	10,3	-	-	-
	$\Delta\sigma'_n$ (kPa)	6,1	8,4	10,7	-	-	-
Ref. 3	P1	18,1	36,9	61,7	16,2	36,4	54,7
	P2	16,6	38,6	58,3	15,1	30,4	56,8
	P3	15,1	34,7	54,0	16,2	33,5	55,6
	$\Delta\sigma'_n$ (kPa)	16,6	36,7	58,0	15,8	33,4	55,7
Ref. 4	P1	19,2	31,3	53,2	15,1	19,4	21,9
	P2	17,6	31,8	47,9	11,9	17,7	22,3
	P3	18,1	28,4	51,1	10,2	16,1	19,4
	$\Delta\sigma'_n$ (kPa)	18,3	30,5	50,7	12,4	17,7	21,2

Tabela D.11. Acréscimo de tensões no solo sobre os elementos de reforço no pico de resistência – mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal.

		M 50/50			Solo do D.F.		
$\sigma'_{n0}$ (kPa)		12,5	25,0	50,0	12,5	25,0	50,0
Ref. 1	P1	17,4	23,6	29,3	9,2	11,1	12,0
	P2	13,4	16,3	19,7	7,8	10,2	10,8
	P3	15,9	25,3	26,4	8,1	10,7	11,2
	$\Delta\sigma'_n$ (kPa)	15,6	21,7	25,1	8,4	10,7	11,4
Ref. 2	P1	-	-	-	5,0	7,3	8,3
	P2	-	-	-	4,5	7,0	8,7
	P3	-	-	-	4,0	6,5	7,8
	$\Delta\sigma'_n$ (kPa)	-	-	-	4,3	6,9	8,3
Ref. 3	P1	14,2	25,4	35,7	4,6	4,9	5,0
	P2	10,8	21,9	35,1	2,5	4,4	5,6
	P3	11,9	20,8	34,6	3,9	4,4	4,7
	$\Delta\sigma'_n$ (kPa)	12,3	22,7	35,1	3,7	4,6	5,1
Ref. 4	P1	10,4	11,3	14,6	4,1	7,3	7,9
	P2	7,8	10,6	11,3	3,1	6,5	7,0
	P3	8,6	9,2	7,1	2,3	4,4	7,0
	$\Delta\sigma'_n$ (kPa)	8,9	10,4	11,0	3,2	6,1	7,3



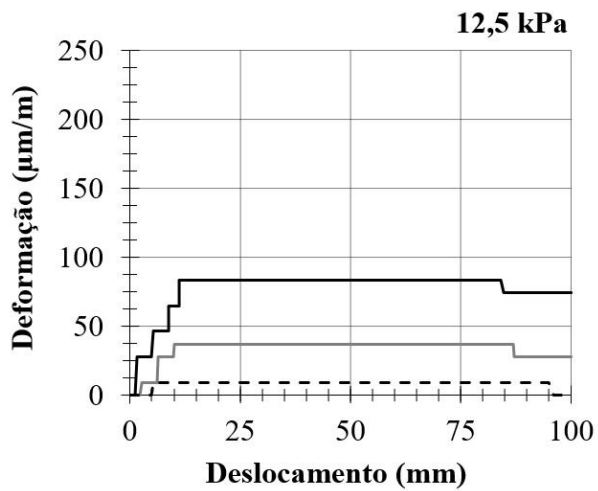
Tabela D.12. Coeficientes de atrito real solo-reforço na interface ( $f$ ) – areia uniforme e mistura M 75/25.

		Areia Uniforme			M 75/25		
Ref. 1	$\sigma'_{n0}$ (kPa)	12,5	25,0	50,0	12,5	25,0	50,0
	$\Delta\sigma'_n$ (kPa)	22,5	43,6	64,4	15,6	38,7	51,9
	$f^*$	3,84	2,89	2,16	2,85	2,46	1,76
	$f$	1,37	1,05	0,94	1,27	0,96	0,86
Ref. 2	$\sigma'_{n0}$ (kPa)	12,5	25,0	50,0	-	-	-
	$\Delta\sigma'_n$ (kPa)	6,1	8,4	10,7	-	-	-
	$f^*$	0,94	0,66	0,51	-	-	-
	$f$	0,63	0,50	0,42	-	-	-
Ref. 3	$\sigma'_{n0}$ (kPa)	12,5	25,0	50,0	12,5	25,0	50,0
	$\Delta\sigma'_n$ (kPa)	16,6	36,7	58,0	15,8	33,4	55,7
	$f^*$	2,58	2,02	1,62	2,36	1,84	1,40
	$f$	1,11	0,82	0,75	1,04	0,79	0,66
Ref. 4	$\sigma'_{n0}$ (kPa)	12,5	25,0	50,0	12,5	25,0	50,0
	$\Delta\sigma'_n$ (kPa)	18,3	30,5	50,7	12,4	17,7	21,2
	$f^*$	2,52	1,88	1,50	1,86	1,27	0,86
	$f$	1,02	0,84	0,75	0,93	0,74	0,60

