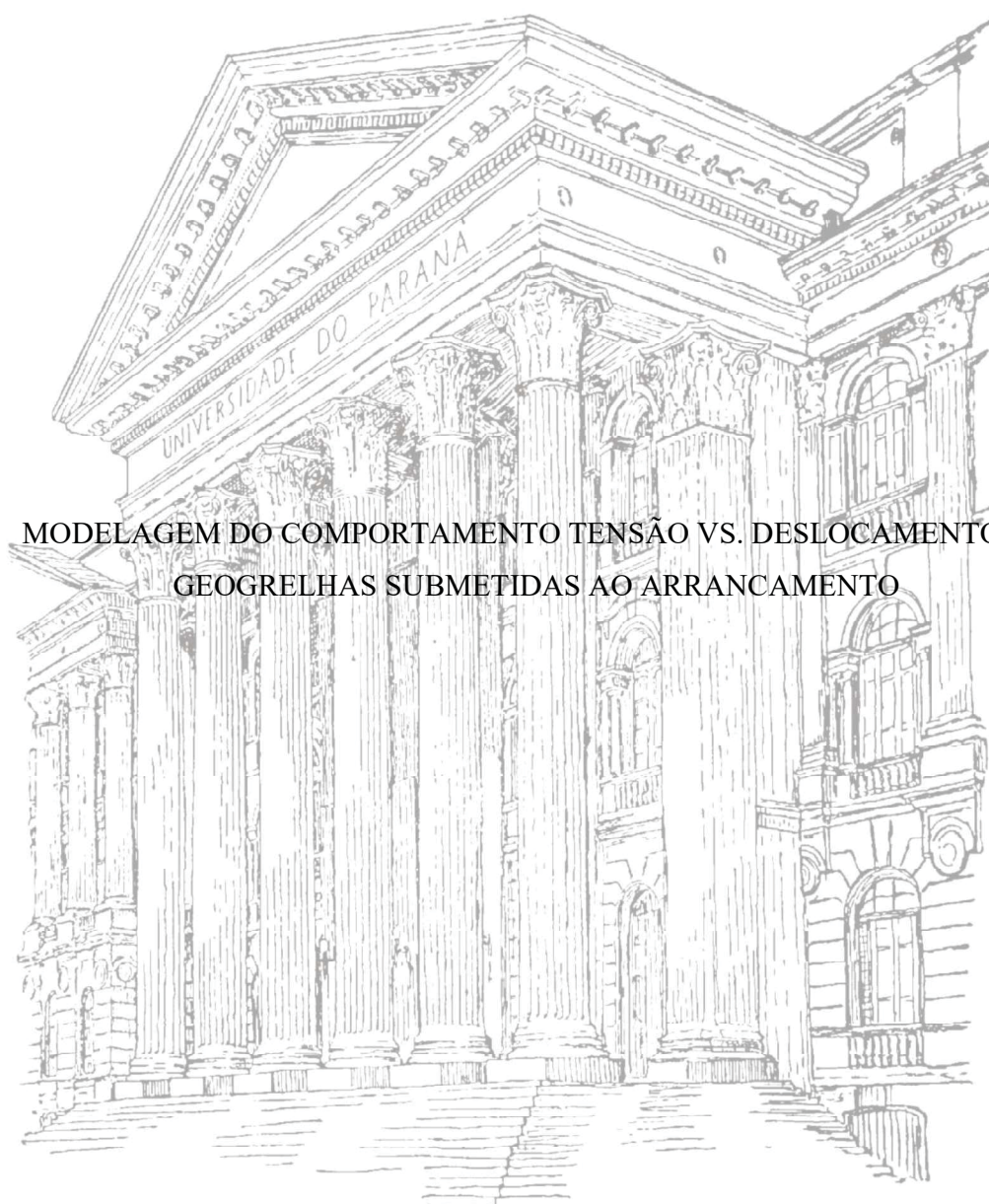


UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
ANTONIO KOCZICKI NETO



MODELAGEM DO COMPORTAMENTO TENSÃO VS. DESLOCAMENTO DE
GEOGRELHAS SUBMETIDAS AO ARRANCAMENTO

CURITIBA

2022

ANTONIO KOCZICKI NETO

MODELAGEM DO COMPORTAMENTO TENSÃO VS. DESLOCAMENTO DE
GEORELHAS SUBMETIDAS AO ARRANCAMENTO

Dissertação apresentada como requisito parcial à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, área de concentração de Geotecnia, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira.

CURITIBA

2022

DADOS INTERNACIONAIS DE CATALOGAÇÃO NA PUBLICAÇÃO (CIP)
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
SISTEMA DE BIBLIOTECAS – BIBLIOTECA CIÊNCIA E TECNOLOGIA

Koczicki Neto, Antonio.

Modelagem do Comportamento tensão vs. Deslocamento de geogrelhas submetidas ao arrancamento. / Antonio Koczicki Neto. – Curitiba, 2022.

1 recurso on-line : PDF.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira.

1. Engenharia civil. 2. Engenharia - Modelos. 3. Matemática para engenharia. 4. Modelos matemáticos. I. Teixeira, Sidnei Helder Cardoso. II. Universidade Federal do Paraná. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Bibliotecário: Nilson Carlos Vieira Júnior CRB-9/1797



TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação ENGENHARIA CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da Dissertação de Mestrado de **ANTONIO KOCZICKI NETO** intitulada: **MODELAGEM DO COMPORTAMENTO TENSÃO VS. DESLOCAMENTO DE GEOGRELHAS SUBMETIDAS AO ARRANCAMENTO**

, sob orientação do Prof. Dr. SIDNEI HELDER CARDOSO TEIXEIRA, que após terem inquirido o aluno e realizada a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.

A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

CURITIBA, 17 de Outubro de 2022.

Assinatura Eletrônica

03/11/2022 13:02:09.0

SIDNEI HELDER CARDOSO TEIXEIRA

Presidente da Banca Examinadora

Assinatura Eletrônica

17/10/2022 14:54:14.0

ANDRÉS MIGUEL GONZÁLEZ ACEVEDO

Avaliador Interno (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

Assinatura Eletrônica

17/10/2022 12:07:21.0

CARLOS VINICIUS DOS SANTOS BENJAMIM

Avaliador Externo (VTB ENGENHARIA)

DEDICATÓRIA

Dedico esta dissertação a Deus e a Santo Antonio de Sant'ana Galvão "Frei Galvão" pela inspiração e por proporcionar força interior para vencer esta etapa de minha vida.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira pela paciência, apoio, aprendizado, orientação e amizade.

Aos meus pais, pelo sacrifício em me proporcionar estudo de base de qualidade;

A minha esposa Ana Marina Nicolodi Koczicki pelo apoio e paciência, pois em momentos de estudo e dedicação ao curso, suportou os contratempos familiares.

Ao meu sogro, Almiro Nicolodi (*in memoriam*).

Aos demais que compõem o corpo docente do PPGEC da UFPR, em especial destaque o professor Vitor Pereira Faro, professora Larissa Passini, professor Alessandro Kormann, professor Marcelo Medeiros. Com certeza o conhecimento adquirido por meio de seus ensinamentos acrescentou muito em meus estudos e minha profissão.

Ao amigo Bruno Gurski pelo apoio e incentivo.

A LA Marquevis Ltda pelo auxílio e fornecimento dos equipamentos para fabricação do equipamento de arrancamento de pequeno porte.

A Maccaferri do Brasil Ltda pela doação das amostras de geogrelhas.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	21
1.1 Contexto e Justificativa da pesquisa.....	21
1.2 Objetivos	23
1.3 Estrutura da dissertação.....	24
2. REVISÃO DA BIBLIOGRAFIA.....	25
2.1. Introdução aos geossintéticos.....	25
2.1.1. Solo reforçado	28
2.1.2. Mecanismo de interação solo-geogrelha	31
2.2. Ensaio de arrancamento	36
2.2.1. Ensaio de grande porte	39
2.2.2. Ensaio de pequeno porte.....	42
2.2.3. Fatores que influenciam no ensaio de arrancamento.....	46
2.2.4. Mecanismo de transferência de cargas solo-geogrelha	48
2.3. Modelo de Teixeira (2003) para comportamento solo-geogrelha	52
2.3.1. Avaliação dos elementos transversais e longitudinais na resistência ao arrancamento.....	53
2.3.2. Modelo para testes de pequeno porte	57
3. MATERIAIS E MÉTODOS DO PROGRAMA EXPERIMENTAL	63
3.1. Determinação do modelo exponencial	63
3.2. Testes em equipamento de pequeno porte.....	66
3.2.1. Caracterização do solo.....	67
3.2.2. Material de inclusão	74
3.2.3. Equipamento de pequeno porte e ensaios.....	77
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	91
4.1. Resultados dos ensaios de arrancamento.....	91

4.1.1.	Bateria de testes para solo compactado.....	91
4.1.2.	Bateria de testes para solo fofo.....	94
4.1.3.	Considerações sobre os ensaios de arrancamento	97
4.2.	Resultados da Aplicação do Modelo Matemático	100
5.	CONCLUSÕES.....	118
5.1.	Recomendações a trabalhos futuros	119
	REFERÊNCIAS	121

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Custos em Reais por metro linear de face com relação à altura	22
Figura 2 - Diferentes aplicações de geossintéticos.....	26
Figura 3 – Elementos que compõem a geogrelha.....	27
Figura 4 - Diferença de distribuição dos filamentos entre GTw e GTnw	28
Figura 5 - Elementos de solo com e sem reforço, submetidos a esforço de compressão axial	28
Figura 6 - Desenho esquemático de concomitância entre usos em muro de contenção e pavimentação	29
Figura 7 - Verificação da estabilidade externa e interna de uma muro de contenção de solo reforçado	30
Figura 8 - Tipos de ensaios para estruturas de contenção em solo reforçado	31
Figura 9 - Mecanismos de interação transversal e longitudinal	32
Figura 10 - Áreas de contato entre solo-geogrelha.....	33
Figura 11 - Seção típica de um muro de contenção com solo reforçado e respectivos esforços internos e geometria.....	33
Figura 12 - Resistência à tração e atrito de interface em geogrelha	34
Figura 13 - Forças atuantes na geogrelha quando submetidas ao arrancamento.....	36
Figura 14 - Ilustração típica e esquemática de ensaio de arrancamento.....	37
Figura 15 - Ensaio de cisalhamento modificado com inclusão inclinada.....	38
Figura 16 - Geometria típica da ancoragem e da disposição do reforço	38
Figura 17 - Desenho esquemático do equipamento de arracamento em talude simulado.....	39
Figura 18 - Croqui do equipamento de grande porte desenvolvido na EESC.....	41
Figura 19 - Desenho esquemático do equipamento de grande porte para arrancamento	42
Figura 20 - Equipamento de pequeno porte desenvolvido por Teixeira (2003).....	43
Figura 21 - Teste de arrancamento em equipamento de pequeno porte com material granular.....	44
Figura 22 - Esquema de teste para equipamento de pequeno porte	44
Figura 23 - Desenho esquemático do equipamento de pequeno porte utilizado com dimensões de 300 mm x 435 mm.....	45
Figura 24 - Bateria de testes com quatro conformações variando as tiras transversais.....	45

Figura 25 - Resultados dos testes em elementos transversais	46
Figura 26 - Modelo dente de serra para dilataância	47
Figura 27 - Variação das tensões normais durante o ensaio de arrancamento em geogrelhas	48
Figura 28 - Elementos da geogrelhas submetidos gradativamente a deslocamentos em posições diferentes	49
Figura 29 - Modelagem do ensaio de arrancamento	51
Figura 30 - Imagem digital com captura acelerada do ensaio de arrancamento.....	51
Figura 31 - Interferência na transferência de tensões durante o arrancamento de geogrelhas	52
Figura 32 - Aplicação do modelo exponencial para ajuste de curvas tensão vs. deformação	54
Figura 33 - Gráfico tensão de arrancamento vs. tensão normal para obtenção de ângulo de atrito e adesão	55
Figura 34 - Gráfico para se determinar o intercepto de adesão	56
Figura 35 - Subdivisão da geogrelha em segmentos como forma de expressão o comportamento ao longo do ensaio.....	57
Figura 36 - Gráfico de catálogo da geogrelha Fortac200/35-30 usado para alimentar o modelo exponencial	59
Figura 37 - Simulação numérica em GP1	60
Figura 38 - Simulação numérica em GP2	60
Figura 39 - Simulação numérica em GP3	61
Figura 40 - Simulação numérica em GP4	61
Figura 41 - Simulação numérica em GP5	61
Figura 42 - Aplicação do modelo no teste GP4.....	63
Figura 43 - Variação da tensão de pico e tensão residual de arrancamento	64
Figura 44 – Determinação de parâmetros de incremento para modelo exponencial.....	65
Figura 45 - Geogrelha utilizada no estudo	74
Figura 46 – Conferência de medidas entre tramos longitudinais e transversais.....	75
Figura 47 - Medidas de espessuras em elementos longitudinais e transversais	76

Figura 48 - Equipamento de pequeno porte para arrancamento de geogrelhas.....	77
Figura 49 - Vista superior da caixa e detalhe das porcas soldadas na parte inferior da borda	78
Figura 50 - Croqui em planta da caixa de arrancamento com a garra	79
Figura 51 - Detalhe da tampa e da garra que prende a geogrelha para posterior arranque	79
Figura 52 – Croqui da geogrelha acomodada sobre camada de solos e presa à garra.....	80
Figura 53 – Vista lateral do acomodamento da geogrelha na parte medial da caixa com preenchimento parcial e total.....	80
Figura 54 - Placa de borracha instalada para formar o bolsão de ar comprimido	81
Figura 55 - Sequência executiva da ancoragem na garra.	81
Figura 56 - Compactação manual e preenchimento até a borda do equipamento de arrancamento.....	83
Figura 57 - Ações para minimizar efeito de confinamento lateral na caixa de arrancamento.....	84
Figura 58 – Ferramentas usadas no fechamento da tampa da caixa de arrancamento	85
Figura 59 - Encaixe da mangueira na tampa e passagem do ar pelo estabilizador de pressão.....	85
Figura 60 – Posicionamento da caixa na prensa e acoplagem da garra à célula de carga.....	87
Figura 61 - Geogrelhas utilizadas como teste para melhorar a fixação na garra.....	99
Figura 62 - Geogrelhas utilizadas para melhoria da garra e calibragem das medidas internas	99

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Sistemas de aplicação de sobre cargas em ensaios de arrancamento	40
Quadro 2 - Programa de testes em geogrelhas em equipamento de pequeno e grande porte.....	53
Quadro 3 - Resultados do ensaio de granulometria.....	68
Quadro 4 - Ensaio para determinação do índice de vazios mínimo	72
Quadro 5 - Ensaio para determinação do índice de vazios natural.....	72
Quadro 6 - Ensaio para determinação do índice de vazios máximo.....	73
Quadro 7 - Determinação da compacidade relativa	73

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Propriedades do solo F do experimento realizado por Teixeira.....	67
Tabela 2 - Classificação quanto à granulometria	69
Tabela 3 - Classificação das areias quanto à compactação relativa	71
Tabela 4 - Classificação das areias segundo índices mínimo e máximo	72
Tabela 5 - Ângulo de atrito em areias segundo graduação e formato dos grãos	73
Tabela 6 - Características de fabricação de geogrelhas com destaque à WG90.....	74
Tabela 7 - Características geométricas e de resistência em geogrelhas com ênfase na WG 90	75
Tabela 8 - Leituras adicionais de elementos longitudinais e transversais	76
Tabela 9 - Programa de ensaios.....	86
Tabela 10 - Resumo dos resultados.....	97
Tabela 11 - Dificuldades encontradas nos ensaios e soluções adotadas.....	98
Tabela 12 - Valores de k_i para estado compacto.....	101
Tabela 13 - Valores de k_i para estado fofo.....	104
Tabela 14 - Determinação de $\Delta\tau$, diferença de deslocamentos e k' a partir do pico, areia compacta	106
Tabela 15 - Determinação de $\Delta\tau$, diferença de deslocamentos e k' a partir do pico, areia fofo.....	107

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Curva de distribuição granulométrica.....	68
Gráfico 2 - Teste de arrancamento, solo compactado, sobrecarga de 25 kPa	92
Gráfico 3 - Teste de arrancamento, solo compactado, sobrecarga de 50 kPa	92
Gráfico 4 - Teste de arrancamento, solo compactado, sobrecarga de 100 kPa	93
Gráfico 5 - Curvas acumuladas dos testes em solo compacto.....	93
Gráfico 6 - Teste de arrancamento, solo fofo, sobrecarga de 25 kPa	94
Gráfico 7 - Teste de arrancamento, solo fofo, sobrecarga de 50 kPa	95
Gráfico 8 - Teste de arrancamento, solo fofo, sobrecarga de 100 kPa.....	95
Gráfico 9 - Curvas acumuladas dos testes em solo fofo.....	96
Gráfico 10 – Relação tensão de arrancamento vs. sobrecarga para estado compacto e fofo	100
Gráfico 11 - Determinação do intercepto a para estado compacto	101
Gráfico 12 - Modelagem utilizando equação de Teixeira (2003) para EPP1	102
Gráfico 13 - Modelagem utilizando equação de Teixeira (2003) para EPP2.....	102
Gráfico 14 - Modelagem utilizando equação de Teixeira (2003) para EPP3.....	103
Gráfico 15 - Determinação do intercepto a para estado fofo	103
Gráfico 16 - Modelagem utilizando equação de Teixeira (2003) para EPP4.....	104
Gráfico 17 - Modelagem utilizando equação de Teixeira (2003) para EPP5.....	105
Gráfico 18 - Modelagem utilizando equação de Teixeira (2003) para EPP6.....	105
Gráfico 19 - Curvas residuais acumuladas, estado compacto, ajustadas com o novo modelo matemático	108
Gráfico 20 - Curvas residuais acumuladas, estado fofo, ajustadas com o novo modelo matemático	108
Gráfico 21 - Envoltórias corrigidas com aplicação do novo modelo matemático.....	109
Gráfico 22 - Aplicação do novo modelo matemático EPP1	110
Gráfico 23 - Aplicação do modelo matemático em EPP2.....	110
Gráfico 24 - Aplicação do novo modelo matemático para EPP3.....	111

Gráfico 25 - Curvas acumuladas para areia compacta com aplicação do novo modelo matemático	111
Gráfico 26 - Aplicação do novo modelo para EPP4	112
Gráfico 27 – Aplicação do novo modelo para EPP5	113
Gráfico 28 - Aplicação do novo modelo em EPP6	113
Gráfico 29 - Curvas acumuladas para areia fofa com aplicação do novo modelo matemático	114
Gráfico 30 - Correlação tensão normal vs. inclinação k' para areia no estado compacto	116
Gráfico 31 - Correlação tensão normal vs. inclinação k' para areia no estado fofo	117

LISTA DE SÍMBOLOS

σ_1 – tensão principal maior

σ_3 – tensão principal menor

S – espaçamento entre tramos

B – espessura da geogrelha

W_f – largura

L_f – comprimento da geogrelha

H – altura do muro de contenção

S_v – espaçamento entre inclusões

L_a – comprimento de ancoragem na zona passiva

L_r – comprimento da inclusão na zona passiva

P_r – resistência ao arrancamento por unidade de largura

α – fator de correção do efeito escala

σ_v' - tensão vertical efetiva

F^* - fator de interação solo-geogrelha

L_e – comprimento da inclusão

$T_{m\acute{a}x}$ – força máxima de arrancamento

T – resistência ao arrancamento total

T_{AL} – resistência de atrito nos elementos longitudinais

T_{AT} – resistência de atrito nos elementos transversais

T_p – resistência passiva em frente aos elementos transversais

A – área plana da geogrelha em contato com o solo

f – fator de interação solo-geogrelha

σ' - tensão efetiva

φ' - ângulo de atrito efetivo

P_{RB} – resistência ao arrancamento

L_R – número de membros da geogrelha

α_b - fração de área total sobre a resistência de atrito da geogrelha

σ_b - tensão total aplicada

σ_b' - tensão efetiva aplicada

σ_n' - tensão normal efetiva

f_b – fator de interação solo-geogrelha

σ_n – tensão normal total

δ_v – deslocamento vertical

ψ – ângulo de atrito entre grãos

τ – tensão de cisalhamento

ϕ_{cv} – ângulo de interface

T – força máxima de arrancamento

ϕ' - ângulo de atrito aparente

F_p – força de resistência ao arrancamento

F_t – força total de arrancamento

F_a – força de atrito de adesão

F_{SG} – força de atrito de interface solo-geogrelha

ε – deformação do elemento

l – comprimento do elemento

F_{AR} – força de arrancamento

b – largura da geogrelha

τ_i – tensão de resistência ao arrancamento

τ_{ult} – tensão última de resistência ao arrancamento

e – índice de vazios

k_i – inclinação inicial da curva

m – parâmetro adimensional

n – parâmetro adimensional coeficiente angular

γ_w – peso específico da água

P_{atm} – pressão atmosférica

a - adesão

ln – logaritmo neperiano

$\Delta\tau$ – variação de tensão de resistência ao arrancamento

δ_p – deslocamento de pico de curva

k' - inclinação da curva residual

m' - parâmetro adimensional do incremento da equação

n' - Parâmetro adimensional coeficiente angular nova equação

γ_s – peso específico dos grãos

γ_d – peso específico seco

$D.R.$ – densidade relativa

$e_{máx}$ – índice de vazios máximo

$e_{mín}$ – índice de vazios mínimo

w – umidade do solo

D_{10} – diâmetro efetivo passante 10%

D_{30} – diâmetro efetivo passante 30%

D_{60} – diâmetro efetivo passante 60 %

C_u – coeficiente de uniformidade

C_c – coeficiente de curvatura

P_w – peso da água

P_s – peso do solo

V - volume

e – número neperiano

CR – compactidade relativa

RESUMO

KOCZICKI NETO, A. (2022). *Modelagem do comportamento tensão vs. deslocamento de geogrelhas submetidas ao arrancamento*. Curitiba, 2022. 125p. Dissertação de Mestrado submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Paraná.

O objetivo desta dissertação foi desenvolver um incremento ao modelo exponencial numérico desenvolvido por Teixeira (2003) a fim verificar a aplicabilidade do novo modelo matemático em ensaios de arrancamento, utilizando equipamento de pequeno porte, no intuito de tornar os parâmetros mais aproximados de experimentos em escala real. O incremento da nova equação matemática considerou a curva tensão vs. deformação onde a tensão residual não é abordada pelo modelo de Teixeira (2003), ou seja, após a tensão última de resistência ao arrancamento. Em seguida foram programados ensaios de arrancamento em equipamento de pequeno porte utilizando como inclusão geogrelha com resistência de catálogo de 90 kN, solo arenoso no estado de compactação fofa e compacta, sobrecargas de 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa aplicadas por ar comprimido em um colchão interno à tampa do equipamento. Para tanto foi necessário construir uma caixa de arrancamento em aço galvanizado com as mesmas especificações de Teixeira (2003). Foram realizadas seis baterias de testes onde se intercalou estado do solo e sobrecarga aplicada no mesmo tipo de geogrelha para se determinar a curva tensão vs. deformação em cada situação. Aos resultados dos ensaios em equipamento de pequeno porte, se aplicou o novo modelo matemático exponencial como forma de ajustar os parâmetros para dados correlatos em grande escala, otimizando o delineamento da curva no estado pós pico de resistência ao arrancamento, ou seja, nas tensões residuais. Como resultados dos ensaios, as curvas se mostraram compatíveis com experimentos realizados por Teixeira (2003). Os resultados da aplicação da nova equação, com o incremento proposto, se revelou muito coerente ao contorno da curva original, partido da tensão máxima de arrancamento até a tensão residual, promovendo o ajuste necessário dos parâmetros geotécnicos de adesão e ângulo de atrito de interface.

Palavras-chaves: modelo exponencial; equação matemática; pequeno porte

ABSTRACT

KOCZICKI NETO, A. (2022). *Modeling stress vs. behavior displacement of geogrids subjected to pullout condition*. Curitiba, 2022. 125p. Dissertação de Mestrado submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Paraná.

The goal of this dissertation was to develop an increment to the numerical exponential model developed by Teixeira (2003) in order to verify the applicability of the new mathematical model in pullout tests (POT) using small equipment in order to make the parameters closer to real-scale experiments. The increment of the new mathematical equation considered the stress vs. deformation curve where the residual stress was not covered by Teixeira (2003) model, i.e., after the final pullout stress. Then, POT were programmed in small equipment using inclusion geogrid with catalog resistance of 90 kN, sandy soil in a soft state and compacted, overloads with 25 kPa, 50 kPa and 100 kPa applied by compressed air in an inner mattress of the equipment cover. Therefore, it was built a galvanized steel pullout box with the same specifications as Teixeira (2003). Six batteries of tests were carried out where the soil state and overload applied on the same type of geogrid were interleaved to determine the stress vs. deformation in each situation. The new exponential mathematical model was applied to the test results on small-scale equipment as a way of adjusting the parameters for large-scale correlated data, optimizing the curve design in the post-peak pullout strength state, i.e., in the residual stresses. As a results of the tests, the curves were compatible with experiments carried out by Teixeira (2003). The results of applying the new equation, with the proposed increment, proved to be consistent with the outline of the original curve, starting from the maximum pullout stress to the residual stress, promoting the necessary adjustment of the geotechnical parameters of adhesion and interface friction angle.

Keywords: exponential model; mathematical equation; small-scale test.

CAPÍTULO 01

1. INTRODUÇÃO

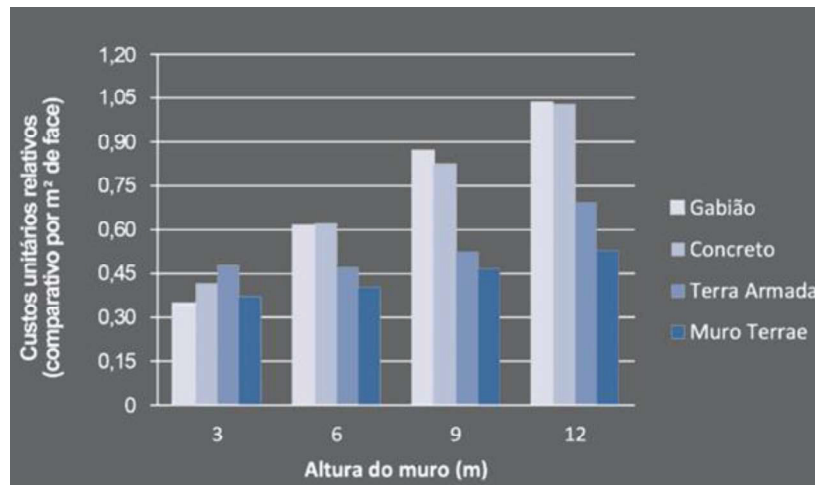
1.1 Contexto e Justificativa da pesquisa

Em obras de engenharia, a construção de muro de arrimo ou estrutura de contenção representa ônus elevado ao custo total do empreendimento inicialmente calculado (MOLITERNO, 1994). As variações de relevo, tipo de solo e clima regional são fatores que interferem diretamente na elevação de valores, propiciando ao engenheiro um desafio a mais: executar uma obra segura e econômica. Com isso, para se desenvolver um projeto de contenção adequado, o profissional de engenharia civil necessita de dados da geologia local e suas especificidades visando dimensionar uma estratégia de elaboração de projetos com baixo custo ao construtor, proporcionando, ainda, segurança estrutural e conformidade ambiental.

Em dados mais recentes Lima (2016) sugere que muros de contenção com inclusão de reforço geossintético representam “alternativas geralmente mais baratas e fáceis de executar em relação às soluções tradicionais existentes”. Assim como Elias, Christopher e Berg (2001) mencionam que além de serem obras mais viáveis do ponto de vista financeiro, proporcionam segurança estrutural com resistência a recalques na fundação, sendo que a execução torna-se de fácil aplicabilidade tanto da ótica construtiva como do prazo de entrega. A Figura 1 esboça o custo por metro linear de face construída por altura de muro. Destaque para a comparação entre muros de concreto e solo reforçado com geossintético. Ainda que os blocos de concreto, que compõem o faceamento de um muro com inclusões, sejam do tipo estrutural e possuam custo pouco mais oneroso, há compensação por se utilizar o próprio solo para construção do núcleo da estrutura, o que torna a obra economicamente viável e muito rápida de ser executada.

A maior dificuldade apresentada em obras com solo reforçado é o conhecimento para se elaborar um projeto confiável, pois é de notório saber do profissional que atua na área de geotecnia, a baixa adesão de projetos nesta modalidade construtiva.

Figura 1 - Custos em Reais por metro linear de face com relação à altura



FONTE: PLÁCIDO, KAMIJI, BUENO (2010)

Muito embora seja um procedimento de aplicabilidade sem grandes restrições, a inclusão do geossintético como elemento beneficiador em muros de contenção depende do desenvolvimento de testes adequados que podem comprovar ou não sua eficiência. Neste contexto, torna-se essencial que os ensaios de laboratório apresentem resultados o mais próximo possível do que ocorre no campo. Com isso, surgem modelos de dimensionamentos clássicos que majoram ou minimizam esforços muito além do necessário acarretando em custos adicionais e risco de ruptura da obra.

Dados representativos sobre aplicação de geossintético em muro com solo reforçado podem ser obtidos através do ensaio de arrancamento, onde a representação gráfica resultante do experimento esboça provável comportamento da inclusão, quando submetida a estado extremo de tensão. Usualmente utiliza-se aparelho de grande porte para o ensaio supracitado ou, até mesmo, a realização de protótipos em escala real. Isto demanda o uso de grande quantidade de material, mão de obra e tempo de preparação. Assim, a implementação do ensaio de arrancamento em equipamento de pequeno porte torna-se viável e fundamental devido a contrapor as dificuldades de execução no equipamento de grande porte.

Muito embora o experimento de pequeno porte esboce resultado satisfatório, há discrepâncias que podem ocorrer nas curvas que representam o desempenho da inclusão, quando se comparado a resultados ensaio executado em escala maior. A estas distorções são aplicados modelos matemáticos que ajustam a curva do ensaio de pequeno porte o mais próximo possível à real situação. Geralmente emprega-se uma equação exponencial que pondera o aspecto reológico

do material, considerando interação da inclusão com solo e deformabilidade. Apesar de apresentar boa adaptação à curva, o modelo exponencial pode permitir lacunas, principalmente quando se atinge a resistência de pico e posterior decréscimo gerando um desempenho não linear da inclusão, ou seja, caso ocorra um pico de ruptura e posterior deformação por fluência do geossintético, o modelo exponencial pode não captar tal evento e, com isso, deixa de adequar parcela importante do gráfico resultante.

Portanto, a aplicação e a validação de um método adequado às situações propostas em escala real são fundamentais para resolver tais discrepâncias. O modelo numérico é proposto por Teixeira (2003) e adéqua dados provenientes de experimentos numa curva de dimensionamento otimizada e condizente com a realidade de testes em escala real. Isto proporciona uma redução nos custos da obra, no qual estes tenderiam ao mínimo suficiente para garantir a segurança da mesma, sem faltas ou excessos.

Tendo em vista que os modelos matemáticos exponenciais encontram dificuldades em tratar resultados de ensaios de pequeno porte em que ocorre pico de ruptura, a proposta do presente estudo vislumbra aperfeiçoar tais equações, desenvolvendo um incremento exponencial no modelo proposto por Teixeira (2003).

1.2 Objetivos

Diante do exposto, esta pesquisa tem por objetivo geral desenvolver um novo modelo matemático exponencial, acrescentando-se um incremento na equação proposta por Teixeira (2003).

Para que este objetivo seja alcançado, estipulou-se os seguintes objetivos específicos:

- Levantamento bibliográfico de ensaios de arrancamento e modelos matemáticos que esbocem o desempenho de geogrelhas;
- Planejar e executar ensaios de arrancamento em geogrelha com equipamento de pequeno porte;
- Propor incremento na equação exponencial desenvolvida por Teixeira (2003);
- Aplicar novo modelo matemático nos resultados dos ensaios.

1.3 Estrutura da dissertação

No que tange a estruturação deste trabalho, a mesma encontra-se dividida em capítulos, sendo:

- Capítulo 1 apresenta-se o contexto e justificativa da pesquisa além do objetivo geral e objetivos específicos já elencados;
- Capítulo 2 consiste na bibliografia necessária para embasamento teórico do leitor abrangendo os conceitos e teorias relevantes ao entendimento do estudo, principalmente com relação a modelos matemáticos e ensaio de arrancamento em geogrelhas;
- Capítulo 3 descreve os materiais e métodos utilizados no experimento de ensaio de arrancamento e incremento da equação matemática;
- Capítulo 4 apresenta os resultados e interpretações com base nos ensaios de arrancamento e aplicação do novo modelo matemático;
- Capítulo 5 consta os apontamentos conclusivos do estudo.

CAPÍTULO 02

2. REVISÃO DA BIBLIOGRAFIA

Elementos de reforço ou inclusões, tais como geossintéticos e correlatos, exercem efeito importante na integridade estrutural nos maciços de solo. Experimentos destinados a avaliar o comportamento de geogrelhas sob diferentes condições de carregamento contribuem significativamente para o entendimento do comportamento do maciço reforçado. A poro-pressão, que pode se desenvolver no maciço de solo com elemento de inclusão, é um fator que atua negativamente na interação entre solo e reforço e, por conseguinte, pode induzir à desestabilização da estrutura. (TEIXEIRA, 2003).

Ensaio de arrancamento são utilizados com frequência para se avaliar o comportamento desses materiais poliméricos quando submetidos a esforços de tração. A condição de interação solo-geossintético, as propriedades do solo e características do material, são uns dos principais fatores que interferem no desempenho de geogrelhas (JEWELL et al., 1984). Farrag et al. (1993) mencionam que os processos de preparo e confecção dos ensaios interferem diretamente nos resultados, principalmente com relação a compactação. Além disso, há necessidade de se mensurar deslocamentos e deformações ao longo da inclusão de forma a identificar e analisar os mecanismos de transferências de carga e resistência ao arrancamento (KOERNER, 1994).

2.1. Introdução aos geossintéticos

No início da década de 70, estes materiais apareceram no Brasil como elementos facilitadores em obras de drenagem efetuando função filtrante, principalmente com o uso de manta geotêxtil, que são produtos têxteis flexíveis e porosos. Na década de 80 surge a primeira aplicação registrada de geomanta em solo reforçado numa obra de grande porte (CARVALHO et al., 1986) na rodovia que liga Taubaté a Campos do Jordão. Desde então houve um aumento na empregabilidade destes materiais em obras geotécnicas de maior complexidade.

Em geotecnia é muito comum o emprego de materiais sintéticos como reforço para estabilidade de solo em encostas e muro de contenção. Pela definição da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), em sua NBR 12553 (ABNT, 2013), geossintéticos são “produtos poliméricos (sintéticos ou naturais), industrializados, desenvolvido para utilização em obras

geotécnicas, desempenhando uma ou mais funções”, onde pode-se citar obras de drenagem, reforço de solo para construção de estradas, elemento filtrante em aterros sanitário e controle de erosão.

Quanto à classificação dos produtos disponíveis no mercado, Pothal (2008) enfatiza a geogrelha, nomeada como GG, e manta geotêxtil com códigos GT, sendo estes os geossintéticos mais utilizados e que receberão maior ênfase. Tais denominações dizem respeito à dimensão, espaço vazio entre as fibras e tipo de material aplicado no composto formador da estrutura de inclusão. A Figura 2 ilustra uma tabela extraída da tese de Teixeira (2003) em que menciona as variadas utilidades de geossintéticos.

Figura 2 - Diferentes aplicações de geossintéticos

Geossintético	Função				
	Separação	Reforço	Filtração	Drenagem	Impemeabilização
Geotêxtil	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2*
Geogrelha	n/a	1	n/a	n/a	n/a
Georede	n/a	n/a	n/a	1	n/a
Geomembrana	n/a	n/a	n/a	n/a	1
Geocomposto**	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2

*Quando impregnado com asfalto.

** Associam geossintéticos com várias finalidades.

Legenda: 1 - Função principal; 2 - função secundária; n/a - não se aplica.

