

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE LASTROS NATURAL E SINTÉTICO
REFORÇADO COM GEOGRELHA**

KESSIA DA SILVA CONCEIÇÃO

Laboratório de Engenharia Civil

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF

Campos dos Goytacazes, julho de 2019

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE LASTROS NATURAL E SINTÉTICO
REFORÇADO COM GEOGRELHA**

KESSIA DA SILVA CONCEIÇÃO

Dissertação de Mestrado apresentada ao programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Ciência e Tecnologia da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Paulo César de Almeida Maia

Laboratório de Engenharia Civil

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO– UENF

Campos dos Goytacazes, julho de 2019

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE LASTROS NATURAL E SINTÉTICO REFORÇADO COM GEOGRELHA

KESSIA DA SILVA CONCEIÇÃO

Dissertação de Mestrado apresentada ao programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Ciência e Tecnologia da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovado em, 26 de julho de 2019.

Comissão Examinadora:

Prof. Paulo Cesar de Almeida Maia (D.Sc. Geotecnia) – UENF(Orientador)

Prof. Guilherme Chagas Cordeiro (D.Sc. Estruturas) – UENF

Prof. Aldo Durand Farfán (D. Sc. Geotecnia) – UENF

Prof. Eduardo Manuel Cabrita Fortunato (D.Sc. Engenharia Civil) – FEUP

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, por sempre me guiar, me guardar e por nunca me desamparar. Por sempre mostrar que é possível alcançar todos os meus sonhos.

Agradeço a minha mãe, Rosangela, por sempre me dar forças e por me apoiar em qualquer escolha que eu faça na vida. Obrigada, por ser tão compreensiva, amorosa, acolhedora e forte! Se hoje estou vencendo mais essa etapa, é por toda sua luta para que eu pudesse ter uma boa educação, mesmo em meio a tantas dificuldades. A minha irmã, Vitória, dedico essa conquista!! Tantas vezes pensei em desistir e em todas elas lembrei dela e de como quero proporcionar a ela uma boa educação, para retribuir o simples fato de me amar e deixar minha vida mais leve todas as vezes que nos encontramos.

Aos meus amigos do mestrado, agradeço por sempre me darem forças, por não me deixarem desistir e por tornarem essa caminhada mais leve e, em muitos momentos, mais feliz! Em especial, agradeço à Ana Carolina e ao Valber, por serem sempre um ponto de apoio, por caminharem toda essa jornada lado a lado comigo, me dando forças quando tudo parecia não ter mais solução. À Mariana, muito obrigada por me ajudar a desenvolver essa pesquisa e ser companheira em tudo que eu precisava. Ao meu namorado, Humberto, obrigada por ser meu suporte, por me ajudar a passar pelos momentos de ansiedade e por me fazer enxergar que eu era capaz.

Ao meu orientador, Paulo Maia, muito obrigada por acreditar e por me orientar. Obrigada por todo conhecimento compartilhado e por não medir esforços para me ajudar no desenvolvimento dessa pesquisa.

Agradeço ao professor Guilherme, por todo suporte no desenvolvimento de uma parte da minha pesquisa. Obrigada por toda dedicação em orientar e me ajudar, e por ter aceitado partilhar comigo seu conhecimento.

Ao técnico de laboratório e amigo, Milton, muito obrigada por todo suporte e apoio durante minha graduação e mestrado; obrigada pelas palavras amigas e por todo conhecimento passado.

Agradeço às instituições de fomento Cnpq e Farperj pelo apoio financeiro durante essa pesquisa. Agradeço, também, à empresa Huesker pelo apoio financeiro e por ter disponibilizado material para essa pesquisa.

RESUMO

O presente trabalho faz parte de uma pesquisa voltada ao estudo do comportamento mecânico da camada de lastro ferroviário reforçado, com foco principal na influência do reforço na camada, em relação ao módulo resiliente, e na influência do controle de parâmetros físicos do material. Foi desenvolvida uma metodologia para produção de agregados com forma controlada, além do desenvolvimento de um agregado sintético, cujas características físicas se assemelham a de um agregado natural. No estudo experimental em laboratório avaliou-se as características físicas de ambos materiais, através dos ensaios de caracterização, a fim de avaliar o comportamento e parâmetros de aceitabilidade dos materiais como materiais de lastro. Como reforço para camada de lastro, foi desenvolvida uma geogrelha de tamanho reduzido, a partir de uma geogrelha real, onde parâmetros como, deformação e resistência, foram controlados. Os ensaios triaxiais cíclicos foram realizados em escala reduzida (100 x 200 mm) a fim de determinar a influência dos principais parâmetros que afetam o comportamento da camada. Os resultados obtidos se mostraram satisfatórios, sendo possível observar que influência do reforço na camada de lastro foi benéfico. Observou-se também a influência do controle dos parâmetros físicos dos materiais, como forma e resistência, na rigidez da camada, quando comparado com resultados obtidos na bibliografia. Além disso, para efeito de trabalhos, em nível de pesquisa, é possível o uso desse material sintético como material de lastro.

ABSTRACT

The present work is part of a research aimed at the study of the mechanical behavior of the reinforced rail ballast layer, focusing mainly on the influence of the reinforcement in the layer, in relation to the resilient modulus, and on the influence of the physical parameters control of the material. The methodology was developed to produce aggregates with controlled shape, besides the development of the synthetic aggregate, whose physical characteristics resemble that of natural aggregate. In the experimental study in the laboratory, the physical characteristics of both materials were evaluated through the characterization tests to evaluate the behavior and acceptability parameters of the materials as ballast materials. The reinforcement for ballast layer, geogrid of reduced size was developed, from the real geogrid, where parameters like, deformation and resistance, were controlled. The cyclic triaxial tests were performed on reduced scale (100 x 200 mm) to determine the influence of the main parameters that affect the behavior of the layer. The results obtained were satisfactory and it was possible to observe the positive influence of the reinforcement in the ballast layer. It was also observed the influence of the control of the physical parameters of the materials, as shape and compressive strength on the stiffness of the layer, when compared with results obtained in the literature. In addition, for research purposes, it is possible to use this synthetic material as ballast material.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE TABELAS	xii
LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS	xiii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Linha de pesquisa	1
1.2 Considerações iniciais e justificativas	1
1.3 Objetivo	4
1.4 Estrutura da Dissertação.....	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 O sistema ferroviário	6
2.1.1 Via Permanente.....	6
2.2 Premissas técnicas/econômicas de uma via férrea	7
2.3 Função dos componentes de uma via férrea lastrada.....	8
2.4 Lastro	9
2.4.1 Características dos grãos	10
2.4.1.1 Características petrográficas.....	11
2.4.1.2 Forma.....	12
2.4.1.3 Granulometria.....	13
2.4.1.4 Rugosidade	14
2.4.1.5 Resistência mecânica à degradação.....	14
2.5 Esforços atuantes na via permanente	15
2.6 Vida útil	17
2.7 Comportamento mecânico	18
2.7.1 Módulo de resiliência	19
2.7.2 Deformação permanente	20
2.7.3 Características de carregamento.....	22
2.8 Efeito da granulometria na durabilidade do lastro	23
2.9 Geossintéticos.....	24
2.9.1 Histórico.....	24
2.9.2 Terminologia e classificação dos geossintéticos	26
2.9.3 Tipos de geogrelhas	27
2.9.4 Aplicação de geossintéticos em ferrovias.....	29

2.9.5	Modelagens físicas	33
2.9.5.1	Efeito escala em materiais geossintéticos.....	35
2.10	Uso de agregados sintéticos em ferrovias	36
3.	MATERIAIS E MÉTODOS	39
3.1	Metodologia.....	39
3.2	Materiais	40
3.2.1	Materiais de lastro	40
3.2.2	Geogrelhas.....	43
3.3	Preparação do material de lastro.....	47
3.3.1.	Partícula de rocha com forma controlada.....	48
3.3.2	Partículas de concreto com forma controlada	53
3.4	Ensaio triaxial de carga repetida.....	65
3.4.1	Equipamento Triaxial de carga repetida.....	65
3.4.2	Preparação do corpo de prova	68
3.4.3	Ensaio - Módulo de resiliência	71
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	74
4.1	Ensaios de aceitabilidade	74
4.2	Caracterização da Geogrelha	84
4.3	Ensaio Triaxial	86
4.3.1	Módulo resiliente	87
4.3.2	Avaliação dos corpos de prova após o ensaio	93
5.	CONCLUSÕES	96
6.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	98
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	99

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Matriz de transportes atual e prevista para 2025 (Modificado de PNLT, 2009).....	2
Figura 2: Elementos principais da via permanente – meia seção (Fonte: Modificado de Dhalberg, 2003).....	7
Figura 3: Padrão das dimensões das partículas de agregado.	12
Figura 4: Variação da % de quebra com o coeficiente de uniformidade do lastro (Fonte: Modificado de Indraratna <i>et al.</i> , 2004).	14
Figura 5: Distribuição das tensões verticais entre os componentes (Fonte: Modificado de RailCorp, 2010).....	16
Figura 6: Deformações de materiais granulares durante um ciclo de aplicação de carga (Lekarp <i>et al.</i> , 2000).	19
Figura 7: Categorias de comportamento de materiais submetidos a carregamentos cíclicos (Johnson, 1986).....	22
Figura 8: Estruturas de geogrelhas extrudadas: (a) Unidirecional; (b) bidirecional (Fonte: Vertematti - Manual Brasileiro de Geossintéticos, 2004).	28
Figura 9: Estruturas de geogrelhas soldadas. (Fonte: Vertematti - Manual Brasileiro de Geossintéticos, 2004).....	28
Figura 10: Estruturas de geogrelhas tecidas. (Fonte: Vertematti - Manual Brasileiro de Geossintéticos, 2004).....	28
Figura 11: Locais em que os geossintéticos podem ser aplicados. (Fonte: Modificado do Livro manual básico de engenharia ferroviária. Ed. Oficina de Textos).	30
Figura 12: Lastro ferroviário reforçado com sacos geossintéticos (Fonte: Modificado de Kachi <i>et al.</i> , 2013).	30
Figura 13: Reforço com geogrelha na parte inferior da camada de lastro (Fonte: Modificado de Das, 2016).	31
Figura 14: Reforço com geogrelha no subleito (Fonte: Modificado de Das, 2016)....	31
Figura 15: Sequência de execução do modelo de teste (Reinhorn, 2008).....	34
Figura 16: Comportamento tensão deformação de geogrelhas em protótipo e modelo. (Viswanadham e Konig, 2004).....	36
Figura 17: Agregado proveniente do pátio da Pedreira Itereré: Brita 0 e brita 1 (Escala em cm).	41
Figura 18: Blocos de rocha coletados no Pátio da Pedreira Itereré (Escala em cm).42	
Figura 19: Placas de rocha – Gnaisse proveniente da pedreira Paraíso.	42
Figura 20: Dimensões da placa (cm).....	43
Figura 21: Geogrelha FORTRAC 55T	44
Figura 22: (a) zona de bloqueio fraca, (b) zona de bloqueio ótima, (c) zona de bloqueio reduzida.....	44
Figura 23: Geogrelha HaTe® 23.142 GR, abertura 4mm.....	45
Figura 24: Processo de corte dos filamentos.	45
Figura 25: Geogrelha para o ensaio triaxial cíclico.....	46

Figura 26: Equipamento para ensaio de tração em geogrelhas – Laboratório de Engenharia Civil (UENF).	46
Figura 27: Curvas granulométricas	48
Figura 28: Gabaritos de PVC (19mm, 17mm, 15,1mm e 4,67mm).	49
Figura 29: Sequência de cortes do material rochoso – 1ª etapa.	49
Figura 30: Sequência de corte do material rochoso - 2ª etapa.....	50
Figura 31: Sequência de corte do material rochoso na máquina utilizada. (a) Posicionamento do gabarito para corte das chapas menores; (b) corte do filete; (c) ajuste das dimensões do filete; (d) corte dos cubos; (e) cubo pronto.	51
Figura 32: Sequência de corte do material rochoso - 3ª etapa.....	51
Figura 33: Processo de corte das partículas de material rochoso de menores dimensões.....	52
Figura 34: Cubos de material rochoso pós corte (4,76mm a 19mm).....	52
Figura 35: Curva decalada x curva real do gnaiss.	53
Figura 36: Curvas granulométricas dos materiais constituintes do concreto de ultra alto desempenho.....	57
Figura 37: Consistência do traço de concreto. (a) argamassadeira (b) furadeira vertical com haste de mistura.....	58
Figura 38: Moldagem dos traços	59
Figura 39: Corpos de prova – Ensaio de compressão: (a) Antes do ensaio; (b) Na ruptura; (c) Após o ensaio.	59
Figura 40: Modelo digital para impressão (caixa para cubos de 7,2mm).	60
Figura 41: Processo de impressão 3D. (a) Impressora 3D; (b) Impressão; (c) Fôrma impressa.....	61
Figura 42: Divisão do processo de impressão: (a) Impressão dos cubos; (b) Impressão das caixas.....	61
Figura 43: Moldes de silicone (ordem decrescente).....	62
Figura 44: Moldagem das fôrmas de silicone com concreto.	62
Figura 45: Agregados de concreto de ultra alta performance (4,76mm a 19mm).	63
Figura 46: Caixa molde para forma de silicone com formas distintas. (a) Argila expandida; (b) tetraedro; (c) seixo; (d) brita.	63
Figura 47: Formas de concreto baseados em: (a) Argila expandida; (b) tetraedro; (c) seixo; (d) brita.....	64
Figura 48: Partículas com as arestas aparadas. (a) Gnaiss; (b) Concreto.....	64
Figura 49: Equipamento triaxial cíclico da UENF	66
Figura 50: (a) Membrana de PVC; (b) Membrana de látex.	68
Figura 51: Preparação do corpo de prova para o ensaio triaxial – 1ª etapa (a) Membrana de PVC; (b) Inserção da geogrelha; (c) 1ª membrana de látex.....	69
Figura 52: Cap de topo.....	69
Figura 53: Preparação do corpo de prova para o ensaio triaxial – 2ª etapa (a) 2ª membrana e <i>orings</i> de vedação; (b) Fixação do cabeçote com os LVDT's; (c) Detalhe das hastes e LVDT's; (d) Corpo de prova pronto para ensaio.	70
Figura 54: Detalhe: célula de carga e mangueira de ar comprimido.	72

Figura 55: Detalhamento da célula de carga: Modelo TU-K5C – Gefran (Fonte: Catálogo Gefran).	72
Figura 56: Níveis de tensão para o comportamento resiliente (Método B).....	73
Figura 57: Dimensões do agregado a serem medidas (Fonte: NBR 5564 (2011))....	74
Figura 58: Sulfatos de sódio: anidro e decahidratado.	77
Figura 59: Corpos de prova de concreto: (a) Ciclo 0; (b) 10 ciclos; (c) 20 ciclos; (d) 30 ciclos; (e) 40 ciclos.	78
Figura 60: Corpos de prova de gnaïsse: (a) Ciclo 0; (b) 10 ciclos; (c) 20 ciclos; (d) 30 ciclos; (e) 40 ciclos.	78
Figura 61: Perda em massa por ciclo de resistência a intempérie: Concreto e gnaïsse.....	79
Figura 62: Arestas medidas: L1 e L2.....	80
Figura 63: Perda por abrasão Micro-Deval – Comparativo.	84
Figura 64: Geogrelha submetida ao ensaio de tração.....	85
Figura 65: Comportamento a tração da geogrelha com abertura modificada.....	86
Figura 66: Deformação axial resiliente: (a) Para $\sigma_3 = 20$ kPa; (b) Para $\sigma_3 = 35$ kPa; (c) Para $\sigma_3 = 50$ kPa; (d) Para $\sigma_3 = 70$ kPa; (e) Para $\sigma_3 = 100$ kPa; (f) Para $\sigma_3 = 150$ kPa;	88
Figura 67: MR x Estágios de σ_3	89
Figura 68: MR x σ_d : (a) $\sigma_3 = 20$ kPa; (b) $\sigma_3 = 35$ kPa; (c) $\sigma_3 = 50$ kPa; (d) $\sigma_3 = 70$ kPa; (e) $\sigma_3 = 100$ kPa; (f) $\sigma_3 = 150$ kPa.....	90
Figura 69: Acréscimo e decréscimo do MR do concreto em relação ao do gnaïsse em função de σ_d	93
Figura 70: Acréscimo e decréscimo do MR do concreto em relação ao do gnaïsse em função de σ_3	93
Figura 71: Base do corpo de prova.	94
Figura 72: Perda de massa (%) dos corpos de prova.	95
Figura 73: Parte da amostra após os ensaios triaxiais. (a) UHPC; (b) Gnaïsse.....	95

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Limite de aceitabilidade para diversas propriedades do lastro – (Fonte: Merheb, 2014).....	11
Tabela 2: Obras relevantes realizadas com geossintético no Brasil - 1971 a 2002 (Fonte: Vertematti - Manual Brasileiro de Geossintéticos, 2004).	25
Tabela 3: Principais tipos de geossintéticos e suas siglas (Fonte: Manual Brasileiro de Geossintéticos/ Vertematti, 2004).	26
Tabela 4: Funções dos vários geossintéticos nos projetos de engenharia. (Fonte: Modificado, Manual Brasileiro de Geossintéticos/ Vertematti, 2004).....	27
Tabela 5: Tipos de modelos em problemas geotécnicos (Gomes, 1993).....	34
Tabela 6: Resumo de fatores de escala para modelagem de materiais geossintético (Modificado de Viswanadham e König (2004))......	36
Tabela 7: Requerimentos de granulometria da AREMA, graduação 24 (Fonte: AREMA, 2009)	47
Tabela 8: Tamanho das partículas	48
Tabela 9: Quantidade de partícula por CP – Concreto de ultra alta performance.	55
Tabela 10: Percentual de óxido (por massa) do cimento Portland (CP V) e da cinza de casca de arroz (CCA)......	57
Tabela 11: Traços do concreto de ultra alta desempenho referentes a 1m ³	58
Tabela 12: Resistências do concreto de ultra alta performance - Traços 1 e 3.....	60
Tabela 13: Níveis de tensões de condicionamento (Método B) (Fonte: EN 13286-7:2004)	71
Tabela 14: Níveis de tensão para o comportamento resiliente (Método B) (Fonte: EN: 13286-7:2004)	73
Tabela 15: Classificação da forma dos fragmentos (Fonte: NBR 5564 (2011)).	74
Tabela 16: Resultados: M_{sec} , M_{sat} , M_{sub} , ρ_a , η_a , α_a	76
Tabela 17: Resistência – Concreto e gnaisse	80
Tabela 18: Resultado de Resistência a Compressão – Concreto	81
Tabela 19: Resultado de Resistência a Compressão – Gnaisse.....	81
Tabela 20: Quantidade de massa utilizada por tamanho do agregado.	82
Tabela 21: Quantidade de massa por intervalado recomendado pela norma.	82
3	
Tabela 23: Propriedades da geogrelha com abertura modificada.....	86
Tabela 24: Massa dos corpos de prova antes e após o ensaio triaxial.	94

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres

ASTM – American Society for Testing and Materials

AREMA – American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association

CAD – Concreto de Alto Desempenho

CCA – Cinza da Casca do Arroz

CPR – Concreto de Pó Reativo

CP V – Cimento Portland de alta Resistencia inicial

DSP – Densified with Small Particles

EN – European Standard

IGS – International Geosynthetic Societ

LECIV – Laboratório de Engenharia Civil

LVDT – Linear Variable Differential Transducer

MDF – Macro Defect Free

MEC – Modelo de Empacotamento Compressível

MR – Módulo Resiliente

NBR – Norma Técnica Brasileira

PIV – Velocimetria por Imagem de Partículas

PNLT – Plano Nacional de Logística e Transportes

PSD – Distribuição do Tamanho de Partícula

PVC – Policloreto de polivinila

UENF – Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro

UHPC – Ultra high-performance concrete

σ_1 – Tensão principal maior

σ_2 – Tensão principal intermediária

σ_3 – Tensão principal menor ou de confinamento

σ_d – Tensão de desvio

ϵ_r – Deformação específica axial resiliente

C_u – Coeficiente de uniformidade

A – Área

D – Diâmetro

J_i – Rigidez

N – Fator escala e tamanho da população

n – Tamanho da amostra

P – Força aplicada

T – Resistência a tração

α_a – Absorção de água

a/c – Relação água cimento

Δ_h – Descolamento resiliente

σ_{cs} – Tensão de ruptura na compressão uniaxial, na condição saturada

$D_{m\acute{a}x}$ – Diâmetro máximo

D_{50} – Diâmetro médio dos grãos

E_0 – Erro amostral tolerável

ϵ – Deformação

ϵ_r – Deformação específica recuperável ou resiliente

H – Distância entre alças

H_0 – Altura de referência do medidor de deslocamento (LVDT)

$i\%$ - Rigidez secante

M_i – Massa inicial

M_f – Massa final

M_{sat} – Massa saturada

M_{sub} – Massa submersa

M_{sec} – Massa seca

n₀ – Primeira aproximação

η_a – Porosidade aparente

ρ_a – Massa específica aparente

R_i – Resistência a intempérie

SiO₂ – Dióxido de silício

Al₂O₃ – Óxido de alumínio

Fe₂O₃ -Óxido de ferro (II)

CaO – Óxido de cálcio

Na₂O – Óxido de sódio

K₂O – Óxido de potássio

SO₃ – Óxido sulfúrico

MnO – Óxido de manganês (II)

Na₂SO₄ – Sulfato de sódio anidro

Na₂SO₄10H₂O – Sulfato de sódio decahidratado

1. INTRODUÇÃO

1.1 Linha de pesquisa

Essa dissertação faz parte da linha de pesquisa dedicada à investigação geológica geotécnica aplicada à durabilidade de materiais, que está vinculada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil desta Universidade, dando ênfase à aplicação de geossintéticos para aumento da vida útil de lastros ferroviários.