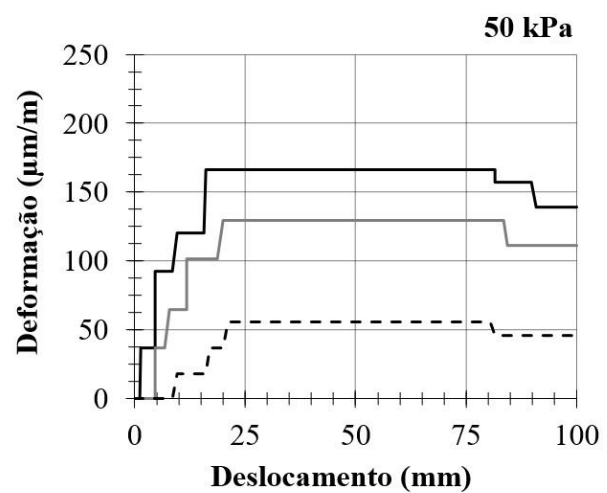
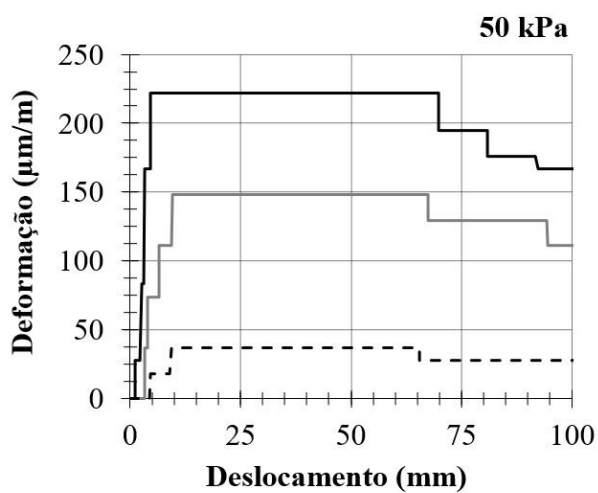
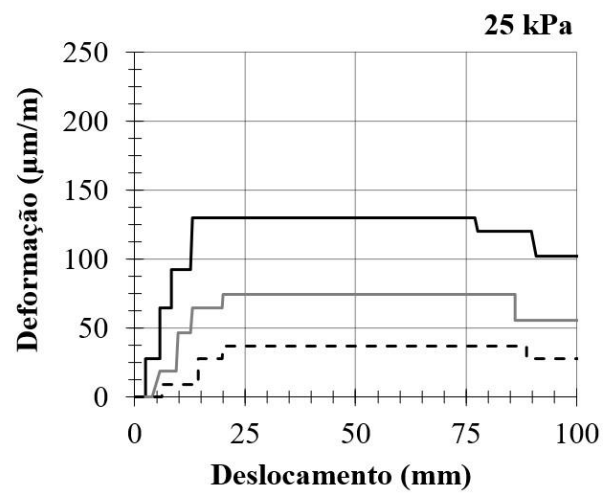
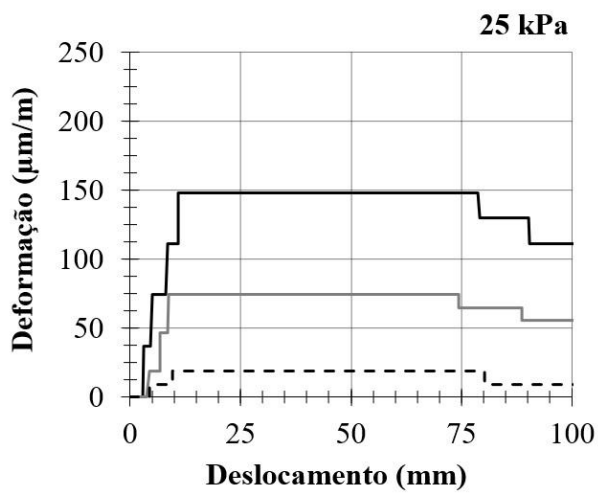
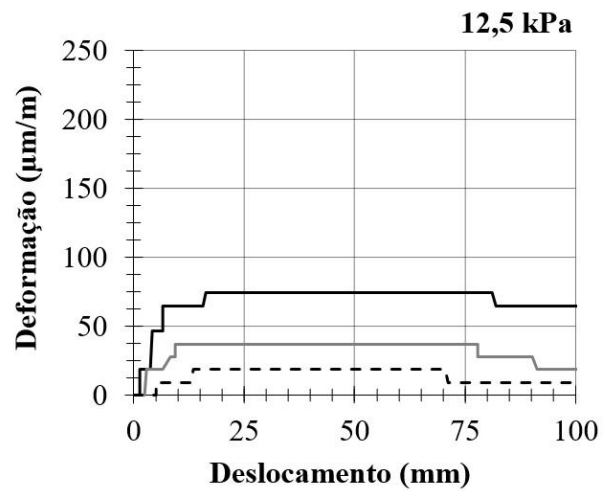
Tabela D.13. Coeficientes de atrito real solo-reforço na interface ( $f$ ) – mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal.

		M 50/50			Solo do D.F.		
Ref. 1	$\sigma'_{n0}$ (kPa)	12,5	25,0	50,0	12,5	25,0	50,0
	$\Delta\sigma'_n$ (kPa)	15,6	21,7	25,1	8,4	10,7	11,4
	$f^*$	1,54	1,03	0,64	1,21	0,75	0,44
	$f$	0,69	0,55	0,43	0,72	0,52	0,36
Ref. 2	$\sigma'_{n0}$ (kPa)	-	-	-	12,5	25,0	50,0
	$\Delta\sigma'_n$ (kPa)	-	-	-	4,3	6,9	8,3
	$f^*$	-	-	-	0,85	0,60	0,39
	$f$	-	-	-	0,63	0,47	0,34
Ref. 3	$\sigma'_{n0}$ (kPa)	12,5	25,0	50,0	12,5	25,0	50,0
	$\Delta\sigma'_n$ (kPa)	12,3	22,7	35,1	3,7	4,6	5,1
	$f^*$	1,98	1,36	0,86	0,92	0,62	0,44
	$f$	1,00	0,71	0,51	0,71	0,52	0,40
Ref. 4	$\sigma'_{n0}$ (kPa)	12,5	25,0	50,0	12,5	25,0	50,0
	$\Delta\sigma'_n$ (kPa)	8,9	10,4	11,0	3,2	6,1	7,3
	$f^*$	1,43	0,96	0,61	0,84	0,58	0,41
	$f$	0,83	0,68	0,50	0,67	0,47	0,36

