

UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAZONAS
FACULDADE DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CIÊNCIA E ENGENHARIA DE MATERIAIS

DANIEL DAMIÃO ALMEIDA DE ALMEIDA

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLO REFORÇADO COM
GEOGRELHAS FABRICADAS POR IMPRESSÃO 3D PARA POTENCIAL
APLICAÇÃO EM PAVIMENTOS

Manaus – AM

2025

DANIEL DAMIÃO ALMEIDA DE ALMEIDA

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLO REFORÇADO COM
GEOGRELHAS FABRICADAS POR IMPRESSÃO 3D PARA POTENCIAL
APLICAÇÃO EM PAVIMENTOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais como requisito para a obtenção do título de Mestre em Ciência e Engenharia de Materiais.

Orientador: Prof. Dr. Hidembergue Ordozgoith da Frota

Manaus – AM

2025

Ficha Catalográfica

Elaborada automaticamente de acordo com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

A447a Almeida, Daniel Damião Almeida de
Análise do comportamento mecânico de solo reforçado com
geogrelhas fabricadas por impressão 3D para potencial aplicação
em pavimentos / Daniel Damião Almeida de Almeida. - 2025.
138 f. : il., color. ; 31 cm.

Orientador(a): Hidembergue Ordozgoith da Frota.
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Amazonas,
Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de
Materiais, Manaus, 2025.

1. Geogrelha. 2. Impressão 3D. 3. Solo coesivo. 4. Reforço do
solo. 5. Comportamento mecânico. I. Frota, Hidembergue
Ordozgoith da. II. Universidade Federal do Amazonas. Programa de
Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais. III. Título

UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAZONAS
FACULDADE DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CIÊNCIA E ENGENHARIA DE MATERIAIS

DANIEL DAMIÃO ALMEIDA DE ALMEIDA

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLO REFORÇADO COM
GEOGRELHAS FABRICADAS POR IMPRESSÃO 3D PARA POTENCIAL
APLICAÇÃO EM PAVIMENTOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais como requisito para a obtenção do título de Mestre em Ciência e Engenharia de Materiais.

Área de concentração: Materiais.

Linha de pesquisa: Propriedades físicas, mecânicas e modelagem de materiais.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Hidembergue Ordozgoith da Frota

Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais (UFAM)

Orientador e Presidente

Prof. Dr. Leandro Aparecido Pocrifka

Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais (UFAM)

Membro Interno

Prof.^a Dr.^a Daniela Menegon Trichês

Departamento de Física de Materiais (UFAM)

Membro Externo

*Dedico este trabalho aos meus pais,
Francisco Damião Ribeiro de Almeida e
Maria Renê Leite Almeida de Almeida, pelo
apoio incondicional e pelo incentivo
constante à busca pelo conhecimento ao
longo de toda a minha trajetória.*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus. Toda honra e toda glória a Ti.

Aos meus pais, Francisco Damião Ribeiro de Almeida e Maria Renê Leite Almeida de Almeida, que sempre me apoiaram e investiram no meu aprendizado, incentivando-me a alcançar os meus objetivos.

À minha tia Maria Aparecida de Jesus Leite de Almeida e à minha avó Elza Leite de Almeida, pelo cuidado e suporte, sempre presentes em tantas fases da minha vida.

À minha irmã Daniele Viviane Almeida dos Santos, que desde a infância me conduziu e orientou nos estudos, sendo fundamental para que eu trilhasse o melhor caminho.

À minha afilhada Victória Cristina Almeida Maia de Amorim, fonte de motivação e superação.

À Mariana Domingues Pordeus, pelo apoio constante, companheirismo e incentivo em buscar sempre a minha melhor versão.

Ao Prof. Dr. Hidembergue Ordozgoith da Frota, meu orientador, por sua parcimônia, sabedoria e ensinamentos, que ultrapassaram o campo acadêmico e trouxeram valiosas lições para a vida.

À Prof.^a Dr.^a Consuelo Alves da Frota, pelo apoio desde o início desta jornada, pela confiança, pelo cuidado pessoal e por possibilitar o acesso irrestrito aos recursos do Grupo de Pesquisa em Geotecnia da Universidade Federal do Amazonas (GEOTEC/UFAM).

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo suporte institucional, e à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Amazonas (FAPEAM), pelo apoio por meio de programas como o POSGRAD, que têm contribuído para o desenvolvimento científico dos discentes do Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais (PPGCEM/UFAM).

Ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Amazonas (IFAM), na pessoa do Prof. Me. Marcus Raiker Printes Ferreira, pela contribuição e pela

viabilização do acesso ao Laboratório de Mecânica dos Solos, imprescindível para o desenvolvimento desta pesquisa.

À F1 Construções e Náutica, pelo fornecimento do solo avaliado, contribuindo diretamente para a realização deste estudo.

Ao Laboratório de Impressão 3D, coordenado pelo Prof. Dr. Leandro Aparecido Pocrifka, pela colaboração na confecção das geogrelhas utilizadas neste trabalho.

Aos professores do Departamento de Física de Materiais (DFMat/ICE/UFAM), em especial à Chefe de Departamento Prof.^a Dr.^a Daniela Menegon Trichês, sempre colaborativos e receptivos com o desenvolvimento das pesquisas.

Ao Eng. Milton Gomes de Oliveira Júnior, Prefeito do Campus Universitário (PCU/UFAM), que não mediu esforços para viabilizar a execução deste estudo durante o período em que estive no setor, oportunidade em que também amplio os agradecimentos aos colegas do Departamento de Manutenção pelo incentivo e amizade, sendo fundamentais para que eu pudesse me dedicar a essa etapa.

E, por fim, a todos que, de alguma forma, contribuíram para essa conquista, deixo registrado meu mais sincero e profundo agradecimento.

RESUMO

Grande parte da camada superficial da cidade de Manaus-AM é composta por solos finos, como argilas e siltes, o que impõe sérias limitações ao desempenho das camadas estruturais dos pavimentos locais. Em função da baixa resistência mecânica e alta plasticidade desses materiais, torna-se necessário adotar soluções de reforço viáveis, especialmente em contextos com escassez de materiais pétreos. Diante disso, esta pesquisa avaliou o comportamento mecânico de um solo coesivo reforçado com geogrelhas triaxiais, fabricadas por manufatura aditiva, utilizando o copolímero acrilonitrila-butadieno-estireno (ABS). As geogrelhas foram modeladas com geometrias triangulares e duas dimensões de aresta (20 mm e 10 mm), fabricadas pelo processo de Fabricação por Filamento Fundido (FFF). O solo foi caracterizado por meio de ensaios de massa específica dos grãos, análise granulométrica, limites de Atterberg e compactação. O desempenho mecânico das composições solo-geogrelha foi avaliado por meio de ensaios de Cisalhamento Direto, Compressão Diametral, Compressão Simples e Módulo de Resiliência, bem como pela aplicação dos Modelos Composto e Universal para estimativa do MR. Os resultados demonstraram ganhos significativos nos parâmetros de resistência para os grupos reforçados, sobretudo com a geogrelha de maior abertura (20 mm), destacando-se pela eficiência no intertravamento e na redistribuição de tensões. Conclui-se que o uso de geogrelhas 3D representa uma solução técnica promissora para o reforço de solos coesivos, apontando para o desenvolvimento de soluções geotécnicas mais sustentáveis e adaptadas às particularidades geotécnicas e logísticas da região amazônica.

Palavras-chave: Geogrelha; Impressão 3D; Solo coesivo; Reforço do solo; Comportamento mecânico.

ABSTRACT

A significant portion of the surface layer in the city of Manaus-AM consists of fine-grained soils, such as clays and silts, which impose serious limitations on the performance of local pavement structural layers. Due to the low mechanical strength and high plasticity of these materials, it becomes necessary to adopt viable reinforcement solutions, particularly in contexts where granular materials are scarce. In this context, this study evaluated the mechanical behavior of a cohesive soil reinforced with triaxial geogrids manufactured by additive manufacturing, using acrylonitrile butadiene styrene (ABS) copolymer. The geogrids were designed with triangular geometries and two edge lengths (20 mm and 10 mm), produced through the Fused Filament Fabrication (FFF) process. The soil was characterized by specific gravity tests, particle size distribution, Atterberg limits, and compaction tests. The mechanical performance of the soil–geogrid composites was assessed through Direct Shear, Diametral Compression, Unconfined Compression, and Resilient Modulus tests, along with the application of the Composite and Universal Models for MR estimation. The results showed significant improvements in the strength parameters for the reinforced groups, particularly for the geogrid with the larger aperture size (20 mm), which demonstrated greater efficiency in interlocking and stress redistribution. It is concluded that the use of 3D-printed geogrids represents a promising technical solution for the reinforcement of cohesive soils, contributing to the development of more sustainable and locally adapted geotechnical solutions for the Amazon region.

Keywords: Geogrid; 3D printing; Cohesive soil; Soil reinforcement; Mechanical behavior.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1.1 – Esquema de seção transversal de um pavimento.....	25
Figura 2.2.3.1 – Espessura de base reforçada com geogrelha específica.....	38
Figura 2.2.3.2 – Espessura equivalente de pavimento reforçado.....	38
Figura 2.3.1.1 – Nomenclaturas alternativas da manufatura aditiva.....	40
Figura 2.3.1.2 – Composição da estrutura molecular dos monômeros do ABS	43
Figura 2.3.2.1 – Modelo computacional e respectiva maquete de estrutura de solo.....	44
Figura 2.3.2.2 – Partículas esféricas (a) e não esféricas (b) impressas em 3D	45
Figura 2.3.2.3 – Partículas naturais e impressas em 3D, angulares (acima) e arredondadas (abaixo)	46
Figura 2.3.2.4 – Impressão e mistura de fibras. (a) Fibras fabricadas; (b) Mistura fibra-solo.....	47
Figura 2.3.3.1 – Geogrelhas 3D fabricadas com ABS	47
Figura 3.1.1.1 – Local de origem do solo (Ramal do Brasileirinho)	53
Figura 3.2.1 – Geogrelhas GT1 (20 mm) e GT2 (10 mm)	59
Figura 3.2.2 – Interface gráfica do software Fusion	60
Figura 3.2.3 – Interface gráfica do software Orca Slice.....	60
Figura 3.2.4 – Processo de fabricação via manufatura aditiva	61
Figura 3.3.1 – Modelos dos corpos de prova com as geogrelhas 3D. (a) Ensaio de cisalhamento direto; (b) Ensaio de compressão diametral; (c) Ensaio de Compressão Simples e Módulo de Resiliência.....	64
Figura 4.1.2.1 – Curva granulométrica do solo.....	73
Figura 4.1.3.3.1 – Ponto representativo do solo na Carta de Casagrande.....	76
Figura 4.1.4.1 – Curva de compactação do solo de referência	78
Figura 4.2.1.1 – Tensões cisalhantes médias dos grupos para cada tensão normal	82
Figura 4.2.1.2 – Envoltória de resistência ao cisalhamento do grupo SR	85
Figura 4.2.1.3 – Envoltória de resistência ao cisalhamento do grupo GT1	86
Figura 4.2.1.4 – Envoltória de resistência ao cisalhamento do grupo GT2	86
Figura 4.2.2.1 – Tração máxima de SR, GT1 e GT2	90
Figura 4.2.3.1 – Resistências à compressão simples de SR, GT1 e GT2.....	94
Figura 4.2.4.1 – Valor médio global de MR dos grupos SR, GT1 e GT2	98
Figura 4.2.4.2 – Valores de R^2 por grupo (Modelo Composto).....	101
Figura 4.2.4.3 – Valores de R^2 por grupo (Modelo Universal)	102

Figura 4.2.4.4 – Valores de k_1 dos modelos para os grupos SR, GT1 e GT2	105
Figura 4.2.4.5 – Valores de k_2 dos modelos para os grupos SR, GT1 e GT2	105
Figura 4.2.4.6 – Valores de k_3 dos modelos para os grupos SR, GT1 e GT2	106

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1.1 – Definições das camadas de um pavimento	27
Tabela 2.1.2 – Classificação do estado do pavimento.....	27
Tabela 2.2.1.1 – Descrição dos produtos geossintéticos.....	29
Tabela 2.2.1.2 – Funções e descrições dos geossintéticos.....	30
Tabela 2.2.1.3 – Funções típicas de geossintéticos	31
Tabela 2.3.3.1 – Pesquisas de comportamento mecânico da composição solo-geogrelha 3D.....	48
Tabela 3.1.1.1 – Pesquisas relacionadas ao uso de geogrelhas 3D em solos	53
Tabela 3.2.1 – Parâmetros de impressão para a fabricação das geogrelhas 3D	61
Tabela 3.3.1 – Descrição dos ensaios de comportamento mecânico	62
Tabela 3.3.2 – Quantidade de amostras de SR, GT1 e GT2 por ensaio	62
Tabela 3.3.3 – Dimensões dos corpos de prova por tipo de ensaio	63
Tabela 3.3.4 – Especificações das geogrelhas 3D utilizadas nos ensaios	63
Tabela 4.1.1.1 – Valores obtidos na determinação da massa específica dos grãos (ρ_s)	72
Tabela 4.1.3.1.1 – Resultados dos ensaios de Limite de Liquidez	74
Tabela 4.1.3.2.1 – Resultados do ensaio de Limite de Plasticidade	75
Tabela 4.2.1.1 – Tensões cisalhantes e parâmetros estatísticos do grupo SR.....	79
Tabela 4.2.1.2 – Tensões cisalhantes e parâmetros estatísticos do grupo GT1	80
Tabela 4.2.1.3 – Tensões cisalhantes e parâmetros estatísticos do grupo GT2.....	81
Tabela 4.2.1.4 – Relações percentuais entre os grupos para cada tensão normal ...	82
Tabela 4.2.1.5 – Valores de p (Teste de Shapiro-Wilk)	83
Tabela 4.2.1.6 – Valores de p para SR-GT1-GT2 (Teste de Levene)	83
Tabela 4.2.1.7 – Resultados da ANOVA para as tensões cisalhantes médias	84
Tabela 4.2.1.8 – Parâmetros do teste de Tukey HSD.....	84
Tabela 4.2.1.9 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos grupos.....	86
Tabela 4.2.1.10 – Razão de atrito para GT1 e GT2.....	87
Tabela 4.2.2.1 – Trações máximas e parâmetros estatísticos de SR, GT1 e GT2	89
Tabela 4.2.2.2 – Valores de p (Testes de Shapiro-Wilk e de Levene)	90
Tabela 4.2.2.3 – Resultados da ANOVA para SR, GT1 e GT2	91
Tabela 4.2.2.4 – Parâmetros do teste de Tukey HSD.....	91

Tabela 4.2.3.1 – Resistência à compressão simples e parâmetros estatísticos de SR, GT1 e GT2	93
Tabela 4.2.3.2 – Valores de p (Testes de Shapiro-Wilk e de Levene)	94
Tabela 4.2.3.3 – Resultado da ANOVA para SR, GT1 e GT2	95
Tabela 4.2.3.4 – Parâmetros do teste de Tukey HSD.....	95
Tabela 4.2.4.1 – Valores médios do Módulo de Resiliência dos grupos SR, GT1 e GT2	97
Tabela 4.2.4.2 – Valores de p (Testes de Shapiro-Wilk e de Levene)	98
Tabela 4.2.4.3 – Resultados da ANOVA para SR, GT1 e GT2	99
Tabela 4.2.4.4 – Valores de R^2 obtidos pelo Modelo Composto	101
Tabela 4.2.4.5 – Valores de R^2 obtidos pelo Modelo Universal	102
Tabela 4.2.4.6 – Quantidade de R^2 obtidos pelos modelos para SR, GT1 e GT2 ...	102
Tabela 4.2.4.7 – Valores de k_1 , k_2 e k_3 do grupo SR.....	103
Tabela 4.2.4.8 – Valores de k_1 , k_2 e k_3 dos grupos GT1 e GT2.....	104
Tabela 4.2.4.9 – Amostras dos grupos SR, GT1 e GT2 com maior R^2	106

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABS	<i>Acrilonitrila Butadieno Estireno</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BIM	<i>Building Information Modeling</i>
CAD	<i>Computer-Aided Design</i>
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
CD	Compressão Drenada
CNT	Confederação Nacional do Transporte
COPPE	Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
CU	Compressão Não Drenada com Adensamento
CV	Coeficiente de Variação
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EKG	Geossintético Eletrocinético para Drenagem
FDM	<i>Fused Deposition Modeling</i>
FFF	Fabricação por Filamento Fundido
GEOTEC	Grupo de Pesquisa em Geotecnia
HSD	<i>Honestly Significant Difference</i>
IFAM	Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Amazonas
IGS	<i>International Geosynthetics Society</i>
IP	Índice de Plasticidade

ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
LL	Limite de Liquidez
LOM	<i>Laminated Object Manufacturing</i>
LP	Limite de Plasticidade
MA	Manufatura Aditiva
MR	Módulo de Resiliência
NBR	Norma Brasileira
PLA	Ácido Polilático
PP	Polipropileno
SAN	Estireno-Acrilonitrila
SLA	Estereolitografia
SLS	Sinterização Seletiva a Laser
TBR	<i>Traffic Benefit Ratio</i>
TPE	Termoplástico Elastomérico
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UFAM	Universidade Federal do Amazonas
USCS	<i>Unified Soil Classification System</i>
UU	Compressão Não Drenada e Não Adensada
UV	Ultravioleta
UTM	<i>Universal Testing Machine</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

α	Nível de significância
c	Coesão
ε_r	Deformação axial recuperável relativa
$f_g(\sigma)$	Razão de atrito
k_1, k_2 e k_3	Coefficientes empíricos de regressão
ρ_{atm}	Pressão atmosférica
ρ_s	Massa específica dos sólidos
$\rho_w(T)$	Massa específica da água na temperatura T
ρ_d	Massa específica aparente seca
$\rho_{d,máx}$	Massa específica aparente seca máxima
θ	Tensão volumétrica
w	Teor de umidade
w_{ot}	Teor de umidade ótima
σ_T	Tensão à tração máxima
σ_{CS}	Tensão à compressão simples máxima
σ_N	Tensão normal
σ_3	Tensão confinante
σ_d	Tensão desvio
τ	Tensão cisalhante máxima
τ_{oct}	Tensão octaédrica de cisalhamento
$\tau_{max}(\sigma)$	Tensão cisalhante máxima sob a tensão normal σ em um ensaio de cisalhamento direto solo/geossintético
$\tau_{max,s}(\sigma)$	Tensão cisalhante máxima sob a tensão normal σ em um ensaio de cisalhamento direto apenas com solo
ϕ	Atrito interno

LISTA DE APÊNDICES

APÊNDICE A.....	124
Tabela A.1 – Número de golpes e respectivos teores de umidade dos ensaios de LL	124
Figura A.1 – Gráfico do LL para o Ensaio 1	125
Figura A.2 – Gráfico do LL para o Ensaio 2	125
Figura A.3 – Gráfico do LL para o Ensaio 3	126
Figura A.4 – Gráfico do LL para o Ensaio 4	126
Figura A.5 – Gráfico do LL para o Ensaio 5	127
Figura A.6 – Gráfico do LL para o Ensaio 6	127
APÊNDICE B.....	128
Figura B.1 – Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal relativo do grupo SR para a tensão normal de 50 kPa	128
Figura B.2 – Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal relativo do grupo SR para a tensão normal de 100 kPa	128
Figura B.3 – Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal relativo do grupo SR para a tensão normal de 150 kPa	129
Figura B.4 – Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal relativo do grupo GT1 para a tensão normal de 50 kPa	129
Figura B.5 – Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal relativo do grupo GT1 para a tensão normal de 100 kPa	130
Figura B.6 – Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal relativo do grupo GT1 para a tensão normal de 150 kPa	130
Figura B.7 – Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal relativo do grupo GT2 para a tensão normal de 50 kPa	131
Figura B.8 – Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal relativo do grupo GT2 para a tensão normal de 100 kPa	131

Figura B.9 – Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal relativo do grupo GT2 para a tensão normal de 150 kPa	132
APÊNDICE C	133
Figura C.1 – Curvas tensão-deformação do grupo SR	133
Figura C.2 – Curvas tensão-deformação do grupo GT1	133
Figura C.3 – Curvas tensão-deformação do grupo GT2	134
APÊNDICE D.....	134
Figura D.1 – Gráfico MR x Sequência para a amostra SR2	135
Figura D.2 – Gráfico MR x Sequência para a amostra GT1#5	135
Figura D.3 – Gráfico MR x Sequência para a amostra GT2#3	136
Figura D.4 – Gráfico MR x Sequência para a amostra GT2#4	136
Figura D.5 – Gráfico de dispersão entre $MR_{Calculado}$ e $MR_{Estimado}$ (Amostra SR2)	137
Figura D.6 – Gráfico de dispersão entre $MR_{Calculado}$ e $MR_{Estimado}$ (Amostra GT1#5)	137
Figura D.7 – Gráfico de dispersão entre $MR_{Calculado}$ e $MR_{Estimado}$ (Amostra GT2#3)	138
Figura D.8 – Gráfico de dispersão entre $MR_{Calculado}$ e $MR_{Estimado}$ (Amostra GT2#4)	138

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	21
1. Introdução.....	21
1.1. Objetivos.....	23
1.1.1. Geral.....	23
1.1.2. Específicos	23
CAPÍTULO 2	24
2. Revisão Bibliográfica	24
2.1. Pavimento.....	24
2.2. Geossintéticos	27
2.2.1. Conceitos, produtos e funções	27
2.2.2. Função Reforço	31
2.2.3. Geogrelhas	35
2.3. Impressão 3D	40
2.3.1. Conceitos, tecnologias e fabricação de materiais.....	40
2.3.2. Impressão 3D na construção civil.....	43
2.3.3. Geogrelhas 3D	47
CAPÍTULO 3	52
3. Materiais e Métodos	52
3.1. Solo	52
3.1.1. Origem.....	52
3.1.2. Ensaio de caracterização.....	54
3.1.2.1. Massa específica dos grãos	54
3.1.2.2. Análise granulométrica	55
3.1.2.3. Limites de Atterberg.....	56
3.1.2.3.1. Limite de Liquidez	57

3.1.2.3.2.	Limite de Plasticidade	57
3.1.2.4.	Compactação	58
3.2.	Geogrelhas 3D	59
3.3.	Ensaio de comportamento mecânico.....	62
3.3.1.	Ensaio de Cisalhamento Direto	64
3.3.2.	Ensaio de Compressão Diametral	65
3.3.3.	Ensaio de Compressão Simples.....	66
3.3.4.	Ensaio de Módulo de Resiliência.....	67
3.4.	Metodologia de Análise	70
CAPÍTULO 4		72
4.	Resultados e discussão.....	72
4.1.	Ensaio de caracterização do solo	72
4.1.1.	Massa específica dos grãos	72
4.1.2.	Análise granulométrica	73
4.1.3.	Limites de Atterberg.....	74
4.1.3.1.	Limite de Liquidez.....	74
4.1.3.2.	Limite de Plasticidade.....	75
4.1.3.3.	Índice de Plasticidade.....	75
4.1.4.	Compactação	77
4.2.	Ensaio de comportamento mecânico.....	79
4.2.1.	Cisalhamento Direto	79
4.2.2.	Compressão Diametral	89
4.2.3.	Compressão Simples	92
4.2.4.	Módulo de Resiliência	97
CAPÍTULO 5		111
5.	Conclusão.....	111
REFERÊNCIAS.....		113

APÊNDICE A.....	124
APÊNDICE B.....	128
APÊNDICE C	133
APÊNDICE D	135

CAPÍTULO 1

1. Introdução

Pavimentar uma via de circulação de veículos é a obra que tem como objetivo a melhoria operacional do tráfego por meio de uma superfície mais regular, mais aderente e menos ruidosa diante da ação dinâmica dos pneumáticos. Tais fatores garantem melhor conforto no deslocamento dos usuários, mais segurança em condições de pista úmida e adequado conforto ambiental. Para a obtenção dessas condições, faz-se necessária a utilização de materiais capazes de suportar os esforços decorrentes da ação do tráfego, combinados com as condições climáticas, ao menor custo possível. Nesse contexto, sempre que possível, deve-se buscar o aproveitamento de insumos locais para a realização das obras (Balbo, 2007).

Todavia, ao considerar que as obras de pavimentação envolvem trabalhos com solos, limitações intrínsecas desses materiais devem ser levadas em consideração, tais como descontinuidades, grandes variações granulométricas, baixa resistência à tração, substancial variação de permeabilidade, elevadas deformabilidades e alta suscetibilidade à erosão. Tais aspectos são ainda mais críticos em regiões onde predomina a presença de solos finos – como argilas e siltes – classificados como solos coesivos, cuja plasticidade e resistência mecânica representam sérios entraves à engenharia geotécnica. A busca por sítios com solos mais nobres, homogêneos e resistentes torna-se cada vez mais inviável frente à crescente ocupação urbana e à valorização fundiária (Vertematti, 2015).

Esse é o cenário enfrentado na cidade de Manaus, capital do estado do Amazonas. Inserida em uma bacia sedimentar com intenso processo de intemperismo, a cidade é marcada pela ampla predominância de solos coesivos. Estudos do Serviço Geológico do Brasil (CPRM, 2019) revelam que mais da metade da área urbana é composta por unidades geotécnicas com predomínio de argilas e siltes. Cunha *et al.* (2018) abordam que a camada superficial da capital amazonense é composta por aproximadamente 62% de argila, 34% de areia e apenas 4% de laterita e Arenito-Manaus, o que configura um dos mais desafiadores perfis geotécnicos dentre as capitais brasileiras (Bento; Frota, 1998).

Esses solos não apenas predominam em subleitos naturais, como também são empregados, por necessidade, nas camadas de sub-base e base dos pavimentos locais. No entanto, na maioria dos casos, por se tratar de solos altamente plásticos e de baixa capacidade de suporte, seu desempenho estrutural é limitado, contribuindo para falhas prematuras como afundamentos, deformações permanentes e trincas (Silva *et al.*, 2014; CPRM, 2019). De acordo com as diretrizes da American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 1993) e do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT, conforme estabelecido no Manual de Pavimentação (DNIT, 2006), solos com elevados índices de plasticidade e baixos valores de suporte (CBR) não são recomendados para aplicação direta em camadas estruturais de pavimentos, devendo ser estabilizados, reforçados ou substituídos por materiais de melhor desempenho geotécnico.

Além da problemática ligada à composição granulométrica, destaca-se a escassez de materiais pétreos na camada superficial de Manaus. As principais jazidas situam-se a aproximadamente 180 km da capital, no município de Presidente Figueiredo, o que acarreta custos logísticos elevados e inviabiliza o uso rotineiro desses materiais em obras de pavimentação (Pereira, 2020; Castro *et al.*, 2019). Como solução local, tem-se adotado o uso de seixos rolados extraídos dos leitos dos rios amazônicos, porém apresentam desempenho técnico inferior e geram impactos ambientais significativos (Silva *et al.*, 2014; Castro, 2020).

É nesse cenário adverso que surgem as soluções geotécnicas baseadas na inclusão de elementos de reforço, como os geossintéticos, com destaque para as geogrelhas. Estes materiais atuam em conjunto com o solo, conferindo resistência à tração ao sistema composto e promovendo intertravamento com partículas finas, o que resulta em aumento de rigidez, controle de deformações e maior vida útil do pavimento (Santos, 2022; Vertematti, 2015; Antunes, 2009). Dada a elevada plasticidade e a baixa resistência à tração dos solos de Manaus, a aplicação de geogrelhas mostra-se altamente eficaz como técnica de reforço de pavimentos.

Em paralelo, no atual contexto de valorização da sustentabilidade e da economia circular, torna-se cada vez mais necessário adotar soluções tecnológicas de menor impacto ambiental. Nesse sentido, a manufatura aditiva (impressão 3D) tem se destacado como alternativa inovadora e promissora, permitindo a fabricação personalizada de geossintéticos – como geogrelhas – com diferentes geometrias,

dimensões de malha e espessura de nervuras, adaptando-se às exigências específicas de cada tipo de solo. Tais avanços contribuem para o desenvolvimento científico e tecnológico em prol de uma engenharia mais eficiente, ambientalmente responsável e economicamente viável.

Apesar do avanço no uso de geossintéticos, ainda são escassos os estudos que avaliem o desempenho mecânico de solos reforçados com geogrelhas fabricadas por manufatura aditiva, especialmente em contextos geotécnicos complexos como o de Manaus. Essa lacuna justifica a presente pesquisa, que visa contribuir com evidências experimentais e análises estatísticas sobre o comportamento dessa solução tecnológica aplicada a pavimentos.

1.1. Objetivos

1.1.1. Geral

Analisar o comportamento mecânico de composições solo-geogrelha 3D visando sua aplicação como reforço em camadas estruturais de pavimentos.

1.1.2. Específicos

- a) Comparar o comportamento mecânico entre o solo de referência e as composições reforçadas com geogrelhas 3D, por meio de ensaios estáticos e cíclico;
- b) Avaliar a influência da abertura das malhas das geogrelhas 3D sobre o desempenho mecânico do solo;
- c) Aplicar análise estatística para avaliar a significância das diferenças nos parâmetros mecânicos entre o solo de referência e os solos reforçados com geogrelhas 3D.

CAPÍTULO 2

2. Revisão Bibliográfica

Este capítulo apresenta uma revisão da literatura técnica relacionada aos temas centrais desta pesquisa, com o objetivo de embasar teoricamente as escolhas metodológicas e os direcionamentos experimentais adotados. Inicialmente, são abordados os fundamentos relacionados aos pavimentos. Em seguida, discute-se sobre os geossintéticos, com ênfase nos conceitos, produtos e funções, bem como no detalhamento da função de reforço e das geogrelhas. Por fim, explora-se o conteúdo da impressão 3D, enfatizando os conceitos, as tecnologias de fabricação e os materiais envolvidos, além de suas aplicações na construção civil e na produção de geogrelhas.

2.1. Pavimento

De acordo com Balbo (2007), entende-se como pavimento a estrutura não perene, composta por camadas sobrepostas de distintos materiais compactados a partir do subleito, adequada para atender estrutural e operacionalmente ao tráfego, de forma durável e ao menor custo possível. Trata-se, portanto, de uma estrutura de múltiplas camadas, com espessuras finitas, concebidas sobre a superfície final de terraplenagem e destinada técnica e economicamente a resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos e das ações climáticas, promovendo melhorias nas condições de rolamento, conforto e segurança aos usuários (Bernucci *et al.*, 2022).

Cada camada do pavimento possui uma ou mais funções específicas, que devem garantir suporte e condições adequadas de rolamento aos veículos, independentemente das condições climáticas. As cargas aplicadas sobre a superfície do pavimento geram um estado de tensões que está diretamente relacionado ao comportamento mecânico individual de cada camada e do conjunto estrutural como um todo (Balbo, 2007).

Nesse contexto, Bernucci *et al.* (2022) explicam que os pavimentos devem ser projetados de forma que cada camada possua espessura e rigidez adequadas às condições climáticas, geométricas e de tráfego do local, de modo que o sistema multicamadas se comporte com uma rigidez conjunta compatível com essas

exigências. A capacidade de carga e a resistência do pavimento frente às solicitações repetidas do tráfego e aos efeitos ambientais estão diretamente relacionadas às características dos materiais, à espessura de cada camada, à rigidez e à interação entre elas.

Senço (2007) apresenta uma descrição prática das camadas que compõem uma seção típica de pavimento, listando, da superfície até o terreno natural: revestimento, base, sub-base, reforço do subleito, regularização e subleito. Ressalta-se que, a depender das condições específicas do projeto, o pavimento poderá não contar com a presença da camada de sub-base ou de reforço do subleito (Balbo, 2007). A Figura 2.1.1 ilustra um esquema de seção transversal de um pavimento, com suas diferentes camadas, cujas definições estão apresentadas na Tabela 2.1.1, conforme o Manual de Pavimentação do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2006).



Figura 2.1.1 – Esquema de seção transversal de um pavimento
Fonte: CNT (2023)

Tabela 2.1.1 – Definições das camadas de um pavimento

Camada	Definição
Revestimento	Camada, tanto quanto possível impermeável, que recebe diretamente a ação do rolamento dos veículos e destinada a melhorá-la quanto à comodidade e segurança, bem como a resistir ao desgaste.
Base	Camada destinada a resistir e distribuir os esforços oriundos do tráfego e sobre a qual se constrói o revestimento.
Sub-base	Camada complementar à base, quando por circunstâncias técnico-econômicas não for aconselhável construí-la diretamente sobre a regularização.
Reforço do subleito	Camada de espessura constante, posta por circunstâncias técnico-econômicas, acima da regularização, com características geotécnicas inferiores ao material usado na camada superior, porém melhores que o do subleito.
Regularização*	Camada posta sobre o leito, destinada a conformá-lo transversal e longitudinalmente de acordo com as especificações.
Subleito	Terreno de fundação do pavimento.

* A regularização não constitui uma camada de pavimento, sendo então uma operação que pode ser reduzida em corte do leito implantado ou em sobreposição a este, de camada com espessura variável.

Fonte: DNIT (2006).

De acordo com a Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2024), grande parte das rodovias brasileiras apresenta algum tipo de deficiência, especialmente no que se refere ao não atendimento das exigências técnicas quanto à capacidade de suporte das camadas e à qualidade dos materiais empregados no revestimento. Essa condição favorece um processo acelerado de degradação, resultando em deformações e exigindo maiores investimentos com intervenções de manutenção para readequação aos critérios ideais de tráfego.

Em pesquisa mais recente, a CNT avaliou 111.853 km da malha rodoviária federal e estadual pavimentada, classificando o estado do pavimento em cinco categorias: ótimo, bom, regular, ruim e péssimo. A Tabela 2.1.2 apresenta a distribuição percentual da classificação do pavimento.

Tabela 2.1.2 – Classificação do estado do pavimento

Classificação do Pavimento	Extensão total	
	km	%
Ótimo	33.567	30,0
Bom	14.719	13,2
Regular	38.588	34,5
Ruim	18.618	16,6
Péssimo	6.361	5,7
Total	111.853	100

Fonte: Adaptado de CNT (2024).

Os resultados indicaram que 56,8% da extensão avaliada apresenta algum tipo de problema (classificada como regular, ruim ou péssimo), revelando a necessidade urgente de melhorias estruturais.

De acordo com o relatório *Investir é Preciso* da Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2024), os investimentos públicos federais médios anuais em rodovias, especificamente nas atividades de manutenção e recuperação, foram de R\$ 8,38 bilhões entre 2011 e 2016, e de R\$ 7,18 bilhões entre 2017 e 2022.

Senço (2007) ressalta que a durabilidade do pavimento não depende apenas de um bom projeto, mas também da correta execução das camadas e do controle tecnológico adequado durante a construção. Segundo o autor, falhas construtivas podem comprometer significativamente o desempenho estrutural e funcional da via, independentemente da qualidade dos materiais empregados.

Portanto, além da realização contínua de serviços de manutenção preventiva, preditiva e corretiva, é fundamental revisar os processos executivos aplicados aos pavimentos brasileiros, de modo a promover melhores condições de conservação das vias. Conforme destacado pela CNT (2024), a capacidade de suporte das camadas exerce influência significativa sobre o desempenho estrutural das rodovias.

Diante desse cenário e considerando as particularidades regionais – como a presença dominante de solos coesivos e a escassez de materiais pétreos na camada superficial de Manaus –, torna-se indispensável o desenvolvimento de soluções técnicas que promovam a melhoria do desempenho estrutural dos pavimentos. Nesse contexto, destaca-se como alternativa viável a incorporação de elementos geossintéticos nas diferentes camadas do pavimento, visando à durabilidade, eficiência e sustentabilidade das soluções adotadas.

2.2. Geossintéticos

2.2.1. Conceitos, produtos e funções

De acordo com Das e Sobhan (2019), o uso dos geossintéticos tem crescido rapidamente e representa, possivelmente, um dos avanços mais significativos da engenharia no século XXI. Esses materiais passaram a integrar, de forma definitiva, o conjunto de insumos utilizados nas diversas modalidades de obras civis. Seu emprego

como elementos manufaturados oferece vantagens como maior velocidade de execução, controle de qualidade e redução de custos (Lotti; Bueno, 2015).

Segundo Palmeira (2018), geossintético é o produto polimérico, manufaturado ou natural, destinado ao uso em obras geotécnicas e de proteção ambiental. De forma mais ampla, a ABNT NBR ISO 10318-1:2021 (Geossintéticos – Parte 1: Termos e definições) apresenta a seguinte definição:

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

Complementando essa abordagem, Koerner (2005) destaca que os geossintéticos se diferenciam por sua forma de fabricação, estrutura e pela função principal que desempenham, o que facilita sua classificação técnica e aplicação adequada em campo.

Essencialmente, os geossintéticos são constituídos por polímeros e, em menor escala, por aditivos. A base principal da composição é sintética, derivada do petróleo, embora também sejam empregadas fibras naturais, como juta, sisal e coco, em determinados tipos. Os aditivos têm a função de promover melhorias nos processos de fabricação ou modificar aspectos do comportamento de engenharia do polímero base (Lotti; Bueno, 2015).

Para atender às amplas demandas da engenharia, um polímero deve apresentar propriedades como resistência mecânica, rigidez, durabilidade, elasticidade e resistência química. Tais propriedades são influenciadas por características como peso molecular, morfologia (estrutura, arranjo e forma das moléculas), cristalinidade e temperatura de transição vítrea (Lotti; Bueno, 2015).

Atualmente, o mercado oferece diversos tipos de produtos geossintéticos voltados a aplicações ambientais e geotécnicas. A Tabela 2.2.1.1 apresenta uma breve descrição desses materiais, conforme Palmeira (2018).

Tabela 2.2.1.1 – Descrição dos produtos geossintéticos

Produtos	Descrição
Geogrelha	Estrutura plana em forma de grelha constituída por elementos com função predominante de resistência à tração.
Geobarra	Produto em forma de barra com função predominante de reforço.
Geotêxtil	Produto têxtil permeável com funções de drenagem, filtração, reforço, separação e proteção.
Geotira	Tira plástica para utilização como reforço.
Geocélula	Produto com estrutura tridimensional aberta, constituída por células interligadas que confinam mecanicamente os materiais nela inseridos, com função predominante de reforço e controle de erosão.
Geocomposto	Produto formado pela associação de um ou mais geossintéticos.
Geoespaçador	Componente sintético que visa promover grande quantidade de espaços vazios entre estruturas contíguas, com função principal de drenagem.
Geoexpandido	Produto fabricado com polímero expandido visando reduzir peso, em substituição a materiais de aterro granulares convencionais.
Geobloco/Geoespuma	Bloco confeccionado com material de baixa densidade (geoexpandido) para substituição de materiais de aterros convencionais ou redução de tensões sobre outras estruturas.
Geofibra	Fibra sintética utilizada para misturas com solo visando reforço.
Geofôrma	Estrutura confeccionada com geossintéticos visando conter materiais provisória ou permanentemente.
Georrede	Estrutura em forma de grelha confeccionada de modo a apresentar grande volume de vazios, sendo utilizada predominantemente como meio drenante.
Geomanta	Manta sintética para aplicação em obras de proteção contra erosão.
Geomembrana	Produto bidimensional com baixíssimo coeficiente de permeabilidade e utilizado como barreira ou em separação.
Geotubo	Tubo de material sintético para utilização em obras de drenagem.
Geossintético eletrocinético para drenagem (EKG)	Produto polimérico condutor de eletricidade que acelera o adensamento de solos moles saturados por meio de eletrosmose.

Fonte: Adaptado de Palmeira (2018).

Segundo a Associação Brasileira de Geossintéticos, por meio da Recomendação IGS Brasil 002-1:2020, os produtos geossintéticos podem ser aplicados em: sistemas drenantes; sistemas de controle de erosão na proteção costeira e revestimento de margens; canais, barragens e reservatórios; obras de terra, fundações e estruturas de contenção; ferrovias; túneis e estruturas subterrâneas; áreas de disposição de resíduos líquidos ou sólidos; e rodovias e outras áreas trafegáveis (IGSBrasil, 2020).

Além da classificação por tipo, os geossintéticos também podem ser categorizados segundo as funções que exercem, como separação, filtração, drenagem, proteção e reforço. Segundo Vertematti (2015), essas funções podem ser

exercidas isoladamente ou de forma combinada, dependendo do tipo de produto e da aplicação específica. A Tabela 2.2.1.2 apresenta as principais funções conforme a ABNT NBR ISO 10318-1:2021.

Tabela 2.2.1.2 – Funções e descrições dos geossintéticos

Função	Descrição
Reforço	Uso do comportamento tensão-deformação de um material geossintético, para melhorar o comportamento mecânico do solo ou de outros materiais de construção.
Controle de erosão superficial	Uso de um material geossintético para prevenir ou limitar os movimentos do solo ou de outras partículas na superfície, por exemplo, de um talude.
Drenagem	Coleta e condução de águas pluviais, águas subterrâneas e outros fluidos no plano de um material geossintético.
Filtração	Restrição da passagem sem controle, de partículas do solo ou outro material, submetidas a forças hidrodinâmicas, permitindo a passagem do fluido em movimento pelo ou no interior de um geossintético.
Proteção	Prevenção ou limitação de danos localizados em um dado elemento ou material, pelo uso de um material geossintético.
Separação	Prevenção da mistura de dois materiais adjacentes de natureza diferente, solos ou material de aterro, pelo uso de um material geossintético.
Alívio de tensões	(Para restauração de revestimentos asfálticos) Uso de um geossintético para retardar o desenvolvimento de trincas pela absorção das tensões que surgem no pavimento danificado.
Estabilização	Melhoria do comportamento mecânico de um material granular solto, pela inclusão de uma ou mais camadas de geossintético, de tal modo que a deformação sob cargas aplicadas seja reduzida pela minimização dos movimentos do material granular solto.
Barreira	Uso de um geossintético para prevenir ou limitar a migração de fluidos.

Fonte: Adaptado de ABNT (2021).

Palmeira (2018) também descreve que os geossintéticos podem ser adotados como materiais leves para aterros, bem como camada para aumentar ou reduzir a aderência entre superfícies e para diminuir tensões sobre estruturas. A Tabela 2.2.1.3 demonstra as aplicações típicas de determinados geossintéticos segundo o referido autor.

Tabela 2.2.1.3 – Funções típicas de geossintéticos

Tipo	Função						
	Reforço	Separação	Drenagem	Filtração	Barreira	Proteção	Outra
Geogrelha	✓						✓
Geotêxtil	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Geotira	✓						
Geocélula	✓					✓	✓
Geocomposto	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
Geoespaçador			✓				
Geobloco							✓
Geofibra	✓						
Geofôrma			✓			✓	✓
Georrede			✓				
Geomanta						✓	✓
Geomembrana		✓			✓	✓	
Geotubo			✓				
EKG			✓				✓

Fonte: Adaptado de Palmeira (2018).

Objeto do presente estudo, o reforço é uma das funções mais desempenhadas pelos produtos geossintéticos em obras de engenharia, a exemplo das geofibras, geocompostos, geocélulas, geotiras, geotêxteis e geogrelhas, conforme demonstrado pela Tabela 2.2.1.3, o que destaca a sua relevância perante as contribuições técnicas e científicas para solucionar demandas geotécnicas e ambientais.