1.2 Considerações iniciais e justificativas

A origem das ferrovias está ligada ao trabalho de extração de minério de carvão nas minas subterrâneas inglesas do século XVII. Naquela época, o transporte por vagões passou a ser realizado utilizando vias orientadas por trilhos com tração animal. Posteriormente, com o desenvolvimento da máquina a vapor e dos motores, a tração passou a ser mecânica (Castello Branco, 2008). Desde então, o uso das ferrovias ganhou proporções mundiais. Hoje, o uso de ferrovias para transporte de cargas e de passageiros é uma realidade que movimenta mercados e facilita o dia a dia dos usuários.

Em regiões com alto desenvolvimento industrial, como, por exemplo, a Europa, o uso do transporte ferroviário é predominante devido a sua maior capacidade de transporte de carga e de passageiros quando comparado a outros sistemas de transporte. Entretanto, o aumento na quantidade, na frequência e no tipo de carga transportada acarreta consequências diretas no crescimento da produção do transporte ferroviário, pois submete a Via Permanente a maiores solicitações de cargas, contribuindo para a aceleração da degradação dos componentes que a constituem.

No Brasil, particularmente, o Ministério dos Transportes e o Ministério da Defesa, elaborou o Plano Nacional de Logística e Transportes (PNLT), em 2009, cuja finalidade é retomar o planejamento de longo prazo para o setor de transportes, sendo um dos objetivos ressaltados no documento, a necessidade de mudança da atual matriz de transportes de cargas do país, como

demonstrado na Figura 1. O Plano de desenvolvimento para os próximos anos contempla ampliação, renovação e modernização da malha ferroviária no país, sendo necessária a aplicação de modernas técnicas quanto ao estado da arte e da prática em tecnologia ferroviária (Vizcarra, 2015).

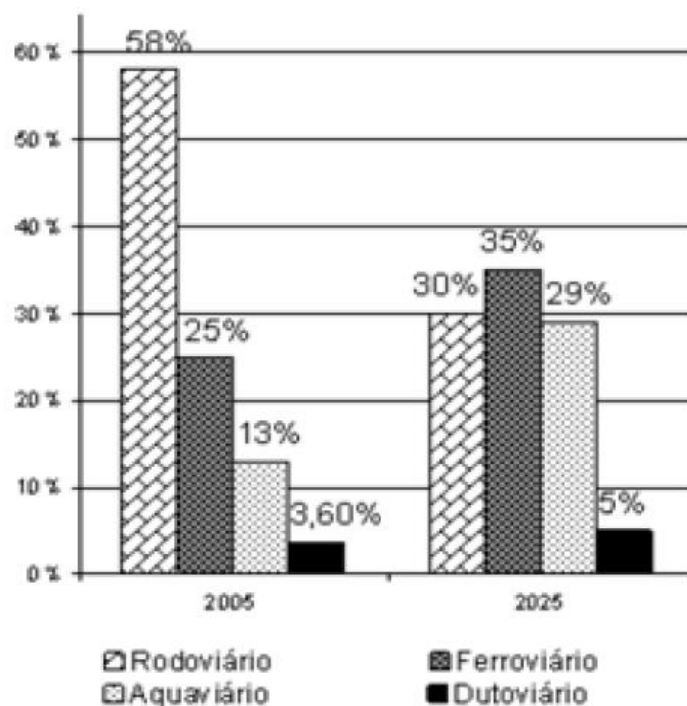


Figura 1: Matriz de transportes atual e prevista para 2025 (Modificado de PNLT, 2009).

Dos componentes empregados no pavimento ferroviário um dos mais usuais é a rocha britada, utilizada como camada de lastro, que tem a função de reduzir os esforços transmitidos pelo dormente ao terreno subjacente (Silva, 2018). Atualmente existe um grande interesse a nível mundial no desenvolvimento de novos métodos de análise e caracterização mecânica do material da camada do lastro. Esta camada é a mais suscetível a apresentar uma resposta dinâmica particular, pois seu desempenho depende da mineralogia e resistência dos grãos, alterações por ações de intempéries, tensões provocadas pelo carregamento dinâmico, dentre outros, que podem gerar desgaste por abrasão e/ou mesmo quebra da partícula (Costa, 2016).

Diversos autores, como, por exemplo, Shenton, (1975), Raymond e Williams (1978), Alva-Hurtado e Selig (1981), Diyaljee (1987), Selig e Waters (1994), Esveld (2001) e Ionescu (2004), mostram que a progressiva

deterioração do material de lastro causada pelo tráfego, os ciclos de manutenção (processo de socaria), a intrusão de materiais externos (como o derramamento de minério e a infiltração de materiais subjacentes) e a precariedade na drenagem, diminuem o desempenho da via, na medida em que aceleram o processo de degradação, com conseqüente prejuízo à manutenção da geometria da via.

Um dos principais mecanismos que gera degradação dos lastros é a mobilidade das partículas, afetando significativamente seu desempenho. Visando melhorar o desempenho da camada de lastro, o uso de materiais geossintéticos, como as geogrelhas, vem sendo estudados. Estudos foram realizados para quantificar o benefício do uso de geogrelhas como reforço em uma estrutura ferroviária. Dentre os benefícios analisados nestes estudos, pode-se destacar a diminuição das deformações permanentes, a redução no ponto de quebra de partículas e a melhoria no confinamento lateral. Esses benefícios resultam, predominantemente, do intertravamento das partículas de lastro dentro das aberturas da geogrelha (Hussaini, *et al.*, 2016.).

A avaliação do componente real de lastro é feita através de pistas experimentais onde se reproduz as condições de uso e os aspectos construtivos de como será a ferrovia de fato (Fortunato, 2005). Alternativamente, em laboratório, por sua vez, é possível a simulação de situações por meio de ensaios sob condições controladas de estado de tensão e/ou deformação. Evidentemente, em laboratório, podem-se fazer estudos paramétricos buscando avaliar os efeitos dos componentes individuais do lastro, como o tipo de rocha, tamanho da partícula, estado de tensão e outros. Um aspecto fundamental, no entanto, é a avaliação do efeito da forma e da resistência das partículas, que são de difícil controle em função da natureza do material: rocha britada.

É nesse contexto que a pesquisa, no sentido de isolar tal efeito, tornou-se fundamental para o entendimento do comportamento intrínseco dos lastros.

1.3 Objetivo

O objetivo principal está na avaliação do comportamento mecânico de lastros ferroviários reforçados com geogrelha a partir de ensaios triaxiais cíclicos em escala reduzida.

Para isso, buscou-se uma nova tecnologia, a fim de avaliar os efeitos das propriedades como: forma e resistência no comportamento mecânico da camada de lastro. Com isso, foi desenvolvida uma partícula sintética de agregado, cujas propriedades fossem semelhantes às de um agregado natural. Nesse sentido o trabalho visa, também, criar um procedimento de construção de partículas sintéticas com comportamento similar ao da rocha, como também, um procedimento de corte para os agregados de rocha.

Particularmente, o trabalho faz a aplicação do procedimento para um caso, construindo-se uma partícula com forma pré-definida e com características similares às de uma rocha pré-selecionada. Por meio de ensaios laboratoriais, faz-se a avaliação da introdução da geogrelha na camada de lastro.

1.4 Estrutura da Dissertação

A presente dissertação está dividida em cinco capítulos, iniciando-se com este capítulo introdutório, onde são apresentados a linha de pesquisa do projeto, bem como suas considerações, justificativas, objetivo e estruturação, dando prosseguimento da seguinte forma:

O Capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica que compreende os tópicos referentes aos principais assuntos abordados nesta pesquisa. Nesse capítulo, são abordados a conceituação do pavimento ferroviário, com foco nas principais características do material de lastro e no seu comportamento mecânico. Abordam-se também os materiais geossintéticos e suas classificações, bem como sua aplicação em obras ferroviárias, tendo como foco as geogrelhas e o uso de material alternativo no pavimento ferroviário.

O Capítulo 3 expõe os materiais e métodos utilizados na pesquisa, bem como, a sequência de procedimentos adotados para a produção dos materiais utilizados como agregados, natural e de concreto, e a metodologia de realização dos ensaios, tais como: caracterização física e mecânica do material de lastro, caracterização da geogrelha e montagem do ensaio triaxial de carga repetida.

O Capítulo 4 discute os resultados dos ensaios da caracterização física e mecânica dos materiais, bem como, os ensaios triaxiais dinâmicos, quanto ao módulo resiliente.

No Capítulo 5 se encontram as conclusões obtidas na pesquisa.

Por fim, o Capítulo 6 exhibe as sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 O sistema ferroviário

A rede ferroviária é parte essencial de um sistema de transporte eficaz e desempenha um papel vital na economia de um país. É o modo vocacionado para o transporte de massa, responsável pelo fluxo de cargas e mercadorias entre os importantes polos econômicos, industriais e terminais de carga, além do transporte de passageiros nos grandes centros urbanos (Merheb, 2014).

O setor ferroviário de transporte de carga e passageiros, em nível mundial, evoluiu durante o século XIX, quase que exclusivamente impulsionado por governos locais ou federais, sendo tratado como utilidade pública. A partir da década de 80 do século XX, a maior parte dos países adotou medidas para privatizar seus sistemas ou colocá-los em bases comerciais a fim de permitir a sua concorrência (Molitoris, 2000).

No Brasil, a construção de ferrovias iniciou-se em 1854 com a construção da Estrada de Ferro Mauá, que ligava o Porto de Mauá, na Baía de Guanabara, à localidade de Raiz da Serra. A malha ferroviária Brasileira expandiu-se fortemente de 1870 até aproximadamente 1930, devido ao escoamento da produção agrícola brasileira, sobretudo do café. Atualmente, a extensão da malha existente no sistema ferroviário brasileiro é de 30.576 km (ANTT, 2015).

2.1.1 Via Permanente

A via permanente é denominada como o conjunto de camadas e de elementos que possibilitam a passagem de trens. Rodrigues (2002) define a infraestrutura da via permanente como o conjunto de obras destinadas a formar a plataforma da estrada e suportar a superestrutura e é composta das obras de pontes, viadutos, aterros, cortes, túneis, drenagem, etc. A superestrutura é a parte da via permanente que recebe os impactos diretos das cargas e que está sujeita às ações de degradação provocada pela circulação dos veículos e de deterioração por ataque do meio ambiente.

Entende-se o pavimento ferroviário como constituído de trilhos, fixadores, dormentes, lastro e sublastro (Figura 2). A fundação é o subleito ou camada final de terraplanagem. O conjunto de trilhos, fixadores e dormentes constitui a *grade*. Outros termos usados – superestrutura e infraestrutura – não têm o mesmo significado para diferentes autores; a interface destas duas camadas considera-se ora na superfície superior do lastro, ora na superior do subleito (Medina e Motta, 2005).

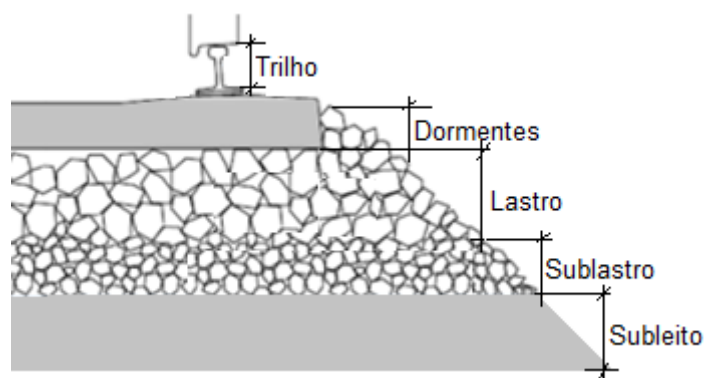


Figura 2: Elementos principais da via permanente – meia seção (Fonte: Modificado de Dhalberg, 2003).

Dois tipos de estrutura ferroviária são comumente utilizadas: a lastrada (Figura 2), que se utiliza de lastro para distribuir sobre a plataforma os esforços resultantes das cargas dos trens e a rígida ou em placas ou o sistema de via em laje, que é uma técnica de construção de ferrovias onde o uso do lastro é eliminado, utilizando-se, no lugar, lajes de concreto ou concreto-asfáltico, que podem ser pré-fabricadas ou moldadas *in loco*. No Brasil, destaca-se o uso da via permanente lastrada. Em países como Japão e Alemanha, por exemplo, a via em laje é amplamente utilizada.

2.2 Premissas técnicas/econômicas de uma via férrea

O desempenho das vias férreas resulta de uma complexa interação dos diversos elementos e camadas do sistema, em resposta às solicitações impostas pelo trem. O objetivo da estrutura ferroviária é fornecer estabilidade, segurança e uma base eficiente para que os trens operem em velocidades e cargas por eixo diferentes, proporcionando um transporte econômico, confiável

e confortável. Para atingir estes objetivos, a geometria da via deve ser mantida e cada componente da estrutura deve desempenhar suas funções de forma satisfatória, sob diferentes condições ambientais e operacionais (Indraratna *et al.*, 2011).

A questão econômica das ferrovias de carga está intimamente ligada à frequência de intervenções de manutenção, daí a importância de se conhecer a periodicidade ideal de manutenção para que se possam diminuir os custos em longo prazo (Merheb, 2014). Estima-se que, aproximadamente, 70% do custo total durante o ciclo de vida de uma ferrovia é proveniente dos serviços de manutenção. Por isso, é de grande importância técnico-econômica buscar novas tecnologias para melhoria da durabilidade do pavimento ferroviário e a conservação de sua geometria, sendo esse um dos objetivos da presente pesquisa.

2.3 Função dos componentes de uma via férrea lastrada

Para a melhor compreensão do comportamento mecânico de ferrovias, destacam-se algumas funções dos principais componentes de uma via permanente lastrada:

Trilho – são vigas contínuas de aço que têm como funções principais: guiar as rodas dos veículos ferroviários, receber os carregamentos verticais, laterais e longitudinais aplicados pelos rodeiros, fornecer uma superfície de rolamento, conduzir energia para circuitos de sinalização e comportar-se como terra para circuitos elétricos de tração das locomotivas (Muniz e Spada, 2006).

Dormentes – são vigas posicionadas transversalmente em relação ao trilho. É o elemento que tem a função de receber e transmitir ao lastro os esforços, produzidos em decorrência da circulação do material rodante, servindo ainda de suporte para os trilhos, permitindo a sua fixação e mantendo invariável a distância entre eles (Coimbra, 2006).

Lastro – a camada de lastro visa suportar a superestrutura e as cargas itinerantes da ferrovia e situa-se entre os dormentes e o sublastro ou o subleito. É o elemento com maior contribuição para o nível de resiliência e acumulação

de recalques e desempenha as seguintes funções: transmitir uniformemente as tensões recebidas dos dormentes, para que não causem colapso do subleito; prover o pavimento de certa elasticidade, a fim de atenuar as trepidações e vibrações da passagem dos veículos; facilitar a rápida drenagem do pavimento; impedir o crescimento de vegetação e facilitar a conservação e manutenção da geometria, com emprego de equipamentos mecânicos (Silva e Ramires 2015).

Sublastro – é a camada de material interposta entre o subleito e o lastro. A camada tem função semelhante ao lastro, de absorver esforços e transferi-los à camada subjacente à taxa adequada a capacidade do subleito (Stopatto, 1987). Tem, ainda, a função de funcionar como elemento de transição entre o lastro e o subleito, devendo, para isso, funcionar como filtro para as águas e reter os finos do subleito que podem colmatar o lastro (Muniz e Spada, 2003).

Subleito – é a plataforma na qual a estrutura de via é construída. Sua função principal é prover uma fundação estável para o sublastro e para as camadas acima assentadas, lastro e superestrutura (Junior, 2008). Conforme Selig e Waters (1994), o subleito deve possuir características que contribuam com a elasticidade e a resiliência do pavimento, condicionante importante do desempenho do lastro.

2.4 Lastro

A camada de lastro é considerada como um dos mais importantes elementos de um perfil estrutural ferroviário, exercendo um papel singular no seu comportamento mecânico. Por isso, ressaltam-se aqui alguns requisitos para o material de lastro, pois a compreensão do comportamento mecânico dos agregados que compõem esta camada, e dos fatores que contribuem para sua degradação é essencial para a redução de operações de manutenção.

A existência de uma camada de lastro quase elástica, não cimentada, resistente e bem construída apoiada sobre um subleito estável e compactado é a primeira condição para baixos custos de manutenção em uma ferrovia (Raymond, 1985).

As propriedades originais do lastro se alteram em razão da degradação e da contaminação por materiais externos. A degradação ocorre devido à passagem dos veículos, impondo carregamentos cíclicos e vibrações em diferentes frequências e intensidades, mas também se deve a fatores ambientais que podem acelerar esta degradação (Remédio, 2017).

Como requisitos desejáveis para uso em lastros ferroviários, os agregados devem apresentar as seguintes propriedades (Frazão e Paraguassu, 1998; Frazão, 2007):

1. Alta tenacidade, para resistir ao impacto dos instrumentos de compactação do lastro;
2. Alta resistência ao desgaste, para evitar a moagem devido à passagem dos veículos e à movimentação horizontal dos trilhos;
3. Alta resistência à compressão, para resistir aos esforços verticais provocados pelo peso dos veículos e distribuí-los eficientemente sobre o leito da estrada;
4. Alta resistência à alteração, para suportar as ações intempéricas, impedir a formação de finos (que também pode se formar por ações mecânicas) e evitar a redução drástica do índice de vazios, necessários a uma boa drenagem;
5. Forma adequada das partículas após britagem, para propiciar um bom imbricamento dos grãos, garantindo uma adequada resistência mecânica, e conseqüentemente, uma boa estabilidade para via.

2.4.1 Características dos grãos

A fim de cumprir suas funções satisfatoriamente, o material de lastro deve estar em conformidade com determinadas características, tais como: tamanho dos grãos, forma, distribuição granulométrica, rugosidade da superfície, densidade, resistência à intempérie, resistência ao atrito, resistência ao desgaste, composição mineral, entre outros (Merheb, 2014). A Tabela 1 exhibe as exigências nas especificações Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 5564: Via Férrea – Lastro-Padrão e AREMA (2009) (American

Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association), para diferentes propriedades do material de lastro.

Tabela 1: Limite de aceitabilidade para diversas propriedades do lastro –
(Fonte: Merheb, 2014)

PARÂMETROS	ABNT 5564	AREMA (2009)
	Limites	
Partículas não cúbicas	máx. 15%	-
Partícula lamelares e/ou alongadas	máx. 10%	máx. 5%
Forma das partículas	cúbica	Cúbica
Porcentagem passante na peneira nº 200	-	máx. 1,0%
Material pulverulento	máx. 1,0%	-
Massa específica aparente	mín. 2500 kg/m ³	-
Densidade	-	mín. 2,6 %
Absorção de água	máx. 0,8%	máx. 1,0%
Porosidade aparente	máx.1,5%	-
Resistência a intempérie (ABNT) ^a / Sanidade (AREMA)	máx. 10,0%	máx. 5,0%
Resistência a compressão axial	100MPa	-
Resistência ao choque (índice de tenacidade Treton máximo)	máx. 25,0%	-
Resistência ao desgaste Los Angeles	máx. 30,0%	máx. 35,0%
Teor de fragmentos macios e friáveis ^a	máx. 5,0%	-
Torrões de argila	máx. 0,5%	máx. 0,5%
Limite de massa unitária no estado solto	1,25 g/cm ³	-

(a) Verificação opcional, segundo a ABNT.

2.4.1.1 Características petrográficas

Em análises petrográficas, além de propriedades individuais das rochas, como a proporção de cada mineral, a estrutura granular e a textura, também são aferidas as propriedades de cada um dos minerais presentes como dureza, clivagem, brilho, cor e composição química. Essas propriedades fornecem informações sobre o desempenho do lastro (Chrismer, 1986). Lastros de baixa qualidade podem ser descartados por essa análise, caso as seguintes características sejam encontradas: mineralogias com altas quantidades de mica e sulfetos, texturas com baixa consolidação, alta porosidade ou friabilidade e estruturas minerais com fraquezas como foliação, juntas e planos de estratificação (Watters *et al.*, 1987).

O conhecimento da mineralogia possibilita a avaliação do potencial de degradação do lastro, pois alguns minerais são mais suscetíveis a alterações

que outros. Por exemplo, enquanto caulitas, produtos do intemperismo de feldspatos, são materiais solúveis em água, quartzos se alteram muito pouco na sua presença (Chrismer, 1986).

2.4.1.2 Forma

A forma das partículas é considerada como um fator importante no comportamento mecânico de materiais granulares. A forma pode ser avaliada quanto à esfericidade, cúbica, alongada, lamelar ou alongada-lamelar, ou quanto ao arredondamento dos grãos (Pinto, 1969).