**(A) Areia Uniforme:**



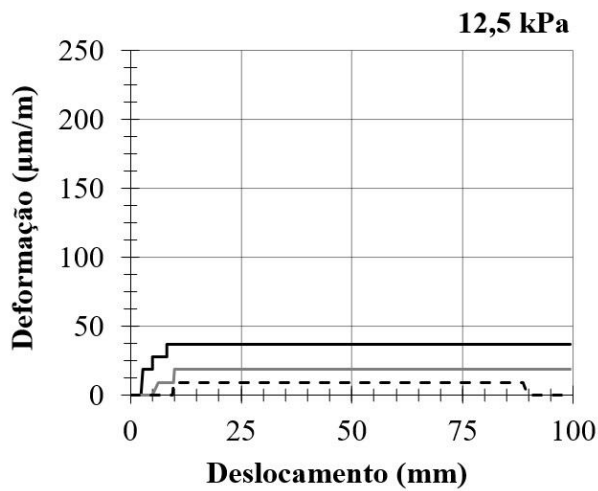
**(B) M 75/25:**



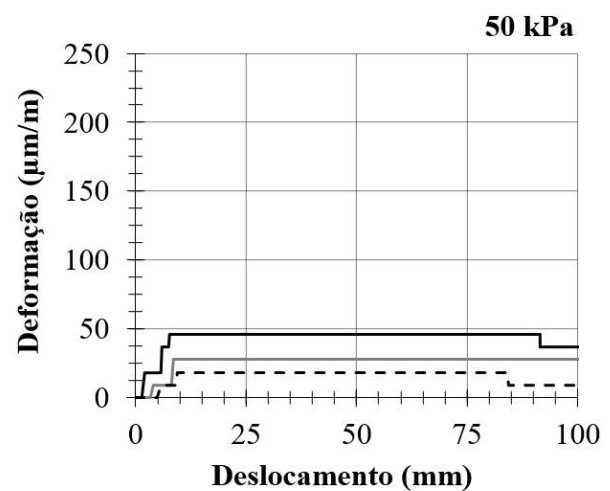
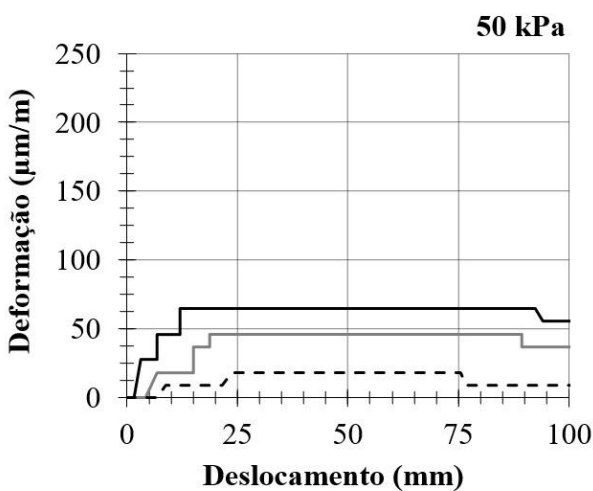
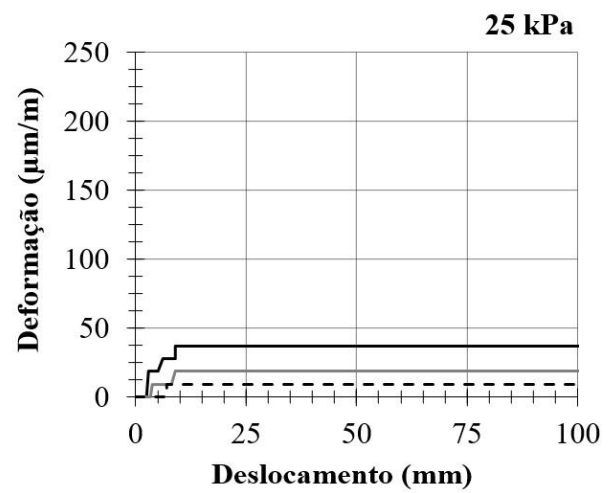
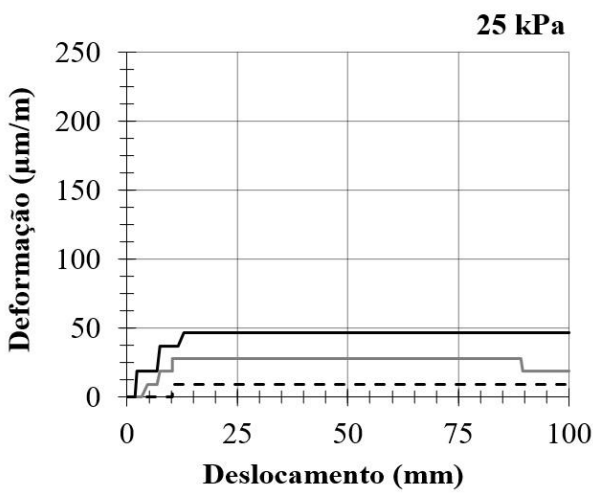
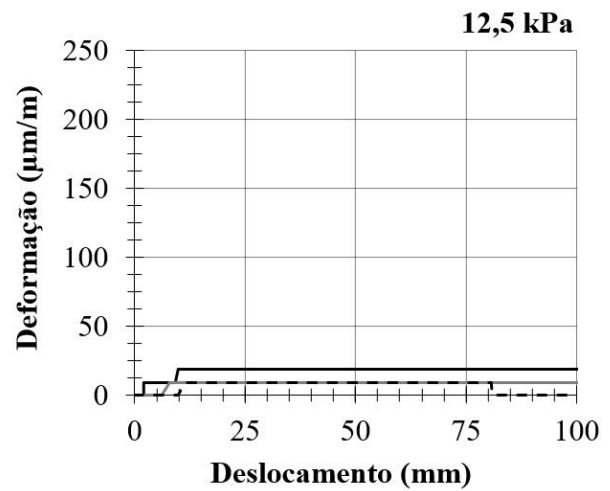
— EE 1    - - - EE 2    . . . EE 3