FONTE: KOERNER (1994)

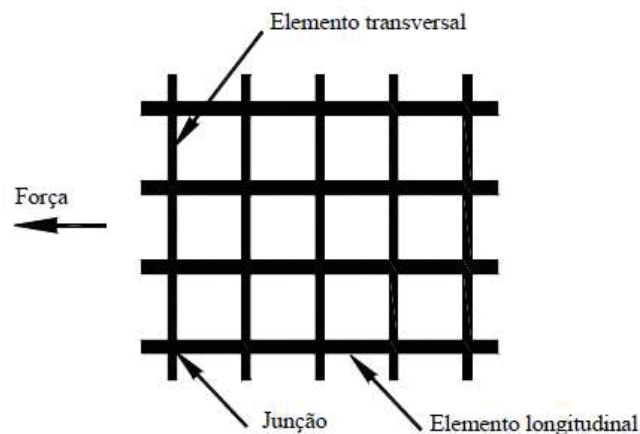
A grande aceitabilidade deste tipo de material deve-se à alta resistência à tração, praticidade de implantação, dispensando mão de obra especializada e rapidez na execução, além de custos reduzidos. Nos anos 90 a indústria de fabricantes de geossintéticos já movimentava cifras de bilhões de dólares (KOERNER, 1990).

a. Geogrelha

As geogrelhas são geossintéticos capazes de atuar em solo reforçado elevando sua capacidade de carga em função de exercer alta resistência à tração de força de arrancamento, assim como resistência ao cisalhamento e ruptura de encostas e taludes. Constituem-se de uma estrutura plana e forma de grelha capaz de produzir uma interação com o solo devido às aberturas e vãos (TEIXEIRA, 2003). Sua composição deriva do petróleo e as mais utilizadas são o

polietileno de alta densidade (PEAD), o poliéster (PET) e o álcool de polivinila (PVA). Quanto à forma pode apresentar dois tipos: unidirecional e bidirecional. A primeira representa resistência à tração em uma só direção, enquanto a segunda em duas direções ortogonais. A Figura 3 aborda a os elementos que compõem a geogrelha no que tange a distribuição de esforços e conseqüente promoção da resistência à força de arrancamento.

Figura 3 – Elementos que compõem a geogrelha



FONTE: KAKUDA (2005)

Em comparação com os demais geossintéticos mais utilizados no mercado, a geogrelha é a que melhor se aplica em construções que exigem reforços que respondam melhor à força de tração proporcionada pelo empuxo do solo. Fator que contribui com isso é a interação solo-geogrelha, proporcionada pelos entre meios da grelha onde há acomodação do solo nestes, promovendo um acréscimo na resistência à tração (TEIXEIRA, 2003).

b. Geotêxtil

Composto polimérico com multifuncionalidade, o geotêxtil possui uma gama de aplicações, conforme verifica-se no quadro da Figura 13. Pode ser dividido em duas categorias: Geotêxtil tecido (GT_w) e Geotêxtil não tecido (GT_{nw}). Basicamente a diferença se encontra na forma da distribuição dos filamentos ou tiras. No primeiro há o sentido longitudinal e transversal enquanto que no segundo a distribuição é aleatória (VERTEMATTI, 2012). A Figura 4 ilustra.

Figura 4 - Diferença de distribuição dos filamentos entre GTw e GTnw



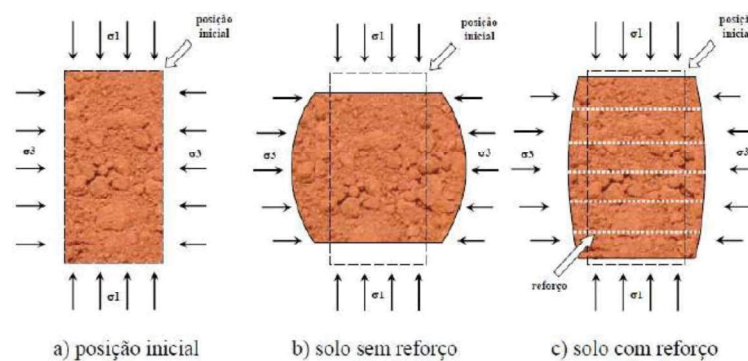
FONTE: BENJAMIM (2006)

No que tange estruturas de contenção com solo reforçado, emprega-se o geotêxtil tecido como forma de elemento de reforço e, concomitantemente, separação. Para geotêxtil não tecido, devido à inferior resistência à tração, recomenda-se a aplicação em separação e drenagem.

2.1.1. Solo reforçado

Conforme mencionado, os geossintéticos, dentre outras características, podem desempenhar a função de elemento inclusão ou elemento de reforço em muros de contenção, atuando como reforço na recepção, absorção e distribuição das tensões provindas das cargas em superfície somadas ao peso próprio do maciço. Neste sentido, a inclusão fica submetida a esforços de tração onde há tendência de ocorrer o arrancamento devido às tensões horizontais que ocorrem no interior do muro, gerando uma força de empuxo. Abramento (1998) compara o desempenho entre dois elementos de solo, um com reforço e outro sem, submetidos à ensaio de compressão simples. Segundo o autor, a existência da inclusão no interior do elemento de solo previne deformações tanto na vertical como na horizontal. A Figura 5 demonstra a comparação nas deformações entre elementos.

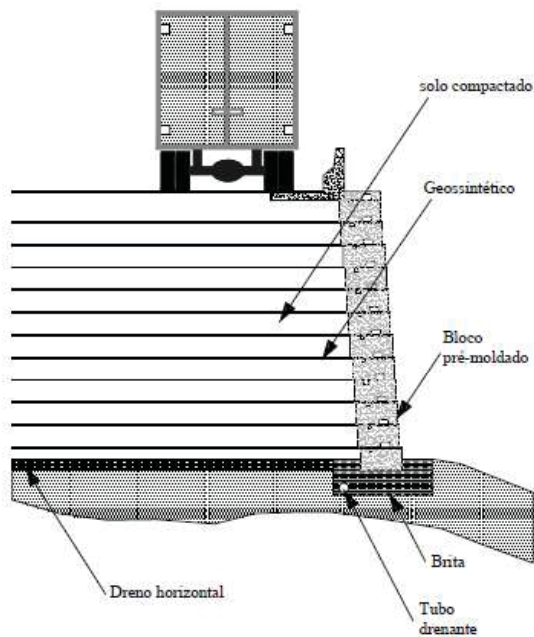
Figura 5 - Elementos de solo com e sem reforço, submetidos a esforço de compressão axial



FONTE: BENJAMIM (2006)

Conforme verificado na Figura 5 e em se tratando de geogrelhas, a distribuição das tensões ocorre ao longo das tiras transversais e longitudinais, ocasionando esforços de tração horizontal. Deste modo, a inclusão pode sofrer a expulsão do interior do maciço e, dependendo da tensão, ruptura. Em termos práticos, pode-se adotar a modalidade de solo reforçado em estruturas de contenção, pavimentação, solos moles e aterros sanitários. A Figura 6 demonstra um dentre os diversos usos.

Figura 6 - Desenho esquemático de concomitância entre usos em muro de contenção e pavimentação

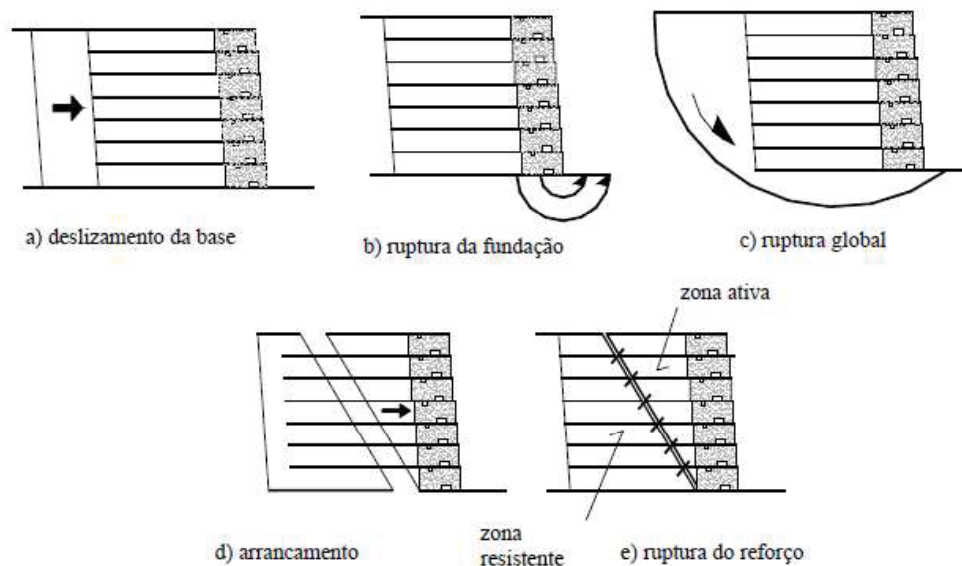


FONTE: KAKUDA (2005)

A proposta de construção de um muro com inclusões utilizando geossintéticos utiliza o próprio solo escavado como insumo de preenchimento desta estrutura de contenção. Isso evita o transporte de solo escavado para depósitos muitas vezes longe da obra, exigindo muito deslocamento e consumo de combustível. Em muros convencionais, além da escavação do maciço terroso, há substituição por materiais rochosos ou concreto armado. No caso da estrutura de contenção em solo reforçado (ECSR), o componente principal é o solo. As inclusões atuam como armadura elevando a rigidez do monobloco. Portanto, além do custo de implantação ser inferior, o material utilizado proporciona baixo impacto ambiental, em comparando-se com as demais modalidades de estruturas.

A verificação comum da estabilidade de um muro à gravidade tem como objetivo avaliar o fator de segurança quanto ao deslizamento, tombamento, capacidade de carga da fundação e ruptura global. Contudo, quando se trata de muro de contenção em solo com inclusão, há necessidade de se analisar os esforços internos que os reforços são submetidos, ou seja, é acrescida a verificação quanto à ruptura por tração e quanto ao arrancamento por tração. A Figura 7 aborda o descrito anteriormente, ilustrando as verificações clássicas acrescidas das verificações internas.

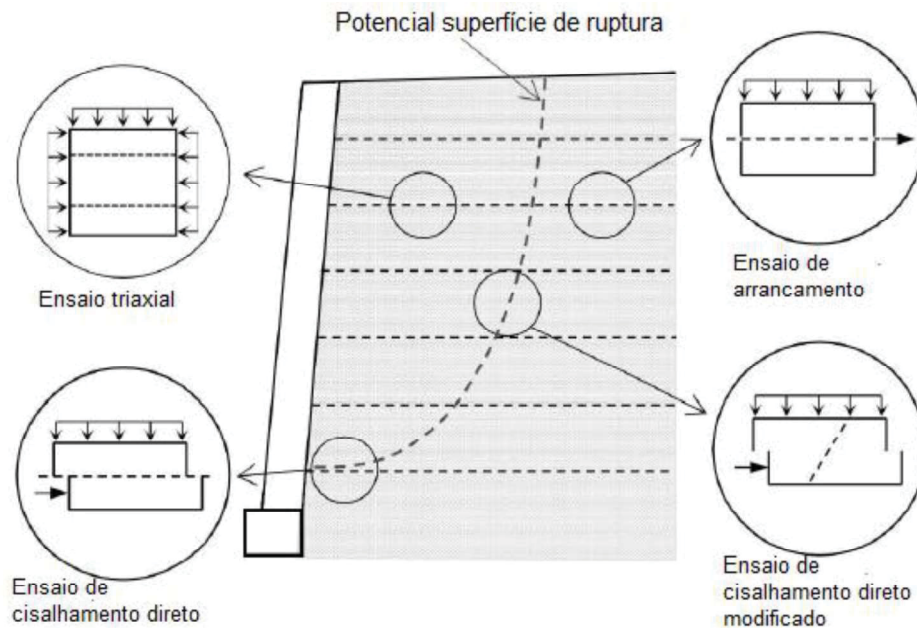
Figura 7 - Verificação da estabilidade externa e interna de uma muro de contenção de solo reforçado



FONTE: KAKUDA (2006)

Em se tratando de muro com inclusões, Wang, Jacobs e Ziegler (2016) mencionam que quatro tipos de ensaios podem ser executados para esboçar o desempenho do maciço reforçado. Para desempenho na zona ativa, ou seja, na cunha de ruptura, testes de cisalhamento direto e triaxial e para zona passiva testes de arrancamento e de cisalhamento direto modificado com inclusão (Figura 8).

Figura 8 - Tipos de ensaios para estruturas de contenção em solo reforçado



FONTE: WANG, JACOBS E ZIEGLER (2016)

A diversidade de ensaios apresentada ocorre pelo simples fato de que estudos comprovam a maior eficácia do reforço quando o mesmo estiver alinhado ao sentido de deformação e deslocamento imposto pela força de tração (MCGOWN et al., 1978). O ensaio de arrancamento simula satisfatoriamente o desempenho do reforço quanto aos esforços a que é submetido mecanicamente.

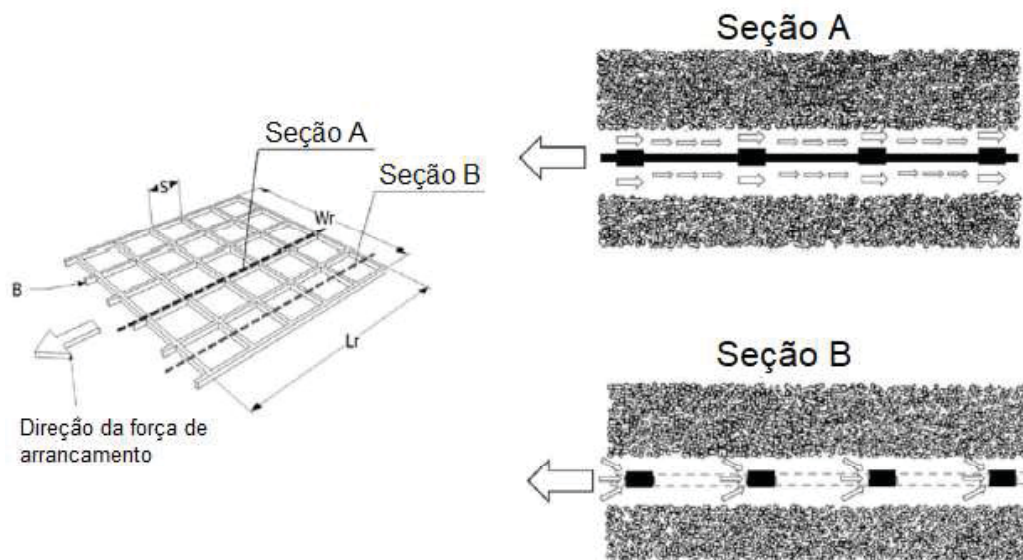
2.1.2. Mecanismo de interação solo-geogrelha

A geogrelha, conforme apresentado, é um elemento de reforço que permanece em contato diretamente com o solo do maciço e atua de acordo com as características de seus elementos transversais e longitudinais. Há várias configurações de geogrelhas com diversidade na abertura da malha, largura e espessura dos membros transversais e longitudinais e, por consequência, variação na resistência à tração (VERTEMATTI, 2004). Assim como em qualquer tipo de obra de fundação, o elemento que se encontra em contato com o solo sujeita-se ao contato de interface, gerando uma interação entre ambos. No caso de elementos de inclusão em estruturas de solo reforçado, a interação e atuação deste mecanismo entre solo e geogrelha são de fundamental

importância para se entender o desempenho do reforço e sua forma de atuação (WANG, JACOBS E ZIEGLER, 2016).

Cardile et al. (2017) mencionam que o estudo e entendimento da interação entre solo e inclusão possibilita aprimorar o dimensionamento de estruturas no que tange a escolha do tipo de solo do terrapleno, tipo de geogrelha que será embutida e conformação geométrica do muro. Segundo os autores, segmentos transversais e longitudinais atuam de maneira diferente, conforme demonstrado na Figura 9.

Figura 9 - Mecanismos de interação transversal e longitudinal

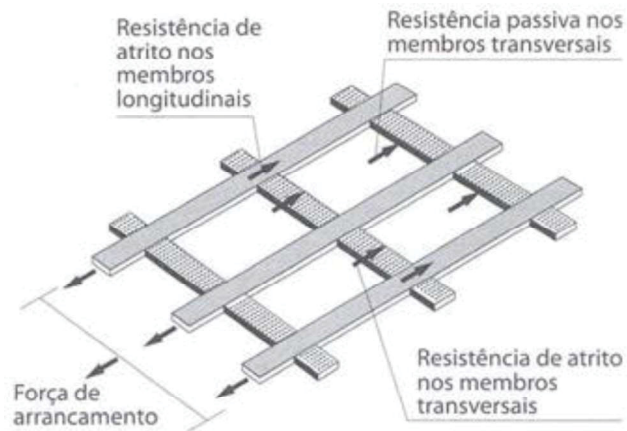


FONTE: adaptado de CARDILE et al. (2017)

Onde S é o espaçamento entre tramos, B a espessura da geogrelha, W_f e L_f a largura e o comprimento do elemento de teste respectivamente.

Assim, a resistência à tração ou ao arrancamento da geogrelha depende diretamente do atrito de interface entre os membros que compõem a inclusão e o solo. O contato entre os dois elementos ocorre de maneira tangencial à superfície das tiras, contudo depende da abertura da malha, onde o solo fica confinado e promove acréscimo de resistência nos entremeios dos tramos. Pode-se visualizar na Figura 10 os pontos de interação em superfície e em meio aos vãos (WILSON-FAHMY e KOERNER, 1993).

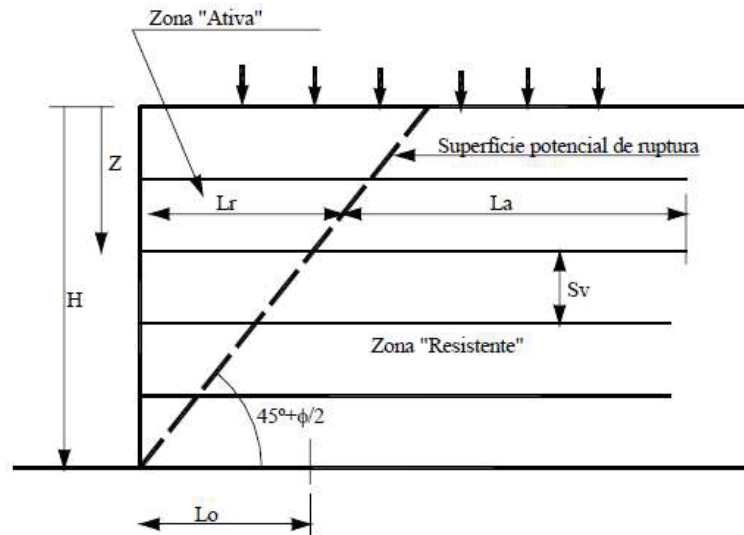
Figura 10 - Áreas de contato entre solo-geogrelha



FONTE: adaptado de WILSON-FAHMY e KOERNER (1993)

A determinação dos esforços pode ser representada por equações matemáticas embasadas nos conceitos da estática. Ao se representar os esforços em escala real, conforme Figura 11, pode-se deduzir os tipos de forças atuantes e resistentes que compõem o sistema.

Figura 11 - Seção típica de um muro de contenção com solo reforçado e respectivos esforços internos e geometria



FONTE: KAKUDA (2005)

Onde H é a altura do muro de contenção, S_v o espaçamento vertical entre inclusões, L_a o comprimento de ancoragem da inclusão na zona passiva, L_r o comprimento da inclusão na zona ativa.

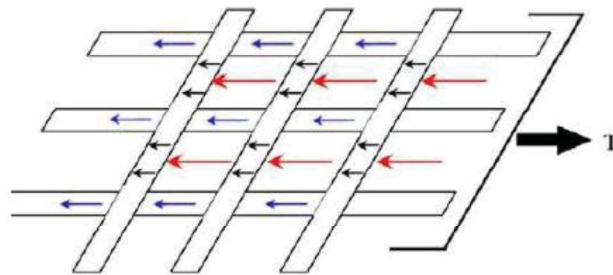
Christopher et al. (1990) apresentam a proposta de uma expressão (1) que representa o sistema de esforços e calcula a resistência ao arrancamento, conforme a seguir:

$$P_r = 2 \cdot L_e \cdot \alpha \cdot \sigma_v' \cdot F^* \geq FS \cdot T_{m\acute{a}x} \quad (1)$$

Em que P_r é a resistência ao arrancamento por unidade de largura do reforço, α é o fator de correção do efeito escala; σ_v' é tensão vertical efetiva aplicada na interface; F^* é o fator de interação entre solo-geogrelha, L_e o comprimento da inclusão e $T_{m\acute{a}x}$ a tensão máxima de arrancamento. Com relação a F^* , o autor cita que o mesmo é melhor entendido e tem mais precisão quando provem de ensaio de arrancamento (KAKUDA, 2005).

Na mesma esfera, Kakuda, Bueno e Teixeira (2006) propõem uma equação geral de esforços atuantes e resistentes na interação solo-geogrelha, conforme esboçado na Figura 12 e descrito a seguir:

Figura 12 - Resistência à tração e atrito de interface em geogrelha



FONTE: adaptado de KOERNER (1999)

A expressão (2) proposta é a seguinte:

$$T = T_{AL} + (T_{AT} + T_P) \quad (2)$$

Em que:

T é a resistência ao arrancamento total;

T_{AL} Resistência de atrito nos elementos longitudinais;

T_{AT} Resistência de atrito nos elementos transversais;

T_P Resistência passiva desenvolvida em frente aos elementos transversais.

Para se determinar de uma forma simplificada a resistência à tração, Teixeira (2003) destaca a seguinte equação (3) onde pode-se observar o fator f ou fator de interação solo-geogrelha.

$$T = 2 \cdot A \cdot f \cdot \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad (3)$$

Onde:

T é a resistência ao arrancamento;

A é a área plana da geogrelha em contato com o solo';

f é o coeficiente de interação solo-geogrelha;

σ' é a tensão normal efetiva aplicada na geogrelha e;

φ' é o ângulo de atrito do solo.

Contudo a equação (3) é de singelo conceito em que considera a parcela de resistência passiva e fator de interação empiricamente, porém é de comum uso em projetos.

De acordo com Jewel *apud* Cardile et al. (2017), a resistência à tração ou ao arrancamento (P_{RB}) pode ser representada da seguinte forma:

$$P_{RB} = \left(\frac{L_R}{S}\right) \cdot \alpha_B \cdot \sigma_b \cdot B \quad (4)$$

Em que:

S é o espaçamento entre membros da geogrelha;

$\frac{L_R}{S}$ é número de membros da geogrelha pelo espaçamento;

α_B representa a fração de área total sobre a resistência de atrito da geogrelha;

σ_b consiste na tensão efetiva aplicada e;

B a espessura da geogrelha.

Cardile et al. (2017) citam estudos realizados por Peterson e Anderson (1980), Bergado e Chai (1994), Matsui et al. (1996) e Jewell et al. (1996), em que vários mecanismos aplicação de σ_b' são utilizados para se determinar a resistência à tração, chegando a seguinte expressão (5):

$$P_R = 2 \cdot \alpha_S \cdot L_R \cdot \sigma_n' \cdot \tan \varphi' + \left(\frac{L_R}{S}\right) \cdot \alpha_B \cdot B \cdot \sigma_b' \quad (5)$$

Resultando na equação (6):

$$P_R = 2 \cdot f_b \cdot L_R \cdot \sigma_n' \cdot \tan \varphi' \quad (6)$$

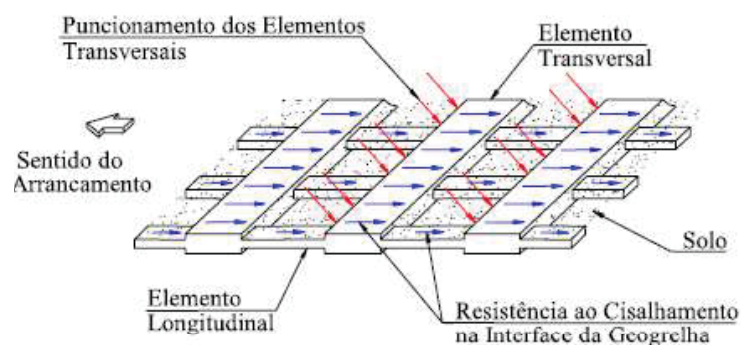
Nota-se que o fator de interação solo-inclusão f_b novamente aparece como a incógnita que necessariamente precisa ser extraída de ensaio de arrancamento. Os ensaios de arrancamento, tanto de pequeno porte como de grande porte são abordados posteriormente.

2.2. Ensaio de arrancamento

Os ensaios de arrancamento e de cisalhamento modificado com reforço inclinado em amostras obtidas a partir de moldes em escala real são de extrema importância para compreensão da atuação do material sintético aplicado. Separados, estes testes podem proporcionar resultados conflitantes diferindo em parâmetros de resistência de interface (FARRAG et al., 1993). Para Collios et al. (1980), a escolha entre um ou outro pode ser determinada comparando-se os deslocamentos relativos entre o solo e a inclusão.

O teste de arrancamento costuma se aproximar mais da realidade quando a questão é interação solo-geossintético. Neste, o reforço é confinado entre duas camadas de solo, sendo uma superior e outra inferior gerando um contato completo nas duas interfaces da inclusão. Uma parte do geossintético fica enterrada e a outra anexada a um dispositivo de tração, no qual é aplicada uma força crescente para simular um arrancamento do reforço (Daciolo e Portelinha, 2016). A Figura 13 representa as forças atuantes na geogrelha durante o ensaio.

Figura 13 - Forças atuantes na geogrelha quando submetidas ao arrancamento

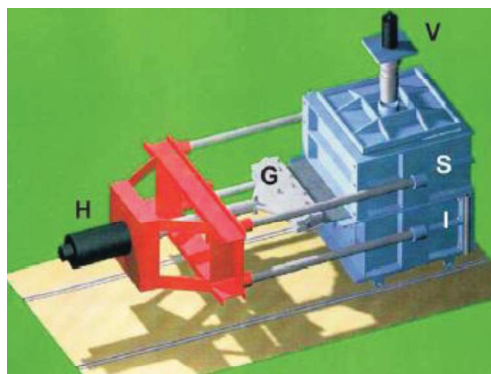


FONTE: DACIOLO e PORTELINHA (2016)

Portanto, torna-se necessário o desenvolvimento de equipamentos que realizem os testes abordados. Alguns pesquisadores criaram tais dispositivos na tentativa de repassar dados da interação solo-geossintético com maior precisão, no que tange situações de obras reais. No entanto, para um correto dimensionamento do equipamento, alguns trabalhos sugerem determinadas características desejáveis ao produto e procedimentos de operação. Lopes & Moutinho (1997) recomendam, por exemplo, que seja adotada como padrão uma velocidade de ensaio de 5,4 mm por minuto. Segundo Lopes e Ladeira (1996) o aumento da velocidade de arrancamento promove uma rigidez na interação solo-inclusão e redução na capacidade de rearranjo granular.

A Figura 14 demonstra uma ilustração esquemática de um equipamento de arrancamento. Conforme apresentado, (H) representa o macaco hidráulico horizontal, (V) indica o macaco hidráulico vertical, (S) e (I) são as caixas superior e inferior respectivamente, que contem a amostra de solo e (G) é a garra que fixa o geossintético para posterior esforço. O equipamento básico constitui-se por uma caixa metálica com dimensões pré-estipuladas de acordo com o tipo de estudo que se deseja impor. No interior da caixa, acrescenta-se o solo em camadas compactando até aproximadamente a parte medial da altura. Em seguida coloca-se a inclusão e nova camada de solo. O material de reforço fica exposto ao lado de fora por meio de uma fenda aberta justamente na parte média da caixa. A inclusão é submetida ao ensaio de tração por meio de uma prensa eletrônica. Deve-se garantir o arrancamento completo da amostra. (TEIXEIRA 2003; BAKEER et al. 1998).

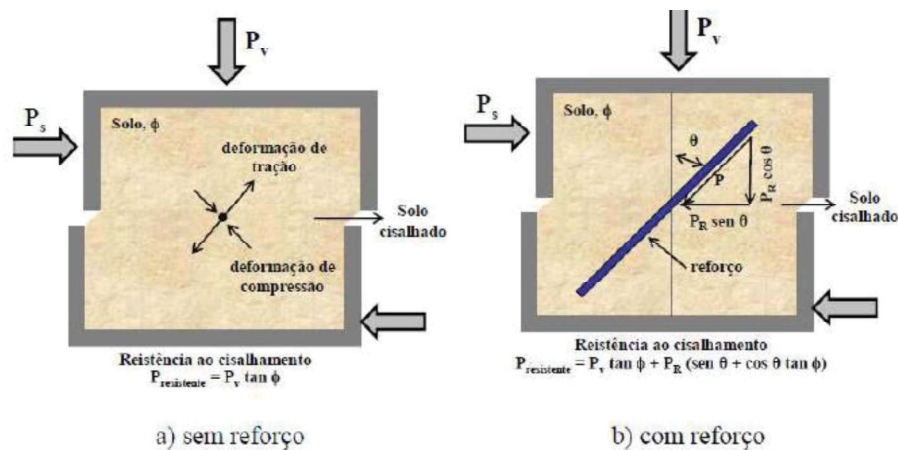
Figura 14 - Ilustração típica e esquemática de ensaio de arrancamento



FONTE: adaptado de SIEIRA e SAYÃO (2008)

Uma adaptação de testes para reforço geossintético é o de cisalhamento inclinado. Segundo Milligan e Palmeira (1987) os mecanismos de ruptura em um reforço podem ocorrer primeiramente num eventual rompimento da inclusão provocado justamente pela passagem da superfície de ruptura pelo ponto quebrado. Caso não ocorra essa quebra, pode ser efetuado o efeito de arrancamento pela falta de resistência à tração. A terceira proposta de ruptura pode acontecer na interface do geossintético com o solo no plano horizontal causado pelo cisalhamento. A Figura 15 demonstra o esquema de um ensaio utilizando equipamento de cisalhamento direto modificado sem (a) e com (b) inclusão.

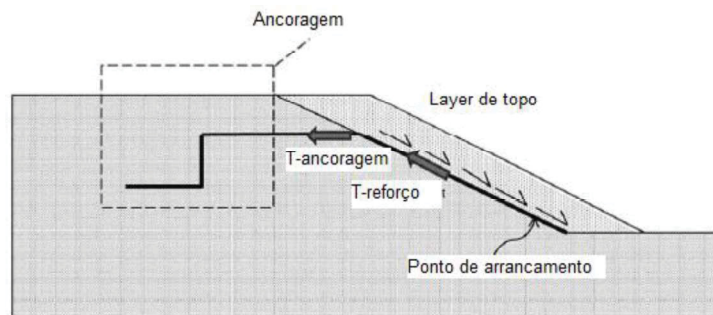
Figura 15 - Ensaio de cisalhamento modificado com inclusão inclinada



FONTE: JEWELL e WROTH (1987) *apud* BENJAMIM (2006)

Com a finalidade de testar uma geogrelha sujeita ao arrancamento em taludes de solos granulares, Bhowmik, Shahu e Datta (2019) desenvolveram um equipamento que simula os esforços em superfície inclinada.

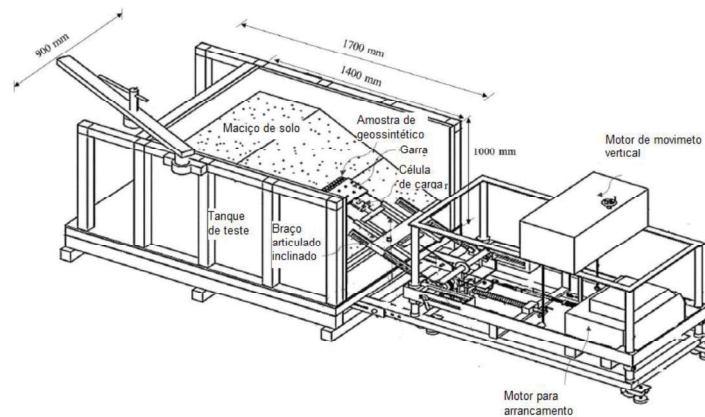
Figura 16 - Geometria típica da ancoragem e da disposição do reforço



FONTE: adaptado de BHOWMIK, SHAHU e DATTA (2019)

Os autores testaram o comportamento da inclusão considerando uma superfície de ruptura planar e com ancoragem inserida no tanque de teste. Conceitualmente, o reforço é disposto paralelamente à superfície de ruptura e ancorado em forma de “L”, conforme mostra a Figura 16. Na Figura 17, ilustra-se um croqui esquemático do equipamento.

Figura 17 - Desenho esquemático do equipamento de arracamento em talude simulado



FONTE: adaptado de BHOWMIK, SHAHU e DATTA (2019)

Atualmente não existem normas brasileiras para regulamentarem o ensaio, porém alguns órgãos internacionais com o intuito de uniformizá-lo criam normas específicas, assim como a instituição alemã DIN EN 13738 e a americana ASTM D676-1, citadas por Kakuda (2005). Além das normas existentes, diversos autores realizaram estudos para verificar as possíveis variações nos resultados considerando as características quanto às dimensões dos equipamentos utilizados nos ensaios.

2.2.1. Ensaio de grande porte

Farrag et al. (1997) sugerem que o equipamento deve ser dimensionado a fim de possuir capacidade de receber carregamento durante um período longo de tempo sem comprometer os resultados. Citam, ainda, que o espaço mínimo entre a parede da caixa de ensaio e o material geotêxtil deve ser de 150 mm para evitar os efeitos de bordas. Segundo Brand e Duffy (1987), a espessura de solo que se encontra sobre e sob a inclusão tem interferência nos resultados, sendo que, quanto maior a espessura do solo a resistência ao arracamento decresce. Farrag et al. (1997) propõem um espessura de 300 mm de solo como mínima para os ensaios. Quanto à compactação, os mesmos pesquisadores indicam que os diferentes procedimentos neste processo afetam o comportamento tensão vs. deformação do solo. Isto é confirmado por Lopes & Moutinho (1997).

As informações do Quadro 1 demonstram as variadas características dos equipamentos utilizados em ensaios de arrancamento, idealizados por pesquisadores a nível global. Tais equipamentos apresentam principalmente variações de dimensões e aplicação da carga em superfície, fator este de grande preponderância no estudo. De acordo com as medidas geométricas podem ser classificados como equipamentos de pequeno e grande porte. (TEIXEIRA, 2003).

Ochiai et al. (1996) e Raju et al. (1998) fizeram uma série de comparações entre ensaios realizados em campo e em equipamentos de grande porte. Obtiveram como interpretação dos resultados e conclusão que as condições de contorno dos ensaios influenciam substancialmente nos resultados e estas possuem características próprias para cada equipamento. Portanto ao se conseguir manter uma condição apropriada e ao se comparar ensaios de campo com de laboratório, executado em equipamento de grande porte, os resultados se apresentam mais precisos e muito parecidos tornando-os mais indicados para o estudo de arrancamento de geogrelhas.

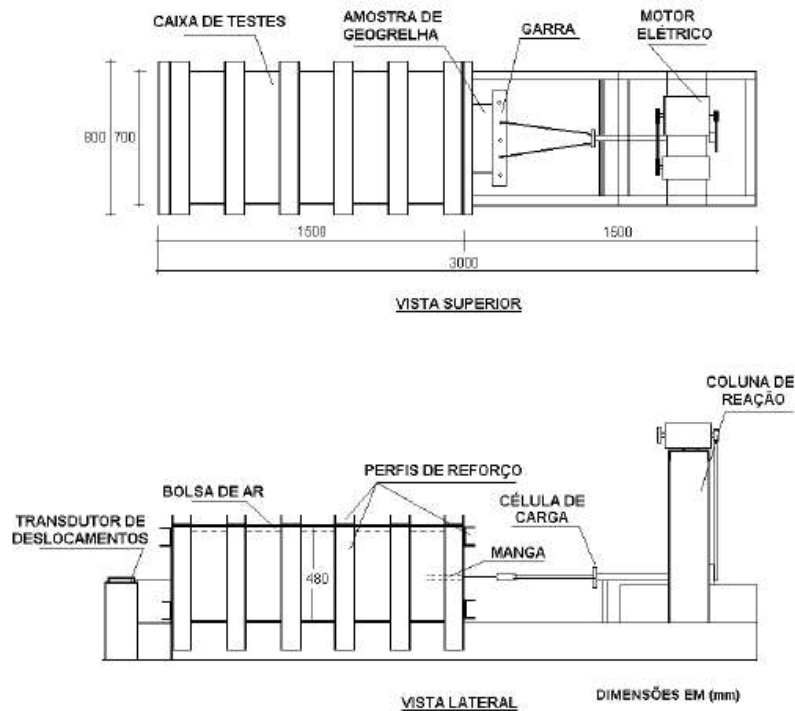
Quadro 1 - Sistemas de aplicação de sobre cargas em ensaios de arrancamento

Autores	Altura (mm)	Largura (mm)	Comprimento (mm)	Sistema de aplicação de sobrecarga	Medidas efetuadas
Christopher & Berg (1990)	310	600	1220	Bolsa de Ar	Deslocamento e força de arrancamento
Farrag et al. (1993)	760	900	1520	Bolsa de Ar	Deslocamento, força de arrancamento e velocidade
Bergado e Chai (1994)	510	750	1250	Bolsa de Ar	Deformação, deslocamento, dilatação e força de arrancamento
Alfaro et al. (1995)	400	600	1500	Bolsa de Ar	Deformação, deslocamento, dilatação e força de arrancamento
Teixeira e Bueno (1999)	500	700	1500	Bolsa de Ar	Força de arrancamento, tensões no solo e deslocamentos
Sugimoto et al. (2001)	625	300	680	Bolsa de Ar	Deslocamento, forças de arrancamento, força na face frontal, movimento do solo.
Nakamura et al. (2003)	200	220	500	Bolsa de Ar	Deslocamento nos nós, força de arrancamento

FONTE: adaptado de TEIXEIRA (2003)

Teixeira e Bueno (1999) desenvolveram, na Escola de Engenharia de São Carlos, um equipamento de grande porte capaz de realizar ensaios de arrancamento em geossintéticos com até 1300 mm de comprimento. Basicamente é uma caixa metálica com dimensões de 1500 mm de comprimento, 800 mm de largura e 480 mm de altura. A Figura 18 demonstra um croqui esquemático com medidas geométricas.