Quanto à esfericidade, a maioria das normas avalia por meio de relações entre dimensões perpendiculares entre si das partículas, como o comprimento (a), a espessura (c) e a largura (b), mostradas na Figura 3. Essas razões permitem que cada uma das partículas seja classificada em um dos quatro conjuntos de forma: cúbica, alongada, lamelar ou alongada-lamelar.

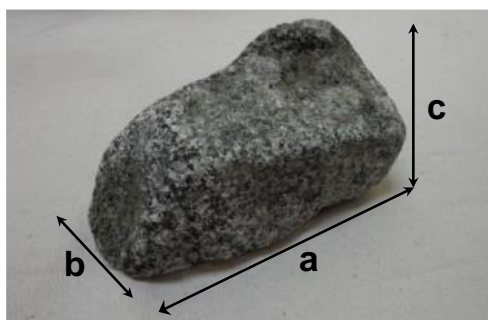


Figura 3: Padrão das dimensões das partículas de agregado.

A norma brasileira ABNT NBR-5564 (2011) limita a porcentagem de partículas não cúbicas em 15% e classifica a forma de um agregado em lamelar, alongado, cúbico ou lamelar e alongado por meio das razões entre largura e comprimento (b/a), e entre espessura e largura (c/b). Já a AREMA (2009), limita a quantidade de partículas lamelares e/ou alongadas em 5% em massa.

Segundo Fortunato (2005), não existe unanimidade nas conclusões de vários autores sobre o efeito da forma das partículas na resistência ao corte do meio particulado, entretanto, muitos estudos sugerem que o aumento da

angulosidade das partículas conduz a uma maior resistência ao corte. Este comportamento deve-se ao fato de as partículas angulosas proporcionarem um maior imbricamento, conferindo ao conjunto maior resistência ao cisalhamento (Pinto, 2000).

2.4.1.3 Granulometria

A graduação do lastro influencia significativamente o comportamento mecânico da camada. A graduação ótima está relacionada à facilidade de manutenção e à maior resistência à deformação permanente (Chrismer, 1986), e ainda à capacidade de drenagem. Quanto mais bem distribuído for o material granular, melhor será o entrosamento entre as partículas e, conseqüentemente, maior será o ângulo de atrito e a resistência à deformação (Pinto, 2000). Por outro lado, este tipo de granulometria faz com que a permeabilidade seja reduzida e com que o controle de campo de distribuições bem graduadas seja mais difícil, por conta da possibilidade de segregação do material durante o transporte (Merheb, 2014).

Testes triaxiais cíclicos em larga escala foram realizados por Indraratna *et al.* (2004) para estudar a influência da distribuição do tamanho do grão no comportamento de deformação e degradação do lastro. Uma pressão de confinamento efetiva de 45 kPa foi utilizada nos testes laboratoriais. Para que pudesse simular as cargas do eixo do trem a uma velocidade relativamente alta, o carregamento cíclico com uma tensão máxima desviadora de 300 kPa foi aplicado a uma frequência de 20 Hz. A relação entre coeficiente de uniformidade (C_u) e quebras de partículas é mostrada na Figura 4. Concluiu-se que a quebra do lastro diminui com o aumento do valor do Coeficiente de uniformidade (C_u), mesmo que essa mudança no valor de C_u seja moderada, ela afeta significativamente a deformação e a quebra do material de lastro.

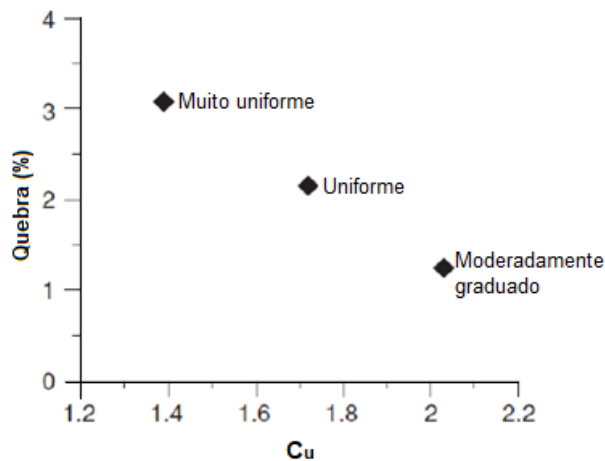


Figura 4: Variação da % de quebra com o coeficiente de uniformidade do lastro (Fonte: Modificado de Indraratna *et al.*, 2004).

2.4.1.4 Rugosidade

A textura da superfície dos grãos ou rugosidade é considerada um dos fatores chave que governam o ângulo de atrito e, conseqüentemente, a resistência ao cisalhamento do lastro. A força de atrito é afetada pela textura da superfície das partículas submetidas ao carregamento e a resistência ao cisalhamento do lastro depende da capacidade de desenvolvimento das forças de atrito (Vizcarra, 2015).

Devido ao contato interno dos grãos sob carregamento cíclico, a rugosidade da superfície das partículas do lastro deteriora com o acréscimo do número de passagens do trem. O contato entre agregados também produz partículas finas e é uma fonte de degradação do lastro, pois gera finos, diminuindo a permeabilidade da camada. Esta redução na rugosidade da superfície, gerada pelo contato entre as partículas e quebra das arestas dos grãos, depois de vários milhões de ciclos de carga, causa a queda da resistência ao cisalhamento do lastro.

2.4.1.5 Resistência mecânica à degradação

A degradação do lastro ferroviário é fortemente influenciada pela resistência das partículas. As formas de degradação podem ser por fratura e por abrasão. A fratura ocorre quando a partícula se divide em partes de dimensões semelhantes e está relacionada à tenacidade do material. A

abrasão é o desgaste superficial dos grãos devido às forças de atrito e está relacionada à dureza e à angularidade do material. Enquanto a fratura está associada a altos níveis de tensão, a abrasão é um fenômeno que independe do nível de tensão (Festag e Katzenbach, 2001).

A degradação inicia-se por rupturas locais nos contatos entre partículas, ou seja, pela abrasão dos grãos, seguida pela fratura das partículas menos resistentes (Selig e Waters, 1994) ou pela concentração de tensões em partículas com menores espessuras ou larguras. Essas duas formas de ruptura provocam a acomodação dos grãos e causam a deformação vertical e lateral da via. Partículas menos resistentes quebram-se mais facilmente e geram mais finos que grãos mais resistentes sob o mesmo carregamento.

2.5 Esforços atuantes na via permanente

Para o projeto de uma via férrea com sistema resiliente em camadas, devem ser analisados e quantificados os tipos e as magnitudes das cargas que serão impostas sobre a estrutura durante sua vida útil, considerando o conjunto de elementos que constituem a via permanente e possibilitam a transferência das cargas provenientes da passagem dos veículos para a fundação. Cada um dos elementos absorve parte das tensões que nele chegam, transmitindo tensões menores para a camada subjacente, conforme apresentado na Figura 5. As cargas impostas pela passagem dos trens aos trilhos geram uma complexa reação de cargas estáticas e dinâmicas.

Forças nas direções vertical, longitudinal e transversal agem sobre a estrutura da via. Estas forças podem ser devido ao movimento do tráfego e as mudanças de temperatura.

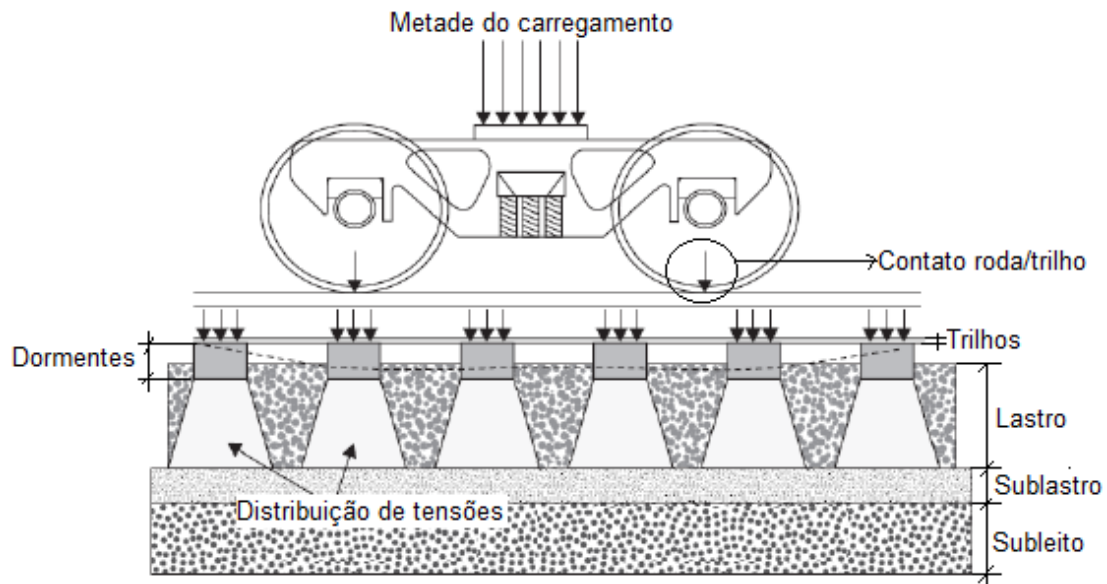


Figura 5: Distribuição das tensões verticais entre os componentes
(Fonte: Modificado de RailCorp, 2010).

Segundo Esveld (2001), as cargas verticais impostas à via pela passagem de veículos podem ser separadas em estáticas e dinâmicas. As cargas estáticas resultam, principalmente, do peso dos vagões, obtidos pela soma da tara do veículo e do material transportado. As cargas dinâmicas são causadas tanto por propriedades da via, como a presença de irregularidades geométricas ou variações de rigidez, quanto pelas características de rolagem no contato roda/trilho, como a existência de irregularidades nos trilhos, nas rodas e por descontinuidades nas junções de trilhos.

A força longitudinal se deve, geralmente, à aceleração ou frenagem dos trens e a expansão ou contração térmica dos trilhos. A força lateral geralmente resulta do esforço lateral da roda, devido ao atrito entre a roda e trilho (contato roda-trilho), especialmente em curvas. Tal força origina-se também da força de reação à flambagem do trilho, que geralmente é causada por um elevado esforço longitudinal na peça (Esveld, 2001). As solicitações transversais são resultantes de forças aplicadas no sentido longitudinal dos dormentes são, principalmente, causadas pelas forças centrífugas não compensadas geradas pela existência de uma curva, ação de ventos laterais nos vagões, forças de origem térmica, contato entre friso e trilho em curvas e componentes dinâmicos devido a irregularidades da via.

2.6 Vida útil

O desempenho das vias ferroviárias resulta de uma complexa interação dos diversos elementos e das camadas do sistema, em resposta às solicitações impostas pelo material rodante em diversas condições ambientais. Para que o funcionamento seja adequado, cada componente do sistema estrutural deve cumprir adequadamente sua função, de forma que o conjunto seja estável, resiliente, evite deformações permanentes significativas ao nível dos trilhos e desgaste dos componentes. As características resilientes da via permitem que esta absorva parte da energia que lhe é transmitida, fundamentalmente por compressão da camada de lastro (Fortunato, 2005).

Entre os diversos fatores que influenciam a vida útil de um pavimento ferroviário, destacam-se:

Em relação às partículas:

- A forma das partículas, que é um fator de grande influência na quebra do material, a não homogeneidade da forma das partículas resulta na minoração da resistência as tensões de contato e no acréscimo da velocidade de degradação natural (Lambe e Whitman, 1969);
- a mobilidade das partículas, cuja diminuição de mobilidade contribui na redução da produção de finos gerados pelo desgaste do contato entre as próprias partículas;
- o desconfinamento lateral da camada de lastro, que pode gerar rupturas progressivas do subleito por perda de rigidez na camada de lastro (Pardo, 2009);
- a degradação física das partículas, que ocorre devido à passagem de veículos, impondo carregamentos cíclicos e vibrações em diferentes frequências e intensidades, como também aos ciclos de secagem e molhagem;

Em relação ao carregamento:

- Nível de tensões e número de ciclos (conjuntamente conhecidos como histórico de tensões); a aplicação de tensões próximas à tensão de

ruptura ocasionará o colapso da estrutura em determinado número de ciclos. Desta forma, compreende-se que a escolha da magnitude de tensões, juntamente com o acertado número de ciclos, proporcionará o correto entendimento do comportamento deformacional do material. A degradação tende a ser mais elevada à medida que o número de ciclos e o nível de carregamento aumentam, conduzindo a redução no tamanho médio das partículas e grãos menos angulosos, reduzindo, por conseguinte, a resistência ao cisalhamento e a capacidade de drenagem da camada de lastro (Merheb, 2014).

- frequência, duração e sequência de carregamento: o aumento das cargas transportadas por eixo e da velocidade em que os trens trafegam podem acarretar a redução da vida útil do lastro, pela degradação acelerada desta camada, afetando a geometria da via e um maior desgaste dos componentes da superestrutura. Como resultado, há a necessidade de maior frequência de intervenções para manutenção.

Para que se possa manter a qualidade da via dentro de limites de tolerância, é necessário um conjunto de atividades de conservação, essencialmente na superestrutura e na camada de lastro.

2.7 Comportamento mecânico

Sob carregamento cíclico, as deformações de materiais granulares são divididas em deformações elásticas (recuperáveis) e deformações plásticas (permanentes) (Lekarp *et al.*, 2000). A Figura 6 apresenta essas deformações.

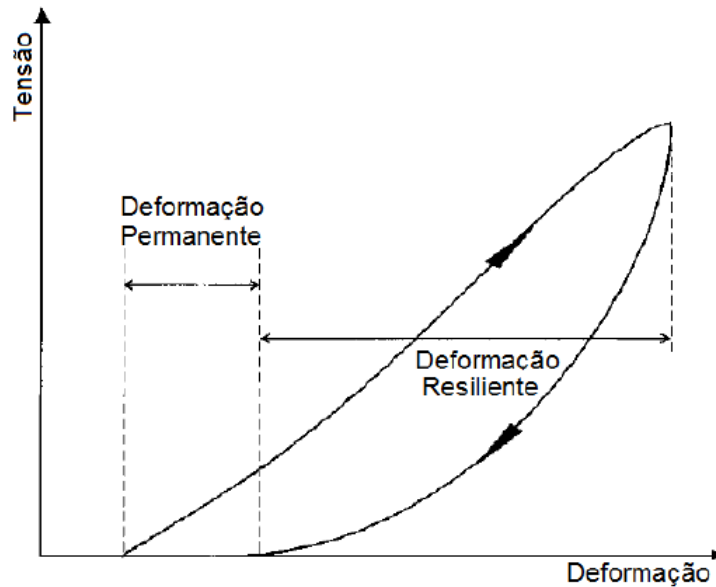


Figura 6: Deformações de materiais granulares durante um ciclo de aplicação de carga (Lekarp *et al.*, 2000).

De acordo com Hay (1982), dois tipos de comportamento são importantes para analisar vias permanentes: a resposta elástica de curto prazo e a resposta plástica de longo prazo (deformação permanente). A resposta elástica de curto prazo é importante para avaliar as tensões transmitidas para as camadas subjacentes (infraestrutura). A deformação permanente de longo prazo permite determinar a periodicidade de manutenção para reestabelecer o alinhamento e a elasticidade da via.

O comportamento elasto-plástico do lastro ferroviário caracteriza-se como a acumulação gradual de deformação permanente a cada aplicação de carga. A taxa de acumulação da deformação plástica geralmente diminui à medida que o número de ciclos aplicados aumenta (Selig e Waters, 1994).

2.7.1 Módulo de resiliência

Resiliência ou elasticidade é a capacidade que um material tem de absorver energia durante o regime de deformação e retornar para a sua forma e posição original uma vez cessado o carregamento que originou tal deformação.

A resiliência da via determina a resposta elástica da estrutura sob o efeito das cargas repetidas dos vagões. A distribuição das tensões que se instalam nos diversos elementos, a deflexão reversível do trilho e, conseqüentemente, a qualidade da circulação, dependem da resiliência da via. Uma adequada resiliência permite controlar as oscilações verticais, as vibrações e a absorção de impactos, o que é fundamental para evitar danos no material rodante (rodas, eixos e restantes elementos) e na mercadoria transportada (Fortunato, 2005).

O Módulo de Resiliência (MR) de um material é definido como a relação entre a tensão desvio (σ_d) aplicada repetidamente em uma amostra em ensaio triaxial e a correspondente deformação axial recuperável ou resiliente (ϵ_r), calculado pela Equação 1.

$$MR = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\epsilon_r} \quad \text{ou} \quad MR = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad \text{Eq. (1)}$$

Sendo, σ_1 a tensão principal maior, σ_3 a tensão principal menor ou tensão de confinamento. O valor da deformação axial resiliente (ϵ_r) é calculado pela divisão do deslocamento resiliente registrado (Δh), pela distância entre as alças (H), ambos em mm.

O comportamento resiliente é importante para compreender as características elásticas dos materiais de subleito, sublastro e lastro que afetam a degradação e a deformação da via (Bathurst e Raymond, 1987).

2.7.2 Deformação permanente

Deformação permanente é a parcela da deformação que o material não consegue recuperar quando não há mais carregamentos. O recalque da via permanente ocorre principalmente em razão da deformação permanente nas camadas de lastro e de subleito (Dahlberg, 2001).

Segundo Lekarp *et al.* (2000) os diversos fatores que influenciam o comportamento de materiais granulares à deformação permanente são: o

estado de tensões, o número de aplicações de carga, a umidade do material, a história de tensões, o tipo de agregado e sua granulometria.

O recalque de materiais granulares submetidos a carregamentos elevados e repetidos, como no caso de uma ferrovia, pode se dividir em duas etapas. Na primeira, que ocorre logo depois da construção ou da socaria, a deformação permanente da via ocorre rapidamente até que os vazios entre as partículas de lastro tenham sido reduzidos e o lastro tenha se consolidado. A segunda etapa é mais lenta e possui uma relação aproximadamente linear com o peso transportado na via (Dahlberg, 2001). Nesta segunda etapa, a deformação permanente é causada por diferentes fatores como o rearranjo das partículas, a quebra e abrasão dos grãos e o preenchimento dos vazios do lastro com material do sublastro ou subleito.

Segundo Sevi (2008), existem três formas para a previsão do acúmulo de deformação permanentes em materiais granulares submetidos a carregamento cíclico: a primeira relaciona a deformação permanente ao número de aplicações de cargas, a segunda ao estado de tensão do material e a terceira utiliza a teoria do *Shakedown*.

As previsões que relacionam as deformações permanentes com base no número de aplicações de carga se separam em situações em que a carga repetida pode ser considerada de menor ou maior magnitude. O método que utiliza o estado de tensões relaciona resultados de ensaios de carga estática (monotônicos) com a magnitude do carregamento repetido para prever deformações plásticas. O conceito de *shakedown* prevê que, no caso de uma carga cíclica baixa, incrementos de deformação plástica do material granular diminuem para um valor assintótico, enquanto que no caso de elevadas tensões cíclicas o método prediz um efeito de ruptura, onde as deformações plásticas persistem e a amostra é rapidamente destruída (colapso) (Merheb, 2014).

Collins *et al.* (2000) explicam que o conceito do *shakedown* tem sido utilizado frequentemente para descrever as características de deformação plástica do material de lastro submetido ao carregamento cíclico. Neste caso,

quatro zonas podem ser caracterizadas, de acordo com diferentes níveis de tensão, conforme mostrado na Figura 7.

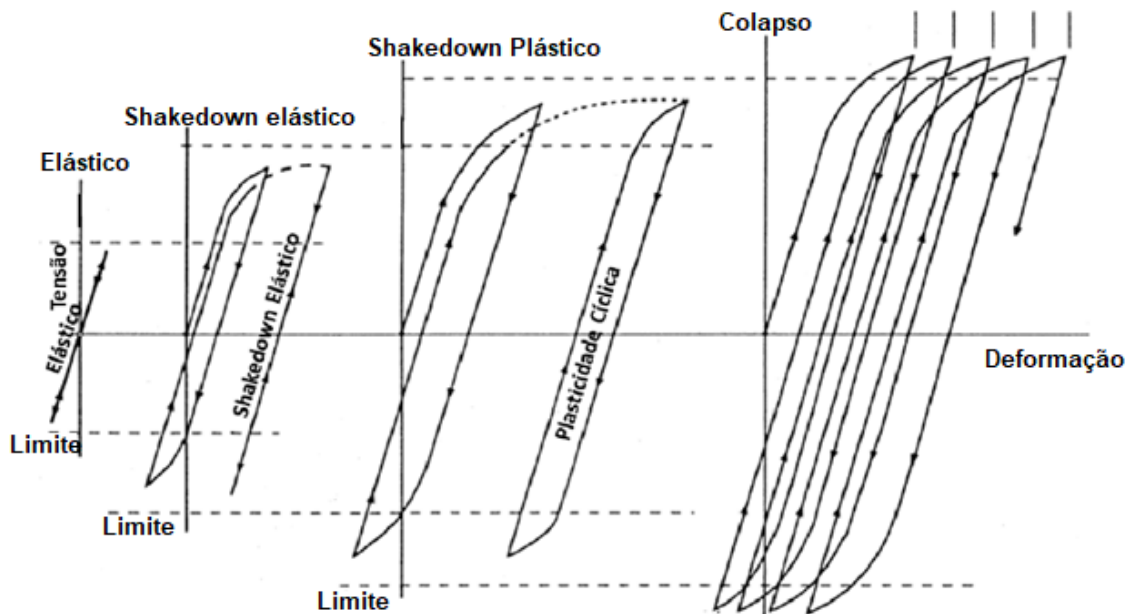


Figura 7: Categorias de comportamento de materiais submetidos a carregamentos cíclicos (Johnson, 1986).