Figura D.55. Deformações registradas pelos extensômetros EE 1, EE 2 e EE 3 nas tiras metálicas com ressaltos – areia uniforme e mistura M 75/25.

(A) M 50/50:



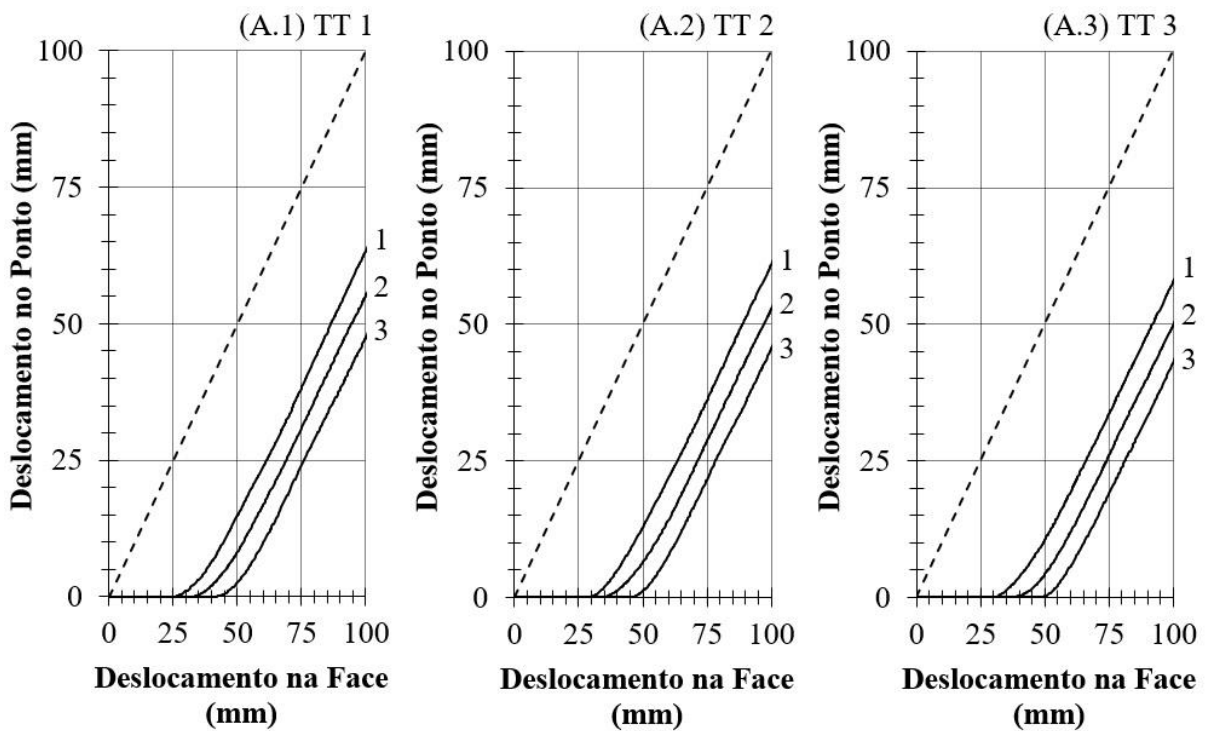
(B) Solo do Distrito Federal:



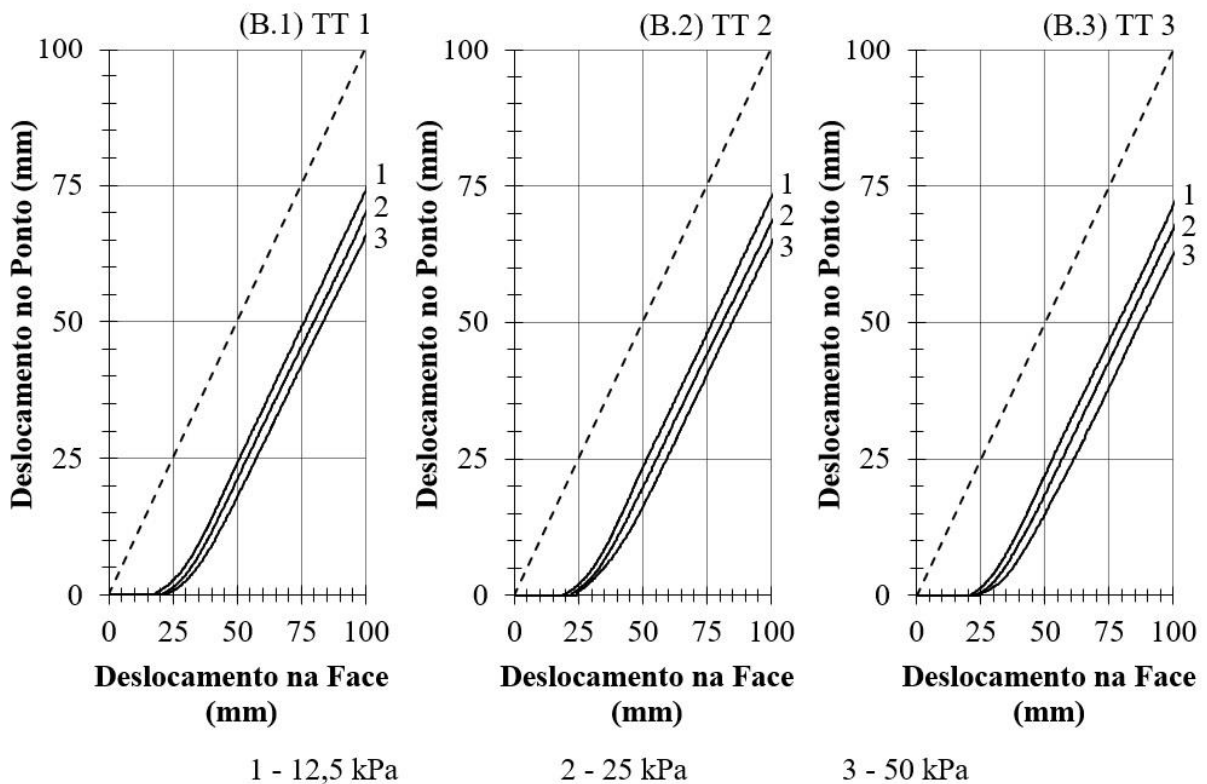
— EE 1    - - - EE 2    . . . EE 3

Figura D.56. Deformações registradas pelos extensômetros EE 1, EE 2 e EE 3 nas tiras metálicas com ressaltos – M 50/50 e solo do Distrito Federal.