Figura 18 - Croqui do equipamento de grande porte desenvolvido na EESC

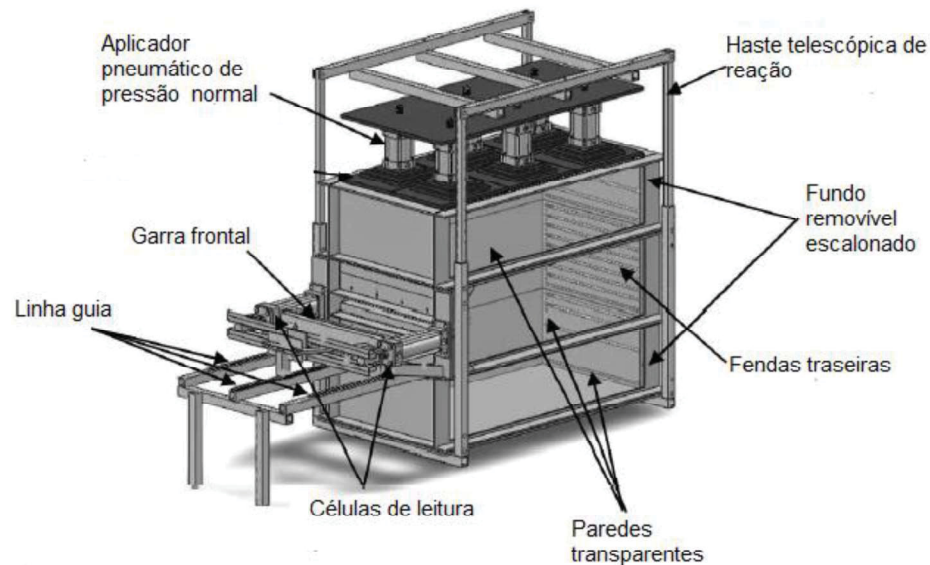


FONTE: TEIXEIRA, (2003)

O sistema de aplicação de sobrecargas é através de bolsão inflável constituído de PVC capaz de suportar pressão de 150 kPa. Além dos instrumentos comuns ao ensaio, o equipamento possui transdutores elétricos de deslocamentos internos com precisão de 0,1 mm. Isto auxilia na análise tensão vs. deformação no decorrer do ensaio (TEIXEIRA, 2003).

Estudos mais recentes em que Morsy e Zornberg (2021) desenvolveram um equipamento de grande porte específico para analisar a interação solo-inclusão, atuação da camada passiva que envolve o reforço quando submetido a esforços e o aspecto do confinamento. A Figura 19 demonstra o esquema do equipamento de grande porte.

Figura 19 - Desenho esquemático do equipamento de grande porte para arrancamento



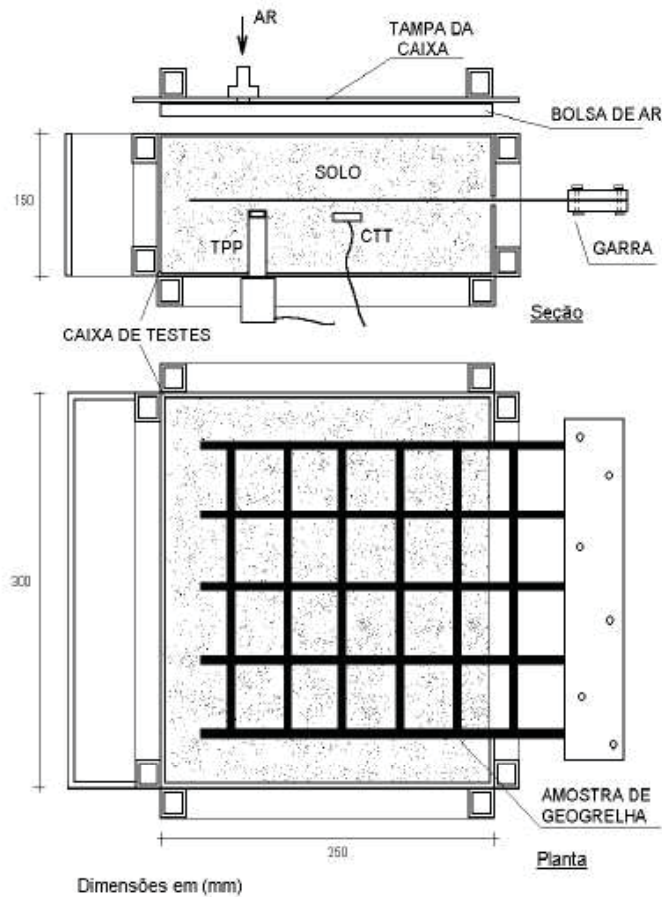
FONTE: adaptado de MORSY e ZORNBERG (2021)

2.2.2. Ensaio de pequeno porte

Ensaio de grande porte movimentam volume de solo considerável e demandam um mais tempo nos preparativos. Além disso, a quantidade de material de inclusão é substancial, pois tais equipamentos exigem maior área de contato entre solo e reforço. Tendo em vista otimizar tempo e quantidade de insumos, torna-se necessário viabilizar o ensaio em equipamento de pequeno porte com alternativa viável. Contudo, quando se reduz a escala, os resultados passam a representar valores mais conservadores e muitas vezes não representam fielmente nem dados obtidos em teste de grande porte, nem situação em escala real.

Teixeira (2003) apresentou um equipamento de pequeno porte para estudo de interação solo-geogrelha e determinação do fator de atrito e desenvolvimento de método de dimensionamento de muro de contenção com solo reforçado. A caixa possui dimensões de 300 mm de largura, 250 mm de comprimento e 150 mm de altura. O desenho esquemático encontra-se na Figura 20. A sobrecarga é aplicada por um colchão fixado na tampa onde injeta-se ar comprimido com auxílio de um compressor. O resultado é expresso por gráfico e curva que relaciona força *versus* deformação e permite analisar o desempenho da inclusão ao ser submetida a esforço de tração (MCGOWN et al., 1982).

Figura 20 - Equipamento de pequeno porte desenvolvido por Teixeira (2003)



FONTE: TEIXEIRA (2003)

A constatação de fatores que influenciam os resultados em ensaios de pequeno porte proporcionou sequência de adaptações no equipamento, visto que os resultados comparados com o equipamento de grande escala apresentavam discrepâncias. Dentre os principais, pode-se citar o efeito de borda devido ao confinamento mais restrito. O atrito entre a parede da caixa e o solo incrementa a resistência ao arrancamento. Neste contexto Jonhston (1985) recomenda manter certa distância entre parede e inclusão. Muito embora sejam considerados parâmetros que interferem nos resultados do ensaio, empiricamente pode-se determinar a força de resistência à tração.

Dentre os principais aspectos importantes que o ensaio de arrancamento de pequeno porte em geogrelhas costuma propiciar, pode-se citar justamente o desempenho de interface com o solo aderido ao material em questão. Em estudo realizado tanto para grande porte como para pequeno,

Chen, McDowell e Thom (2014) testaram geogrelhas submetidas à tração utilizando pedregulho e material reciclado em que detectaram o efeito do formato do grão sobre as propriedades mecânicas da inclusão. A Figura 21 ilustra um teste de arrancamento executados pelos pesquisadores. A pesquisa abordou ainda a modelagem dos resultados com análise paramétrica no equipamento de pequeno porte.

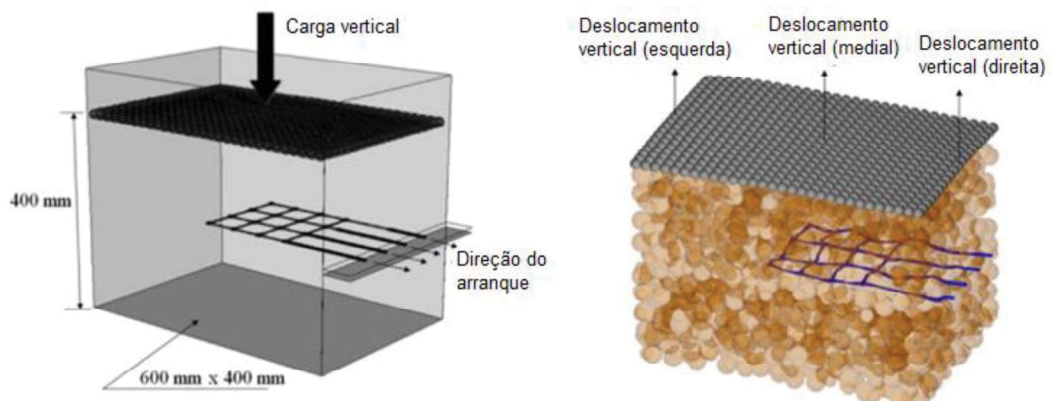
Figura 21 - Teste de arrancamento em equipamento de pequeno porte com material granular



FONTE: CHEN, MCDOWELL e THOM (2014)

Na Figura 22 encontra-se esquematizado o procedimento de execução do ensaio de arrancamento no equipamento de pequeno porte. Ainda, pode-se verificar o posicionamento da inclusão e as deformações a que é submetida.

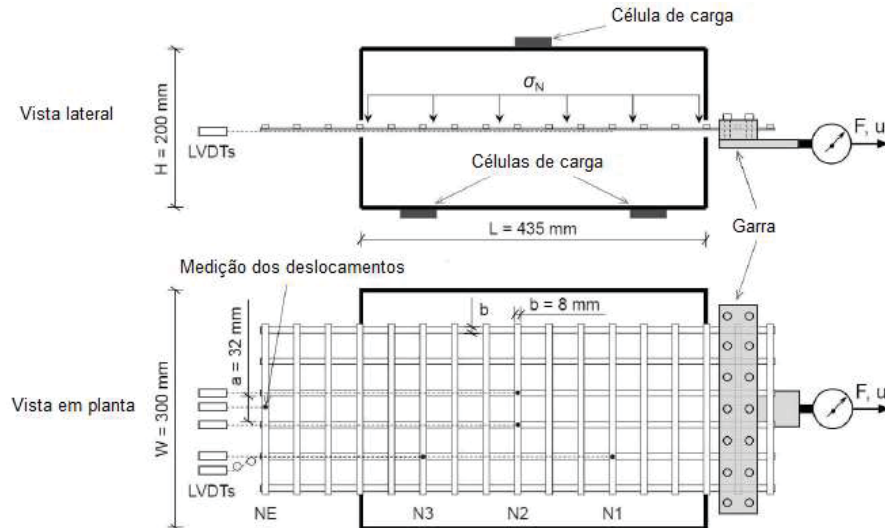
Figura 22 - Esquema de teste para equipamento de pequeno porte



FONTE: adaptado de CHEN, MCDOWELL e THOM (2014)

Wang, Jabobs e Ziegler (2016) utilizaram equipamento de pequenas dimensões, sendo 300 mm de largura e 435 mm de comprimento, para testar os membros transversais e longitudinais individualmente (FIGURA 23).

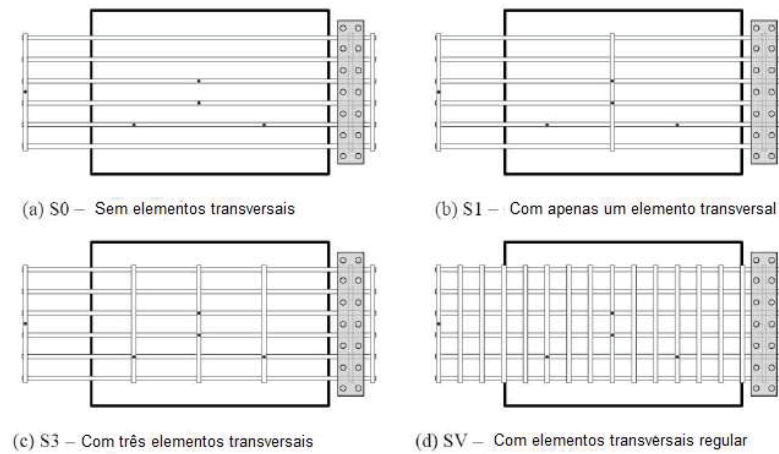
Figura 23 - Desenho esquemático do equipamento de pequeno porte utilizado com dimensões de 300 mm x 435 mm



FONTE: adaptado de WANG, JACOBS e ZIEGLER (2016)

Os autores esquematizaram um programa de testes em que se isolam as tiras e executa os ensaios de arrancamento promovendo a leitura dos resultados de forma a constatar a atuação solitária e pontual de cada componente (FIGURA 24).

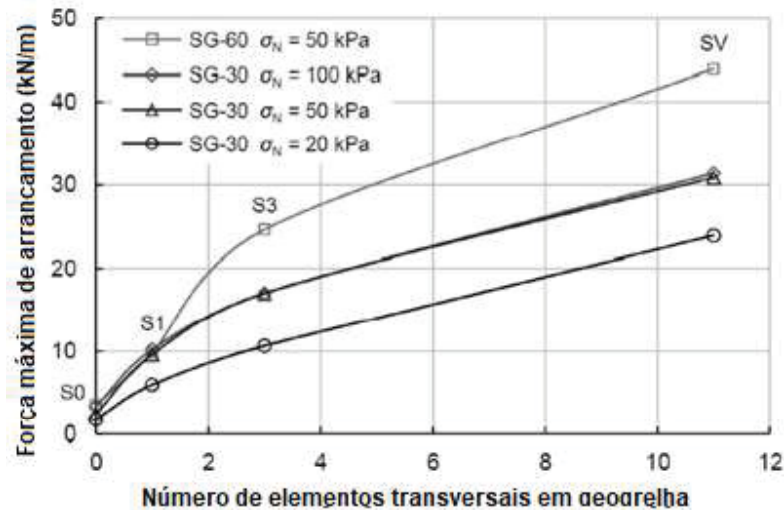
Figura 24 - Bateria de testes com quatro conformações variando as tiras transversais



FONTE: adaptado de WANG, JACOBS e ZIEGLER (2016)

A compilação dos resultados são demonstradas na Figura 25, onde pode-se verificar o comportamento para cada teste relacionando o número de tiras transversais com a máxima força de arrancamento promovida.

Figura 25 - Resultados dos testes em elementos transversais



FONTE: adaptado de WANG, JACOBS e ZIEGLER (2016)

Evidencia-se, portanto, que o comportamento das geogrelhas ao longo do processo de arranque difere-se de acordo com a solicitação de esforço de tração a que é submetida. Assim, o estudo dos mecanismos de transferência de cargas torna-se fundamental para regular e calibrar os resultados em equipamentos de pequeno porte.

2.2.3. Fatores que influenciam no ensaio de arrancamento

Por se tratar de um ensaio não normatizado, contudo com larga margem de estudos, deve-se considerar as condições de contorno que podem influenciar nos resultados.

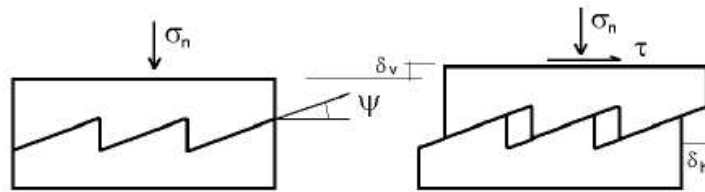
2.2.3.1. Sobrecarga

O carregamento em superfície fornece transferência de tensões às camadas subjacentes do solo aproximando as partículas e melhorando o contato solo-inclusão. Quanto maior a interação com a geogrelha, mais satisfatórios são os resultados de resistência ao arrancamento, pois aumenta a resistência passiva. Comparando-se ensaios com mesmo tipo de materiais, porém com sobrecargas diferentes, nota-se um deslocamento da curva à esquerda, resultado de um menor deslocamento e maior força de pico (FARRAG, ACAR e JURAN, 1993).

2.2.3.2. Confinamento e dilatância

Em solos granulares a resistência ao cisalhamento é altamente influenciada pelo confinamento tanto lateral como provindo de sobrecarga o que, no caso de ensaios de arrancamento, promove a interação solo-geogrelha com o aumento das tensões totais. Contudo, sob baixo confinamento ou com carregamentos em superfície insuficientes, os efeitos da dilatância podem acarretar em uma queda da resistência ao arrancamento, justamente pela perda do contato solo-inclusão (ALFARO, MIURA e BERGADO, 1995). Para ocorrer a dilatância em areias há de se realizar um esforço contrário à força normal aplicada. A Figura 26 demonstra o modelo de dente de serra de Houlsby (1991).

Figura 26 - Modelo dente de serra para dilatância



FONTE: HOULSBY, 1991

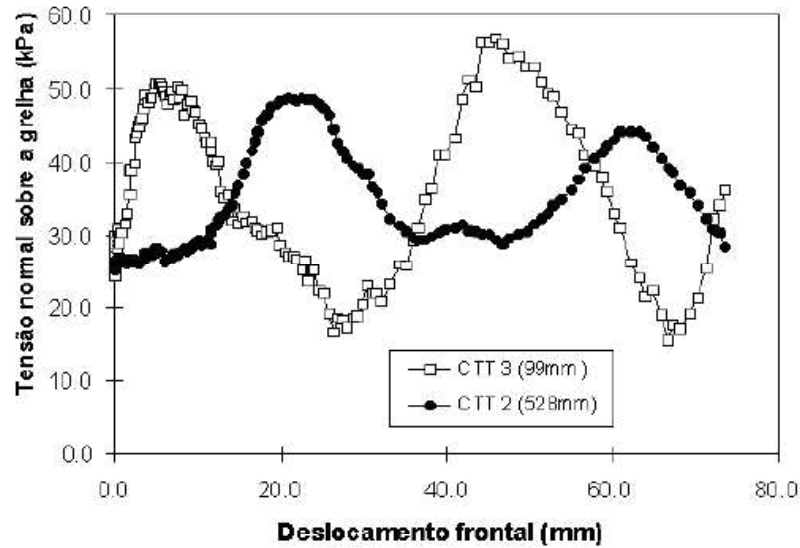
O modelo considera um deslizamento sobre um plano rugoso em que os dentes em forma de serra representam o ângulo de interface ϕ_{cv} , formando com a horizontal um ângulo ψ . A relação entre tensão de cisalhamento (τ) e tensão normal (σ_n) é dada por:

$$\frac{\tau}{\sigma_n} = \tan \phi' = \tan(\phi_{cv} + \psi) \quad (7)$$

em que ϕ' é o ângulo de atrito aparente de interface e ϕ_{cv} o ângulo de interface na situação de cisalhamento a um volume constante.

Em estudos realizados em geogrelhas, Teixeira e Bueno (1999) verificaram que, durante o ensaio de arrancamento, as tensões normais sofrem oscilações, conforme ilustra a Figura 27. A elevação da sobrecarga aumenta o confinamento gerando um incremento da resistência passiva e resistência por atrito nos elementos transversais, reduzindo a tendência de dilatamento do solo e, conseqüentemente, aumentando a resistência ao arrancamento.

Figura 27 - Variação das tensões normais durante o ensaio de arrancamento em geogrelhas



FONTES: TEIXEIRA e BUENO (1999)

Lopes e Ladeira (1996) estudaram o efeito da tensão de confinamento no coeficiente de interação solo-inclusão (f) dada por:

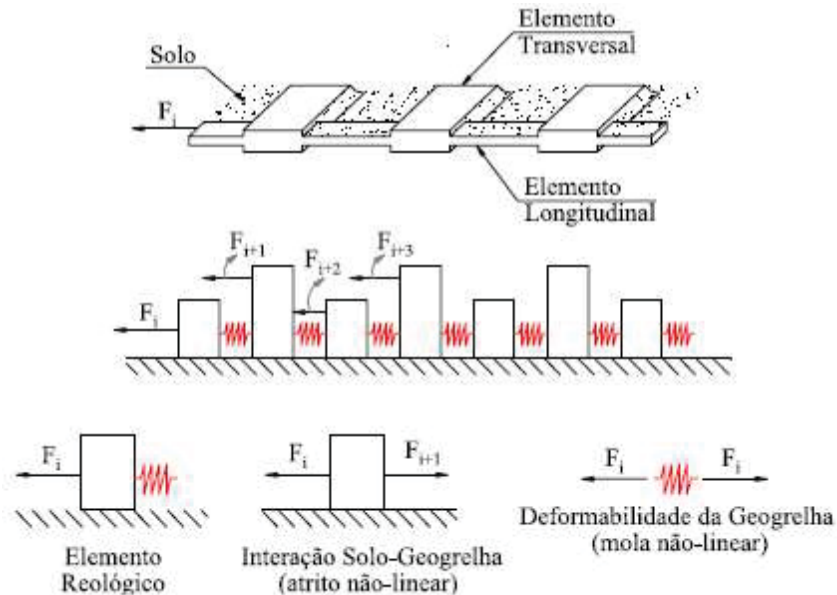
$$f = \frac{T}{2 \cdot A \cdot \sigma \cdot \tan \phi} \quad (8)$$

onde T é a força máxima de arrancamento, A é a área da geogrelha em contato com o solo, σ a tensão normal de contato entre solo e inclusão e ϕ o ângulo de atrito interno.

2.2.4. Mecanismo de transferência de cargas solo-geogrelha

Além de dados para se determinar parâmetros e resistência, consegue-se avaliar a transferência de forças e deslocamentos entre os elementos longitudinais e transversais das geogrelhas. Para Galvão, Gerscovich e Sieira (2016) “durante uma solicitação de arrancamento, a distribuição de tensões e de deformações ao longo do comprimento da geogrelha é não linear”, ou seja, há um processo progressivo de deformações que inicia-se nas extremidade e desenvolve-se gradativamente pelas tiras. Assim como os deslocamentos, em contra partida, a resistência ao arrancamento igualmente evolui de acordo com a mobilização de esforços, sendo dependente da interação solo-inclusão (FIGURA 28).

Figura 28 - Elementos da geogrelhas submetidos gradativamente a deslocamentos em posições diferentes



FONTE: GALVÃO, GERSCOVICH e SIEIRA (2016)

Pode-se, portanto, estabelecer uma correlação entre as forças aplicadas e os deslocamentos dos elementos transversais das geogrelhas e elaboram uma equação polinomial que, ao ser aplicado no resultado de testes de arrancamento, conduzem a curva força *versus* deformação a uma proximidade maior à realidade. Os autores encontraram resultados significativos na aplicação do modelo matemático no tratamento dos dados e da curva resultante dos testes. Considerando que o mecanismo de transmissão de esforços é iterativo longitudinalmente, a força de resistência ao arrancamento (F_p) pode ser determinada de maneira singela pela equação:

$$F_p = F_t - F_a - F_{SG} \quad (9)$$

Em que F_t é a força total de arrancamento, F_{SG} e F_a são, respectivamente as parcelas de atrito de interface solo-geogrelha e adesão.

Ao se executar os testes de arrancamento, pode-se abordar tanto o estudo da resistência à tração do elemento com o solo (DACIOLO e PORTELINHA, 2016), como desenvolver um modelo numérico que esboce o desempenho da geogrelha ao longo de todo o ensaio, conforme propõem Galvão, Gerscovich e Sieira (2016). Estes consideram que “o deslocamento de um elemento (x_{i+1}) é igual ao deslocamento do elemento anterior (x_i) deduzindo-se a parcela referente à deformação que o elemento sofreu devido ao esforço normal.” Assim, pode-se obter o modelo matemático de transferência de cargas a seguir:

$$F_{i+1} = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} = \frac{\left(\frac{x_i - x_{i+1}}{l}\right)}{a + b\left(\frac{x_i - x_{i+1}}{l}\right)} \quad (10)$$

Ou seja:

$$x_{i+1} = \frac{x_i - F_{i+1}(a \cdot l + b_{x1})}{(1 - F_{i+1} \cdot b)} \quad (11)$$

Onde:

F_{i+1} consiste na força transmitida ao elemento $i+1$;

ε representa a deformação do elemento;

l é o comprimento do elemento e ;

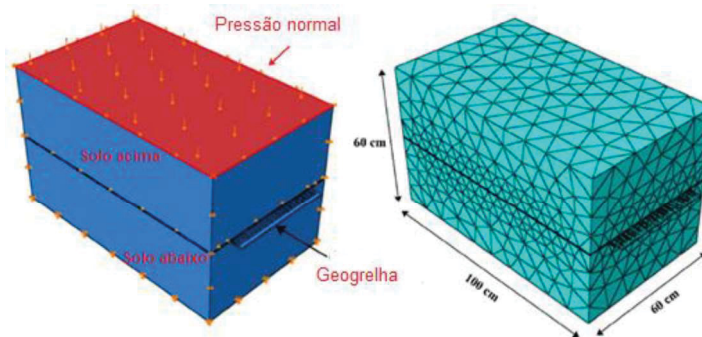
a, b são os elementos de mola que se formam entre os nós.

Em se tratando de parâmetros de resistência, o estudo de Daciolo e Portelina (2016) aborda o ensaio de arrancamento em si, caracterizando os tipos de solo utilizados, material de inclusão e o equipamento de pequeno porte. Os autores destacam a importância de se realizar os testes de pequeno porte em laboratório, evitando grandes mobilizações e custos para se executar um ensaio de grande porte em campo.

Não obstante os testes de arrancamento possuam eficácia, os gráficos gerados precisam ser calibrados e ajustados, principalmente quando se relaciona tensão e deformação, pois, conforme já descrito, é uma relação não linear. O desenvolvimento de um modelo matemático que ajuste as curvas e represente melhor a atuação das inclusões durante os ensaios de arrancamento, torna-se de fundamental importância.

Estudos com captura por imagem digitalmente acelerada de partícula assistido por computação gráfica e com uso do *software* ABAQUS foram desenvolvidos por Abdi e Mirzaeifar (2017) para aprimorar a compreensão da interação de interface solo com geogrelha, conforme Figura 29. A modelagem proposta demonstra que a influência na zona de cisalhamento e na força e arrancamento aumentam consideravelmente com o tamanho e formato dos grãos do solo mais próximos às nervuras. Ainda, pode-se definir que “as distribuições de deformação se tornam mais simétricas e se deslocam de maneira circular” no processo de tração (ABDI e MIRZAEIFAR, 2017).

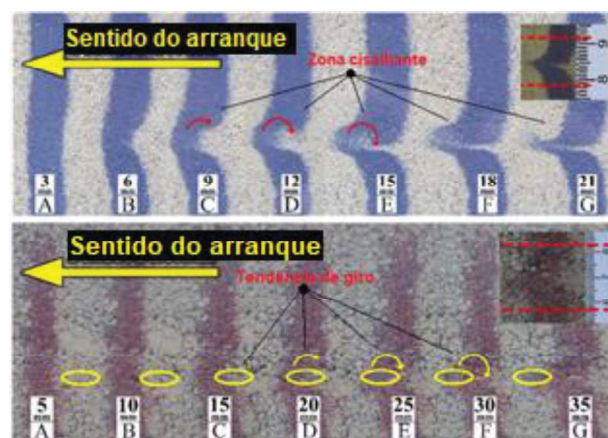
Figura 29 - Modelagem do ensaio de arrancamento



FONTE: adaptado de ABDI e MIRZAEIFAR (2017)

A Figura 30 demonstra tanto a zona cisalhante próxima às nervuras da geogrelha como a tendência de rotação das partículas de solo. Esta última mostra-se influenciada diretamente com a abertura da malha da inclusão e com a sobrecarga aplicada.

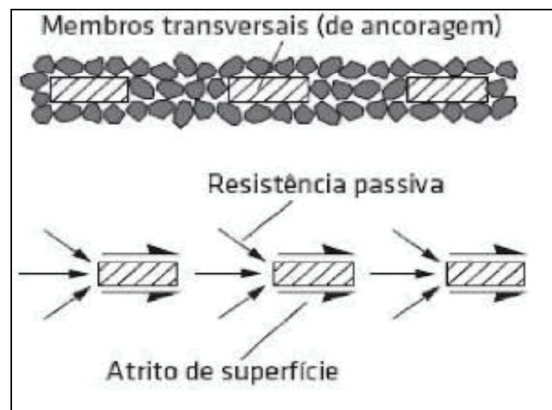
Figura 30 - Imagem digital com captura acelerada do ensaio de arrancamento



FONTE: adaptado de ABDI e MIRZAEIFAR (2017)

Palmeira (2018) aborda outra consideração com relação à interação solo-geogrelha, onde trata da interferência entre os membros transversais como placas ancoradas equidistantes e, dependendo da proximidade entre eles, há interferência nos campos de tensão individuais, podendo influenciar o comportamento e a carga passiva em cada elemento, afetando o valor da carga de arrancamento. A Figura 31 ilustra a atuação da resistência passiva e atrito de superfície.

Figura 31 - Interferência na transferência de tensões durante o arrancamento de geogrelhas



FONTE: PALMEIRA (2018)

A intensidade depende da forma e das dimensões dos grãos de solo, em relação à dimensão do membro de ancoragem, comprimento da geogrelha, rigidez do material e nível de tensão aplicado. Assim, percebe-se que, ao se aumentar a parcela da resistência passiva na interação com o solo, eleva-se a resistência ao arrancamento. Sabat e Mosallanezhad (2017) propõem um incremento de reforço utilizando solo arenoso e mantendo uma relação entre espaçamento e altura dos elementos transversais igual a 5 conseguindo uma eficácia de 65 %. Utilizando-se de métodos de elementos finitos Chen, Luan e Hao (2011) obtiveram resultados satisfatórios na análise de deformações e deslocamentos de geogrelhas em ensaios de arrancamento em comparação com dados de instrumentação de campo.

2.3. Modelo de Teixeira (2003) para comportamento solo-geogrelha

Tomando por base a tese de Teixeira (2003) em que estuda a interação solo-geogrelha em testes de arrancamento e mais especificamente o desenvolvimento de modelo matemático para comportamento de geogrelhas e método de dimensionamento de muros de contenção que utiliza inclusões como reforço, pode-se propor um incremento neste modelo matemático a partir de novos testes de arrancamento em equipamentos de pequeno porte. Assim, pretende-se contribuir

com experimentos principalmente no que diz respeito à adequação de dimensionamentos em obras de muro reforçado com geossintéticos. A seguir apresenta-se a formulação do modelo matemático e do método de dimensionamento para, posteriormente promover a equação exponencial.

2.3.1. Avaliação dos elementos transversais e longitudinais na resistência ao arrancamento

Objetivando determinar um modelo que adeque os resultados de ensaios de arrancamento em equipamento de pequeno porte para geogrelhas de comprimento qualquer, Teixeira (2003) propôs uma bateria de teste para comparar com resultados de ensaios efetuados em equipamento de grande escala. Tal comparação vislumbra viabilizar o uso de ensaio de porte menor em detrimento ao maior. O Quadro 2 mostra o planejamento da bateria de testes:

Quadro 2 - Programa de testes em geogrelhas em equipamento de pequeno e grande porte

Teste	Tipo de teste	Carga (kPa)	Comprimento (mm)
PP1	Pequeno porte	25	230
PP2	Pequeno porte	50	230
PP3	Pequeno porte	100	230
GP1	Grande porte	25	600
GP2	Grande porte	50	600
GP3	Grande porte	100	600
GP4	Grande porte	25	350
GP5	Grande porte	25	1200

FONTE: TEIXEIRA, 2003

A partir dos resultados pode-se plotar uma curva τ vs. δ , sendo τ a tensão de arrancamento e δ o deslocamento imposto. A tensão de arrancamento é algo análogo à tensão de cisalhamento, sendo definida como a relação entre a força de arrancamento e a área da inclusão solicitada ao arrancamento (TEIXEIRA, 2003). A partir do ensaio de pequenas dimensões, a tensão de arrancamento é calculada pela seguinte equação (12):

$$\tau = \frac{F_{ar}}{2b(1 - \delta)} \quad (12)$$

Sendo F_{ar} a força de arrancamento referente ao deslocamento δ , b a largura da geogrelha e l o comprimento inicial da geogrelha embutido no solo.

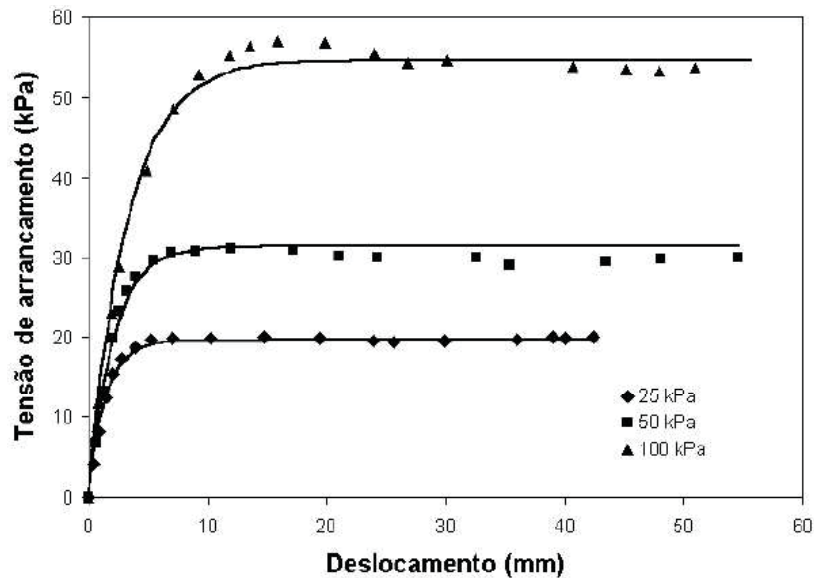
Após executar outra bateria de testes em solos finos, Teixeira (2003) mostrou que os pares de valores experimentais τ vs. δ podem ser ajustados por uma função exponencial (13) do tipo:

$$\tau_i = \tau_{ult} \left(1 - e^{\frac{-k_i \cdot \delta}{\tau_{ult}}} \right) \quad (13)$$

Onde τ_{ult} é o valor máximo assintótico para a função exponencial e k_i a inclinação inicial da curva τ vs. δ .

A Figura 32 apresenta plotados os pares de valores τ vs. δ , referentes aos três ensaios executados por Teixeira (2003). São mostrados também os ajustes feitos aos valores experimentais utilizando a função exponencial apresentada na equação (13).

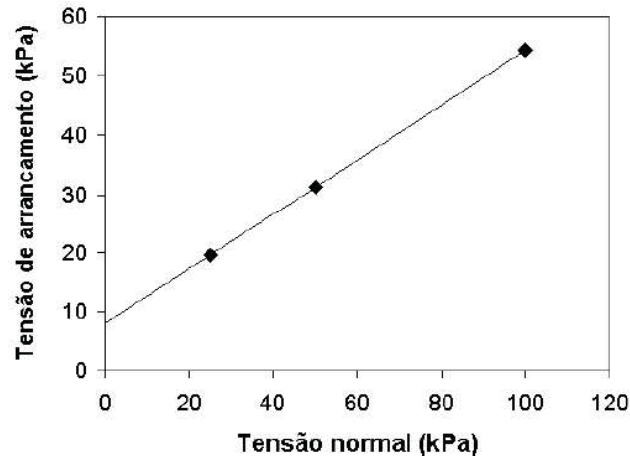
Figura 32 - Aplicação do modelo exponencial para ajuste de curvas tensão vs. deformação



FONTE: TEIXEIRA (2003)

Para se determinar valores de adesão e ângulo de atrito, pode-se ajustar a função linear relacionando tensão de arrancamento com tensão normal aplicada pela sobrecarga gerando o gráfico constante na Figura 33 a seguir.