2.2.2. Função Reforço

O Glossário de Termos Técnicos Rodoviários do extinto Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, ainda vigente nas diretrizes do DNIT, define reforço como a medida destinada a aumentar a resistência de um elemento estrutural ou estrutura (DNER, 1997). No campo da geotecnia, o conceito de reforço pode ser comparado ao princípio do concreto armado, em que o concreto apresenta elevada resistência à compressão e o aço, à tração – resultando em um compósito com comportamento mecânico superior. De forma análoga, nas estruturas de solo reforçado, a resistência à compressão e ao cisalhamento do solo é complementada pela resistência à tração do material de reforço (Gerscovich *et al.*, 2016).

No contexto atual, os elementos mais utilizados como reforço são os metálicos e os geossintéticos, sendo os mais empregados para o último grupo os geotêxteis e as geogrelhas (Gerscovich *et al.*, 2016). No Brasil, o uso desses materiais em obras

de engenharia civil teve início mais intenso a partir da década de 1980 (Trichês *et al.*, 2015), acompanhando a evolução do setor industrial e o surgimento de novos materiais poliméricos.

Com o passar do tempo, intensificaram-se as demandas pelo uso de geossintéticos em obras de terra e em estruturas granulares, sobretudo com o objetivo de aumentar a resistência dos sistemas envolvidos. Essa necessidade decorre, em grande parte, da crescente escassez de subsolos com boa capacidade de suporte e da limitada disponibilidade de materiais de empréstimo de qualidade. Em resposta a esse cenário, a indústria tem ampliado a oferta de diferentes tipos de geossintéticos, desenvolvidos para atender às exigências específicas do mercado (Vertematti, 2015).

A técnica de reforço baseia-se na interação entre o solo e o elemento propriamente dito, em que a transferência de tensões ocorre por atrito e/ou resistência passiva, a depender da geometria do reforço (Plácido, 2016). O método consiste na inserção de elementos resistentes à tração no solo, de modo que a associação entre os materiais resulte em um compósito com propriedades mecânicas aprimoradas, especialmente em termos de resistência e deformabilidade (Fonseca, 2017). De forma geral, os mecanismos de funcionamento do reforço com geossintéticos envolvem a restrição à movimentação lateral do solo, o aumento da capacidade de carga e o efeito membrana (Góngora, 2015).

De acordo com Koerner (2005), os geossintéticos exercem a função de reforço por meio de três mecanismos principais: confinamento lateral, aumento da resistência ao cisalhamento e efeito membrana. Esses mecanismos contribuem para o incremento da estabilidade e da capacidade de carga das estruturas de solo, especialmente sob ações repetidas ou em condições geotécnicas críticas. A escolha do mecanismo predominante depende das características do material reforçado, da posição do geossintético e do tipo de solicitação aplicada.

Segundo Vertematti (2015), embora a função predominante dos geossintéticos seja o reforço, os tipos de solicitações a que estão sujeitos podem variar quanto à intensidade, duração, mecanismo de interação solo-reforço e nível de deformação. Essas variabilidades exigem análises específicas para cada aplicação. Além disso, as

propriedades do geossintético também dependem do seu tipo, da matéria-prima utilizada e das condições de contorno a que será submetido.

O pleno desempenho de um geossintético enquanto reforço não depende apenas de um adequado dimensionamento dos esforços solicitantes de projeto, mas também de sua correta especificação (Vertematti, 2015). Tem-se como exemplos de propriedades relevantes:

- Resistência à tração;
- Elongação sob tração;
- Taxa de deformação;
- Módulo de rigidez à tração;
- Comportamento em fluência;
- Resistência a esforços de instalação;
- Resistência à degradação ambiental;
- Interação mecânica com o solo;
- Fatores de redução.

No campo da pavimentação, especialmente em estruturas do tipo flexível – compostas por revestimentos asfálticos e camadas granulares ou de solo apoiadas sobre o subleito –, a heterogeneidade dos materiais, combinada à aplicação de camadas granulares sobre subleitos com baixa capacidade de suporte ou mal compactados, pode gerar problemas significativos. Entre eles, destaca-se a redução da espessura e da resistência das camadas granulares, causada pela cravação ou “agulhamento” dos materiais no subleito. A ocorrência desses mecanismos pode resultar em manifestações patológicas como afundamento de trilha de roda e trincas por fadiga no revestimento asfáltico (Trichês *et al.*, 2015).

Nesse contexto, conforme abordado por Trichês *et al.* (2015), uma das alternativas disponíveis para mitigar ou até eliminar manifestações patológicas em pavimentos é a incorporação de geossintéticos como elementos de reforço de base. O uso desses materiais pode reduzir as espessuras projetadas para as camadas granulares, aumentar a vida útil do pavimento e, adicionalmente, desempenhar funções complementares, como separação e filtração.

Nessa mesma linha, Palmeira (2018) destaca que o emprego de geossintéticos na base do pavimento é especialmente vantajoso quando o CBR do subleito é inferior a 8%, proporcionando os seguintes benefícios:

- Redução da espessura da camada granular;
- Aumento da vida útil do pavimento;
- Restrição à movimentação lateral do material de base;
- Aumento da capacidade de carga do sistema;
- Dissipação de poropressões, quando associado a camada drenante;
- Possibilidade de atuar como barreira capilar.

Com base em diversos estudos experimentais, os mesmos autores apontam que o desempenho do pavimento reforçado está diretamente relacionado a algumas variáveis, tais como:

- Espessura da camada granular;
- Posição relativa do geossintético na camada;
- Propriedades mecânicas do geossintético;
- Capacidade de suporte da camada de assentamento;
- Tipo de carregamento aplicado (estático ou cíclico).

Estudos como o de Silva (2018) reforçam que, mesmo em subleitos críticos – como aqueles com bolsões compressíveis –, os geossintéticos apresentam desempenho positivo, contribuindo para a homogeneização da resposta estrutural e mitigação de recalques diferenciais.

Ensaio laboratoriais, testes de campo e observações em obras reais indicam que, quando corretamente especificado e instalado, o geossintético pode aumentar significativamente a capacidade de suporte a cargas repetidas. Esse ganho pode ser quantificado por meio da Taxa de Benefício de Tráfego (TBR – *Traffic Benefit Ratio*), definida pela Equação 2.2.2.1:

$$TBR = \frac{N_r}{N_{sr}} \quad (2.2.2.1)$$

Em que:

TBR – Taxa de benefício de tráfego;

N_r – Número de repetições de carga no pavimento reforçado até atingir determinado afundamento superficial;

N_{sr} – Número de repetições de carga no pavimento não reforçado até o mesmo afundamento.

Com base em experiências nacionais, Trichês *et al.* (2015) relatam os seguintes efeitos positivos do uso de geossintéticos como reforço de pavimentos:

- Elevação da capacidade de carga e contenção do deslocamento lateral dos agregados;
- Prevenção da contaminação da camada de base por materiais finos;
- Maior eficiência em pavimentos delgados construídos sobre subleitos fracos ($\text{CBR} \leq 3\%$);
- Atuação dos geotêxteis como elementos de separação e filtração, preservando a espessura efetiva da camada de base ao longo da vida útil da estrutura.

Destaca-se ainda que a eficácia do reforço depende do entrosamento adequado entre o geossintético e a estrutura do pavimento, o que permite a mobilização de sua resistência a partir de um nível mínimo de deformação. Nesse aspecto, materiais com maior rigidez (módulo secante elevado) tendem a apresentar desempenho superior quando corretamente posicionados na estrutura (Trichês *et al.*, 2015).

Entre os produtos mais utilizados para essa finalidade estão as geogrelhas, cuja elevada rigidez à tração – frequentemente superior a 600 kN/m (Palmeira, 2018) – proporciona excelente interação com os materiais da camada de base. Seu uso, inclusive nas estradas não pavimentadas e em aterros sobre solos moles, contribui significativamente para o melhor desempenho mecânico e a ampliação da vida útil da estrutura como um todo.

2.2.3. Geogrelhas

Segundo Das e Sobhan (2019), geogrelhas são materiais poliméricos compostos por conjuntos paralelos de elementos estruturais conectados, formando aberturas suficientemente grandes para permitir a penetração de solo, agregados ou outros materiais geotécnicos. De maneira complementar, a ABNT NBR ISO 10318-

1:2021 define geogrelhas como estruturas planas com malha aberta e regular de elementos de tração completamente conectados, podendo ser unidos por extrusão, solda ou entrelaçamento (“*interlooping*”), cujas aberturas são maiores que os próprios elementos constituintes (ABNT, 2021).

Koerner (2005) também define geogrelhas como materiais de reforço com estrutura aberta, compostos por nervuras longitudinais e transversais unidas em nós ou intersecções, cuja função principal é a mobilização de forças de tração na interação com o solo. Essas estruturas são particularmente eficazes na transferência de tensões por meio de intertravamento e resistência passiva, o que contribui significativamente para o desempenho de estruturas de pavimento.

Das e Sobhan (2019) apontam quatro resistências essenciais para o projeto de geogrelhas: resistência das arestas e junções, resistência à tração em faixa larga, resistência ao cisalhamento e resistência à ancoragem.

No contexto geotécnico, a eficácia da interação solo–geogrelha depende de diversos fatores, como granulometria e forma dos grãos do solo, tensões aplicadas, tipo e rugosidade do produto, além de seu processo de fabricação. Conforme Palmeira (2018), essa interação ocorre pela combinação de atrito ao longo da superfície da geogrelha e resistência passiva exercida pelos membros transversais (ou membros de ancoragem). Gerscovich *et al.* (2016) corroboram essa perspectiva, destacando o papel complementar do atrito e da resistência passiva no mecanismo de transferência de tensões.

Segundo Koerner (2005), a eficiência da interação solo-geogrelha está associada a três mecanismos fundamentais: confinamento lateral, efeito membrana e aumento da resistência ao cisalhamento. O confinamento ocorre pela limitação da movimentação horizontal dos agregados, enquanto o efeito membrana é ativado sob cargas repetidas, promovendo redistribuição das tensões verticais. Já o aumento da resistência ao cisalhamento se dá pelo atrito e resistência passiva nos elementos da geogrelha

Quanto à fabricação, geogrelhas podem ser classificadas em extrudadas, soldadas ou tecidas (Palmeira, 2018). As extrudadas são moldadas por extrusão e estiramento subsequente – unidirecional quando estiradas em uma direção e

bidirecional quando em duas. As soldadas têm seus elementos de tração conectados por soldagem em junções reforçadas, enquanto as tecidas são formadas pelo entrelaçamento de filamentos longitudinais e transversais, geralmente recobertos com camadas protetoras.

Ainda segundo Palmeira (2018), as geogrelhas podem apresentar comportamento anisotrópico quanto à resistência e rigidez à tração. Geogrelhas uniaxiais possuem resistência significativamente maior em uma direção, enquanto as biaxiais apresentam resistências semelhantes em ambas. Recentemente, também se popularizaram as geogrelhas multiaxiais, com aberturas triangulares.

No campo da pavimentação, Trichês *et al.* (2015) destacam que o desempenho das geogrelhas está associado à sua rigidez. Geogrelhas rígidas tendem a apresentar melhor resposta mecânica, especialmente em camadas granulares, por mobilizarem resistência com menores deformações. Já as flexíveis requerem maiores deformações para ativar sua resistência, o que pode resultar em manifestações patológicas como o afundamento da trilha de roda.

A presença de geogrelhas também contribui para uma melhor compactação da base do pavimento, trazendo benefícios similares aos observados em estradas não pavimentadas, ainda que em pavimentos asfálticos as exigências quanto à limitação de deformações sejam mais rigorosas (Palmeira, 2018).

Segundo Das e Sobhan (2019), quatro mecanismos principais explicam o efeito da geogrelha na melhoria do desempenho estrutural: (I) redução do espalhamento lateral dos agregados; (II) aumento da tensão lateral interna, elevando a rigidez do conjunto; (III) melhor distribuição de tensões verticais; e (IV) redução das tensões de cisalhamento no subleito, resultando em menor deformação vertical.

Em uma abordagem mais ampla, Trichês *et al.* (2015) enumeram os mecanismos de intertravamento, tração, confinamento e separação como responsáveis pelo ganho estrutural da camada granular. O intertravamento restringe a movimentação lateral dos agregados; a tração mobilizada atua com pequenas deformações; o confinamento atua na interface solo-reforço; e a separação evita a intrusão dos agregados no subleito, garantindo a espessura efetiva da camada. A

eficácia desse último mecanismo depende da graduação dos agregados, da resistência do subleito e da presença de água.

Palmeira (2018) apresenta estudos relacionados ao reforço de camadas de pavimentos por meio de geogrelhas. A Figura 2.2.3.1 ilustra a espessura equivalente da camada de base reforçada com uma geogrelha específica em função da espessura da base sem reforço, para uma profundidade de trilha de rodas máximas de 20 mm.

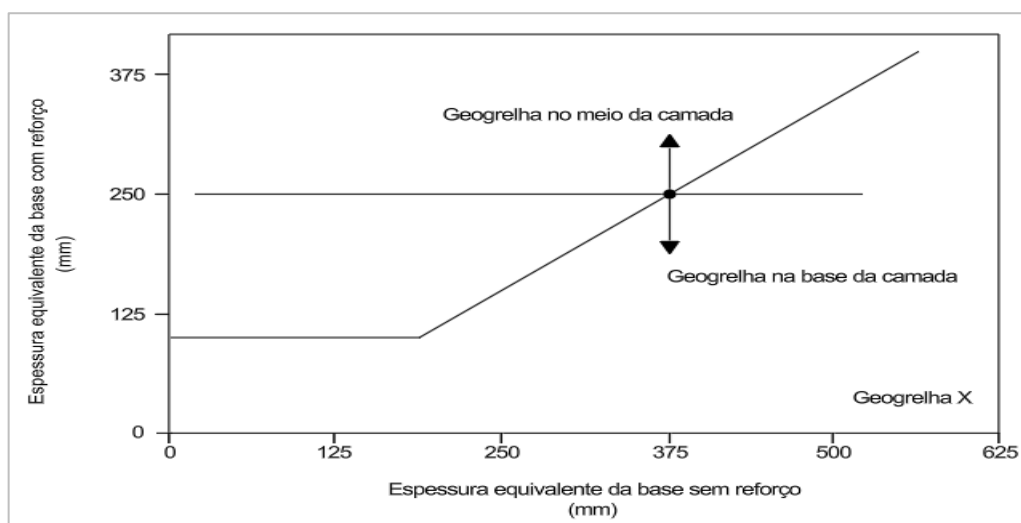


Figura 2.2.3.1 – Espessura de base reforçada com geogrelha específica
Fonte: Adaptado de Carrol *et al.* (1987) *apud* Palmeira (2018)

A Figura 2.2.3.2 representa pesquisa similar a partir de pistas experimentais com capas de concreto asfáltico com 50 mm de espessura construídas sobre subleitos CBR inferiores a 8%.

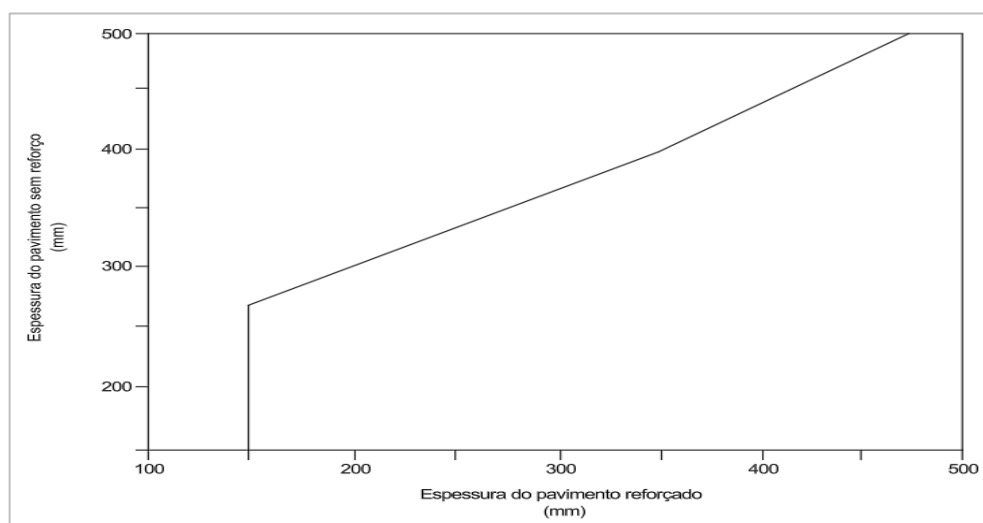


Figura 2.2.3.2 – Espessura equivalente de pavimento reforçado
Fonte: Adaptado de Webster (1993) *apud* Palmeira (2018)

No mesmo contexto, Góngora (2011) avaliou o desempenho de diferentes geossintéticos em pistas experimentais, constatando que as geogrelhas proporcionam maior resistência à deformação plástica e melhor redistribuição de tensões na estrutura do pavimento. Os resultados apontam para uma resposta mais homogênea da camada de base, mesmo em materiais granulares de menor qualidade.

Os resultados evidenciam que a inclusão de geogrelhas nas estruturas de pavimentos pode gerar economias substanciais, sobretudo pela possibilidade de redução nas espessuras das camadas estruturais. Nesse cenário, Trichês *et al.* (2015) destacam que, além de mitigar o afundamento em trilha de roda, prolongar a vida útil ou período de projeto e reduzir a necessidade de serviços de manutenção, outras conclusões relevantes podem ser observadas quanto ao desempenho do reforço com geogrelhas:

- A faixa ideal de espessura da camada de base para instalação de geogrelhas está entre 15 e 25 cm. Quando essa espessura ultrapassa os 30 cm, a eficiência do reforço torna-se pouco significativa;
- Pavimentos com geogrelhas podem apresentar um aumento de 2 a 4 vezes em sua vida útil, representado pela Taxa de Benefício de Tráfego (TBR);
- A TBR tende a diminuir à medida que aumenta o CBR do subleito;
- Geogrelhas com maior módulo secante tendem a proporcionar TBRs mais elevadas;
- Além da função de reforço, as geogrelhas também atuam como elementos separadores, inibindo a cravação dos agregados no subleito.

Diante dessas evidências, constata-se que o emprego de geogrelhas em estruturas de pavimentos – especialmente como reforço em camadas de solo – apresenta desempenho técnico altamente satisfatório. Além disso, conforme observado por Ceratti e Rodrigues (2004), geogrelhas também podem ser utilizadas em obras de restauração de pavimentos, atuando como sistema de mitigação da reflexão de trincas e juntas, redução de deformações plásticas e do bombeamento. Tais funções contribuem para um crescimento mais lento da irregularidade longitudinal do pavimento, resultando em maior vida de serviço da estrutura.

Koerner (2005) ressalta que, embora as geogrelhas sejam amplamente utilizadas como elementos estruturais, sua correta instalação é essencial para garantir

desempenho. Aspectos como a tensão de pré-tracionamento durante a instalação, o tipo de solo de cobertura e a compatibilidade com os critérios de projeto são fatores determinantes para o sucesso da aplicação.

Por fim, a ampla aplicabilidade das geogrelhas justifica a diversidade de produtos disponíveis no mercado, motivando as empresas a investirem em soluções inovadoras para se destacarem no setor. Nesse sentido, a manufatura aditiva, como a impressão 3D, surge como uma alternativa promissora para o desenvolvimento de peças customizadas, adaptadas às demandas específicas dos desafios geotécnicos.

2.3. Impressão 3D

2.3.1. Conceitos, tecnologias e fabricação de materiais

Ao longo dos anos, os avanços tecnológicos têm impulsionado a evolução de diversos dispositivos e sistemas, promovendo inovações voltadas à otimização da vida em sociedade. Entre essas inovações, destaca-se a impressora 3D, equipamento que ampliou significativamente as possibilidades de criação e resolução de problemas em áreas como a indústria, a educação e a saúde (Mendes *et al.*, 2022). Essa tecnologia é comumente denominada impressão 3D ou manufatura aditiva (MA), embora também receba outras nomenclaturas, conforme ilustrado na Figura 2.3.1.1.

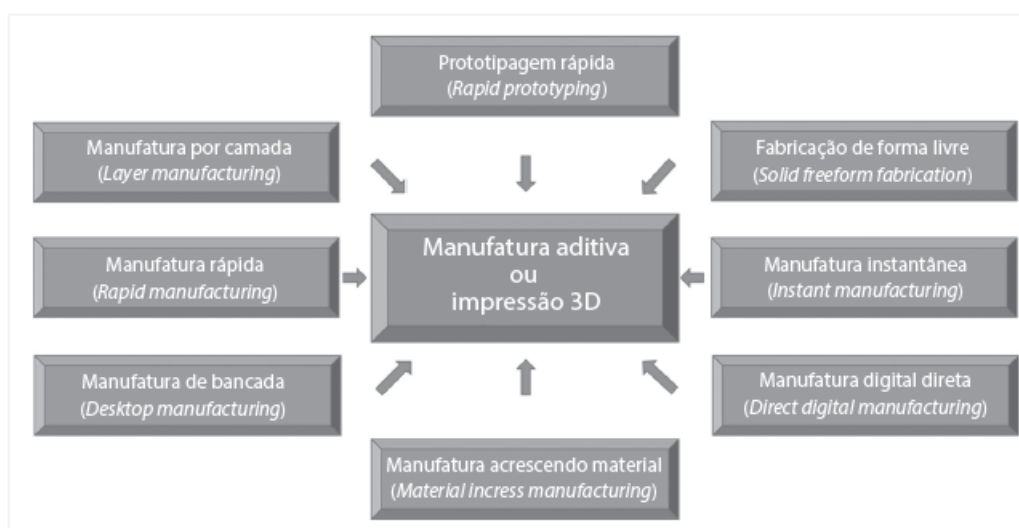


Figura 2.3.1.1 – Nomenclaturas alternativas da manufatura aditiva
Fonte: Volpato e Carvalho (2017)

De acordo com a ABNT NBR ISO/ASTM 52900:2018 (Manufatura Aditiva – Princípios Gerais – Terminologia), a MA é definida como o “processo de união de materiais para obtenção de peças a partir de dados de modelos 3D, geralmente

camada por camada, diferentemente das metodologias de manufatura subtrativa e formativa”.

Trata-se, portanto, de um processo fundamentado na adição sucessiva de camadas de material, a partir de um modelo tridimensional, normalmente gerado por sistemas CAD (Computer-Aided Design), possibilitando a produção de objetos físicos que vão desde protótipos até peças complexas e produtos finais altamente sofisticados (Prado *et al.*, 2019; Volpato; Carvalho, 2017; Relvas, 2017). Vale destacar que, até o final da década de 1980, quando a impressão 3D começou a ser utilizada como processo de fabricação, os métodos predominantes eram baseados em moldagem, remoção, conformação, união e divisão (Volpato; Carvalho, 2017).

Entre as tecnologias de impressão 3D mais conhecidas, destacam-se: Estereolitografia (SLA), Manufatura Laminar de Objetos (LOM), Sinterização Seletiva a Laser (SLS) e Fabricação por Filamento Fundido (FFF) – também denominada Modelagem por Fusão e Deposição ou Modelagem por Deposição Fundida (FDM – Fused Deposition Modeling). Atualmente, os tipos mais comuns de impressoras 3D utilizam as tecnologias SLA e FFF (Lima *et al.*, 2021; Lima *et al.*, 2022; Araújo; Drozda, 2019).

No que se refere à tecnologia FFF, trata-se da produção de objetos tridimensionais por meio da deposição sucessiva de camadas de filamento termoplástico fundido (Lima *et al.*, 2022). De forma mais detalhada, Silva *et al.* (2018) explicam que o processo consiste na extrusão de um fio aquecido – geralmente um polímero – sobre uma plataforma por meio de um bico móvel. O material é aquecido ligeiramente acima de seu ponto de fusão, extrudado sobre o substrato e então resfriado para formar camadas sólidas.

Segundo Araújo e Drozda (2019), a técnica FFF costuma utilizar materiais com baixo ponto de fusão e baixa condutividade térmica. Dentre os polímeros termoplásticos aplicáveis, destacam-se: elastômeros, ceras, poliéster, polipropileno, poliamida, policarbonato, ácido polilático (PLA) e acrilonitrila-butadieno-estireno (ABS). Devido ao baixo custo e à alta disponibilidade comercial, PLA e ABS figuram como os materiais mais utilizados (Filho *et al.*, 2024; Mendes *et al.*, 2022).

Além da disponibilidade, a escolha do material está diretamente relacionada ao desempenho esperado da peça. Estudos indicam que fatores como orientação das

camadas, taxa de preenchimento, temperatura de impressão e presença de defeitos internos influenciam de forma significativa as propriedades finais das peças produzidas por FDM. Lima *et al.* (2022) demonstraram que variações na temperatura ambiente e na posição de impressão afetam diretamente o comportamento mecânico do PLA, alterando sua rigidez e ductilidade. De modo complementar, Filho *et al.* (2024) identificaram que a presença de vazios e descontinuidades internas – comuns em configurações com baixo preenchimento ou má aderência entre camadas – compromete o módulo de elasticidade e a resistência à tração tanto do PLA quanto do ABS. Esses achados indicam que a orientação do modelo durante a impressão e o controle rigoroso das condições operacionais são determinantes para garantir a qualidade estrutural e a durabilidade das peças fabricadas por manufatura aditiva.

O PLA, em particular, tem ampla aplicação no campo biomédico, pois combina boas propriedades mecânicas com biocompatibilidade e capacidade de degradação *in vivo* e *in vitro*. Trata-se de um polímero versátil, derivado de fontes agrícolas renováveis, totalmente biodegradável, que apresenta boa rigidez, resistência e baixa temperatura de fusão (Lima *et al.*, 2022).

Já o ABS, objeto do presente estudo, é um termoplástico derivado do petróleo, cuja composição é formada pelos monômeros acrilonitrila-butadieno-estireno, nas proporções médias de 15% a 30%, 5% a 15% e 40% a 60%, respectivamente. A produção ocorre pela polimerização do butadieno, que se transforma em polibutadieno, e a transformação do estireno e da acrilonitrila no copolímero nomeado SAN (copolímero de estireno-acrilonitrila), que posteriormente são misturados para então formar o ABS (Quelho *et al.*, 2020). Tal material é favorecido por suas propriedades reológicas, que torna as superfícies lisas no FFF, apresentando também facilidade de extrusão a altas temperaturas e boas propriedades mecânicas em termos de resistência ao impacto e resistência química (Lima *et al.*, 2021; Araújo, Drozda, 2019). A Figura 2.3.1.2 ilustra a representação esquemática da estrutura molecular dos meros que compõem o ABS.

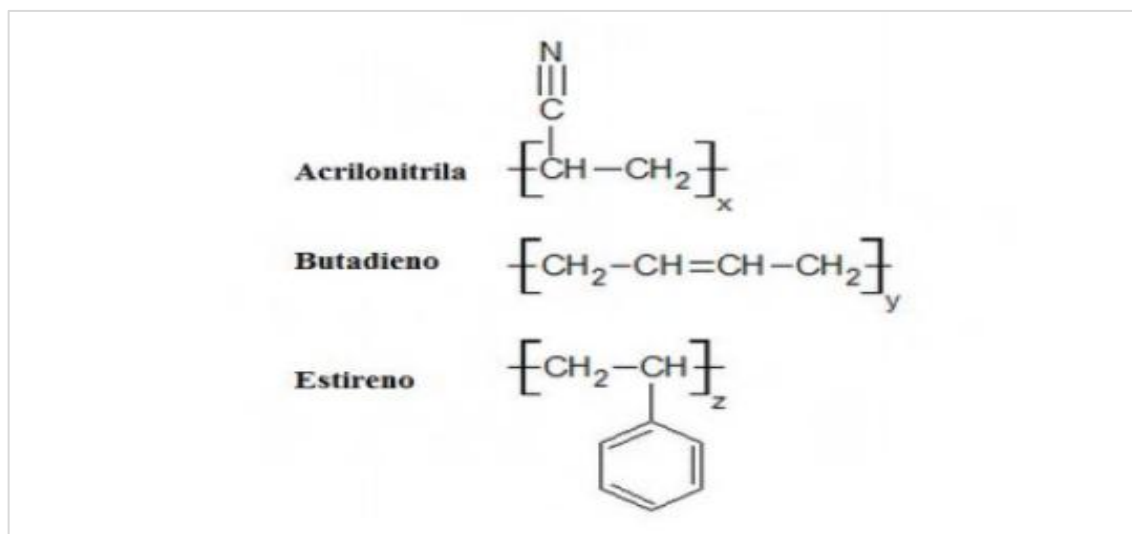


Figura 2.3.1.2 – Composição da estrutura molecular dos monômeros do ABS
 Fonte: Canevarolo Junior (2006) apud Mendes *et al.* (2022)

Embora originalmente associada à prototipagem rápida e à produção de peças funcionais, a manufatura aditiva tem despertado crescente interesse no setor da construção civil. Suas vantagens, como a customização geométrica, o uso eficiente de materiais e a possibilidade de fabricação *in loco*, têm viabilizado aplicações como elementos estruturais modulares e formas complexas de concretagem (Volpato; Carvalho, 2017).

Nesse contexto, observa-se um movimento crescente de integração dessa tecnologia aos processos construtivos, motivando estudos e aplicações voltadas às suas potencialidades na construção civil, conforme será explorado na próxima seção.

2.3.2. Impressão 3D na construção civil

No mundo antropoceno, a construção civil ainda engloba problemas relacionados à falta de mão de obra qualificada, atividades com alto impacto ambiental, desperdícios substancialmente onerosos e ineficiência da segurança nas obras. No intento de superar as adversidades do setor e se manter competitivamente diante do cenário da necessidade de construções mais rápidas, sem comprometer a qualidade e o desempenho, as discussões acerca do uso de procedimentos industrializados se tornam cada vez mais frequentes. Nesse contexto, surge uma alternativa para evoluir o modo de atuação das empresas: a impressão 3D (Veras *et al.*, 2023).

Conforme abordado por Carneiro *et al.* (2020), é comum o uso de peças moldadas por meio de fôrmas na construção civil. Dessa forma, a utilização da impressão 3D é capaz de inovar o método tradicional ao possibilitar a construção de peças personalizadas, sem ferramentas extras ou moldes, de forma a automatizar o processo, proporcionar liberdade de design e reduzir a geração de resíduos. A tecnologia em questão permite a concretização de ideias, com rigor de geometrias, sendo integrados também com os processos desenvolvidos em BIM (Building Information Modeling), de alta aplicabilidade na arquitetura (Moutinho; Ferreira, 2022).

No âmbito da ciência dos solos, diversos estudos exploram o uso da impressão 3D para otimizar os processos de construção. Além da confecção de maquetes de estrutura geotécnicas, a aplicação da manufatura aditiva pode se associar ao uso do solo como material de impressão, à criação de materiais alternativos para substituí-lo parcial ou integralmente, bem como à confecção de materiais que atuam como elemento de estabilização ou de reforço.

Moutinho e Ferreira (2022) abordam a utilização da impressão 3D enquanto tecnologia para o desenvolvimento de maquetes. No trabalho em questão, são apresentados três modelos para a representação física de edificações e, no âmbito da geotecnia, impressão de estrutura de solo para visualizar o terreno natural para fins de escavação e contenção, conforme ilustrado pela Figura 2.3.2.1.

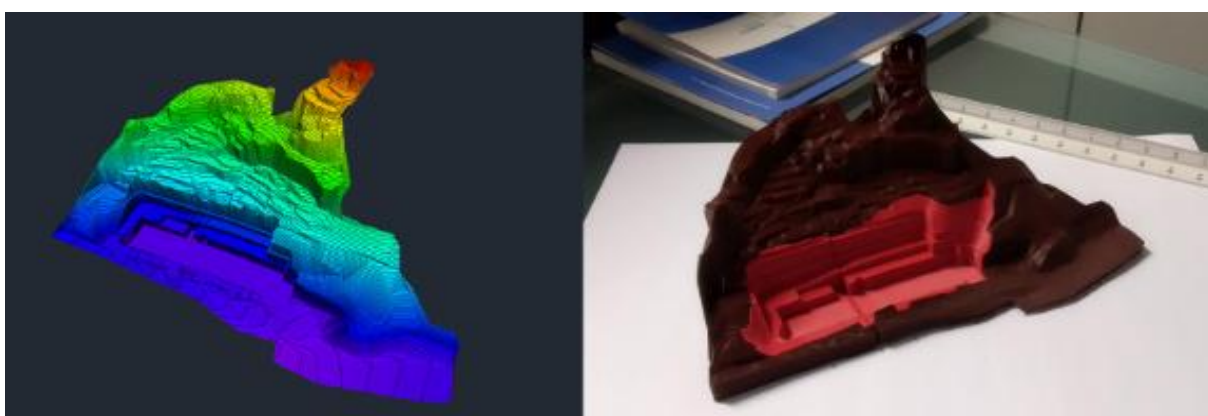


Figura 2.3.2.1 – Modelo computacional e respectiva maquete de estrutura de solo
Fonte: Moutinho e Ferreira (2022)

De acordo com os referidos autores, destacou-se como grande vantagem do uso da impressão 3D a facilidade de criar, de modo rápido, um modelo físico para auxiliar o projetista a comunicar a sua visão, tanto para a fase de projeto quanto para

a de execução, de forma melhorar a eficiência do planejamento, esclarecer dúvidas e servir de suporte à gestão de recursos *in loco*.

Quanto ao uso do solo como material de impressão, Taparello (2016) explora a tecnologia de prototipagem de forma a aliar o baixo impacto ambiental e a racionalidade no uso do recurso por meio da diversidade de formas que o processo pode conferir à arquitetura. A autora conclui que a impressão 3D representa um novo mundo a ser explorado na construção, em especial para a fabricação de habitações e seus componentes, e que, se aliada a uso de materiais como o solo, resulta em importante caminho para a melhoria da qualidade das edificações e saneamento de problemas relacionados à déficit habitacional mundial.

No contexto de uso da manufatura aditiva para substituir parcial ou integralmente o solo oriundo do natureza, ou até mesmo enquanto elemento de estabilização, Li *et al.* (2021) apresentam estudo para proposta de solo granular transparente impresso em 3D, considerando o formato da partícula de areia. Na ocasião, foram realizados testes de compressão simples, compressão triaxial e de cisalhamento direto para avaliar as propriedades mecânicas. Segundo os autores, a capacidade de preparar substitutos de areia com formatos e graus conhecidos permitirá aos pesquisadores maior controle das características das partículas e investigar uma variedade de questões geotécnicas, de forma a preservar contextos sustentáveis. A Figura 2.3.2.2 ilustra as partículas impressão em 3D.

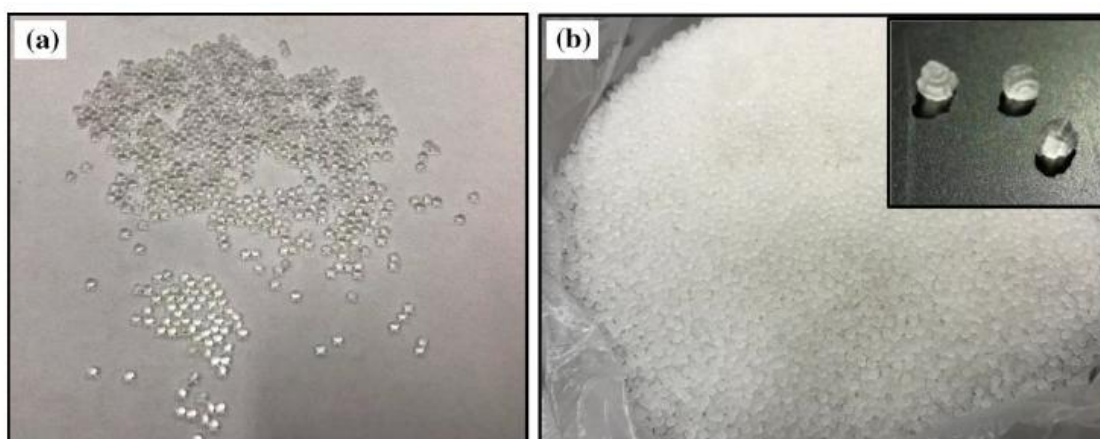


Figura 2.3.2.2 – Partículas esféricas (a) e não esféricas (b) impressas em 3D

Fonte: Li *et al.* (2021)

De maneira análoga, Ahmed e Martinez (2021) examinaram o comportamento triaxial de amostras de partículas de areia, angulares e arredondadas, impressas em 3D e o compara com o de amostras de areia natural. De acordo com os autores, os principais benefícios obtidos pelas areias impressas em 3D é a capacidade de controlar sistematicamente diferentes propriedades das partículas, como forma, tamanho e material constituinte, bem como aprimorar procedimentos de validação para simulações, de forma a garantir o uso de partículas com morfologia semelhante em investigações experimentais e numéricas. Os testes de compressão triaxial indicaram que as areias impressas em 3D exibem muitos dos comportamentos fundamentais que caracterizam areias e pedregulhos, podendo ser usadas para modelar o comportamento de solos naturais. A Figura 2.3.2.3 demonstra os dois tipos de partículas, tanto na condição natural quanto na impressa.

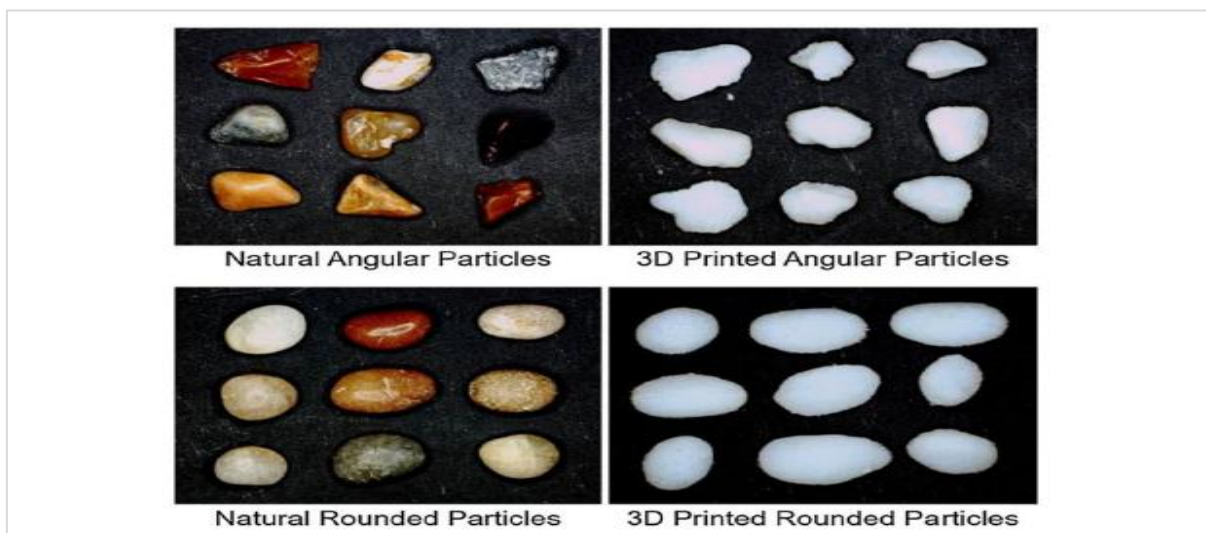


Figura 2.3.2.3 – Partículas naturais e impressas em 3D, angulares (acima) e arredondadas (abaixo)

Fonte: Ahmed e Martinez (2021)

Sob o contexto de reforço de estruturas geotécnicas, uma das aplicações consiste na fabricação de fibras por meio da impressão 3D. Chalmovsky *et al.* (2020) apresentam forma alternativa de confecção de fibras sintéticas e realizaram ensaios de compressão triaxial. Os resultados revelaram que a inclusão das fibras levou a um aumento significativo da resistência ao cisalhamento, de forma a validar o comportamento mecânico do conjunto. A Figura 2.3.2.4 demonstra as fibras 3D utilizadas no estudo.

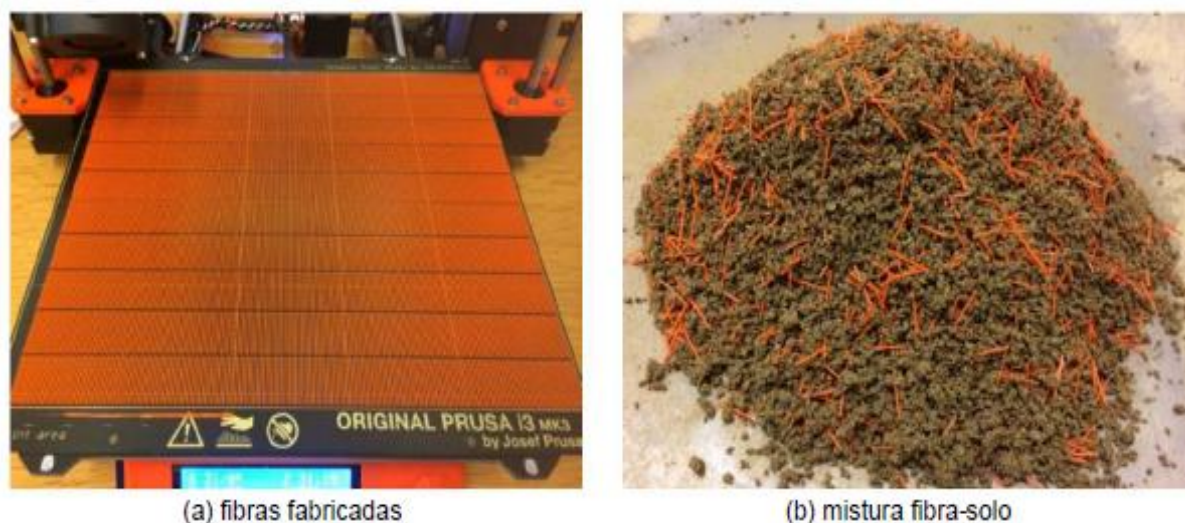


Figura 2.3.2.4 – Impressão e mistura de fibras. (a) Fibras fabricadas; (b) Mistura fibra-solo

Fonte: Chalmovsky *et al.* (2020)

Dessa forma, a diversidade de aplicações da impressão 3D na construção civil e, especificamente, na engenharia geotécnica evidencia o potencial transformador dessa tecnologia. Entre as inovações mais promissoras, destaca-se a fabricação de geogrelhas por manufatura aditiva, cuja utilização como elementos de reforço em solos coesivos representa um campo emergente e de grande relevância.

2.3.3. Geogrelhas 3D

Além das fibras, uma das aplicações com maiores contribuições para o meio técnico e científico no âmbito da geotecnia enquanto elemento de reforço, especialmente no campo da pavimentação, consiste na fabricação de geogrelhas fabricadas por impressão 3D. A Figura 2.3.3.1 ilustra geogrelhas 3D.