Na fase elástica, as deformações sofridas pelo material são recuperáveis quando cessado o carregamento. Na zona *shakedown* elástico, o material sofre deformações permanentes até um número finito de ciclos de carga durante o rearranjo das partículas. Em seguida, o material apresenta comportamento elástico com as partículas em condição estável de intertravamento. No *shakedown* plástico, o material apresenta taxas decrescentes ou constantes de deformação permanente. E por fim, no colapso incremental, as tensões aplicadas ao material acumulam deformações permanentes, crescentes a cada ciclo, até a ruptura.

2.7.3 Características de carregamento

De acordo com Merheb (2014), a compreensão de dois fatores ligados ao carregamento é fundamental para a correta análise do comportamento elasto-plástico do material granular: o nível de carregamento e o número de ciclos, também conhecidos conjuntamente como histórico de tensão. Seus efeitos podem ser observados pelo acúmulo de deformação permanente e enrijecimento gradual do material granular, após cada ciclo de carregamento

(Lekarp *et al.*, 2000), entretanto, a aplicação de tensões próximas à tensão de ruptura ocasionará o colapso da estrutura em determinado número de ciclos.

A magnitude do módulo de resiliência de materiais granulares é muito dependente do estado de tensões. Bernucci *et al.* (2007) destacam que o módulo de resiliência de materiais granulares é fortemente influenciado pela tensão de confinamento, onde valores maiores são obtidos quanto maior for a tensão confinante. Eles também relatam que tal efeito acontece com o aumento das tensões desviadoras, porém em menor proporção. Alva-Hurtado (1980) destaca que, dependendo da magnitude da tensão desvio aplicada, elevados valores de módulo de resiliência são obtidos, como, por exemplo, quando se aplicam tensões desviadoras próximas à tensão de ruptura do material.

2.8 Efeito da granulometria na durabilidade do lastro

A resposta mecânica do lastro ferroviário é complexa e, muitas vezes, influenciada por fatores como o histórico de tensão, pressão confinante, frequência de carregamento, bem como a forma e distribuição da partícula (Indraratna *et al.*, 2016). Em particular, a distribuição do tamanho de partículas tem sido reconhecida como um fator importante com influência direta no comportamento mecânico de materiais granulares. Sob cargas cíclicas, agregados granulares tornam-se cada vez mais arredondados, conforme o número de ciclos de carga aumenta (Sevi e Ge, 2012).

No entanto, foi observado um número limitado de estudos realizados com intuito de analisar os efeitos da forma e do tamanho de partícula sobre o comportamento de lastro ferroviário.

Um estudo realizado por Indraratna *et al.* (2016), avaliou a influência da distribuição do tamanho de partícula (PSD) sobre a degradação e a deformação de lastro ferroviário sob carga cíclica. Dois conjuntos de testes triaxiais cíclicos drenados foram realizados em lastros com diferentes tamanhos máximos de partículas (d_M) e coeficientes de uniformidade ($C_u = d_{60}/d_{10}$) usando aparelho triaxial de grande escala. Uma parte do estudo avaliou a influência do d_M na deformação permanente e a degradação do lastro testando 5 PSDs, enquanto o outro avaliou o efeito do C_u e da densidade na

resposta medida do lastro testando 9 PSDs diferentes. O tamanho e a forma das partículas, antes e após o carregamento cíclico, foram observados a partir de um *scanner* a laser 3D. Dentre os resultados destaca-se um aumento na extensão da quebra conforme o tamanho das partículas diminuiu, sendo esta indicada pelas taxas de quebra definidas usando o potencial de ruptura. A degradação do lastro para amostras com densidades relativas constantes pode ser dividida em duas zonas dependendo do intervalo do coeficiente de uniformidade.

Sun *et al.* (2016) realizaram um estudo que analisou a quebra e a forma de agregados de lastro com diferentes distribuições de tamanho e observaram que, tornando as partículas cada vez mais regulares, ocorreu uma melhora na interação, conseqüentemente, a área de superfície de contato entre as partículas aumenta e a probabilidade de concentração de tensão promove uma diminuição na quebra das partículas de lastro. Tendo como base o estudo realizado por Sun *et al.* (2016) e seus resultados, optou-se por controlar a forma das partículas a fim de obter melhores resultados no conjunto ensaiado nessa pesquisa.

2.9 Geossintéticos

A Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS) define os geossintéticos como “elementos planos, produzidos a partir de polímeros sintéticos ou naturais, e utilizados em combinação com solo, rocha e/ou outros materiais geotécnicos como parte integral de um projeto, estrutura ou sistema em engenharia civil”.

2.9.1 Histórico

A utilização de materiais naturais para melhorar a qualidade dos solos é prática comum desde 3.000 a.C. Entretanto, o emprego de materiais sintéticos produzidos pela indústria têxtil somente ocorreu com o desenvolvimento de polímeros a partir de 1913, quando foi desenvolvido o PVC (Policloreto de polivinila). Os polietilenos passam a ser produzidos em 1949 (baixa resistência) e 1954 (alta resistência). Também foi desenvolvido em 1954 o polipropileno, iniciando sua comercialização em 1950. Os primeiros geotêxteis não-tecidos de

filamentos contínuos foram desenvolvidos em meados dos anos 60 na França, Inglaterra e Estados Unidos.

No Brasil, as primeiras aplicações de geotêxteis aconteceram em 1971, principalmente em obras rodoviárias. O primeiro geossintético fabricado no Brasil, foi um geotêxtil não-tecido de filamentos contínuos, cuja produção comercial iniciou em 1973 e uma das suas principais aplicações se deu na drenagem da Rodovia dos Bandeirantes, no Estado de São Paulo (Vertematti, 2004). Obras relevantes realizadas com geossintético no Brasil de 1971 a 2002 são ilustradas na Tabela 2.

Tabela 2: Obras relevantes realizadas com geossintético no Brasil - 1971 a 2002 (Fonte: Vertematti - Manual Brasileiro de Geossintéticos, 2004).

<i>Aplicação</i>	<i>Data</i>	<i>Local</i>	<i>Detalhamento/Nome da obra/Contratante</i>
Aterro sobre solo mole	1971	Angra dos Reis (RJ)	Camada de separação e reforço na BR-101; Rodovia Rio-Santos; DNER
Drenagem profunda	1975	Araraquara (SP)	Drenos longitudinais profundos em silo horizontal enterrado; Ceagesp
Enrocamentos marítimos	1977	Angra dos Reis (RJ)	Contenção de aterro mecânico; terminal de Ilha Grande; Petrobrás
Barragem de terra	1978	Bagé (RS)	Tapete drenante da Barragem de Terra de Sanga Rasa
Diques contínuos de geotêxtil	1980	São Luís (MA)	Aterros hidráulicos para construção de conjuntos habitacionais; DNOS
Revestimento impermeabilizante	1980	Salvador (BA)	Canal do sistema de adução de Pedra de Cavalo
Lastro ferroviário	1981	São Paulo (SP)	Camada separadora entre lastro e subleito; Fepasa
Recapeamento asfáltico	1982	Campinas (SP)	Camada inibidora de reflexão de trincas SP-65; Rodovia D. Pedro I; Dersa
Revestimento impermeabilizante	1983	São Luís (MA)	Tanque de resíduos industriais; Alcoa
Revestimento impermeabilizante	1997	Sorocaba (SP)	Tanque de água de incêndio; Copenar
Revestimento impermeabilizante	2002	Itiquira (MT)	Canais de adução da UHE de Itiquira
Revestimento impermeabilizante	2002	Barcarena (PA)	Bacias de reposição de rejeitos da Alunorte

Nos últimos tempos, o uso de geogrelhas para estabilizar o lastro está em ascensão. No entanto, a eficácia do reforço depende do grau de interação

lastro – geogrelha, sendo necessário identificar a geogrelha adequada para estabilização eficaz do lastro.

2.9.2 Terminologia e classificação dos geossintéticos

Os geossintéticos podem ser classificados, genericamente, em categorias dependendo do processo de fabricação. Na Tabela 3, estão elencados os nomes e siglas dos geossintéticos, de acordo com a NBR 12.553 (2003): Geossintéticos – Terminologia. Cada geossintético possui características específicas, como pode ser observado na Tabela 4.

Tabela 3: Principais tipos de geossintéticos e suas siglas (Fonte: Manual Brasileiro de Geossintéticos/ Vertematti, 2004).

<i>Nomes</i>	<i>Siglas</i>	<i>Nomes</i>	<i>Siglas</i>
Geotêxtil	GT	Geocomposto para reforço	GCR
Geotêxtil não tecido	GTN	Geobarra	GB
Geotêxtil não tecido agulhado	GTNa	Geotira	GI
Geotêxtil não tecido termoligado	GTNt	Geoespaçador	GS
Geotêxtil não tecido resinado	GTNr	Georrede	GN
Geotêxtil tecido	GTW	Geotubo	GP
Geotêxtil tricotado	GTK	Geomanta	GA
Geomembrana	GM	Geocélula	GL
Geomembrana reforçada	GMR	Geogrelha	GG
Geomembrana texturizada	GMT	Geogrelha extrudada	GGE
Geocomposto	GC	Geogrelha soldada	GGB
Geocomposto argiloso para impermeabilização	GCL	Geogrelha tecidas	GGW
Geocomposto para drenagem	GCD		

Tabela 4: Funções dos vários geossintéticos nos projetos de engenharia.
(Fonte: Modificado, Manual Brasileiro de Geossintéticos/ Vertematti, 2004).

<i>Tipo</i>	<i>Separação</i>	<i>Proteção</i>	<i>Filtração</i>	<i>Drenagem</i>	<i>Erosão</i>	<i>Reforço</i>	<i>Impermeabilização</i>
GT	X	X	X	X	X	X	X
GG	X	-	-	-	-	X	-
GM	X	-	-	-	-	-	X
GN	-	X	-	X	-	-	-
GC	-	-	-	-	-	-	X
GL	-	X	-	-	X	X	-
GP	-	-	-	X	-	-	-
GI	-	-	-	-	-	X	-

2.9.3 Tipos de geogrelhas

As geogrelhas são estruturas em forma de grelha com função predominante de reforço, cujas aberturas permitem a interação do meio em que estão confinadas. São constituídas por elementos resistentes à tração, sendo consideradas unidirecionais quando apresentam elevada resistência à tração apenas em uma direção, e bidirecionais quando apresentam elevada resistência à tração nas duas direções principais (ortogonais). Em função do processo de fabricação, as geogrelhas podem ser extrudadas, soldadas ou tecidas (NBR 12553 (2003) – Geossintéticos – Terminologia).

- **Geogrelhas extrudadas [GGE]:** são obtidas através de um processo de extrusão, seguido de estiramento, que pode ser em um único sentido ou nos dois sentidos. Quando o estiramento ocorre em um único sentido, formam-se as geogrelhas unidirecionais (Figura 8a). Este tipo de geogrelha caracteriza-se pela sua elevada resistência à tração em uma única direção (longitudinal). Se o estiramento for executado nos dois sentidos, são formadas as geogrelhas bidirecionais (Figura 8b).

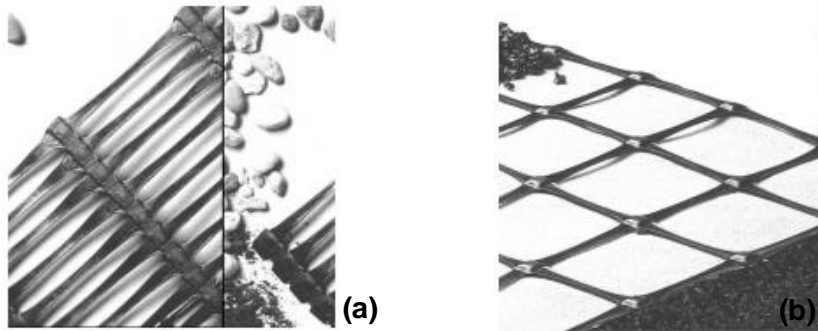


Figura 8: Estruturas de geogrelhas extrudadas: (a) Unidirecional; (b) bidirecional (Fonte: Vertematti - Manual Brasileiro de Geossintéticos, 2004).

- **Geogrelhas soldadas [GGB]:** são estruturas planas obtidas a partir da soldadura de geotiras compostas por filamentos de poliéster, revestidos em polietileno, de alto módulo elástico e excelente comportamento à fluência.

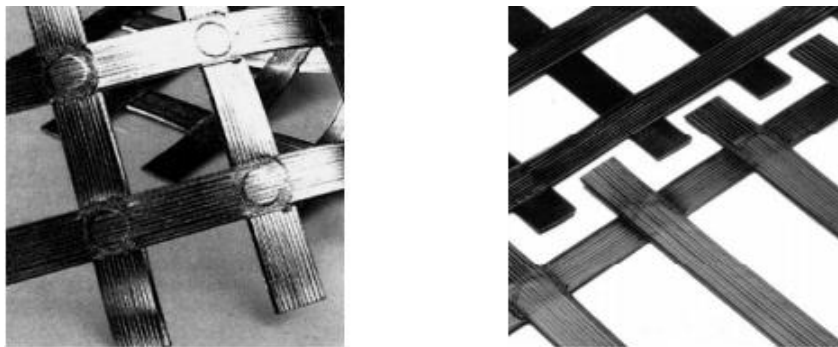


Figura 9: Estruturas de geogrelhas soldadas. (Fonte: Vertematti - Manual Brasileiro de Geossintéticos, 2004).

- **Geogrelhas tecidas [GGW]:** são estruturas planas constituídas de fibras sintéticas (geralmente poliéster) tricotadas ou intertecidas nas juntas, recobertas por uma capa protetora.

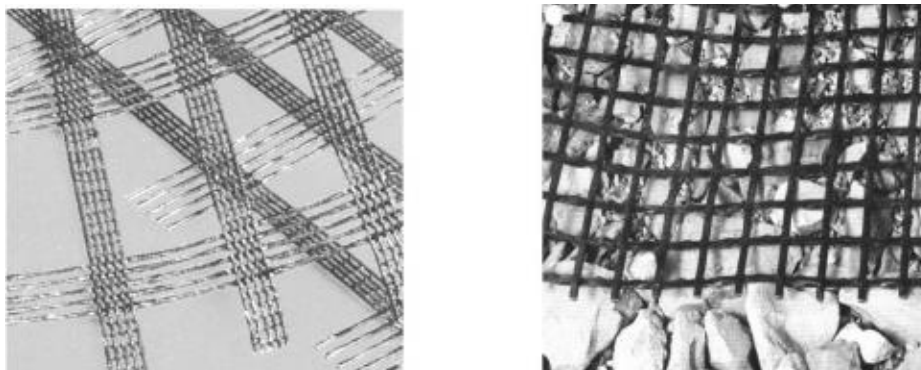


Figura 10: Estruturas de geogrelhas tecidas. (Fonte: Vertematti - Manual Brasileiro de Geossintéticos, 2004).

A configuração das geogrelhas pode variar de acordo com a função e o processo de fabricação. Cada geogrelha possui uma geometria e uma resistência à tração que a caracterizam. A configuração geométrica da malha (tamanho dos orifícios, orientação, porcentagem de área aberta, espessura, etc.) tem papel fundamental na aplicabilidade da geogrelhas (Sieira, 2003).

2.9.4 Aplicação de geossintéticos em ferrovias

A utilização de geossintéticos vem aumentando com o passar dos anos, tendo em vista sua vasta aplicabilidade, principalmente em obras de engenharia. Em obras ferroviárias ou na restauração de ferrovias existentes, os geossintéticos podem ser utilizados na drenagem, filtração, separação de materiais com diferentes granulometrias e como material de reforço das camadas da via.

Indraratna *et al.* (2005) e Lackenby *et al.* (2007) realizaram estudos sobre lastro e descobriram que o aumento da pressão de confinamento poderia levar a uma melhoria significativa no desempenho da via, em termos de deformação e resposta à degradação, aumentando assim, a sua estabilidade geral. Indraratna *et al.* (2005) verificaram que das várias medidas usadas para aumentar a pressão de confinamento, o reforço do lastro com geossintéticos é considerado mais adequado e economicamente viável.

Em obras ferroviárias, as geogrelhas podem ser aplicadas de diversas formas (Figura 11), tais como: elemento de reforço em obras de infraestrutura, como taludes, estruturas de contenção, por exemplo, ou na construção do pavimento ferroviário propriamente dito, situando-se dentro ou abaixo da camada de lastro e/ou sublastro. Podem ser aplicadas também, nas laterais das camadas em forma de bolsas (Figura 12).

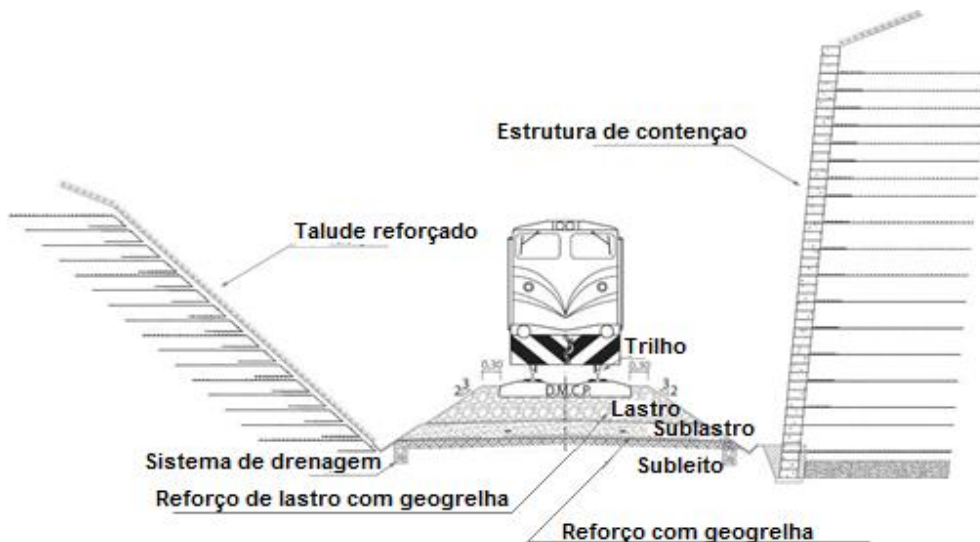


Figura 11: Locais em que os geossintéticos podem ser aplicados. (Fonte: Modificado do Livro manual básico de engenharia ferroviária. Ed. Oficina de Textos).

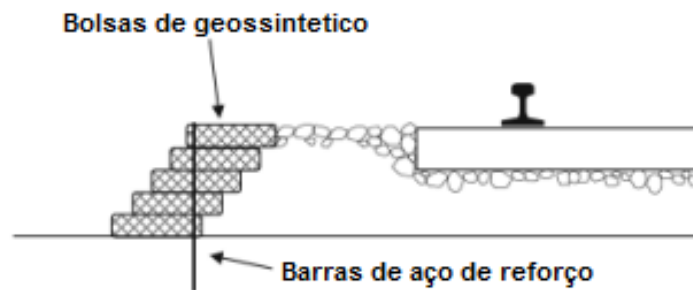


Figura 12: Lastro ferroviário reforçado com sacos geossintéticos (Fonte: Modificado de Kachi et al., 2013).

De um modo geral, as geogrelhas são usadas de duas maneiras para reforçar os geomateriais constituintes da via férrea. Quando incluída na parte inferior ou dentro de uma camada de lastro (Figura 13), o benefício primário é um aumento dos intervalos dos ciclos de manutenção, isto é, o período entre as operações de limpeza do lastro e a substituição (Das, 2016). O outro modo de utilização das geogrelhas é para reforçar o subleito (Figura 14). Neste caso, o principal objetivo das geogrelhas é aumentar a capacidade efetiva de suporte do sublastro (Das, 2016).

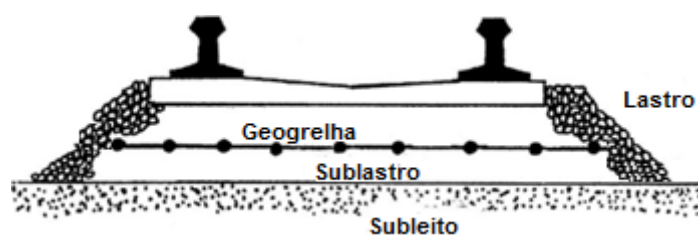


Figura 13: Reforço com geogrelha na parte inferior da camada de lastro (Fonte: Modificado de Das, 2016).

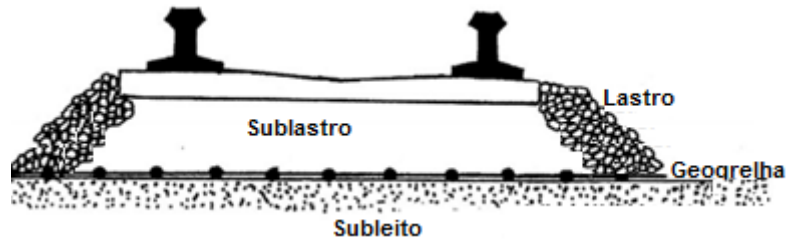


Figura 14: Reforço com geogrelha no subleito (Fonte: Modificado de Das, 2016).