Figura 33 - Gráfico tensão de arrancamento vs. tensão normal para obtenção de ângulo de atrito e adesão



FONTE: TEIXEIRA (2003)

Da Figura 33, obtém-se uma adesão de 8 kPa e um ângulo de atrito de 25°, desta forma a envoltória de resistência pode ser dada pela equação:

$$\tau_{ult} = 8 + \sigma \cdot \tan 25^\circ \quad (14)$$

De maneira similar, as inclinações iniciais das três curvas exibidas na Figura 30 podem ser correlacionadas com as respectivas tensões normais através de uma expressão do tipo:

$$k_i = m\gamma_w \left(\frac{\sigma}{P_{atm}} \right)^n \quad (15)$$

Sendo:

m e n parâmetros adimensionais a serem determinados;

γ_w o peso específico da água;

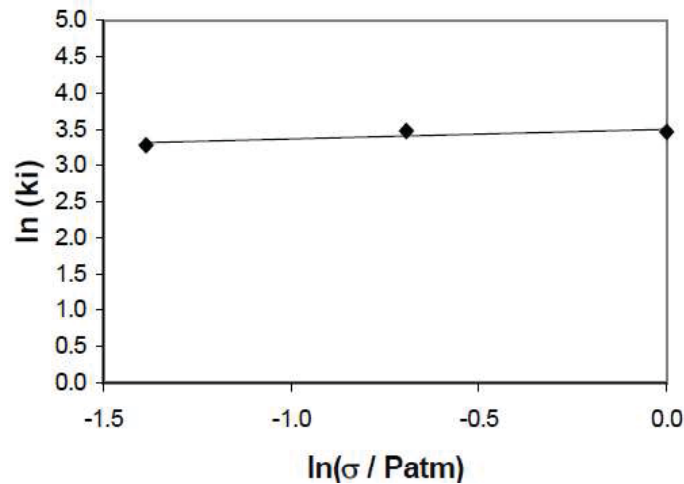
P_{atm} a pressão atmosférica.

A determinação dos parâmetros adimensionais pode ser feita plotando valores de $\ln(k_i)$ no eixo das ordenadas e $\ln(\sigma/P_{atm})$ no eixo das abcissas. Assim, os pontos podem ser ajustados por uma reta. O parâmetro n corresponde ao coeficiente angular da reta ajustada e o parâmetro m pode ser determinado pela relação:

$$m = \frac{e^a}{\gamma_w} \quad (16)$$

Onde a o intercepto da reta ajustada aos pontos $\ln(k_i)$ vs. $\ln(\sigma/P_{atm})$ com o eixo das ordenadas (FIGURA 34).

Figura 34 - Gráfico para se determinar o intercepto de adesão



FONTE: TEIXEIRA (2003)

Os valores dos parâmetros adimensionais obtidos foram $m=1656$ e $n=0,1328$. A função (15) que relaciona a inclinação inicial com a tensão aplicada assume, portanto, a seguinte forma para os ensaios realizados:

$$k_i = 1656 \cdot \gamma_w \cdot \left(\frac{\sigma}{P_{atm}} \right)^{0,1328} \quad (17)$$

Com as equações 12 e 15, consegue-se traçar o gráfico tensão de arrancamento vs. deslocamento para qualquer tensão normal utilizando a função exponencial mostrada na Equação 13. Conforme demonstrado na Figura 32, o modelo exponencial se ajustou de forma quase satisfatória às curvas resultantes dos ensaios. Nota-se que, quando se trata de tensão de pico, a curva calibrada não abrange a sobre saliência. Para este ajuste há necessidade de se propor um incremento na equação para abordar a tensão de pico e otimizar a calibragem.

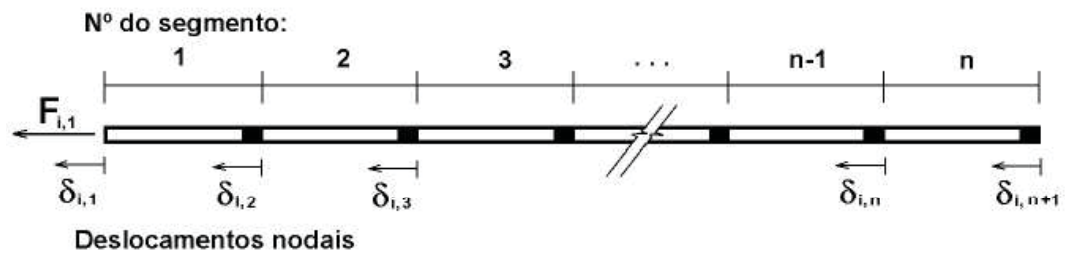
2.3.2. Modelo para testes de pequeno porte

Como forma de adaptação simplificada para determinar a resistência ao arrancamento de uma geogrelha, Teixeira (2003) propôs um modelo mais singelo considerando inclusão de largura unitária e comprimento infinitesimal, sendo este capaz de “fornecer os perfis de deslocamentos, de deformação e de transferência de carga em toda a extensão de uma geogrelha de comprimento qualquer, além da curva força aplicada vs. deslocamento em qualquer ponto da geogrelha.” Consiste de um modelo interativo, no qual admite-se um deslocamento frontal na geogrelha e determina-se a força de arrancamento referente a este deslocamento. Os dados de entrada do modelo são:

1. Utilizar a equação exponencial 13;
2. Determinar a curva, obtida de um ensaio de tração não confinado, que relaciona a força de tração por unidade de largura da geogrelha com a deformação.

Inicialmente a geogrelha é dividida em n segmentos de comprimento L/n , sendo L o comprimento total da geogrelha simulada. A cada segmento existe um deslocamento associado $\delta_{i,j}$ sendo i a interação considerada e j o número do segmento. O deslocamento de um segmento é igual ao deslocamento do segmento anterior deduzindo-se o deslocamento referente à deformação que o segmento anterior sofreu devido ao esforço normal, conforme Figura 35.

Figura 35 - Subdivisão da geogrelha em segmentos como forma de expressão o comportamento ao longo do ensaio.



FONTE: TEIXEIRA (2003)

A força frontal $F_{i,1}$ deve ser dissipada ao longo do comprimento da geogrelha. As interações são feitas sucessivamente até que a força frontal aplicada, atuante no final do último segmento, atinja um valor próximo de zero.

De uma forma simplificada, os passos envolvidos neste procedimento são os seguintes (TEIXEIRA 2003):

1. Admitir um deslocamento inicial pequeno, $\delta_{1,1}$.
2. Arbitrar uma força inicial, $F_{1,1}$, compatível com o deslocamento $\delta_{1,1}$. Uma primeira aproximação pode ser conseguida considerando que a geogrelha é rígida e que metade do deslocamento frontal aplicado ocorre em todo o comprimento da geogrelha, utilizando, para isso, a curva tensão de arrancamento *vs.* deslocamento.
3. Calcular a resistência ao arrancamento, $R_{1,1}$, correspondente ao primeiro segmento da geogrelha, a partir do deslocamento, $\delta_{1,1}$, e da curva tensão de arrancamento *vs.* deslocamento obtida do ensaio de pequenas dimensões ou pela equação ajustada, considerando o comprimento do segmento igual a L/n
4. Computar a deformação média, $\varepsilon_{1,1}$, sofrida pelo segmento devido a atuação da força $(F_{1,1} - R_{1,1}/2)$, utilizando a curva que relaciona força de tração com deformação obtida do ensaio de tração.
5. Calcular o deslocamento, $\delta_{1,2}$, usando a equação (16):

$$\delta_{1,2} = \delta_{1,1} - \varepsilon_{1,1} \cdot \frac{L}{n} \quad (18)$$

6. Computar a força $F_{1,2}$, atuante no segmento adjacente ao segmento inicial, utilizando a equação (17):

$$F_{1,2} = F_{1,1} - R_{1,1} \quad (19)$$

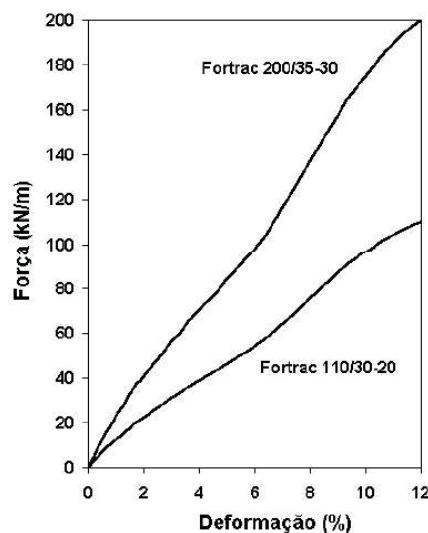
7. A partir do novo par de valores de força e deslocamento nodais, $\delta_{1,2}$ e $F_{1,2}$, repetir os passos (2) – (6) usando $F_{1,2}$ como força axial em lugar de $F_{1,1}$ e $\delta_{1,2}$ como deslocamento nodal em lugar de $\delta_{1,1}$. Repetir este procedimento até que a obtenção do par de valores $\delta_{1,n+1}$ e $F_{1,n+1}$, referente ao último segmento de geogrelha;

8. Se o valor arbitrado de $F_{1,1}$ estiver correto, o valor de $F_{1,n+1}$ será zero. Caso isto não aconteça, deve-se corrigir o valor da força frontal aplicada numa nova interação até que o valor de $F_{i,n+1}$ se aproxime convenientemente de zero;
9. Devem ser feitas tantas interações quanto forem necessárias até que se obtenha o par de valores $(\delta_{i,1}, F_{i,1})$ que forneça um valor próximo de zero para $F_{i,n+1}$:
10. O procedimento é então repetido para valores maiores de deslocamento frontal, até que uma série de valores $(\delta_{i,1}, F_{i,1})$ seja obtida. Estes valores podem ser então usados para construir a curva de deslocamentos computada.

O modelo proposto pode se estender para reforços rígidos ou flexíveis podendo, em alguns casos, todo o esforço aplicado no arrancamento ser totalmente dissipado antes de ser solicitado na última extremidade do reforço. A seguir são demonstradas as simulações efetuadas por Teixeira (2003) utilizando o modelo geral apresentado.

Tomando-se por base dados do gráfico fornecido pelo catálogo do fabricante da geogrelha Fortrac 200/35-30, ilustrado na Figura 36, pode-se alimentar a função exponencial calibrada Equação 11, formar a curva força vs. deformação e assim simular testes de arrancamento de geogrelhas com comprimento qualquer.

Figura 36 - Gráfico de catálogo da geogrelha Fortrac200/35-30 usado para alimentar o modelo exponencial

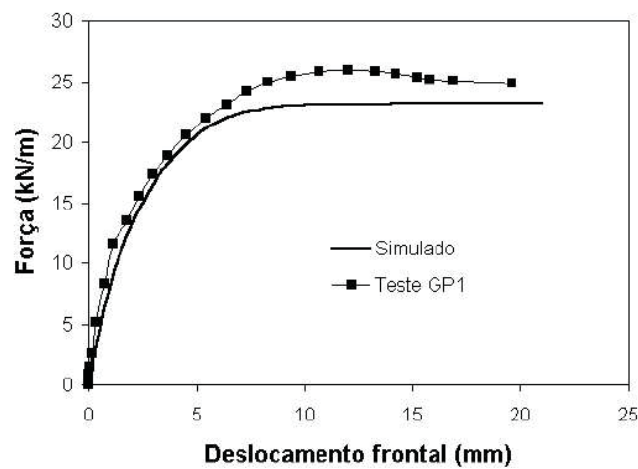


FONTE: TEIXEIRA (2003)

A partir das amostras da geogrelha, Teixeira (2003) executou ensaios de arrancamento em pequena escala e aplicou tais resultados em cinco simulações a fim de representar o melhor possível resultados de ensaios de grande escala.

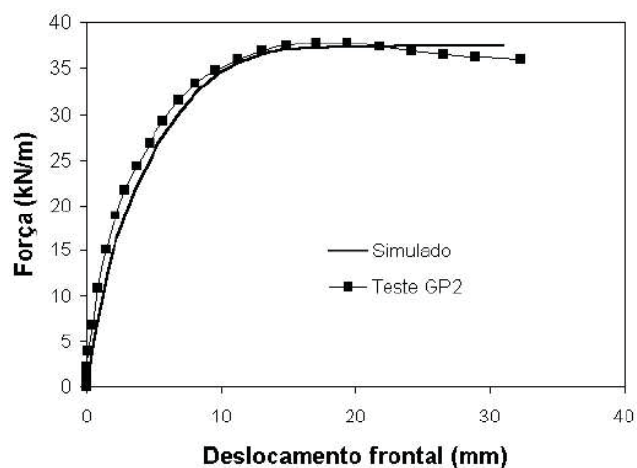
Nas Figuras 37 a 41 demonstram-se as curvas força de arrancamento vs. deslocamento frontal da geogrelha que foram obtidas dos ensaios de grande porte e das simulações numéricas. Estes resultados se referem aos testes GP1 a GP5 detalhados no Quadro 2.

Figura 37 - Simulação numérica em GP1



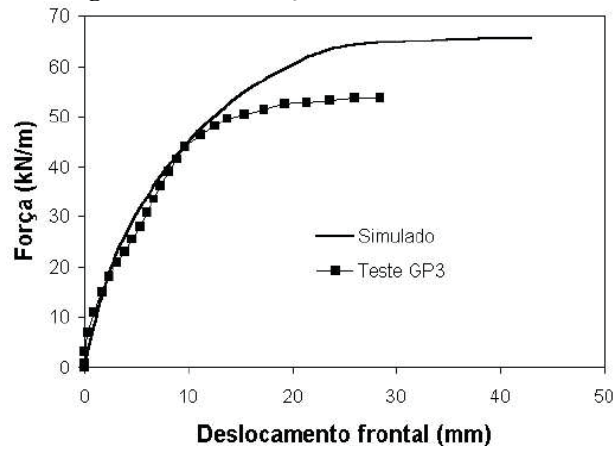
FONTE: TEIXEIRA (2003)

Figura 38 - Simulação numérica em GP2



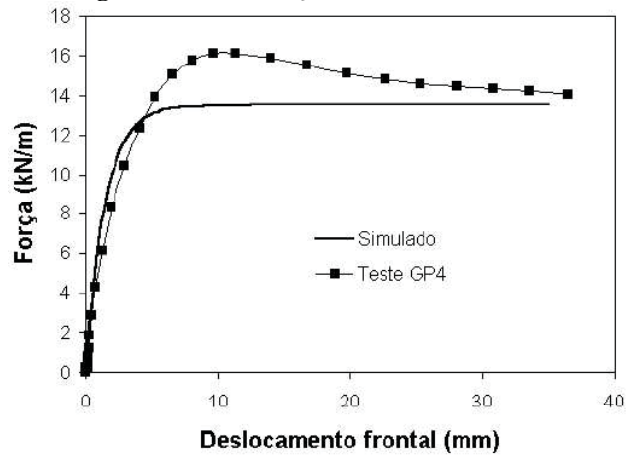
FONTE: TEIXEIRA (2003)

Figura 39 - Simulação numérica em GP3



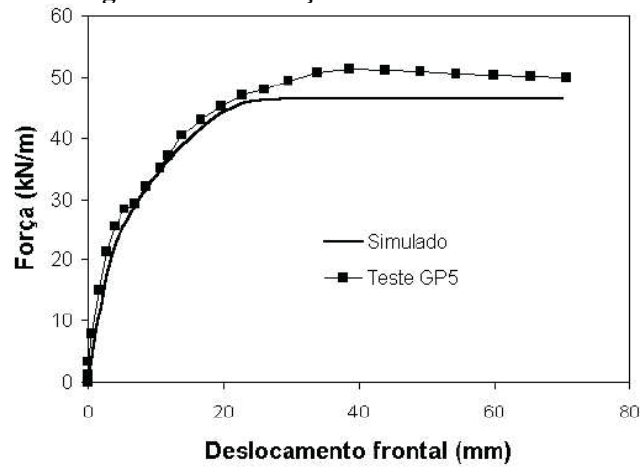
FONTE: TEIXEIRA (2003)

Figura 40 - Simulação numérica em GP4



FONTE: TEIXEIRA (2003)

Figura 41 - Simulação numérica em GP5



FONTE: TEIXEIRA (2003)

Ao se analisar os resultados que comparam testes realizados em equipamento de grande porte e as simulações de aplicação do modelo exponencial notam-se um bom ajuste entre as curvas calculadas e os valores experimentais, principalmente para os trechos de até 80% da força máxima de arrancamento verificado em cada teste. A partir deste ponto, em alguns testes verifica-se certa discrepância entre os valores de força de arrancamento (TEIXEIRA, 2003).

Muito embora ensaios de grande porte e até mesmo ensaios de campo possam ser considerados os que fornecem resultados mais satisfatórios, a modelagem proposta por Teixeira (2003) apresentou bons resultados no que se refere a adequação das curvas resultantes de ensaios de pequeno porte. Contudo, a lacuna da modelagem que incorpora o pico de resistência à tração permanece.

Aspecto importante do modelo apresentado por Teixeira (2003) é que alguns fatores como geometria da grelha, dimensão dos grãos do solo, espaçamento entre elementos transversais e outros fatores largamente comentados na literatura, estão implícitos, visto que os dados de entrada do modelo são obtidos por meio de testes de arrancamento que, obviamente, são afetados por estes fatores. O aspecto comprimento e extensibilidade do reforço também são considerados (TEIXEIRA, 2003).

CAPÍTULO 03

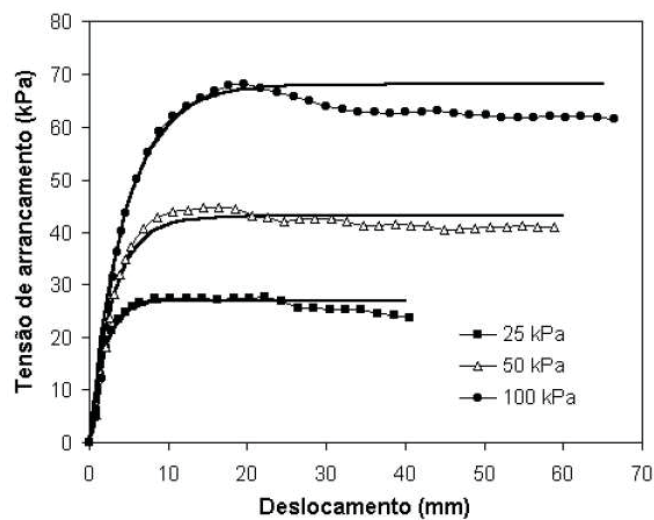
3. MATERIAIS E MÉTODOS DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental objetiva definir os meios pra aprimorar a equação exponencial proposta por Teixeira (2003) e balizar diretrizes para o desenvolvimento de novos ensaios de arrancamento em equipamento de pequeno porte desenvolvido pelo autor, a fim de validar o novo modelo. Assim, pode ser dividido em duas etapas: primeiramente a determinação do incremento da equação exponencial e em segundo a execução dos ensaios de arrancamento.

3.1. Determinação do modelo exponencial

Conforme descrito anteriormente, o modelo matemático desenvolvido por Teixeira (2003) expressa muito bem algumas curvas, contudo houve casos em que a discrepância mostrou-se evidente. Isto devido ao fato de não abranger em sua totalidade o pico da curva que representa a força de tração última τ_{ult} justamente no ápice da curva. Dentre os ensaios realizados e as simulações apresentadas no capítulo anterior, pode-se destacar a comparação do grupo de teste 07 para tensões normais de 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa, o qual servirá de referência para demonstrar o desenvolvimento do incremento à equação inicialmente proposta. A Figura 42 ilustra exatamente o resultado do teste de grande porte e a simulação da modelagem com a Equação 13.

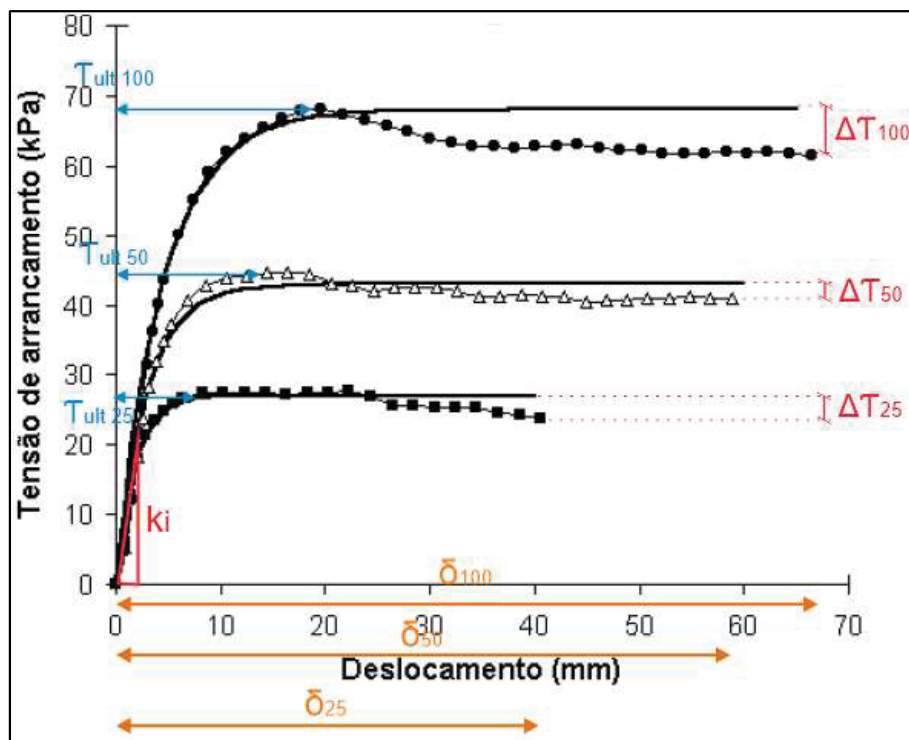
Figura 42 - Aplicação do modelo no teste GP4



FONTE: adaptado de TEIXEIRA (2003)

A linha cheia representa a aplicação da modelagem e as curvas com marcadores, os resultados dos ensaios. Nota-se claramente a diferença da curva simulada, a partir do pico, na parcela residual Segundo descrito na Equação 13, representada na Figura 43, k_i consiste na inclinação inicial da curva. A tensão de tração última, τ_{ult} , encontra-se no pico da curva de arrancamento, no entanto a curva de modelagem não acompanha a curva de ensaios e cria-se uma lacuna entre curvas denominada como variação da força de pico à força residual de arrancamento $\Delta\tau$. Os deslocamentos para cada ensaio estão representados por δ . A Figura 43 aborda o descrito.

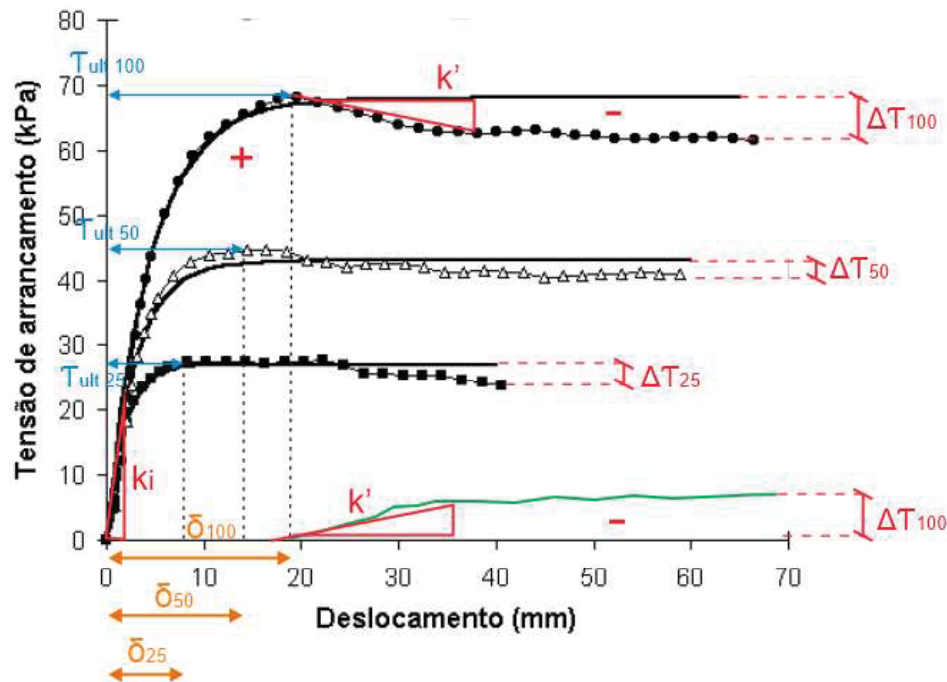
Figura 43 - Variação da tensão de pico e tensão residual de arrancamento



FONTE: adaptado de TEIXEIRA (2003)

No caso, o modelo formou a curva de simulação que acompanhou a curva do ensaio até o pico, contudo ao ceder a inflexão, tendeu a uma reta horizontal. Em todos os testes apresentados em que houve a aplicação do modelo exponencial, não ocorreu o acompanhamento da inflexão onde há transição entre tensão de arrancamento de pico com tensão de arrancamento residual. Há caso em que as curvas coincidem e o modelo aparece como satisfatório. Não obstante alguns resultados de simulações estejam coerentes, há necessidade de se adequar o modelo para que a confiabilidade se eleve e os dimensionamentos fiquem mais aferidos.

Figura 44 – Determinação de parâmetros de incremento para modelo exponencial



FONTE: adaptado de TEIXEIRA (2003)

De acordo com a Figura 44, evidencia-se que a equação não atende o decréscimo de tensão de arrancamento entre o pico e o residual, onde a inclinação negativa da curva pode ser representado novamente pela letra “k”, contudo diferenciada pelo apóstrofo “linha”, ou seja, k' . A tensão de pico ou tensão última de arrancamento τ_{ult} entra no cálculo da variação de tensão $\Delta\tau$, que representa justamente a diferença para a tensão de arrancamento residual. Além disso, há de se considerar a variação de deslocamentos δ até a tensão de pico. Assim, consegue-se uma área negativa, exemplificada na base do gráfico pela curva da tensão aplicada de 100 kPa, onde a mesma é acrescida no modelo, gerando o delineamento negativo que acompanha a curva.

Considerando os parâmetros de resistência já apresentados como essenciais para alimentar o modelo e levando-se em conta os incrementos de inclinação de curvatura, variação de tensão de arrancamento e variação do deslocamento inicial pode-se desenvolver o incremento da equação exponencial proposta por Teixeira (2003) como sendo:

$$\Delta\tau \left[1 - e^{\frac{-k'(\delta-\delta_p)}{\Delta\tau}} \right] \quad (20)$$

onde $\Delta\tau$ é a variação entre tensão de pico e tensão residual, k' é a inflexão entre valor de pico e residual e δ_p o deslocamento até o pico de cada ensaio.

Determina-se $\Delta\tau$ pela subtração entre τ_{ult} e o termos sequencial de tensão de resistência ao arrancamento medida pelo ensaio, ou seja, τ_{n+1} . A parcela do deslocamento contempla o deslocamento de pico com referência e subtração dos termos sequenciais medidos pelo ensaio, ou seja, δ_{n+1} . De posse do $\Delta\tau$ e $\Delta\delta$, define-se o a inclinação de k' . Nota-se que haverá uma variação de tensão de arrancamento, $\Delta\tau$, uma variação de deslocamento, $\Delta\delta$, e uma inclinação da curva, k' , para cada tensão de cisalhamento após o pico. Desta forma, com o incremento, a partir do pico da curva, o modelo pretende delinear e acompanhar a parte residual da curva.

E assim a nova equação (21):

$$\tau = \tau_{ult} \left(1 - e^{\frac{-k_r \delta}{\tau_{ult}}} \right) - \Delta\tau \left[1 - e^{\frac{-k'(\delta - \delta_p)}{\Delta\tau}} \right] \quad (21)$$

Note-se que a tensão de arrancamento τ nada mais é do que a razão entre a força de arrancamento P pela área de largura unitária L . A inclinação k' assume valor negativo em detrimento ao declive a curva. Com o novo modelo espera-se que as simulações se adequem de maneira satisfatória e coerente aos testes de arrancamento de pequeno porte, proporcionando resultados confiáveis e acurados.

3.2. Testes em equipamento de pequeno porte

Para validar a equação matemática desenvolvida anteriormente, optou-se por se efetuar novos testes de arrancamento em equipamento de pequeno porte utilizando solo granular com compactação fofa e compacta.

A opção por se utilizar ensaios de pequeno porte em laboratório faz-se pela praticidade de execução, logística para deslocamento e transporte de solo e economia na utilização das geogrelhas. Ainda, por ser em pequena escala, consegue-se controlar melhor as condições de contorno do experimento, conduzindo-o a refletir mais fielmente a dinâmica que ocorre no ambiente de campo.

A escolha das condições de compactação, sendo aplicado estado fofo e compacto, gera hipótese de extremos, pois o desempenho das geogrelhas pode ser bem contraditório em fases de

compactação divergentes. Outro fator importante é a variação de carregamento, pois determinará o quão determinante o estado de compactidade do solo arenoso influencia no arrancamento e no estado de deformação das geogrelhas.

Espera-se, portanto, que os gráficos gerados em ensaios de laboratório possuam certa discrepância em comparação aos adquiridos em escala real. O novo modelo matemático exponencial desenvolvido visa justamente ajustar as curvas, gerando gráficos condizentes e equiparados. Isto permite que em situações de implantação de estruturas de contenção com solo reforçado, utilizando-se dos mesmos elementos e condições de contorno do ensaio, possam ser estudadas e pré-dimensionadas em ensaios de arrancamento de pequeno porte juntamente com a aplicação do modelo matemático para otimizar os dados.

3.2.1. Caracterização do solo

O solo escolhido para os ensaios foi o mais compatível possível com o solo F dos experimentos de Teixeira (2003), ou seja, uma areia com as seguintes propriedades elencadas na Tabela 1:

Tabela 1 - Propriedades do solo F do experimento realizado por Teixeira

SOLO	PROPRIEDADES						
	γ_s (g/cm ³)	γ_d (kN/m ³)	D_r (%)	$e_{m\acute{a}x}$	$e_{m\acute{i}n}$	w (%)	Classificação
Tipo F	2,670	16,27	80	0,789	0,603	6	SP

FONTE: adaptado de TEIXEIRA (2003)

Por se tratar de uma areia, os parâmetros de compactação e os Limites de *Atterberg* não foram adquiridos, contudo determinou-se o índice de vazios máximo (e_{max}) e índice de vazios mínimo (e_{min}), caracterizando assim os limites de compactidade no estado fofo e compacto, respectivamente.

A caracterização foi realizada visando tipificar as partículas quanto às características físicas do solo de reforço e especificar singularidades do mesmo. A investigação foi realizada em material arenoso, retirado de fonte natural no município de São José dos Pinhais e posteriormente classificada através de resultados dos ensaios necessários. Para os estudos dessa pesquisa propõe-se utilizar areia fina a média como material de aplicação, que foi devidamente caracterizada. A

NBR-7181 (ABNT, 2016) embasou a caracterização por peneiramento, pois define qual o tipo de material predominante na amostra de solo retida nas peneiras.

Com os dados obtidos do ensaio de granulometria, pode-se determinar alguns parâmetros característicos da curva de distribuição granulométrica, como coeficiente de não uniformidade e coeficiente de curvatura. Ambos denotam a uniformidade e graduação dos grãos contidos no solo ensaiado. Os resultados do ensaio são demonstrados no Quadro 3.

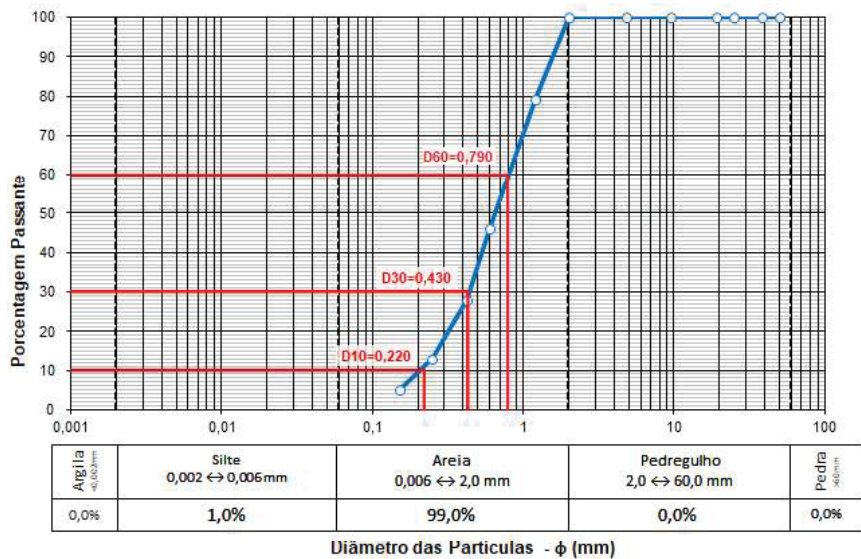
Quadro 3 - Resultados do ensaio de granulometria

Classificação	Peneira (n°)	Peneira (mm)	Massa Retida (g)	Massa acumulada (g)	% Acumulado	% Passante
Pedregulho	3/4"	19,00	0,00	0,00	0,00%	100,00%
	1/2"	12,50	0,00	0,00	0,00%	100,00%
	3/8"	9,50	0,00	0,00	0,00%	100,00%
	1/4"	6,35	0,00	0,00	0,00%	100,00%
Areia grossa	4	4,80	329,50	329,50	2,48%	97,52%
	8	2,40	2971,40	3.300,90	24,87%	75,13%
Areia média	16	1,20	2422,30	5.723,20	43,13%	56,87%
	30	0,60	2528,90	8.252,10	62,18%	37,82%
	40	0,425	2423,90	10.676,00	80,45%	19,55%
Areia fina	60	0,250	1868,20	12.544,20	94,53%	5,47%
	100	0,150	410,00	12.954,20	97,62%	2,38%
	200	0,075	254,30	13.208,50	99,53%	0,47%
Silte	Fundo		62,00	13.270,50	100,00%	0,00%

FONTE: o AUTOR (2022).

O gráfico de distribuição granulométrica é ilustrado no Gráfico 1 e, de acordo com os resultados, permite classificar como areia média a grossa, por apresentar 18,01% de areia fina, 55,58% de areia média e 24,87% de areia média e 1,54% de perdas durante o ensaio.

Gráfico 1 - Curva de distribuição granulométrica



FONTE: o AUTOR (2022)

Com os dados do peneiramento e formada a curva de distribuição granulométrica, pode-se determinar o diâmetro efetivo D_{10} , o coeficiente de uniformidade C_u e o coeficiente de curvatura C_c . Para se encontrar os coeficientes, determina-se os valores de D_{30} e D_{60} pela leitura na curva granulométrica e efetua-se os cálculos com as seguintes fórmulas:

c. Coeficiente de uniformidade (C_u):

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (22)$$

d. Coeficiente de curvatura (C_c):

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}} \quad (23)$$

Os diâmetros efetivos considerados para D_{10} , D_{30} , D_{60} foram, respectivamente, 0,22, 0,43 e 0,79. Os resultados estão expostos na Tabela 2.

Tabela 2 - Classificação quanto à granulometria

Diâmetros efetivos			Coeficientes		Classificação
D_{10}	D_{30}	D_{60}	C_u	C_c	
0,22	0,43	0,79	3,59	1,06	Solo muito uniforme e mal graduado.

FONTE: o AUTOR (2022)

Tendo em vista que para o procedimento de ensaio estabeleceu-se como característica do solo arenoso sendo de compactidade compacta e fofa, em seguida procedeu-se para se determinar os índices de vazios mínimo e máximos para posterior cálculo da compactidade relativa (CR), conforme procedimentos descritos a seguir:

- Índice de vazios mínimos, e_{min} (PINTO, 1969):
 - a. Determinar o peso específico dos grãos γ_s ;
 - b. Tomar uma porção de areia saturada;
 - c. Utilizar o cilindro de Proctor previamente medido;
 - d. Dosar para que a porção de areia seja distribuída em 5 camadas;

- e. Utilizar um soquete de madeira com ponta plana para compactar cada camada com 26 golpes ou até se verificar a plena compactação ou repique;
- f. Após a colocação de cada camada compactada, golpear ao menos 10 vezes o cilindro lateralmente com o mesmo soquete observando o ajuste do solo;
- g. Preencher até o topo do cilindro extrapolando em 10 mm para o colarinho;
- h. Retirar o colarinho e rasar o excesso;
- i. Pesquisar o molde com base + solo úmido compactado (P_{comp})
- j. Levar à estufa a 105/110°C por 24 horas;
- k. Retirar e pesar conjunto efetuando a subtração do cilindro e base tem-se P_{scomp} ;
- l. Medir o P_{wcomp} para determinação da umidade de compactação com:

$$w_{comp} = \frac{P_{wcomp}}{P_{scomp}} (\%) \quad (24)$$

- m. Determinar o peso específico seco γ_{dmin} :

$$\gamma_{dmin} = \frac{P_{scomp}}{V} \quad (25)$$

- n. Determinar o e_{min} por:

$$e_{min} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{dmin}} \quad (26)$$

- o. Repetir a operação 03 (três) vezes.