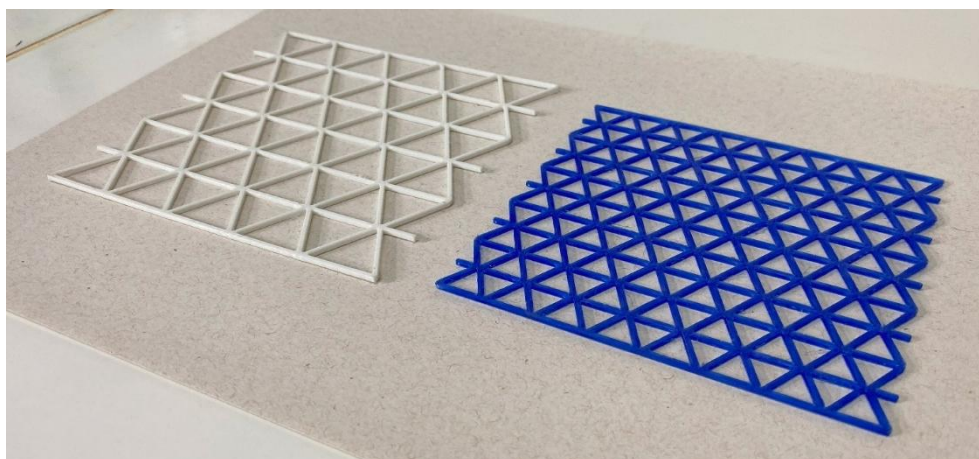


Figura 2.3.3.1 – Geogrelhas 3D fabricadas com ABS

Fonte: Acervo do autor (2025)

Apesar do uso consolidado dos geossintéticos desde o século XX, a aplicação dos respectivos materiais desenvolvidos pela manufatura aditiva ainda não é uma prática comum, motivo esses que surgem estudos para validação de tal produto. Ressalta-se que grande parte das pesquisas divulgadas em bases de dados, relacionados especificamente à composição solo-geogrelha 3D e aplicáveis à geotecnia, passaram a ser publicadas a partir de 2020. A Tabela 2.3.3.1 apresenta estudos recentes relacionados às geogrelhas fabricadas por impressão 3D, com ênfase na análise do comportamento mecânico em conjunto com o solo.

Tabela 2.3.3.1 – Pesquisas de comportamento mecânico da composição solo-geogrelha 3D

Autores (ano)	Material da Geogrelha 3D	Ensaio realizado
Venkateswarlu e Latha (2025)	PLA	Cisalhamento direto
Lin <i>et al.</i> (2025)	PLA ABS TPE	Cisalhamento direto
Oliveira e Falorca (2025)	PLA PP Fotopolímero	Compressão triaxial
Zeng <i>et al.</i> (2024)	PLA-CF	Cisalhamento direto cíclico
Wang e Chien (2024)	ABS	CBR
Shu <i>et al.</i> (2024)	PLA	Compressão triaxial cíclica
Zhang e Zhu (2024)	PLA	Ensaio de carga cíclica
Venkateswarlu <i>et al.</i> (2023)	PLA	Cisalhamento direto
Zeng <i>et al.</i> (2023)	PLA-CF	Cisalhamento direto cíclico
Zhang <i>et al.</i> (2023)	PLA-CF	Compressão
Sreelekshmy e Sasikumar (2023)	PLA	Ensaio de carga em placa
Abdi <i>et al.</i> (2023)	PLA	Cisalhamento direto
Kaluder <i>et al.</i> (2022)	ABS	Compressão triaxial cíclica
Arab <i>et al.</i> (2020)	PLA	Ensaio de carga em placa

Fonte: Elaboração do autor (2025).

Conforme demonstrado pelo Tabela 2.3.3.1, os materiais de impressão e os ensaios de comportamento mecânico mais utilizados foram, respectivamente, PLA (ácido polilático) e testes de interação solo-geogrelha (cisalhamento direto). A seguir, apresentam-se os principais achados das referidas pesquisas.

Venkateswarlu e Latha (2025) utilizaram PLA para fabricar geogrelhas 3D com aberturas triangulares, analisando seu desempenho em ensaios de cisalhamento direto. As aberturas triangulares apresentaram melhor resistência ao cisalhamento em comparação com as quadradas e circulares, evidenciando a relevância da geometria na eficiência da interface solo-reforço.

Lin *et al.* (2025) compararam PLA, ABS e TPE em ensaios de cisalhamento direto, investigando a influência do tipo de polímero na interação com areia. Os

resultados apontaram o PLA como o material com maior resistência ao cisalhamento, seguido por ABS e TPE, demonstrando o impacto do material nas propriedades da interface.

Oliveira e Falorca (2025) realizaram ensaios de compressão triaxial em amostras reforçadas com geogrelhas de PLA, PP e fotopolímero. Os fotopolímeros apresentaram maior rigidez e resistência, enquanto o PLA demonstrou comportamento intermediário. O estudo destacou que a rigidez do material é um fator determinante no desempenho geotécnico do reforço.

Zeng *et al.* (2024) analisaram a interface solo-geogrelha em condições cíclicas por meio de ensaios de cisalhamento direto com PLA reforçado com fibra de carbono (PLA-CF). Verificou-se que a espessura da geogrelha e sua conformação estereoscópica influenciam positivamente a resistência e a estabilidade sob carregamento repetitivo.

Wang e Chien (2024) utilizaram geogrelhas de ABS em ensaios CBR, com diferentes aberturas. Os resultados mostraram aumento na capacidade de suporte, principalmente quando as aberturas foram otimizadas em relação ao tamanho do agregado, destacando a importância do acoplamento entre geometria da geogrelha e características do solo.

Shu *et al.* (2024) realizaram ensaios de compressão triaxial cíclica com PLA, utilizando geogrelhas com diferentes geometrias. As aberturas triangulares se destacaram por promoverem maior contenção da deformação e melhor manutenção da resistência ao longo dos ciclos.

Zhang e Zhu (2024) testaram o desempenho dinâmico de geogrelhas PLA aplicadas em subleitos com cavidades, por meio de ensaios de carga cíclica. As estruturas 3D reduziram o recalque e aumentaram a capacidade de suporte, sendo mais eficazes com menor espaçamento entre a cavidade e a geogrelha.

Venkateswarlu *et al.* (2023) reforçaram conclusões anteriores, mostrando que aberturas triangulares em geogrelhas PLA, testadas em cisalhamento direto, resultaram em maior eficiência do reforço, principalmente quando a dimensão das aberturas se aproxima da do agregado.

Zeng *et al.* (2023) utilizaram PLA-CF em ensaios de cisalhamento direto cíclico, comparando geogrelhas planas e estereoscópicas. As segundas apresentaram melhor desempenho frente a carregamentos dinâmicos, com maior resistência e estabilidade da interface.

Zhang *et al.* (2023) investigaram o reforço de subleitos instáveis por meio de geogrelhas PLA-CF em carregamentos axiais dinâmicos. Observaram que a rigidez da peça e sua geometria tridimensional contribuíram para o aumento da resistência e da capacidade de suporte.

Sreelekshmy e Sasikumar (2023) avaliaram o uso de geogrelhas PLA em fundações superficiais por meio do ensaio de carga em placa. Concluíram que mesmo geogrelhas com baixa espessura proporcionam ganhos de rigidez e capacidade de suporte da camada superior do solo.

Abdi *et al.* (2023) utilizaram PLA em diferentes espessuras e tamanhos de abertura para ensaios de cisalhamento direto. As geogrelhas mais espessas e com menores aberturas apresentaram maior resistência à interface solo-reforço, com ganho de até 22%.

Kaluder *et al.* (2022) estudaram o comportamento resiliente e a deformação permanente de pedregulho reforçado com geogrelhas ABS, utilizando compressão triaxial cíclica. Apesar da baixa influência no módulo de resiliência, as geogrelhas reduziram significativamente a deformação permanente.

Arab *et al.* (2020) avaliaram a resposta à carga de fundações reforçadas com PLA, por meio do ensaio de carga em placa. Verificaram que a redistribuição de tensões e a capacidade de suporte foram melhoradas com o uso do reforço, mesmo com espessura reduzida.

Considerando os avanços apresentados ao longo desta revisão, verifica-se uma clara convergência entre os campos da engenharia de pavimentos, dos geossintéticos e da manufatura aditiva, particularmente no que tange à utilização de geogrelhas 3D como solução inovadora de reforço. A literatura evidencia que o uso de materiais poliméricos, em especial o ABS, aliado a geometrias otimizadas por impressão 3D, tem proporcionado ganhos significativos em desempenho mecânico

sob diversas condições de carregamento. Tais evidências consolidam a importância do aprofundamento experimental e analítico desse tipo de reforço, justificando plenamente a proposta desta pesquisa. A seguir, serão apresentados os materiais utilizados e os procedimentos adotados na investigação.

CAPÍTULO 3

3. Materiais e Métodos

Este capítulo descreve os materiais utilizados e os procedimentos adotados na pesquisa. Inicialmente, são apresentadas informações sobre o solo, incluindo sua origem e os ensaios de caracterização realizados: massa específica dos grãos, análise granulométrica, limites de Atterberg e compactação. Em seguida, abordam-se os aspectos relacionados à fabricação das geogrelhas 3D, como geometria, material, softwares de modelagem, impressora utilizada e parâmetros de impressão. Na sequência, são descritos os ensaios de comportamento mecânico – Cisalhamento Direto, Compressão Diametral, Compressão Simples e Módulo de Resiliência – bem como as condições dos corpos de prova, no que se refere às dimensões e ao posicionamento das geogrelhas 3D. Por fim, apresenta-se a abordagem estatística adotada na análise comparativa dos resultados, com o uso de métodos descritivos e inferenciais.

3.1. Solo

3.1.1. Origem

O solo utilizado neste estudo foi coletado no Ramal do Brasileirinho, localizado na zona leste de Manaus/AM. A seleção desse material ocorreu em virtude de sua identificação preliminar, via análise tátil-visual, como um solo fino com presença de fração argilosa. Essa escolha é justificada, ainda, pelas características predominantes da camada superficial da região urbana de Manaus, composta por aproximadamente 62% de argila (Bento e Frota, 1998), que resulta em uso significativo desse material em obras rodoviárias na capital amazonense. A Figura 3.1.1.1 ilustra imagem de satélite pontuando a região de origem do solo.

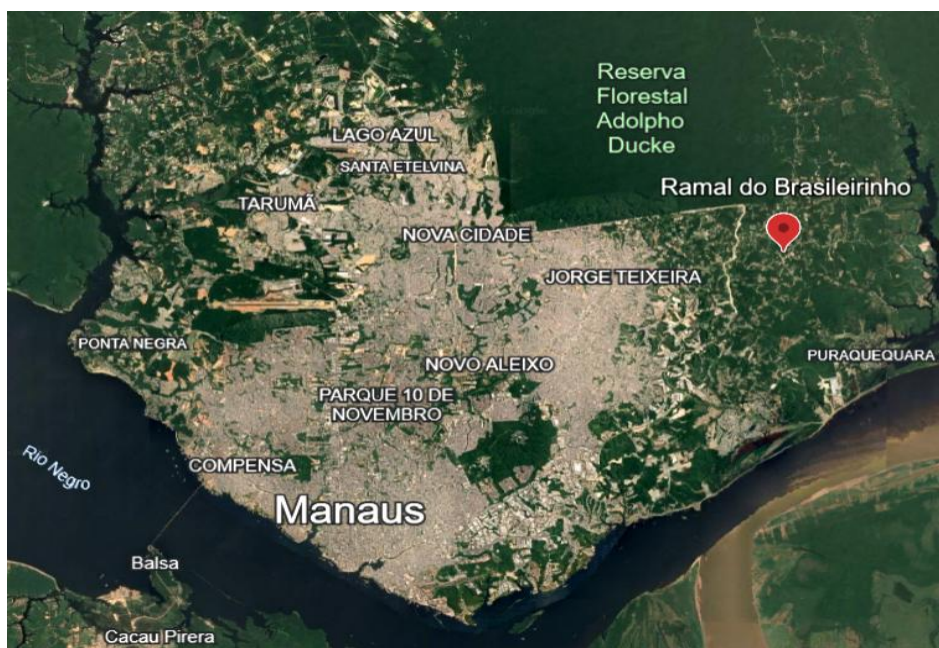


Figura 3.1.1.1 – Local de origem do solo (Ramal do Brasileirinho)
Fonte: Google Earth (2025)

Além da característica regional, optou-se por esse tipo de material devido à escassez de pesquisas que investigam a interação entre solos finos e geogrelhas fabricadas por impressão 3D, ampliando, assim, a relevância e originalidade do presente estudo. A Tabela 3.1.1.1 reúne estudos voltados ao uso de geogrelhas 3D em solos granulares.

Tabela 3.1.1.1 – Pesquisas relacionadas ao uso de geogrelhas 3D em solos

Autores	Solo
Venkateswarlu <i>et al.</i> (2025)	Areia
Lin <i>et al.</i> (2025)	Areia
Oliveira e Falorca (2025)	Areia e Pedregulho
Zeng <i>et al.</i> (2024)	Areia
Zhang e Zhu (2024)	Areia
Wang e Chien (2024)	Pedregulho
Shu <i>et al.</i> (2024)	Areia
Zhang <i>et al.</i> (2023)	Areia
Sreelekshmy e Sasikumar (2023)	Areia
Venkateswarlu <i>et al.</i> (2023)	Areia
Zeng <i>et al.</i> (2023)	Areia e Pedregulho
Zhang <i>et al.</i> (2023)	Areia
Abdi <i>et al.</i> (2023)	Areia
Bandyopadhyay <i>et al.</i> (2022)	Areia
Kaluder <i>et al.</i> (2022)	Pedregulho
Arab <i>et al.</i> (2020)	Areia

Fonte: Elaboração do autor (2025).

De acordo com a Tabela 3.1.1.1, é possível evidenciar que são 15 pesquisas contemplando geogrelhas 3D e solos granulares, sendo 12 aplicadas a areias, 2 a pedregulhos e 2 à combinação das duas classificações.

3.1.2. Ensaios de caracterização

3.1.2.1. Massa específica dos grãos

A determinação da massa específica dos grãos foi realizada com base na ABNT NBR 6458:2025, para a fração retida na peneira de abertura de 2,0 mm, e na ABNT NBR 17212:2025, para a fração passante, em substituição ao Anexo B da versão de 2016.

A massa específica dos grãos (ρ_s) corresponde à razão entre a massa dos sólidos secos e o volume por eles ocupado, desconsiderando os vazios entre as partículas e os poros permeáveis. Para a fração passante na peneira de 2,0 mm, o ensaio foi conduzido conforme os procedimentos descritos na ABNT NBR 17212:2025, utilizando picnômetro calibrado a 20 °C, balança com resolução de 0,01 g, estufa para secagem das amostras a (105 ± 5) °C, termômetro com resolução de 0,1 °C e água destilada.

A massa específica dos sólidos foi calculada pela Equação 3.1.2.1.1, conforme a norma:

$$\rho_s = \frac{M_s}{M_1 - M_2 + M_s} \cdot \rho_w(T) \quad (3.1.2.1.1)$$

Em que:

ρ_s – Massa específica dos sólidos (g/cm³);

M_s – Massa do solo seco (g);

M_1 – Massa do picnômetro cheio de água até a marca de referência, à temperatura T (g);

M_2 – Massa do picnômetro com solo e água, à temperatura T (g);

$\rho_w(T)$ - Massa específica da água na temperatura T (g/cm³), obtida na Tabela A.1 da norma.

Conforme destacado por Pinto (2006), a massa específica dos grãos é uma característica dos sólidos que varia pouco entre diferentes solos. Embora não seja eficaz para fins de identificação ou classificação do solo, esse parâmetro é indispensável para o cálculo de diversos índices físicos utilizados na engenharia geotécnica, como a porosidade, o grau de saturação e a massa específica aparente seca.

3.1.2.2. Análise granulométrica

Segundo Massad (2016), o peneiramento é o método mais direto para obtenção da curva granulométrica, embora sua aplicação seja limitada às frações mais grossas. Para partículas finas, o método de sedimentação oferece maior precisão, desde que realizado com controle adequado das condições experimentais, como dispersão e temperatura.

Dessa forma, a caracterização da distribuição granulométrica dos solos foi realizada por meio da combinação dos métodos de peneiramento e sedimentação, conforme estabelecido pela ABNT NBR 7181:2025 (Solo – Análise granulométrica). Essa norma define os procedimentos para determinação da proporção de partículas de diferentes tamanhos, com o peneiramento dividido em peneiramento grosso e fino, e a sedimentação aplicada à fração mais fina da amostra.

O peneiramento foi conduzido a seco e de forma manual, utilizando peneiras com aberturas padronizadas. A amostra foi previamente seca em estufa a (105 ± 5) °C, pesada, e agitada manualmente para separação das partículas. Após esse procedimento, o material retido em cada peneira foi quantificado.

A fração passante na peneira de 2,0 mm foi submetida ao ensaio de sedimentação, com base na Lei de Stokes (estabelecida em 1850), que relaciona o diâmetro das partículas com sua velocidade de sedimentação em meio fluido viscoso. A amostra foi inicialmente dispersa em solução química e agitada para garantir a individualização das partículas. O ensaio foi realizado em proveta graduada, com leituras feitas manualmente com auxílio de densímetro, nos tempos especificados pela norma. A temperatura da água foi monitorada durante todo o processo, para permitir a correção da viscosidade e da massa específica do fluido.

Finalizado o ensaio de sedimentação, o conteúdo da proveta foi lavado em peneira nº 200 (0,075 mm). Esse material foi seco em estufa, pesado e considerado no peneiramento fino, que contemplou as partículas entre 2,0 mm e 0,075 mm, integrando os resíduos obtidos após a sedimentação.

Os resultados combinados foram representados por meio de curva granulométrica, com os diâmetros das partículas dispostos em escala logarítmica no eixo das abscissas e as porcentagens acumuladas de material passante em escala aritmética no eixo das ordenadas. Essa representação gráfica permite avaliar a uniformidade da distribuição dos grãos e subsidia a classificação do solo quanto à sua composição granulométrica.

3.1.2.3. Limites de Atterberg

Segundo Caputo e Caputo (2022), em solos com certo teor de fração fina, a análise granulométrica isolada não é suficiente para caracterizá-los adequadamente, uma vez que suas propriedades plásticas dependem da umidade, da morfologia das partículas e da composição química e mineralógica do material.

Nesse contexto, os limites de Atterberg, também chamados de limites de consistência, são empregados para descrever as transições de comportamento dos solos finos em função do teor de umidade. Como afirmam Pinto (2006) e Massad (2016), esses limites são fundamentais para inferências sobre o comportamento geotécnico, uma vez que refletem características físicas como a forma das partículas, o diâmetro efetivo e o grau de uniformidade.

O Limite de Liquidez (LL) representa uma medida do espaçamento entre partículas em que as forças atrativas são reduzidas a um valor tal que a resistência ao cisalhamento atinge aproximadamente 2,5 kPa (25 g/cm²). Já o Limite de Plasticidade (LP) corresponde ao teor de umidade no qual a água livre passa a existir em quantidade superior à necessária para satisfazer a adsorção forte. Abaixo desse valor, o solo perde a plasticidade, deformando-se com fissuramento e redução de volume (Massad, 2016).

3.1.2.3.1. Limite de Liquidez

O ensaio foi conduzido conforme os procedimentos da ABNT NBR 6459:2016 (Solo – Determinação do limite de liquidez), utilizando o aparelho de Casagrande. A amostra foi previamente homogeneizada com adição controlada de água até atingir a consistência adequada. Porções do solo foram dispostas no aparelho e sulcadas com o dispositivo padrão. Registrou-se o número de golpes necessários para o fechamento do sulco, restringindo-se as leituras à faixa de 15 a 35 golpes por tentativa. Após cada ensaio, o teor de umidade foi determinado por secagem em estufa a $(105 \pm 5) ^\circ\text{C}$.

Os resultados foram representados graficamente, com o número de golpes (em escala logarítmica) no eixo das ordenadas e os respectivos teores de umidade (em escala aritmética) no eixo das abscissas. A interseção da curva ajustada com a linha de 25 golpes definiu o Limite de Liquidez (LL), expresso em porcentagem.

3.1.2.3.2. Limite de Plasticidade

O Limite de Plasticidade foi determinado conforme a ABNT NBR 7180:2016 (Solo – Determinação do limite de plasticidade). Após homogeneização da amostra, pequenas porções foram modeladas manualmente até formarem cilindros com aproximadamente 3 mm de diâmetro. Considerou-se atingido o limite quando os fios se fragmentavam ao atingir esse diâmetro. A umidade foi determinada por secagem em estufa. O resultado final foi expresso como média das determinações aceitas.

A partir dos valores obtidos de LL e LP, calculou-se o Índice de Plasticidade (IP), dado pela diferença entre os limites. Esse índice representa o intervalo de umidade em que o solo se apresenta em estado plástico.

A Carta de Plasticidade de Casagrande foi empregada para a classificação dos solos quanto ao tipo e ao grau de plasticidade, com base no cruzamento entre os valores de LL e IP. Essa representação gráfica permite distinguir entre siltes (M) e argilas (C), além de indicar o grau de plasticidade do material (baixa, média, alta ou muito alta).

A linha divisória entre siltes e argilas, conhecida como Linha A, é definida por: $0,73 (LL - 20)$. Na ocasião, solos com pontos abaixo da linha A são classificados como siltes (M), enquanto acima da referida linha são classificados como argilas (C). O grau

de plasticidade é interpretado a partir da posição na vertical (valores de IP). Essa análise gráfica é particularmente relevante na classificação geotécnica, fornecendo subsídios para a avaliação do comportamento de solos em diversas condições de aplicação.

3.1.2.4. Compactação

De acordo com Massad (2016), a compactação de um solo consiste na redução rápida do índice de vazios por meio da aplicação de esforços mecânicos, promovendo a expulsão do ar contido nos poros. De forma análoga, Caputo e Caputo (2022) definem a compactação como o processo manual ou mecânico destinado a reduzir o volume de vazios de um solo, aumentando, assim, sua densidade e resistência, com consequente melhora da estabilidade do material.

O ensaio foi realizado conforme os procedimentos descritos na ABNT NBR 7182:2025 (Solo – Ensaio de compactação), que estabelece o método para determinação da relação entre o teor de umidade e a massa específica seca do solo compactado. Foi adotado o método de energia modificada, correspondente a uma energia de compactação de 2.700 kJ/m^3 , com o enchimento do cilindro de moldagem em cinco camadas sucessivas, cada uma compactada com 27 golpes, utilizando soquete com massa de 4,536 kg e altura de queda de 457 mm, conforme especificado na norma.

Após a execução do ensaio com diferentes teores de umidade, foi possível traçar a curva de compactação, com os teores de umidade (w) dispostos no eixo das abscissas e as respectivas massas específicas aparentes secas (ρ_d) no eixo das ordenadas. O ponto de maior massa específica aparente seca ($\rho_{d,\text{máx}}$) determina a umidade ótima de compactação (w_{ot}), parâmetros fundamentais para a caracterização e o controle do desempenho do solo compactado.

Esses valores foram utilizados como base para a moldagem dos corpos de prova empregados em ensaios subsequentes, voltados à análise do comportamento mecânico do solo em condições otimizadas de compactação.

3.2. Geogrelhas 3D

Para a realização deste estudo, foram desenvolvidas geogrelhas por meio de manufatura aditiva, utilizando o processo de Fabricação por Filamento Fundido (FFF). Os filamentos empregados foram de acrilonitrila-butadieno-estireno (ABS), produzidos pela empresa VOOLT3D.

As geogrelhas apresentaram configuração triaxial, com ângulos congruentes, e foram confeccionadas em dois tamanhos distintos de aresta: 20 mm e 10 mm, denominadas GT1 e GT2, respectivamente. A espessura vertical e horizontal das peças era equivalente a 1,5 mm. As dimensões limítrofes foram estabelecidas conforme a geometria do corpo de prova do ensaio executado. A Figura 3.2.1 apresenta a forma básica das duas geogrelhas (GT1 e GT2), confeccionadas para o presente estudo.

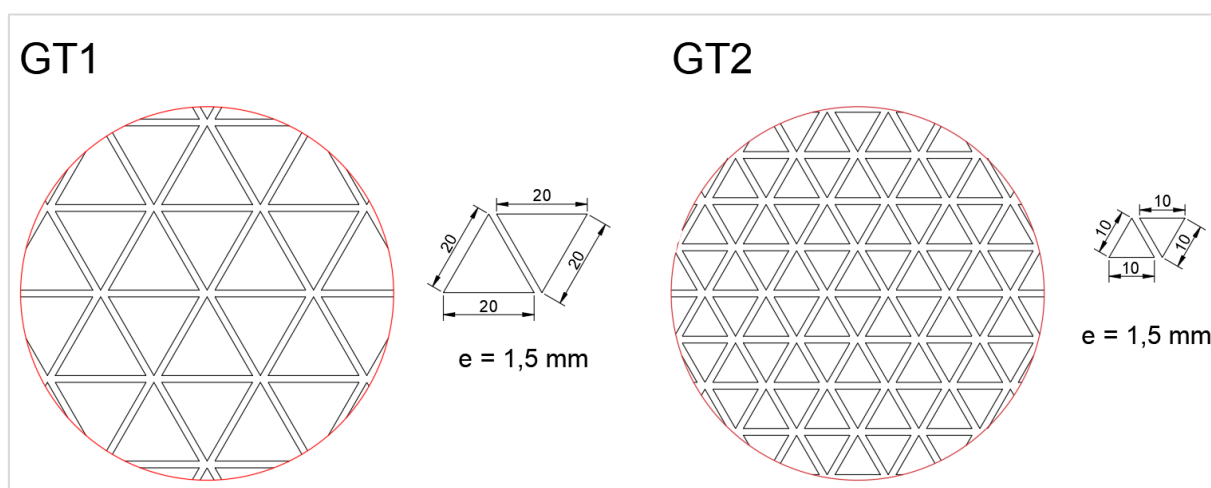


Figura 3.2.1 – Geogrelhas GT1 (20 mm) e GT2 (10 mm)

Fonte: Elaboração do autor (2025)

O processo de modelagem foi conduzido por meio do *software* Fusion (Autodesk), destinado à elaboração dos desenhos tridimensionais das peças. Os arquivos digitais foram posteriormente processados no *software* Orca Slice (SoftFever), responsável pelo fatiamento e pela geração do código G-code a ser utilizado na execução da impressão. As Figuras 3.2.2 e 3.2.3 ilustram, respectivamente, o processo de modelagem e de fatiamento desenvolvidos por meio dos softwares Fusion e Orca Slicer.

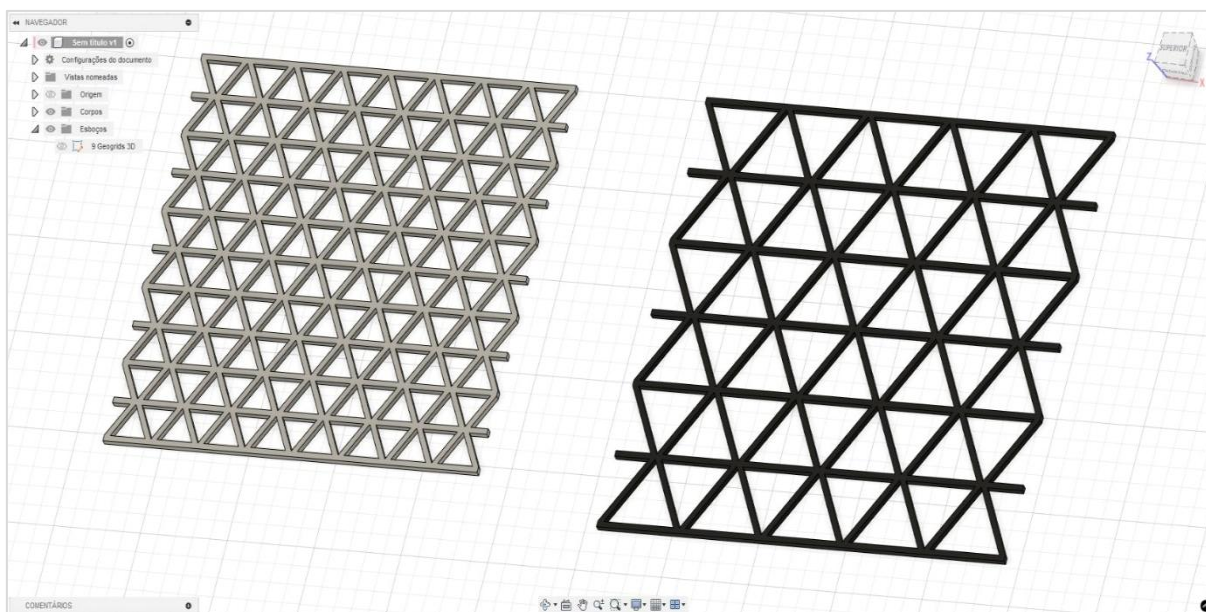


Figura 3.2.2 – Interface gráfica do software Fusion
Fonte: Elaboração do autor (2025)

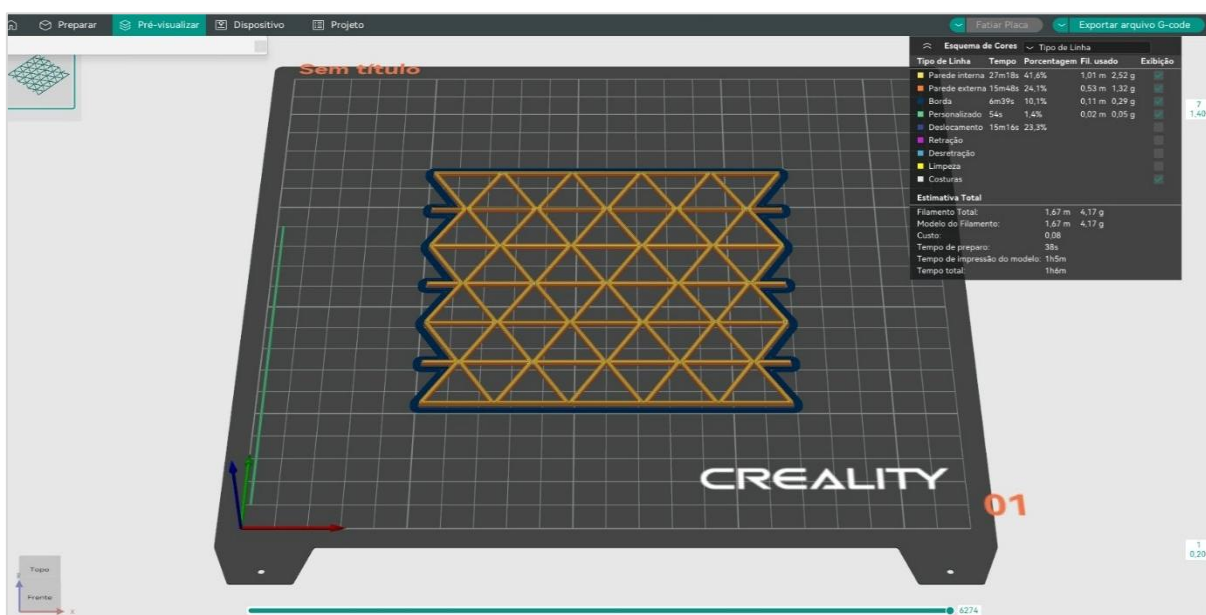


Figura 3.2.3 – Interface gráfica do software Orca Slice
Fonte: Elaboração do autor (2025)

A impressão foi realizada na impressora Ender-3 S1 Pro, fabricada pela empresa Creality, disponibilizada pelo Laboratório de Impressão 3D, situado no bloco do Grupo de Pesquisa em Geotecnia da Universidade Federal do Amazonas (GEOTEC/UFAM). A Tabela 3.2.1 reúne os parâmetros de impressão adotados e a Figura 3.2.4 apresenta a impressora durante o processo de fabricação de geogrelha 3D.

Tabela 3.2.1 – Parâmetros de impressão para a fabricação das geogrelhas 3D

Parâmetro	Definição
Altura da camada	0,2 mm
Velocidade de impressão	35 mm/s
Densidade de preenchimento	100%
Tipo de preenchimento	Linha
Temperatura de impressão	230 °C
Temperatura da base de impressão	110 °C
Quantidade de perímetros	3 un
Quantidade de camadas de topo	3 un
Quantidade de camadas de base	3 un

Fonte: Elaboração do autor (2025).

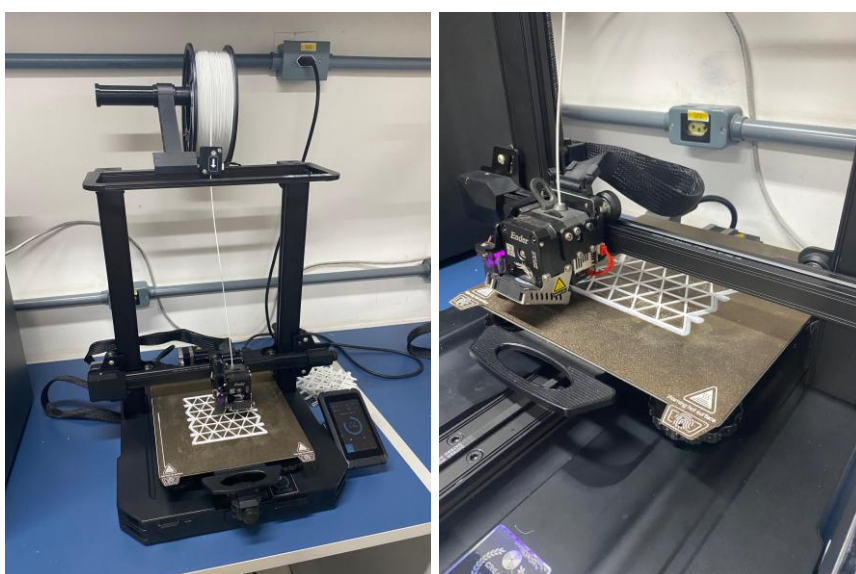


Figura 3.2.4 – Processo de fabricação via manufatura aditiva

Fonte: Acervo do autor (2025)

A escolha pela utilização de geogrelhas com malhas triangulares decorre da escassez de pesquisas e do caráter disruptivo desse formato geométrico para aplicação em obras geotécnicas. Segundo Palmeira (2018), a disponibilidade de geogrelhas multiaxiais com geometrias triangulares é relativamente recente, o que abre possibilidades para investigações experimentais e numéricas inéditas. Tal consideração é corroborada por Das e Sobhan (2019), que destacam que a configuração triaxial proporciona um alto grau de orientação molecular ao longo das arestas, orientadas em três direções substancialmente equilaterais.

No que se refere ao material, optou-se pelo uso do ABS em detrimento de outros termoplásticos, como o PLA, em razão de suas propriedades mais adequadas para aplicações que exigem alta durabilidade e estabilidade mecânica ao longo do

tempo. Por não ser biodegradável, o ABS mostra-se especialmente indicado para contextos geotécnicos, como o reforço de camadas de pavimentos, nos quais a permanência e o desempenho estrutural do material são essenciais. O PLA, por sua vez, é um polímero biodegradável em condições ambientais específicas, o que limita sua utilização em cenários que demandam resistência prolongada, conforme destacado por Song *et al.* (2009). Além disso, a escassez de estudos sobre a interação entre solos finos e geogrelhas produzidas com ABS reforça a originalidade e a relevância da proposta aqui desenvolvida.

3.3. Ensaios de comportamento mecânico

No intento de obter parâmetros relacionados ao comportamento mecânico do solo de referência (SR) e das duas composições solo-geogrelha 3D (GT1 e GT2), foram realizados os ensaios de Cisalhamento Direto, Compressão Diametral, Compressão Simples e Módulo de Resiliência. A Tabela 3.3.1 apresenta os mencionados ensaios, os respectivos aparelhos e locais de execução.

Tabela 3.3.1 – Descrição dos ensaios de comportamento mecânico

Ensaio	Aparelho	Local
Cisalhamento Direto	Equipamento Adaptado (ABNT NBR ISO 12957-1:2022)	IFAM ¹
Compressão Diametral Compressão Simples Módulo de Resiliência	<i>Universal Testing Machine</i> (UTM-100)	UFAM ²

¹ Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Amazonas – Laboratório de Solos

² Universidade Federal do Amazonas – Laboratório de Comportamento Mecânico (GEOTEC)

Fonte: Elaboração do autor (2025).

A quantidade de amostras dos grupos variou conforme os ensaios. A Tabela 3.3.2 apresenta a quantidade de amostras executadas para os grupos SR, GT1 e GT2 nos ensaios de Cisalhamento Direto, Compressão Diametral, Compressão Simples e Módulo de Resiliência.

Tabela 3.3.2 – Quantidade de amostras de SR, GT1 e GT2 por ensaio

Ensaio	SR	GT1	GT2
Cisalhamento Direto	7	7	7
Compressão Diametral	5	5	5
Compressão Simples	5	5	8
Módulo de Resiliência	6	6	6

Fonte: Elaboração do autor (2025).

As dimensões dos corpos de prova variaram conforme as condições dos aparelhos, sendo a energia aplicada equivalente à modificada. A Tabela 3.3.3 apresenta as dimensões dos corpos de prova de cada ensaio.

Tabela 3.3.3 – Dimensões dos corpos de prova por tipo de ensaio

Ensaio	Dimensões	
	Comprimento	10,0 cm
Cisalhamento Direto	Largura	9,9 cm
	Altura	2,1 cm (SR)
		2,5 (GT1 e GT2)
Compressão Diametral	Diâmetro	10,0 cm
	Altura	4,0 cm
Compressão Simples	Diâmetro	10,0 cm
Módulo de Resiliência	Altura	20,0 cm

Fonte: Elaboração do autor (2025).

Em relação às geogrelhas 3D, a Tabela 3.3.4 reúne as informações relacionadas à massa, volume, densidade e quantidade de peças utilizadas por ensaio.

Tabela 3.3.4 – Especificações das geogrelhas 3D utilizadas nos ensaios

Geogrelha	Ensaio	Massa (g)	Volume (cm ³)	Densidade (g/cm ³)	Quantidade
GT1	Cisalhamento Direto	2,58	3,07	0,84	1
	Compressão Diametral	1,71	1,30	1,32	1
	Compressão Simples	1,22	2,01	0,61	2
	Módulo de Resiliência				
GT2	Cisalhamento Direto	5,02	4,96	1,01	1
	Compressão Diametral	2,60	2,15	1,21	1
	Compressão Simples	2,15	2,28	0,94	2
	Módulo de Resiliência				

Fonte: Elaboração do autor (2025).

As informações descritas nas tabelas acima subsidiam o delineamento experimental e a padronização dos corpos de prova utilizados nos diferentes ensaios. A Figura 3.3.1 apresenta as características básicas dos corpos de prova e a posição das geogrelhas 3D para os ensaios de (a) Cisalhamento Direto, (b) Compressão Diametral, (c) Compressão Simples e Módulo de Resiliência.

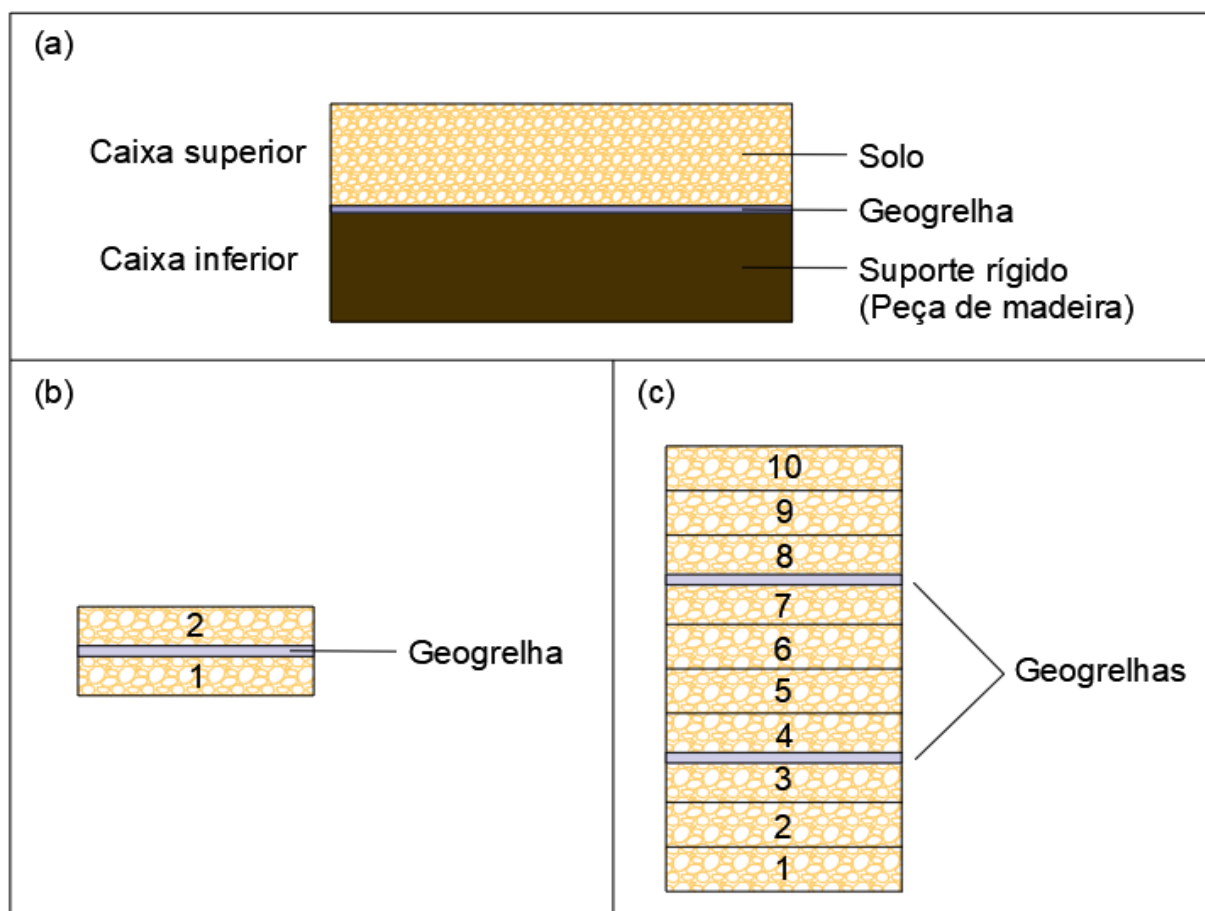


Figura 3.3.1 – Modelos dos corpos de prova com as geogrelhas 3D. (a) Ensaio de cisalhamento direto; (b) Ensaio de compressão diametral; (c) Ensaio de Compressão Simples e Módulo de Resiliência

Fonte: Elaboração do autor (2025)

3.3.1. Ensaio de Cisalhamento Direto

A resistência ao cisalhamento do solo é usualmente determinada em laboratório por meio dos ensaios de compressão triaxial, compressão simples e cisalhamento direto (Pinto, 2006; Caputo; Caputo, 2022). Considerado o mais antigo entre eles, o ensaio de cisalhamento direto fundamenta-se no critério de Coulomb, segundo o qual é aplicada uma tensão normal constante sobre um plano de cisalhamento previamente definido, medindo-se a tensão cisalhante necessária para induzir a ruptura ao longo desse plano.