**(A) Areia Uniforme:**



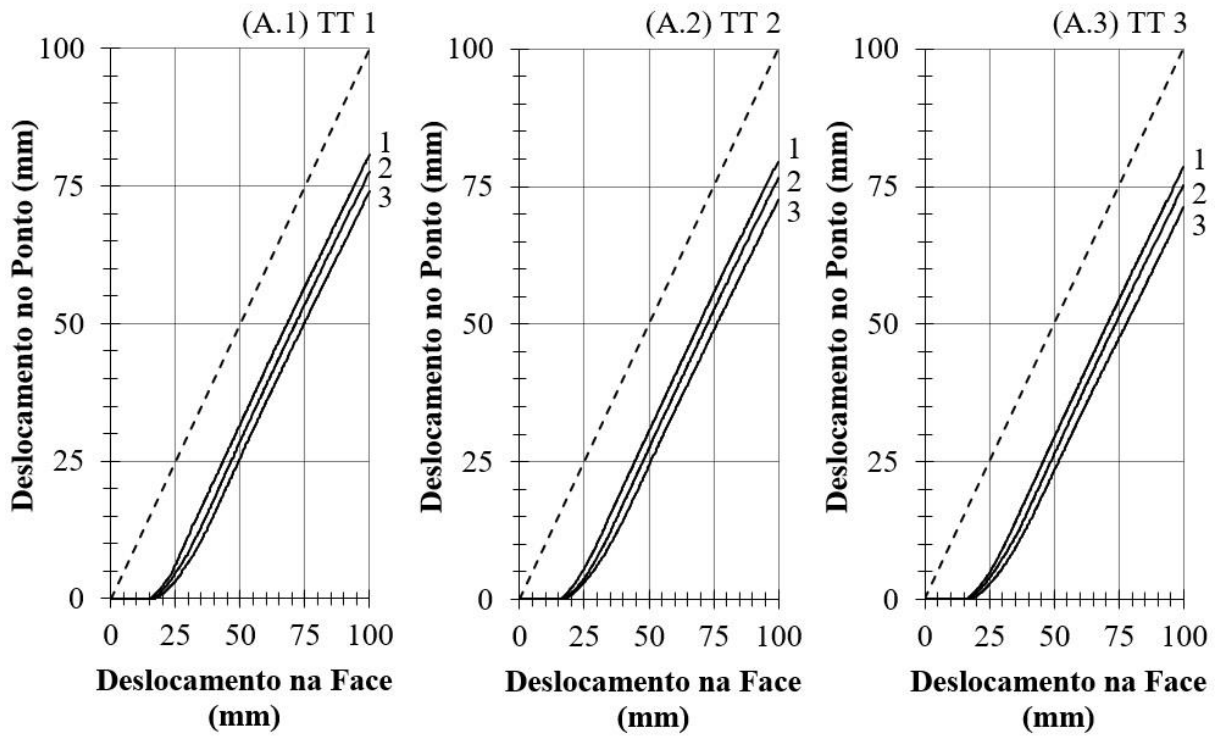
**(B) Mistura M 75/25:**



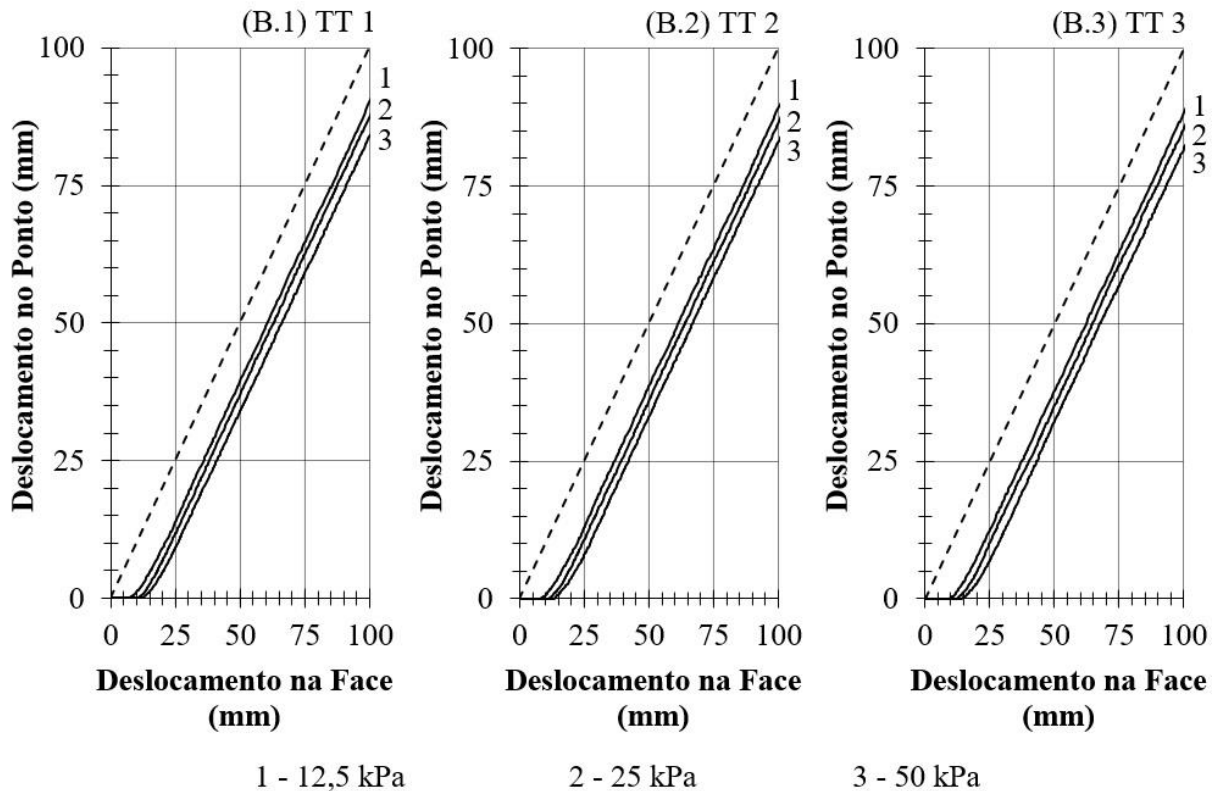
----- Deslocamento presumido para tiras metálicas

Figura D.57. Deslocamentos internos registrados pelos *tell-tales* (TT 1, TT 2 e TT 3) instalados nas tiras sintéticas de alta aderência – areia uniforme e mistura M 75/25.