- Índice de vazios máximos, $e_{máx}$ (PINTO, 1969):

- a. Deve-se ter os dados do peso específico dos grãos γ_s
- b. Tomar uma porção de areia seca;
- c. Utilizar o cilindro de Proctor;
- d. Colocar o funil a 1 cm da base do cilindro e iniciar o despejo da areia;
- e. Manter a distância de 1 cm de altura a medida que a areia vai preenchendo o cilindro;
- f. Em movimentos circulares, distribuir da borda para o centro do cilindro;

- g. Preencher até o topo do cilindro extrapolando 20 mm do colarinho;
- h. Retirar colarinho e rasar;
- i. Cuidar para não trepidar ou mexer o cilindro com areia;
- j. Pesar o molde com base + solo seco e subtrair o peso do primeiro encontrando P_{sfofo} ;
- k. Pesar conjunto cilindro e base mais solo seco e determinar o peso específico seco γ_{dmax} :

$$\gamma_{dmax} = \frac{P_{sfofo}}{V} \quad (27)$$

- l. Determinar o e_{min} por:

$$e_{máx} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{dmax}} \quad (28)$$

- m. Repetir a operação 03 (três) vezes.

A Compacidade relativa (CR) pode ser determinada pela fórmula a seguir:

$$CR = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{min}} \quad (29)$$

onde pode-se classificar a areia de acordo com os valores adquiridos, segundo Tabela 3.

Tabela 3 - Classificação das areias quanto à compacidade relativa

CLASSIFICAÇÃO	CR
Areia Fofa	Abaixo de 0,33
Areia de compacidade mediana	Entre 0,33 e 0,66
Areia compacta	Acima de 0,88

FONTE: PINTO (2006)

Segundo Pinto (2006) as areias também podem ser classificadas quanto aos índices mínimo e máximo, conforme Tabela 4 a seguir:

Tabela 4 - Classificação das areias segundo índices mínimo e máximo

Descrição da areia	e_{\min}	e_{\max}
Areia uniforme de grãos angulares	0,70	1,10
Areia bem graduada de grãos angulares	0,45	0,75
Areia uniforme de grãos arredondados	0,45	0,75
Areia bem graduada de grãos arredondados	0,35	0,65

FONTE: PINTO (2006)

Após executados os ensaios, os resultados são ilustrados nos Quadros 4, 5 e 6 a seguir, onde se apresentam os dados de índice de vazio mínimo, natural e máximo. Após efetua-se o cálculo da compactidade relativa aonde se chega à classificação de que a areia a ser aplicada nos ensaios possui **compactidade mediana** de **0,637** ou **63,7%**.

Quadro 4 - Ensaio para determinação do índice de vazios mínimo

ÍNDICE DE VAZIOS MÍNIMOS				
1	PESO CILINDRO + BASE (g)	4635,2	PESO DA AREIA SECA (g)	1613,00
	PESO CILINDRO + BASE + AREIA ÚMIDA (g)	6625,8	MASSA ESP. APARENTE DO SOLO (g/cm ³):	1,597
	PESO CILINDRO + BASE + AREIA SECA (g)	6248,2	ÍNDICE DE VAZIOS MÍNIMOS	0,635
2	PESO CILINDRO + BASE (g)	4441,1	PESO DA AREIA SECA (g)	1594,40
	PESO CILINDRO + BASE + AREIA ÚMIDA (g)	6399,5	MASSA ESP. APARENTE DO SOLO (g/cm ³):	1,578
	PESO CILINDRO + BASE + AREIA SECA (g)	6035,5	ÍNDICE DE VAZIOS MÍNIMOS	0,654
3	PESO CILINDRO + BASE (g)	4635,2	PESO DA AREIA SECA (g)	1603,40
	PESO CILINDRO + BASE + AREIA ÚMIDA (g)	6699,1	MASSA ESP. APARENTE DO SOLO (g/cm ³):	1,587
	PESO CILINDRO + BASE + AREIA SECA (g)	6238,6	ÍNDICE DE VAZIOS MÍNIMOS	0,645
MÉDIA DOS RESULTADOS				0,645

FONTE: o AUTOR (2022)

Conforme ensaios, o índice de vazios mínimo, ou seja, no estado compacto é de **0,645**.

Quadro 5 - Ensaio para determinação do índice de vazios natural

ÍNDICE DE VAZIOS NATURAL				
1	PESO CILINDRO + BASE (g)	4635,2	PESO DA AREIA SECA (g)	1551,40
	PESO CILINDRO + BASE + AREIA ÚMIDA (g)	6193,8	MASSA ESP. APARENTE DO SOLO (g/cm ³):	1,536
	PESO CILINDRO + BASE + AREIA SECA (g)	6186,6	ÍNDICE DE VAZIOS NATURAL	0,700
2	PESO CILINDRO + BASE (g)	4441,1	PESO DA AREIA SECA (g)	1546,90
	PESO CILINDRO + BASE + AREIA ÚMIDA (g)	5993,4	MASSA ESP. APARENTE DO SOLO (g/cm ³):	1,531
	PESO CILINDRO + BASE + AREIA SECA (g)	5988	ÍNDICE DE VAZIOS NATURAL	0,705
3	PESO CILINDRO + BASE (g)	4635,2	PESO DA AREIA SECA (g)	1529,60
	PESO CILINDRO + BASE + AREIA ÚMIDA (g)	6165,5	MASSA ESP. APARENTE DO SOLO (g/cm ³):	1,514
	PESO CILINDRO + BASE + AREIA SECA (g)	6164,8	ÍNDICE DE VAZIOS NATURAL	0,724
MÉDIA DOS RESULTADOS				0,710

FONTE: o AUTOR (2022)

Conforme ensaios, o índice de vazios natural é de **0,710**.

Quadro 6 - Ensaio para determinação do índice de vazios máximo

ÍNDICE DE VAZIOS MÁXIMOS				
1	PESO CILINDRO + BASE (g)	4441,1	PESO DA AREIA SECA (g)	1442,00
	PESO CILINDRO + BASE + AREIA ÚMIDA (g)	-	MASSA ESP. APARENTE DO SOLO (g/cm ³):	1,428
	PESO CILINDRO + BASE + AREIA SECA (g)	5883,1	ÍNDICE DE VAZIOS MÁXIMO	0,829
2	PESO CILINDRO + BASE (g)	4441,1	PESO DA AREIA SECA (g)	1448,20
	PESO CILINDRO + BASE + AREIA ÚMIDA (g)	-	MASSA ESP. APARENTE DO SOLO (g/cm ³):	1,434
	PESO CILINDRO + BASE + AREIA SECA (g)	5889,3	ÍNDICE DE VAZIOS MÁXIMO	0,821
3	PESO CILINDRO + BASE (g)	4441,1	PESO DA AREIA SECA (g)	1448,30
	PESO CILINDRO + BASE + AREIA ÚMIDA (g)	-	MASSA ESP. APARENTE DO SOLO (g/cm ³):	1,434
	PESO CILINDRO + BASE + AREIA SECA (g)	5889,4	ÍNDICE DE VAZIOS MÁXIMO	0,821
MÉDIA DOS RESULTADOS				0,824

FONTE: o AUTOR (2022)

Assim, determina-se que o índice de vazios máximo, ou seja, no estado fofo é de **0,824**.

A compacidade relativa foi determinada segundo equação 29 e classificada conforme Quadro 7.

Quadro 7 - Determinação da compacidade relativa

COMPACIDADE RELATIVA	
AREIA FOFA	Abaixo de 0,33
AREIA DE COMPACIDADE MEDIANA	Entre 0,33 e 0,66
AREIA COMPACTA	Acima de 0,88
RESULTADO:	0,637 AREIA DE COMPACIDADE MEDIANA

FONTE: o AUTOR (2022)

O ângulo de atrito ϕ determinado pelo ensaio de cisalhamento direto foi de 32° onde as cargas utilizadas para determinação da envoltória foram de 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa e a umidade de 6%. Massad (2006) estabelece ângulos de atrito para areias no estado compacto e fofo, conforme Tabela 5.

Tabela 5 - Ângulo de atrito em areias segundo graduação e formato dos grãos

Graduação	Formato dos grãos	ϕ_{fofo} (°)	ϕ_{comp} (°)
Areia bem graduada	Angulares	37	47
	Arredondadas	30	40
Areia mal graduada	Angulares	35	43
	Arredondadas	28	35

FONTE: MASSAD (2006)

Deste modo, conforme classificação já apresentada, pode-se adotar o ângulo de atrito no estado fofo de 28° e no estado compacto de 35°. Para o presente trabalho a coesão efetiva será considerada nula, devido ao solo ser totalmente granular.

3.2.2. Material de inclusão

Foi utilizada no programa experimental do referido trabalho apenas um tipo de geogrelha, pois o intuito é justamente testar o modelo matemático em novos ensaios de arrancamento sob duas condições extremas de compactidade e não diversificar o experimento em diversos testes em inclusões. No caso optou-se pela modelo polimérico MacGrid® WG 90, produzida e fornecida pela Maccaferri do Brasil Ltda, selecionada em função da sua característica geométrica, propriedade especial como drenagem e pela disponibilidade dos fabricantes e representantes comerciais em ceder amostras. A Figura 45 ilustra a geogrelha selecionada para o estudo.

Figura 45 - Geogrelha utilizada no estudo



FONTE: MACCAFERRI DO BRASIL LTDA (2021)

A seguir, na Tabela 6, apresenta-se características de fabricação de algumas geogrelhas produzidas pela Maccaferri, com destaque para a WG 90, utilizada nos experimentos.

Tabela 6 - Características de fabricação de geogrelhas com destaque à WG90

Produto	Fabricação	Polímero dos filamentos	Tipo de revestimento
MacGrid®WG 40	Tecida	PET	PVC
MacGrid®WG 60	Tecida	PET	PVC
MacGrid®WG 90	Tecida	PET	PVC
MacGrid®WG 120	Tecida	PET	PVC

FONTE: MACCAFERRI DO BRASIL LTDA (2021)

Portanto trata-se de uma geogrelha com tramos tecidos nos sentidos longitudinais e transversais, composta de poliéster (PET) e revestimento de policloreto vinílico (PVC). A Tabela 7 descreve as características geométricas e de resistência a qual cada geogrelha é formada. Ressalta-se aqui, que as medidas foram verificadas por meio de um paquímetro metálico, justamente para corroborar as medidas de ensaio com as medidas de fabricação.

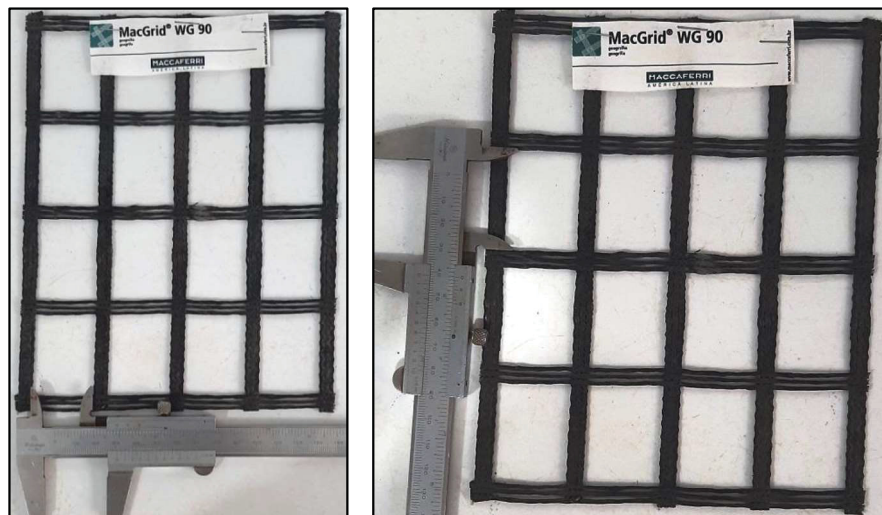
Tabela 7 - Características geométricas e de resistência em geogrelhas com ênfase na WG 90

Produto	Dimensões				Resistência Última (T_{ult})	
	Rolos		Aberturas		Long. (kN/m)	Transv. (kN/m)
	Larg. (m)	Comp. (m)	Longt. (mm)	Transv. (mm)		
WG40	5,10	100	30	20	45	30
WG60	5,10	100	30	20	60	30
WG90	5,10	100	45	20	94	30
WG120	5,10	100	65	20	120	30

FONTE: MACCAFERRI DO BRASIL LTDA (2021)

Conforme mencionado, procedeu-se com a confirmação das medidas da geogrelha WG90 com a utilização de um paquímetro metálico. Tomou-se as dimensões entre tramos longitudinais, transversais, espessura das tiras longitudinais e transversais, conforme Figura 46.

Figura 46 – Conferência de medidas entre tramos longitudinais e transversais



FONTE: o AUTOR (2022)

As dimensões geométricas para espaçamento longitudinal variaram entre 40 mm a 42 mm discordando do catálogo apresentado na Tabela 7. Para distância entre tiras transversais, as medidas conferiram com as de catálogo, ou seja, 20 mm.

Como forma de acrescentar dados sobre a inclusão utilizada, conferiu-se as medidas de largura dos elementos e longitudinais, transversais unitárias e conjuntas, espessuras longitudinais e nos nós, conforme Figura 47 a seguir.

Figura 47 - Medidas de espessuras em elementos longitudinais e transversais



FONTE: o AUTOR (2022)

Em suma, pode-se demonstrar na Tabela 8, todas a medidas adicionais contempladas nas medições individuais dos elementos longitudinais e transversais.

Tabela 8 - Leituras adicionais de elementos longitudinais e transversais

Geogrelha MacGrid®WG90		
Propriedade	Elemento	Medida (mm)
Largura	Longitudinal	7
	Transversal conjunto	7
	Transversal individual	2
Espessura	Longitudinal	1.2
	Transversal	1.2
	Nó	1.8

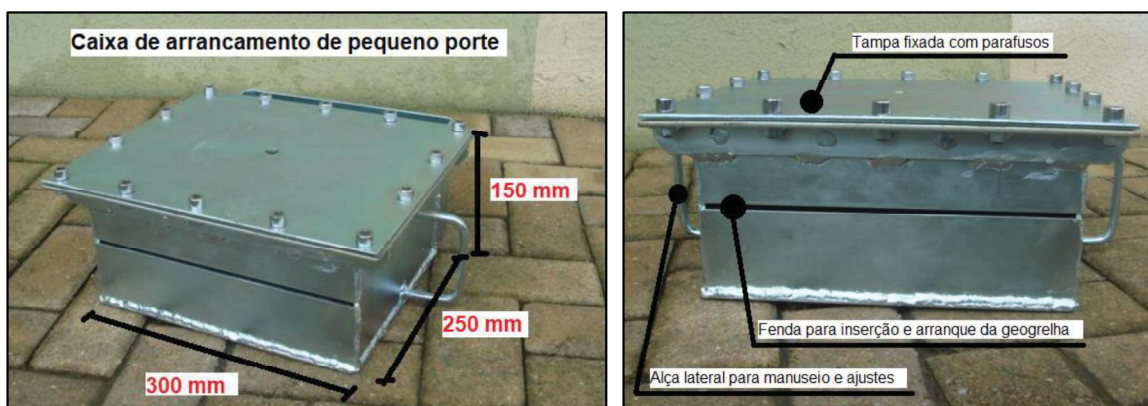
FONTE: o AUTOR (2022)

O incremento de medidas como dados adicionais torne-se relevante devido ao fenômeno de interação solo-inclusão, pois conforme citado anteriormente no Capítulo 2, depende inteiramente do contato com o grão e há necessidade de se contextualizar a área de contato dos elementos que compõem a geogrelha.

3.2.3. Equipamento de pequeno porte e ensaios

Por conseguinte, realiza-se o ensaio de arrancamento de geogrelha utilizando equipamento de pequeno porte conforme Figura 48, nos moldes do que Teixeira (2003) propôs em seus estudos. O referido equipamento foi confeccionado pelo autor deste estudo e trata-se de uma caixa com 150 mm de altura, 300 mm de largura e 250 mm de profundidade, na qual se utiliza 0,01125 m³ de solo. Possui em sua extremidade frontal uma abertura de 10 mm, para a passagem da geogrelha e dispõe de um sistema de aplicação de sobrecarga em superfície por bolsa de ar comprimido injetado por meio de um compressor. As sobrecargas de 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa são aplicadas de maneira constante e a pressão se mantém por meio de um estabilizador de pressão instalado na saída do compressor. Na parte externa da caixa, onde há sobra de geogrelha, fixa-se uma garra bipartida que prensa a inclusão, sendo fixada em uma célula de carga no equipamento que promoverá o arranque. Para confecção da caixa, utilizou-se chapa de aço galvanizado de 5 mm de espessura. Os cortes e soldas foram executados pela empresa LA Marquevis Ltda em parceria com o autor.

Figura 48 - Equipamento de pequeno porte para arrancamento de geogrelhas



FONTE: o AUTOR (2022)

O tempo de construção da caixa, entre aquisição dos materiais, corte, solda e acabamento ficaram entorno de 30 dias. Conforme mencionado, as medidas são as mesmas adotadas por

Teixeira (2003). Concomitante a isso, desenvolveu-se um dispositivo de travamento da geogrelha na parte externa, justamente para executar o processo de arranque. A este dispositivo nomeou-se de “garra” e trata-se de duas chapas metálicas que prensam a geogrelha. As duas chapas da garra são presas por parafusos que as transpassam. Na parte média há um parafuso fixo e soldado por onde é anexada a garra na célula de carga. À caixa propriamente dita soldou-se uma borda para acomodação da tampa. Para fixar a tampa à borda, foram executados furos de 5 mm de diâmetro para posterior colocação de parafusos. Optou-se por se soldar as porcas na parte inferior da borda, o que torna o rosqueamento mais prático (Figura 49).

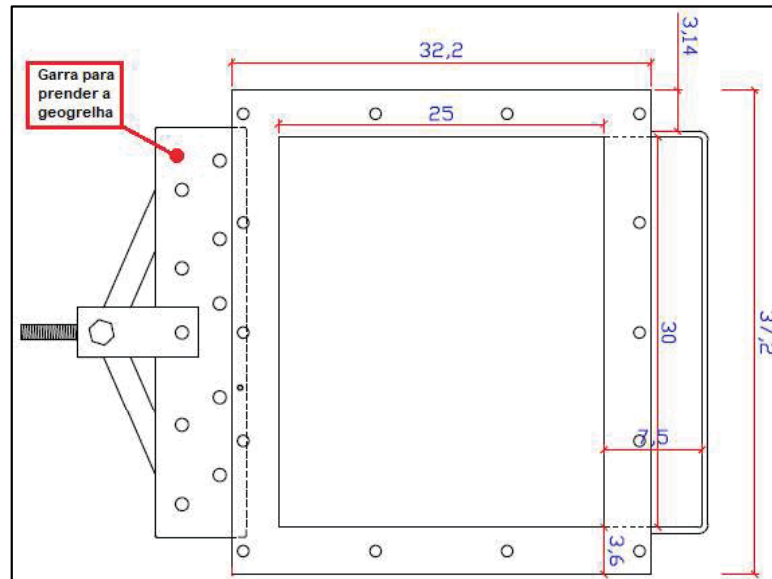
Figura 49 - Vista superior da caixa e detalhe das porcas soldadas na parte inferior da borda



FONTE: o AUTOR (2022)

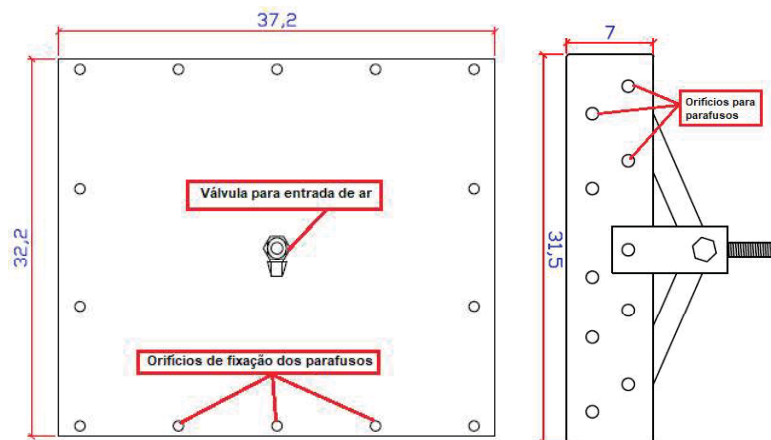
No meio da tampa fez-se um furo para acoplar uma válvula tipo engate rápido para injeção do ar que será aprisionado e comprimido por meio de um bolsão emborrachado na parte inferior da tampa. O intuito é proporcionar a simulação de uma pressão em superfície, preenchendo completamente a área de solo acima da colocação da inclusão. A confecção deste bolsão é apresentada mais à frente. Para termos de visualização, a seguir se apresentam os desenhos esquemáticos em planta e vista lateral da caixa de arrancamento e acessórios (Figuras 50 e 51). Ressalta-se que os acessórios foram desenvolvidos de acordo com a necessidade de melhoria no ensaio e no equipamento como a garra, a tampa, as chaves de fechamento, parafusos e pino para prender a garra na célula de carga da prensa de tração.

Figura 50 - Croqui em planta da caixa de arrancamento com a garra



FONTE: o AUTOR (2022)

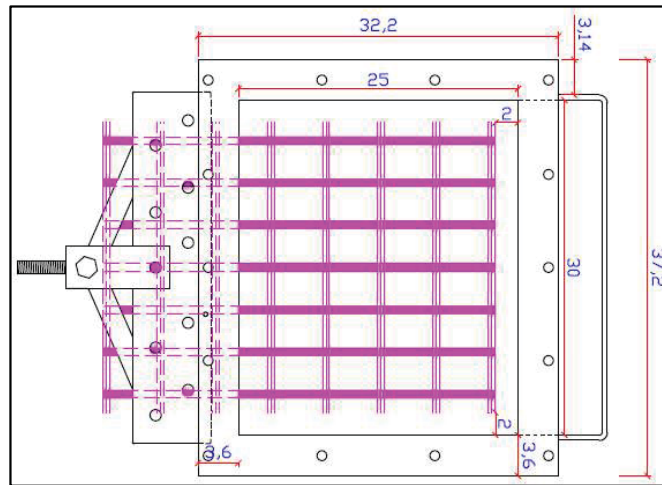
Figura 51 - Detalhe da tampa e da garra que prende a geogrelha para posterior arranque



FONTE: o AUTOR (2022)

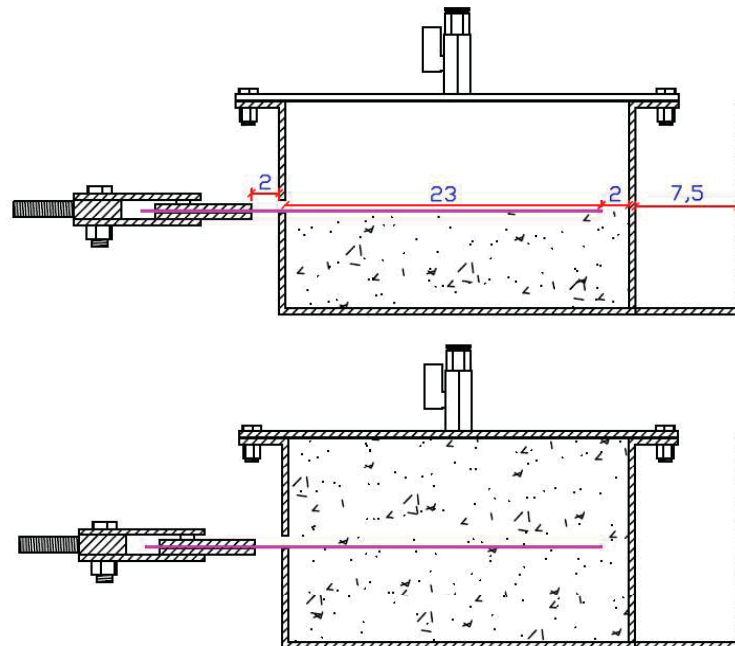
Após preenchimento da primeira camada de solo compactado até o nível da fenda frontal, acomoda-se a geogrelha sobre o solo deixando cerca de 20 cm para fora onde esta porção será presa à garra (Figuras 52 e 53). Os procedimentos de execução do ensaio são expostos em outro item.

Figura 52 – Croqui da geogrelha acomodada sobre camada de solos e presa à garra



FONTE: o AUTOR (2022)

Figura 53 – Vista lateral do acomodamento da geogrelha na parte medial da caixa com preenchimento parcial e total



FONTE: o AUTOR (2022)

Com o preenchimento completo da caixa, coloca-se a tampa e trava-se com um total de 14 parafusos aplicados. A tampa possui orifícios para acoplar os parafusos e na parte interna fixou-se uma placa de borracha retirada de câmara de caminhão, para formar um bolsão de ar comprimido. Isto tem a finalidade de simular a aplicação de carga em superfície (Figura 54).

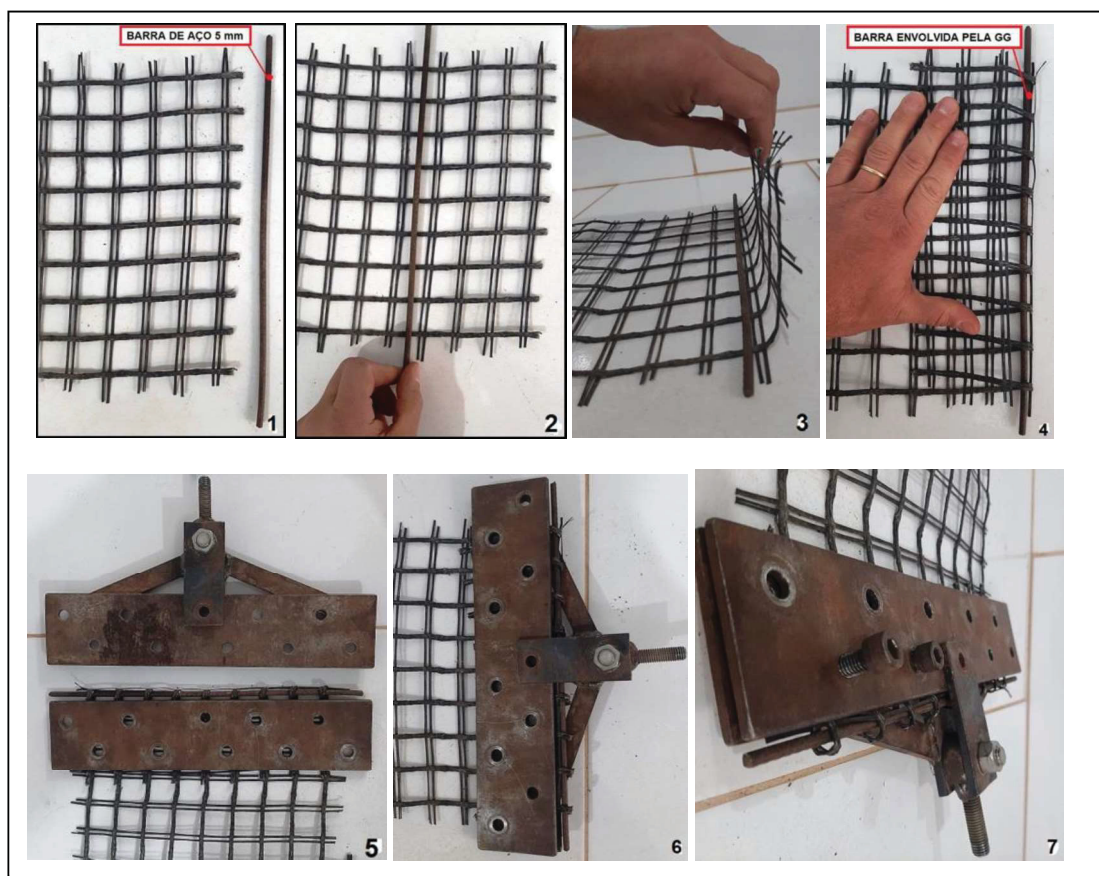
Figura 54 - Placa de borracha instalada para formar o bolsão de ar comprimido



FONTE: o AUTOR (2022)

A parte da inclusão destinada ao arranque é presa na garra. Para isto, faz-se um transpasse dobrando-se a geogrelha, envolvendo uma barra de aço de 5 mm, conforme Figura 55.

Figura 55 - Sequência executiva da ancoragem na garra.



FONTE: o AUTOR (2022)

Para termos de descrição a sequência executiva é a seguinte: 1) Geogrelha e barra de 5 mm; 2) Colocação da barra na parte medial de dobra; 3) Dobra; 4) Envolvimento da barra pela geogrelha; 4) Colocação do conjunto na chapa inferior da garra com a barra para fora; 6) Prensa do conjunto com a parte superior da garra; 7) Fechamento com parafusos. A barra envolvida com a geogrelha fica na parte de fora da garra e serve como uma ancoragem adicional para evitar o escape da inclusão.

3.2.2.1. Execução do ensaio

A execução do ensaio segue procedimentos de preparo da amostra de geogrelha, preparo da amostra de solo, preparo da caixa de arrancamento e preparo do equipamento que efetuará o movimento de tração para arranque. Ressalta-se aqui que os ensaios foram executados nas dependências do Centro de Estudos de Engenharia Civil (CESEC), no setor de Laboratórios de Materiais e Estruturas (LAME) da Universidade Federal do Paraná (UFPR).

A) Preparo da geogrelha

Após escolhido o tipo de amostra de geogrelha, verifica-se eventuais danos mecânicos como rasgos ou perfurações e efetua-se o corte para os ensaios em medida longitudinal de 42,6 cm e transversal de 26 cm. Tais medidas são adotadas considerando a parte inserida da geogrelha no interior da caixa, a distância de material entre caixa e garra e a dobra de ancoragem na garra, conforme ilustrado na Figura 53. Nesta etapa cuidar para não apresentar rebarbas laterais que superem 5 mm.

B) Preparo do solo

O solo deve ser preparado de acordo com as condições de ensaio, tanto para estado de compacidade compacto como para estado fofo. Para ensaio no estado compacto, utilizar fração de areia saturada e compactar manualmente com auxílio de soquete de 25 mm em 25 mm, até atingir soerguimento, configurando um grau de compactação de 100% e atingindo a compacidade relativa estimada de 63,7 %. Para ensaio no estado fofo, utilizar solo na umidade higroscópica ou de no máximo 6%, que foi a considerada no ensaio de índice de vazios máximo. Efetuar o despejo por meio de um funil com distância da boca de saída do mesmo ao nível de acomodação da areia não superior a 2 cm para evitar compactação. Em ambos os processo, ao se atingir a parte medial da caixa, paralisar

momentaneamente para adicionar a geogrelha e, após, continuar o procedimento até a borda da caixa (Figura 54).

Figura 56 - Compactação manual e preenchimento até a borda do equipamento de arrancamento



FONTE: o AUTOR (2022)

Como há o encaixe da tampa, manter uma borda livre de 3 mm para areia compactada e 5 mm para areia fofa. Com auxílio de uma trincha, efetuar a limpeza de grãos que possam permanecer entre a borda de apoio e a tampa.

C) Preparo do Equipamento de Arrancamento

Quando do preparo da caixa e do elemento a ser testado, deve-se cuidar com o atrito de interface entre solo e parede para que os resultados não sejam camuflados. Por este motivo procura-se eliminar o efeito do confinamento com aplicação de graxa nas paredes, colocação de uma camada de plástico rígido, outra aplicação de graxa no plástico e, por fim, nova placa de plástico rígido. Além disso, no preparo da amostra da geogrelha, já se contempla que a largura da mostra esteja com 2 cm a menos para cada lado das paredes laterais e de fundo da caixa. Isto, novamente, para minimizar os efeitos de confinamento proporcionado nas proximidades da interface solo-parede. Ao se iniciar o movimento de arranque, há tendência do solo em se deslocar junto com a amostra e com a aplicação de graxa com plástico nas paredes e de redução na largura da amostra, o efeito do solo confinado nas laterais é minimizado (Figura 55).

Figura 57 - Ações para minimizar efeito de confinamento lateral na caixa de arrancamento



FONTE: o AUTOR (2022)

O plástico utilizado para aplicação nas paredes foi o mesmo material que se utiliza como capa de encadernações de trabalhos acadêmicos. Na abertura frontal de passagem da inclusão, as arestas superiores e inferiores devem ser arredondadas para minimizar o atrito entre parte angulosa pontiaguda e a geogrelha no processo de arranque. Ressalta-se que na parede frontal também foi colocado graxa com plástico bipartido, deixando o espaço para a fenda.

D) Preparo do ensaio de Arrancamento

Com todos os materiais preparados, inicia-se o preenchimento da caixa com solo compactado e colocação da geogrelha na parte medial, com enchimento total até a borda, mantendo certo distanciamento para fechamento com a tampa. Fecha-se e inicia-se o lacre com os parafusos utilizando de uma chave sextavada (Figura 58). Como as porcas que recebem os parafusos já estão soldadas, conforme ilustrado na Figura 49, ganha-se certa agilidade no processo parafusar a tampa. Importante destacar que na parte da tampa que fica voltada para frente foi colocado um pino de encaixe na parte de suporte da borda onde a tampa é apoiada. Isto para não haver confusão no momento de direcionar a tampa para o fechamento. Posteriormente, encaixa-se a mangueira de ar na válvula de entrada localizada no meio da tampa iniciando a pressurização. A mangueira deve sair do compressor, passar pelo estabilizador de pressão e deste acoplar na tampa da caixa (Figura 59).

Figura 58 – Ferramentas usadas no fechamento da tampa da caixa de arrancamento



FONTE: o AUTOR (2022)

O estabilizador de pressão é fundamental para manter a pressão pré-determinada sempre constante, pois o ar pode escapar por fendas ou pequenos vãos que possam ocorrer entre a tampa e a borda da caixa.

Figura 59 - Encaixe da mangueira na tampa e passagem do ar pelo estabilizador de pressão



FONTE: o AUTOR (2022)

As pressões de sobrecarga estabelecidas para o estudos foram as mesmas que Teixeira (2003) utilizou, ou seja, 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa (Tabela 9). As campanhas de ensaios seguiram o previsto na Tabela 9, onde se denominou EPP como Ensaio de Pequeno Porte com os índices de 1 a 6. Efetuaram-se ao menos uma repetição de cada ensaio onde os melhores resultados foram considerados para o estudo. Assim como a sobrecarga, padronizou-se a velocidade de ensaio em 1,25 mm por minuto, igualmente ao que Teixeira (2003) aplicou.

Tabela 9 - Programa de ensaios

Ensaio n°	Compacidade	Carga (kPa)	Geogrelha	Vel. (mm/min)
EPP1	Compacto	25	WG-90	1,25
EPP2	Compacto	50	WG-90	1,25
EPP3	Compacto	100	WG-90	1,25
EPP4	Fofo	25	WG-90	1,25
EPP5	Fofo	50	WG-90	1,25
EPP6	Fofo	100	WG-90	1,25

FONTE: o AUTOR (2021)

Em seguida, efetua-se a fixação da geogrelha que passa pela fenda à garra, conforme já especificado na Figura 55. A garra possui um parafuso central soldado à chapa metálica com giro livre para se prender na célula de carga.