Outra proposta para o uso de geossintéticos para reforços de ferrovias, muito difundido no Japão, são sacos de geossintéticos empilhados nas laterais das ferrovias preenchidos com lastro (Kachi *et al.*, 2013). Os sacos de geossintético são fixados por barras de aço posicionadas verticalmente em relação aos sacos, de forma a reforçar sua fixação, como demonstrado na Figura 12.

Diversos pesquisadores estabeleceram o papel do geossintéticos na redução do assentamento do lastro sob carregamento cíclico. Bathurst e Raymond (1987) analisaram que a inclusão de uma geogrelha biaxial dentro da camada de lastro leva a uma diminuição das deformações verticais permanentes de até 50% após 100.000 ciclos de carga. Além disso, o número de ciclos de carga necessários para causar uma deformação vertical permanente de 50 mm aumenta em um fator de 10 quando uma geogrelha foi usada.

Giroud (2004) e Brown *et al.* (2007) destacaram que o mecanismo por trás da melhoria no desempenho do lastro devido à inserção da geogrelha é, basicamente, o intertravamento das partículas, limitando o fluxo lateral de partículas, por conseguinte, aumentando a estabilidade da via.

Um dos geossintéticos mais úteis no reforço de solos é a geogrelha, devido à sua elevada resistência à tração, tendo grande influência no reforço do solo e aumentando, eventualmente, a capacidade de carga da fundação (Mehrijard *et al.*, 2017). O mecanismo de interação entre solo e geogrelha é

diferente da interação entre o solo e um reforço com superfície plana contínua (geotêxteis tecidos e não tecidos, por exemplo). A interação solo-geogrelha mostra uma combinação de mecanismos de interação por atrito e por resistência passiva dos membros transversais, simultaneamente (Mendes, 2010). O valor resultante da resistência depende, principalmente, dos fatores de abertura da geogrelha e do tipo de solo, basicamente da sua granulometria (Vertematti, 2004).

Brown *et al.* (2007) estudaram o efeito de diferentes tipos de geogrelha de reforço nas características de assentamento do lastro. Eles identificaram a rigidez e o tamanho da abertura da geogrelha como os principais parâmetros que influenciam o comportamento de assentamento do lastro reforçado. Para se alcançar o reforço adequado, a geogrelha necessita de uma rigidez adequada junto com uma capacidade eficaz de bloqueio das partículas do meio aplicado, pois o confinamento das partículas eleva a resistência ao cisalhamento do solo (Silva e Ramires, 2015).

Chan (1990) fez uma sucessão de ensaios com diversos tipos e formas de geossintéticos para investigar a influência no recalque em base granular dos pavimentos. A melhora do reforço é observada quando a geogrelha é aplicada no meio ou na parte inferior da camada. Também foi observado que a geogrelha resulta melhor reforço do que o geotêxtil, Esta melhoria foi atribuída ao efeito de confinamento das partículas.

Sharpe *et al.* (2006) realizaram um estudo *in loco*, a fim de avaliar a contribuição da inserção de geogrelhas na seção de lastro. O monitoramento regular da pista foi realizado tanto antes como após a inclusão da geogrelha. Os resultados revelaram que a taxa de deformação da via reduziu consideravelmente de 1,40 mm/ano para 0,4 mm/ano após a instalação da geogrelha. A redução da taxa de deformação da superfície devido ao reforço da geogrelha aumentou os intervalos das operações de limpeza do lastro.

2.9.5 Modelagens físicas

Um modelo reduzido pode ser entendido como a redução de uma estrutura complexa conhecida em uma estrutura relativamente mais simples, sem perder as características importantes do comportamento do protótipo. (Reinhorn, 2008).

De maneira geral, a modelagem física pode ser idealizada como um dispositivo de previsão em que o fenômeno real é reproduzido numa escala menor. Uma reprodução em escala reduzida de uma determinada situação física pode ser satisfatoriamente válida quando certas condições de proporcionalidade forem atendidas, como a escala de projeção do modelo e a conservação das características mais relevantes do fenômeno, ou seja, a própria manutenção da semelhança (Pessanha, 2014).

Os modelos físicos reduzidos são ferramentas usadas em diversos ramos da engenharia. Na engenharia geotécnica, têm mostrado bons resultados em diversos experimentos. As modelagens físicas podem ser utilizadas para representar diversos cenários, além de ser uma técnica que envolve menores custos construtivos, maior facilidade de montagem dos ensaios e a possibilidade, quando necessário, de levar o modelo até a ruptura sem dificuldades experimentais ou riscos.

O planejamento cuidadoso das diversas etapas envolvidas no processo de execução de um modelo reduzido é determinante para o sucesso do estudo.

A Figura 15 mostra a sequência de execução de um modelo reduzido sugerida por Reinhorn (2008).

Gomes (1993) fez uma classificação geral dos tipos de modelos físicos, passíveis de aplicação a problemas geotécnicos, em função da natureza das grandezas envolvidas, objetivos visados e infraestrutura disponível, o que pode ser apresentado na Tabela 5.

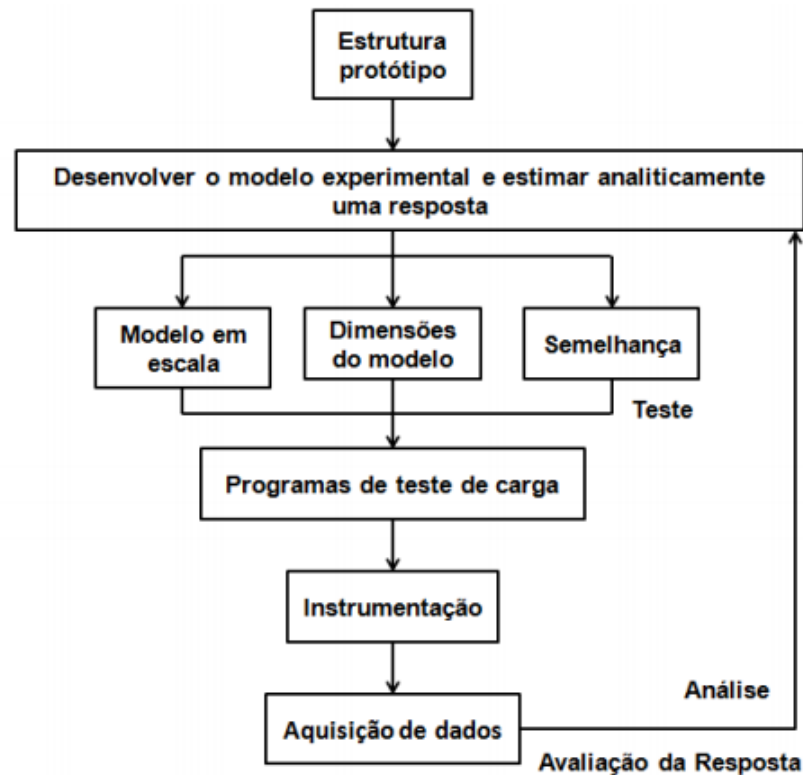


Figura 15: Sequência de execução do modelo de teste (Reinhorn, 2008).

Tabela 5: Tipos de modelos em problemas geotécnicos (Gomes, 1993).

Classe	Tipos de Modelos	Princípios Básicos
I	Modelos absolutos ou de Similitude Complexa	Simulação plena de todas as grandezas intervenientes no fenômeno analisado.
II	Modelos Relativos ou de Similitude Restrita	Simulação apenas das grandezas mais relevantes ao fenômeno analisado. II.A. Mesmo material do protótipo e em condições similares (modelos de similitude imperfeita); II.B. Mesmo material do protótipo e em diferentes estados iniciais; II.C. Material equivalente ao usado no protótipo. II.D. Simulação do campo gravitacional.
III	Modelos Distorcidos	Simulação obtida através de adoção de diferentes escalas para grandezas de mesma base dimensional.
IV	Modelos Analógicos	Simulação obtida através da correlação entre os fenômenos qualitativamente distintos, mas regidos por equações de mesma estrutura formal.

Os modelos físicos em escala reduzida são ferramentas muito importantes para a realização de estudos em laboratório com custos relativamente baixos, quando comparados aos estudos em protótipos. No entanto, conseguir reproduzir um modelo físico cujas características sejam

semelhantes ao protótipo nem sempre é fácil. Isso ocorre devido à influência de múltiplos fatores, tais como: o fator escala, o tipo de material a ser usado na construção e a mão-de-obra (Melo, 2011). Com isso, a escolha desses fatores deve ser feita tentando representar mais fielmente possível o protótipo.

2.9.5.1 Efeito escala em materiais geossintéticos

Em estudos de modelagem física de pequena escala, é essencial o redimensionamento de materiais geossintéticos, a fim de obter a resposta correta da estrutura do protótipo. Os materiais geossintéticos para redução são, principalmente, de dois tipos: geotêxtil e geogrelha.

Viswanadham e König (2004) realizaram um trabalho para examinar as condições de similitude relativas à modelagem de materiais geossintéticos em condições de 1g e Ng, com ênfase em geogrelhas. De modo a modelar satisfatoriamente o comportamento solo-geossintético, foi observada a existência de um requisito substancial de modelar materiais geossintéticos para estudos relativos ao comportamento de estruturas de solo reforçadas. Com base nos resultados, conclui-se que a seleção de geogrelhas modelo pode ser realizada por: razão de escala da área da seção transversal da nervura para o tamanho da abertura da grade, escalonamento do comportamento da tensão-deformação, e manutenção de percentuais idênticos de áreas abertas tanto no modelo quanto nas geogrelhas disponíveis comercialmente.

Com base no estudo acima, foi feito um resumo das relações de dimensionamento para modelagem de materiais geossintéticos para estudos de modelos 1g e Ng, que são expostos na Tabela 6.

Considerando leis de escala acima para estudos de 1g, a resistência à tração e rigidez secante da geogrelha modelo será $1/N^2$ vezes a resistência à tração da geogrelha protótipo e rigidez secante, respectivamente. Embora o fator de escala seja baixo para estudos com modelos de 1g, é necessário considerar a geogrelha reduzida. Caso contrário, acaba-se superestimando o efeito do reforço na interpretação dos resultados dos testes (Viswanadham e König, 2004).

Tabela 6: Resumo de fatores de escala para modelagem de materiais geossintético (Modificado de Viswanadham e König (2004)).

Parâmetros	Fator para Modelo 1G
Deformação do geossintético ε_g (%)	1
Comprimento (m)	1/N
Deslocamento (mm)	1/N
Área da seção transversal da abertura (m ²)	1/N ²
Comprimento da seção transversal da abertura (m)	1/N
Resistência a tração T_g (kN/m)	1/N ²
Rigidez J_g (kN/m)	1/N ²
Força de arrancamento P (kN)	1/N ³
Força de ligação τ_b (kN/m ²)	1/N
Ângulo de atrito solo – geossintético	1

^a a; b; t: Dimensões geométricas nas direções longitudinal e transversal da geogrelha

Viswanadham e König (2004) propuseram também gráfico do comportamento de materiais geossintéticos em modelo e protótipo, como pode ser verificado na Figura 16. Nela, é possível observar as faixas de variação de escala, do comportamento tensão deformação, entre a geogrelha do protótipo e a geogrelha do modelo.

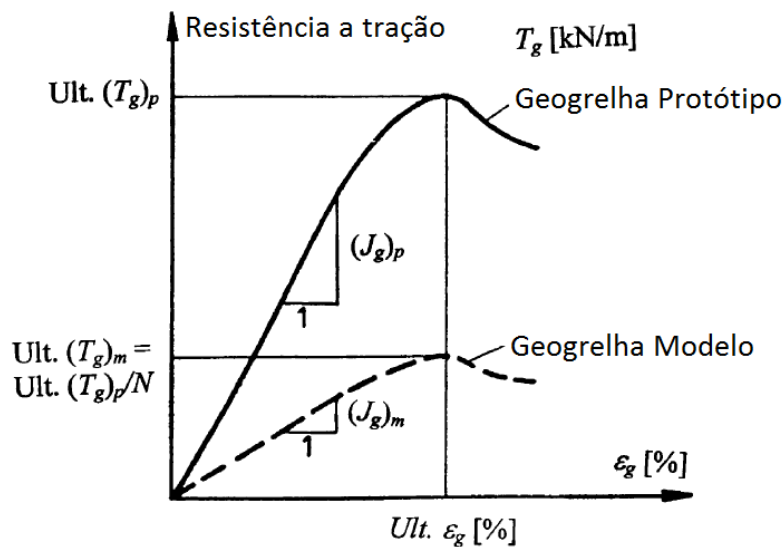


Figura 16: Comportamento tensão deformação de geogrelhas em protótipo e modelo. (Viswanadham e König, 2004).

2.10 Uso de agregados sintéticos em ferrovias

O uso de materiais alternativos vem ganhando espaço na construção civil, tanto pelo aspecto ambiental, na redução de custos de materiais, bem como na melhoria das propriedades de materiais convencionais.

No Brasil, um exemplo de material alternativo utilizado em lastro ferroviário é a escória de aciaria, que é um resíduo de produção siderúrgica gerado em larga escala. Escórias siderúrgicas são produtos resultantes de processos industriais destinados a obter, em primeiro lugar, o gusa, e em segundo lugar, o aço. A Escória de Aciaria é gerada no processo de fabricação do aço, resultante da transformação do ferro gusa líquido em aço.

As escórias de aciaria, no Brasil, são aplicadas em: lastro para ferrovias, bases e sub-bases de estradas confinadas (cobertas com asfalto) ou não confinadas, pavimentação de estradas vicinais, corretivo de solo na agricultura e em artefatos de concreto.

Dayrell (2013) desenvolveu um estudo que visava à estabilização química, mecânica e ambiental da escória de aciaria, adequando sua composição com adição de argilominerais em fusão, visando atender as conformidades referentes às normas brasileiras e a verificar a viabilidade dessa mistura na aplicação como lastro ferroviário.

Neste estudo, os resultados indicaram entre os argilominerais e as proporções das misturas com escória, os que mostraram melhor desempenho quanto à estabilização química, que geraram misturas não expansivas e conseqüentemente não condutoras de eletricidade pela quebra e formação de finos. Além de melhorar a integridade do lastro, em termos de colmatação, o experimento mostrou a influência dos argilominerais e da escória na caracterização das misturas, deixando o novo produto com parâmetros que o credencia seguramente como material de lastro de ferrovia (Dayrell, 2013).

Estudos recentes, realizados por Delgado *et al.* (2019), apresentaram uma comparação, por meio de ensaios triaxiais monotônicos e cíclicos, entre agregados de escória de aço e agregados de granito. Os resultados mostraram um comportamento superior nos valores de parâmetros de resistência do agregado de escória em relação ao agregado de granito. Também foi observado que os agregados de escória de aço apresentaram um comportamento superior em relação a deformabilidade a longo prazo, uma menor degradação e quebra das partículas e uma tendência de estabilização da deformação permanente mais rápida.

No âmbito de controle de alguns parâmetros, visando avaliar a influência no comportamento mecânico da camada de lastro, o presente trabalho propõe o emprego de um concreto de ultra alta performance para a produção de agregados graúdos padronizados no que se refere à distribuição de tamanho de partículas, forma, resistência à compressão e ao módulo de elasticidade sem a necessidade de redução de tamanho, via corte ou britagem.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo, são apresentados a metodologia, a descrição do programa experimental, os materiais utilizados, os equipamentos, desde a caracterização do material até a realização do ensaio triaxial de carga cíclica de escala reduzida.

3.1 Metodologia

Inicialmente, fez-se a seleção de um material rochoso para lastro e buscou-se produzir partículas com forma predefinida. No caso de estudo, foi adotada a forma cúbica para as partículas e a distribuição granulométrica decalada a partir de uma curva granulométrica criada entres os limites, inferior e superior, da AREMA 24. Para a produção das partículas, foi utilizado o processo de corte do material.

Posteriormente, desenvolveu-se um agregado sintético que pudesse ser moldado com a mesma forma e dimensões das partículas de rocha. Esse agregado deveria possuir características físicas e mecânicas semelhantes às da rocha.

Para isso foi desenvolvido programa experimental para determinação das características relevantes da rocha e do concreto, que, resumidamente, é constituído pelos seguintes ensaios

- **Ensaio de caracterização – NBR 5564 (2011):** forma, massa específica aparente, porosidade aparente e absorção de água.
- **Ensaio de durabilidade:** resistência à intempérie (NBR 5564, 2011) e resistência à abrasão Micro-Deval (ASTM D6928-17).
- **Ensaio mecânicos:** resistência à compressão uniaxial (NBR 5564, 2011) e ensaio de tração em faixa larga (NBR 10319, 2013).

Com o concreto atendendo as condições de similaridade desejadas, procedeu-se à produção de lastro sintético com partículas de concreto com a forma cúbica e à distribuição granulométrica semelhantes ao do lastro rochoso.

Procedeu-se à comparação do comportamento mecânico dos lastros rochosos e sintéticos por meio de ensaios triaxiais cíclicos de escala reduzida.

Com o material sintético desenvolvido representado o material de lastro rochoso, partiu-se para avaliação da inclusão de reforço com geogrelha.

Para isso, fez-se a busca de geogrelhas de reforço de lastro que atendessem às condições de similaridade entre o protótipo, que representa a condição de campo em escala real, com o modelo, adotado no ensaio triaxial. Foi desenvolvido um programa experimental, por meio de ensaios de tração direta, em geogrelhas com diferentes tipos de material constituinte e aberturas.

Selecionada a geogrelha, procedeu-se à comparação do comportamento mecânico dos lastros reforçados e não reforçados por meio de ensaios triaxiais cíclicos. Deste modo, pôde-se avaliar o efeito específico do reforço sem qualquer outra variável influenciando o comportamento do material de lastro.

3.2 Materiais

Os materiais utilizados no programa experimental são:

- Partículas de lastro;
 - De gnaisse;
 - De concreto de ultra alto desempenho.
- Geogrelha de reforço;

3.2.1 Materiais de lastro

Foram utilizados dois materiais para produção de agregados de lastro: um natural, e um sintético, de concreto de ultra alto desempenho. A seleção do material se deu de forma a atender os requisitos da NBR 5564 (2011) para que fossem realizados todos os ensaios de caracterização.

- **Material natural - rocha**

Inicialmente, seria utilizado como agregado natural, com e sem forma controlada, um charnoquito proveniente da Pedreira Itereré, localizada no

município de Campos dos Goytacazes, próxima a rodovia RJ-158. Foram coletados na pedreira amostras de brita 0 e 1 (Figura 17), para que pudesse ser construída uma curva granulométrica decalada a partir de uma curva criada dentro dos intervalos da AREMA 24 e, assim, ser possível a realização de um ensaio a partir das condições reais de campo. Também foram coletados blocos de rocha (Figura 18), para que fossem produzidos os agregados com forma controlada e granulometria desejadas e, assim, realizados os ensaios triaxiais cíclicos de escala reduzida, permitindo avaliar o efeito da forma do material de lastro.

No entanto, para os blocos de rocha coletados, houve dificuldade para realização dos cortes com a forma e dimensões necessárias para esta pesquisa, impossibilitando o uso do material selecionado inicialmente para os ensaios com a forma controlada.



Figura 17: Agregado proveniente do pátio da Pedreira Itereré: Brita 0 e brita 1 (Escala em cm).

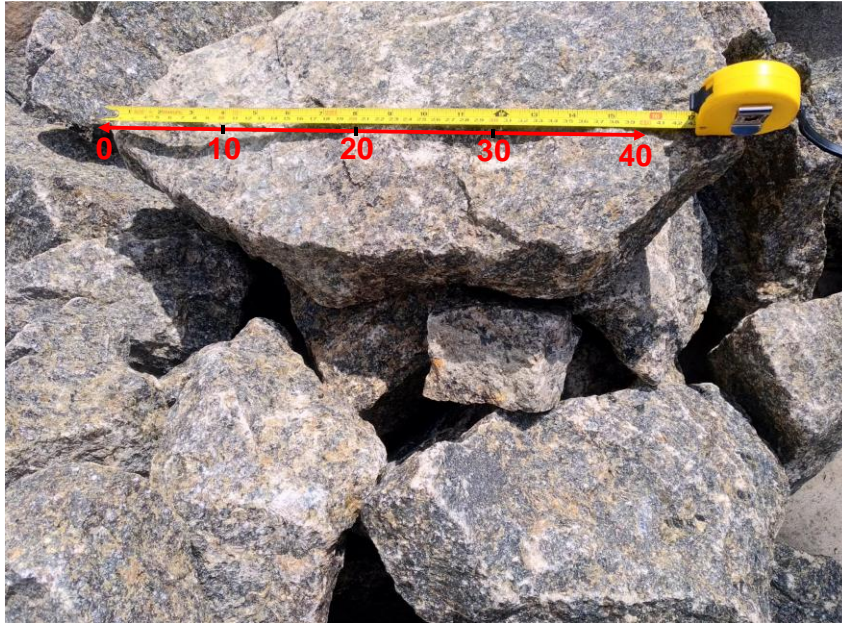


Figura 18: Blocos de rocha coletados no Pátio da Pedreira Itereré (Escala em cm).

Com o intuito facilitar o corte das partículas, optou-se por utilizar placas pré cortadas de um gnaiss (Figura 19), proveniente da Pedreira Paraíso, localizada no município de Itaperuna, no estado do Rio de Janeiro.



Figura 19: Placas de rocha – Gnaiss proveniente da pedreira Paraíso.