O experimento foi realizado com base nos princípios da ABNT NBR ISO 12957-1:2022 (Geossintéticos – Determinação das características de atrito – Parte 1: Ensaio de cisalhamento direto), com as devidas adaptações em caráter acadêmico, tendo em vista que as dimensões da caixa de cisalhamento empregada foram inferiores às

recomendadas pela norma. Apesar dessa limitação dimensional, o ensaio foi conduzido respeitando os demais critérios normativos, com o intuito de analisar, de forma comparativa, o comportamento da interface solo/geogrelha, o que é plenamente justificável em pesquisas de natureza científica e exploratória.

A velocidade de deslocamento relativa entre as metades da caixa foi de 1 mm/min. As tensões normais aplicadas sobre os corpos de prova foram de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa, permitindo a obtenção de diferentes pontos na curva de ruptura e, conseqüentemente, o traçado da envoltória de resistência.

Além da tensão cisalhante máxima τ_{max} obtida em cada condição, foi calculada também a razão de atrito, conforme definida na Equação 3.3.1.1.

$$f_g(\sigma) = \frac{\tau_{max}(\sigma)}{\tau_{max,s}(\sigma)} \quad (3.3.1.1)$$

Em que:

$f_g(\sigma)$ – Razão de atrito;

$\tau_{max}(\sigma)$ – tensão cisalhante máxima sob a tensão normal σ em um ensaio de cisalhamento direto solo/geossintético;

$\tau_{max,s}(\sigma)$ – tensão cisalhante máxima sob a tensão normal σ em um ensaio de cisalhamento direto apenas com solo.

Esse parâmetro foi utilizado para avaliar o efeito do reforço pela geogrelha sobre a resistência ao cisalhamento da interface, sendo particularmente útil para identificar ganhos estruturais decorrentes da inserção do geossintético.

3.3.2. Ensaio de Compressão Diametral

O ensaio de compressão diametral, internacionalmente conhecido como *Brazilian Test*, foi desenvolvido originalmente pelo engenheiro brasileiro Fernando Luiz Lobo Carneiro em 1943 (Medina; Motta, 2015), professor da Universidade Federal do Rio de Janeiro e fundador da COPPE/UFRJ. Este ensaio consiste na aplicação de uma carga compressiva ao longo do diâmetro de corpos de prova cilíndricos, induzindo uma tensão de tração perpendicular à direção da carga, até a ruptura do material. Embora amplamente utilizado para materiais como concretos,

argamassas, misturas asfálticas, rochas e solos estabilizados, sua aplicação direta em solos não estabilizados carece de normatização específica.

No presente estudo, o ensaio foi adaptado para avaliar a resistência à tração indireta de corpos de prova cilíndricos dos grupos SR, GT1 e GT2. A carga foi aplicada de forma monotônica, com velocidade de deslocamento controlada de 1 mm/min, conforme praticado em ensaios de compressão simples para solo-cimento, como estabelecido pela NBR 12025 (ABNT, 2012). Essa velocidade foi adotada devido à ausência de uma norma brasileira específica para o ensaio de compressão diametral em solos não estabilizados.

A resistência à tração indireta (σ_T) foi calculada com base na carga de ruptura e nas dimensões dos corpos de prova, utilizando a Equação 3.3.2.1:

$$\sigma_T = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot d \cdot h} \quad (3.3.2.1)$$

Em que:

σ_T – Resistência à tração indireta (MPa);

F – Carga de ruptura (N);

d – Diâmetro do corpo de prova (mm);

h – Altura do corpo de prova (mm).

A aplicação deste ensaio em solos, embora não normatizada, é reconhecida na literatura técnica como uma abordagem válida para estimar a resistência à tração indireta, especialmente em estudos comparativos e de pesquisa. A adaptação do método para o presente estudo visa contribuir para a compreensão do comportamento mecânico de solos reforçados com geogrelhas 3D, ampliando o conhecimento sobre a interação solo-geossintético sob solicitações de tração indireta.

3.3.3. Ensaio de Compressão Simples

De acordo com Caputo e Caputo (2022), o ensaio de resistência à compressão simples corresponde a um caso particular do ensaio triaxial, em que a tensão confinante lateral (σ_3) é nula, sendo aplicada apenas uma carga axial crescente até a ruptura do corpo de prova.

Neste estudo, o ensaio foi conduzido com base na ABNT NBR 12770:2022 (Solo – Determinação da resistência à compressão não confinada de solo coesivo), a qual prevê sua aplicação tanto para amostras indeformadas quanto para corpos de prova compactados ou remoldados, como é o caso do presente trabalho. Os corpos de prova utilizados foram moldados em moldes com diâmetro médio de 10 cm, resultando em uma relação altura/diâmetro entre 2,0 e 2,5, conforme exigido pela norma.

A velocidade de deformação axial foi mantida dentro do intervalo recomendado de 0,5% a 2% da altura por minuto (H/min), sendo fixada em 1 mm/min, valor que proporcionou tempo de ruptura inferior a 15 minutos. Durante o carregamento, os dados de carga, deslocamento e tempo foram registrados em intervalos regulares, permitindo a construção das curvas tensão-deformação axial específica, fundamentais para a caracterização do comportamento mecânico do solo.

A resistência à compressão simples (ou não confinada) foi determinada pela Equação 3.3.3.1:

$$\sigma_{CS} = \frac{P}{A} \quad (3.3.3.1)$$

Em que:

σ_{CS} – Resistência à compressão simples (kPa);

P – Carga máxima aplicada na ruptura (kN);

A – área da seção transversal corrigida do corpo de prova (m²), considerando a deformação axial.

Foram expressos graficamente as tensões axiais nas ordenadas e as respectivas deformações axiais específicas nas abscissas, permitindo visualizar o modo de ruptura dos materiais. Tal procedimento é essencial para comparar o desempenho mecânico dos corpos de prova com e sem reforço de geogrelhas 3D (GT1 e GT2), compactados nas mesmas condições da amostra de referência (SR).

3.3.4. Ensaio de Módulo de Resiliência

A determinação do Módulo de Resiliência (MR) foi realizada por meio de ensaios triaxiais dinâmicos de carga repetida, conforme os procedimentos da norma AASHTO T 307-99. Esse parâmetro representa a capacidade do solo de recuperar

elasticamente parte da deformação sofrida sob ações cíclicas, sendo essencial na modelagem da resposta estrutural de pavimentos flexíveis.

Inicialmente, os corpos de prova foram submetidos a uma etapa de condicionamento, com aplicação de 1000 ciclos de carregamento sob tensão confinante de 103,4 kPa e tensão axial cíclica (S_{cyclic}) de 93,1 kPa, conforme a sequência 0 da norma. Essa etapa visa estabilizar o comportamento do material e minimizar os efeitos de acomodação inicial. Em seguida, foram aplicadas 15 combinações distintas de tensões (σ_3 e S_{cyclic}), específicas para camadas de base e sub-base não tratadas, com 100 ciclos por etapa.

Os resultados obtidos e apresentados pelo próprio programa de execução do ensaio foram originados a partir das Equações 3.3.4.1 e 3.3.4.2.

$$\varepsilon_r = \frac{e_r}{L} \quad (3.3.4.1)$$

$$MR = \frac{S_{cyclic}}{\varepsilon_r} \quad (3.3.4.2)$$

Em que:

e_r – Deformação axial recuperável absoluta (mm);

L – Comprimento inicial do corpo de prova (mm);

ε_r – Deformação axial recuperável relativa (adimensional);

S_{cyclic} – Tensão axial cíclica (kPa);

MR – Módulo de Resiliência (kPa);

Para a análise dos dados experimentais, os resultados foram ajustados a dois modelos constitutivos amplamente utilizados na literatura técnica: Modelo Composto (Equação 3.3.4.3) e Modelo Universal (Equação 3.3.4.4).

$$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (3.3.4.3)$$

$$MR = k_1 \cdot p_{atm} \cdot \left(\frac{\theta}{p_{atm}} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{p_{atm}} + 1 \right)^{k_3} \quad (3.3.4.4)$$

Em que:

σ_3 – Tensão confinante;

σ_d – Tensão desvio;

p_{atm} – Pressão atmosférica;

θ – Tensão volumétrica;

τ_{oct} – Tensão octaédrica de cisalhamento;

k_1, k_2 e k_3 – Coeficientes empíricos de regressão;

MR – Módulo de Resiliência.

O Modelo Composto é amplamente aplicado no Brasil, com aceitação consolidada no método de dimensionamento MeDiNa, que permite tanto a inserção do MR médio quanto o uso direto dos coeficientes ajustados (Ribeiro, 2016). Sua adoção se justifica pela facilidade de implementação e pela boa representação do comportamento não linear dos solos sob condições típicas de carregamento de tráfego.

Por sua vez, o Modelo Universal é majoritariamente discutido no âmbito internacional. Nesse modelo, k_2 representa a influência da tensão volumétrica e k_3 , da tensão octaédrica de cisalhamento. Sua aplicação em estudos acadêmicos é bastante relevante, pois permite a avaliação mais abrangente dos mecanismos físicos envolvidos na resposta resiliente dos solos (Kim, 2004; Sousa, 2021). Na presente pesquisa, a aplicação do Modelo Universal teve por objetivo complementar a análise do comportamento não linear, ampliando a compreensão da influência das variáveis de estado de tensões no desempenho dos materiais estudados.

Em ambos os modelos, foram avaliados os coeficientes k_1, k_2 e k_3 , bem como a qualidade dos ajustes obtidos por meio do coeficiente de determinação R^2 . Valores de R^2 superiores a 0,80 foram considerados indicativos de ajuste satisfatório, conforme critérios adotados na literatura nacional (Viana, 2007; Macêdo, 2004; Ribeiro, 2016).

Ressalta-se que a correta determinação e representação do MR são fundamentais para assegurar o desempenho estrutural dos pavimentos e subsidiar dimensionamentos mais realistas e duráveis. Nesse caso, atenta-se para os diversos fatores que podem influenciar os valores obtidos no Módulo de Resiliência.

- Tipo de solo e presença de ligantes (Viana, 2007; Norback, 2018);
- Teor de umidade e grau de saturação (Cunto, 1998);
- Energia de compactação e estrutura interna do material (Sant'anna, 2002);
- Tipo de estabilização, como uso de cimento, cal ou ligantes asfálticos (Macêdo, 2004).

3.4. Metodologia de Análise

Para a análise dos dados obtidos nos ensaios de comportamento mecânico, foram empregadas abordagens estatísticas descritivas e inferenciais, com base em procedimentos amplamente consolidados na literatura especializada (Montgomery, 2013; Devore, 2006; Montgomery; Runger, 2021).

Inicialmente, foram calculadas medidas descritivas, como média, amplitude, desvio padrão e coeficiente de variação, com o objetivo de sintetizar as principais características dos conjuntos de dados.

Por sua vez, a análise inferencial foi conduzida em etapas, respeitando os pressupostos exigidos para a aplicação de testes paramétricos. A verificação da normalidade da distribuição dos dados foi realizada por meio do teste de Shapiro-Wilk, reconhecido por seu elevado poder estatístico, especialmente em amostras pequenas (Torman *et al.*, 2012; Miot, 2017). Segundo Torman *et al.* (2012), esse teste apresenta desempenho superior a outros testes de aderência, como Kolmogorov-Smirnov e qui-quadrado, especialmente em amostras de menor tamanho, sendo, portanto, o mais indicado para a validação da normalidade em estudos experimentais.

A seguir, a homogeneidade de variâncias entre os grupos foi avaliada pelo teste de Levene, cuja aplicação é recomendada mesmo quando a distribuição dos dados apresenta desvios da normalidade, em razão de sua robustez frente a heterocedasticidades (Almeida *et al.*, 2008).

Confirmadas as premissas de normalidade e homogeneidade das variâncias, procedeu-se à análise de variância (ANOVA), técnica que permite verificar a existência de diferenças estatisticamente significativas entre três ou mais grupos (Montgomery, 2013; Devore, 2006). Em casos de rejeição da hipótese nula, foi aplicado o teste de comparações múltiplas de Tukey (Tukey HSD), escolhido por apresentar maior

controle sobre o erro tipo I e melhor concordância com o teste F em experimentos com múltiplas médias (Sousa *et al.*, 2012).

A utilização desses procedimentos estatísticos visou garantir rigor analítico e fundamentação sólida à interpretação dos resultados, em conformidade com as recomendações metodológicas da literatura científica e estatística aplicada.

CAPÍTULO 4

4. Resultados e discussão

Este capítulo apresenta os resultados da caracterização do solo, realizada por meio dos ensaios laboratoriais de massa específica dos grãos, análise granulométrica, limites de Atterberg e compactação. Em seguida, são demonstrados os resultados dos ensaios mecânicos de Cisalhamento Direto, Compressão Diametral, Compressão Simples e Módulo de Resiliência, conduzidos em amostras com e sem a inclusão das geogrelhas 3D. A interpretação dos dados foi realizada com base em análises estatísticas descritivas e inferenciais, de forma a evidenciar o impacto do reforço no desempenho do solo, e a discussão ocorreu à luz da literatura técnica, buscando estabelecer relações entre os achados experimentais e o conhecimento já consolidado na área.

4.1. Ensaios de caracterização do solo

4.1.1. Massa específica dos grãos

A determinação da massa específica dos grãos foi realizada de acordo com os procedimentos descritos na ABNT NBR 17212:2025, uma vez que todos os materiais analisados se apresentaram passantes na peneira de abertura de 2,0 mm. O ensaio foi conduzido em ambiente laboratorial, sob temperatura controlada, com o uso de equipamentos adequados, como balança de precisão, estufa, termômetro e água destilada, conforme exigido para a obtenção de resultados confiáveis. A Tabela 4.1.1.1 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 4.1.1.1 – Valores obtidos na determinação da massa específica dos grãos

Dados	Unidade	Amostra 1	Amostra 2	Amostra 3
M_s	g	50,0	50,0	50,0
M_2	g	654,19	654,26	654,29
Temperatura M_2 (T)	°C	26,5	26,0	26,0
ρ_w (T)	g/cm ³	0,9967	0,9968	0,9968
M_1	g	623,13	623,22	623,22
ρ_s	g/cm ³	2,631	2,629	2,633
Média (ρ_s)	g/cm³	2,631		

Fonte: Elaboração do autor (2025).

Observa-se uma boa repetibilidade entre as amostras, com variações mínimas entre os valores individuais. A média aritmética dos resultados foi de 2,631 g/cm³, valor

considerado compatível com solos de origem predominantemente mineral e utilizado nas etapas subsequentes da análise do comportamento mecânico do material.

Segundo Das e Sobhan (2019), para solos argilosos e siltosos, o valor da densidade relativa dos grãos – definida como a razão entre a massa específica dos grãos e a massa específica da água – pode variar de 2,6 a 2,9. De maneira análoga, Ortigão (2007) afirma que esse valor costuma situar-se na faixa de $2,7 \pm 0,1$, correspondendo à densidade dos minerais constituintes dos grãos. Esse intervalo corrobora o valor obtido para o solo estudado, cuja massa específica dos grãos foi de $2,631 \text{ g/cm}^3$, compatível com a faixa típica observada para materiais finos inorgânicos, como siltes e argilas.

4.1.2. Análise granulométrica

Em prévia análise visual e tátil, percebeu-se a presença significativa de grãos finos no solo de estudo. Desta forma, foi realizada o ensaio de granulometria por peneiramento e sedimentação, a fim de constatar a distribuição das partículas. A Figura 4.1.2.1 ilustra a curva granulométrica obtida.

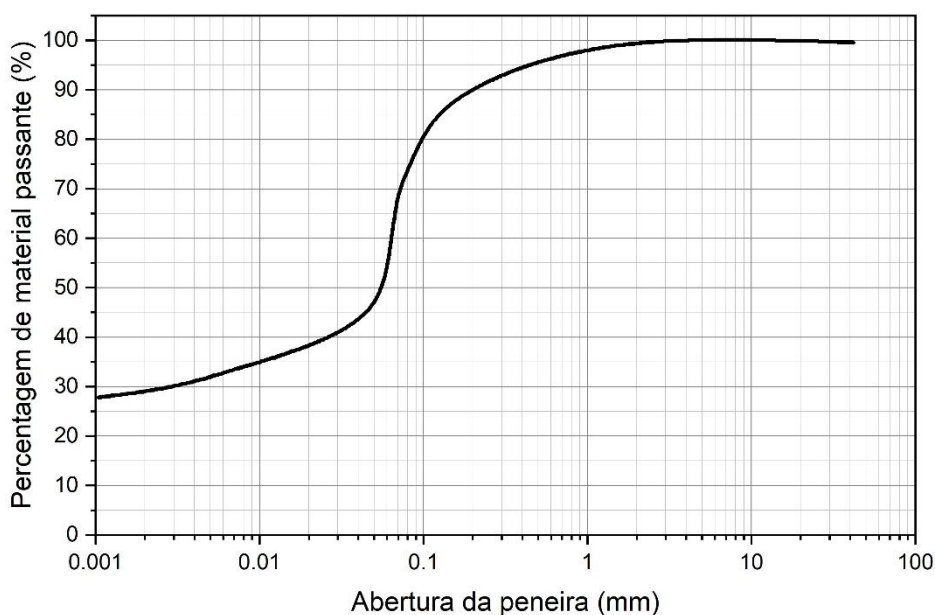


Figura 4.1.2.1 – Curva granulométrica do solo
Fonte: Elaboração do autor (2025)

Os resultados obtidos indicaram que cerca de 86% do material estudado é passante na peneira de abertura de 0,075 mm, sendo predominantemente siltoso quanto à textura, com presença significativa de argila. Tal consideração é fundamental para a classificação final do solo por meio dos principais instrumentos normativos no âmbito da pavimentação, que consideram também os Índices de Atterberg, conforme explorado a seguir.

4.1.3. Limites de Atterberg

Nesta subseção, são apresentados os resultados dos ensaios de Limite de Liquidez (LL), Limite de Plasticidade (LP) e, conseqüentemente, do Índice de Plasticidade (IP), realizados conforme a metodologia da NBR 6459 (ABNT, 2016) e NBR 7180 (ABNT, 2016). Esses parâmetros são fundamentais para avaliar o comportamento plástico do solo em diferentes teores de umidade e auxiliam na sua classificação geotécnica.

4.1.3.1. Limite de Liquidez

O Limite de Liquidez corresponde ao teor de umidade no qual o solo passa do estado plástico para o estado líquido. A Tabela 4.1.3.1.1 apresenta o valor do coeficiente de ajuste (R^2) para cada um dos pontos da ensaio, a umidade correspondente a 25 golpes (LL) e os parâmetros estatísticos de média, desvio padrão e coeficiente de variação. No Apêndice A, a Tabela A.1 apresenta o número de golpes e umidade correspondente para cada um dos ensaios, e as Figuras A.1 a A.6 ilustram os gráficos correspondentes a cada ensaio.

Tabela 4.1.3.1.1 – Resultados dos ensaios de Limite de Liquidez

Ensaio	R^2	LL (25 golpes)
1	0,97	80%
2	0,96	76%
3	0,99	80%
4	0,84	83%
5	0,92	82%
6	0,90	78%
Média		80%
Desvio Padrão		2,6%
Coeficiente de Variação		3,2%

Fonte: Elaboração do autor (2025).

Os resultados obtidos para o Limite de Liquidez (LL) indicam valores elevados, variando entre 76% e 83%, com média de 80%. A boa qualidade estatística dos

ensaios, evidenciados pelos valores altos de R^2 e baixos de desvio padrão e coeficiente de variação, reforça a confiabilidade dos dados.

4.1.3.2. Limite de Plasticidade

O Limite de Plasticidade (LP) é definido como o menor teor de umidade no qual o solo ainda apresenta comportamento plástico, marcando a transição para o estado semissólido, conforme estabelecido pela NBR 7180 (ABNT, 2016). Para cada ensaio, foram realizadas três determinações individuais, a partir das quais se obteve a média correspondente. A Tabela 4.1.3.2.1 apresenta os valores obtidos para cada amostra, as médias por ensaio e os parâmetros estatísticos globais.

Tabela 4.1.3.2.1 – Resultados do ensaio de Limite de Plasticidade

Ensaio	Amostra 1	Amostra 2	Amostra 3	Média
1	46%	51%	52%	50%
2	52%	47%	51%	50%
3	46%	51%	54%	50%
4	49%	54%	50%	51%
5	50%	52%	49%	50%
6	48%	51%	47%	49%
			Média Global	50%
			Desvio Padrão	0,63%
			Coeficiente de Variação	1,26%

Fonte: Elaboração do autor (2025).

Os valores médios de Limite de Plasticidade englobaram variação estreita entre 49% e 51% e média global de 50%. A homogeneidade dos resultados, com coeficiente de variação de apenas 1,26%, demonstra consistência laboratorial e fortalece a interpretação de que o material apresenta persistência da plasticidade em faixas críticas de umidade, fato relevante para sua resposta em campo, principalmente sob condições de variação hídrica.

4.1.3.3. Índice de Plasticidade

O Índice de Plasticidade (IP) é definido como a diferença entre o Limite de Liquidez (LL) e o Limite de Plasticidade (LP), representando a faixa de umidade em que o solo se comporta de forma plástica. Esse parâmetro é amplamente utilizado na classificação de solos finos, fornecendo subsídios importantes para a compreensão de seu comportamento mecânico. O IP é utilizado na Carta de Plasticidade de

Casagrande, proposta originalmente em 1948, que permite distinguir entre siltes e argilas, bem como identificar o grau de plasticidade do solo.

Com base nos valores médios de Limite de Liquidez ($LL = 80\%$) e Limite de Plasticidade ($LP = 50\%$), obteve-se um Índice de Plasticidade (IP) de 30% . A Figura 4.1.3.3.1 apresenta a Carta de Plasticidade Casagrande, pontuando o solo estudado.

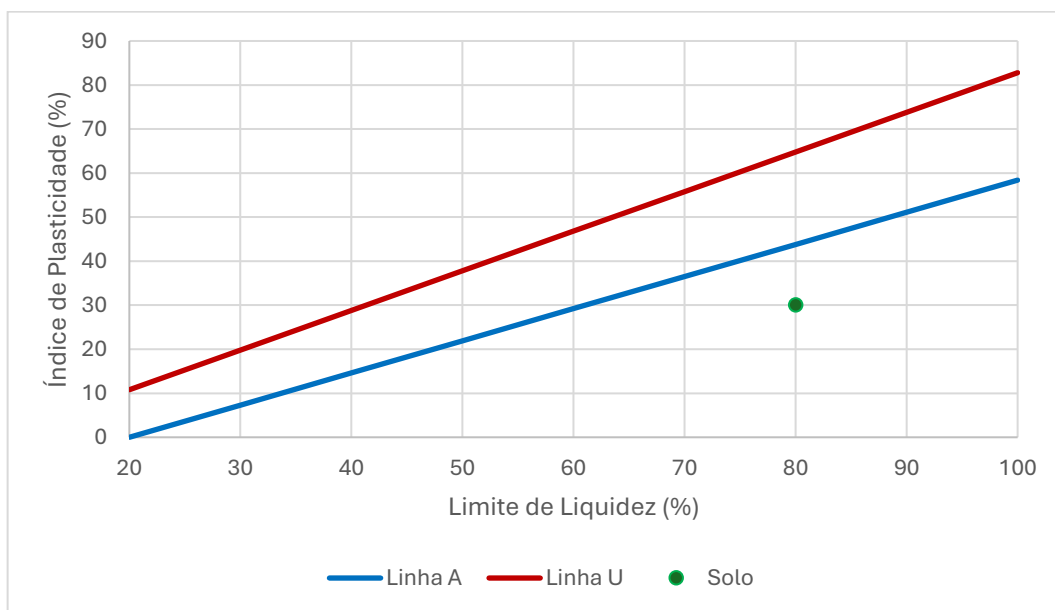


Figura 4.1.3.3.1 – Ponto representativo do solo na Carta de Casagrande
Fonte: Elaboração do autor (2025)

O Índice de Plasticidade de 30% revela um solo altamente plástico, conforme os critérios de Casagrande (1948) e reafirmado por autores como Mitchell e Soga (2005) e Das e Sobhan (2019). Materiais com IP superior a 20% tendem a apresentar alta compressibilidade, sensibilidade à umidade e baixa resistência não drenada. A alta plasticidade, associada a um Limite de Liquidez superior a 70% , indica a presença significativa de frações muito finas, o que demanda precauções em obras sujeitas à variação de umidade e esforços repetidos.

A posição do ponto representativo do solo ($LL = 80\%$; $IP = 30\%$) abaixo da Linha A, na Carta de Casagrande, indica uma textura predominantemente siltosa e de alta plasticidade. De acordo com os critérios do Sistema Unificado de Classificação dos Solos (USCS), o material é classificado como MH (silte de alta plasticidade), grupo que abrange solos com elevado teor de frações finas e comportamento plástico acentuado (ASTM, 2025).

Pela metodologia da AASHTO M 145, que considera o Limite de Liquidez, o Índice de Plasticidade e a porcentagem passante na peneira nº 200, o solo estudado, com mais de 35% de finos, LL elevado e IP significativo, enquadra-se no grupo A-7-5. Esse grupo inclui solos finos, predominantemente siltosos, com alta plasticidade e desempenho insatisfatório como material de subleito ou camada estrutural sem alguma técnica de reforço ou estabilização.

Diante das classificações obtidas pelos sistemas USCS e AASHTO, observa-se que o solo apresenta baixa capacidade de suporte, elevada compressibilidade e alta sensibilidade à variação de umidade, o que impõe restrições ao seu uso direto em obras de pavimentação. Para garantir desempenho adequado, torna-se necessária a adoção de soluções de reforço ou estabilização, especialmente em regiões sujeitas a condições hídricas variáveis e tráfego repetido.

Como alternativa viável, tem-se o uso de geossintéticos, especialmente geogrelhas, objeto do presente estudo, que podem ser empregadas para reforçar camadas, promovendo redistribuição de tensões, contenção de deformações e aumento da durabilidade do pavimento. Estudos como os de Palmeira (2018) e Koerner (2005) destacam que o uso de geogrelhas em solos de baixa qualidade pode reduzir a espessura das camadas, melhorar a resistência à tração da interface solo-reforço e aumentar a vida útil da estrutura, tornando-se uma solução tecnicamente eficaz e economicamente vantajosa, sobretudo em regiões com alta ocorrência de solos finos e plásticos, como é o caso aqui analisado.

4.1.4. Compactação

A curva de compactação foi obtida com base nos ensaios realizados conforme a metodologia da ABNT NBR 7182:2016, sob aplicação de energia modificada. Os corpos de prova foram moldados com diferentes teores de umidade, a fim de estabelecer a relação entre a massa específica aparente seca (ρ_d) e o teor de umidade (w), com vistas à determinação da massa específica aparente seca máxima ($\rho_{d,máx}$) e da umidade ótima (w_{ot}). A Figura 4.1.4.1 ilustra a curva obtida para o solo estudado.

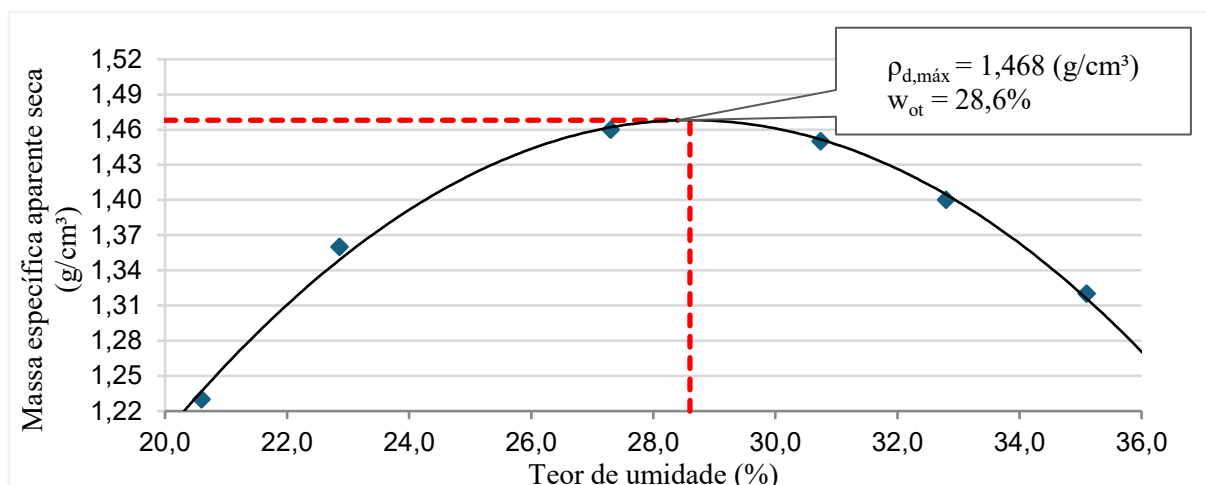


Figura 4.1.4.1 – Curva de compactação do solo de referência
Fonte: Elaboração do autor (2025)

A massa específica aparente seca máxima obtida foi de $1,468 \text{ g/cm}^3$, associada a uma umidade ótima de 28,6%. Esses valores caracterizam o ponto de compactação mais eficiente, no qual o solo atinge densidade máxima com menor teor de umidade possível dentro das condições de energia aplicadas. A forma parabólica da curva, típica de ensaios de compactação, e a distribuição coerente dos pontos experimentais reforçam a confiabilidade do resultado.

A definição da umidade ótima é de particular relevância no caso do solo utilizado neste estudo, classificado como solo fino de alta plasticidade. Devido às pequenas dimensões das partículas e elevada superfície específica, esse tipo de material apresenta alta capacidade de retenção de água, o que favorece a ocorrência de umidades ótimas elevadas.

De acordo com Lambe e Whitman (1979), solos com essas características tendem a exigir teores de umidade mais elevados para alcançar a condição de máxima compactação, especialmente sob energia modificada, dado o comportamento diferenciado de sua estrutura interna. De modo semelhante, Das e Sobhan (2019) observam que solos argilosos com Índice de Plasticidade elevado requerem maior teor de umidade para promover o rearranjo das partículas e reduzir os vazios.

Compactar o solo em torno da umidade ótima favorece essa reorganização estrutural, proporcionando maior contato entre as partículas, aumento da densidade seca e melhor desempenho geotécnico. Ainda segundo Lambe e Whitman (1979), a umidade ótima está diretamente associada à energia de compactação e ao tipo de

solo. Das e Sobhan (2019) destacam que ela influencia diretamente propriedades como resistência à compressão, permeabilidade e estabilidade volumétrica – fatores cruciais para o comportamento de camadas compactadas em obras de infraestrutura. Assim, adotar a umidade ótima como parâmetro de moldagem garante maior uniformidade e confiabilidade nos ensaios mecânicos subsequentes.

Tais aspectos são fundamentais quando se objetiva a aplicação do solo em camadas de pavimento ou em elementos estruturais reforçados, como neste estudo. Os corpos de prova dos grupos SR, GT1 e GT2 foram moldados sob essa condição ótima, garantindo padronização experimental e favorecendo a comparação dos resultados dos ensaios mecânicos subsequentes, como o cisalhamento direto, a compressão diametral, a compressão simples e o módulo de resiliência.

4.2. Ensaios de comportamento mecânico

4.2.1. Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram conduzidos com o objetivo de determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo sem reforço (SR) e do solo reforçado com geogrelha 3D de abertura triangular com arestas de 20 mm (GT1) e de 10 mm (GT2).

Visando à avaliação da dispersão e da consistência dos ensaios realizados para o grupo SR, a Tabela 4.2.1.1 apresenta os valores de tensão cisalhante (τ) obtidos para as tensões normais (σ_N) de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa, bem como os parâmetros estatísticos de média, amplitude, desvio padrão e coeficiente de variação.

Tabela 4.2.1.1 – Tensões cisalhantes e parâmetros estatísticos do grupo SR

ID	TENSÃO CISALHANTE (τ)		
	$\sigma_N = 50 \text{ kPa}$	$\sigma_N = 100 \text{ kPa}$	$\sigma_N = 150 \text{ kPa}$
SR1	95,24	202,85	210,61
SR2	117,50	187,69	227,49
SR3	114,02	198,53	256,31
SR4	124,90	189,20	228,36
SR5	124,14	183,83	241,78
SR6	103,75	207,86	230,60
SR7	116,88	187,36	234,77
Média (kPa)	113,78	193,90	232,84
Amplitude (kPa)	29,67	24,02	45,70
Desvio Padrão (kPa)	10,79	9,14	14,04
Coeficiente de Variação (%)	9,48	4,71	6,03

Fonte: Elaboração do autor (2025).

Conforme demonstrado na Tabela 4.2.1.1, as tensões cisalhantes médias aumentaram progressivamente com o incremento da tensão normal aplicada, atingindo 113,78 kPa, 193,90 kPa e 232,84 kPa para os níveis de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa, respectivamente.

No que se refere à dispersão dos dados, as amplitudes variaram entre 24,02 kPa e 45,70 kPa, sendo este último registrado para a tensão normal de 150 kPa, o que indica maior variação entre os resultados individuais nesse nível de carga. Os desvios padrão mantiveram-se relativamente baixos, com valores entre 9,14 kPa e 14,04 kPa. Os coeficientes de variação permaneceram inferiores a 10% em todas as tensões normais analisadas, com valores de 9,48%, 4,71% e 6,03%, o que evidencia boa repetibilidade e baixa variabilidade dos ensaios, conferindo confiabilidade aos resultados obtidos.

De maneira análoga, com o intuito de analisar a reprodutibilidade dos resultados, as Tabelas 4.2.1.2 e 4.2.1.3 apresentam, respectivamente, os valores de tensão cisalhante (τ) registrados para as tensões normais (σ_N) de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa para os grupos GT1 e GT2, além dos parâmetros estatísticos de tendência central e dispersão.

Tabela 4.2.1.2 – Tensões cisalhantes e parâmetros estatísticos do grupo GT1

ID	TENSÃO CISALHANTE (τ)		
	$\sigma_N = 50 \text{ kPa}$	$\sigma_N = 100 \text{ kPa}$	$\sigma_N = 150 \text{ kPa}$
GT1#1	138,41	220,64	304,15
GT1#2	130,46	256,14	306,87
GT1#3	139,79	225,94	298,48
GT1#4	153,80	234,34	307,32
GT1#5	138,60	243,65	301,71
GT1#6	153,30	252,69	325,26
GT1#7	152,02	233,11	286,68
Média (kPa)	143,77	238,07	304,35
Amplitude (kPa)	23,34	35,51	38,58
Desvio Padrão (kPa)	9,20	13,30	11,59
Coeficiente de Variação (%)	6,40%	5,59%	3,81%

Fonte: Elaboração do autor (2025).

Tabela 4.2.1.3 – Tensões cisalhantes e parâmetros estatísticos do grupo GT2

ID	TENSÃO CISALHANTE (τ)		
	$\sigma_N = 50 \text{ kPa}$	$\sigma_N = 100 \text{ kPa}$	$\sigma_N = 150 \text{ kPa}$
GT2#1	122,35	220,42	241,05
GT2#2	123,24	187,02	247,00
GT2#3	125,21	186,85	255,12
GT2#4	122,26	218,29	269,97
GT2#5	130,58	188,35	261,51
GT2#6	129,25	209,94	266,41
GT2#7	134,71	236,38	288,69
Média (kPa)	126,80	206,75	261,39
Amplitude (kPa)	12,45	49,53	47,65
Desvio Padrão (kPa)	4,80	19,71	15,84
Coefficiente de Variação (%)	3,79%	9,53%	6,06%

Fonte: Elaboração do autor (2025).

Conforme apresentado na Tabela 4.2.1.2, as tensões cisalhantes médias no grupo GT1 aumentaram de forma consistente com a elevação das tensões normais aplicadas, atingindo valores de 143,77 kPa, 238,07 kPa e 304,35 kPa para 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa, respectivamente. As amplitudes registradas variaram entre 23,34 kPa e 38,58 kPa, sendo o maior valor observado na tensão normal de 150 kPa. Os desvios padrão oscilaram entre 9,20 kPa e 13,30 kPa, mantendo-se em patamares baixos e estáveis. Os coeficientes de variação ficaram entre 3,81% e 6,40%, indicando baixa dispersão relativa dos dados e, portanto, boa reprodutibilidade dos ensaios com reforço GT1.

No caso do grupo GT2 (Tabela 4.2.1.3), as médias das tensões cisalhantes também demonstraram crescimento com o aumento das tensões normais, apresentando valores de 126,80 kPa, 206,75 kPa e 261,39 kPa para 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa, respectivamente. A maior amplitude foi observada em $\sigma_N = 100 \text{ kPa}$ (49,53 kPa), indicando uma maior dispersão entre os resultados nesse nível. O desvio padrão variou de 4,80 kPa a 19,71 kPa, com o maior valor novamente em 100 kPa. Apesar dessa oscilação, os coeficientes de variação mantiveram-se abaixo de 10% para todas as tensões analisadas, evidenciando controle estatístico adequado e resultados consistentes também para o grupo GT2.

Após a análise individual dos grupos SR, GT1 e GT2, procedeu-se à comparação direta entre os resultados obtidos. A Figura 4.2.1.1 apresenta um gráfico de barras com as tensões cisalhantes médias de cada grupo para os diferentes níveis

de tensão normal aplicados. Complementarmente, a Tabela 4.2.1.4 reúne as relações percentuais entre os valores médios obtidos nos grupos (GT1/SR, GT2/SR e GT1/GT2), permitindo uma avaliação comparativa do desempenho mecânico entre as condições analisadas.

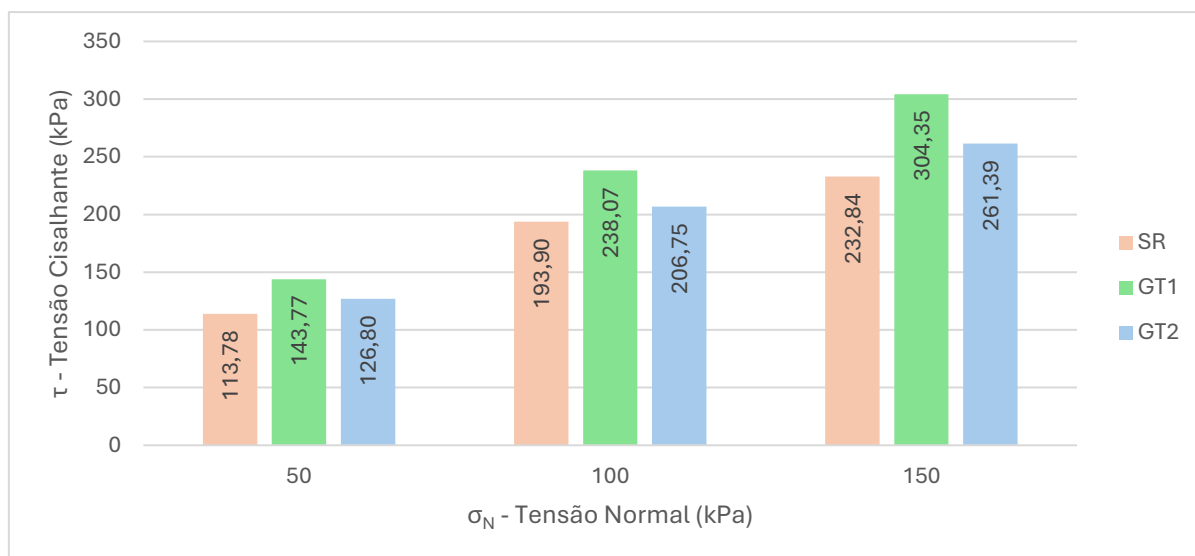


Figura 4.2.1.1 – Tensões cisalhantes médias dos grupos para cada tensão normal
Fonte: Elaboração do autor (2025)

Tabela 4.2.1.4 – Relações percentuais entre os grupos para cada tensão normal

σ_N	GT1/SR	GT2/SR	GT1/GT2
50 kPa	26,36%	11,45%	13,38%
100 kPa	22,78%	6,63%	15,15%
150 kPa	30,71%	12,26%	16,43%

Fonte: Elaboração do autor (2025).

A comparação entre os grupos avaliados evidencia ganhos expressivos na resistência ao cisalhamento decorrentes da utilização de geogrelhas 3D. Em relação ao solo sem reforço (SR), o grupo GT1 apresentou acréscimos de 26,36%, 22,78% e 30,71% nas tensões cisalhantes médias para as tensões normais de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa, respectivamente. O grupo GT2 também demonstrou melhorias, embora mais modestas, com incrementos de 11,45%, 6,63% e 12,26% para os mesmos níveis de carregamento. A comparação direta entre os grupos reforçados revela que GT1 superou GT2 em todos os casos, com diferenças variando entre 13,38% e 16,43%. Esses resultados sugerem que a geogrelha com abertura triangular de 20 mm (GT1) promoveu uma interação mais eficaz com o solo, resultando em desempenho mecânico superior em relação à geogrelha de 10 mm (GT2).

Com o intuito de complementar a análise descritiva e avaliar a significância estatística das diferenças observadas entre os grupos, foram realizados testes estatísticos inferenciais, todos conduzidos com nível de significância de 5% ($\alpha = 0,05$). Inicialmente, a normalidade dos dados foi verificada por meio do teste de Shapiro-Wilk, e a homogeneidade das variâncias, pelo teste de Levene. Atendidas essas premissas, aplicou-se a análise de variância (ANOVA), seguida do teste de comparações múltiplas de Tukey HSD, com o objetivo de identificar diferenças estatisticamente significativas entre os grupos. A Tabela 4.2.1.5 apresenta os valores de p obtidos no teste de Shapiro-Wilk para cada grupo, em cada nível de tensão normal.

Tabela 4.2.1.5 – Valores de p (Teste de Shapiro-Wilk)

σ_N	Grupo	Valor- p
50 kPa	SR	0,36396
	GT1	0,16471
	GT2	0,27310
100 kPa	SR	0,30856
	GT1	0,71181
	GT2	0,21105
150 kPa	SR	0,82810
	GT1	0,59033
	GT2	0,91289

Fonte: Elaboração do autor (2025).

Os valores de p obtidos pelo teste de Shapiro-Wilk para cada grupo e nível de tensão normal indicam que os dados seguem distribuição normal, uma vez que todas as comparações apresentaram $p > 0,05$. Dessa forma, a premissa de normalidade foi atendida, permitindo o prosseguimento das análises inferenciais paramétricas.

No que se refere à homogeneidade da variância, a Tabela 4.2.1.6 apresenta os valores de p obtidos no teste de Levene, considerando as médias, medianas e médias aparadas dos grupos SR, GT1 e GT2.

Tabela 4.2.1.6 – Valores de p para SR-GT1-GT2 (Teste de Levene)

σ_N	Médias	Valor- p	
		Medianas	Médias Aparadas
50 kPa	0,15148	0,42799	0,15148
100 kPa	0,05144	0,16222	0,05144
150 kPa	0,69101	0,70375	0,69101

Fonte: Elaboração do autor (2025).