E) Execução do ensaio de Arrancamento

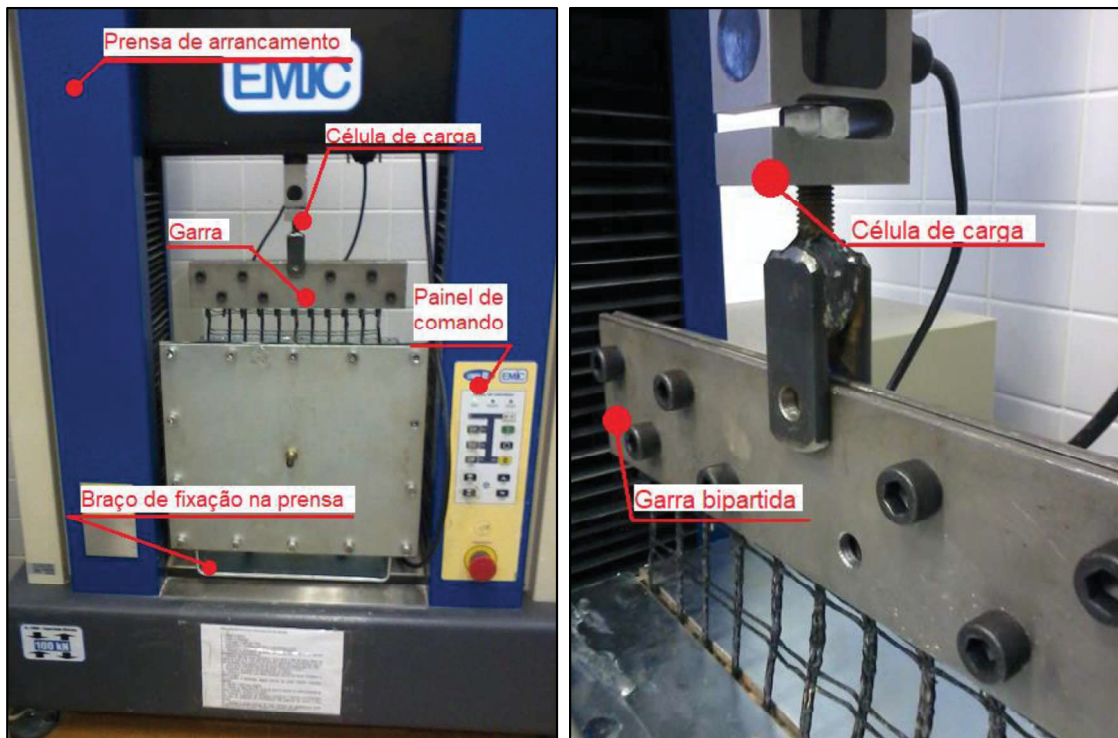
Com o preparo concluído, encaminha-se o conjunto à prensa de tração que possui as seguintes características da EMIC modelo DL 10000 com capacidade de carga de 100 kN, mediante aos seguintes procedimentos para utilização:

- a. Ligar primeiro micro depois a prensa;
- b. Carregar o software Tesc;
- c. Minimizar o VirMaq e maximizar o Tesc;
- d. Selecionar o método de tração;
- e. Efetuar montagem mecânica do ensaio com acoplagem da garra e da caixa à prensa;
- f. Determinar limites superiores e inferiores no comando manual da prensa;
- g. Abrir novo relatório para o ensaio;
- h. Exibir indicador digital e zerar, posteriormente;
- i. Medir dimensões da amostra e inserir medidas na edição de entrada;
- j. Iniciar o processo de movimento da prensa no sentido ascendente configurando tração ou, no caso, arranque. Finalizar quando detectada a ruptura e salvar relatório gerado.

O equipamento da EMIC tem a função de impor cargas de arranque conhecidas, no sentido de tração, em velocidade constante de 1,25 mm/min e registrar, por meio da célula de carga eletromagnética, a resistência ao arrancamento da inclusão no conjunto solo-geogrelha.

Para melhor compreensão do item \underline{g} , primeiramente encaixa-se o braço da caixa na base da prensa. Para isso há necessidade de se virar a caixa na vertical, sempre com o ar já injetado e pressurizado. Após travamento na base, anexar a garra à célula de carga do equipamento de tração (Figura 60).

Figura 60 – Posicionamento da caixa na prensa e acoplagem da garra à célula de carga



FONTE: o AUTOR (2022)

Conforme verificado, a caixa de arrancamento é adaptada em uma prensa que para ensaio de tração é fixada verticalmente por meio do braço de apoio e seus orifícios parafusados. A garra é diretamente fixada na célula de carga que efetuará a leitura dos esforços.

Importante notar que antes da colocação da caixa na prensa, o ar já deve ser injetado simulando a sobrecarga e pressionando o solo. Isto devido ao fato que o equipamento deve ser posicionado em pé e, caso não esteja com o ar comprimindo o material da caixa, haverá movimentação tanto do solo como da geogrelha, desconfigurando as condições ideais de ensaio.

Inicia-se o ensaio com o acionamento pelo *software* e pode-se acompanhar a evolução da construção do gráfico diretamente via tela do computador acoplado à máquina. Após atingir o

ponto de parada previamente determinado, forma-se a curva tensão vs. deformação e um relatório de dados é gerado. Pode-se efetuar a configuração da curva com alteração de escala e grandezas na abcissa e ordenada.

3.2.2.2. Protocolo de coleta de dados

A seguir apresenta-se um protocolo de aquisição de dados, confecção do equipamento e execução do ensaio, dividindo-se em oito etapas, contemplando um resumo dos procedimentos de ensaio.

- 1) Obtenção de dados experimentais de ensaios realizados por Teixeira (2003):
 - a. Contato com o pesquisador;
 - b. Solicitação dos procedimentos dos ensaios, modelo desenvolvido e resultados obtidos;
 - c. Filtragem dos dados e processo de execução do experimento.
- 2) Fabricação do equipamento de pequeno porte:
 - a. Consulta ao estudo de Teixeira (2003) que remete ao equipamento de arrancamento de pequeno porte;
 - b. Desenvolvimento e construção da caixa de pequeno porte e respectivos componentes auxiliares;
 - c. Verificar medidas geométricas para, posteriormente dosar quantidade de solo e geogrelha a serem disponíveis ao experimento;
 - d. Efetuar testes para avaliação de falhas e possíveis adaptações no equipamento.
- 3) Obtenção e preparo de amostras de solo:
 - a. Aquisição do solo arenoso com fornecedor;
 - b. Acondicionamento do solo e separação para prepará-lo aos ensaios;
 - c. Proceder preparo de amostras para ensaios segundo NBR 6457 (ABNT, 2016);
 - d. Proceder com análise granulométrica segundo NBR 7181 (ABNT, 2016);
 - e. Caracterizar e definir curva granulométrica classificando o solo segundo Sistema de Classificação Unificada de Solos;
 - f. Separar as proporções devidas de acordo com a geometria cúbica do equipamento de pequeno porte.

- 4) Obtenção e preparo das amostras de geogrelhas:
 - a. Aquisição dos materiais de inclusão para ensaios com a empresa Maccaferri do Brasil, cedidos como cortesia, com característica de 90 kN de resistência à tração;
 - b. Acondicionamento e separação da geogrelha;
 - c. Consultar o estudo de Teixeira (2003) para verificação das medidas geométricas das geogrelhas;
 - d. Preparo das geogrelhas de acordo com medidas consultadas, cuidando para se manter um distanciamento mínimo de 25 mm entre parede da caixa e geogrelha.
- 5) Preparo do equipamento eletrônico de tração:
 - a. Calibração do equipamento prensa eletrônica para ensaio de tração, EMIC;
 - b. Configuração do software TESC 3.04 fornecido pela fabricante da prensa, EMIC;
 - c. Orientação para obtenção dos gráficos de Força vs. Deslocamento e Tensão vs. Deslocamento;
 - d. Verificação do funcionamento e de todos os elementos e ferramentas úteis ao ensaio pretendido.
- 6) Preparo do equipamento de arrancamento de pequeno porte e ensaio:
 - a. Para eliminar o efeito do atrito das paredes da caixa, passar graxa nas paredes internas da caixa. Anexar sob camada de graxa material plastificado liso e nova camada de graxa. Finaliza com outro material plastificado;
 - b. Adição do solo em camadas. Para estado compacto, compactar manualmente na umidade higroscópica, de 25 mm em 25 mm até a parte medial da caixa metálica onde se localiza a abertura à inclusão;
 - c. Para estado fofo, utilizar um funil onde acrescenta-se o solo e solta-o a uma distância de aplicação de ao menos 2 cm, cuidando para não compactar;
 - d. Aplicação da inclusão após primeira etapa de preenchimento do solo;
 - e. Continuidade do preenchimento da caixa com solo até a borda, efetuando um rasando a superfície;
 - f. Tampar a caixa e lacrar com os dispositivos de vedação;
 - g. Anexar a mangueira de ar comprimido, provindo do compressor, no orifício de entrada da tampa para enchimento da bolsa de borracha interna;

- h. Ligar o compressor e estabilizar a pressão pré-estabelecida de 25 kPa, 50 kPa ou 100 kPa, controlada pelo manômetro e pelo regulador de pressão;
 - i. Encaminhar a caixa à prensa para executar o ensaio.
- 7) Obtenção dos dados do ensaio:
- a. Avaliação dos resultados obtidos e comparação com experimentos da bibliografia consagrada;
 - b. Averiguar a necessidade de repetições;
 - c. Transferência dos dados do *software*;
 - d. Compilação dados e organização em pastas de acordo com tipo de material ensaiado, compacidade e cargas aplicadas.
- 8) Aplicação do modelo exponencial;
- a. Efetuar tratamento dos dados adequando às planilhas do Office Excel;
 - b. Aplicação do novo modelo matemático;
 - c. Verificar a eficácia da equação nas curvas obtidas do ensaio.

Deste modo, podem-se identificar os pontos críticos do estudo, onde há possibilidade de planejar a antecipação de ações.

CAPÍTULO 04

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste Capítulo 04 são apresentados e analisados os ensaios de arrancamento efetuados em equipamento de pequeno porte confeccionado pelo autor. Posteriormente, pretende-se demonstrar a aplicabilidade do novo modelo matemático proposto em ensaios já executados por Teixeira (2003) e validar a equação nos resultados dos novos ensaios executados para este estudo.

4.1. Resultados dos ensaios de arrancamento

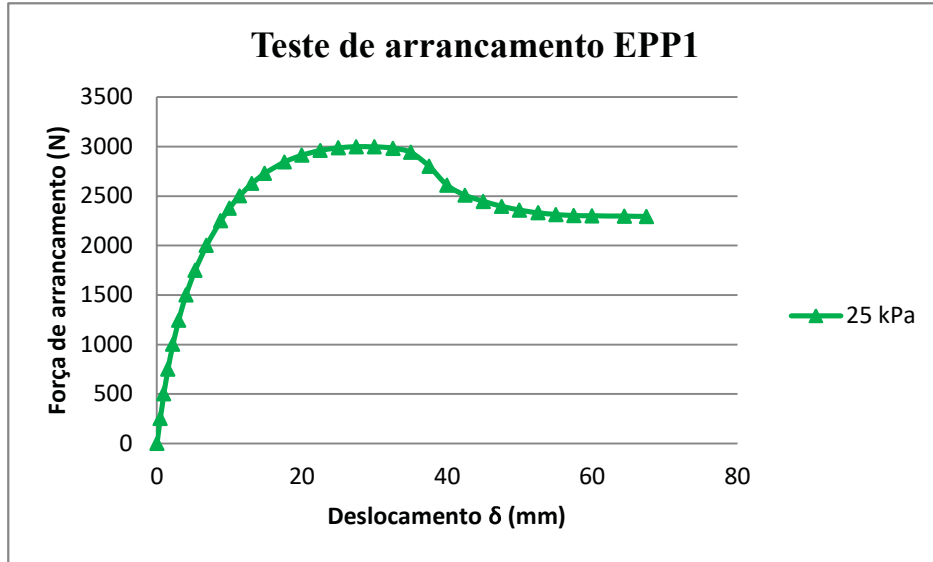
Conforme citado anteriormente, houve uma bateria de testes em equipamento de pequeno porte submetido a pressões de sobrecarga de 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa, permutando o estado de compactidade do solo, classificado como arenoso de granulometria fina a média, entre fofo e compacto. Ainda, com característica do elemento de reforço, utilizou-se geogrelha com resistência à tração de 90 kN denominada WG-90, gentilmente cedida pela Maccaferri do Brasil Ltda. O ensaio seguiu os procedimentos elencados no Capítulo 03 com estabilização da pressão por reguladores conectados à mangueira de saída do compressor e velocidade constante de tração no sentido ascendente da prensa de 1,25 mm/min. O solo foi compactado manualmente com soquete de madeira construído especificamente para o estudo, até que houvesse o repique ou soerguimento lateral à aplicação do golpe. Quanto ao solo fofo, promoveu-se a distribuição pela inserção do solo em um funil em que o orifício de saída distasse pelo menos 2 cm da camada de distribuição dentro da caixa.

4.1.1. Bateria de testes para solo compactado

Os testes seguiram a conformação do Quadro 4. Primeiramente testou-se a situação com aplicação em solo compactado de sobrecargas de 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa. Os resultados são mostrados a seguir nos Gráficos 2, 3 e 4. O Gráfico 5 apresenta as curvas acumuladas e serve para se comparar o comportamento quanto à diferença de aplicação das sobrecargas. Os valores da força de arrancamento estão em N, contudo pode-se facilmente transformar em tensão de arrancamento uma vez que se conhece a área de aplicação da força tangencial que é de 598 cm².

4.1.1.1. *Teste EPP1: 25 kPa; Solo Compacto*

Gráfico 2 - Teste de arrancamento, solo compactado, sobrecarga de 25 kPa

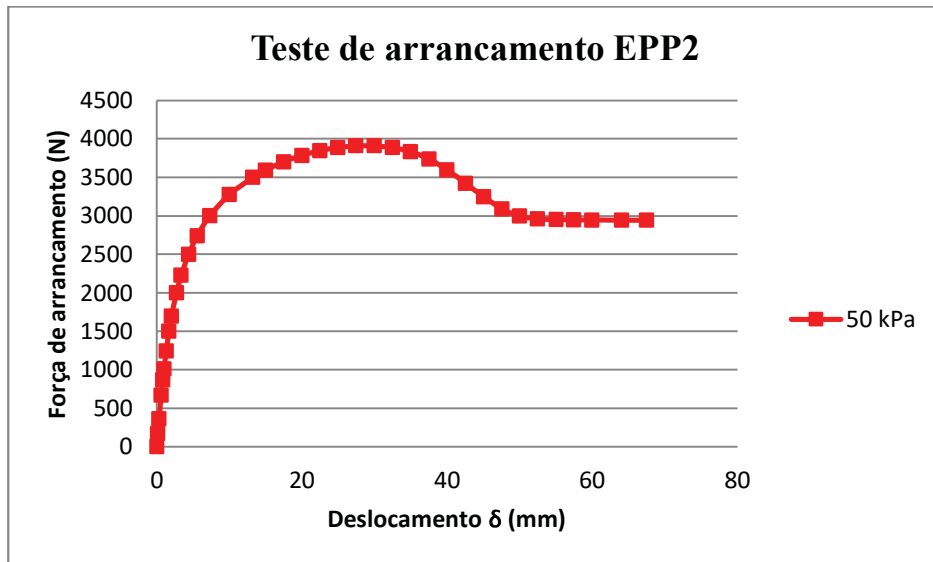


FONTE: o AUTOR (2022)

Para o presente teste houve um pico de força de arrancamento de 2.997,9 N e deslocamento até o pico de 27,5 mm. A tensão de arrancamento, portanto, foi de **50,1 kPa**.

4.1.1.2. *Teste EPP2: 50 kPa; Solo Compacto*

Gráfico 3 - Teste de arrancamento, solo compactado, sobrecarga de 50 kPa

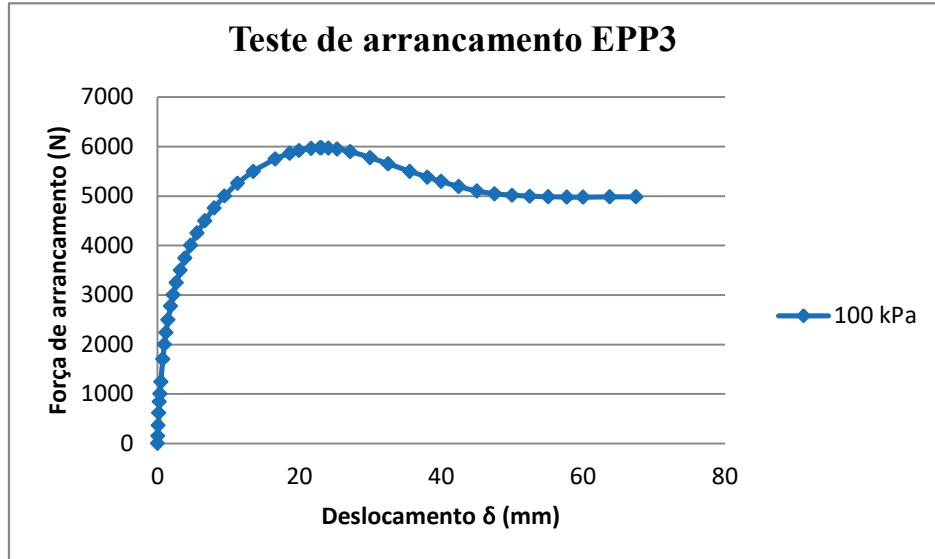


FONTE: o AUTOR (2022)

Para o teste EPP2 houve um pico de força de arrancamento de 3.908,4 N e deslocamento até o pico de 27,4 mm. A tensão de arrancamento, portanto, foi de **65,4 kPa**

4.1.1.3. *Teste EPP3: 100 kPa; Solo Compacto*

Gráfico 4 - Teste de arrancamento, solo compactado, sobrecarga de 100 kPa

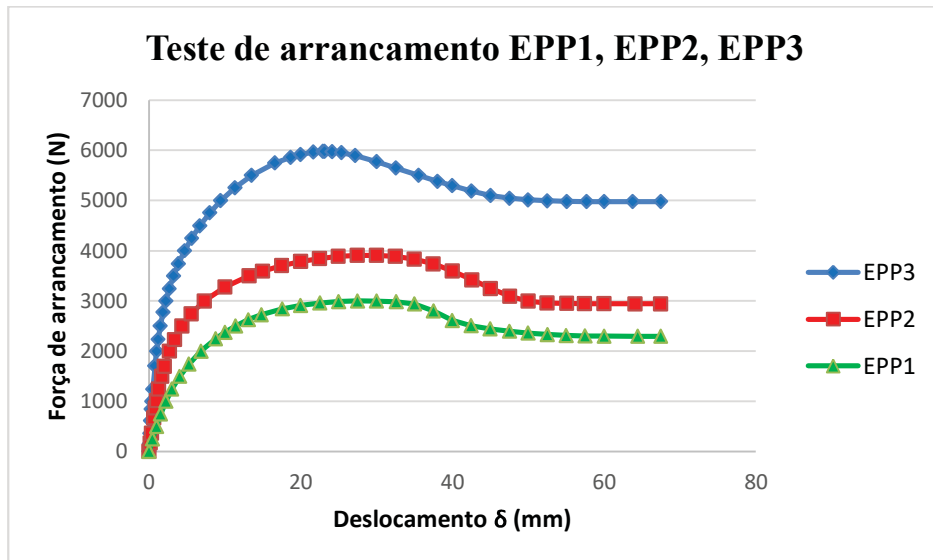


FONTE: o AUTOR (2022)

Para o teste EPP3 houve um pico de força de arrancamento de 5.978 N e deslocamento até o pico de 23,2 mm. A tensão de arrancamento, portanto, foi de **100 kPa**.

4.1.1.4. *Curvas acumuladas de EPP1, EPP2 e EPP3 - Solo Compacto*

Gráfico 5 - Curvas acumuladas dos testes em solo compacto



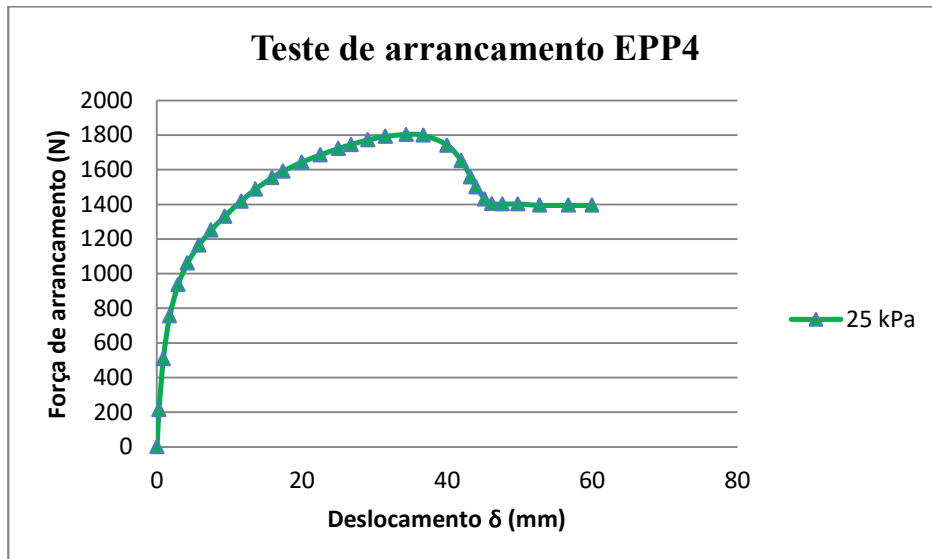
FONTE: o AUTOR (2022)

4.1.2. Bateria de testes para solo fofo

Os testes seguiram a conformação do Quadro 4. Nesta etapa testou-se a situação com aplicação em solo fofo de sobrecargas de 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa. Os resultados são mostrados a seguir nos Gráficos 6, 7 e 8. O Gráfico 9 apresenta as curvas acumuladas e serve para se comparar o comportamento quanto à diferença de aplicação das sobrecargas. Os valores da força de arrancamento estão em N, contudo pode-se facilmente transformar em tensão de arrancamento uma vez que se conhece a área de aplicação da força tangencial que é de 598 cm² ou 59.800 mm² devido a geogrelha possuir dimensões de 230 mm x 260 mm no interior da caixa.

4.1.2.1. Teste EPP4: 25 kPa; Solo Fofo

Gráfico 6 - Teste de arrancamento, solo fofo, sobrecarga de 25 kPa

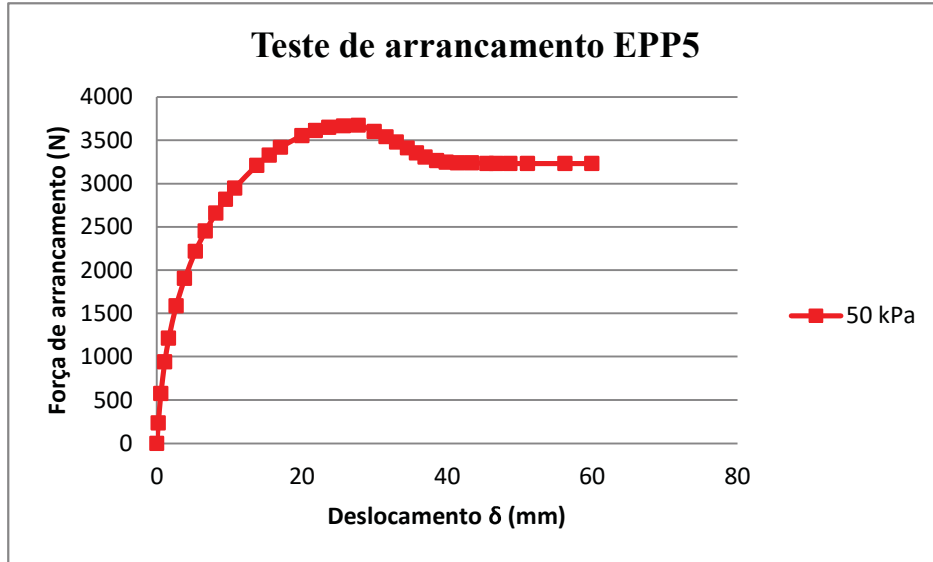


FONTE: o AUTOR (2022)

Para o teste EPP4 houve um pico de força de arrancamento de 1.803,0 N e deslocamento até o pico de 34,4 mm. A tensão de arrancamento, portanto, foi de **30,2 kPa**. Em comparação com o solo compactado houve decréscimo da resistência à tração, contudo o pico de deslocamento permaneceu compatível.

4.1.2.2. *Teste EPP5: 50 kPa; Solo Fofo*

Gráfico 7 - Teste de arrancamento, solo fofo, sobrecarga de 50 kPa

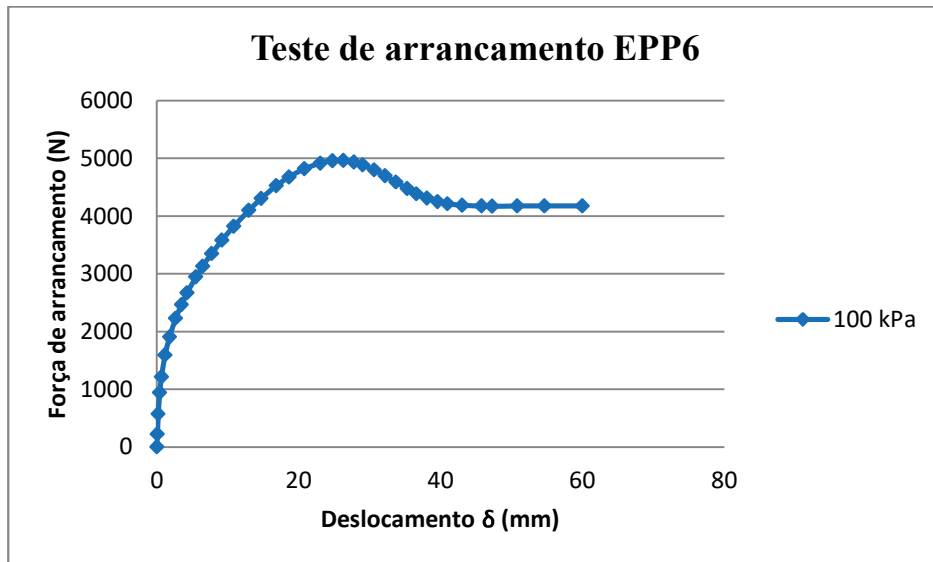


FONTE: o AUTOR (2022)

Para o teste EPP5 houve um pico de força de arrancamento de 3.672,8 N e deslocamento até o pico de 27,8 mm. A tensão de arrancamento, portanto, foi de **61,4 kPa**.

4.1.2.3. *Teste EPP6: 100 kPa; Solo Fofo*

Gráfico 8 - Teste de arrancamento, solo fofo, sobrecarga de 100 kPa

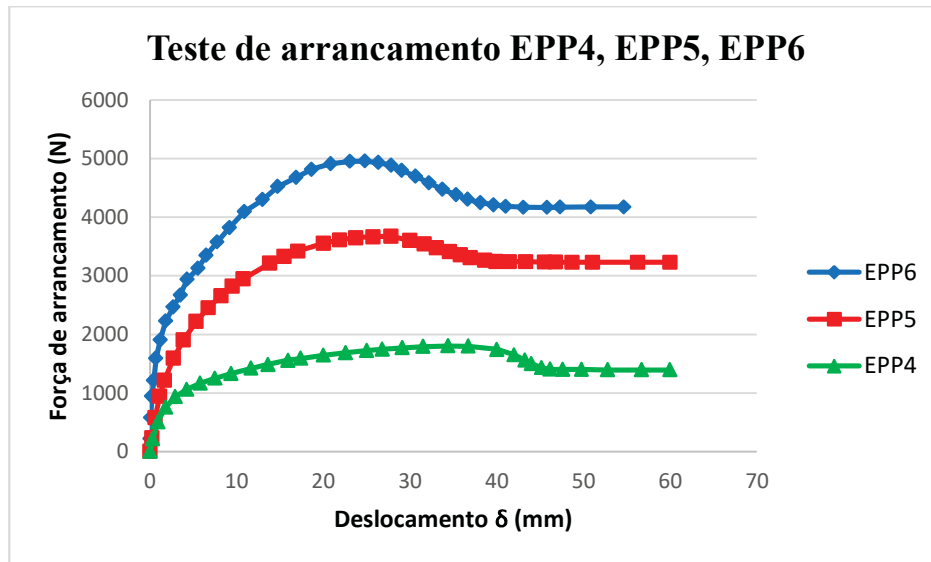


FONTE: o AUTOR (2022)

Para o teste EPP6 houve um pico de força de arrancamento de 4.959,27 N e deslocamento até o pico de 26,3 mm. A tensão de arrancamento, portanto, foi de **82,9 kPa**.

4.1.2.4. Curvas acumuladas de EPP4, EPP5 e EPP6 - Solo Fofo

Gráfico 9 - Curvas acumuladas dos testes em solo fofo



FONTE: o AUTOR (2022)

Observa-se que as curvas dos ensaios seguem a tendência de atingir um pico e, logo após, adquirem um decréscimo de resistência até atingir certa constância com uma resistência residual. As conformações obtidas para solos compactado são compatíveis com os estudos efetuados por Teixeira (2003) para o solo F que serviu de embasamento para o presente estudo. No tocante ao solo de compacidade fofa, não foi encontrado na bibliografia parâmetros que possam ser comparados aos resultados, contudo em se tratando de diferentes compacidades e sabendo-se que quanto mais interação solo-inclusão, maior a resistência, nota-se que, comparando-se com ensaios em solo compacto, os resultados em solo fofo são coerentes e podem servir de parâmetros futuros para novos experimentos.

Ao se verificar a diferença entre curvas acumuladas, tanto no estado fofo como no estado compacto, nota-se que quanto maior a sobrecarga, maior a resistência à tração, confirmando apontamentos elencados nos estudos como os de Farrag, Acar e Juran (1993) e Teixeira (2003). A Tabela 10 descreve um resumo dos ensaios com resultados obtidos com relação à força de arrancamento.

Tabela 10 - Resumo dos resultados

Ensaio	σ_n (kPa)	G.C. (%)	C.R. (%)	l (cm)	$T_{m\acute{a}x}$ (kN)	δ (mm)	$\tau_{m\acute{a}x}$ (kPa)
EPP1	25	100	63,7	23	2.997,85	36,10	50,1
EPP2	50	100	63,7	23	3.908,44	27,44	65,4
EPP3	100	100	63,7	23	5.977,57	23,9	100
EPP4	25	-	63,7	23	1.803,00	34,39	30,2
EPP5	50	-	63,7	23	3.672,80	27,8	61,4
EPP6	100	-	63,7	23	4.954,27	26,3	82,9

FONTE: o AUTOR (2022)

Sendo σ_n a tensão de sobrecarga aplicada em superfície, GC o grau de compactação estimado, CR a compacidade relativa da areia, l o comprimento da geogrelha no interior da caixa de arrancamento, $T_{m\acute{a}x}$ a força máxima de arrancamento no pico da curva, δ o deslocamento da geogrelha no processo de tração e $\tau_{m\acute{a}x}$ a tensão máxima de resistência à tração no pico da curva. Nota-se que o comprimento da geogrelha é de 23 cm devido aos 2 cm de espaçamento entre inclusão e parede dos fundos. O mesmo ocorre na largura que foi de 26 cm descontado os 2 cm de distanciamento para cada parede lateral da caixa.

Para Tabela 10 apresentada e as curvas e gráficos demonstrados, cabe frisar que foram elencados de acordo com os melhores resultados obtidos do estudo, ou seja, resultados que esboçam procedimentos de execução mais acurados e melhorados. Deste modo, o aperfeiçoamento dos ensaios embasou-se em referências de estudos anteriores e em observações no próprio experimento. As dificuldades encontradas e possíveis distorções que possam ocorrer são apresentadas no item a seguir.

4.1.3. Considerações sobre os ensaios de arrancamento

Os resultados apresentados dos ensaios de arrancamento corroboram com estudos de Teixeira (2003), Wang, Jacobs e Ziegler (2016), Herrera (2016), Moraci e Recalcati (2006) no que se refere a tendência de comportamento quando há variação da sobrecarga enquanto outros elementos permanecem constantes. Nota-se que em todos os gráficos houve um pico da curva tensão vs. deslocamento e, logo após, passa a uma resistência residual até total arranque da geogrelha. Tal fato reforça a pretensão em se aplicar a equação matemática reformulada para calibração e ajustar os resultados.

Houve repetições em todos os ensaios realizados, principalmente para calibrar o equipamento de pressurização, ajustar medidas e dimensões da geogrelha, ajustar dados de entrada no software e regulagem do próprio equipamento de arrancamento. A Tabela 11 descreve a quantidade de ensaios experimentais e as dificuldades de distorções ocorridas.

Tabela 11 - Dificuldades encontradas nos ensaios e soluções adotadas

Ensaio	Repetição	Problema apresentado	Solução proposta
EPP1	3	- Geogrelha prendendo na parte angulosa de saída da fenda; - Rasgo da geogrelha na garra durante o processo de arranque; - Gráfico incompatível com a escala e grandezas requerentes.	- Arredondamento das arestas da fenda; - Aumento do transpasse na garra; - Calibragem do <i>software</i> para condição de parada e dados requeridos.
EPP2	1	- Enrosco da geogrelha na saída da fenda.	- Melhora no nivelamento da camada inferior de solo.
EPP3	3	- Queda de energia e perda da pressurização do bolsão; - Gráfico incompatível com pesquisas da revisão bibliográfica. - Rasgo da geogrelha na garra	- Ensaio refeito, pois houve perda da sobrecarga; - Melhora na compactação e fixação da geogrelha na garra; - Ajuste na fixação e transpasse
EPP4	2	- Curva sob revisão.	- Comprovação da curva.
EPP5	3	- Enrosco lateral na caixa com a geogrelha sendo arrancada inclinada; - Curva sob revisão.	- Ajuste na fixação da geogrelha na garra e na acomodação entre camada; - Comprovação de curva.
EPP6	3	- Rasgo da geogrelha na garra durante o processo de arranque; - Curva sob revisão.	- Ajuste no transpasse e ancoragem da geogrelha; - Comprovação de curva.

FONTE: o AUTOR (2022)

A principal dificuldade encontrada foi a fixação da geogrelha na garra, pois devido a ser um elemento vazado, fica muito susceptível a esforços desordenado em vários pontos no momento da tração. Por este motivo, alguns testes foram desenvolvidos somente para melhorar a pressão na garra. As Figuras 61 e 62 ilustram geogrelhas utilizadas como teste para melhorar a fixação e calibrar a área de contato no interior da caixa. Outro ponto importante de atenção pode

ser verificado nos ensaios em areia fofa, pois não há referências de ensaios nesta compacidade, portanto a comparação da formação da curva com a bibliografia ficou comprometida. Por este motivo, praticaram-se as repetições como conferência dos resultados obtidos.

Figura 61 - Geogrelhas utilizadas como teste para melhorar a fixação na garra



FONTE: o AUTOR (2022)

Figura 62 - Geogrelhas utilizadas para melhoria da garra e calibragem das medidas internas



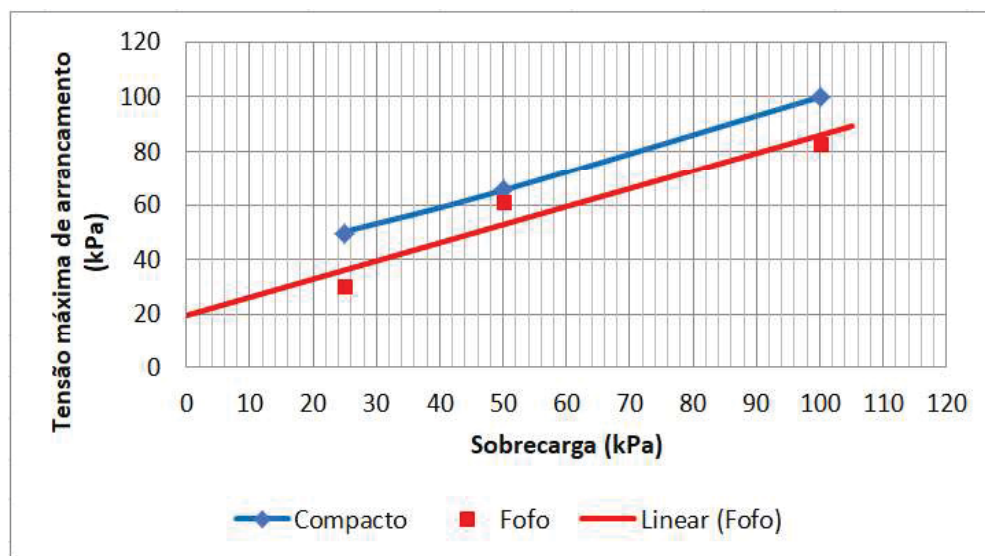
FONTE: o AUTOR (2022)

Como solução foi adicionada outra chapa metálica mais fina no entremeio da garra, aumentou-se o cuidado quando do transpasse do parafuso e, principalmente no estado compacto, efetuou-se dupla dobra, além do auxílio da barra de aço de 5,0 mm fazendo a ancoragem.

4.2. Resultados da Aplicação do Modelo Matemático

Como análise qualitativa dos resultados, pode-se avaliar o desempenho das geogrelhas nos ensaios de arrancamento quanto à sobrecarga aplicada e quanto ao deslocamento. O Gráfico 10 representa a relação de tensão máxima de resistência ao arrancamento considerando as três sobrecargas impostas.