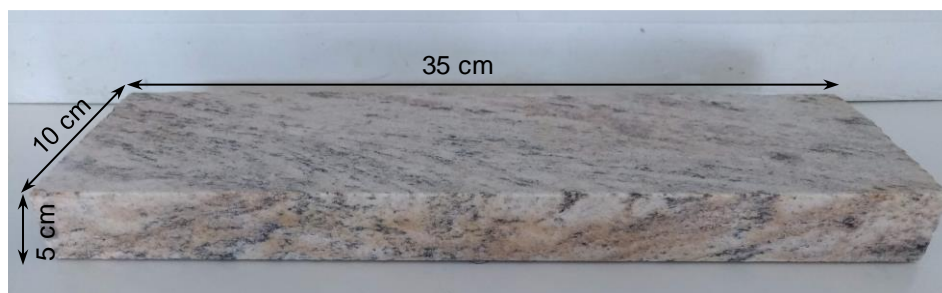


Figura 20: Dimensões da placa (cm).

- **Material sintético – Concreto de ultra alto desempenho**

Na presente pesquisa, o uso de um concreto de ultra alto desempenho como material alternativo de lastro justifica-se por possuir boa trabalhabilidade e maior facilidade para controlar parâmetros intrínsecos do material, tais como: forma, resistência, tamanho e deformabilidade. O controle desses parâmetros visa avaliar a influência destes no comportamento mecânico da camada de lastro, sua interação com a geogrelha, bem como, na durabilidade da camada.

3.2.2 Geogrelhas

O redimensionamento de materiais geossintéticos é essencial em estudos de modelagem física de pequena escala, a fim de demonstrar a resposta correta da estrutura do protótipo (Viswanadham e Konig, 2004). Por isso, tentou-se encontrar uma geogrelha que se assemelhasse, em escala reduzida, a uma geogrelha em escala real.

Para escolha do protótipo, baseou-se nas seguintes premissas:

- **Efeito escala:** quando aplicado o efeito escala, os requisitos citados na Tabela 6 deste trabalho deviam ser atendidos, com o intuito de encontrar um material semelhante em escala real;
- **Crítérios de abertura:** de acordo com Indraratna et. al (2013), foram definidas três zonas de abertura, em relação A/D_{50} . Essas zonas são caracterizadas como: zona de bloqueio fraca, com $A/D_{50} < 0,95$, zona de bloqueio ótima, com $0,95 < A/D_{50} < 1,20$ e zona de bloqueio reduzida, com $A/D_{50} > 1,20$;

Calculando as relações A/D_{50} de cada zona de bloqueios, sendo $D_{50} = 10,8\text{mm}$, foi possível definir as aberturas das geogrelhas, sendo 5mm para zona de bloqueio fraca, 12mm para zona de bloqueio ótima e 20mm para zona de bloqueio reduzida.

Para isso, foram utilizadas duas estratégias de produção. A primeira foi baseada na confecção de uma nova geogrelha a partir dos filamentos de uma geogrelha já existente, a Fortrac 55T (Figura 21). Os filamentos dessa geogrelha foram separados e, posteriormente, colados nas aberturas definidas pelas zonas de bloqueio (Figura 22).

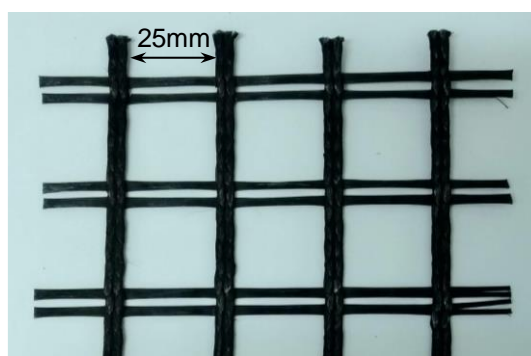


Figura 21: Geogrelha FORTRAC 55T

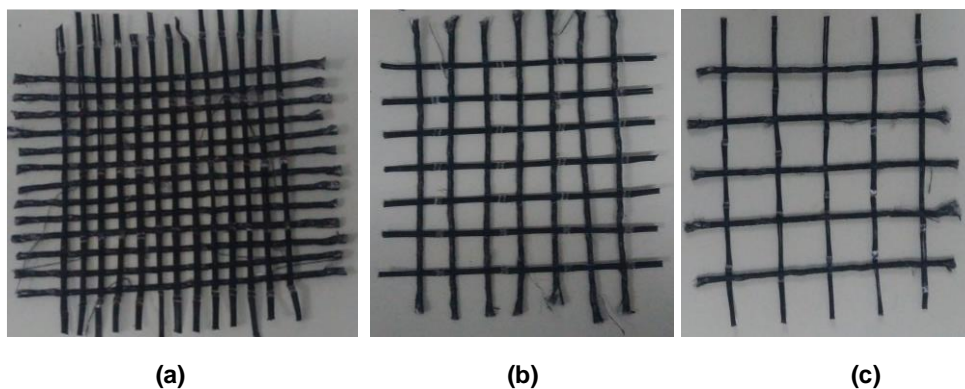


Figura 22: (a) zona de bloqueio fraca, (b) zona de bloqueio ótima, (c) zona de bloqueio reduzida.

Essas geogrelhas foram submetidas a ensaios de tração, no entanto, os resultados obtidos não foram satisfatórios, pois, quando se aplicava o efeito escala do modelo, visando à resistência e à deformação das geogrelhas, não era possível obter uma geogrelha representativa do protótipo.

Devido a isso, foi testada uma segunda estratégia de produção, onde os filamentos da geogrelha foram cortados. A geogrelha utilizada foi a HaTe® 23.142 GR (Figura 23), também fabricada pela empresa Huesker. Neste caso, optou-se por usar apenas uma abertura, a que se enquadrava na zona de bloqueio ótima, com espaçamento entre os filamentos de 12mm (Figura 24).

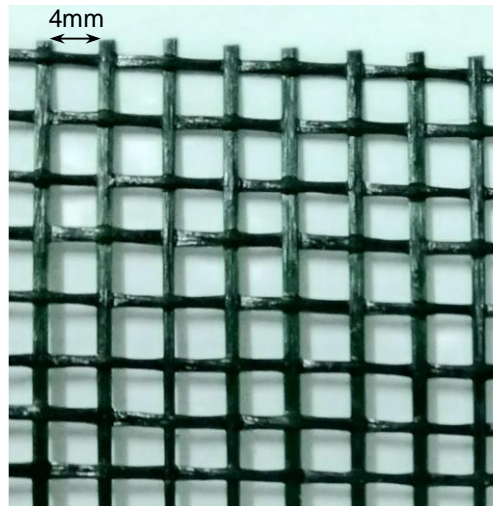


Figura 23: Geogrelha HaTe® 23.142 GR, abertura 4mm.

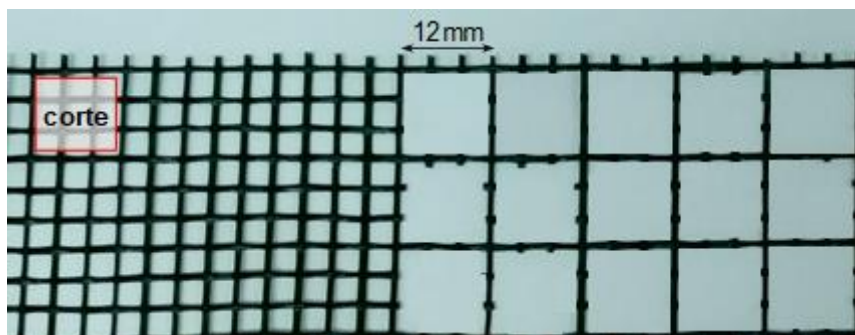


Figura 24: Processo de corte dos filamentos.

Esta geogrelha revelou resultados mais satisfatórios, sendo esta a adotada para essa pesquisa. Além das amostras para os ensaios de tração, também foram confeccionadas as geogrelhas que foram utilizadas no ensaio triaxial dinâmico de escala reduzida (Figura 25).

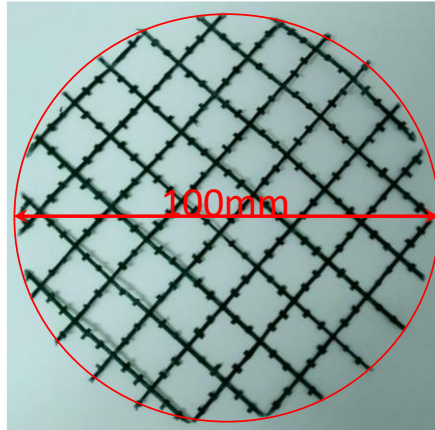


Figura 25: Geogrelha para o ensaio triaxial cíclico.

As geogrelhas foram caracterizadas a partir de ensaios de tração em faixa larga, seguindo as recomendações da NBR 10319 – 2013. O ensaio consiste em fixar um corpo de prova em toda sua largura no conjunto de garras de uma máquina (Figura 26) para ensaio de tração operada à velocidade constante, sendo submetida a uma força de tração longitudinal até sua ruptura. As propriedades de resistência à tração do corpo de prova são calculadas a partir dos valores observados no sistema de medidas adotado. A velocidade constante de ensaio é selecionada de modo a garantir uma taxa de deformação de $20 \pm 5 \%$ por minuto na distância entre referenciais de medida no corpo de prova.



Figura 26: Equipamento para ensaio de tração em geogrelhas – Laboratório de Engenharia Civil (UENF).

3.3 Preparação do material de lastro

Para a produção dos agregados, foi adotada a curva AREMA N. 24. De acordo com Tutumluer *et al.* (2009), as granulometrias mais bem distribuídas, como AREMA 24, permitem melhor entrosamento dos agregados, atingindo maior grau de compactação e, apresentando, assim, maior resistência ao cisalhamento e menor deformação permanente. A escala real dos limites dessa faixa é exibida na Tabela 7.

Tabela 7: Requerimentos de granulometria da AREMA, graduação 24
(Fonte: AREMA, 2009)

Abertura da peneira (polegadas)	% passante em massa	
	AREMA 24	
	Limite inferior	Limite superior
3	100	
2 ½	90	100
2		
1 ½	25	60
1		
¾	0	10
½	0	5

Para o presente trabalho, foi empregada a técnica de decalagem granulométrica por graduação paralela, a fim de tentar representar, em amostras de menor dimensão, o comportamento de agregados maiores. A translação da curva granulométrica respeitou os limites sugeridos pela AASTHO T292 – 91, cujo objetivo é manter o paralelismo da distribuição granulométrica.

A relação $D/d_{m\acute{a}x}$ (sendo: D = diâmetro do corpo de prova e $d_{m\acute{a}x}$ = diâmetro máximo da partícula) para essa pesquisa é de, aproximadamente, 5,2. De acordo com a literatura os valores dessa relação devem variar de 5 a 7, para que haja uma distribuição suficientemente representativa de partículas ao longo de sua dimensão (Skoglud, 2002).

A Figura 27 aponta os limites, superior e inferior, da AREMA 24. Dentro dessa faixa foi criada a curva granulométrica para esta pesquisa, e a partir desta foi feita a decalagem, cujo fator escala é de 3,5. O desenvolvimento

desta curva visou à produção de agregados com uma granulometria bem distribuída, a fim de obter melhores resultados nos ensaios triaxiais cíclicos, visto que esse tipo de granulometria apresentou bons resultados na bibliografia (Merheb, 2014).

Os tamanhos de partículas utilizadas nesta pesquisa variam de 4,76mm até 19mm. O corpo de prova utilizado nos ensaios triaxiais possui dimensões iguais a 200mm de altura e 100mm de diâmetro, aproximadamente.

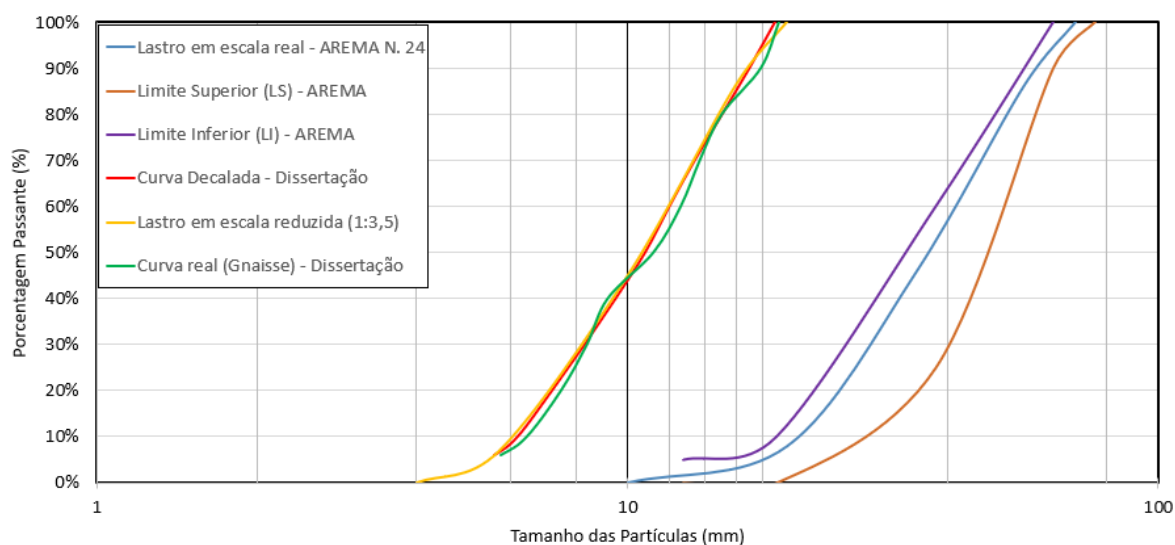


Figura 27: Curvas granulométricas

3.3.1. Partícula de rocha com forma controlada

Os agregados, depois de coletados, foram cortados em forma de cubos, com as dimensões definidas na Tabela 8 e nas quantidades necessárias para compor a curva granulométrica desejada e para realização dos ensaios triaxiais cíclicos.

Tabela 8: Tamanho das partículas

% Passante	2	6	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Tamanho (mm)	4,76	5,6	6,2	7,2	8,3	9,5	10,8	12	13,4	15,1	17,0	19,0

Para o corte dos materiais, foi utilizada uma máquina cortadora de pisos e porcelanatos da marca Clipper Norton TR, com comprimento de 1,20m. Com o objetivo de garantir a dimensão dos cubos, foram feitos gabaritos de PVC, com todas as dimensões necessárias para produção dos agregados. Esses gabaritos (Figura 28) foram utilizados para o posicionamento da serra de corte, para que tivesse maior precisão de corte.

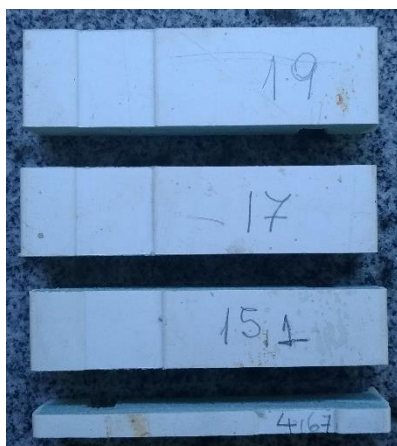


Figura 28: Gabaritos de PVC (19mm, 17mm, 15,1mm e 4,67mm).

Foram realizadas três etapas para os cortes a partir de peças retificadas da rocha:

A primeira foi utilizada para todos os diâmetros nominais desejados, ondes placas, foram cortadas em chapas menores com espessura igual ao diâmetro nominal da partícula desejada (Figura 29).

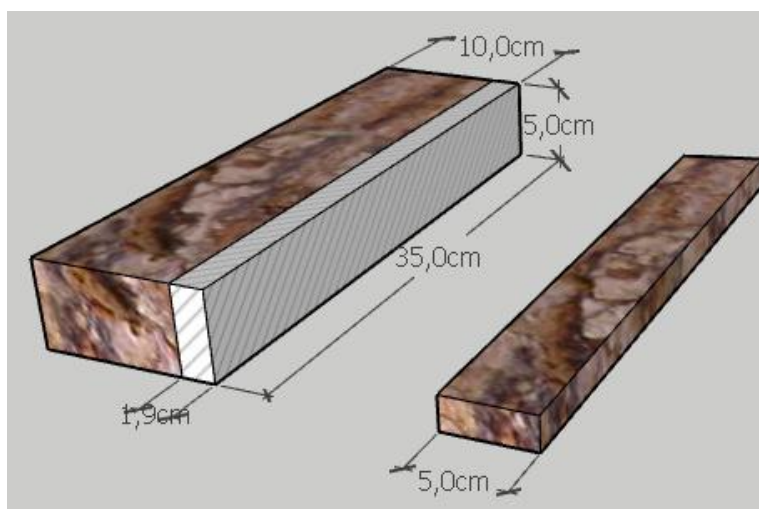


Figura 29: Sequência de cortes do material rochoso – 1ª etapa.

A segunda etapa foi realizada para as partículas com diâmetros maiores ou iguais a 9,5mm. As chapas cortadas na primeira etapa foram cortadas em filetes com os diâmetros nominais desejados e, posteriormente, esses filetes foram cortados em cubos com os tamanhos desejados (Figura 30).

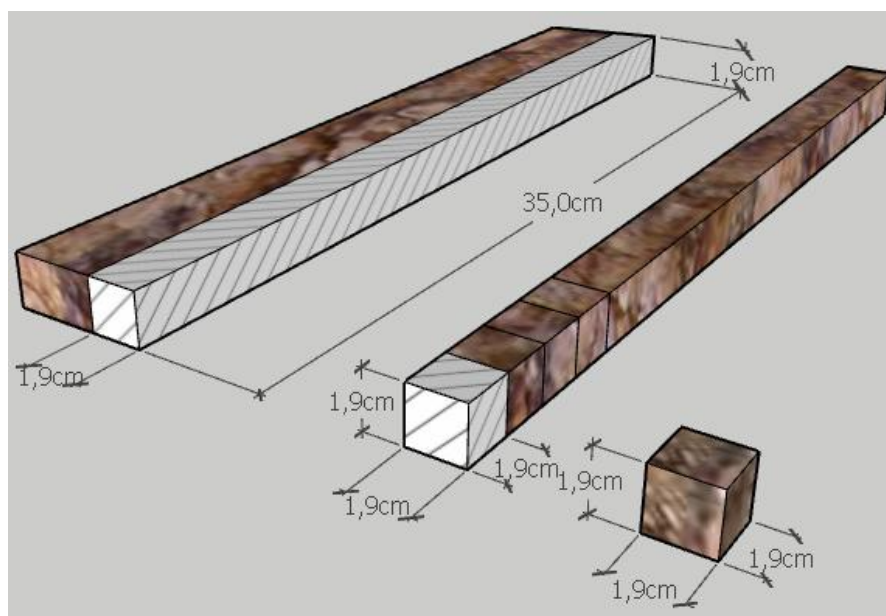


Figura 30: Sequência de corte do material rochoso - 2ª etapa.

O processo de corte do material no equipamento utilizado está esquematizado na Figura 31, para uma melhor visualização das etapas.

Na terceira etapa, para os cubos de menores dimensões, 4,76mm a 8,5mm, as chapas cortadas na primeira etapa foram cortadas em chapas menores e coladas umas sobre as outras, para depois serem cortadas em filetes. Posteriormente, esses filetes, também foram colados uns sobre os outros, para serem cortados em cubos (Figuras 32 e 33). Esse processo se deu com o intuito de melhorar a fixação das peças na máquina de corte e garantir que as dimensões fossem as mais precisas possíveis.

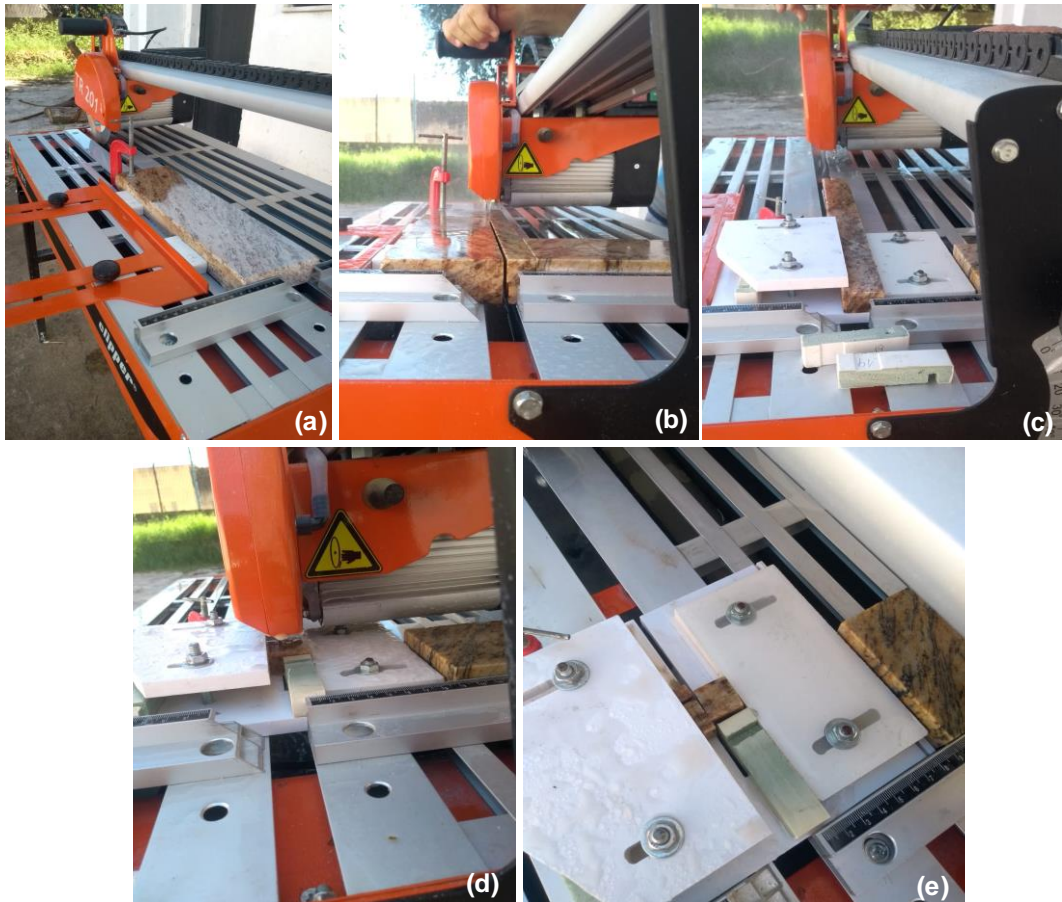


Figura 31: Sequência de corte do material rochoso na máquina utilizada. (a) Posicionamento do gabarito para corte das chapas menores; (b) corte do filete; (c) ajuste das dimensões do filete; (d) corte dos cubos; (e) cubo pronto.