**(C) Mistura M 50/50:**



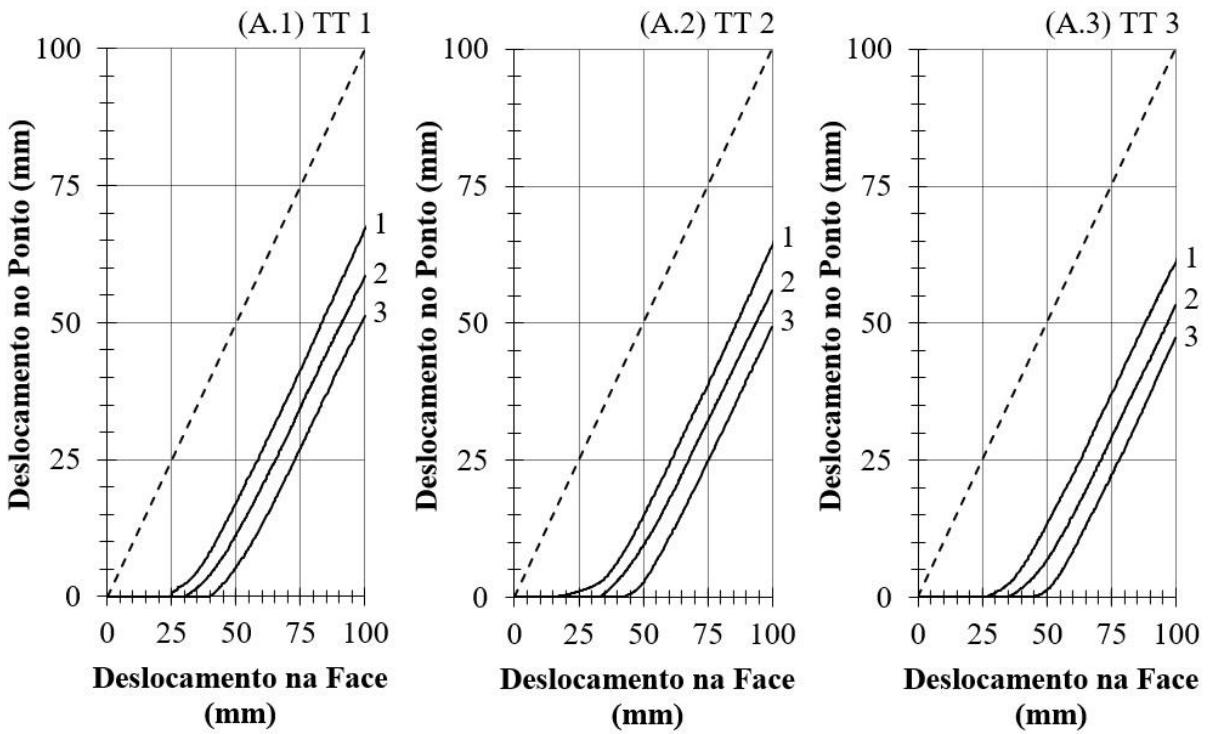
**(D) Solo do Distrito Federal:**



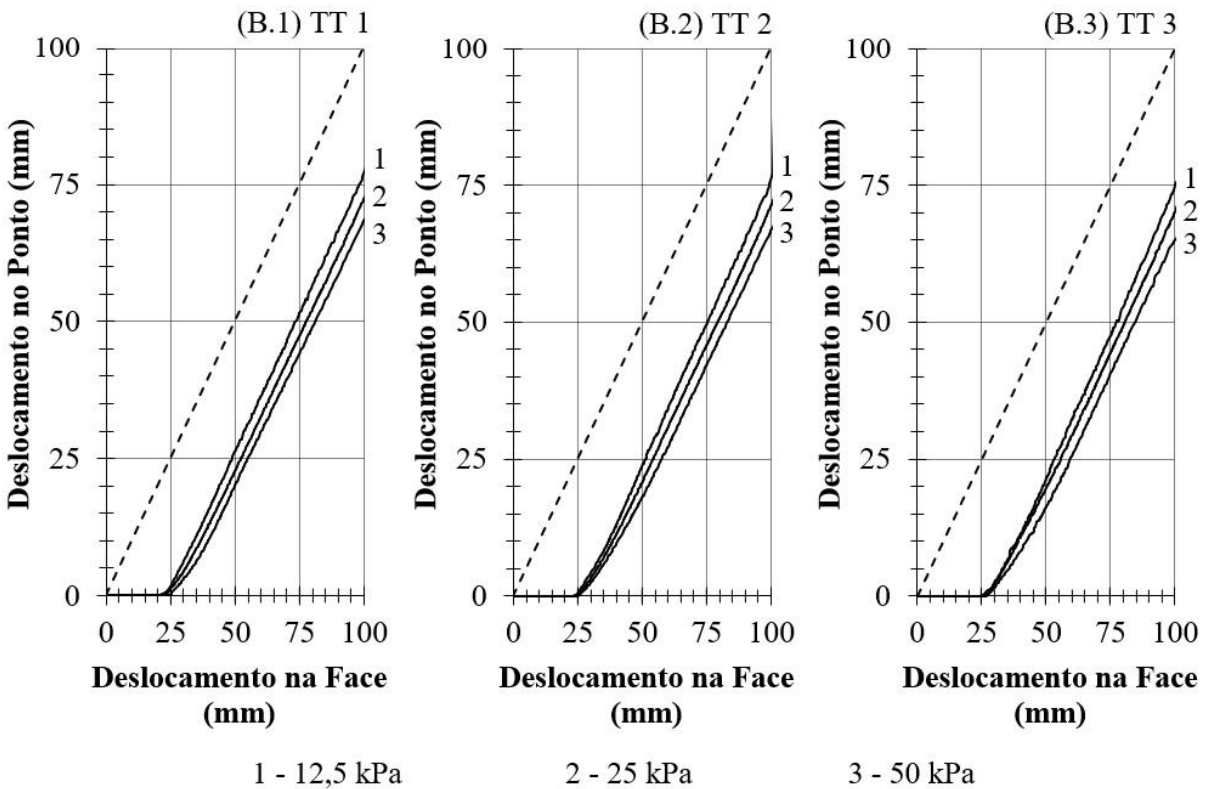
---- Deslocamento presumido para tiras metálicas

Figura D.58. Deslocamentos internos registrados pelos *tell-tales* (TT 1, TT 2 e TT 3) instalados nas tiras sintéticas de alta aderência – mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal.