Gráfico 10 – Relação tensão de arrancamento vs. sobrecarga para estado compacto e fofo



FONTE: o AUTOR (2022)

No que tange a curvas resultantes, pode-se estabelecer a equação da reta por linha de tendência onde, para os casos de compactidade apresentados, tem-se:

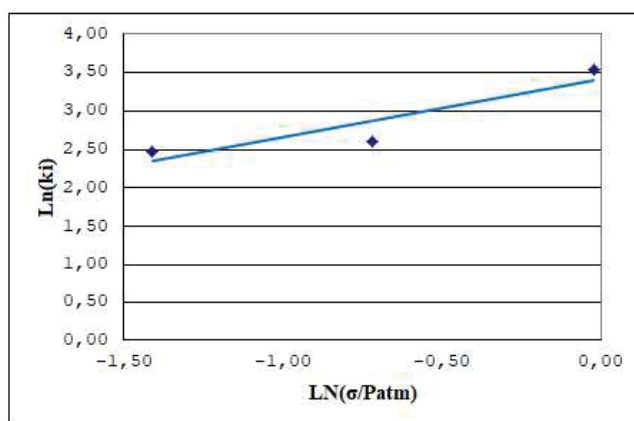
- $\tau_{m\acute{a}x} = 19,43 + \sigma_n \tan 33,56^\circ$ para areia no estado fofo;
- $\tau_{m\acute{a}x} = 32,83 + \sigma_n \tan 33,75^\circ$ para areia no estado compacto.

A aplicação do modelo numérico proposto depende da aquisição de parâmetros de resistência a partir dos ensaios de arrancamento de pequeno porte. Deste modo há necessidade de se determinar os dados da primeira parcela do modelo segundo Equação 21.

- **Determinação de k_i para estado compacto**

Utilizando as Equações 15 e 16 para determinação da inclinação inicial da curva k_i para sobrecargas 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa. Inicialmente encontra-se o intercepto a pelo Gráfico 11. Em seguida determinam-se os parâmetros adimensionais m e n para, posteriormente, encontrar a equação de k_i .

Gráfico 11 - Determinação do intercepto a para estado compacto



FONTE: o AUTOR (2022)

Pela Equação 16 encontra-se que $m=2378$ e $n=0,776$. Portanto a função de integração entre a inclinação da curva e a tensão aplicada é a seguinte:

$$k_i = 2378 \cdot \gamma_w \left(\frac{\sigma}{P_{atm}} \right)^{0,776} \quad (30)$$

Tem-se:

Tabela 12 - Valores de k_i para estado compacto

Tensão aplicada (kPa)	k_i
25	9,4
50	14
100	20

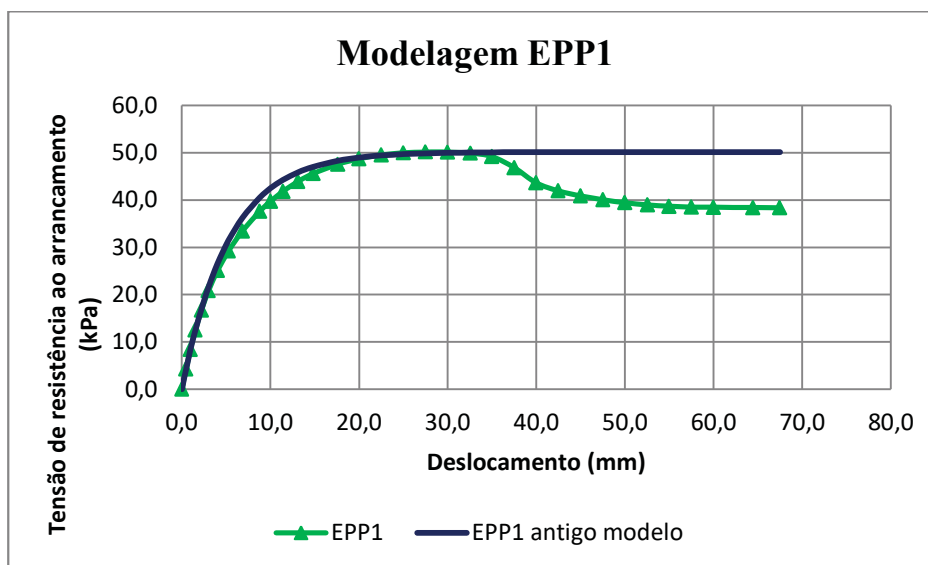
FONTE: o AUTOR (2022)

Com os valores de k_i para as sobrecargas aplicadas em superfície, pode-se aplicar a primeira parcela do modelo proposto que leva em conta a inclinação da curva constante, τ_{ult} constante e δ variável.

Aplicando a Equação 13 do antigo modelo matemático proposto por Teixeira (2003), tem-se os resultados da aplicação nos Gráficos 12, 13 e 14 a seguir:

- Modelagem para solo compactado e sobrecarga de 25kPa

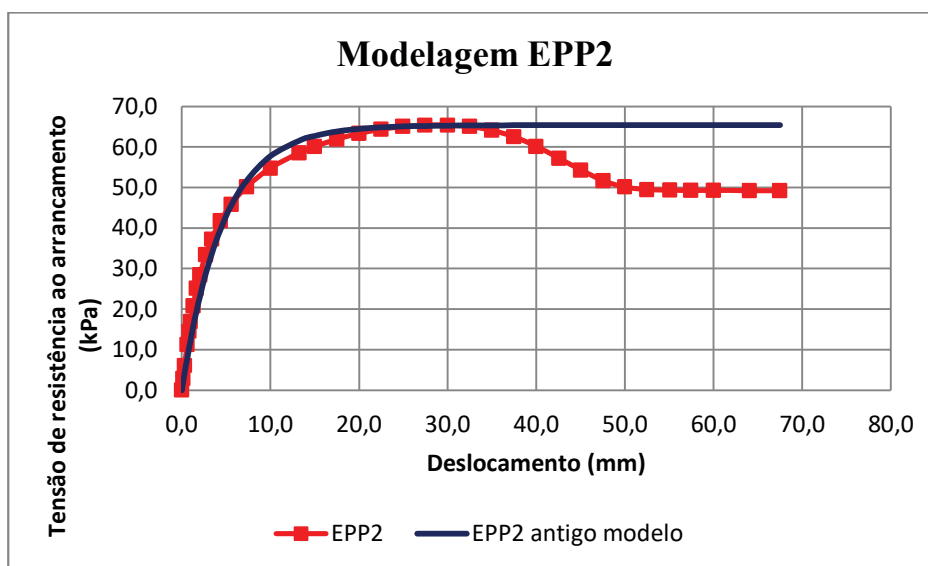
Gráfico 12 - Modelagem utilizando equação de Teixeira (2003) para EPP1



FONTE: o AUTOR (2022)

- Modelagem para solo compactado e sobrecarga de 50kPa

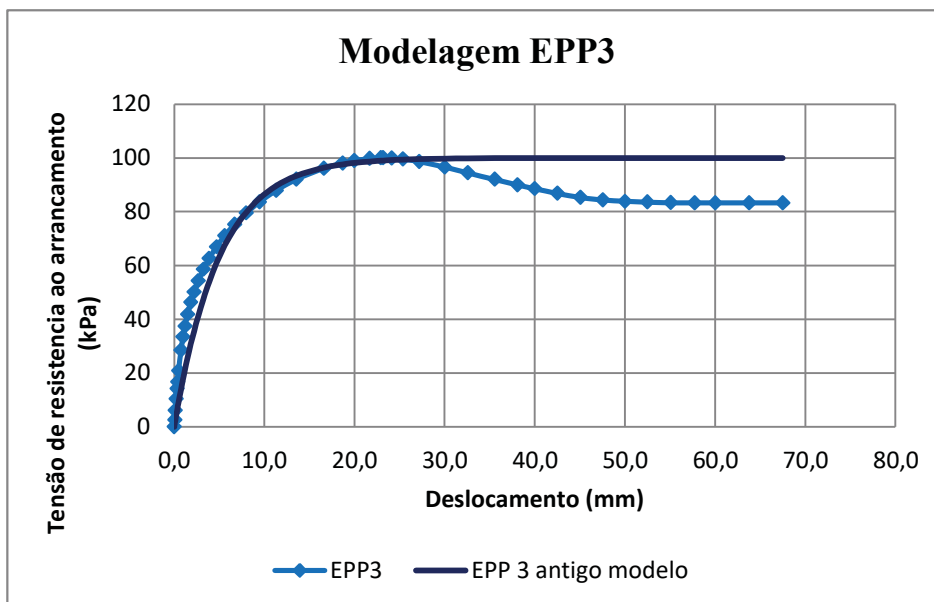
Gráfico 13 - Modelagem utilizando equação de Teixeira (2003) para EPP2



FONTE: o AUTOR (2022)

- Modelagem para solos compactado e sobrecarga 100 kPa

Gráfico 14 - Modelagem utilizando equação de Teixeira (2003) para EPP3

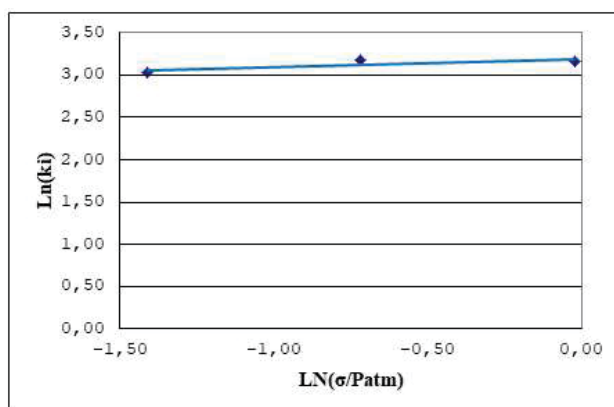


FONTE: o AUTOR (2022)

- **Determinação de k_i para estado fofo**

Da mesma forma que para o estado compacto, utilizam-se as Equações 15 e 16, contudo define-se antes o intercepto a por meio do Gráfico 15.

Gráfico 15 - Determinação do intercepto a para estado fofo



FONTE: o AUTOR (2022)

Pela Equação 16 encontram-se os parâmetros admissionais $m=2.433$ e $n=0,09977$. A função de integração entre inclinação da curva e tensão normal aplicada é a seguinte:

$$k_i = 2433 \cdot \gamma_w \left(\frac{\sigma}{P_{atm}} \right)^{0,09977} \quad (31)$$

Portanto, para solo arenoso no estado fofo, tem-se os seguintes valores:

Tabela 13 - Valores de k_i para estado fofo

Tensão aplicada (kPa)	k_i
25	5
50	9,7
100	14

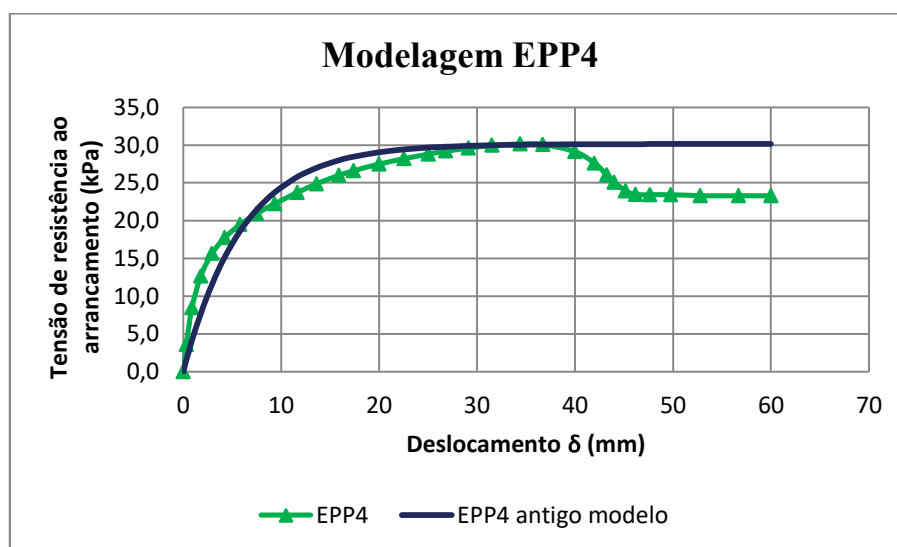
FONTE: o AUTOR (2022)

Assim como na areia compactada, de posse dos valores de k_i para as sobrecargas aplicadas em superfície, pode-se aplicar a primeira parcela do modelo proposto que leva em conta a inclinação da curva constante, τ_{ult} constante e δ variável.

Ao se aplicar a Equação 13 do antigo modelo matemático proposto por Teixeira (2003), tem-se:

- Modelagem para solo fofo e sobrecarga 25 kPa

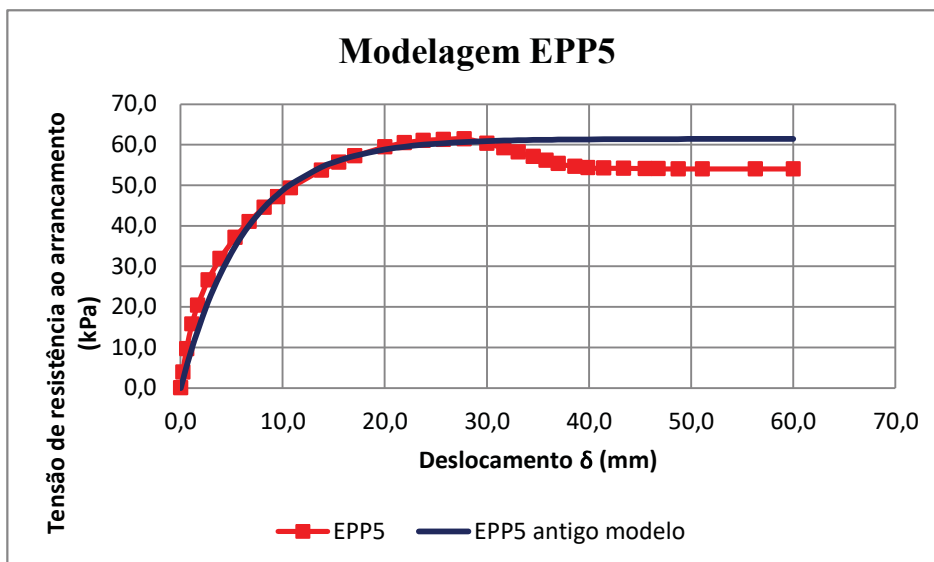
Gráfico 16 - Modelagem utilizando equação de Teixeira (2003) para EPP4



FONTE: o AUTOR (2022)

- Modelagem para solo fofo e sobrecarga 50 kPa

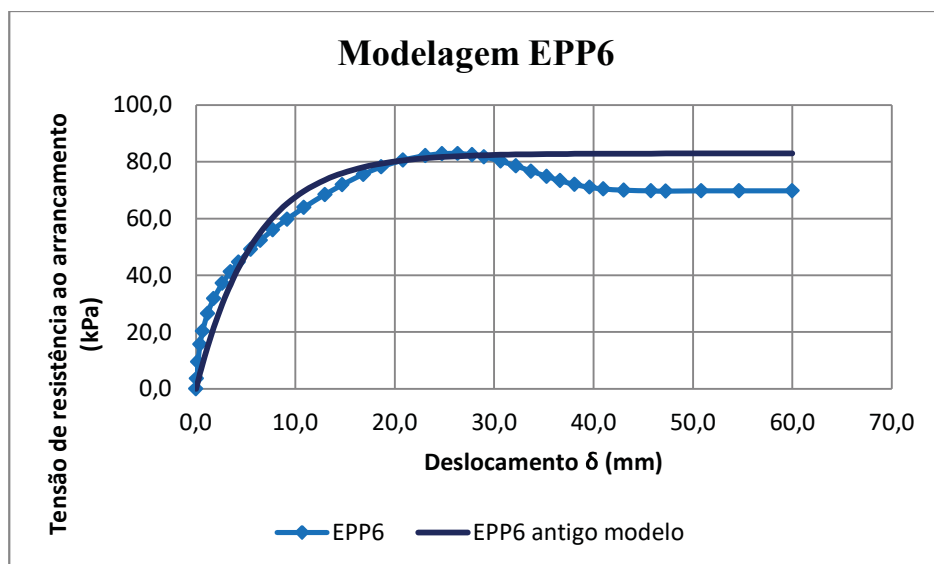
Gráfico 17 - Modelagem utilizando equação de Teixeira (2003) para EPP5



FONTE: o AUTOR (2022)

- Modelagem para solo fofo e sobrecarga 100 kPa

Gráfico 18 - Modelagem utilizando equação de Teixeira (2003) para EPP6



FONTE: o AUTOR (2022)

Verifica-se, portanto, que o modelo de Teixeira (2003) atende parcialmente a adequação da curva tensão vs. deformação resultante dos ensaios. Para determinação dos parâmetros de

geotécnicos referentes à variação de tensão resistente ao arrancamento, $\Delta\tau$, a variação dos deslocamentos entre pico e tensão residual e a inclinação k' da curva que representa esta variação, há necessidade de se identificar primeiramente o ápice do gráfico, pois será o ponto de inflexão. O ponto último define a τ_{ult} e δ_p e ambos permanecem fixos como referências na variação para com os termos subsequentes da seguinte maneira:

$$\Delta\tau_1 = \tau_{ult} - \tau_{ult+1}; \Delta\tau_2 = \tau_{ult} - \tau_{ult+2} \dots \Delta\tau_n = \tau_{ult} - \tau_{ult+n} \quad (32)$$

onde os termos τ_{ult+1} , τ_{ult+2} , τ_{ult+n} são os valores subsequentes das tensões de resistência ao cisalhamento na curva após o pico. Da mesma maneira ocorre com a deformação, ou seja, para cada há dois termos de variação horizontal e vertical. De posse das duas medidas calcula-se a inclinação da curva que, ou seja, k' para cada decréscimo de medida.

Tabela 14 - Determinação de $\Delta\tau$, diferença de deslocamentos e k' a partir do pico, areia compacta

ESTADO COMPACTO								
25 kPa para $\tau_{ult} = 50,1 \text{ kPa}$			50 kPa para $\tau_{ult} = 65,4 \text{ kPa}$			100 kPa para $\tau_{ult} = 100 \text{ kPa}$		
$\Delta\tau$ (kPa)	$\delta_{p+n} - \delta_p$ (mm)	k'	$\Delta\tau$ (kPa)	$\delta_{p+n} - \delta_p$ (mm)	k'	$\Delta\tau$ (kPa)	$\delta_{p+n} - \delta_p$ (mm)	k'
0,0	2,5	0,01	0,0	2,6	0,0	0,0	0,2	0,0
0,3	5,1	0,05	0,4	5,0	0,1	0,1	1,2	0,1
1,0	7,5	0,13	1,3	7,5	0,2	0,5	2,4	0,2
3,3	10,0	0,35	2,9	10,0	0,3	1,4	4,2	0,3
6,5	12,5	0,57	5,2	12,6	0,4	3,4	7,1	0,5
8,2	15,0	0,61	8,2	15,1	0,6	5,6	9,6	0,7
9,3	17,5	0,58	11,1	17,6	0,7	8,0	12,6	0,7
10,1	20,0	0,55	13,7	20,1	0,8	10,0	15,1	0,8
10,7	22,5	0,52	15,3	22,6	0,8	11,5	17,1	0,8
11,2	25,1	0,48	15,9	25,1	0,7	13,2	19,6	0,8
11,5	27,5	0,44	16,0	27,6	0,7	14,7	22,1	0,8
11,6	30,0	0,41	16,1	30,0	0,6	15,6	24,6	0,7
11,7	32,5	0,38	16,1	32,6	0,5	16,1	27,1	0,7
11,7	37,0	0,33	16,1	36,6	0,5	16,5	29,6	0,6
11,8	40,0	0,30	16,1	40,1	0,4	16,7	32,1	0,6
						16,8	34,8	0,5
						16,8	37,1	0,5
						16,7	40,9	0,4
						16,7	44,6	0,4

FONTE: o AUTOR (2022)

Tabela 15 - Determinação de $\Delta\tau$, diferença de deslocamentos e k' a partir do pico, areia fofa

ESTADO FOFO								
25 kPa para $\tau_{ult} = 30,2 \text{ kPa}$			50 kPa para $\tau_{ult} = 61,4 \text{ kPa}$			100 kPa para $\tau_{ult} = 82,9 \text{ kPa}$		
$\Delta\tau$ (kPa)	$\delta_{p+n} - \delta_p$ (mm)	k'	$\Delta\tau$ (kPa)	$\delta_{p+n} - \delta_p$ (mm)	k'	$\Delta\tau$ (kPa)	$\delta_{p+n} - \delta_p$ (mm)	k'
0,1	2,3	0,0	1,2	2,2	0,6	0,5	1,5	0,3
1,0	5,6	0,2	2,2	3,9	0,6	1,2	2,7	0,5
2,5	7,6	0,3	3,2	5,3	0,7	2,7	4,3	0,7
4,1	8,9	0,5	4,4	6,8	0,8	4,4	5,9	0,9
5,1	9,6	0,6	5,3	8,0	0,8	6,2	7,4	1,1
6,2	10,8	0,7	6,1	9,2	0,8	8,1	9,0	1,3
6,7	11,8	0,6	6,9	10,8	0,7	9,6	10,3	1,3
6,7	13,3	0,6	7,2	12,1	0,7	10,9	11,8	1,3
6,7	15,4	0,5	7,2	13,7	0,6	11,9	13,3	1,3
6,8	18,4	0,4	7,3	15,6	0,5	12,5	14,7	1,1
6,8	22,3	0,3	7,4	17,7	0,4	12,9	16,7	1,0
6,8	25,6	0,3	7,4	19,0	0,4	13,2	19,5	0,8
			7,4	20,9	0,4	13,2	21,0	0,7
			7,4	23,3	0,3	13,2	24,5	0,6
			7,4	28,5	0,3	13,1	28,3	0,5
			7,4	32,2	0,2	13,1	33,7	0,4

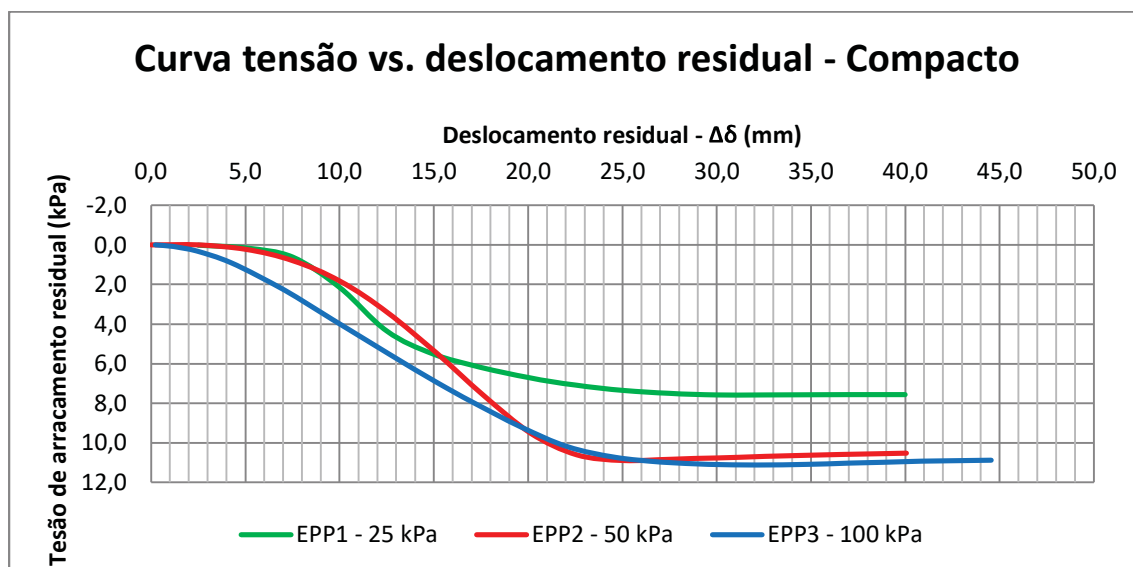
FONTE: o AUTOR (2022)

As Tabelas 14 e 15 mostram os valores do comportamento pós-pico com o incremento já aplicado. Com os dados adquiridos, pode-se traçar as curvas do comportamento residual tanto para o estado compacto como para o estado fofo utilizando-se da variação de tensão e da variação do deslocamento pós-pico, aliado à inclinação k' de cada curva. Os Gráficos 19 e 20 expressam os resultados acumulados de ambos estados de compactidade e de acordo com a tensão normal aplicada.

Assim, consegue-se aplicar a Equação 21, definida como o novo modelo matemático para ajuste dos gráficos provindos dos ensaios de pequeno porte. Após o novo delineamento da curva corrigida, traçam-se novas envoltórias com os valores residuais mínimos adquiridos pelo modelo. Os valores adicionais podem ser utilizados como dados de entrada para cálculo de dimensionamento de estruturas de contenção em solo reforçado. Portanto, além do comportamento de e desempenho utilizando a tensão máxima de resistência ao arrancamento,

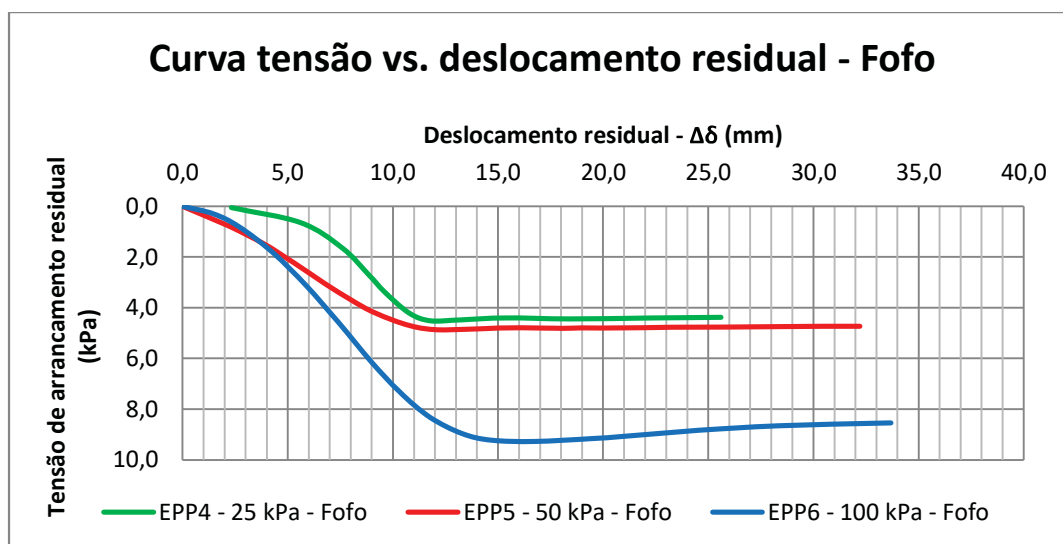
considera-se também a hipótese de tensão de resistência residual, onde se apresentam novos valores de ângulo de atrito e adesão.

Gráfico 19 - Curvas residuais acumuladas, estado compacto, ajustadas com o novo modelo matemático



FONTE: o AUTOR (2022)

Gráfico 20 - Curvas residuais acumuladas, estado fofo, ajustadas com o novo modelo matemático



FONTE: o AUTOR (2022)

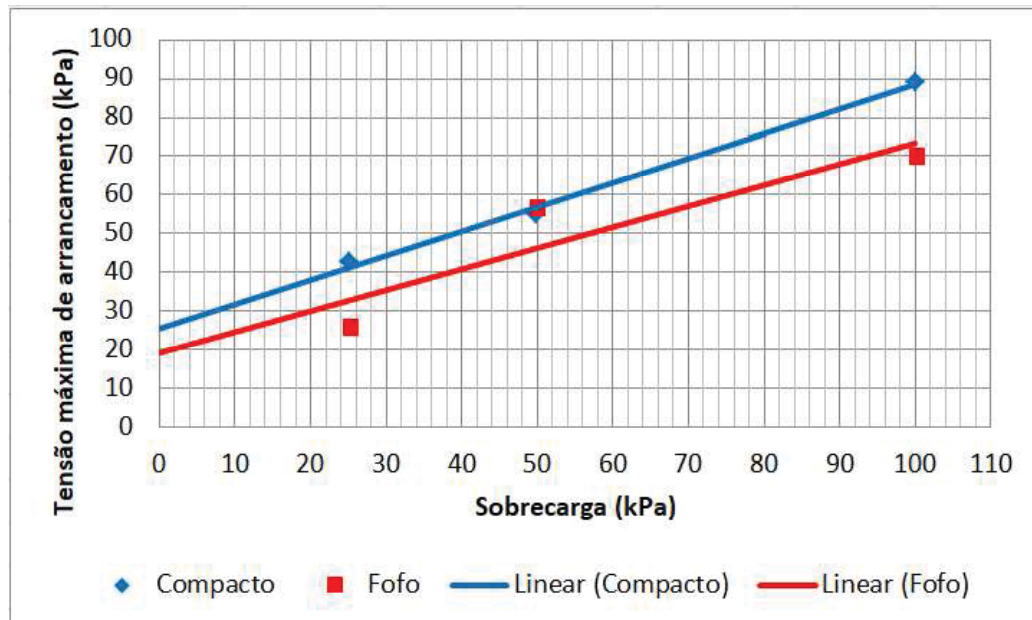
Deste modo consegue-se verificar as diferenças entre as inclinações de cada curva e a comparação entre comportamentos a partir das tensões normais aplicadas e estado de compacidade.

No que tange a curvas resultantes ou envoltórias, conforme Gráfico 21 pode-se estabelecer a equação da reta por linha de tendência onde, para os casos de compacidade apresentados, tem-se:

- $\tau_{resid} = 25,4 + \sigma_n \tan 32,1^\circ$, areia no estado compacto, sendo $a = 25,4 \text{ kPa}$ e $\phi_{res} = 32,1^\circ$;
- $\tau_{resid} = 18,9 + \sigma_n \tan 28,5^\circ$, areia no estado fofo, sendo $a = 18,9 \text{ kPa}$ e $\phi_{res} = 28,5^\circ$.

Os valores ajustados corroboram com os propostos por Massad (2006), conforme apresentado na Tabela 5. Além disso, os ângulos de atrito para solo compacto e fofo ficam mais coerentes e de acordo com o que o estado de compacidade proporciona, ou seja, maior para estado com e_{min} e menor para estado com e_{max} , assim como a adesão.

Gráfico 21 - Envoltórias corrigidas com aplicação do novo modelo matemático

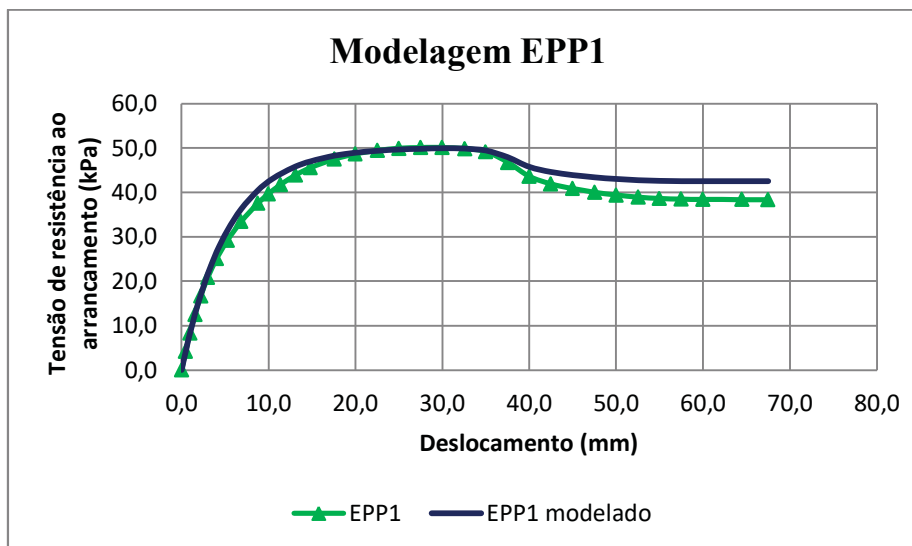


FONTE: o AUTOR (2022)

A seguir, pelos Gráficos 22 a 25, apresentam-se as curvas resultantes da aplicação do modelo matemático proposto, já com o incremento, conforme Equação 20. Destaca-se aqui a continuidade do delineamento da curva modelada com a curva experimental.

- Modelagem de ajuste utilizando equação proposta pelo autor para areia compacta, sobrecarga 25 kPa, denominação EPP1

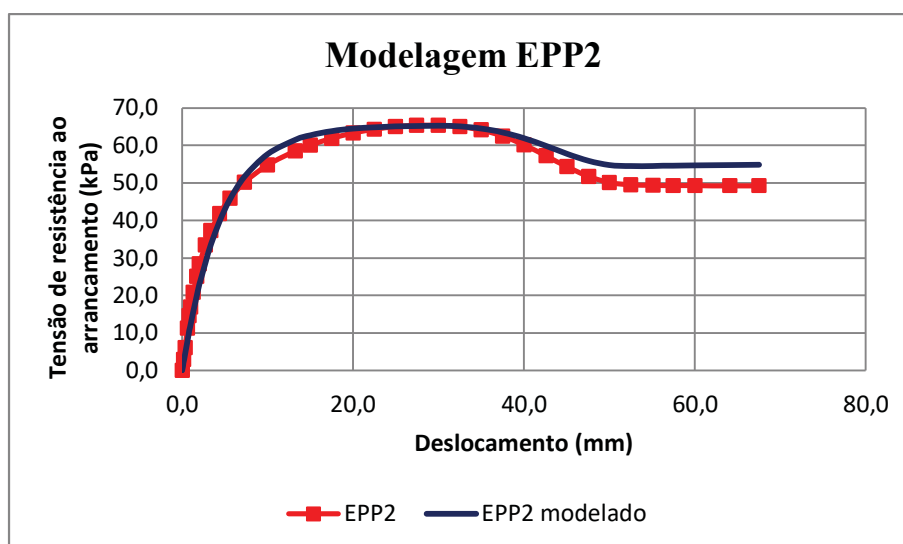
Gráfico 22 - Aplicação do novo modelo matemático EPP1



FONTE: o AUTOR (2022)

- Modelagem de ajuste utilizando equação proposta pelo autor para areia compacta, sobrecarga 50 kPa, denominação EPP2

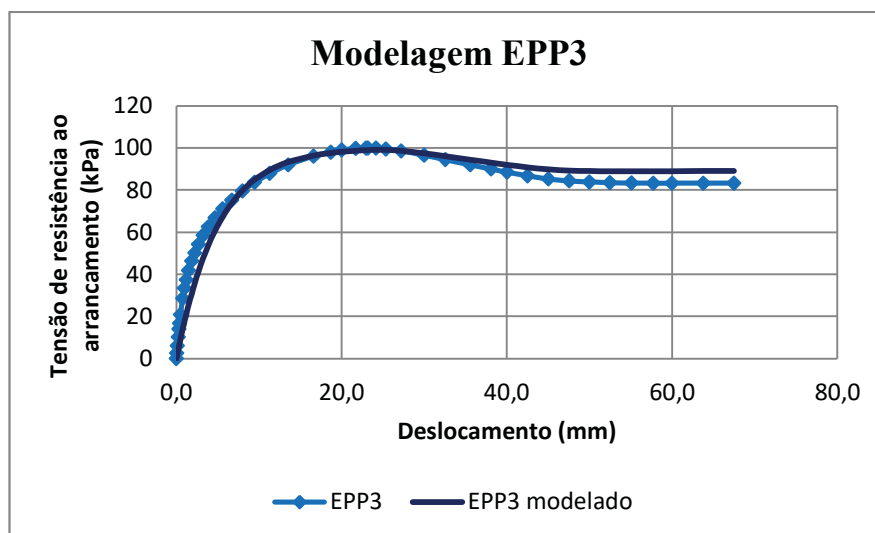
Gráfico 23 - Aplicação do modelo matemático em EPP2



FONTE: o AUTOR (2022)

- Modelagem de ajuste utilizando equação proposta pelo autor para areia compacta, sobrecarga 100 kPa, denominação EPP3

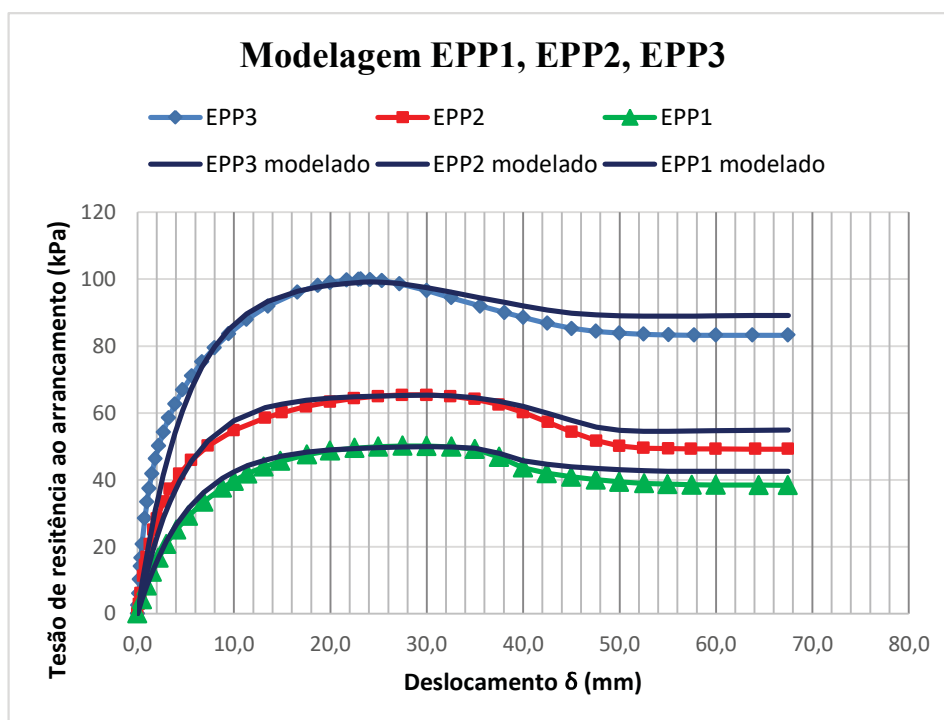
Gráfico 24 - Aplicação do novo modelo matemático para EPP3



FONTE: o AUTOR (2022)

O Gráfico 25 ilustra as curvas acumuladas dos ensaios.