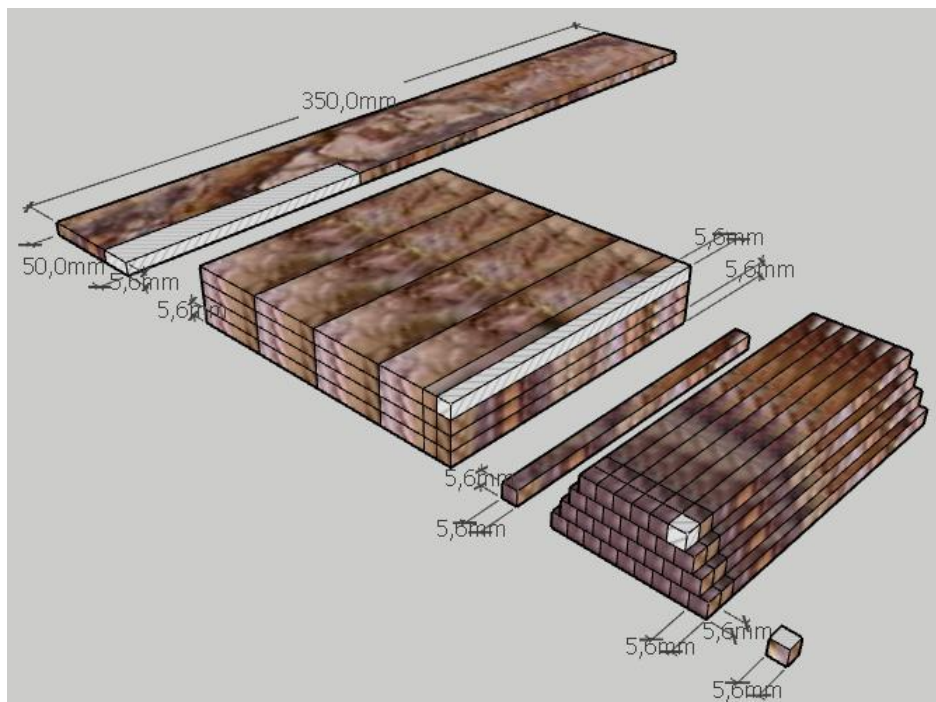


Figura 32: Sequência de corte do material rochoso - 3ª etapa.



Figura 33: Processo de corte das partículas de material rochoso de menores dimensões.

Depois de realizar todas as etapas citadas acima, foi possível obter os cubos com as dimensões necessárias para compor a curva granulométrica desejada. A Figura 34 apresenta os cubos, na ordem crescente, de dimensões apresentadas na Tabela 8.



Figura 34: Cubos de material rochoso pós corte (4,76mm a 19mm).

Também foram cortadas e separadas as quantidades e as dimensões necessárias para a caracterização do material e a realização dos ensaios de aceitabilidade de acordo com a NBR 5564/2011.

No entanto, houve uma pequena variação nas dimensões dos cubos depois de submetidos ao corte, mesmo tentando ter o mínimo de variação possível. Isso ocorreu, devido à dificuldade no manuseio, precisão de corte da máquina e por se tratarem de cubos de pequenas dimensões para o tipo de equipamento utilizado.

Portanto, foi realizado um tratamento estatístico para as amostras, cujo objetivo foi avaliar o tamanho médio dos grãos. Para isso, determinou-se, a partir do tamanho da população, a quantidade de amostras de cada dimensão

que deveriam ter suas dimensões medidas, a fim de obter a média da população. Para estes cálculos, foi considerado um erro amostral de 10%.

Para os cálculos, foram consideradas as Equações 2 e 3, sendo, n_0 a primeira aproximação do tamanho da amostra, E_0 o erro amostral tolerável, N o tamanho da população e n o tamanho da amostra.

$$n_0 = \frac{1}{E_0^2} \quad Eq. 2$$

$$n = \frac{N \times n_0}{N + n_0} \quad Eq. 3$$

Com isso, foi possível obter o tamanho médio para cada grupo de tamanhos de partículas. A Figura 35 apresenta a curva granulométrica das partículas de gnaiss após o processo de corte e análise estatística.

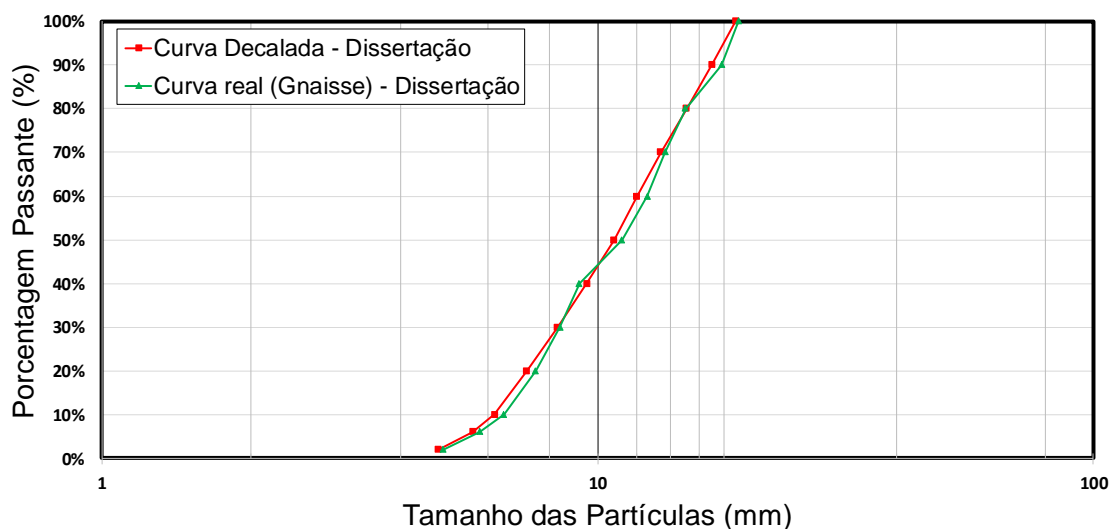


Figura 35: Curva decalada x curva real do gnaiss.

3.3.2 Partículas de concreto com forma controlada

Para definição do tipo de concreto a ser utilizado, foi considerado que o este deveria se comportar de forma semelhante a uma rocha, atendendo a alguns requisitos básicos como: resistência a compressão mínima de 100 MPa, resistência ao desgaste, limites de absorção de água e porosidade, bem como uma boa trabalhabilidade, para que fosse possível a moldagens das partículas na forma desejada.

Inicialmente, foi utilizado material alternativo; foram feitos testes com graute, que é um tipo de concreto. No entanto, a resistência a compressão não atendia aos limites de aceitabilidade para material de lastro, que é de 100 MPa. O graute possuía apenas 50 MPa de resistência à compressão, o que impossibilitou o seu uso como agregado sintético.

Mantendo a ideia de trabalhar com material cimentício, foram desenvolvidos alguns traços de concreto de ultra alto desempenho com a finalidade de atender às necessidades dessa pesquisa, cujo intuito foi representar de forma fidedigna um material rochoso e atender os limites de aceitabilidade para material de lastro de acordo com a NBR 5564/2011.

Os concretos podem ser classificados quanto a sua resistência à compressão. De acordo com Formagini (2006), os concretos convencionais possuem resistência à compressão entre 25 a 35 MPa, enquanto que os concretos com resistência entre 40 e 50 MPa são considerados concretos de alto desempenho (CAD). Os concretos com resistências acima de 120 MPa, como o concreto utilizado nessa pesquisa, são classificados como concretos de ultra alto desempenho (CUAD).

O CPR (concreto de pó reativo) é o material que tem sido mais estudado e utilizado entre os CUAD. Os primeiros que surgiram foram o DSP (*Densified with Small Particles*) e o MDF (*Macro Defect Free*) (Tutikian *et al.*, 2011). Segundo Aïtcin (2000), nos anos de 1972-73, Brunauer descobriu um novo tipo de concreto que poderia atingir resistências à compressão de até 200 MPa, chamado de DSP por H. H. Bache, que o patenteou.

O concreto de ultra alto desempenho é um composto cimentício caracterizado por uma quantidade significativa de cimento, tamanho de agregados pequenos (inferior a 6 mm), aglomerante (pozolana ou fíler) e uma baixa relação água/cimento ($a/c \leq 0,2$) (Buttignol *et al.*, 2017).

Existem certos critérios básicos para a produção de UHPC, como o uso de agregado próprio, qualidade do cimento em termos de reologia e resistência, uso de material pozolânico adequado e compatibilidade do cimento com o superplastificante (Singh, 2004). Além disso, algumas características

devem ser levadas em consideração para que seja considerado um concreto de ultra alto desempenho, tais como: alta resistência, alto módulo de elasticidade, baixa permeabilidade, excelentes características de durabilidade, muito baixo calor de hidratação (a fim de minimizar rachaduras devido a tensões térmicas) e alta fluidez.

Para a produção dos agregados, bem como para a produção das fôrmas de silicone, também foi feita uma estimativa da quantidade de partículas necessárias para preencher o corpo de prova do ensaio triaxial de carga repetida, e, assim, ter uma produção com maior precisão e menor desperdício de material.

Foi adotado um peso específico aproximado para esse material, com base na bibliografia, e calculado a quantidade necessária. Levaram-se em consideração, também, as dimensões do corpo de prova triaxial. Com isso, foram obtidos os valores sugeridos na Tabela 9.

Tabela 9: Quantidade de partícula por CP – Concreto de ultra alta performance.

<i>Diâmetro (mm)</i>	<i>% retido</i>	<i>% da fração</i>	<i>Peso por CP (kgf)</i>	<i>Volume (l)</i>	<i>Peso (kg)</i>	<i>Quantidade (CP)</i>
-	0	-	-	-	-	-
4,76	2	2	0,04	0,00011	0,00026	170
5,60	6	4	0,09	0,00018	0,00042	209
6,20	10	4	0,09	0,00024	0,00057	154
7,20	20	10	0,22	0,00037	0,00090	245
8,30	30	10	0,22	0,00057	0,00137	160
9,50	40	10	0,22	0,00086	0,00206	107
10,80	50	10	0,22	0,00126	0,00302	73
12,00	60	10	0,22	0,00173	0,00415	53
13,40	70	10	0,22	0,00241	0,00577	38
15,10	80	10	0,22	0,00344	0,00826	27
17,00	90	10	0,22	0,00491	0,01179	19
19,00	100	10	0,22	0,00686	0,01646	13

A dosagem do concreto foi feita com base no Modelo de Empacotamento Compressível (MEC), desenvolvido por *De Larrard (1999)*. Este método possibilita a seleção e a otimização dos materiais utilizados na mistura, contribuindo para aumento da compactidade e diminuição do risco de

segregação, a fim obter um alto desempenho do produto final que, aliados a uma baixa relação *a/c*, tornam o concreto coeso e com baixa porosidade (Formagini, 2005).

O programa computacional *Betonlab Pro2®*, foi utilizado como uma ferramenta auxiliar na dosagem do traço utilizado. Inicialmente, formou-se um banco de dados com as propriedades dos materiais e, em seguida, foi definido um traço inicial que atendesse às propriedades desejadas, como resistência à compressão mínima, e a fixação de alguns parâmetros. Por fim, foi realizada a otimização automática, realizada por meio de módulo de otimização não-linear, onde parâmetros como graus de liberdade e as condições de contorno, foram definidos (Cordeiro, 2006).

Os materiais utilizados na dosagem foram:

- Cimento Portland de alta resistência inicial (CP V ARI);
- Cinza da casca do arroz (CCA);
- Sílica ultrafina;
- Areia 150-300 μm ;
- Areia 425-600 μm ;
- Microfibra de volastonita;
- Superplastificante;
- Água;

A Figura 36 apresenta as curvas granulométricas dos materiais que constituem o concreto utilizado nessa pesquisa. As curvas do cimento, da cinza da casca do arroz e do quartzo ultrafino foram obtidas por granulometria a laser em Granulômetro Mastersizer 200 (Malvern).

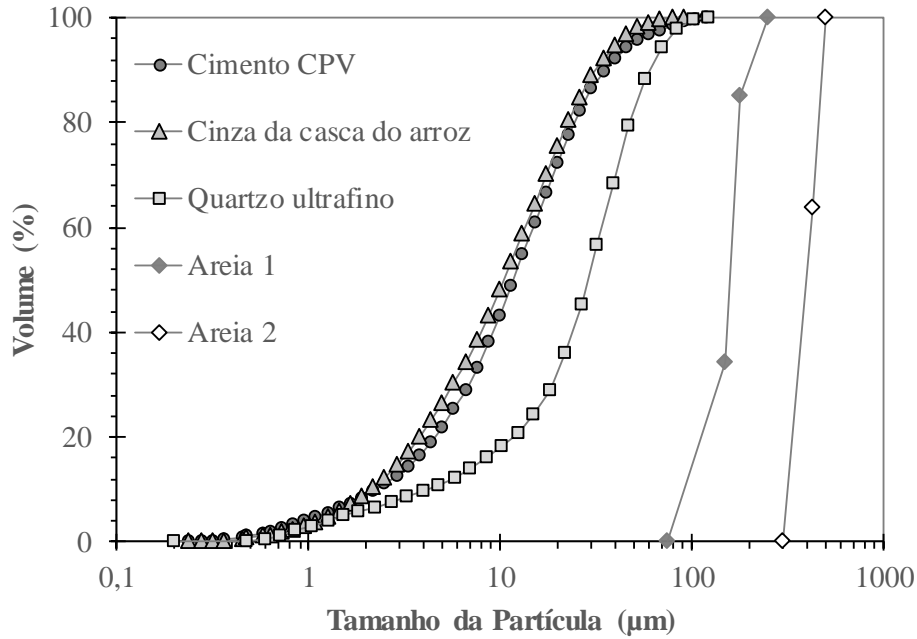


Figura 36: Curvas granulométricas dos materiais constituintes do concreto de ultra alto desempenho.

As porcentagens de óxidos das cinzas de casca de arroz e cimento, foram determinadas pelo método de fluorescência de raios X, são apresentadas na Tabela 10.

Tabela 10: Percentual de óxido (por massa) do cimento Portland (CP V) e da cinza de casca de arroz (CCA).

Material	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	Na ₂ O	K ₂ O	SO ₃	MnO	Perda ao fogo
CPV	12,9	3,9	2,2	72,9	0,2	1,.	3,1	0,1	1,3
CCA	91,9	–	0,1	0,8	–	2,2	1,4	0,3	3,3

A resistência de dosagem foi definida em 130 MPa, que foi um valor próximo ao observado para o gnaisse avaliado neste estudo. Um consumo de material cimentício igual a 1066,3 kg/m³ e uma relação água material cimentício de 0,22 foram definidos. A reologia foi definida para obtenção de um concreto alto adensável. Na Tabela 11 é apresentado o traço e a proporção de material utilizado, para 1m³ de concreto.

Tabela 11: Traços do concreto de ultra alta desempenho referentes a 1m³.

TRAÇO 3		
Material	Material	Qtd. (kg)
Cimento CPV	Cimento CPV	1013,0
Cinza da casca do arroz	Cinza da casca do arroz	53,32
Sílica 325#	Sílica 325#	81,6
Areia 150-300 µm	Areia 150-300 µm	61,0
Areia 425-600 µm	Areia 425-600 µm	832,0
Microfibra de volastonita	Microfibra de volastonita	76,7
Superplastificante	Superplastificante	51,13
Água	Água	196,1

Para que pudesse ser feita a mistura, foram testados dois métodos. O primeiro envolveu a utilização de uma argamassadeira. No entanto, não se obteve uma boa homogeneização dos materiais e a mistura não adquiriu a consistência necessária para a moldagem. No segundo método, foi utilizada uma furadeira de coluna, onde foi fixada uma haste para mistura. Desta forma, foi possível se obter um material com boa trabalhabilidade para moldagem nas formas. A Figura 37 mostra a diferença na consistência quando utilizada uma argamassadeira (Figura 37 a) e uma furadeira de coluna com a haste para mistura (Figura 37 b).

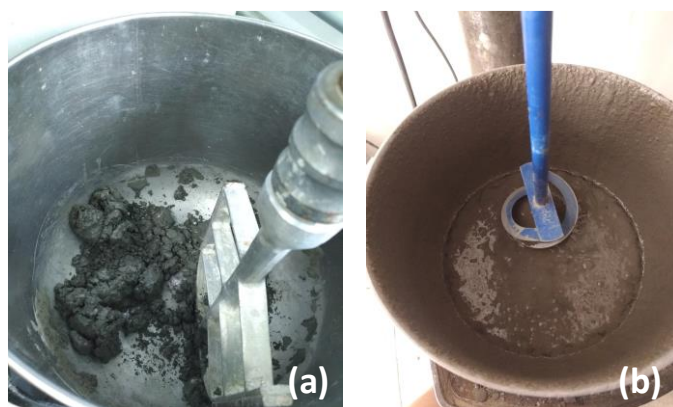


Figura 37: Consistência do traço de concreto. (a) argamassadeira (b) furadeira vertical com haste de mistura.

Depois de preparada a mistura, foram moldados corpos de prova cúbicos de lados iguais a 50 x 50 x 50mm (Figura 38) para os ensaios de resistência à compressão. As fôrmas foram colocadas em uma câmara úmida e, depois de 48h, os corpos de prova foram desmoldados e colocados em cura, por imersão em água saturada, de 28 dias.



Figura 38: Moldagem dos traços

Os corpos de prova moldados, dos traços 1 e 3, foram ensaiados à compressão simples (Figura 39) e seus resultados estão apresentados na Tabela 12. Ambos apresentaram bons resultados, no entanto, a trabalhabilidade do traço 3 foi superior, sendo este o adotado para a produção dos agregados sintéticos dessa pesquisa.

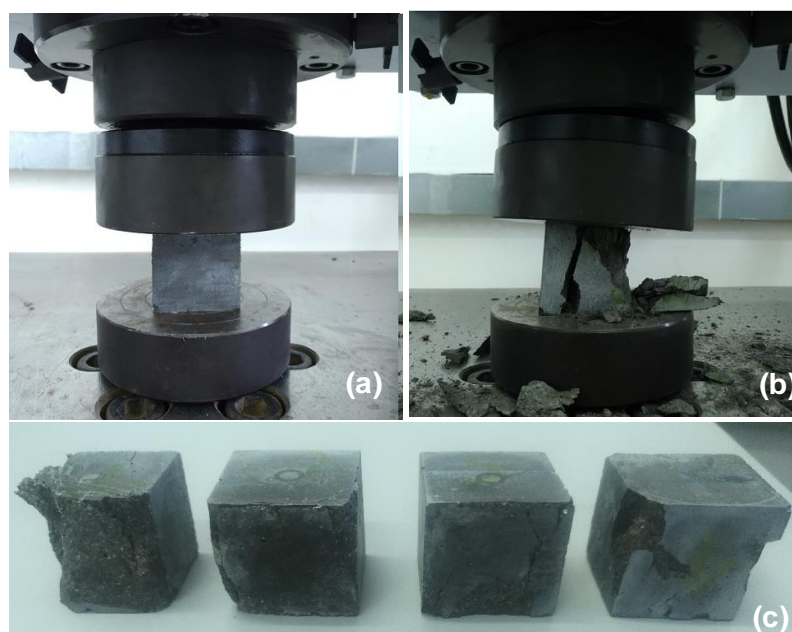


Figura 39: Corpos de prova – Ensaio de compressão: (a) Antes do ensaio; (b) Na ruptura; (c) Após o ensaio.

Tabela 12: Resistências do concreto de ultra alta performance - Traços 1 e 3.

Traço	Nº do CP	Idade (dias)	Resistência (MPa)	Média (MPa)
1	1	28	136,6	129,5
1	2	28	122,4	
3	1	29	126,8	123,79
3	2	29	119,8	
3	3	29	132,5	
3	4	29	116,4	

Após a definição do traço que foi utilizado na produção das partículas sintéticas de lastro, foram fabricadas fôrmas com as dimensões necessárias dos agregados, para posteriormente serem preenchidas com silicone, possibilitando a moldagem dos agregados de concreto. Após a moldagem, o material passou por toda caracterização de acordo com a NBR 5564 (2011), com o intuito de analisar todos os parâmetros necessários para aceitabilidade de material como material de lastro.