De forma semelhante ao teste de Shapiro-Wilk, o teste de Levene apontou homogeneidade das variâncias entre os grupos para cada nível de tensão normal ($p > 0,05$), confirmando a adequação do uso da ANOVA para as comparações entre os grupos.

Atendidas as premissas de normalidade e homogeneidade das variâncias, procedeu-se à aplicação da análise de variância (ANOVA) de fator único, com o objetivo de comparar as médias das tensões cisalhantes entre os grupos SR, GT1 e GT2. A Tabela 4.2.1.7 apresenta os resultados obtidos, incluindo os valores de $F_{\text{calculado}}$, $F_{\text{crítico}}$ (para nível de significância de 5%) e os respectivos valores de p . A decisão quanto à hipótese nula foi fundamentada tanto na comparação entre os valores de $F_{\text{calculado}}$ e $F_{\text{crítico}}$ quanto na interpretação dos valores de p associados a cada nível de tensão normal.

Tabela 4.2.1.7 – Resultados da ANOVA para as tensões cisalhantes médias

σ_N	$F_{\text{CALCULADO}}$	$F_{\text{CRÍTICO}}$	Valor- p
50 kPa	21,18513943	3,554557146	0,0000186228
100 kPa	16,70222649	3,554557146	0,0000791491
150 kPa	46,73633906	3,554557146	0,0000000746

Fonte: Elaboração do autor (2025).

A análise de variância evidenciou diferenças estatisticamente significativas entre os grupos para todos os níveis de tensão normal analisados, uma vez que os valores de $F_{\text{calculado}}$ superaram os respectivos $F_{\text{crítico}}$ e os valores de p foram inferiores a 0,05. Para identificar quais comparações entre grupos apresentaram diferenças significativas, aplicou-se o teste de comparações múltiplas de Tukey HSD. A Tabela 4.2.1.8 apresenta os resultados obtidos, considerando-se significativa toda diferença entre médias que supera o valor crítico calculado pelo teste (HSD).

Tabela 4.2.1.8 – Parâmetros do teste de Tukey HSD

σ_N	Comparação	Diferença Média (kPa)	HSD (kPa)	Diferença Significativa
50 kPa	GT1 – SR	29,99274804	11,79252902	SIM
	GT2 – SR	13,02323393	11,79252902	SIM
	GT1 – GT2	16,96951411	11,79252902	SIM
100 kPa	GT1 – SR	44,17074075	20,06373578	SIM
	GT2 – SR	12,84787238	20,06373578	NÃO
	GT1 – GT2	31,32286837	20,06373578	SIM
150 kPa	GT1 – SR	71,50738293	19,00202863	SIM
	GT2 – SR	28,54887017	19,00202863	SIM
	GT1 – GT2	42,95851277	19,00202863	SIM

Fonte: Elaboração do autor (2025).

Os resultados do teste de Tukey indicam que, em todos os níveis de tensão normal analisados, o grupo GT1 apresentou diferenças estatisticamente significativas em relação ao solo sem reforço (SR). O grupo GT2 também apresentou diferença significativa nas tensões normais de 50 kPa e 150 kPa; no entanto, para 100 kPa, a diferença em relação ao SR não foi estatisticamente significativa, embora tenha havido um incremento médio de 6,63%, conforme previamente apresentado. Ademais, o grupo GT1 demonstrou desempenho significativamente superior ao GT2 em todas as comparações realizadas, o que evidencia a maior eficácia da geogrelha utilizada no GT1, possivelmente associada à maior abertura triangular da malha.

De forma geral, os resultados da análise estatística confirmam que o uso de geogrelhas 3D influenciou significativamente o comportamento mecânico do solo, especialmente no caso do reforço GT1. Ressalta-se que os incrementos promovidos pelo reforço podem ser mais claramente visualizados por meio dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos a partir das tensões cisalhantes médias e das tensões normais aplicadas. As Figuras 4.2.1.2, 4.2.1.3 e 4.2.1.4 apresentam as envoltórias de resistência ao cisalhamento para os grupos SR, GT1 e GT2, respectivamente, permitindo uma análise gráfica complementar das diferenças observadas entre as condições ensaiadas.

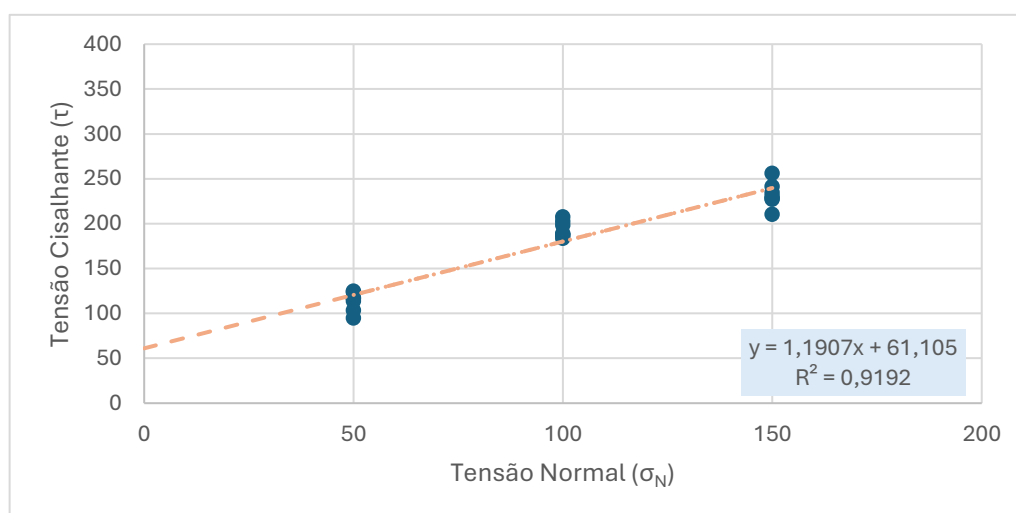


Figura 4.2.1.2 – Envoltória de resistência ao cisalhamento do grupo SR
Fonte: Elaboração do autor (2025)

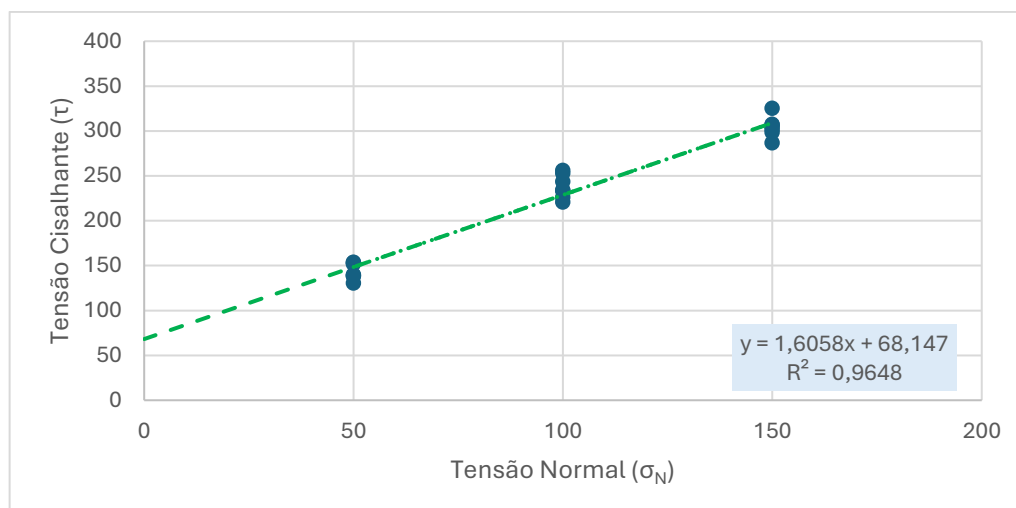


Figura 4.2.1.3 – Envoltória de resistência ao cisalhamento do grupo GT1
Fonte: Elaboração do autor (2025)

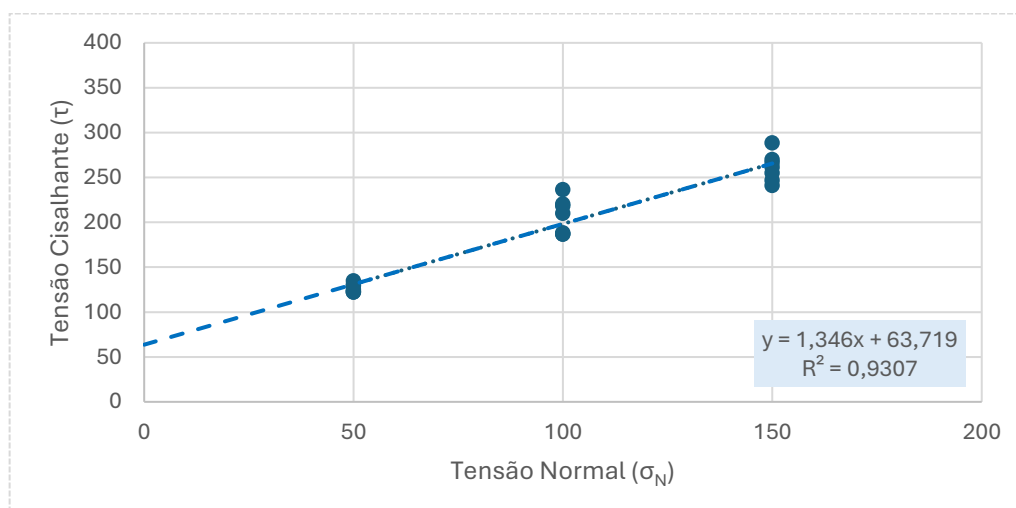


Figura 4.2.1.4 – Envoltória de resistência ao cisalhamento do grupo GT2
Fonte: Elaboração do autor (2025)

A partir das equações das retas ajustadas à relação entre as tensões cisalhantes máximas e as tensões normais aplicadas, foram determinados os parâmetros de resistência ao cisalhamento para o solo de referência (SR) e para os solos reforçados com geogrelhas 3D (GT1 e GT2). A Tabela 4.2.1.9 apresenta os valores obtidos para o ângulo de atrito interno (ϕ) e a coesão aparente (c) de cada grupo, os quais refletem o efeito do reforço na modificação do comportamento resistente do material ensaiado.

Tabela 4.2.1.9 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos grupos

PARÂMETRO	SR	GT1	GT2
Ângulo de Atrito ($^{\circ}$)	49,975	58,088	53,389
Coesão (kPa)	61,105	68,147	63,719

Fonte: Elaboração do autor (2025).

Considerando que o ângulo de atrito (ϕ) está associado à resistência ao cisalhamento decorrente do atrito interno entre as partículas do solo e que a coesão aparente (c) representa a parcela de resistência presente mesmo na ausência de tensões normais, observa-se que o reforço com geogrelhas 3D contribuiu para o incremento de ambos os parâmetros em relação ao solo sem reforço (SR). Esse comportamento evidencia o efeito positivo do reforço na melhoria da interação solo-geogrelha e no desempenho mecânico global do material.

O grupo GT1, reforçado com a geogrelha 3D de abertura triangular de 20 mm, apresentou os maiores valores de ângulo de atrito ($58,09^\circ$) e coesão (68,15 kPa). O grupo GT2, com abertura de 10 mm, também superou os valores obtidos para o solo sem reforço (SR), embora de forma menos expressiva. Esses resultados confirmam a eficácia do uso de geogrelhas 3D na melhoria da resistência ao cisalhamento do solo, com destaque para o desempenho do GT1. Tal comportamento está associado ao maior tamanho de abertura da geogrelha utilizada no GT1, o que favorece uma interação mecânica mais eficiente entre o solo e a estrutura triaxial do reforço, promovendo maior ancoragem e travamento das partículas do solo.

Como resultado final, a Tabela 4.2.1.10 apresenta os valores das razões de atrito (f_g) para cada tensão normal.

Tabela 4.2.1.10 – Razão de atrito para GT1 e GT2

Razão de Atrito	GT1	GT2
$f_g(50)$	1,26	1,11
$f_g(100)$	1,23	1,07
$f_g(150)$	1,31	1,12

Fonte: Elaboração do autor (2025).

Esses achados podem ser compreendidos à luz da literatura especializada, que destaca a influência da geometria das geogrelhas no desempenho do reforço. O comportamento superior observado no grupo GT1 pode ser atribuído à configuração da geogrelha utilizada, cuja abertura triangular de 20 mm favoreceu maior interação mecânica entre o solo e a estrutura tridimensional do reforço. Conforme apontado por Palmeira (2018), o formato e a dimensão das aberturas exercem influência direta sobre os mecanismos de confinamento lateral e mobilização da resistência ao cisalhamento, sobretudo quando compatíveis com a granulometria do solo. Nesse contexto, geogrelhas com configuração triangular, como as do tipo triaxial, promovem

redistribuição mais eficiente das tensões aplicadas devido à sua geometria radial, conforme evidenciado por Perkins (2002) e por Lopes e Zornberg (2010). Estudos experimentais também demonstram que esse tipo de reforço pode resultar em incrementos relevantes nos parâmetros de resistência de solos naturais, com melhorias tanto na coesão quanto no ângulo de atrito (Yoo; Jung, 2006; Babu; Maheswaran, 2006).

Dois estudos recentes conduzidos por Venkateswarlu *et al.* (2023, 2025) utilizaram geogrelhas triangulares impressas em PLA e avaliaram seu desempenho por meio de ensaios de cisalhamento direto. Em ambos os casos, as investigações foram realizadas com solos arenosos, e as análises concentraram-se na comparação entre diferentes geometrias de reforço. Quando comparadas ao solo sem reforço, as geogrelhas triangulares apresentaram desempenho inferior ao solo de referência, independentemente da configuração, embora tenham superado outras formas de malha testadas.

Cabe destacar que, até o momento, não foram identificados na literatura estudos que investiguem o comportamento de solos finos reforçados com geogrelhas impressas em 3D utilizando filamento de ABS, avaliados por meio de ensaios de cisalhamento direto. Os poucos trabalhos encontrados nesse contexto concentram-se, majoritariamente, no uso de geogrelhas com malha quadrada, fabricadas em PLA e aplicadas a solos granulares, o que reforça a originalidade e a relevância do presente estudo.

De forma geral, os resultados obtidos nesta pesquisa evidenciaram o impacto positivo da aplicação de geogrelhas triangulares em ABS sobre a resistência ao cisalhamento de um solo fino, com ganhos significativos nos valores de tensão cisalhante, coesão e ângulo de atrito. A análise estatística confirmou a significância dessas diferenças, destacando o desempenho superior do grupo GT1 em relação ao solo de referência e ao GT2. Esses resultados reforçam o potencial da combinação entre manufatura aditiva, geometria otimizada e compatibilidade solo-reforço como estratégia eficiente para melhoria mecânica de solos coesivos.

Os gráficos de Tensão Cisalhante × Deslocamento Horizontal Relativo dos grupos SR, GT1 e GT2, para as tensões normais de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa, estão apresentados no Apêndice B por meio das Figuras B.1 a B.9.

Concluída a etapa de ensaios de cisalhamento direto, a investigação prosseguiu com a avaliação da resistência à tração dos corpos de prova, obtida de forma indireta por meio de ensaios de compressão diametral com o objetivo de verificar o desempenho do solo reforçado sob carregamentos perpendiculares ao eixo diametral.

4.2.2. Compressão Diametral

Os valores de resistência à tração dos corpos de prova, obtidos de forma indireta por meio do ensaio de compressão diametral – também conhecido como Teste Brasileiro – estão apresentados na Tabela 4.2.2.1. Os resultados referem-se aos grupos SR, GT1 e GT2, com cinco repetições para cada condição experimental. Para além dos valores individuais, a tabela apresenta, para cada grupo, os parâmetros estatísticos de média, amplitude, desvio padrão e coeficiente de variação, permitindo a avaliação dos dados obtidos.

Tabela 4.2.2.1 – Trações máximas e parâmetros estatísticos de SR, GT1 e GT2

Amostra	Tração Máxima (σ_T)		
	SR	GT1	GT2
1	160,50	181,47	190,89
2	188,62	220,14	207,26
3	151,13	190,47	194,06
4	171,26	236,31	217,82
5	156,84	180,53	188,05
Média (kPa)	165,67	201,78	199,61
Amplitude (kPa)	37,48	55,78	29,77
Desvio Padrão (kPa)	14,78	25,11	12,56
Coeficiente de Variação (%)	8,92	12,44	6,29

Fonte: Elaboração do autor (2025).

Conforme apresentado na Tabela 4.2.2.1, o grupo SR registrou a menor média de resistência à tração (165,67 kPa), enquanto os grupos reforçados com geogrelhas 3D apresentaram valores superiores: 201,78 kPa para o GT1 e 199,61 kPa para o GT2. Os incrementos médios em relação ao solo sem reforço foram de 21,80% e 20,49%, respectivamente. O GT1 obteve maior valor absoluto, ainda que com maior variabilidade entre os resultados (CV = 12,44%). O GT2, por sua vez, apresentou

menor dispersão ($CV = 6,29\%$), indicando maior uniformidade. Esses resultados confirmam a eficácia do reforço com geogrelhas 3D na melhoria da resistência à tração do solo. A Figura 4.2.2.1 ilustra os valores médios de tração máxima dos três grupos, representados em gráfico de barras.

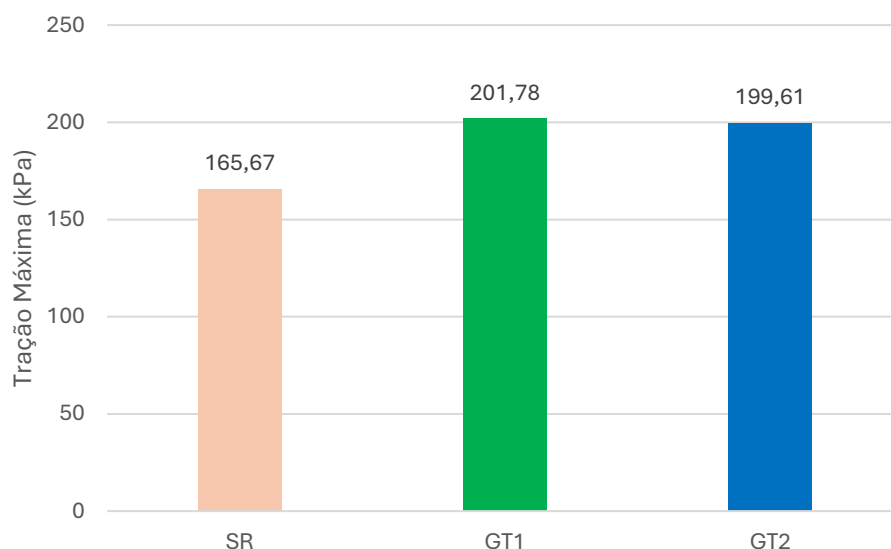


Figura 4.2.2.1 – Tração máxima de SR, GT1 e GT2

Fonte: Elaboração do autor (2025)

Visando complementar a análise descritiva e verificar a significância estatística das diferenças observadas entre os grupos, foram conduzidas avaliações inferenciais por meio dos testes de Shapiro-Wilk e de Levene, da análise de variância (ANOVA) e do teste de comparações múltiplas de Tukey HSD. Em todas as etapas, adotou-se nível de significância de 5% ($\alpha = 0,05$). Inicialmente, a Tabela 4.2.2.2. apresenta os valores de p obtidos nos testes de Shapiro-Wilk para cada grupo e de Levene, com base nas médias, medianas e médias aparadas.

Tabela 4.2.2.2 – Valores de p (Testes de Shapiro-Wilk e de Levene)

Grupos	Shapiro-Wilk	Levene		
		Médias	Medianas	Médias Aparadas
SR	0,36396			
GT1	0,16471	0,06217	0,48987	0,06217
GT2	0,27310			

Fonte: Elaboração do autor (2025).

Os valores de p obtidos no teste de Shapiro-Wilk foram superiores a 0,05 para todos os grupos, indicando que os dados seguem uma distribuição normal. De forma semelhante, os resultados do teste de Levene, também com $p > 0,05$, confirmam a

homogeneidade das variâncias entre os grupos. Com isso, foram atendidos os pressupostos necessários para a aplicação da ANOVA. A Tabela 4.2.2.3 apresenta os valores de $F_{\text{calculado}}$, $F_{\text{crítico}}$ (para $\alpha = 0,05$) e o respectivo valor de p da análise de variância.

Tabela 4.2.2.3 – Resultados da ANOVA para SR, GT1 e GT2

$F_{\text{CALCULADO}}$	$F_{\text{CRÍTICO}}$	Valor- p
6,11324	3,88529	0,014769

Fonte: Elaboração do autor (2025).

Como apresentado na Tabela 4.2.2.3, o valor de $F_{\text{calculado}}$ (6,11324) foi superior ao $F_{\text{crítico}}$ (3,88529), e o valor de p (0,014769) foi inferior ao nível de significância adotado ($\alpha = 0,05$). Esses resultados indicam que há diferença estatisticamente significativa entre pelo menos dois dos grupos avaliados. Diante disso, procedeu-se à aplicação do teste de comparações múltiplas de Tukey HSD, com o objetivo de identificar entre quais grupos essas diferenças ocorrem. A Tabela 4.2.2.4 apresenta as diferenças entre médias, o valor crítico do teste HSD e a indicação quanto à significância estatística de cada comparação.

Tabela 4.2.2.4 – Parâmetros do teste de Tukey HSD

Comparação	Diferença Média (kPa)	HSD (kPa)	Diferença Significativa
GT1 – SR	36,11449	30,90630	SIM
GT2 – SR	33,94426	30,90630	SIM
GT1 – GT2	2,170231	30,90630	NÃO

Fonte: Elaboração do autor (2025).

Os resultados do teste de Tukey HSD, apresentados na Tabela 4.2.2.4, indicam que há diferença estatisticamente significativa entre as médias de resistência à tração do solo sem reforço (SR) e dos grupos reforçados (GT1 e GT2), evidenciando o efeito positivo da inclusão das geogrelhas. Por outro lado, não foi observada diferença significativa entre os grupos GT1 e GT2, o que sugere que ambas as configurações geométricas empregadas foram igualmente eficazes do ponto de vista estatístico. Percentualmente, o grupo GT1 apresentou um incremento de 1,09% em relação ao GT2, o que pode indicar uma tendência de desempenho superior associada à maior abertura da malha triangular.

Cabe destacar que, até o momento, não foram identificados na literatura estudos que empreguem geogrelhas triangulares – comerciais ou impressas por manufatura aditiva – na avaliação da resistência à tração de solos por meio do ensaio de

compressão diametral. A maioria das pesquisas envolvendo esse tipo de reforço concentra-se em geogrelhas biaxiais aplicadas a ensaios de cisalhamento direto ou triaxial, especialmente em solos granulares. A ausência de referências quanto à aplicação de geogrelhas triaxiais na tração indireta de solos reforçados reforça a originalidade da presente investigação, que combina a utilização de geogrelhas com geometria triangular, fabricadas por impressão 3D em ABS, com a análise do comportamento mecânico de um solo fino por meio de um método alternativo e ainda pouco explorado na literatura técnica.

Dessa forma, os resultados obtidos por meio do ensaio de compressão diametral evidenciaram que a inclusão de geogrelhas 3D impressas em ABS contribui para o aumento da resistência à tração indireta de solos finos, com destaque para o grupo GT1, que apresentou o maior valor médio. Por outro lado, o grupo GT2 demonstrou comportamento mais uniforme, com menor dispersão dos resultados. Esses achados indicam que, além de potencializar a resistência mecânica, o uso de reforços impressos em 3D pode influenciar a variabilidade do comportamento do solo, sendo a geometria da abertura um fator relevante para o desempenho observado.

Finalizada essa etapa, a investigação prosseguiu com os ensaios de compressão simples, com o objetivo de complementar a caracterização da resposta mecânica dos corpos de prova.

4.2.3. Compressão Simples

A avaliação da resistência à compressão simples foi realizada a partir do ensaio de cinco corpos de prova do grupo SR, cinco do grupo GT1 e oito do grupo GT2. A Tabela 4.2.3.1 apresenta os resultados obtidos, incluindo os valores individuais de resistência à compressão simples (σ_{cs}) e os parâmetros estatísticos de tendência central e dispersão: média, amplitude, desvio padrão e coeficiente de variação para cada grupo experimental.

Tabela 4.2.3.1 – Resistência à compressão simples e parâmetros estatísticos de SR, GT1 e GT2

ID	Resistência à Compressão Simples (σ_{cs})		
	SR	GT1	GT2
1	0,861	1,129	1,005
2	1,096	1,345	1,257
3	1,013	1,294	1,242
4	1,040	1,428	1,305
5	1,038	1,009	1,198
6	-	-	1,297
7	-	-	1,052
8	-	-	1,029
Média (MPa)	1,010	1,241	1,173
Amplitude (MPa)	0,235	0,420	0,300
Desvio Padrão (MPa)	0,089	0,170	0,125
Coeficiente de Variação (%)	8,78	13,68	10,63

Fonte: Elaboração do autor (2025).

A análise da resistência à compressão simples evidenciou incremento nos valores médios para os grupos reforçados em comparação ao solo sem reforço. O grupo SR apresentou média de 1,010 MPa, enquanto GT1 e GT2 alcançaram 1,241 MPa e 1,173 MPa, correspondendo a aumentos de 22,87% e 16,14%, respectivamente. Esse ganho de resistência pode ser atribuído à presença das geogrelhas 3D, que favorecem a restrição das deformações e a redistribuição das tensões internas no solo. A maior média observada no grupo GT1 está associada à sua abertura de malha superior (20 mm), a qual pode ter promovido uma interação solo-reforço mais eficiente durante o carregamento axial. No entanto, essa configuração também apresentou maior variabilidade nos resultados, com amplitude de 0,420 MPa, desvio padrão de 0,170 MPa e coeficiente de variação de 13,68%. O grupo GT2 apresentou dispersão intermediária (CV = 10,63%), enquanto o solo sem reforço registrou o comportamento mais homogêneo (CV = 8,78%). Esses dados sugerem que, embora ambos os reforços tenham se mostrado eficazes na melhoria da resistência, a geometria da abertura influencia não apenas o ganho de desempenho, mas também a consistência dos resultados. A Figura 4.2.3.1 apresenta as médias de resistência à compressão simples dos três grupos avaliados.

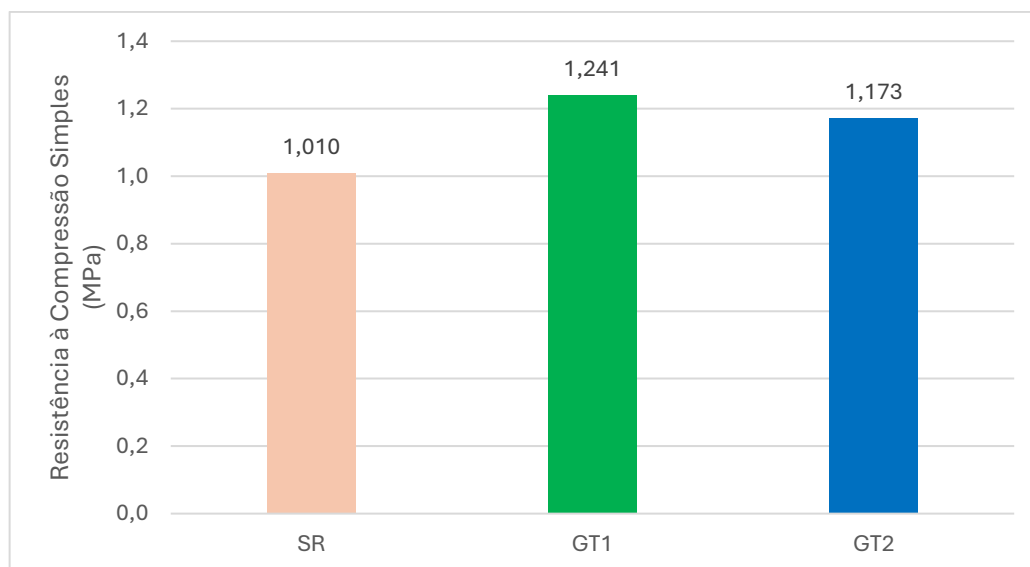


Figura 4.2.3.1 – Resistências à compressão simples de SR, GT1 e GT2
Fonte: Elaboração do autor (2025)

Com o objetivo de aprofundar a análise dos resultados obtidos e avaliar se as diferenças entre os grupos são estatisticamente significativas, foram aplicados testes estatísticos inferenciais. A abordagem contemplou a verificação da normalidade dos dados pelo teste de Shapiro-Wilk e da homogeneidade das variâncias pelo teste de Levene. Atendidas essas condições, procedeu-se à aplicação da análise de variância (ANOVA), seguida do teste de comparações múltiplas de Tukey HSD. Em todos os casos adotou-se nível de significância de 5% ($\alpha = 0,05$). A Tabela 4.2.3.2 apresenta os valores de p obtidos nos testes de Shapiro-Wilk e de Levene para os grupos avaliados.

Tabela 4.2.3.2 – Valores de p (Testes de Shapiro-Wilk e de Levene)

Grupos	Shapiro-Wilk	Levene		
		Médias	Medianas	Médias Aparadas
SR	0,18446			
GT1	0,74719	0,12491	0,40286	0,12491
GT2	0,10133			

Fonte: Elaboração do autor (2025).

A análise de normalidade, realizada pelo teste de Shapiro-Wilk, indicou que os dados de resistência à compressão simples seguem distribuição normal em todos os grupos, uma vez que os valores de p foram superiores ao nível de significância de 0,05. De forma semelhante, os resultados do teste de Levene, aplicados às médias, medianas e médias aparadas, também revelaram valores de p acima de 0,05, atestando a homogeneidade das variâncias entre os grupos. Dessa forma, foram

atendidos os pressupostos necessários para a aplicação da ANOVA, permitindo a comparação estatística entre as médias com base em métodos paramétricos. A Tabela 4.2.3.3 apresenta os valores de $F_{calculado}$, $F_{crítico}$ (para nível de significância de 0,05) e valor de p obtidos na ANOVA.

Tabela 4.2.3.3 – Resultado da ANOVA para SR, GT1 e GT2

$F_{CALCULADO}$	$F_{CRÍTICO}$	Valor- p
4,21797	3,68232	0,035202

Fonte: Elaboração do autor (2025).

Os dados da Tabela 4.2.3.3 indicam que houve diferença significativa entre os grupos avaliados. O valor de $F_{calculado}$ (4,21797) ultrapassou o limiar crítico (3,68232) estabelecido para $\alpha = 0,05$, e o correspondente valor de p (0,035202) reforça essa conclusão. Para esclarecer entre quais pares de grupos ocorreram diferenças significativas, foi conduzida uma análise de comparações múltiplas por meio do teste de Tukey HSD, cujos resultados são apresentados na Tabela 4.2.3.4.

Tabela 4.2.3.4 – Parâmetros do teste de Tukey HSD

Comparação	Diferença Média (MPa)	HSD (MPa)	Diferença Significativa
GT1 – SR	0,23122	0,21439	SIM
GT2 – SR	0,16318	0,19325	NÃO
GT1 – GT2	0,06804	0,19325	NÃO

Fonte: Elaboração do autor (2025).

O teste de Tukey HSD apontou diferença estatisticamente significativa apenas na comparação entre o grupo GT1 e o solo sem reforço (SR). Nas comparações entre GT2 e SR, bem como entre os próprios grupos reforçados, não foram observadas diferenças significativas. Esses resultados indicam que, embora ambos os reforços tenham contribuído para o aumento da resistência à compressão simples, apenas o GT1 apresentou desempenho significativamente superior ao do solo de referência nas condições analisadas.

Estudos recentes reforçam o desempenho positivo das geogrelhas triaxiais na melhoria da resistência mecânica de solos, incluindo sua aplicação em ensaios de compressão simples. Yang *et al.* (2022), ao investigarem solos expansivos reforçados com diferentes materiais geossintéticos, observaram que a adição exclusiva de geogrelha triaxial comercial promoveu um aumento em torno de 30% na resistência à compressão simples, em comparação ao solo não reforçado. O estudo atribuiu esse ganho à capacidade da geometria triangular de restringir deformações laterais e

redistribuir tensões internas, favorecendo a estabilidade do solo sob carregamento axial. Em linha com esses resultados, Shafigulin *et al.* (2023) demonstraram que a introdução de camadas de geogrelhas em amostras de areia resultou em incrementos progressivos de resistência à compressão simples, com variações associadas tanto à quantidade de camadas quanto à densidade relativa do solo.

Ainda que os materiais, métodos de fabricação e condições experimentais empregados por esses autores se diferenciem dos adotados nesta pesquisa – especialmente quanto ao tipo de solo e à natureza do reforço – os resultados convergem ao evidenciar o papel positivo da configuração triangular na melhoria do comportamento mecânico dos solos. Neste contexto, a presente investigação contribui de forma original ao explorar o uso de geogrelhas triaxiais fabricadas por manufatura aditiva com filamento de ABS, aplicadas a um solo fino. A ausência de estudos prévios com esse enfoque reforça a relevância dos achados obtidos, ampliando o escopo de aplicação dos geossintéticos de geometria triangular e fornecendo dados experimentais para o avanço das pesquisas na área de geotecnia com materiais impressos em 3D.

Em síntese, a utilização de geogrelhas 3D demonstrou-se eficaz no aumento da resistência à compressão simples dos solos, com destaque para o grupo GT1, cuja malha triangular de 20 mm resultou no melhor desempenho médio e na única diferença estatisticamente significativa em relação ao solo sem reforço. Embora a comparação entre GT2 e SR não tenha alcançado significância estatística, os resultados obtidos indicam uma tendência de incremento de resistência que não pode ser desconsiderada, sobretudo diante da elevação consistente nos valores médios. A maior variabilidade observada nos grupos reforçados ressalta a influência da geometria da malha na interação solo-reforço, reforçando a necessidade de considerar esse parâmetro nos critérios de projeto. De modo geral, os resultados aqui obtidos contribuem para o entendimento do comportamento mecânico de solos finos reforçados com geogrelhas triaxiais e justificam a continuidade de investigações voltadas à avaliação de diferentes configurações geométricas e condições de carregamento.

As curvas tensão-deformação dos grupos SR, GT1 e GT2 estão ilustradas nas Figuras C.1, C.2 e C.3, respectivamente, dispostas no Apêndice C.

Com a finalização dos ensaios de caráter estático, a pesquisa avançou para a realização do ensaio de Módulo de Resiliência. Diferentemente dos testes anteriores, esse procedimento de carregamento cíclico permite avaliar a resposta elástica dos materiais frente a solicitações repetidas, simulando condições mais próximas àquelas encontradas em pavimentos e estruturas geotécnicas sujeitas a carregamentos dinâmicos.

4.2.4. Módulo de Resiliência

A avaliação do comportamento resiliente dos corpos de prova foi conduzida com base nos procedimentos descritos na norma AASHTO T 307-99. Cada ensaio gerou 15 valores de MR, correspondentes a diferentes estágios de tensões axiais cíclicas e confinantes. A Tabela 4.2.4.1 apresenta os valores médios do MR obtidos para cada uma das seis amostras de cada grupo experimental. Embora essa estratégia não capture variações específicas ao longo dos estágios, mostrou-se eficiente e adequada ao objetivo desse estudo.

Tabela 4.2.4.1 – Valores médios do Módulo de Resiliência dos grupos SR, GT1 e GT2

Amostra	Módulo de Resiliência (MPa)		
	SR	GT1	GT2
1	24,24	24,03	21,38
2	22,39	22,04	15,94
3	18,55	24,11	20,30
4	27,64	23,79	26,53
5	25,41	21,68	19,79
6	23,80	22,83	23,12
Média (MPa)	23,67	23,08	21,18
Amplitude (MPa)	9,09	2,43	10,59
Desvio Padrão (MPa)	3,06	1,06	3,54
Coeficiente de Variação (%)	12,94	4,58	16,70

Fonte: Elaboração do autor (2025).

Os valores médios globais de Módulo de Resiliência revelaram desempenho ligeiramente superior no grupo SR (23,67 MPa), seguido pelos grupos GT1 (23,08 MPa) e GT2 (21,18 MPa). Em relação à dispersão dos dados, o grupo GT2 apresentou maior variabilidade, com desvio padrão de 3,54 MPa e coeficiente de variação de 16,70%. Os grupos SR e GT1 obtiveram coeficiente de variação de 12,94% e 4,58%, sugerindo maior uniformidade entre as amostras do conjunto reforçado com a malha de abertura maior. Esses resultados indicam que, embora os valores entre as

amostras reforçadas com o uso das geogrelhas 3D não tenham aumentado, o comportamento mais estável do grupo GT1 aponta para uma possível melhoria na redistribuição de tensões, favorecida por sua configuração geométrica. A Figura 4.2.4.1 ilustra gráfico de barras comparando o valor global médio do Módulo de Resiliência entre os grupo.

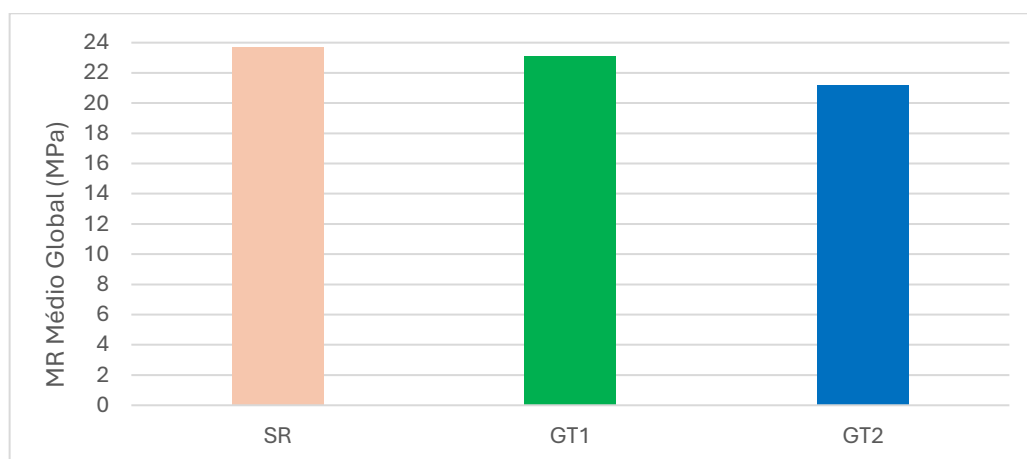


Figura 4.2.4.1 – Valor médio global de MR dos grupos SR, GT1 e GT2

Fonte: Elaboração do autor (2025)

Em sequência a avaliação estatística dos dados obtidos, foram aplicados testes inferenciais com o objetivo de verificar a adequação dos pressupostos para comparação entre grupos. A análise de normalidade foi realizada por meio do teste de Shapiro-Wilk, enquanto a homogeneidade das amostras foi verificada com o teste de Levene. Ambas as etapas adotaram nível de significância de 5% ($\alpha = 0,05$), e os respectivos valores de p encontram-se apresentados na Tabela 4.2.4.2.

Tabela 4.2.4.2 – Valores de p (Testes de Shapiro-Wilk e de Levene)

Grupos	Shapiro-Wilk	Levene		
		Médias	Medianas	Médias Aparadas
SR	0,85193			
GT1	0,23917	0,27874	0,30421	0,27874
GT2	0,95977			

Fonte: Elaboração do autor (2025).

Os valores p obtidos nos testes de Shapiro-Wilk e de Levene foram superiores ao nível de significância de 0,05, indicando, respectivamente, normalidade na distribuição dos dados e homogeneidade das variâncias. Assim, ficaram atendidos os pressupostos para a aplicação da análise da variância (ANOVA) para comparação entre as médias dos grupos experimentais. A Tabela 4.2.4.3 reúne os valores de $F_{\text{crítico}}$, $F_{\text{calculado}}$ e p obtidos pela referida análise.

Tabela 4.2.4.3 – Resultados da ANOVA para SR, GT1 e GT2

$F_{\text{CALCULADO}}$	$F_{\text{CRÍTICO}}$	Valor- p
1,33014	3,68232	0,29390

Fonte: Elaboração do autor (2025).

Na ocasião, a análise de variância não indicou diferença estatisticamente significativa entre os grupos SR, GT1 e GT2 quanto à média global dos valores de Módulo de Resiliência, evidenciado pelo valor de $F_{\text{calculado}}$ (1,33014), inferior ao $F_{\text{crítico}}$ (3,68232), e pelo valor de p (0,29390) superior ao nível de significância adotado ($\alpha = 0,05$). Com isso, a hipótese nula de igualdade entre as médias não foi rejeitada, sugerindo que, nas condições investigadas, o uso de geogrelhas não promoveu alterações estatisticamente significativas na resposta resiliente dos corpos de prova.

Os resultados do presente estudo estão em consonância com a literatura que avalia o desempenho de solos reforçados com geogrelhas sob carregamentos cíclicos. Kaluder *et al.* (2022), ao utilizaram geogrelhas triaxiais fabricadas por impressão 3D para reforçar material granular bem graduado (pedregulho), observaram que, apesar da melhora no controle das deformações permanentes, os valores de Módulo de Resiliência não apresentaram incremento significativo em relação ao solo não reforçado. Essa tendência também foi verificada por Moghaddas-Nejad e Small (2003), que analisaram materiais granulares reforçados com geogrelhas comerciais de geometria biaxial. Embora os autores tenham constatado redução substancial na deformação permanente, o impacto sobre o módulo de resiliência também se mostrou limitado. Em ambos os estudos, assim como no presente trabalho, a introdução de geogrelhas – independentemente da técnica de fabricação ou da geometria da malha – não resultou em aumentos estatisticamente significativos na rigidez resiliente dos corpos de prova, o que destaca a complexidade da interação solo-reforço sob carregamentos cíclicos e a necessidade de avaliações complementares para caracterizar adequadamente os efeitos do reforço na resposta elástica dos materiais.

A ausência de incremento significativo no módulo de resiliência (MR) dos corpos de prova reforçados com geogrelhas triaxiais pode ser interpretada à luz do conceito clássico de resiliência mecânica. A resiliência de um material, em termos físicos, corresponde à sua capacidade de armazenar energia elástica sob solicitação e devolvê-la integralmente quando descarregado, sem apresentar deformações

permanentes. Timoshenko e Gere (1983) definem a resiliência como a quantidade máxima de energia que pode ser absorvida por unidade de volume no domínio elástico, sem ocasionar dano permanente à estrutura do material. Gere (2003), por sua vez, reforça que o módulo de resiliência representa especificamente a energia elástica por unidade de volume armazenada até o limite de proporcionalidade, sendo crucial para entender o comportamento de materiais sob ações repetitivas ou dinâmicas.

Em sistemas compostos, como o solo reforçado com geogrelhas, o comportamento resiliente global é predominantemente governado pelo componente de maior volume (solo). Considerando a expressiva desproporção volumétrica entre o solo e o reforço, a energia elástica armazenada e devolvida pelo sistema é majoritariamente oriunda do solo, tornando a contribuição direta das geogrelhas ao MR média bastante limitada. Esse fator contribui para compreender a ausência de incrementos estatisticamente significativos no módulo de resiliência observados nos ensaios. Embora as geogrelhas triaxiais sejam eficazes no controle de deformações permanentes, sua influência direta sobre a rigidez elástica global – expressa pelo módulo de resiliência – depende de uma avaliação mais apurada das proporções geométricas e dos mecanismos de redistribuição de tensões no interior do composto.