Gráfico 25 - Curvas acumuladas para areia compacta com aplicação do novo modelo matemático



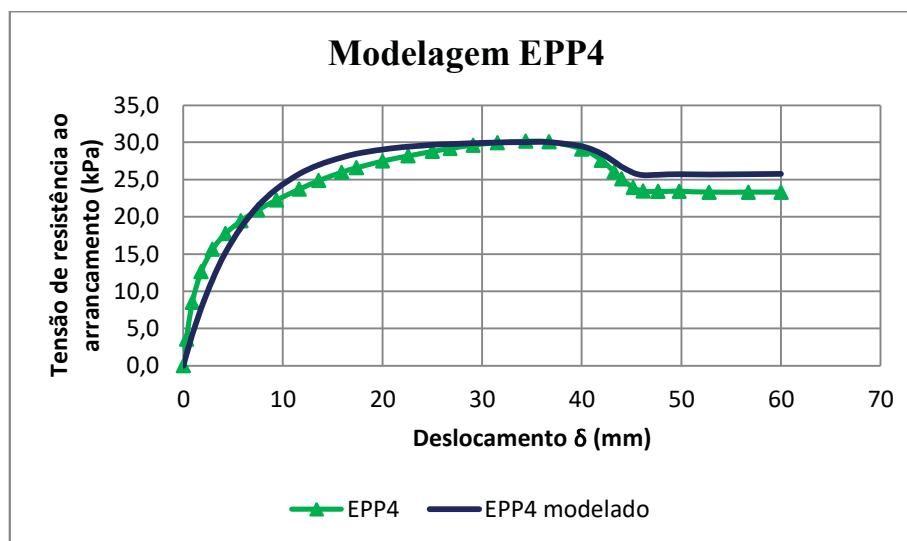
FONTE: o AUTOR (2022)

Com relação aos resultados da aplicação da Equação 20 nos ensaios de arrancamento em geogrelhas para areia no estado de compactidade compacta, os ajustes se mostraram satisfatórios no que se refere ao delineamento da curva modelada e quanto a pouca disparidade entre modelagem e curva original, corroborando com apontamento elencados por Herrera (2016) em estudos semelhantes, contudo sem aplicação do incremento no modelo de Teixeira (2003). Deste modo, o ensaio de arrancamento em equipamento de pequeno porte mostra confiabilidade, no entanto, com a aplicação do novo modelo, a acurácia dos resultados torna os dados mais aproximados à escala real. Percebe-se que houve certa regularidade quanto à correção nas tensões residuais quando as mesmas apresentam certa constância, esboçando que tais tensões são mais elevadas em grande escala. Desta forma, entende-se que tensões residuais possuem valores maiores quando comparadas ao ensaio de pequeno porte.

Em seguida apresentam se os Gráficos 26 a 28 resultantes para os ensaios em areia fofa para 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa denominado EPP4, EPP5 e EPP6.

- **Modelagem de ajuste utilizando equação proposta pelo autor para areia fofa, sobrecarga 25 kPa, denominação EPP4**

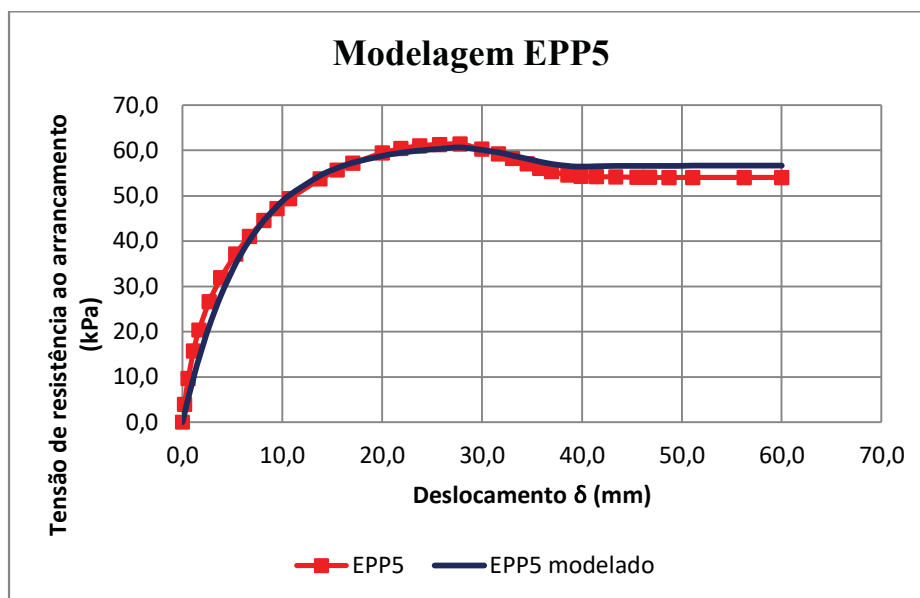
Gráfico 26 - Aplicação do novo modelo para EPP4



FONTE: o AUTOR (2022)

- Modelagem de ajuste utilizando equação proposta pelo autor para areia fofa, sobrecarga 50 kPa, denominação EPP5

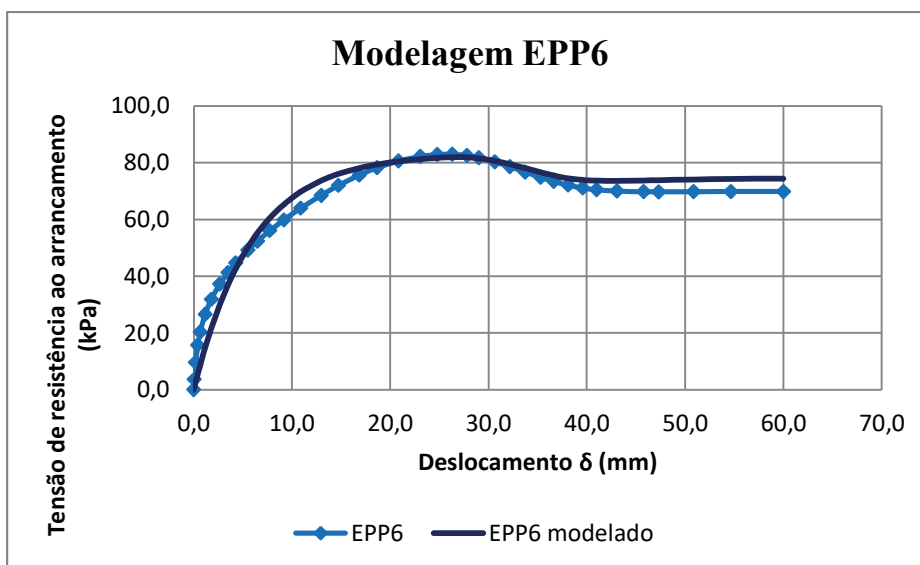
Gráfico 27 – Aplicação do novo modelo para EPP5



FONTE: o AUTOR (2022)

- Modelagem de ajuste utilizando equação proposta pelo autor para areia fofa, sobrecarga 100 kPa, denominação EPP6

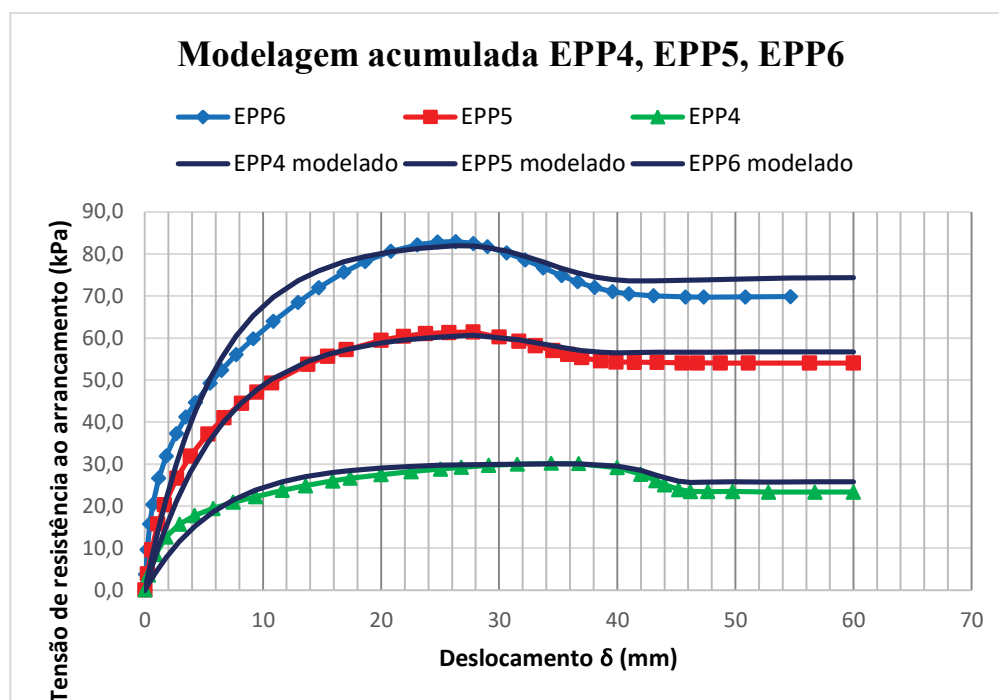
Gráfico 28 - Aplicação do novo modelo em EPP6



FONTE: o AUTOR (2022)

Para termos de comparação da evolução de cada sobrecarga aplicada no estado fofo, o Gráfico 29 demonstra as curvas acumuladas com respectivas curvas ajustadas provenientes da nova equação.

Gráfico 29 - Curvas acumuladas para areia fofo com aplicação do novo modelo matemático



FONTE: o AUTOR (2022)

Em se tratando dos resultados adquiridos pela aplicação do modelo numérico matemático proposto pelo autor, consta que, nos gráficos resultantes dos ensaios de arrancamento em solo arenoso com compactidade fofo, os delineamentos das curvas ajustadas mostraram-se satisfatórios. No caso do EPP6, as tensões residuais do gráfico do ensaio coincidiram com a curva modelada, ou seja, muito próximo ou equivalente à situação em escala real. Para os outros dois ensaios, EPP4 e EPP5, a curva de correção segue o mesmo padrão das adquiridas nos ensaios de areia compacta, permanecendo pouco acima. O EPP 4 foi o que apresentou maior discrepância podendo ser explicado por motivos consorciados que englobam a compactidade fofo da areia e a sobrecarga que, para tal estado pode ser insuficiente. Houve redução pouco significativa do parâmetro adesão com parado à adesão de pico, contudo o parâmetro ângulo de atrito residual obteve redução significativa reduzindo de $33,56^\circ$ para $28,5^\circ$.

Relevante enfatizar que, quando se aplicava o modelo exponencial antigo, os valores residuais assumiam os valores de pico, pois a partir deste ponto as tensões de resistência ao arrancamento permaneciam constantes com o aumento dos deslocamentos. Orientado pela inclinação k' , o gráfico, a partir do pico, forma uma inflexão acompanhando e ajustando a curvatura original resultante do ensaio onde apresenta uma melhor conformação e orienta o real entendimento dos resultados do ensaio, tanto visualmente como geotecnicamente.

Devido ao estudo utilizar três tensões normais, 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa, pela injeção de ar comprimido no bolsão preso à tampa, para tornar o modelo mais amplo e adequado a qualquer tipo de tensão, determina-se, pela interpolação dos valores de tensão normal e inclinação k' , uma curva que correlaciona ambos a partir da equação exponencial. Isto permite que, ao se impor qualquer tensão normal no ensaio, o valor de k' pode ser encontrado para, posteriormente, aplicá-lo no modelo matemático proposto. O procedimento de aquisição dos dados e da fórmula é semelhante ao determinado por Teixeira (2003) em que encontra-se o valor da adesão a por meio da equação da reta $\tau_{ult} = a + \sigma_n \cdot \tan \phi$ formada a partir do gráfico tensão de arrancamento vs. tensão normal de sobrecarga, conforme apresentado no Gráfico 21. A correlação entre inclinação e tensão de sobrecarga pode ser apresentada pela fórmula:

$$k' = m' \cdot \gamma_w \cdot \left(\frac{\sigma_n}{P_{atm}} \right)^{n'} \quad (33)$$

em que:

k' = inclinação inicial da curva pós-pico;

γ_w = peso específico da água, em kN/m³;

σ_n = tensão normal de sobrecarga aplicada, em kPa;

P_{atm} = Pressão atmosférica local em kPa;

m' e n' = valores adimensionais do novo modelo a serem determinados.

Ressalta-se que a correlação deve ser aplicada na curva formada após o pico de tensão de resistência ao arrancamento, onde se consegue verificar a inclinação k' para tensão residual. Em seguida, para determinação dos valores adimensionais m' e n' , plota-se o gráfico k' , no eixo das ordenadas e σ_n no eixo das abcissas. Nota-se que, diferentemente de Teixeira (2003) a relação

mais adequada é a linear onde os valores podem ser ajustados por uma reta $y = ax + b$, em que b equivale ao parâmetro n' e m' pode ser adquirido pela fórmula:

$$m' = \frac{e^a}{\gamma_w} \quad (34)$$

em que:

a = intercepto de adesão da curva ajustada k' vs. σ_n/P_{atm} ;

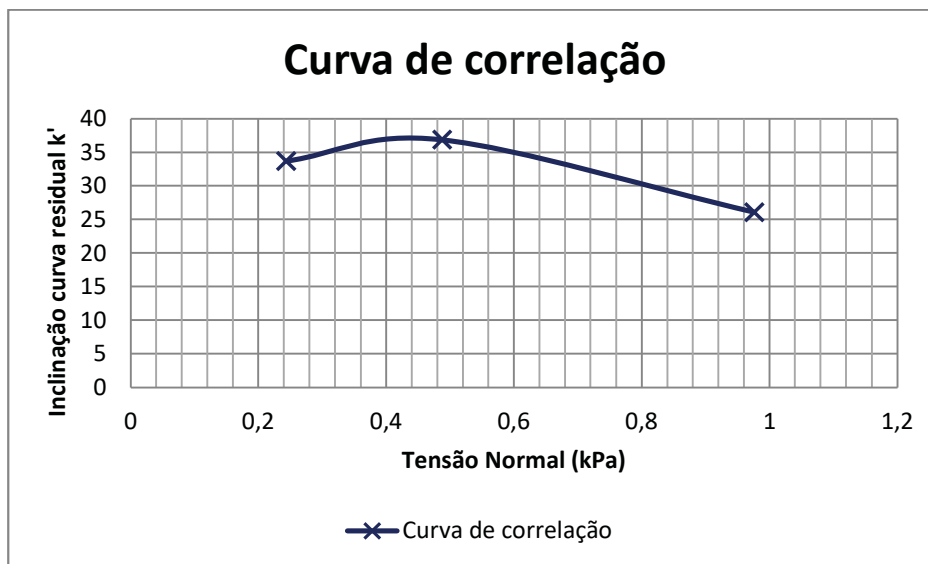
γ_w = peso específico da água em kN/m^3 .

De forma simplificada e utilizando os dados obtidos no estudo, tanto para solo compacto com para solo fofo, pode-se traçar as curvas de correlação entre tensão normal de sobrecarga aplicada e inclinação da curva residual k' , onde, para qualquer tensão normal que se considere, haverá uma inclinação correlata.

Os Gráficos 30 e 31 esboçam as correlações e as respectivas equações da reta em que pode-se substituir a tensão de sobrecarga por uma tensão qualquer.

- Correlação entre tensão normal (σ_n) aplicada e inclinação k' areia compacta

Gráfico 30 - Correlação tensão normal vs. inclinação k' para areia no estado compacto

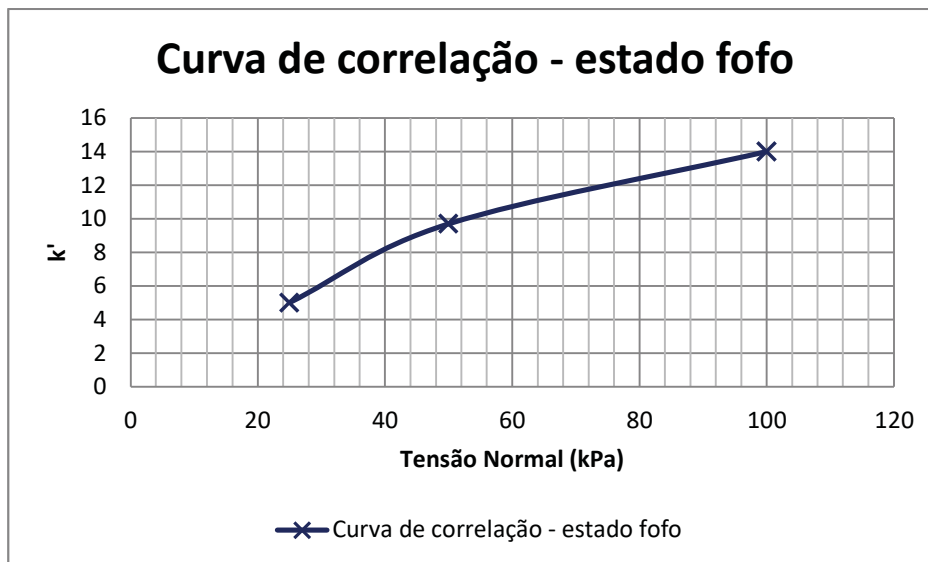


FONTE: o AUTOR (2022)

$$k'_{comp} = 39,075 - 0,1178 \cdot \sigma_n \quad (35)$$

- Correlação entre tensão normal (σ_n) aplicada e inclinação k' areia fofa

Gráfico 31 - Correlação tensão normal vs. inclinação k' para areia no estado fofo



FONTE: o AUTOR (2022)

$$k'_{fofo} = 2,85 + 0,1151 \cdot \sigma_n \quad (36)$$

Assim, nota-se que para o estudo de um solo qualquer, há necessidade de se determinar todos os elementos variáveis das equações 33 e 34 e, posteriormente, de forma mais simplificada, encontra a equação da reta que ajusta os valores correlacionando k' com σ_n .

5. CONCLUSÕES

Para o presente estudo atingiram-se os objetivos no início determinados para aperfeiçoamento do modelo matemático numérico desenvolvido por Teixeira (2003) por meio do incremento exponencial na equação. Por meio dos resultados das curvas ajustadas, consegue-se uma nova base de dados que pode alimentar a hipótese de inserção de tensões residuais nos cálculos de estruturas de contenção em solo reforçado. Além da nova equação aperfeiçoada, houve a proposta da execução de uma bateria de ensaios de pequeno porte em geogrelhas, os quais foram submetidos à aplicação do novo modelo matemático. Deste modo, chega-se às seguintes considerações conclusivas:

A. Novo modelo matemático

- O incremento exponencial desenvolvido a partir da equação numérica de Teixeira (2003) mostrou-se aplicável no que tange termos utilizados, pois não acrescenta variáveis alheias aos dados já obtidos;
- Devido aos dados de entrada ser inerentes ao solo ensaiado, o novo modelo é aplicável a qualquer tipo de solo, desde que sejam fornecidos os valores correlatos às variáveis da equação;
- Por ser dependente somente de parâmetros geotécnicos, pode ser aplicável a qualquer tipo de inclusão quando submetida ao arrancamento.

B. Ensaio de arrancamento em geogrelhas

- A caixa seguiu as mesmas dimensões de um equipamento de pequeno porte, segundo especificações de Teixeira (2003);
- No decorrer dos experimentos algumas adaptações foram concedidas para adequar as condições de execução, como melhoria na garra, fixação da bolsa de ar comprimido, calibragem da área de contato solo-inclusão;
- O equipamento de pequeno porte mostra-se eficiente com relação a repetições de ensaios, pois demanda menor tempo de preparo e execução se comparado a equipamentos de grande porte ou experimentos em escala real;
- Atendidas as condições de contorno, o ensaio fornece dados suficientes para determinação da curva tensão vs. deformação e posterior aplicação do novo modelo matemático.

C. Aplicação da nova equação em ensaio de arrancamento

- Os resultados dos ajustes das curvas provenientes dos ensaios de arrancamento podem ser considerados satisfatórios, visto que houve o acompanhamento no delineamento curva pertencente à parcela residual do gráfico tensão vs. deformação;
- Tanto a aplicação da nova equação matemática quanto os dados ajustados conferem ao ensaio de pequeno porte confiabilidade em gerar parâmetros mais aproximados a experimentos de grande escala;
- As correções proporcionadas pelo modelo numérico incrementado, permitem a aquisição de valores mais acurados que podem ser utilizados em cálculo para dimensionamento de estrutura de contenção em solo reforçado;
- O modelo proposto permite utilizar os mesmos dados adquiridos nos resultados dos ensaios de arrancamento, sem necessidade de experimentos de outras modalidades;
- A dissonância entre as compacidades tornou as correções mais evidentes, principalmente com relação ao ângulo de atrito residual.

Embasando-se na pesquisa realizada e nos resultados adquiridos e expostos, conclui-se que o novo modelo de equação matemática exponencial proposta confere aos ensaios de arrancamento em equipamento de pequeno porte executados em geogrelha, maior confiabilidade, pois as correções conseguem aproximar os parâmetros geotécnicos aos adquiridos em experimentos de grande escala.

5.1. Recomendações a trabalhos futuros

O novo modelo exponencial abre um leque para novos experimentos na área de geotecnia, mais especificamente no que tange estruturas de contenção em solo reforçado. A realização deste estudo proporcionou ao autor vislumbrar algumas propostas de continuidade do estudo, sendo algumas delas elencadas a seguir:

- Executar novos ensaios de arrancamento de pequeno porte em outros tipos de inclusão e solos diferentes, para aplicar o modelo exponencial, no intuito de formar um banco de dados;

- Aplicar os dados obtidos pelo ajuste das curvas, proporcionado pelo modelo matemático, em métodos de dimensionamento de estruturas de contenção como forma comparativa de resultados;
- Aperfeiçoar o equipamento de pequeno porte para ensaio de arrancamento quanto à fixação da inclusão na garra para adaptação de qualquer tipo de material.

REFERÊNCIAS

- _____.(2016) NBR 6457 - Amostras de solo - Preparação para ensaio de compactação e análise granulométrica, Rio Janeiro.
- _____.(2016) NBR 7181 - Solo: Análise granulométrica, Rio Janeiro.
- _____.(2003) NBR 12.553 – Geossintéticos - Terminologia, Rio Janeiro.
- ABDI, M.R.; MIRZAEIFAR, H. Experimental and PIV evaluation of grain size and distribution on soil–geogrid interactions in pullout test. *Soils and Foundations* 57 1045–1058, 2017.
- ABDI, M.R.; ZANDIEH, A.R. Experimental and numerical analysis of large scale pull out tests conducted on clays reinforced with geogrids encapsulated with coarse material. *Geotextiles and Geomembranes* Volume 42, Issue 5, October 2014, Pages 494-504.
- ABRAMENTO, M.; WHITTLE, A. J. Shear-lag analysis of a planar soil reinforcement in plane strain compression. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, v. 119, n. 2, p. 270-291, 1993.
- ABRAMENTO, M.; Geossintéticos em estruturas de contenção e taludes íngimes. Curso sobre aplicação de geossintéticos em geotecnia e meio ambiente. Instituto de Engenharia, São Paulo, 1998. 32p
- BENJAMIM, C. V. S. Avaliação experimental de protótipos de estrutura de contenção em solo reforçado com geotêxtil. 326 f Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.
- BERGADO, D. T.; CHAI, J. C. Pullout force/displacement relationship of extensible grid reinforcements. *Geotextiles and Geomembranes Journal, Amsterdam*, v. 12, p. 327-349, 1993
- BHOWMIK, R.; SHAHU, J.T.; DATTA, M. Experimental studies on inclined pullout behaviour of geosynthetic sheet Vis-à-Vis geogrid - Effect of type of anchor and sand. *Geotextiles and Geomembranes* (47) 767-779, 2019
- BRAND, S. R. & DUFFY, D. M. Strength and Pullout Testing of Geogrids. *Geosynthetics Conference, New Orleans*, Vol. 1, 1987. pp. 226-236.
- CARDILE, G.; GIOFFRÈ, D.; MORACI, N.; CALVARANO, L.S. Modelling interference between the geogrid bearing members under pullout loading conditions. *Geotextiles and Geomembranes* (45) 169-177, 2017.

CARVALHO, P.A.S.; WOLE, C.M. e PEDROSA, J.A.B.A. Aterro reforçado com geotêxtil - uma opção alternativa para engenharia geotécnica. 8°COBRAMSEF, Porto Alegre, 1986.

CHEN, R.; LUAN, M. T.; HAO, D. Improved simulation method for soil-geogrid interaction of reinforced earth structure in FEM. Trans. Tianjin Univ. 17, 220–228 (2011) <https://doi.org/10.1007/s12209-011-1528-1>

CHEN, C.; MCDOWELL, G.R.; THOM, N.H. Investigating geogrid-reinforced ballast: Experimental pull-out tests and discrete element modelling. Soils and Foundations Volume 54, Issue 1, Pages 1-11, 2014.

COLLIOS A., DELMAS P., GOURC J.P, GIROUD J.P. (1980) Experiments on Soil Reinforcement with Geotextiles. The Use of Geotextiles for Soil Improvement. ASCE National Convention, April, 53-73, Portland, Oregon, UK.

DACIOLO, L.V.P.; PORTELINHA, F.H.M. Ensaios de arrancamento de pequeno porte para avaliação do comportamento de interface solo-geossintéticos. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica O Futuro Sustentável do Brasil passa por Minas COBRAMSEG 2016 — 19-22 Outubro, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

ELIAS, V.; CHRISTOPHER, B.R. e BERG, R.R. Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes desing & constructions guidelines. U.S. Departament of Trasnportation, Federal Highway Admnistration, Publication n° FHWA-NI-00-43, 2001. 394P.

FARRAG, K.; ACAR Y.B. & JURAN I. Pull-Out Resistance of Geogrid Reinforcements. Geotextiles and Geomembranes. (12): 3, 133-159, 1993.

GALVÃO, T.P.; GERSCOVICH, D.M.S.; SIEIRA, A.C.C.F. Modelo de transferências de forças e deslocamentos em geogrelhas sob arrancamento. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica O Futuro Sustentável do Brasil passa por Minas COBRAMSEG 2016 — 19-22 Outubro, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

HERRERA, P.M.S.S. Validação do método de dimensionamento para estrutura de contenção em solo reforçado com geossintéticos proposto por Teixeira (2003). Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Paraná, 2016.

JEWELL, R.A.; MILLIGAN, G.W.E.; SARSBY, R.W. e DUBOIS, D. Interaction between soil and geogrids. Proceeding, Symposium on polymer grid reinforcemet in civil engineering, Science and Engineering Research Council and Netlon Limited. 1984. p. 18-30.

JOHNSTON, R. S. Pullout Testing of Tensar Geogrids. M.S. Thesis, University of California at Davis, U.S.A, 1985.

KAKUDA, F.M. Estudo de ensaios de arrancamento de geogrelhas com a utilização de um equipamento reduzido. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2005.

KAKUDA, F.M., BUENO, B.S. e TEIXEIRA, S.H.C. Geogrid pullout tests using small scale equipment. International Conference on Geosynthetics. Millpress. Rotterdam, 2006. p. 1443.

KOERNER, R.M.; Designing with geosynthetics. Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice Hall, 4^a Ed. 1994. p. 760.

KOERNER, R.M.; Designing with geosynthetics. Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice Hall, 4^a Ed. 1994. p. 760.

LIMA, D. R. Análise custo/benefício de estruturas de contenção em aterros. Universidade Estadual da Paraíba, 2016.

LOPES, M. L. & LADEIRA, M., (1996). Influence of the Confinement, Soil Density and Displacement Ratio on Soil – Geogrid Interaction. Geotextiles and Geomembranes 14, No. 10 pp. 543-554.

LOPES, M. L. & MOUTINHO, C. (1997), Resistência das Interfaces Solo-Geogrelha: Papel da Densidade e Granulometria do Solo. VI Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Portugal, vol. 1, pp.279-288.

MCGOWN, A.; ANDRAWES, K. Z. e KABIR, M. H. Load-Extension Testing for Geotextiles Confined in Soil. 2nd International Conference on Geotextiles, Las Vegas, v. 3, p. 547-560, 1982.

MOLITERNO, A. Caderno de muros de arrimo. São Paulo, Blucher. 2^a ed, pp. 1-3, 1994.

MORACI, N.; RECALCATI, P. Factors affecting the pullout behaviour of extruded geogrid embedded in a compacted granular soil. Geotextiles and Geomembranes (24) 220-242, 2006

MORSY, A.M.; ZORNBERG, J.G. Soil-reinforcement interaction: Stress regime evolution in geosynthetic-reinforced soils. Geotextiles and Geomembranes (49) 323-342, 2021

MOSALLANEZHAD, M; BAZYAR, M.H.; SABOOR, M. H. Novel strip-anchor for pull-out resistance in cohesionless soils. Measurement Journal Volume 62, February 2015, Pages 187-196.

OCHIAI, H.; OTANI, J.; HAYASHIC, S. & HIRAI, T. The Pull-Out Resistance of Geogrids in Reinforced Soil. Geotextiles and Geomembranes (14): 19-42, 1996.

PALMEIRA, E. Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente. 1. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2018. 368 p.

PINTO, C. S. Curso básico de mecânica dos solos. São Paulo, Oficina de textos. 3ª ed, 2006.

PLÁCIDO, R. R.; KAMIJI, T. S. M. M.; BUENO, B. DE S. Análise comparativa de custos para diferentes alternativas de estruturas de contenção. Anais, 2010.

POTHAL, G.K. Model Studies on Geosynthetic Reinforced Double Layer System with Pond Ash Overlain by Sand. The Electronic Journal of Geotechnical Engineering 15, 2008. PP. 2-11.

RAJU, D.M.; LO, S.C.R.; GOPALAN M. & GAO, J. On Large-scale Laboratory Pull-out Testing. Geotechnical Engineering Journal (29) No. 2, 123-155, 1998.

SABAT, S.H.; MOSALLANEZHAD, M. Experimental analysis of large-scale pullout tests conducted on polyester anchored geogrid reinforcement systems. Canadian Geotechnical Journal, 2017, 54(5): 621-630. <https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0365>

SIEIRA, A. C. C. F.; GERSCOVICH, D.M.S e SAYÃO, A. S. F. J. Displacement and load transfer mechanisms of geogrids under pullout condition. REM: R. Esc. Minas, Ouro Preto, 61(4) 513-521, 2008.

SIEIRA, A. C. C. F. & SAYÃO, A. S. F. J. Influência do dano na resposta de geogrelhas submetidas ao arrancamento. Geotextiles and Geomembranes (27) 241-253, 2009.

TEIXEIRA, S. H. C. Estudo da interação solo-grelha em testes de arrancamento e sua aplicação na análise de dimensionamento de maciços reforçados. 2003. 214f. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.

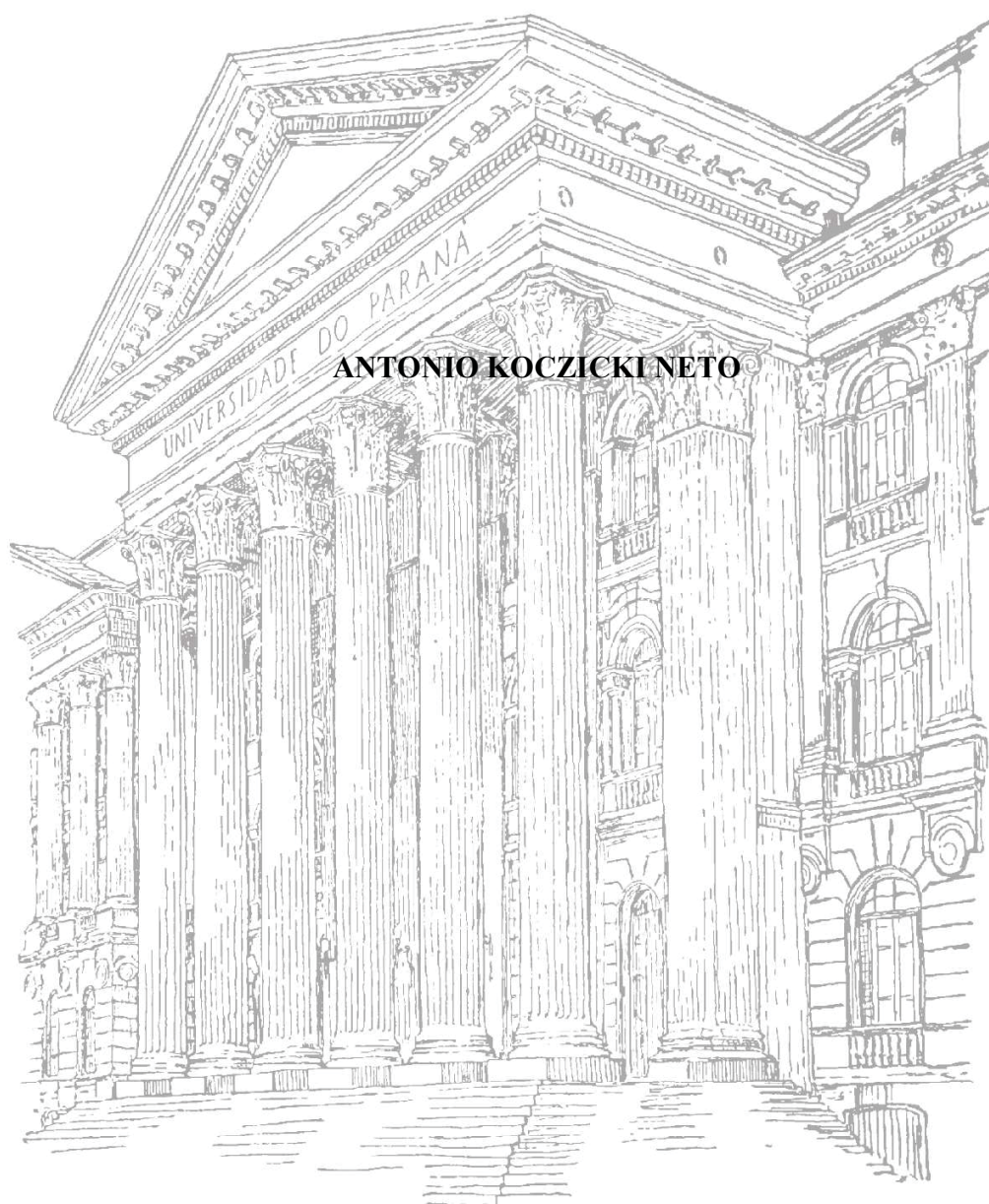
TEIXEIRA, S.H.C e BUENO, B.S., Um Equipamento para Ensaio de Arrancamento em Geossintéticos. Geossintéticos' 99, Rio de Janeiro, 1999. p.215-222.

TEIXEIRA, S.H.C.; BUENO, B. S.; ZOMBERG, J. G. Pullout resistance of individual longitudinal and transverse geogrid ribs [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133(1): 37–50, 2007.

VERTEMATTI, J.C. Manual Brasileiro de Geossintéticos. Editora: Blucher, São Paulo, 2012.

WANG, Z.; JACOBS, F; ZIEGLER, M. Experimental and DEM investigation of geogrid-soil interaction under pullout loads. Geotextiles and Geomembranes (44) 230-246, 2016.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ



ANTONIO KOCZICKI NETO

CURITIBA

2022