**(A) Areia Uniforme:**



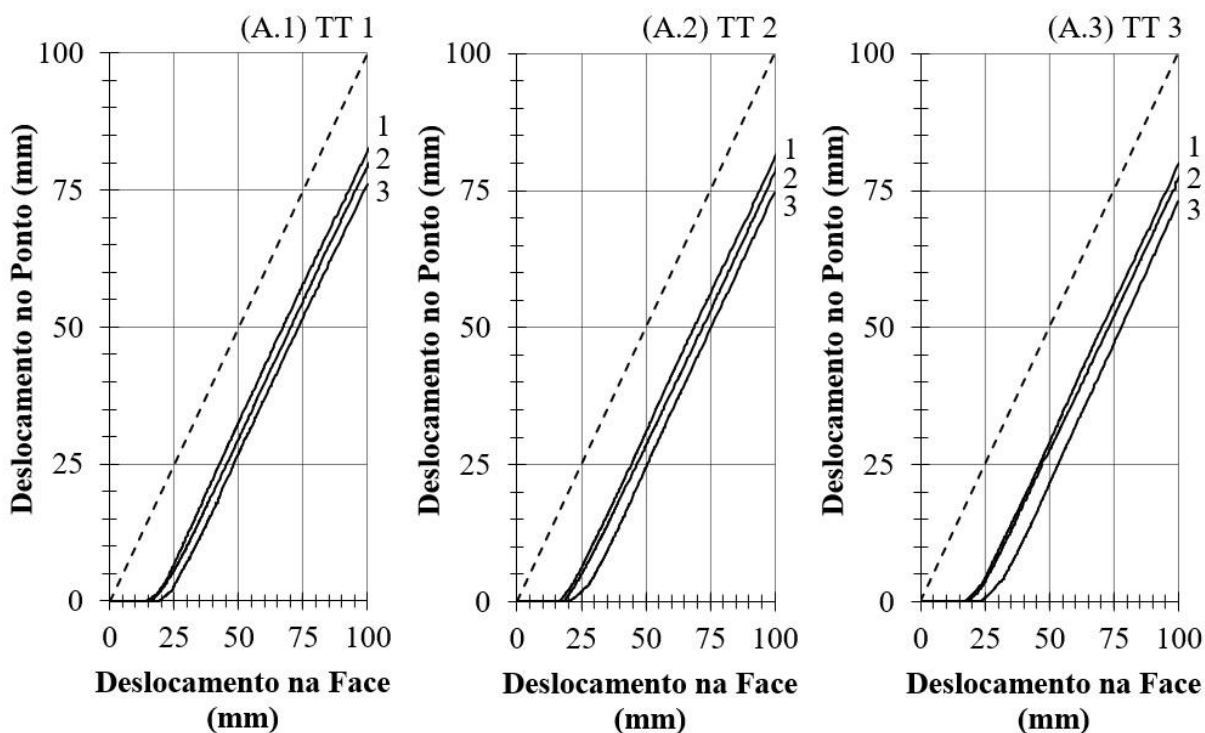
**(B) Mistura M 75/25:**



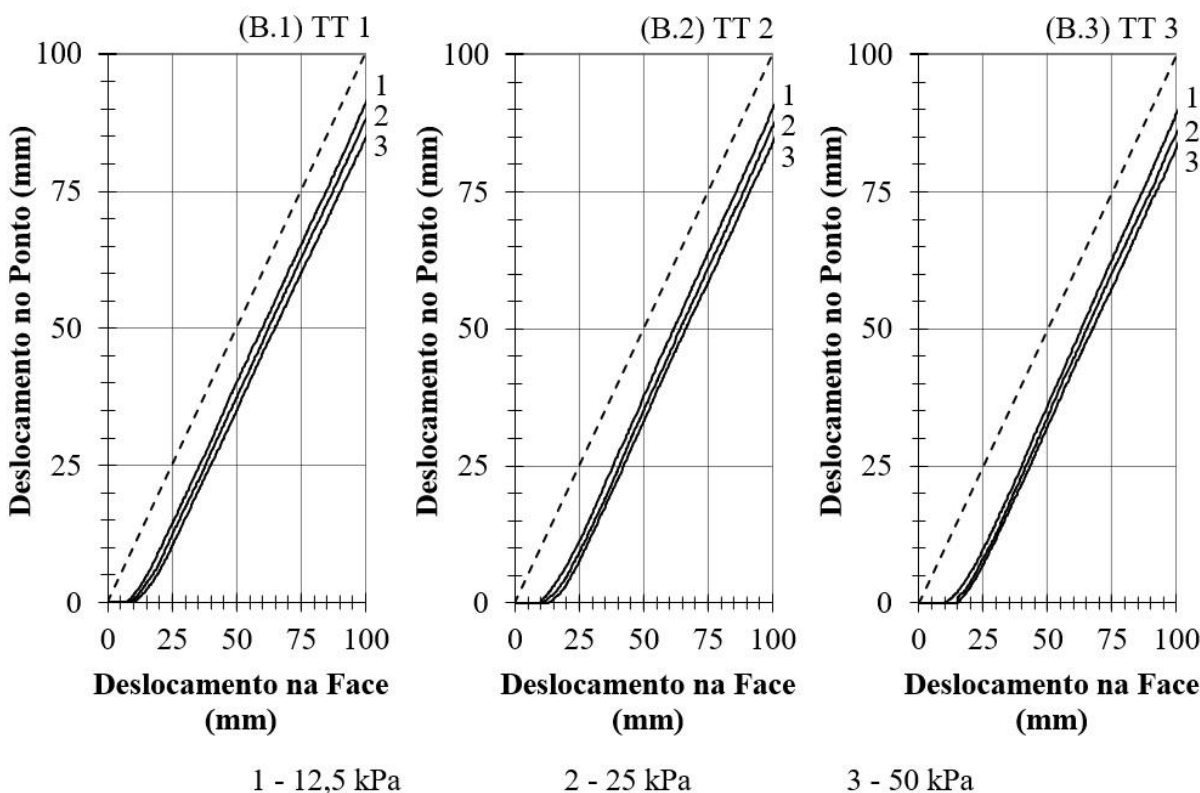
----- Deslocamento presumido para tiras metálicas

Figura D.59. Deslocamentos internos registrados pelos *tell-tales* (TT 1, TT 2 e TT 3) instalados nas tiras sintéticas convencionais – areia uniforme e mistura M 75/25.

**(C) Mistura M 50/50:**



**(D) Solo do Distrito Federal:**



---- Deslocamento presumido para tiras metálicas

Figura D.60. Deslocamentos internos registrados pelos *tell-tales* (TT 1, TT 2 e TT 3) instalados nas tiras sintéticas convencionais – mistura M 50/50 e solo do Distrito Federal.