Todavia, por mais que a análise com base nos valores médios de Módulo de Resiliência tenha se mostrado adequada para uma avaliação inicial do desempenho resiliente dos materiais testados, essa abordagem não permite captar a dependência intrínseca do MR em relação às condições de tensão aplicadas, conforme abordado previamente. Para representar essa dependência de forma mais abrangente e condizente com os mecanismos envolvidos, recorre-se à aplicação de modelos matemáticos capazes de descrever o MR como uma função contínua das tensões atuantes.

Nesse contexto, foram adotadas duas formulações consagradas na literatura geotécnica: Modelo Composto e Modelo Universal. A calibração dos referidos modelos foi realizada com base nos dados experimentais, e a qualidade dos ajustes foi avaliada por meio do coeficiente de determinação (R^2), com o intuito de verificar a aderência das predições aos valores observados.

Inicialmente, a Tabela 4.2.4.4 apresenta os valores de R^2 obtidos pelo Modelo Composto para os três grupos analisados (SR, GT1 e GT2).

Tabela 4.2.4.4 – Valores de R^2 obtidos pelo Modelo Composto

Amostra	SR	GT1	GT2
1	0,57	0,67	0,55
2	0,97	0,79	0,71
3	0,72	0,70	0,95
4	0,77	0,57	0,95
5	0,64	0,90	0,66
6	0,68	0,48	0,48

Fonte: Elaboração do autor (2025).

Os coeficientes de determinação (R^2) obtidos para os grupos SR, GT1 e GT2 pelo Modelo Composto revelaram ajustes satisfatórios aos dados experimentais, embora com variações notáveis entre as amostras. O grupo sem reforço (SR) apresentou valores entre 0,57 e 0,97, enquanto os grupos reforçados reuniram valores entre 0,48 e 0,90 (GT1) e entre 0,48 e 0,95 (GT2). A Figura 4.2.4.2. ilustra gráfico de barras agrupados com os respectivos valores de R^2 para o Modelo Composto.

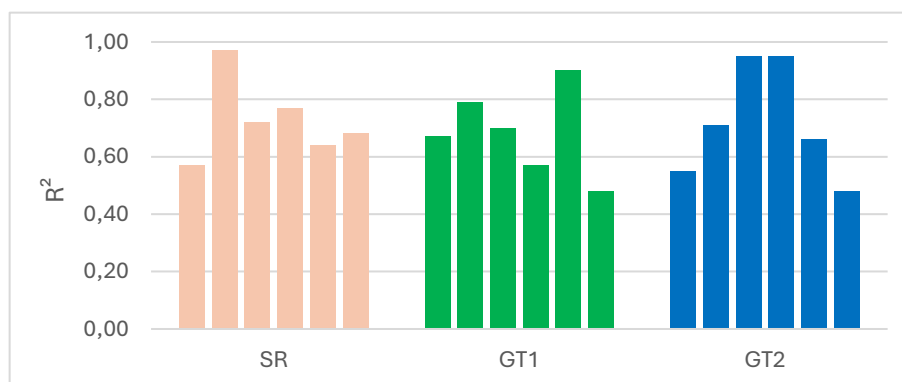


Figura 4.2.4.2 – Valores de R^2 por grupo (Modelo Composto)

Fonte: Elaboração do autor (2025)

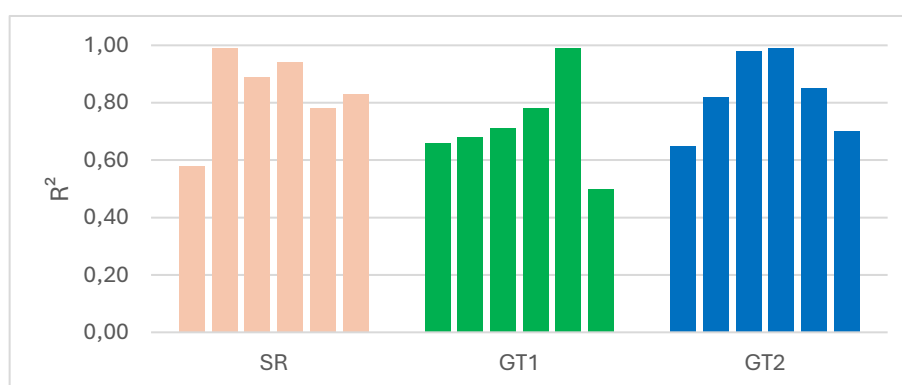
De maneira análoga, a Tabela 4.2.4.5 apresenta os valores de R^2 obtidos pelo Modelo Universal.

Tabela 4.2.4.5 – Valores de R^2 obtidos pelo Modelo Universal

Amostra	SR	GT1	GT2
1	0,58	0,66	0,65
2	0,99	0,68	0,82
3	0,89	0,71	0,98
4	0,94	0,78	0,99
5	0,78	0,99	0,85
6	0,83	0,50	0,70

Fonte: Elaboração do autor (2025).

De acordo com os dados, observa-se que os valores de R^2 obtidos pelo Modelo Universal foram teoricamente satisfatórios, apresentando variações de 0,58 a 0,99 no grupo SR, de 0,50 a 0,99 em GT1 e de 0,65 a 0,99 em GT02. A Figura 4.2.4.3. ilustra gráfico de barras agrupados com os respectivos valores de R^2 para o Modelo Composto.

Figura 4.2.4.3 – Valores de R^2 por grupo (Modelo Universal)

Fonte: Elaboração do autor (2025)

Para efeitos comparativos, o Modelo Universal apresentou valores superiores aos extraídos pelo Modelo Composto (exceto nas amostras 1 e 2 de GT1). Tal efeito é refletido na média dos grupos. Enquanto no Modelo Composto, o valor médio correspondia a 0,73, 0,69 e 0,72, no Modelo Universal as médias passaram a ser 0,84, 0,72 e 0,83 para os grupos SR, GT1 e GT2, respectivamente. A Tabela 4.2.4.6 apresenta a quantidade de R^2 por faixa de valores.

Tabela 4.2.4.6 – Quantidade de R^2 obtidos pelos modelos para SR, GT1 e GT2

Parâmetro	SR		GT1		GT2	
	Composto	Universal	Composto	Universal	Composto	Universal
$R^2 > 0,80$	1	4	1	1	2	4
$0,60 > R^2 > 0,80$	4	1	3	4	2	2
$R^2 < 0,60$	1	1	2	1	2	0

Fonte: Elaboração do autor (2025).

Esses resultados sugerem que o Modelo Universal apresentou desempenho mais consistente entre os ajustes das amostras tanto do grupo sem reforço quanto dos grupos reforçados. No caso de SR e GT2, quatro amostras tiveram $R^2 > 0,80$ (sendo que apenas uma e duas amostras, respectivamente, apresentaram tal comportamento no Modelo Composto). Para GT1, a variação foi menos impactante, em que ocorreu o aumento em uma unidade na faixa de valores de R^2 entre 0,60 e 0,80). Portanto, subte-se que o Modelo Universal proporciona melhor representação do comportamento resiliente das amostras, provavelmente em razão da sua formulação mais abrangente, que incorpora a influência simultânea das tensões principais (σ_1 , σ_2 e σ_3) por meio da tensão volumétrica (θ) e da tensão octaédrica de cisalhamento (τ_{oct}). Essa capacidade de capturar variações mais sutis no comportamento do solo sob diferentes níveis de carregamento pode justificar sua superioridade frente ao Modelo Composto, especialmente em materiais de comportamento não linear típico de solos finos.

Além da análise do ajuste dos modelos por meio do R^2 , foi realizada a avaliação dos parâmetros físicos k_1 , k_2 e k_3 estimados para cada modelo, sendo o primeiro relacionado à rigidez inicial do material e os demais às tensões aplicadas durante os ensaios (tensão confinante e tensão desvio no caso do Modelo Composto; tensão volumétrica e tensão cisalhante octaédrica quanto ao Modelo Universal). A Tabela 4.2.4.7 apresenta os valores de k_1 , k_2 e k_3 do grupo SR resultantes do Modelo Composto e do Modelo Universal.

Tabela 4.2.4.7 – Valores de k_1 , k_2 e k_3 do grupo SR

Amostra	k_1		k_2		k_3	
	Composto	Universal	Composto	Universal	Composto	Universal
SR1	45,353	171,760	0,131	0,169	0,125	0,286
SR2	55,634	130,804	-0,012	0,025	0,434	1,090
SR3	24,285	126,052	-0,292	-0,468	0,507	1,893
SR4	45,352	204,268	-0,004	-0,031	0,211	0,813
SR5	17,327	240,694	-0,291	-0,472	0,198	1,207
SR6	31,516	193,767	-0,019	-0,047	0,150	0,548

Fonte: Elaboração do autor (2025).

Em k_1 , relacionado à rigidez do material, ocorreu uma variação de 17,327 MPa a 55,634 MPa no Modelo Composto e de 126,052 a 240,694 no Modelo Universal. Ressalta-se que no segundo caso, os valores são adimensionais por terem sido normalizados pela pressão atmosférica, o que justifica também valores mais elevados.

Para k_2 , referente à sensibilidade à tensão confinante e à tensão volumétrica para o Modelo Composto e para o Modelo Universal, respectivamente, ocorreu uma variação de -0,292 a 0,131 no primeiro modelo e de -0,472 a 0,169 no segundo, contemplando cinco valores negativos para o Modelo Composto e quatro para o Modelo Universal. Quanto ao k_3 , condicionados à tensão desvio e à tensão octaédrica de cisalhamento, foram observados valores positivos em ambos os modelos, ocorrendo uma variação de 0,125 a 0,507 no Composto e de 0,286 a 1,893 no Universal.

De maneira análoga, a Tabela 4.2.4.8 apresenta os valores de k_1 , k_2 e k_3 dos grupos reforçados (GT1 e GT2) obtidos pelo Modelo Composto e pelo Modelo Universal.

Tabela 4.2.4.8 – Valores de k_1 , k_2 e k_3 dos grupos GT1 e GT2

Amostra	k_1		k_2		k_3	
	Composto	Universal	Composto	Universal	Composto	Universal
GT1#1	43,589	232,098	0,435	0,525	-0,256	-1,267
GT1#2	43,411	182,884	0,406	0,474	-0,186	-0,809
GT1#3	69,560	149,351	0,282	0,413	0,127	0,023
GT1#4	18,819	197,491	-0,345	-0,598	0,332	1,801
GT1#5	42,465	139,254	-0,094	-0,119	0,400	1,333
GT1#6	30,936	195,947	0,085	0,074	0,029	0,152
GT2#1	11,417	216,318	-0,342	-0,566	0,152	1,292
GT2#2	24,445	112,572	-0,139	-0,198	0,355	1,272
GT2#3	53,879	112,531	-0,054	-0,115	0,378	1,550
GT2#4	51,022	170,649	-0,104	-0,049	0,554	1,116
GT2#5	24,238	134,257	-0,349	-0,581	0,538	2,206
GT2#6	24,613	190,847	-0,177	-0,289	0,243	1,128

Fonte: Elaboração do autor (2025).

No tocante ao grupo GT1, observa-se que para o coeficiente k_1 ocorreu uma variação de 18,819 MPa a 69,560 MPa para o Modelo Composto e de 139,254 a 232,098 para o Modelo Universal. Para k_2 e k_3 , foram constatados valores negativos e positivos, variando de -0,345 a 0,435 no primeiro modelo e de -0,598 a 0,525 no segundo, no que se refere à sensibilidade à tensão confinante e à tensão volumétrica. Para os coeficientes relacionados à tensão desvio e à tensão octaédrica de cisalhamento, houve a variação de -0,256 a 0,400 no Modelo Composto e de -1,267 a 1,801 no Modelo Universal.

Já para o grupo GT2, o coeficiente relacionado à rigidez do material (k_1) ocorreu uma variação de 11,417 MPa a 53,879 MPa e de 112,531 a 216,318 nos modelos Composto e Universal, respectivamente. Quanto aos valores de k_2 e k_3 , foram

observados valores negativos no primeiro caso, variando de -0,349 a -0,054 e de -0,049 a -0,581, e positivos no segundo, com variação de 0,152 a 0,554 e de 1,116 a 2,206, tanto para o Modelo Composto quanto para o Modelo Universal.

As imagens a seguir ilustram os valores em conjunto de k_1 (Figura 4.2.4.4), de k_2 (Figura 4.2.4.5) e de k_3 (Figura 4.2.4.6) para os grupos SR, GT1 e GT2 tanto para o Modelo Composto quanto para o Modelo Universal, de forma a ressaltar as variações observadas.

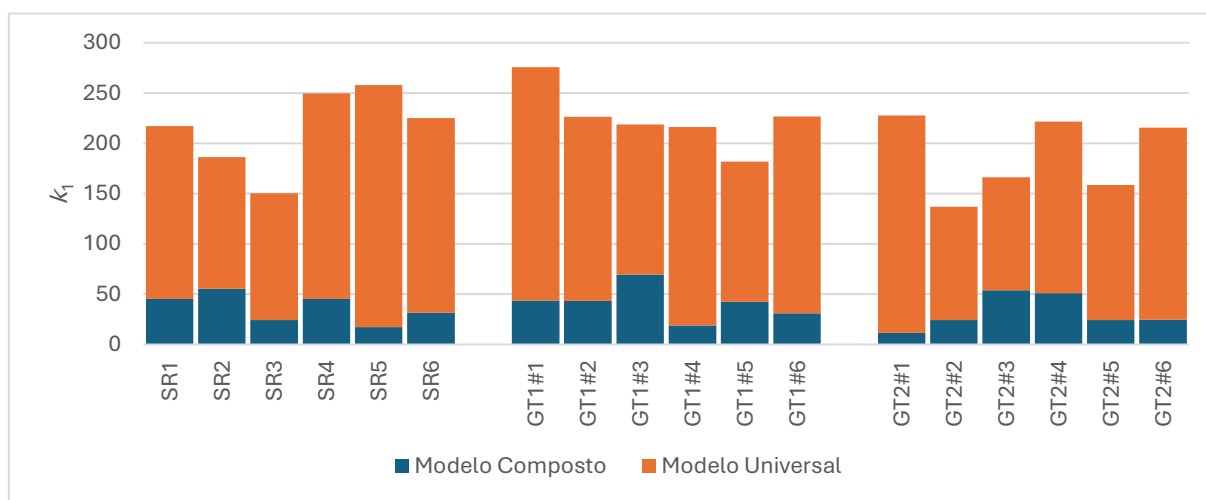


Figura 4.2.4.4 – Valores de k_1 dos modelos para os grupos SR, GT1 e GT2
Fonte: Elaboração do autor (2025)

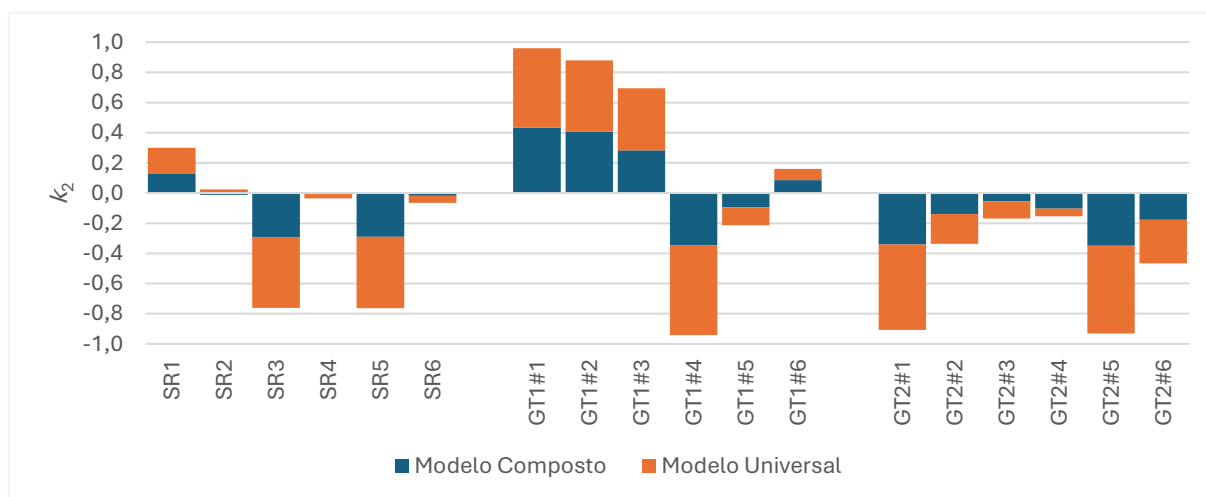


Figura 4.2.4.5 – Valores de k_2 dos modelos para os grupos SR, GT1 e GT2
Fonte: Elaboração do autor (2025)

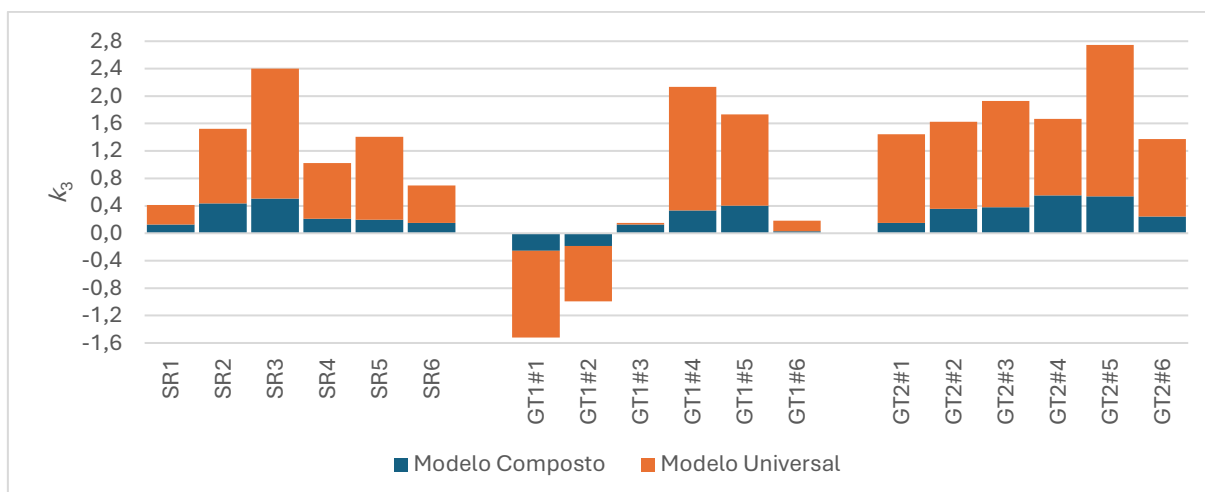


Figura 4.2.4.6 – Valores de k_3 dos modelos para os grupos SR, GT1 e GT2
Fonte: Elaboração do autor (2025)

Para efeitos comparativos, a Tabela 4.2.4.9 retoma os valores de k_1 , k_2 e k_3 das amostras dos grupos SR, GT1 e GT2 com maior R^2 , obtidos para os modelos Composto e Universal.

Tabela 4.2.4.9 – Amostras dos grupos SR, GT1 e GT2 com maior R^2

Amostra	R^2	k_1	k_2	k_3
Modelo Composto				
SR2	0,97	55,634	-0,012	0,434
GT1#5	0,90	42,465	-0,094	0,400
GT2#3	0,95	53,879	-0,054	0,378
GT2#4	0,95	51,022	-0,104	0,554
Modelo Universal				
SR2	0,99	130,804	0,025	1,090
GT1#5	0,99	139,254	-0,119	1,333
GT2#4	0,99	170,649	-0,049	1,116

Fonte: Elaboração do autor (2025).

A Tabela 4.2.4.9 permite uma análise mais refinada sobre os coeficientes k_1 , k_2 e k_3 obtidos nos casos com maiores coeficientes de determinação (R^2) para ambos os modelos. No Modelo Composto, observa-se que os valores de k_1 se mantêm em uma faixa relativamente estreita (entre 42,465 MPa e 55,634 MPa), o que indica certa estabilidade na rigidez inicial estimada entre as amostras, mesmo considerando variações de reforço e grupo experimental. Os valores de k_2 foram todos negativos, o que reflete uma possível perda de rigidez com o aumento da tensão confinante, comportamento típico em solos de alta plasticidade e possivelmente acentuado pela presença de reforço. O coeficiente k_3 manteve-se positivo em todas as amostras, indicando a predominância da tensão desvio na evolução do módulo de resiliência.

No Modelo Universal, os valores de R^2 atingiram 0,99 em todas as amostras selecionadas, demonstrando a eventual eficácia desse modelo em representar o comportamento resiliente do solo estudado sob as condições de ensaio. Os valores de k_1 foram mais elevados em comparação ao Modelo Composto, o que se deve à forma de normalização baseada na pressão atmosférica, e não necessariamente a uma maior rigidez do material. Quanto ao parâmetro k_2 , manteve-se negativo ou próximo de zero na maioria das amostras, sugerindo que a tensão volumétrica tem influência limitada ou até mesmo inversa no módulo de resiliência. Os valores de k_3 evidenciaram forte correlação com a tensão octaédrica de cisalhamento.

No Apêndice D, constam os gráficos MR x Sequência das amostras mais significativas para os grupos SR, GT1 e GT2, tanto para o Modelo Composto quanto para o Modelo Universal, ilustrados nas Figuras D.1 a D.4. De maneira análoga, as Figuras D.5 a D.8 apresentam a dispersão dos MR estimados obtidos pelos modelos Composto e Universal em relação ao MR calculado.

Diante do exposto, ao analisar o conjunto de forma abrangente, os coeficientes de determinação (R^2) obtidos para os modelos aplicados mostraram variações significativas entre as amostras, tanto nos grupos com geogrelha quanto no grupo sem reforço. Valores elevados de R^2 (acima de 0,80), especialmente no Modelo Universal, indicam um bom grau de aderência entre os dados experimentais e as respostas estimadas, refletindo a maior capacidade do modelo em capturar os efeitos combinados das tensões principais. Por outro lado, os valores mais baixos de R^2 (abaixo de 0,60), mais frequentes no Modelo Composto, não devem ser interpretados isoladamente como falhas experimentais. Estudos como os de Carmo (1998), Cunto (1998) e Ribeiro (2016) já registraram ampla variabilidade no desempenho dos modelos, com R^2 variando de forma significativa em função do tipo de solo, da condição de ensaio e do modelo adotado. Adicionalmente, Sousa (2021) e Sant'Anna (2002) ressaltam que, em solos finos, o comportamento mecânico pode ser altamente não linear e sensível a múltiplos fatores, como umidade, grau de compactação, energia aplicada e estado de tensões, o que compromete a eficácia de modelos simplificados. Nesses casos, modelos mais abrangentes, como o Universal, tendem a representar com maior fidelidade a resposta resiliente dos materiais, sobretudo em compósitos de estrutura complexa e comportamento não linear.

A variabilidade dos coeficientes físicos k_1 , k_2 e k_3 dentro de um mesmo grupo experimental reforça a complexidade da resposta mecânica dos solos testados. A literatura técnica destaca que a interpretação desses coeficientes deve considerar as características do solo, as condições de compactação e a presença de reforços, visto que esses fatores podem influenciar diretamente os ajustes obtidos e sua variabilidade entre amostras (Cunto, 1998; Ribeiro, 2016; Kaluder *et al.*, 2022).

O coeficiente k_1 , representativo da rigidez inicial do material sob carregamentos repetitivos, é amplamente reconhecido como o parâmetro mais sensível às condições físicas do solo, especialmente ao teor de umidade e à densidade seca atingida após a compactação. Em estudos conduzidos por Norback (2018), observou-se que k_1 apresentou variações significativas mesmo entre corpos de prova preparados sob condições similares, reforçando sua sensibilidade a pequenas flutuações nos parâmetros de moldagem. Sousa (2021) confirma essa tendência ao demonstrar que densidades secas mais elevadas resultaram em valores mais altos de k_1 , enquanto o aumento da umidade reduziu a rigidez inicial. Adicionalmente, Lacerda *et al.* (2024) destacam que a inserção de geogrelhas altera a redistribuição interna de tensões no solo, afetando diretamente os valores ajustados de k_1 , sobretudo quando o reforço é disposto em múltiplas camadas.

O coeficiente k_2 , que quantifica a influência da tensão confinante ou volumétrica sobre o módulo de resiliência, nem sempre se comporta de forma direta. Diversos autores relatam a ocorrência de valores negativos desse parâmetro, especialmente em solos finos ou materiais com elevada plasticidade, contrariando a expectativa tradicional de que o confinamento sempre aumenta a rigidez resiliente. Cunto (1998) relata esse fenômeno em misturas contendo solo argiloso, associando-o a uma possível reorganização desfavorável da estrutura interna sob confinamento. Sant'Anna (2002) complementa essa visão ao sugerir que o estado próximo à saturação e a estrutura coloidal de certos solos tropicais podem prejudicar a ação benéfica do confinamento, levando a respostas inesperadas nos ensaios de módulo de resiliência. Já Sousa (2021) aponta que, em sistemas reforçados com geossintéticos, a restrição aos deslocamentos laterais pode alterar a forma como o confinamento atua, justificando valores negativos de k_2 especialmente em amostras de solos finos compactados próximos da umidade ótima. Esses achados indicam que

o parâmetro k_2 é altamente dependente da interação entre as características do solo e as variáveis de ensaio, não devendo ser interpretado isoladamente.

O coeficiente k_3 está relacionado à influência da tensão desvio ou da tensão octaédrica cisalhante sobre o módulo de resiliência e tende a apresentar comportamento mais estável entre os modelos aplicados. A maioria dos estudos confirma a predominância de valores positivos para k_3 , o que está em consonância com a teoria que reconhece a tensão desviadora como principal agente na mobilização da rigidez resiliente em solos coesivos sob carregamento cíclico (Ribeiro, 2016; Macêdo, 2004). Esses achados são reforçados por Kaluder *et al.* (2022), que observaram que a presença de geogrelhas tende a favorecer a redistribuição das tensões de cisalhamento, intensificando o papel da tensão desvio na resposta elástica do material. Dessa forma, o comportamento de k_3 serve como um indicativo da dominância da ação cortante sobre a rigidez resiliente, sobretudo em sistemas reforçados ou com presença de agregação estrutural.

Assim, os resultados obtidos reforçam a relevância de uma análise criteriosa e contextualizada do módulo de resiliência, especialmente em solos finos e compósitos reforçados. A variabilidade nos coeficientes de determinação (R^2) e nos parâmetros físicos k_1 , k_2 e k_3 evidencia que modelos simplificados nem sempre são adequados para captar a complexidade do comportamento mecânico desses materiais. Conforme indicado por Carmo (1998), Cunto (1998), Ribeiro (2016), Sousa (2021) e Sant'Anna (2002), fatores como umidade, densidade seca, tipo de solo, estado de tensões e presença de geossintéticos influenciam significativamente a resposta resiliente e a calibração dos modelos. O Modelo Universal, por sua vez, mostra-se mais robusto ao acomodar essas variáveis e representar de forma mais fidedigna a influência combinada das tensões principais. A consistência dos achados com a literatura técnica corrobora a dominância da tensão desviadora sobre a rigidez resiliente, bem como a atuação da geogrelha na redistribuição de esforços internos. Dessa forma, a interpretação integrada dos parâmetros ajustados, associada ao conhecimento prévio sobre o comportamento típico dos materiais testados, é fundamental para a obtenção de análises mais precisas e tecnicamente válidas no contexto do dimensionamento de pavimentos.

De forma geral, os resultados obtidos nesta seção demonstram que, embora o uso de geogrelhas triaxiais não tenha promovido incrementos estatisticamente significativos no módulo de resiliência dos corpos de prova, foram observados indícios de melhoria na uniformidade da rigidez inicial, especialmente nas amostras reforçadas com a geogrelha de maior abertura (GT1). Essa tendência foi evidenciada pelo comportamento mais nivelado dos coeficientes k_1 obtidos a partir do Modelo Universal, indicando uma possível redistribuição mais homogênea das tensões internas na fase inicial de carregamento. Por outro lado, os coeficientes k_2 e k_3 apresentaram elevada variabilidade para todas as configurações testadas, o que reforça a complexidade da resposta resiliente dos solos finos sob carregamento cíclico e limita a generalização dos efeitos do reforço ao longo de toda a faixa de tensões aplicada. A comparação entre os modelos matemáticos aplicados evidenciou a superioridade do Modelo Universal na representação do comportamento resiliente, atribuída à sua formulação mais abrangente e à capacidade de incorporar simultaneamente a influência das tensões principais. Em conjunto, esses achados reforçam a necessidade de abordagens analíticas que considerem, além dos valores médios de módulo de resiliência, os efeitos específicos das tensões aplicadas e da interação solo-reforço no comportamento elástico de materiais submetidos a solicitações repetidas. Ademais, os resultados contribuem para o aprimoramento de metodologias de dimensionamento de pavimentos que contemplem as particularidades dos materiais empregados e a variabilidade inerente ao seu comportamento sob carregamento cíclico.

CAPÍTULO 5

5. Conclusão

Este trabalho teve como objetivo principal analisar o comportamento mecânico de composições solo-geogrelha 3D fabricadas por manufatura aditiva, visando sua aplicação como reforço em camadas estruturais de pavimentos em regiões com predominância de solos coesivos. Para isso, foram conduzidos ensaios de caracterização do solo e ensaios mecânicos, estáticos e cíclico, além de análise estatística dos dados obtidos. A pesquisa buscou também avaliar a influência da geometria das geogrelhas sobre o desempenho das composições solo-reforço.

A caracterização geotécnica inicial confirmou a baixa qualidade do solo utilizado em termos de comportamento mecânico. Tratava-se de um silte de alta plasticidade (MH segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos – USCS), classificado no grupo A-7-5 da AASHTO. Essas propriedades confirmam sua baixa capacidade de suporte e alta deformabilidade, justificando plenamente a necessidade de técnicas de reforço para seu emprego em obras viárias.

Nos ensaios mecânicos, observou-se melhora significativa nos parâmetros de resistência do solo quando incorporadas as geogrelhas 3D. Os maiores ganhos foram registrados com a geogrelha do tipo GT1, cuja abertura triangular de 20 mm promoveu melhor interação solo-reforço. Esse grupo apresentou os maiores valores médios de coesão aparente, ângulo de atrito, resistência à compressão simples e resistência à tração indireta, superando tanto o solo de referência quanto a composição com malha de menor abertura (GT2). A eficácia do reforço foi confirmada por testes estatísticos (ANOVA e Tukey), com significância nos resultados obtidos.

Por outro lado, o Módulo de Resiliência (MR), obtido a partir de carregamentos cíclicos, não apresentou variações estatisticamente significativas entre os grupos. Apesar disso, o grupo GT1 mostrou desempenho mais homogêneo, com menores desvios e melhor aderência aos modelos constitutivos (em especial ao Modelo Universal), o que sugere benefícios indiretos do reforço na redistribuição de tensões em regimes elásticos. A modelagem numérica baseada nos dados experimentais também indicou boa correlação entre os valores estimados e os medidos.

Apesar dos avanços apresentados, algumas limitações metodológicas precisam ser destacadas. A pesquisa foi realizada com escala reduzida das geogrelhas, restrita aos limites da impressora 3D de mesa adotada. Além disso, não foram realizados ensaios triaxiais drenados ou não drenados, os quais permitiriam uma compreensão mais aprofundada do comportamento do material sob diferentes condições de carregamento e confinamento, especialmente considerando a natureza coesiva do solo analisado.

Outra limitação importante diz respeito à caracterização mecânica das próprias geogrelhas impressas. Essas informações são fundamentais para compreender plenamente a contribuição do reforço no sistema composto solo-geogrelha e devem ser consideradas em trabalhos futuros.

Diante disso, sugerem-se as seguintes direções para pesquisas futuras:

- Realizar ensaios triaxiais para obter parâmetros mais representativos do comportamento drenado e não drenado das composições solo-reforço;
- Avaliar a durabilidade das geogrelhas 3D sob condições reais de exposição (umidade, temperatura, agentes químicos e radiação UV);
- Submeter as geogrelhas impressas a ensaios de tração, flexão e fluência, a fim de caracterizar seu comportamento mecânico isolado;
- Investigar o desempenho de outras geometrias de malha, espessuras de nervura e materiais de impressão;
- Aplicar simulação numérica para estimar o comportamento mecânico sob diferentes combinações.

Em síntese, os resultados obtidos demonstraram a viabilidade técnica e científica da aplicação de geogrelhas 3D em solos coesivos, sobretudo em contextos geotécnicos desafiadores como o da cidade de Manaus, evidenciando então potencial aplicabilidade em pavimentos. A possibilidade de personalização geométrica oferecida pela manufatura aditiva mostrou-se promissora para o desenvolvimento de reforços otimizados para diferentes tipos de solo. Ainda que a pesquisa tenha se concentrado em escala laboratorial, seus achados oferecem base sólida para avanços futuros na aplicação de soluções geotécnicas mais sustentáveis, inovadoras e adaptadas às realidades locais.

REFERÊNCIAS

AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO Guide for design of pavement structures**. 1993. Washington, D.C., 1993.

AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO M 145: **Standard specification for classification of soils and soil-aggregate mixtures for highway construction purposes**. Washington, D.C., 1991.

AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO T 307-99: **Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials**. Washington, D.C., 2016.

ABDI, M. R.; TABARSA, A.; HAGHGOUY, P. **Evaluation of Soil–Geometrically Modified Geogrid Interaction in Direct Shear Mode**. International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering, v. 09, n. 060, 2023.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12025: **Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos – Método de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12770: **Solo – Determinação da resistência à compressão não confinada de solo coesivo**. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 17212: **Solos – Determinação da massa específica dos sólidos da fração passante na peneira com abertura de 2,0 mm**. Rio de Janeiro: ABNT, 2025.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6458: **Solos – Determinação da massa específica dos sólidos, da massa específica aparente e da absorção de água da fração retida na peneira com abertura de 2,0 mm**. Rio de Janeiro: ABNT, 2025.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459: **Solo – Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180: **Solo – Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro, 2016.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: **Solo – Análise granulométrica**. Rio de Janeiro: ABNT, 2025.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7182: **Solo – Ensaio de compactação**. Rio de Janeiro: ABNT, 2025.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR ISO 10318-1: **Geossintéticos: Parte 1 - Termos e definições**. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR ISO 12957: **Geossintéticos – Determinação das características de atrito. Parte 1 Ensaio de cisalhamento direto**. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR ISO/ASTM 52900: **Manufatura Aditiva – Princípios Gerais – Terminologia**. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

AHMED, S. S.; MARTINEZ, A. **Triaxial compression behavior of 3D printed and natural sands**. Granular Matter, v. 23, n. 82, 2021.

ALMEIDA, A.; ELIAN, S.; NOBRE, J. **Modificações e alternativas aos testes de Levene e Brown e Forsythe para igual de variâncias e médias**. Revista Colombiana de Estadística, v. 31, 241-260, 2008.

ANTUNES, L. G. S. **Reforço de pavimentos rodoviários com geossintéticos**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília, 2008.

ARAB, M. G.; OMAR, M.; ALOTAIBI, E.; MOSTAFA, O.; NAEEM, M.; BADR, O. **Bio-inspired 3D-printed honeycomb for soil reinforcement**. Geo-Congress 2020 GSP 320. p. 262-271, 2020.

ARAÚJO, J. N.; DROZDA, F. O. **Avaliação do desgaste de peças produzidas por manufatura aditiva FDM**. Brazilian Journal of Development, v. 05, n. 12, p. 32099-32110, 2019.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D2487: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)**. West Conshohocken, PA, 2025.

BABU, G. L. S.; MAHESWARAN, N. **Behaviour of geogrid reinforced clay–geogrid interfaces**. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 24, n. 6, p. 379–386, 2006.

BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica: materiais, projetos e restauração**. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

BENTO, A. H.; FROTA, C. A. **Mapeamento Geotécnico da Área Urbana de Manaus - AM**. In: III SIMPÓSIO BRASILEIRO DE CARTOGRAFIA GEOTÉCNICA. Florianópolis, 1998.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**. 2. ed. Rio de Janeiro: Petrobras, 2022.

CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N. **Mecânica dos solos: teoria e aplicações**. ed. 8. São Paulo: LTC, 2022.

CARMO, C. A. T. **A avaliação do módulo de resiliência através de ensaios triaxiais dinâmicos de dois solos compactados e a sua estimativa a partir de ensaios rotineiros**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

CARNEIRO, M. L.; SOUZA, A. R.; FARIA, M.; GOUVEIA, B. G.; JUNIOR, E. L. F. **Projeto de pórtico com peças em ABS para impressão 3D na construção civil**. In: XL ENCONTRO NACIONAL DE ENGENHARIA DE PRODUÇÃO. Contribuições da Engenharia de Produção para a Gestão de Operações Energéticas Sustentáveis. Foz do Iguaçu, 2020.

CASAGRANDE, A. **Classification and identification of soils**. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, v. 113, p. 901–991, 1948.

CASTRO, C. E. N. **Estudo teórico-experimental de compósitos asfálticos com materiais alternativos**. 2020. Qualificação (Mestrado em Ciência e Engenharia de Materiais) – Universidade Federal do Amazonas, Manaus, 2020.

CASTRO, C. E. N.; SILVA, R. R. F.; SANTOS, L. F.; MENDES, A. S.; LIMA, C. A. P.; FROTA, C. A. **Comportamento mecânico de solo argiloso estabilizado com resíduo de vidro pulverizado em moinho de alta energia e de bolas**. Revista Matéria, Rio de Janeiro, v. 24, n. 2, p. e12356, 2019.

CERATTI, J. A. P.; RODRIGUES, R. M. Aplicações em restauração de pavimentos. In: VERTEMATTI, J. C. (org.). **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. 2 ed. São Paulo: Blucher, 2015. p. 395-419.

CHALMOVSKY, J.; KOUDELA, P.; MICA, L. **Reinforcing of Sand With 3D Printed Fibres – Review of Properties, Fabrication of Fibres and Initial Testing Programme**. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, v. 960, n. 032027, 2020.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Investir é preciso**. Brasília: CNT, 2024.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Pesquisa CNT de rodovias 2024**. Brasília: CNT, 2024.

CPRM – SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Nota explicativa: mapa geotécnico urbano da cidade de Manaus**. Manaus: CPRM, 2019.

CUNHA, M. J. A.; SILVA, C. L.; LIMA, C. A. P.; FROTA, C. A. **Efeito da temperatura no comportamento mecânico de misturas asfálticas com agregados sinterizados de argila calcinada (ASAC)**. Cerâmica, São Paulo, v. 64, n. 370, p. 123–135, 2018.

CUNTO, F. J. C. **Determinação do módulo de resiliência através de ensaios triaxiais dinâmicos e a sua estimativa a partir de ensaios de compressão simples: Estudo de três solos do nordeste brasileiro**. Dissertação (Mestrado em Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

DAS, B. M.; SOBHAN, K. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER 700/100: **Glossário de Termos Técnicos Rodoviários**. Rio de Janeiro, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. IPR-719: **Manual de pavimentação**. 3. ed. Rio de Janeiro: DNIT, 2006.

DEVORE, J. L. **Probabilidade e Estatística para Engenharia e Ciências**. 6 ed. São Paulo: Cengage Learning, 2006.

DNIT – **Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes**. Manual de pavimentação. Rio de Janeiro: IPR-DNIT, 2006. (Publicação IPR-719).

FILHO, R. L.; SILVA, A. H. M. F. T.; MENDES, V. B.; DEUS, P. A. L. **Análise da influência de defeitos nas propriedades mecânicas de materiais poliméricos utilizados em peças fabricadas por impressão 3D**. The Journal of Engineering and Exact Sciences, v. 10, n. 01, 19 p., 2024.

FONSECA, E. C. A. **Estudo experimental do comportamento de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos**. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2017.

GERE, J. M. **Mecânica dos materiais**. São Paulo: Pioneira Thomson Learning, 2003.

GERSCOVICH, D.; SARAMAGO, R. DANZIGER, B. R. **Contenções: teoria e aplicações em obras**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GÓNGORA, I. A. G. **Utilização de geossintéticos como reforço de estradas não pavimentadas: influência do tipo de reforço e do material de aterro**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília, 2011.

GÓNGORA, I. A. M. G. **Estradas não pavimentadas reforçadas com geossintéticos: Influência de propriedades físicas e mecânicas do reforço**. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2015

IGS BRASIL - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOSSINTÉTICOS. Recomendação IGSEBrasil 002-1. **Características requeridas para o emprego de geossintéticos – Parte 1**, 2020.

KALUDER, J.; LENART, S.; MULABDIC, M.; MINAZEK, K. **Resilient modulus of crushed stone material reinforced with geogrids**. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, v. 1260, 2022.

KIM, D. G. **Development of a constitutive model for resilient modulus of Cohesive soils**. Dissertação (Doutorado) – Ohio State University, 2004.

KOERNER, R. M. **Designing with geosynthetics**. 5th ed. Upper Saddle River: Pearson Prentice Hall, 2005.

LACERDA, J. P. F.; DIAS, Y. V. V.; COSTA, F. S. S.; BATISTA, N. M. S.; RIBEIRO, A. J. A. **Concepção e validação de um modelo de regressão do módulo de resiliência de solos aplicado no dimensionamento empírico-mecanístico de pavimentos**. Revista Matéria, v. 29, n. 3, 2024.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1979.

LI, Y.; ZHOU, H.; LIU, H.; DING, Z.; ZHANG, W. **Geotechnical properties of 3D printed transparent granular soil**. Acta Geotechnica, v. 16, p. 1789-1800, 2021

LIMA, L. F.; MARQUES, V. A. S.; SHIMANO, M. M. **Influência da temperatura ambiente no comportamento mecânico do PLA utilizado em manufatura aditiva**. Revista Matéria, v. 27, n. 04, 2022.

LIMA, R. O. C.; MARTINS, S. O.; SOUSA, K. D.; MEDEIROS, M. A. **Estudo das propriedades mecânicas de polímeros aplicados em manufatura aditiva em comparação a polímero de aplicação industrial**. Revista Eletrônica de Engenharia Elétrica e Engenharia Mecânica, v. 03, n. 01, p. 35-46, 2021

LIN, C.Y.; WANG, Y.W.; CHEN, C.S.; HSU, C.Y.; LIU, C.H; HUNG, C. **Potential of additive manufacturing geogrid on soil reinforcement**. EGU General Assembly, EGU25-15939, 2025.

LOPES, M. L.; ZORNBERG, J. G. **Evaluation of geogrid-reinforced pavement systems through large-scale testing**. Geosynthetics International, v. 17, n. 1, p. 35–52, 2010.

LOTTI, C. L.; BUENO, B. S. Matérias primas. In: VERTEMATTI, J. C. (org.). **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. 2 ed. São Paulo: Blucher, 2015. p. 31-46.

MACÊDO, M. M. **Solos modificados com cimento – Efeito no módulo de resiliência e no dimensionamento de pavimentos**. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2004.

MASSAD, F. **Mecânica dos solos experimental**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos pavimentos**. 3 ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2015.

MENDES, G. F.; ALVES, V. F. M.; LOUREIRO, D. Desenvolvimento de modelos dentários através da manufatura aditiva. In: ANDRIJAUSKAS, F.; FAESARELLA, A. S.; OLIVEIRA, L. L. D. **Engenharia Moderna: Soluções para Problemas da Sociedade e da Indústria 3**. Ponta Grossa: Atena, 2022.

MIOT, H. A. **Avaliação da normalidade dos dados em estudos clínicos experimentais**. *Jornal Vascular Brasileiro*, 16(2), 88-91, 2017.

MITCHELL, J. K.; SOGA, K. **Fundamentals of soil behavior**. 3rd ed. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons, 2005.

MOGHADDAS-NEJAD, F.; SMALL, J. C. **Resilient and permanent characteristics of reinforced granular materials by repeated load triaxial tests**. *Geotechnical Testing Journal*, v. 26, n. 2, p. 152–166, 2003.

MONTGOMERY, D. C. **Design and analysis of experiments**. 8th ed. Hoboken: John Wiley & Sons, 2013.

MONTGOMERY, D. C.; RUNGER, G. C. **Estatística aplicada e probabilidade para engenheiros**. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2024.

MOUTINHO, D.; FERREIRA, P. **A tecnologia de impressão 3D aplicada em processos de projeto de Arquitetura e Engenharia**. In: 4º CONGRESSO PORTUGUÊS DE BUILDING INFORMATION MODELLING. Braga: Universidade do Minho, 2022. p. 75-84.

NORBACK, C. **Caracterização do módulo de resiliência e da deformação permanente de três solos e misturas solo-brita**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

OLIVEIRA, G. M.; FALORCA, I. M. C. F. G. **Evaluation of two-layered soils reinforced with 3D printed geogrids modelos under axisymmetric loading conditions**. *Geotextiles and Geomembranes*, n. 53, 798-810.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. Rio de Janeiro: Edição do autor, 2007.

PALMEIRA, E. M. **Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente**. São Paulo: Oficina de Textos, 2018.

PEREIRA, I. N. A. **Análise econômica da produção de misturas asfálticas com cinza de termelétrica, biochar e bioóleo**. Dissertação (Mestrado em Ciência e Engenharia de Materiais) – Universidade Federal do Amazonas, Manaus, 2020.

PERKINS, S. W. **Geosynthetic reinforcement of flexible pavement: laboratory based pavement test sections**. Final Report. FHWA/MT-02-008/20040. Montana: Montana State University, 2002.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PLÁCIDO, R. R. **Análises de campo e laboratório do comportamento ao longo do tempo de muros de solos tropicais finos reforçados com geossintéticos**. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.

PRADO, A. N.; MATTOS, E. C. A.; RODRIGUES, F. S. **Manufatura Aditiva: conceitos, aplicações e impacto na gestão**. In: III ENCONTRO INTERNACIONAL DE GESTÃO, DESENVOLVIMENTO E INOVAÇÃO, Universidade Federal do Mato Grosso do Sul. Naviraí, 2019.

QUELHO, P. E. Q.; ALVARENGA, R. A.; MEIRELES, P. N.; PALMEIRA, A. A.; MONTORO, S. R.; BANDEIRA, C. F. **Análise do comportamento térmico e reológico do ABS após extrusão**. Revista Univap, v. 26, n. 51, 2020

RELVAS, C. **O mundo da impressão 3D e do fabrico digital**. Publindústria, 2017. ISBN: 978-989-723-268-8.

RIBEIRO, A. J. A. **Um modelo de previsão do módulo de resiliência dos solos no estado do Ceará para fins de pavimentação**. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2016).

SANTOS, M. G. C. **Otimização de projetos de muros de solo reforçado com geossintéticos considerando a incerteza de modelo e a teoria de confiabilidade**.

Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2022.

SANT'ANNA, G. L. **Módulo de resiliência de misturas solo-alcatrão, solo-cal-alcatrão e solo-cimento-alcatrão para pavimentação de estradas florestais**. Tese (Dissertação em Ciência Florestal) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2002.

SENÇO, W. **Manual de técnicas de pavimentação**. 2 ed. São Paulo: PINI, 2007.

SHAFIGULIN, I.; SHASHKINA, A.; ABDRAKHMANOV, R.; GAYNANOV, D. **Influence of soil density and number of geogrid layers on the compressive strength of soil samples**. MATEC Web of Conferences, v. 386, 2023.

SHU, S.; ZHANG, F.; WANG, D.; GE, B.; JIANG, Y. **Dynamic behavior and characteristics of geogrid-reinforced sand under cyclic loading**. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, v. 180, n. 108630, 2024.

SILVA, A. L. A.; FEITOSA, A. D.; ALBUQUERQUE, R. M.; XAVIER, A. S. **Manufatura aditiva: Caracterização e comparação com os processos de produção existentes**. In: XXXVIII ENCONTRO NACIONAL DE ENGENHARIA DE PRODUÇÃO. A Engenharia de Produção e suas contribuições para o desenvolvimento do Brasil. Maceió, 2018.

SILVA, C. L.; LIMA, C. A. P.; FROTA, C. A. **Módulo dinâmico de compósitos asfálticos com agregados sinterizados de argila calcinada**. Cerâmica, São Paulo, v. 60, p. 10–21, 2014.

SILVA, T. K. **Comportamento de estrada não pavimentada reforçada com geossintético sobre subleito com bolsão compressível**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade de Brasília, Brasília, 2018.

SONG, J. H.; MURPHY, R. J.; NARAYAN, R.; DAVIES, G. B. H. **Biodegradable and compostable alternatives to conventional plastics**. Philosophical Transactions of the Royal Society B: Biological Sciences, v. 364, n. 1526, p. 2127–2139, 2009.

SOUSA, C. A.; JUNIOR, M. A. L.; FERREIRA, R. L. C. **Avaliações de testes estatísticos de comparações múltiplas de médias**. Revista Ceres, v. 59, n. 3, p. 350-354, 2012.

SOUSA, M. A. S. **Contribuição ao estudo de solos tropicais finos para uso na pavimentação rodoviária**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2021.

SREELEKSHMY, R.; SASIKUMAR, A. **Soil reinforcement using 3D printed honeycomb structures**. International Journal for Research Trends and Innovation, v. 8, n. 4, 2023.

TAPARELLO, G. I. K. **A industrialização da construção com terra através da impressão 3D**. Mix Sustentável, v. 02, n. 02, p. 87-92, 2016.

TIMOSHENKO, S. P.; GERE, J. E. **Mecânica dos sólidos**. Volume 1. Rio de Janeiro: LTC, 1983.

TORMAN, V. B. L.; COSTER, R.; RIBOLDI, J. **Normalidade de variáveis: métodos de verificação e comparação de alguns testes não-paramétricos por simulação**. Rev HCPA, 32(2), 227-234, 2012.

TRICHÊS, G.; KUCHIISHI, A. K.; VIEIRA, T.; BERNUCCI, L. B. Reforço de base de pavimentos. In: VERTEMATTI, J. C. (org.). **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. 2 ed. São Paulo: Blucher, 2015. p. 201-221.

VENKATESWARLU, H.; LATHA, G. M. **Unveiling the reinforcement benefit of innovative textured geogrids**. Geotextiles and Geomembranes, v. 53, 21-40, 2025.

VENKATESWARLU, H.; SAIKUMAR, A.; LATHA, M. **Sand-geogrid interfacial shear response revisited through additive manufacturing**. Geotextiles and Geomembranes, v. 51, p. 95-107, 2023.

VERAS, V. C. P.; CARVALHO, I. C.; CHAVES, A. R.; BERTINI, A. A. **Impressão 3D e industrialização na construção: uma revisão sistemática de literatura**. TECSIC 2023. In: 4º WORKSHOP DE TECNOLOGIA DE SISTEMAS E PROCESSOS CONSTRUTIVOS, Porto Alegre: ANTAC, 2022. p. 1-8.

VERTEMATTI, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. 2 ed. São Paulo: Blucher, 2015.

VIANA, H. M. F. **Estudo do comportamento resiliente dos solos tropicais grossos do interior do estado de São Paulo**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

VOLPATO, N.; CARVALHO, J. Introdução à manufatura aditiva ou impressão 3D. In: VOLPATO, N. (org.). **Manufatura aditiva: tecnologia e aplicação da impressão 3D**. São Paulo: Edgard Blücher, 2017.

WANG, J. S.; CHIEN, C.C. **Effect of gravel size and geogrid opening variation on the reinforced of the unpaved roads**. E3S Web of Conferences. GeoAmericas, v. 569, n. 05003, 2024.

YANG, H.; YAO, Y.; TANG, S.; GU, X.; YANG, W. **Experimental investigation of subgrade reinforced by polypropylene fiber and geogrid under unconfined compression test**. Scientific Reports, v. 12, 2022.

YOO, C.; JUNG, H. Y. **Performance of geogrid-reinforced segmental retaining walls with poorly draining soils**. Geotextiles and Geomembranes, v. 24, n. 4, p. 275–287, 2006.

ZENG, W.; LIU, F.; YING, M. **Test and DEM study on cyclic hysteresis characteristics of stereoscopic geogrid–soil interface**. Geotextiles and Geomembranes, v. 52, p. 196-208, 2024.

ZENG, W.; YING, M.; LIU, F. **Investigation on the cyclic shear response of stereoscopic geogrid-reinforced coarse-grained soil interface**. Transportation Geotechnics, v. 38, n. 100905, 2023.

ZHANG, M.; ZHU, H. **Experimental study on a new type of FBG-3D printed geogrid in embankment reinforcement**. E3S Web of Conferences. GeoAmericas, v. 569, n. 27002, 2024.

ZHANG, M.; ZHU, J.; YANG, J.; QIU, C.; JAVADI, A. A. **Experimental study of a 3D printed geogrid embedded with FBG sensor for reinforcement of subgrade with underlying cave**. Geotextiles and Geomembranes, v. 51, p. 81-92, 2023.

APÊNDICE A

Tabela A.1 – Número de golpes e respectivos teores de umidade dos ensaios de LL

Ensaio	Número de golpes	Teor de Umidade (%)
1	33	73
	28	75
	25	79
	20	84
	15	89
2	34	69
	29	71
	24	78
	19	81
	15	84
3	35	69
	30	74
	27	77
	23	83
	15	90
4	35	75
	32	78
	26	80
	19	84
	17	92
5	34	74
	30	76
	24	80
	20	90
	15	92
6	35	68
	29	70
	26	76
	22	79
	17	90

Fonte: Elaboração do autor (2025).

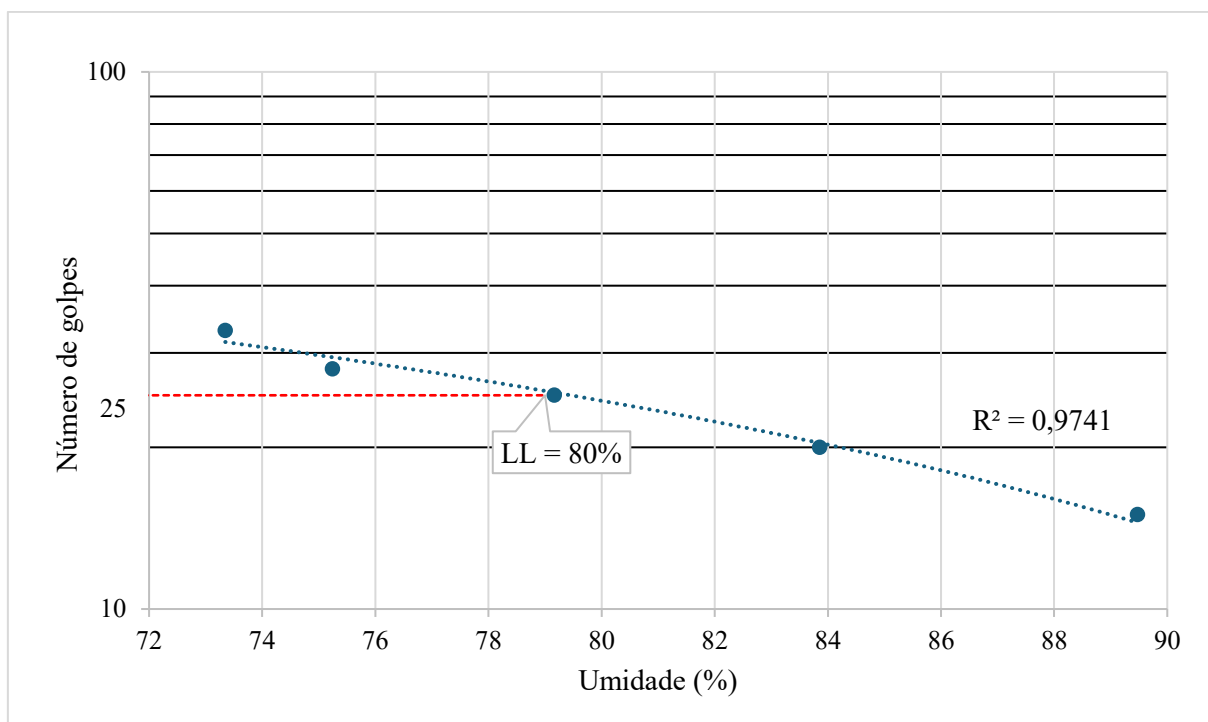


Figura A.1 – Gráfico do LL para o Ensaio 1
Fonte: Elaboração do autor (2025)

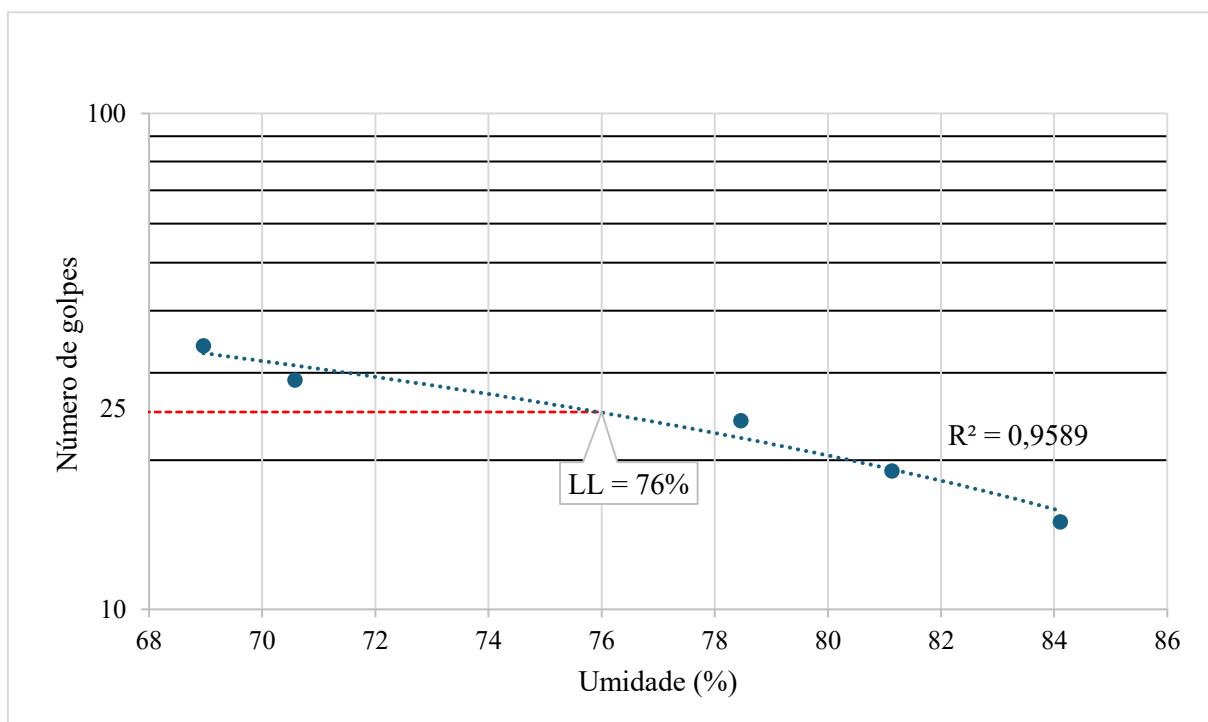


Figura A.2 – Gráfico do LL para o Ensaio 2
Fonte: Elaboração do autor (2025)

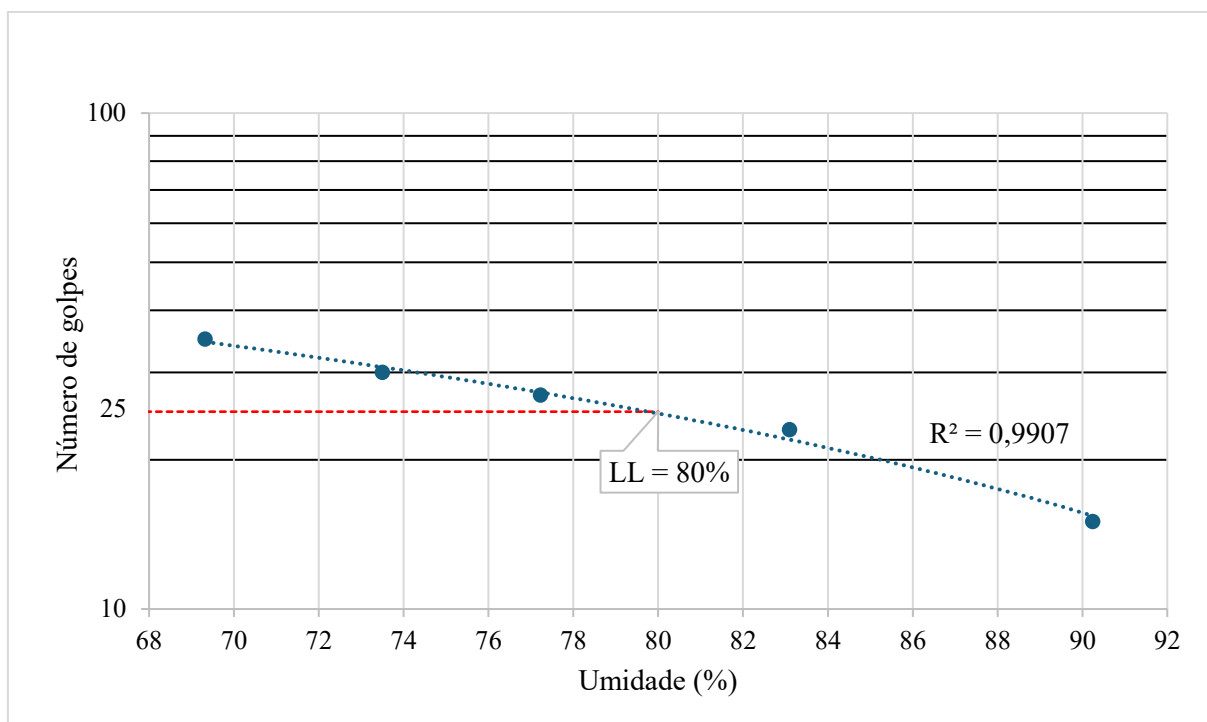


Figura A.3 – Gráfico do LL para o Ensaio 3
Fonte: Elaboração do autor (2025)

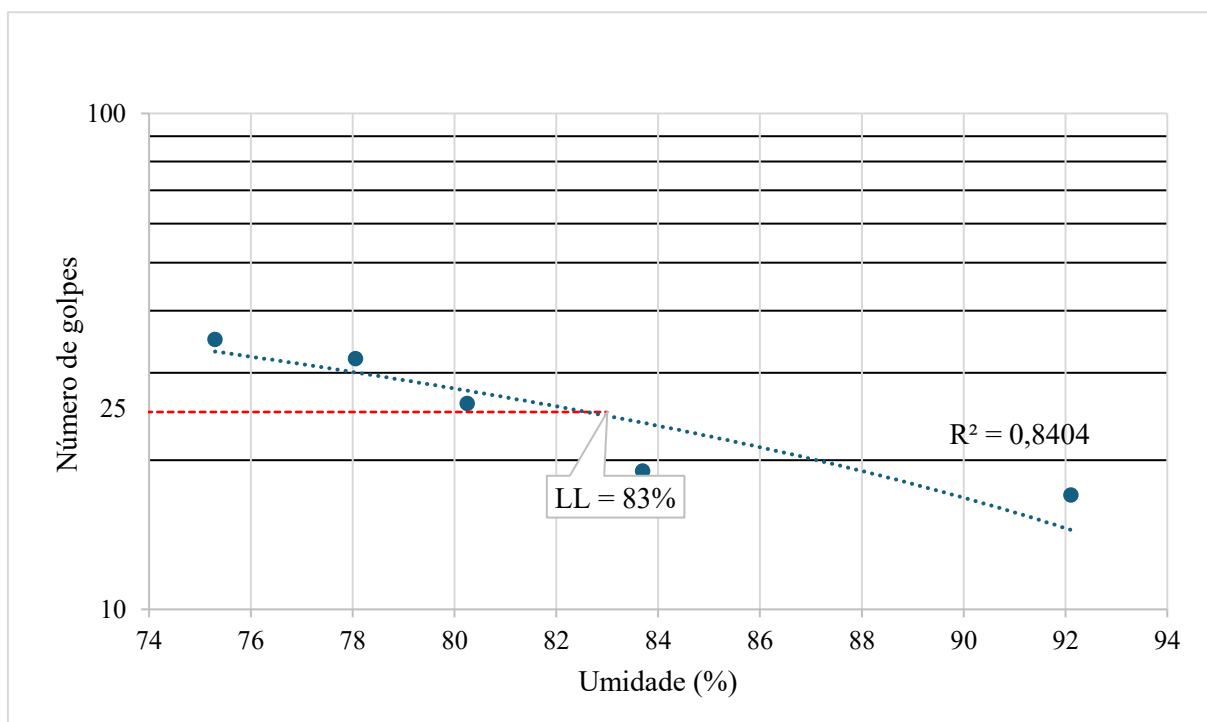


Figura A.4 – Gráfico do LL para o Ensaio 4
Fonte: Elaboração do autor (2025)

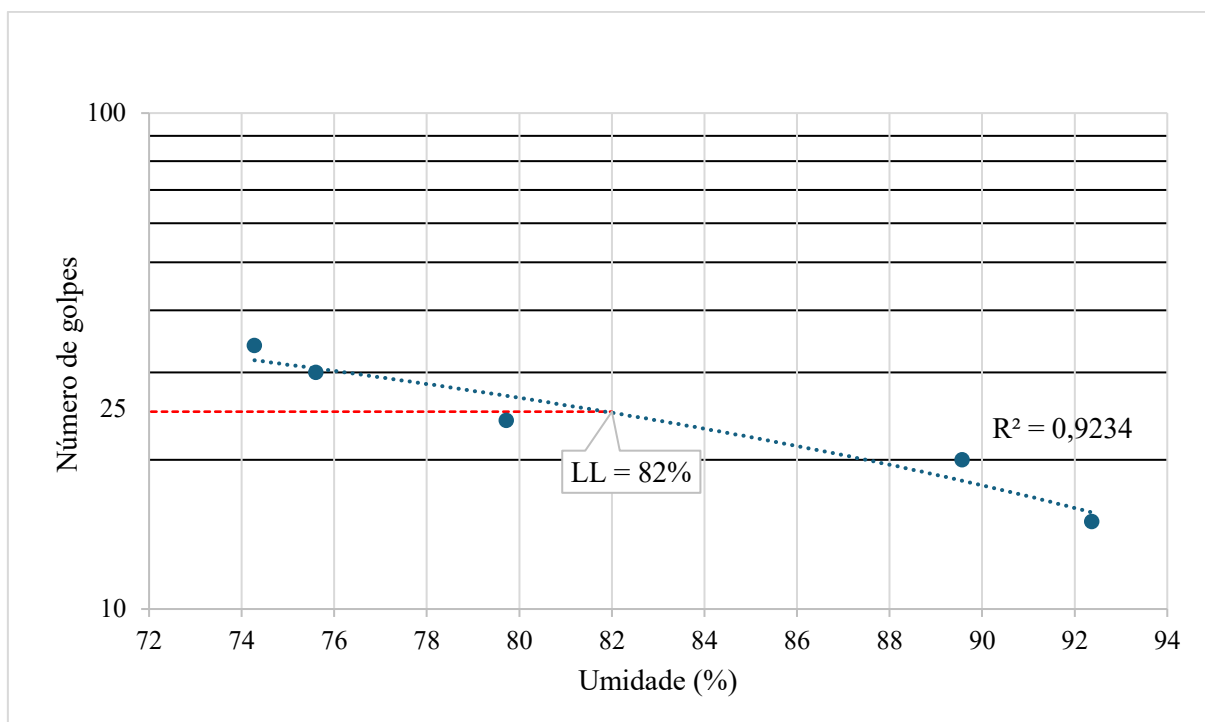


Figura A.5 – Gráfico do LL para o Ensaio 5
Fonte: Elaboração do autor (2025)

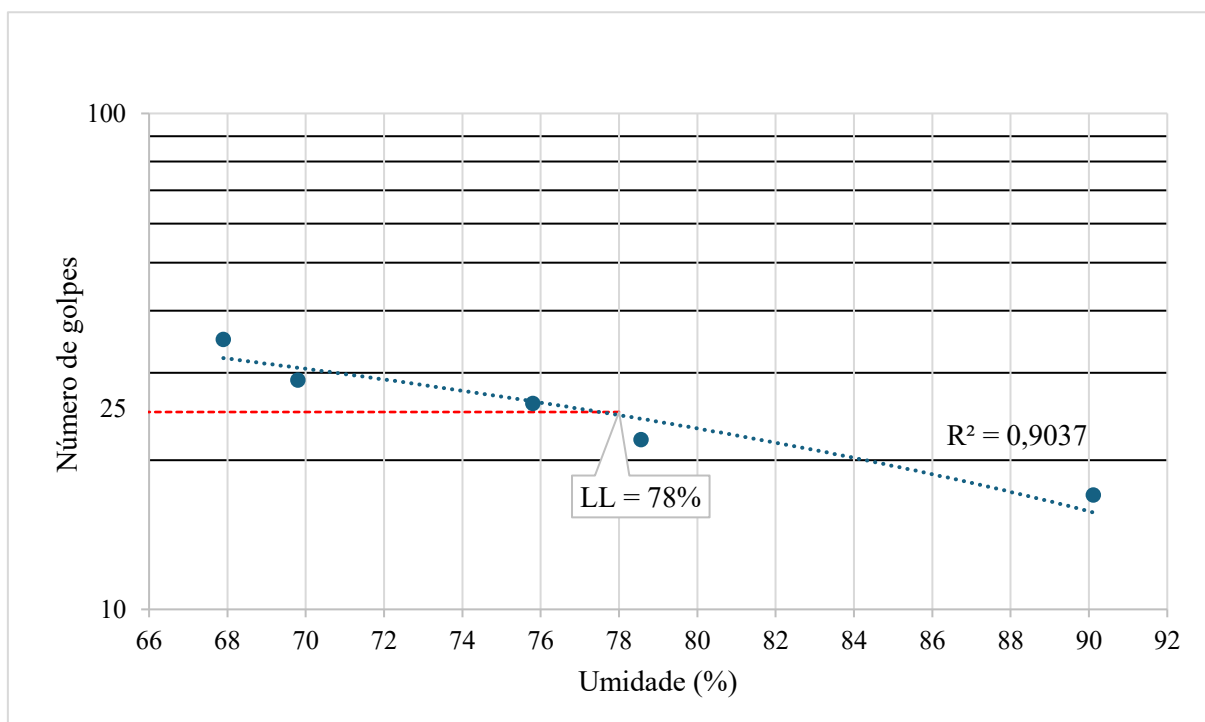


Figura A.6 – Gráfico do LL para o Ensaio 6
Fonte: Elaboração do autor (2025)

APÊNDICE B

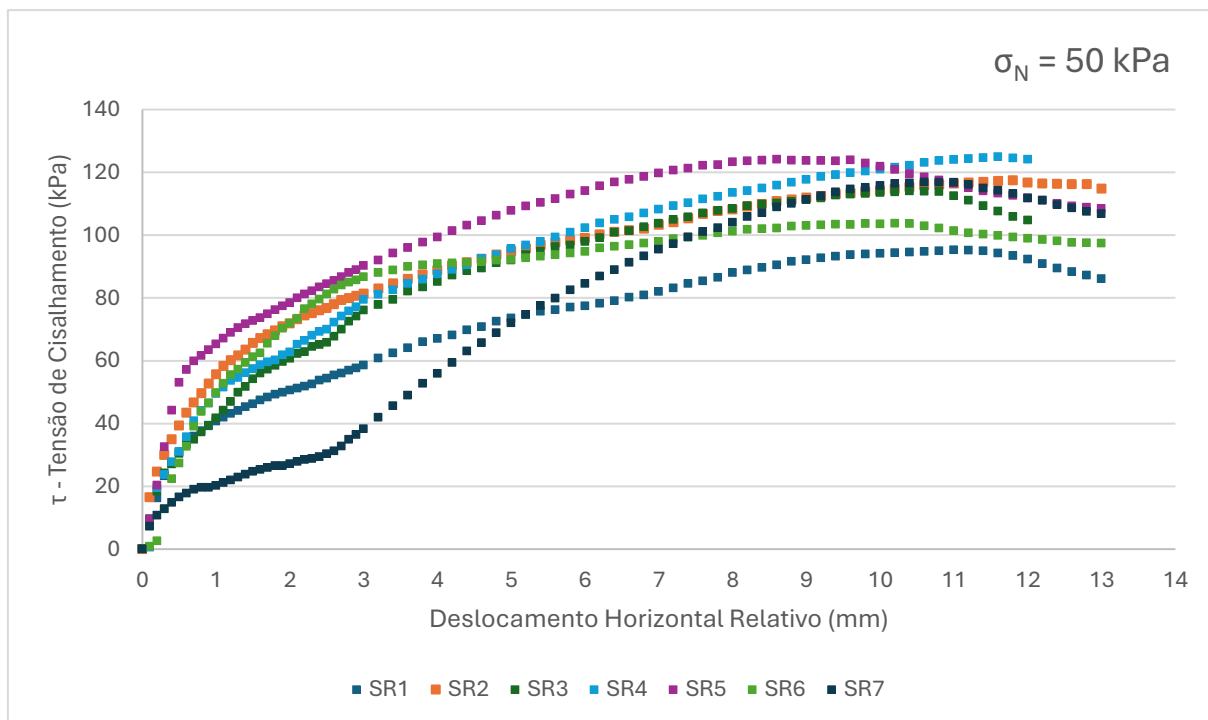


Figura B.1 – Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal relativo do grupo SR para a tensão normal de 50 kPa
Fonte: Elaboração do autor (2025)

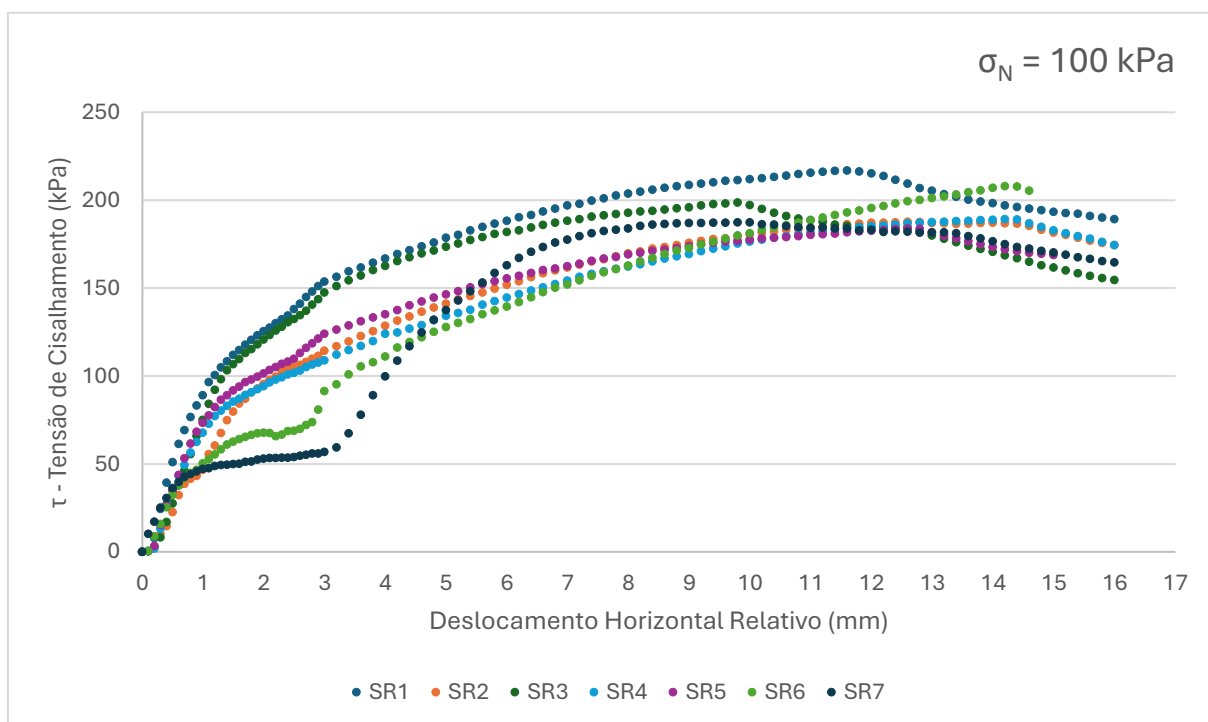


Figura B.2 – Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal relativo do grupo SR para a tensão normal de 100 kPa
Fonte: Elaboração do autor (2025)

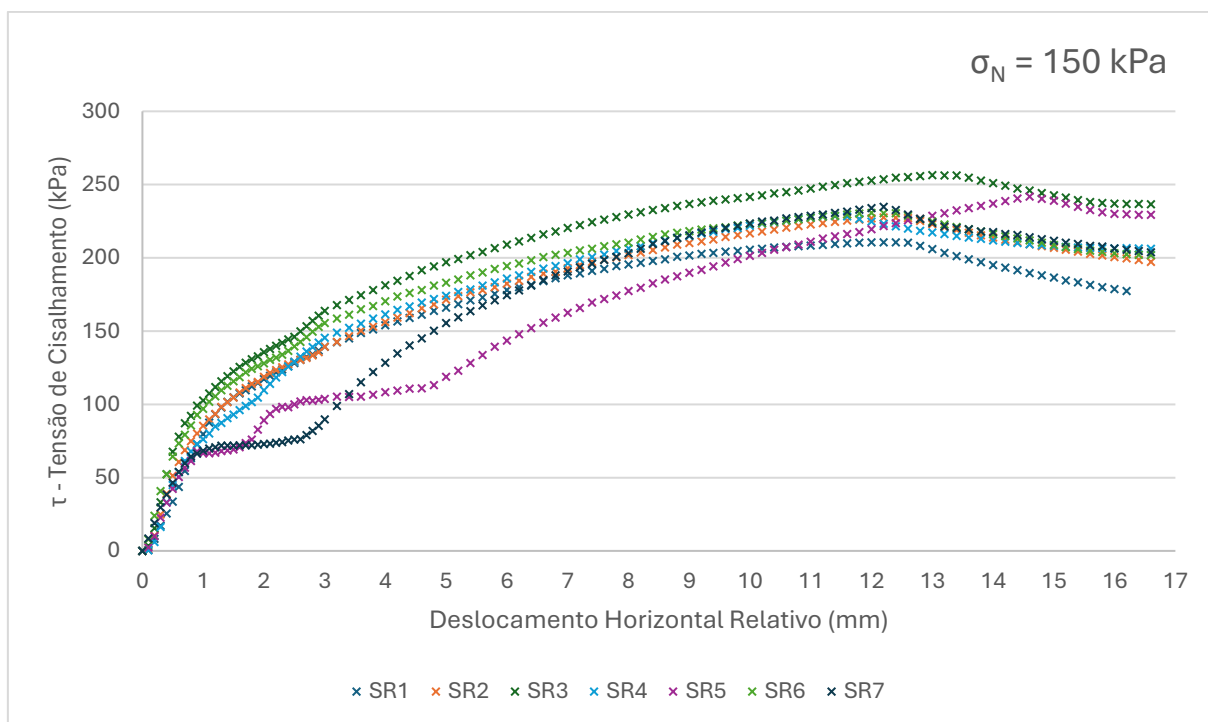


Figura B.3 – Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal relativo do grupo SR para a tensão normal de 150 kPa
Fonte: Elaboração do autor (2025)

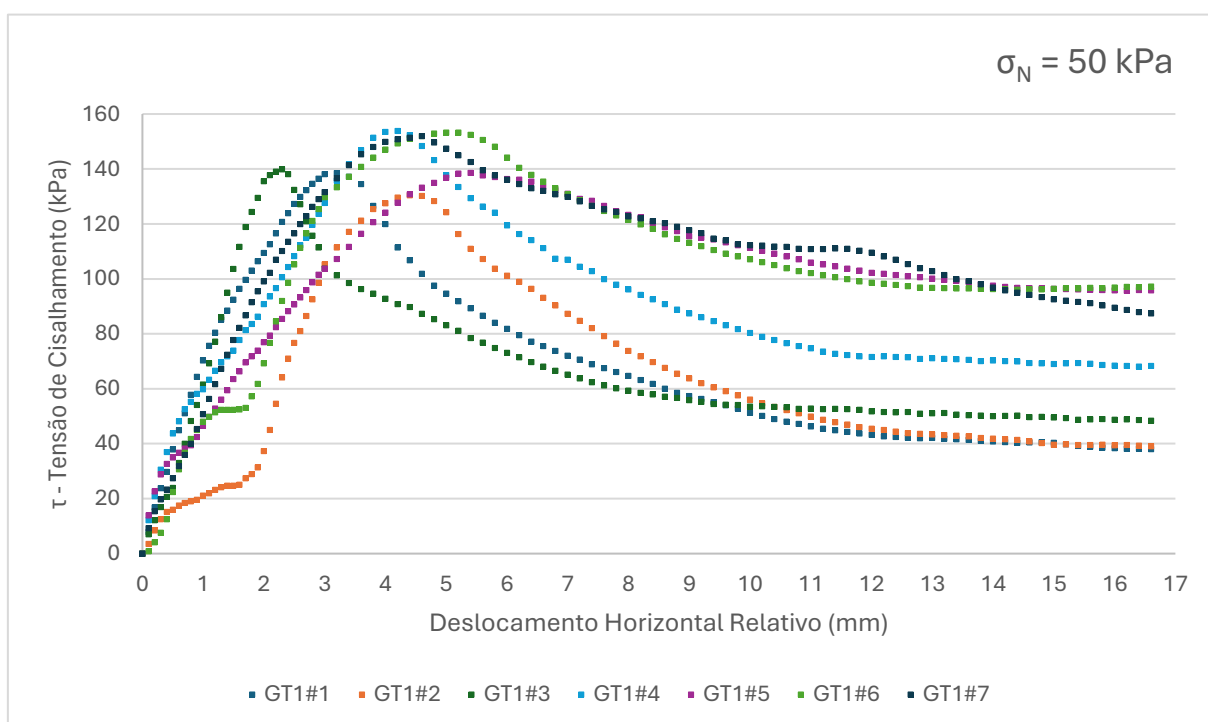


Figura B.4 – Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal relativo do grupo GT1 para a tensão normal de 50 kPa
Fonte: Elaboração do autor (2025)

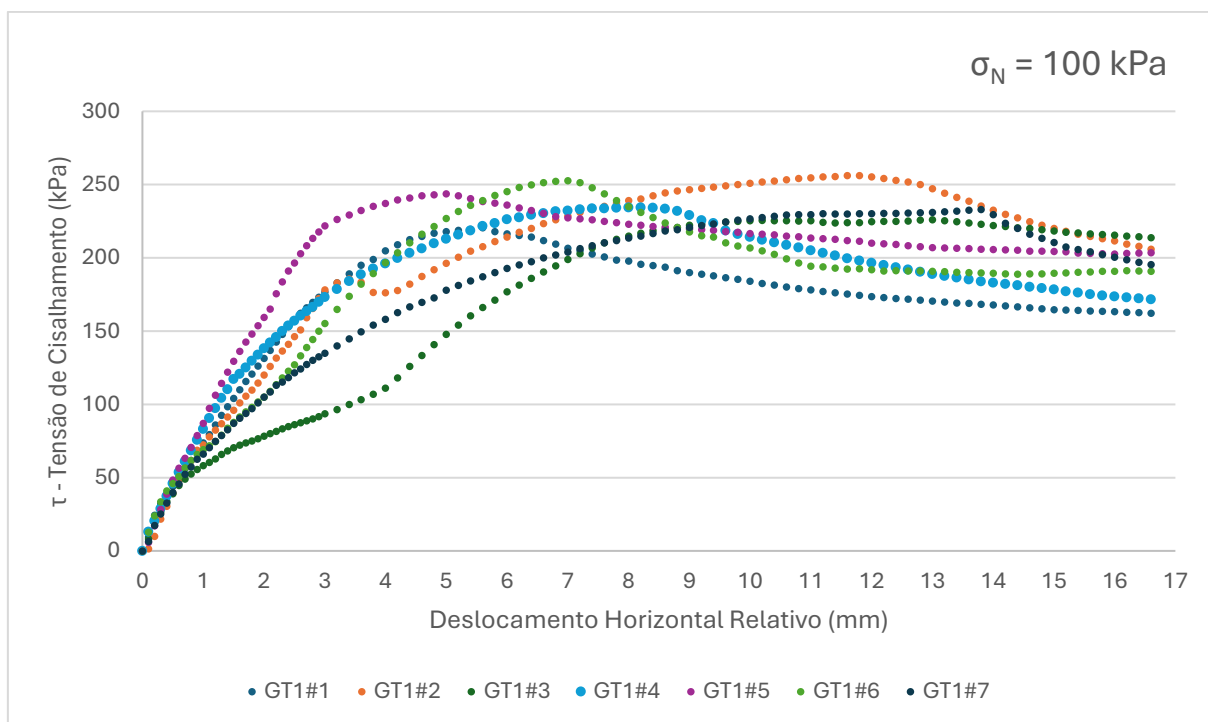


Figura B.5 – Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal relativo do grupo GT1 para a tensão normal de 100 kPa
Fonte: Elaboração do autor (2025)

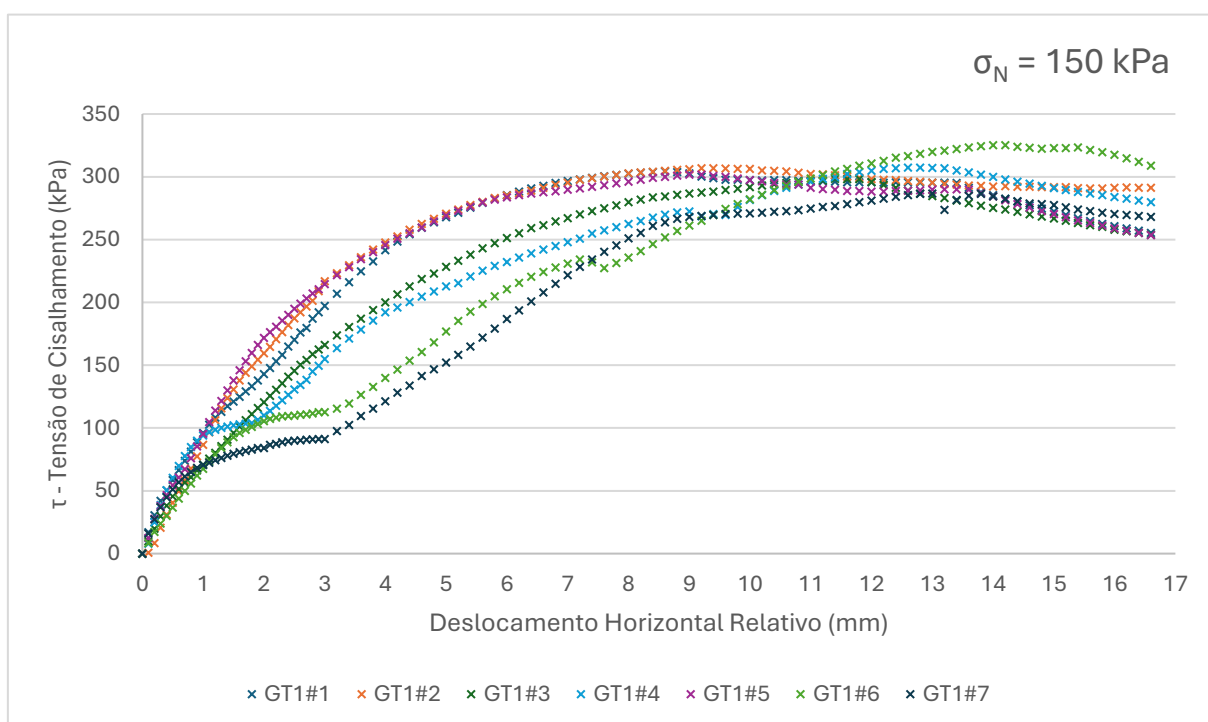


Figura B.6 – Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal relativo do grupo GT1 para a tensão normal de 150 kPa
Fonte: Elaboração do autor (2025)

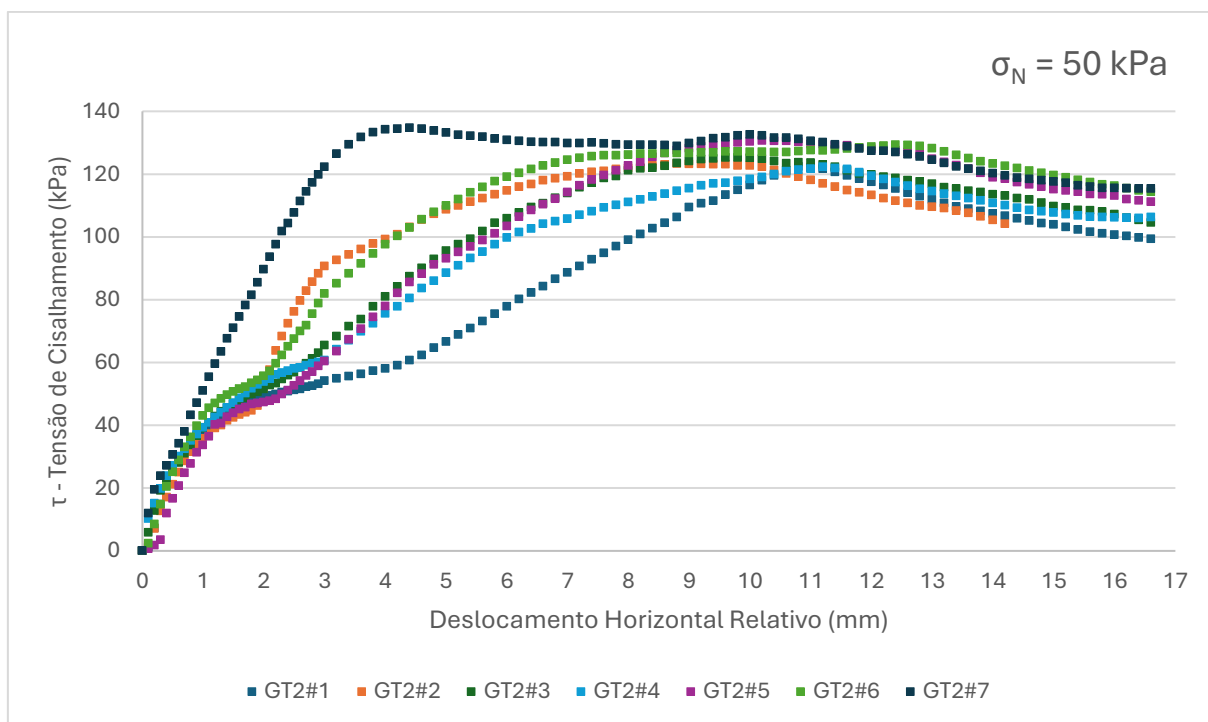


Figura B.7 – Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal relativo do grupo GT2 para a tensão normal de 50 kPa
Fonte: Elaboração do autor (2025)

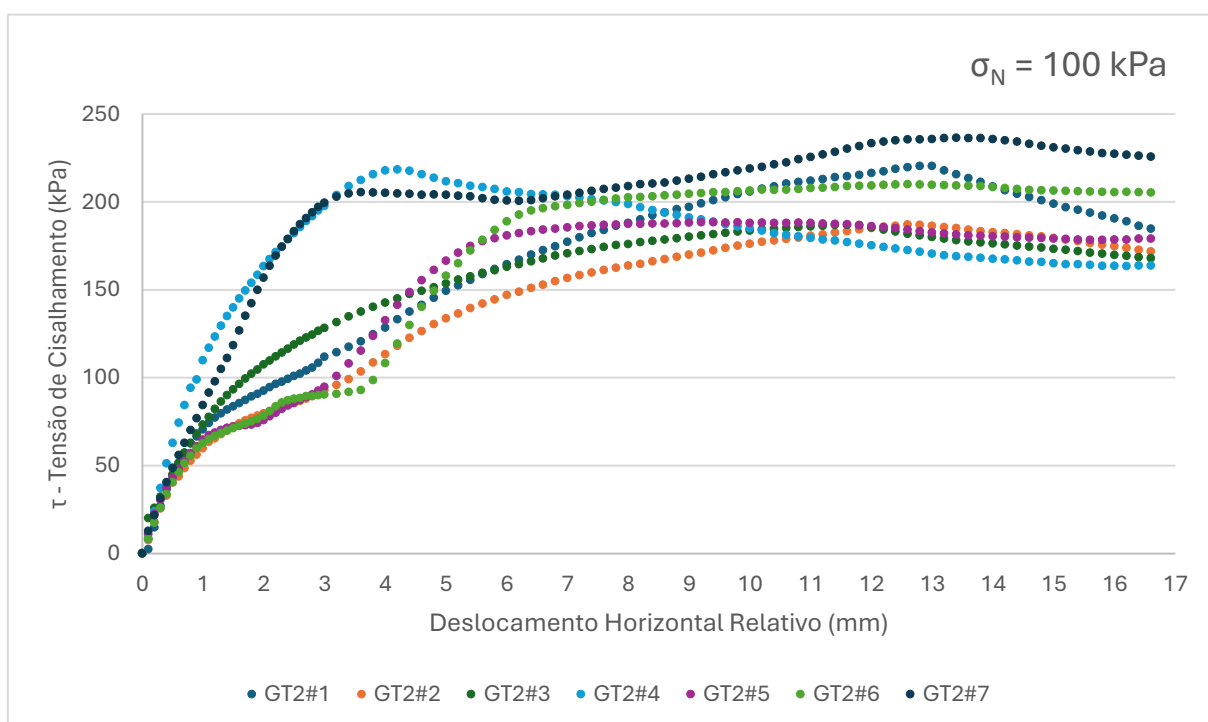


Figura B.8 – Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal relativo do grupo GT2 para a tensão normal de 100 kPa
Fonte: Elaboração do autor (2025)

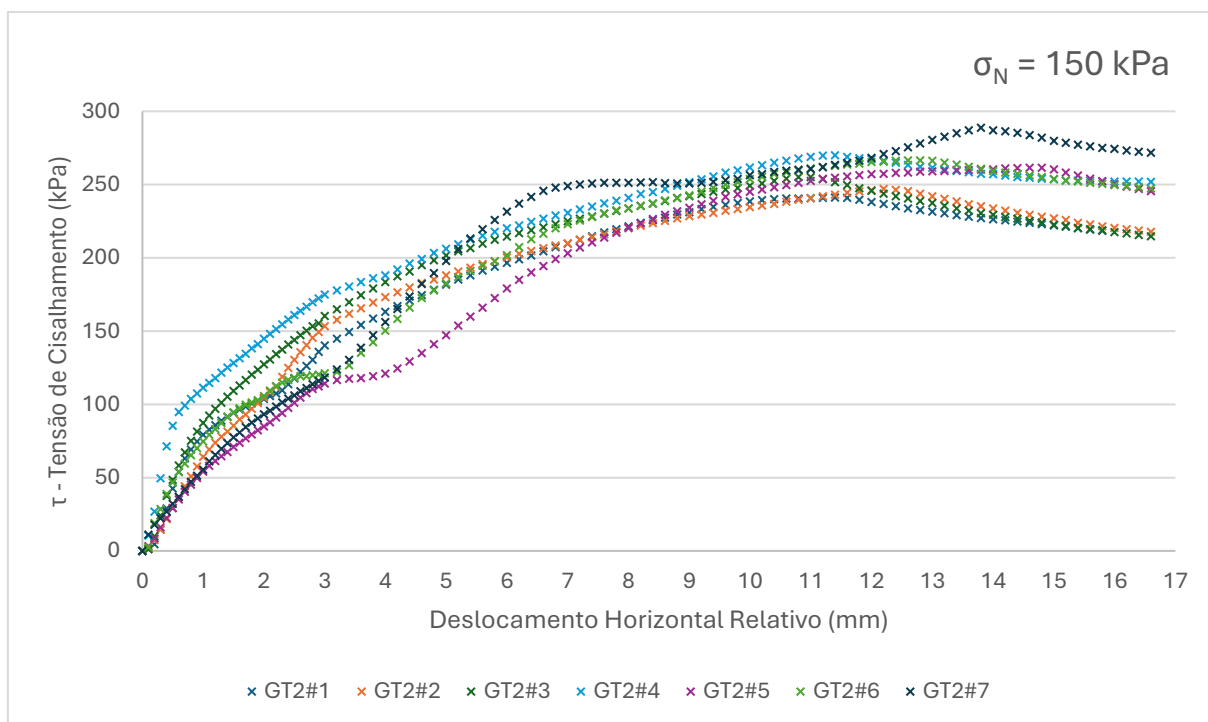


Figura B.9 – Tensão de cisalhamento x Deslocamento horizontal relativo do grupo GT2 para a tensão normal de 150 kPa
 Fonte: Elaboração do autor (2025)

APÊNDICE C

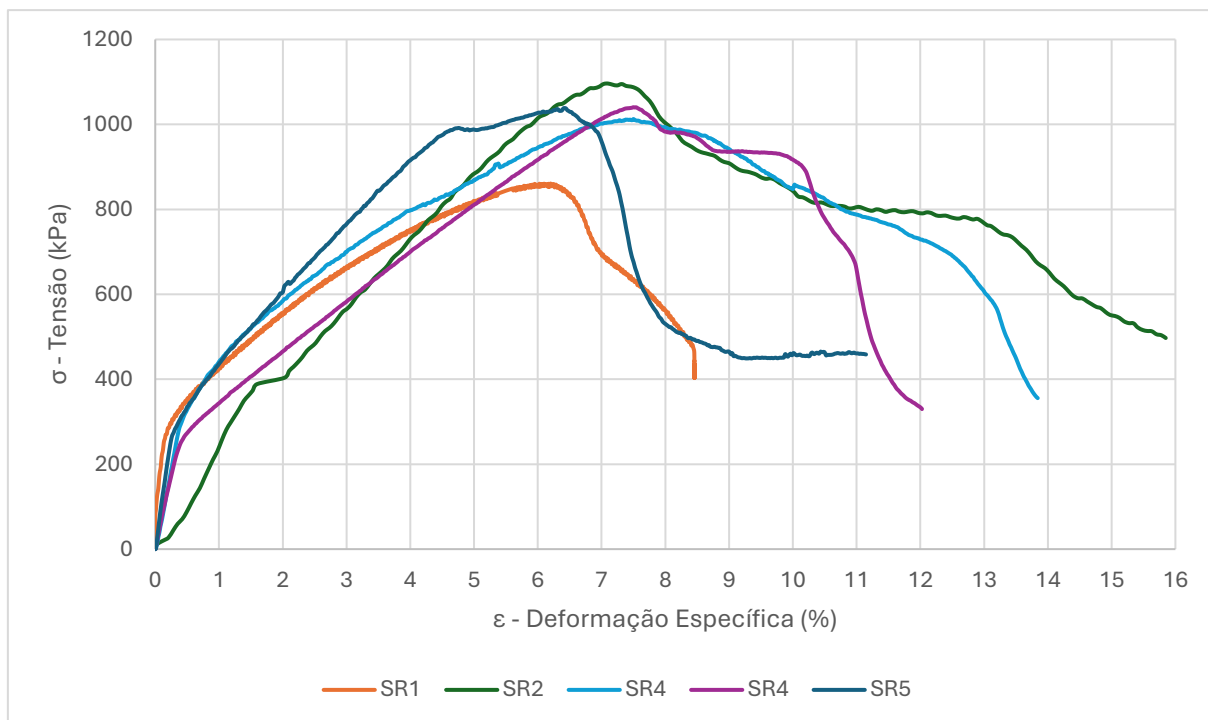


Figura C.1 – Curvas tensão-deformação do grupo SR
Fonte: Elaboração do autor (2025)

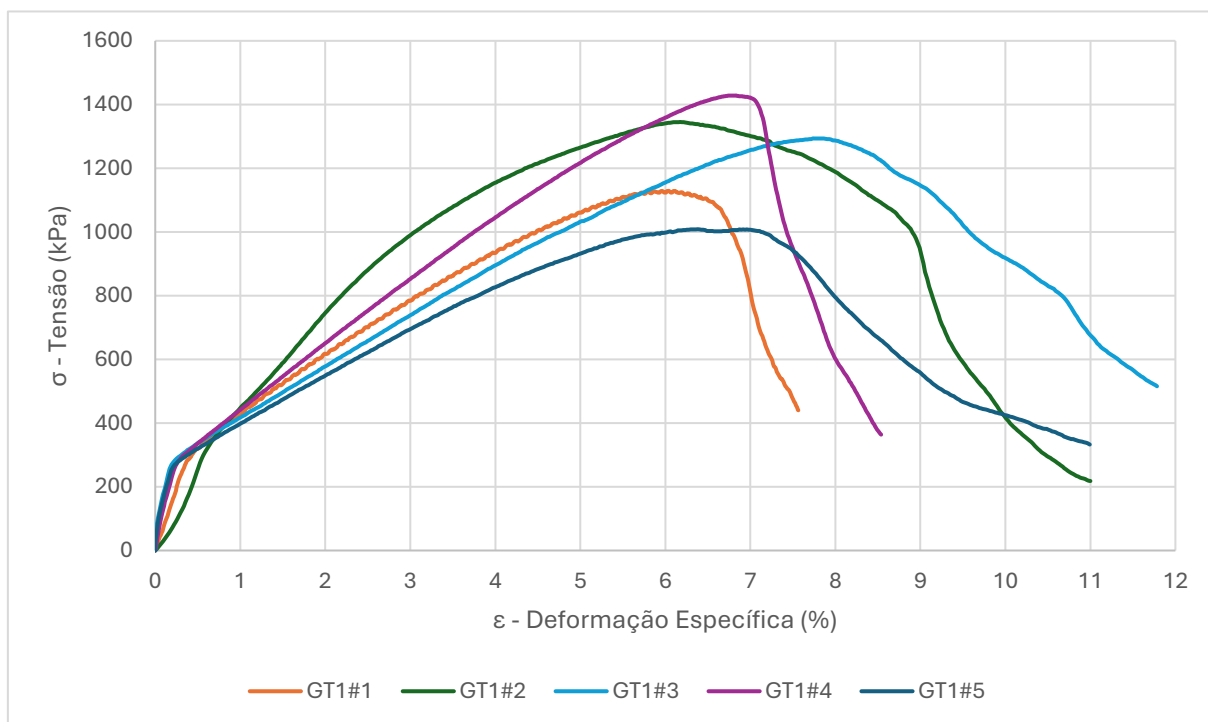


Figura C.2 – Curvas tensão-deformação do grupo GT1
Fonte: Elaboração do autor (2025)

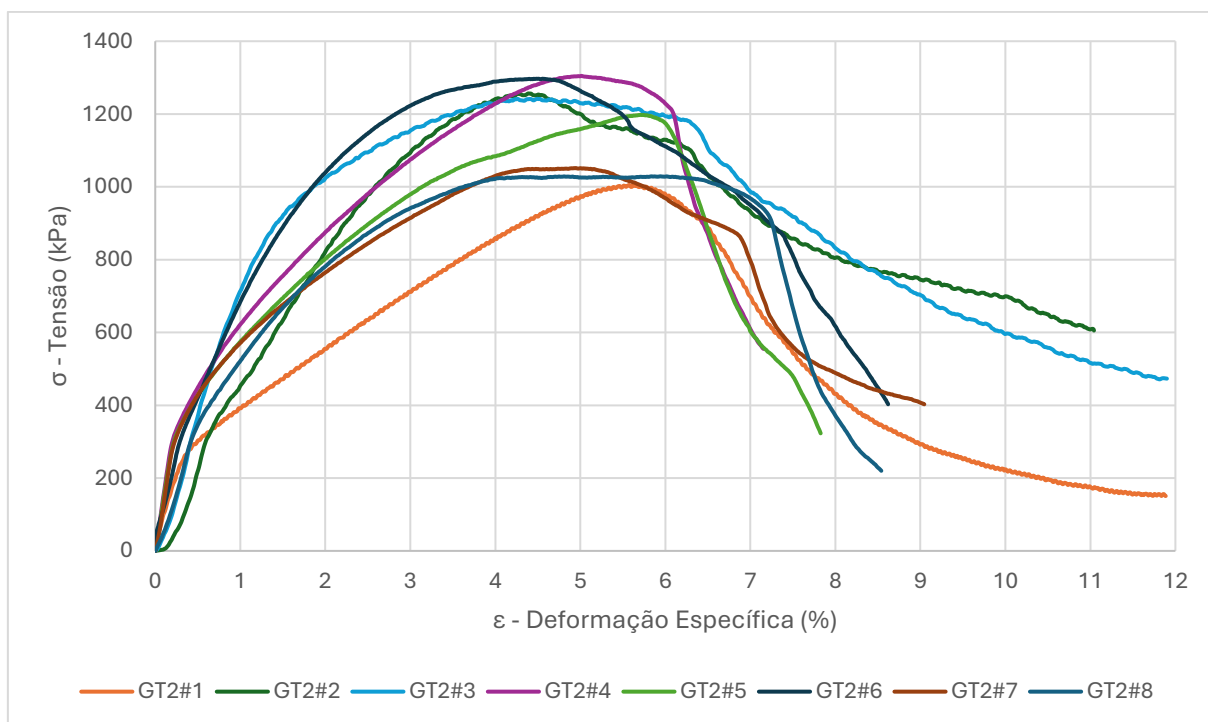


Figura C.3 – Curvas tensão-deformação do grupo GT2

Fonte: Elaboração do autor (2025)

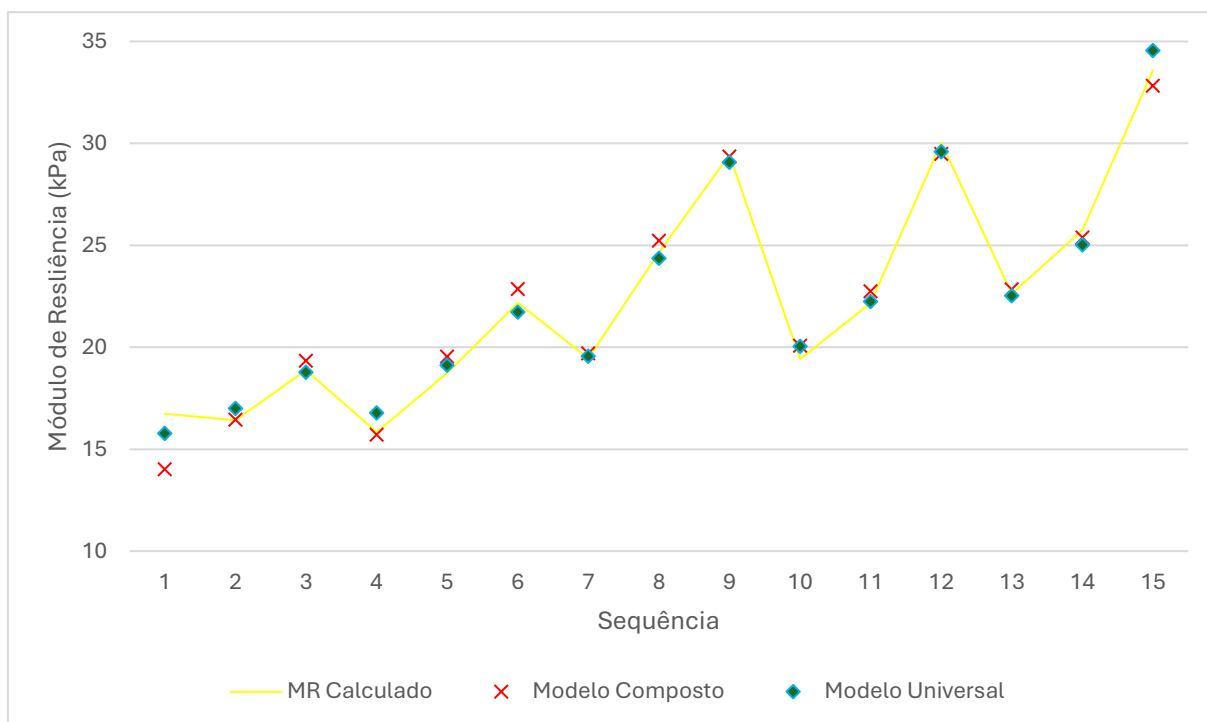
APÊNDICE D

Figura D.1 – Gráfico MR x Sequência para a amostra SR2
Fonte: Elaboração do autor (2025)

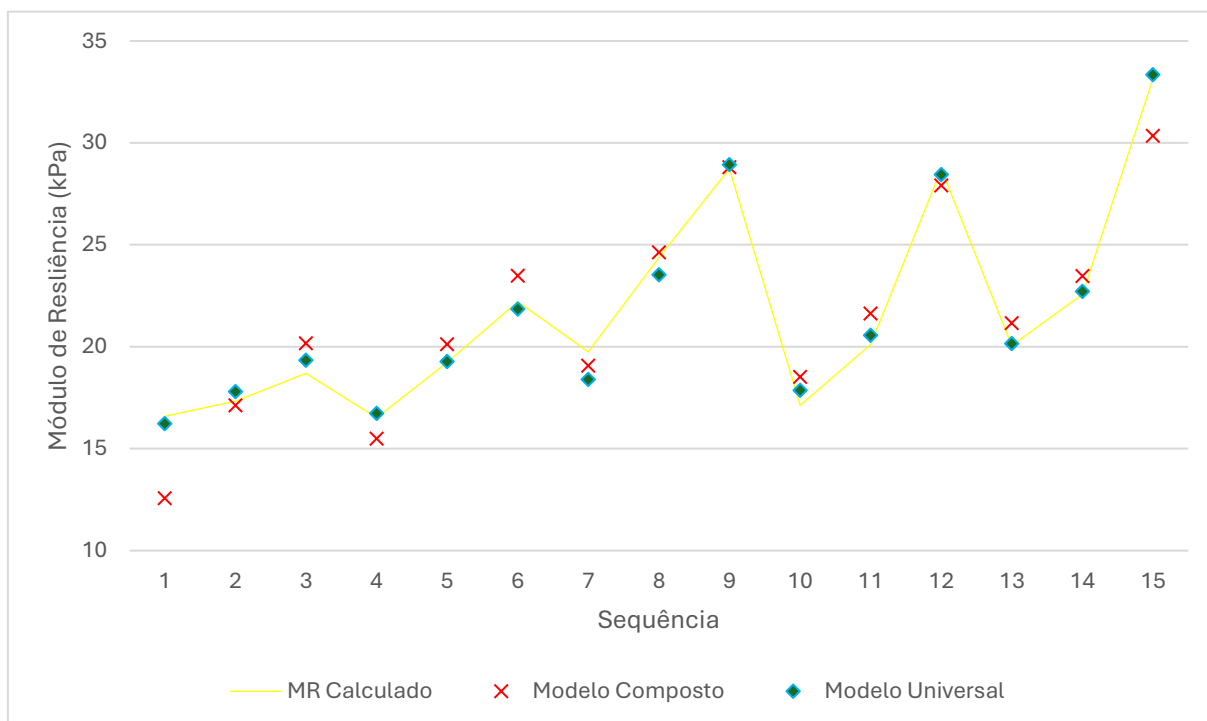


Figura D.2 – Gráfico MR x Sequência para a amostra GT1#5
Fonte: Elaboração do autor (2025)

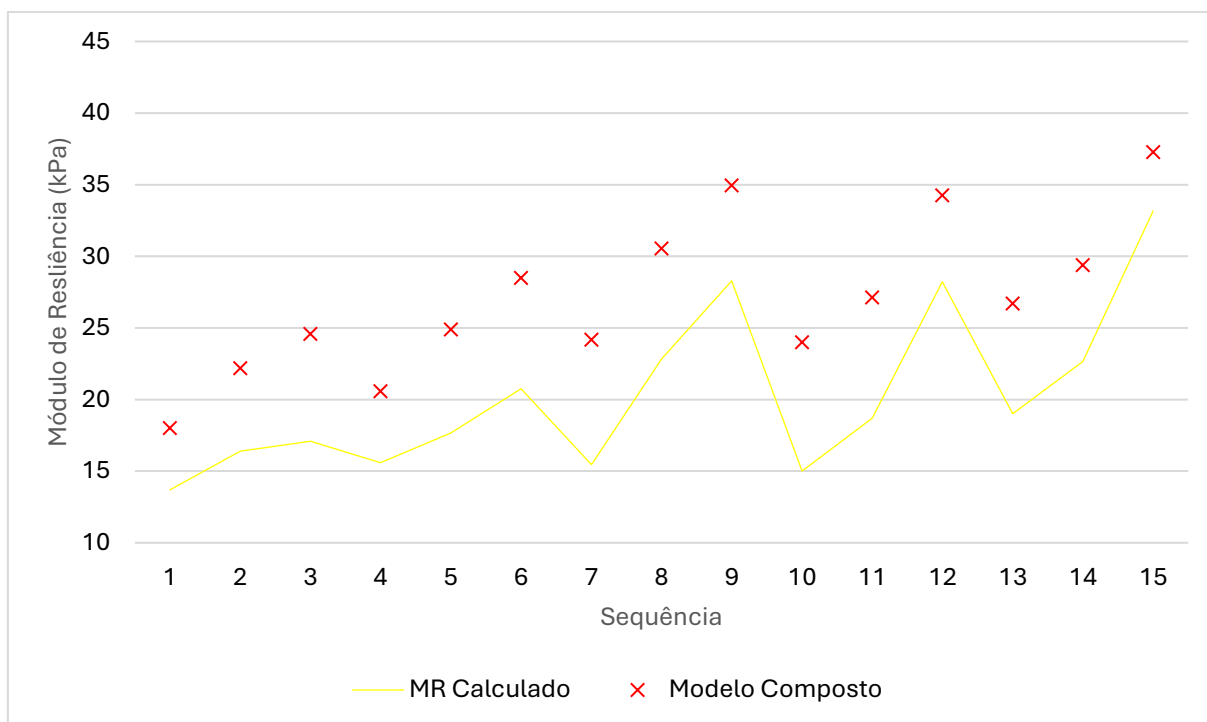


Figura D.3 – Gráfico MR x Sequência para a amostra GT2#3
Fonte: Elaboração do autor (2025)

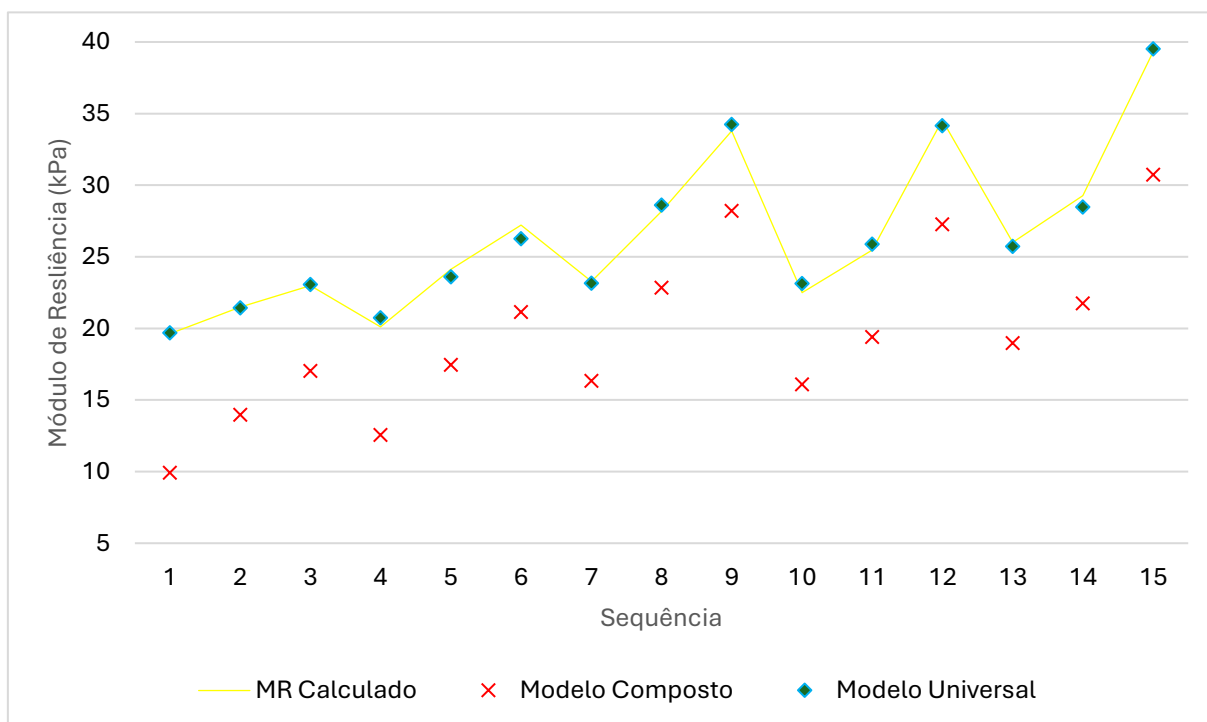


Figura D.4 – Gráfico MR x Sequência para a amostra GT2#4
Fonte: Elaboração do autor (2025)

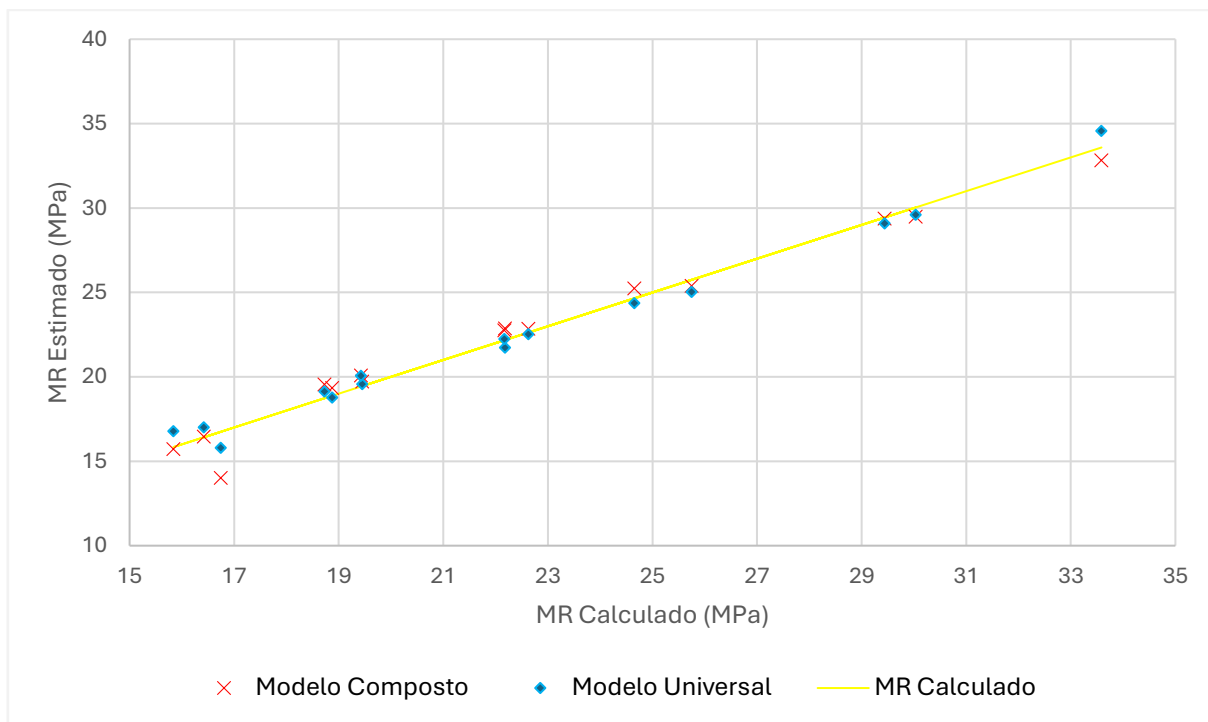


Figura D.5 – Gráfico de dispersão entre $MR_{Calculado}$ e $MR_{Estimado}$ (Amostra SR2)
 Fonte: Elaboração do autor (2025)

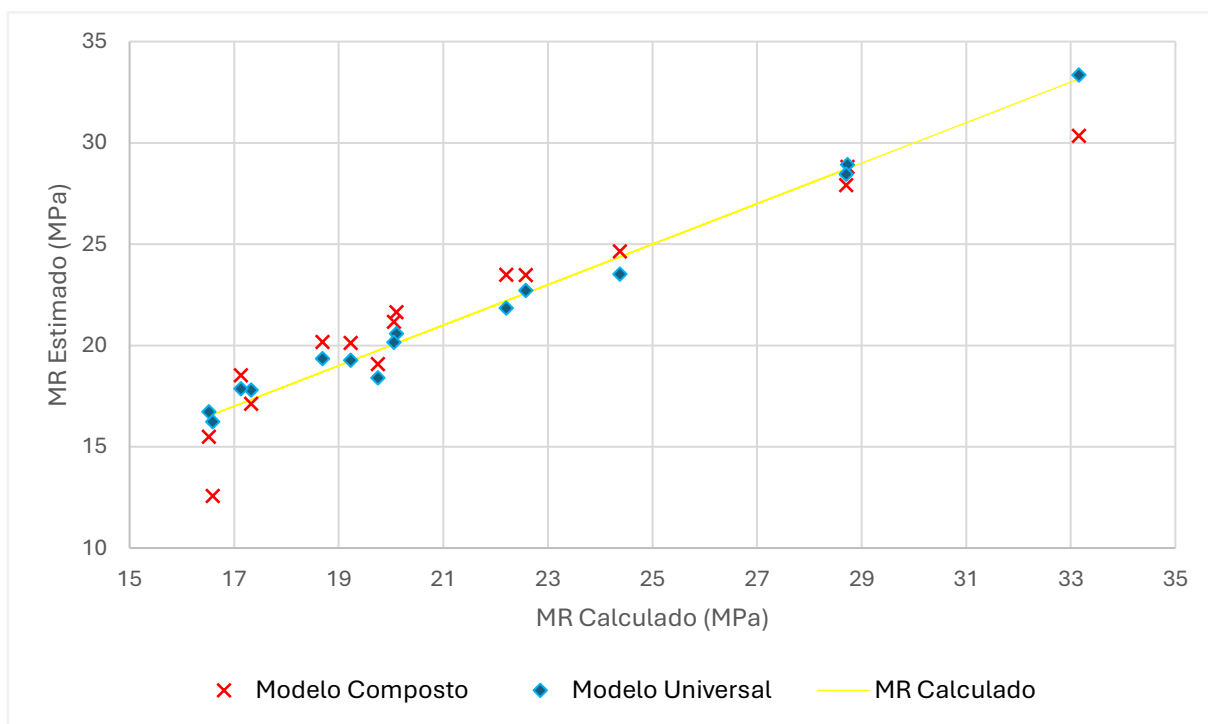


Figura D.6 – Gráfico de dispersão entre $MR_{Calculado}$ e $MR_{Estimado}$ (Amostra GT1#5)
 Fonte: Elaboração do autor (2025)

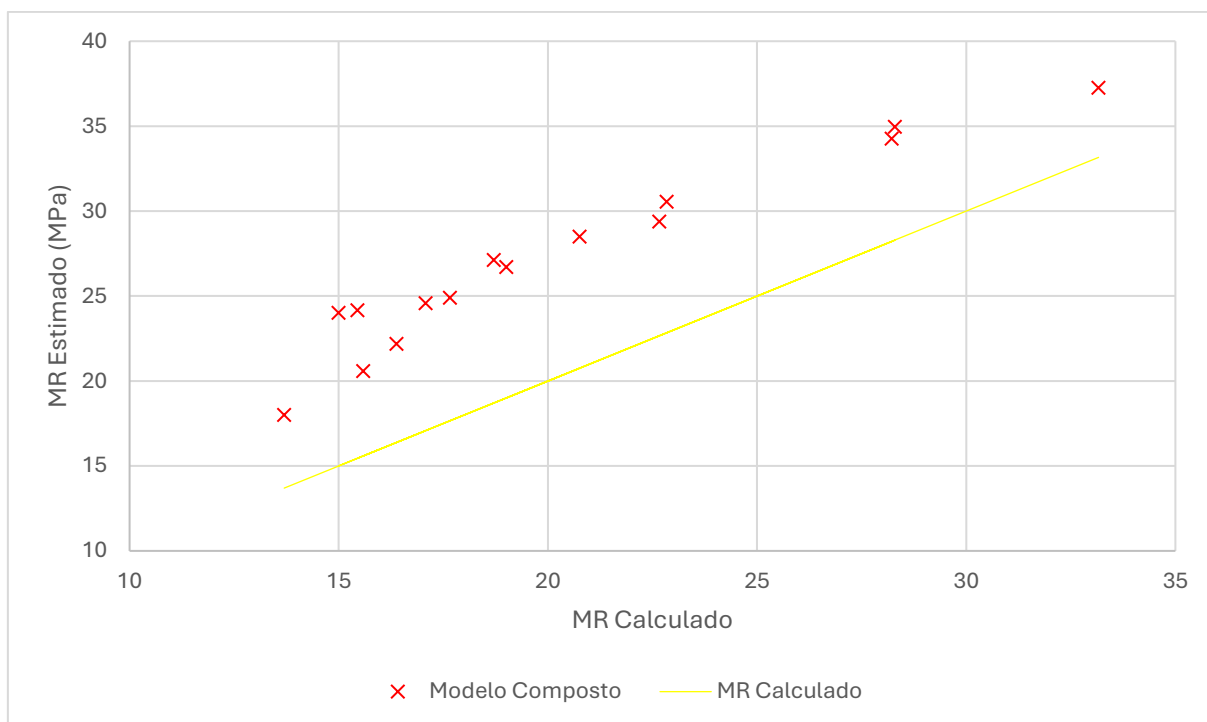


Figura D.7 – Gráfico de dispersão entre $MR_{Calculado}$ e $MR_{Estimado}$ (Amostra GT2#3)
 Fonte: Elaboração do autor (2025)

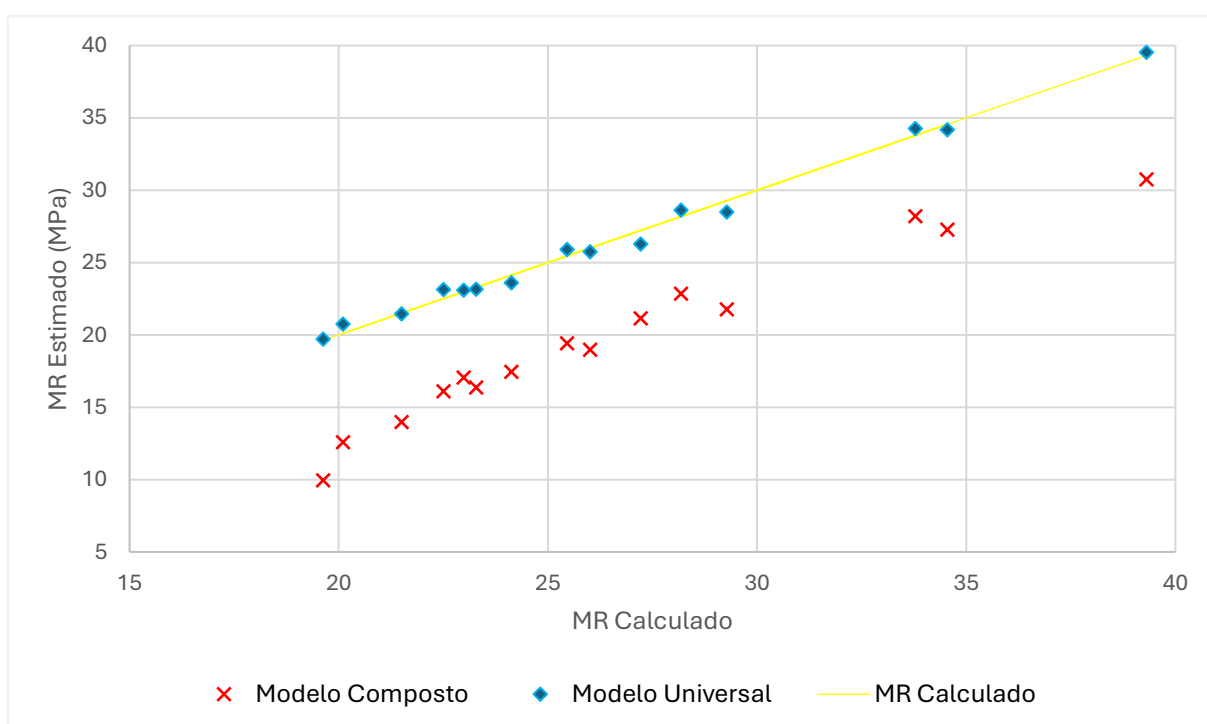


Figura D.8 – Gráfico de dispersão entre $MR_{Calculado}$ e $MR_{Estimado}$ (Amostra GT2#4)
 Fonte: Elaboração do autor (2025)