Para que pudessem ser produzidos os agregados com precisão na granulometria desejada, foi necessária a construção de moldes de silicone com os cubos de tamanhos correspondentes aos dos intervalos da curva granulométrica. Para produção desses moldes, foram feitos gabaritos com as dimensões necessárias no programa *SketchUp* (Figura 40) para que pudessem ser feitas por processo de impressão em 3D (Figura 41).

A impressão 3D, ou modelagem por fusão e depósito, consiste no processo pelo qual objetos físicos são criados pela deposição de materiais em camadas, com base em um modelo digital.

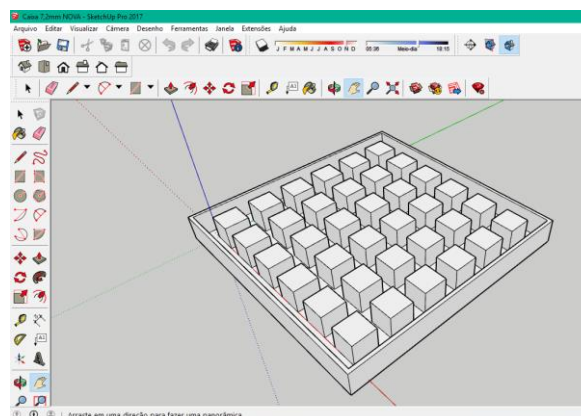


Figura 40: Modelo digital para impressão (caixa para cubos de 7,2mm).

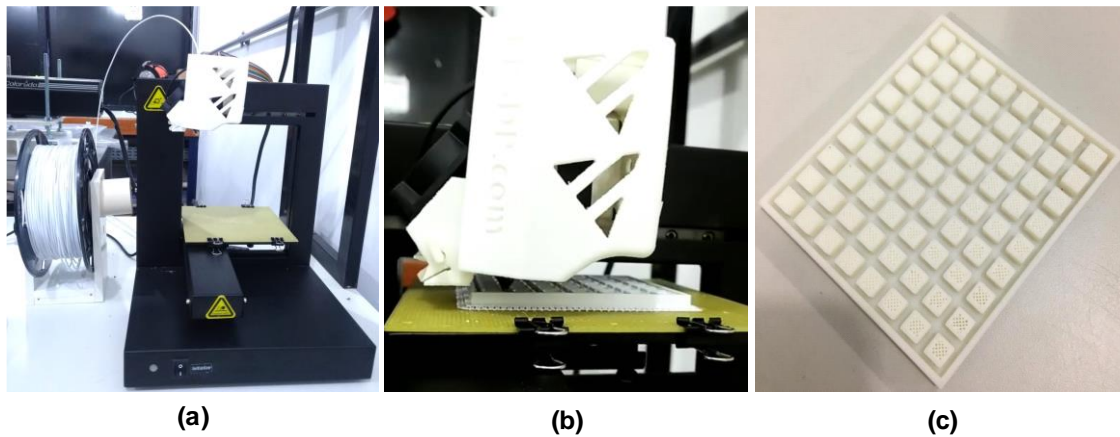


Figura 41: Processo de impressão 3D. (a) Impressora 3D; (b) Impressão; (c) Fôrma impressa.

A produção dessas fôrmas ocorreu em duas etapas. Na primeira etapa, foram feitas fôrmas na impressora 3D, do laboratório de Engenharia Civil (LECIV) da Universidade Estadual Norte Fluminense (UENF). Essas fôrmas consistem em diversos cubos, nos tamanhos desejados, dentro de uma caixa, para que fosse possível a moldagem com silicone. Para as graduações menores, foi possível a impressão completa das fôrmas (Figura 41 b e c). No entanto, para as graduações maiores, optou-se pela divisão do processo de impressão, primeiro foi realizada a impressão dos cubos (Figura 42 a) e, posteriormente, a impressão da caixa (Figura 42 b). Essa divisão foi necessária devido ao tempo excessivo de impressão das fôrmas maiores. Depois de impressos os cubos e as caixas, fixou-se os cubos dentro de suas caixas, com um adesivo instantâneo, para que pudesse ser feita a moldagem com silicone.

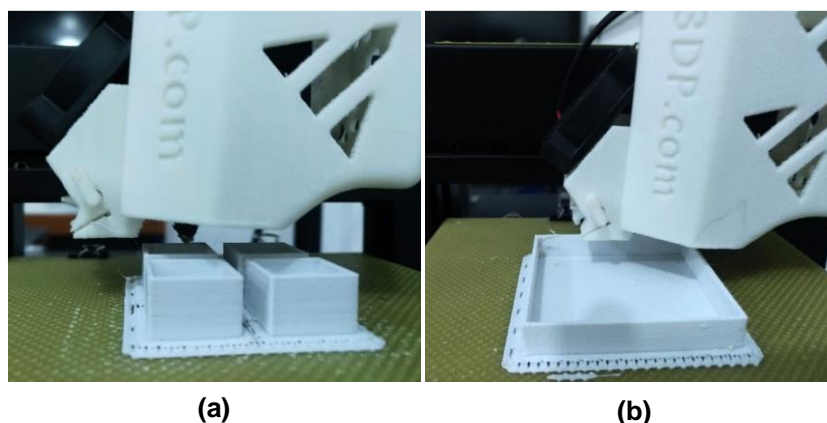


Figura 42: Divisão do processo de impressão: (a) Impressão dos cubos; (b) Impressão das caixas.

A segunda etapa foi a produção dos moldes de silicone. As fôrmas feitas na impressora 3D foram preenchidas com silicone para moldes e, depois de seco, esses moldes foram retirados (Figura 43). Essas moldagens com silicone foram feitas diversas vezes, até que fosse possível obter um conjunto de formas de silicone para moldar com o concreto todas as partículas necessárias para compor um corpo de prova do ensaio triaxial de carga repetida.

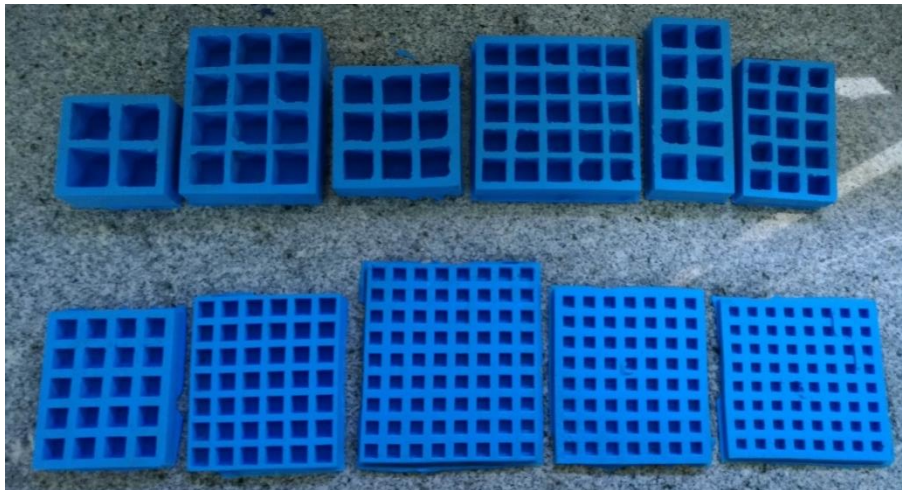


Figura 43: Moldes de silicone (ordem decrescente).

Com os moldes prontos, foi possível a moldagem dos agregados de concreto de ultra alto desempenho (Figura 44), para serem usados como material de lastro.

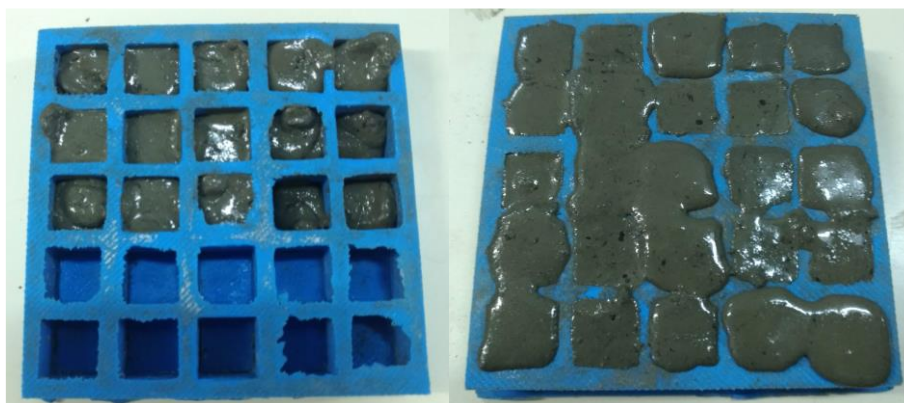


Figura 44: Moldagem das fôrmas de silicone com concreto.

A Figura 45 mostra os agregados depois de desmoldados em ordem crescente de tamanho.



Figura 45: Agregados de concreto de ultra alta performance (4,76mm a 19mm).

Também se optou por avaliar a moldagem de outras formas de partículas, com o intuito de mostrar a possibilidade de uso desse material de diversas formas e tamanhos. Para isso, foi feita uma forma de madeira e dentro dela foram fixados alguns materiais como seixo, argila expandida e rocha britada, como também um tetraedro feito na impressora 3D, como apresentado na Figura 46. Em seguida, esse molde foi preenchido com silicone e depois de seco foi possível obter o molde das partículas. Por fim, o molde foi preenchido com UHPC e depois de 24hrs as partículas foram desmoldadas.

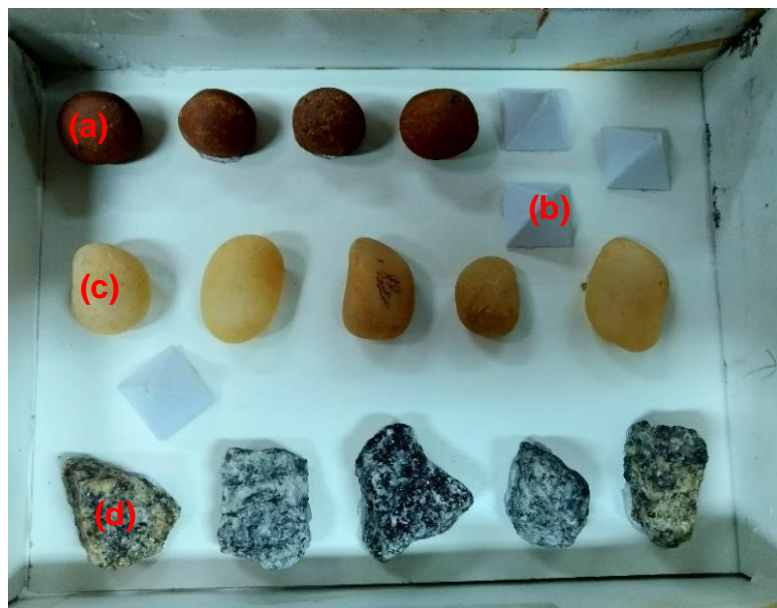


Figura 46: Caixa molde para forma de silicone com formas distintas. (a) Argila expandida; (b) tetraedro; (c) seixo; (d) brita.

Na Figura 47, podem ser observadas as partículas depois de desmoldadas, comprovando a possibilidade do uso desse material com diversas formas. Essa variação possibilita avaliação da forma dos materiais em diversas aplicações na engenharia, como, por exemplo, o efeito do

empacotamento de partículas nas propriedades mecânicas dos materiais, como também, a avaliação das propriedades mecânicas de lastros com a variação da forma e distribuição granulométrica do material.

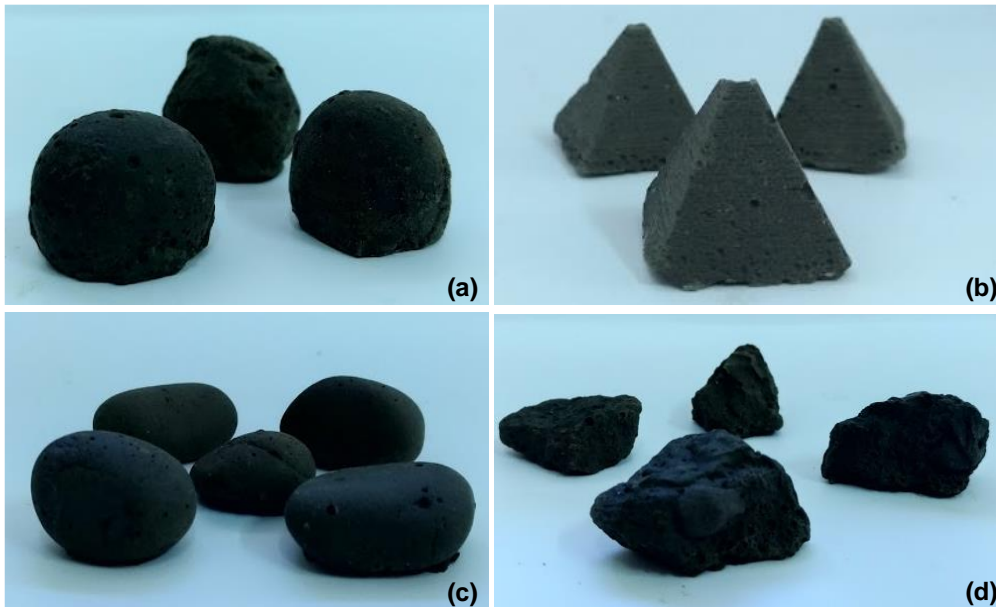


Figura 47: Formas de concreto baseados em: (a) Argila expandida; (b) tetraedro; (c) seixo; (d) brita.

Visando a padronização do material, optou-se pelo aparamento das arestas dos agregados, de ambos materiais, concreto e gnaisse. Para isso, utilizou-se o aparelho Micro-Deval, onde as partículas foram colocadas juntamente com água e esferas de aço no cilindro de ensaio e deixadas por 20 minutos a uma rotação de 100 rpm. Depois, foram retiradas e lavadas, e estão apresentadas na Figura 48.

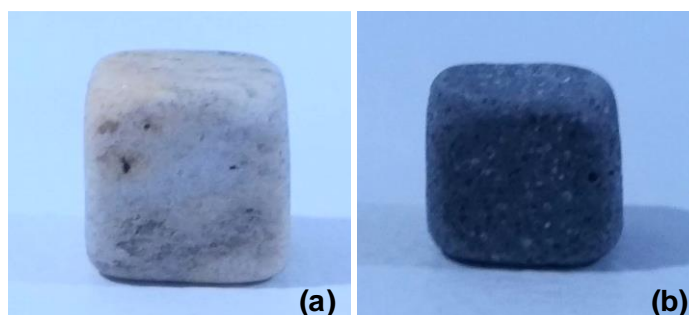


Figura 48: Partículas com as arestas aparadas. (a) Gnaisse; (b) Concreto.

3.4 Ensaio triaxial de carga repetida

O ensaio triaxial de carga repetida consiste em impor, em uma amostra cilíndrica de material granular, tensões cíclicas que reproduzem a faixa de tensão em uma camada de pavimento granular e na medição das deformações axial e radial da amostra induzida por essa carga (EN 13286- 7:2004).

A norma europeia EN 13286-7/2004 sugere dois métodos de execução do ensaio, A e B. No método A, em que a tensão confinante é variável, uma tensão de desvio axial cíclica e uma pressão de célula cíclica confinante, variando em fase, são aplicadas. No método B, em que a tensão confinante é constante, pode ser adotado um regime de tensão simplificado com uma tensão de desvio axial cíclica.

Para o presente trabalho, a metodologia de ensaio foi realizada a partir do método B da norma europeia EN 13286-7/2004, devido a limitações do equipamento utilizado, bem como, para garantia da segurança durante a realização dos ensaios.

3.4.1 Equipamento Triaxial de carga repetida

No ensaio triaxial, a aplicação da carga vertical é feita através de um atuador hidráulico com tensão controlada por meio de uma célula de carga e o confinamento de corpos de prova cilíndricos, envolvidos por uma membrana, é obtido por meio de um fluido (água, ar ou óleo) sob pressão. No equipamento utilizado nessa pesquisa, foi obtido por meio de ar comprimido.

O ensaio triaxial de carga repetida permite avaliar a deformação resiliente e a deformação permanente. São utilizadas diferentes tensões solicitantes (σ_1), que, durante o repouso, ficam sujeitos somente à tensão confinante (σ_3). Os deslocamentos sofridos pelos corpos de prova são medidos através de transdutores mecânicos eletromagnéticos (*linear variable differential transducers* – LVDTs), ao longo da dimensão de interesse.

Para o estudo de lastros ferroviários em laboratório, não é possível a utilização do equipamento triaxial convencional, que é usualmente empregado

para solos e outros materiais granulares utilizados no meio rodoviário (menor dimensão), pois os diâmetros máximos dos agregados chegam a 63,5 mm. Devido a isso, duas abordagens são utilizadas para contornar esse problema: ensaios triaxiais de grande escala ou a translação da curva granulométrica para ensaiar o material em escala reduzida (Klincevicus, 2011).

O equipamento utilizado nessa pesquisa é apresentado na Figura 49.

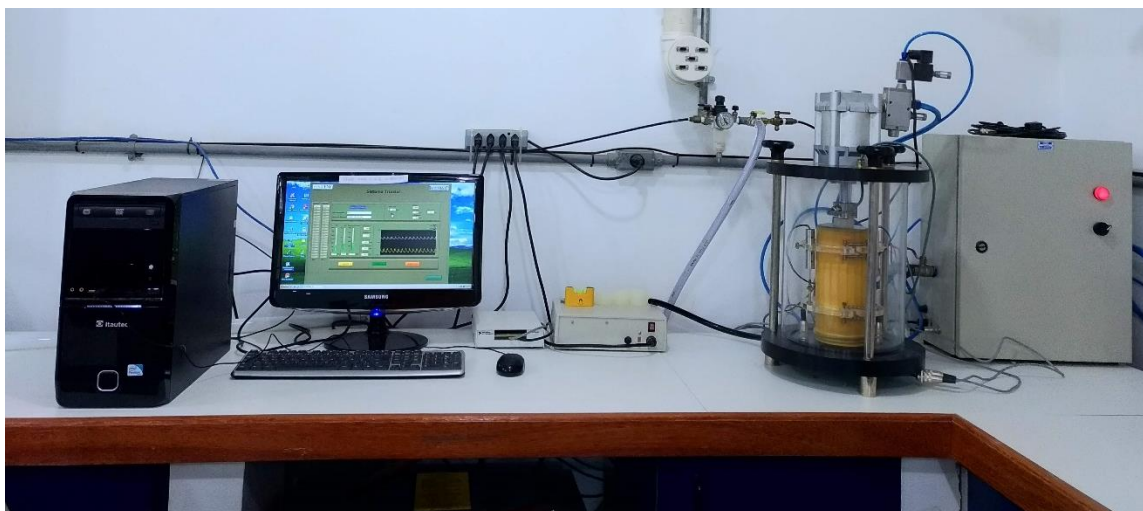


Figura 49: Equipamento triaxial cíclico da UENF

Sendo constituídos por:

- a) Prensa pneumática: estrutura de suporte, base ou suporte vertical da célula triaxial, cilindro de pressão a ar comprimido com pistão de carga. Admite-se também o uso de prensa hidráulica com estrutura que permita a aplicação de cargas repetidas. Toda prensa deve ter capacidade de carga compatível com os níveis de tensões a serem aplicados sem apresentar deformações que comprometam o ensaio;
- b) Célula ou câmara triaxial: composta de um cilindro de policarbonato (corpo da câmara) ou material similar que permita a visualização do corpo de prova durante a execução do ensaio, base e tampa (placa superior de vedação) metálicos. As dimensões desta câmara devem ser suficientes para comportar com folga corpos de prova dos tamanhos especificados nesta norma, com todo o sistema de medições necessário

para ensaiar amostras sob a ação de cargas verticais repetidas. A câmara deve ter um furo no centro da base inferior de 3 mm de diâmetro conectado à base da mesma e com ligação externa de mesmo diâmetro, com terminação por válvula de drenagem;

c) Sistema pneumático de carregamento, composto de:

- válvulas reguladoras de pressão de ar comprimido, para aplicação da tensão-desvio (σ_d) e da tensão confinante (σ_3);

- válvula de três vias do carregamento vertical (pressão de ar, tempo de carregamento e frequência);

d) Sistema de vácuo, com a finalidade de verificar a presença de furos na membrana que envolve a amostra;

e) Transdutor de carga axial. A carga vertical ou axial aplicada repetidamente no corpo de prova deve ser monitorada por um transdutor de carga axial (célula de carga) com sensibilidade para medir com acurácia de $\pm 0,5\%$ do valor a ser medido, ou outro sistema calibrado que garanta a precisão das tensões desvio aplicadas durante todo o ensaio. Quando utilizada célula de carga, esta deve ser colocada dentro da câmara triaxial, em contato direto com o cabeçote.

f) Sistema de medição do deslocamento vertical do corpo de prova sob o carregamento repetido, constituído de:

- dois transdutores mecânico – eletromagnéticos tipos LVDT, posicionados diametralmente opostos no corpo de prova;

- cada LVDT deve estar preso ao cabeçote superior e apoiado em haste guia, que se estende até a base onde se encontra um prolongador ajustável externamente à célula, ou fixado no terço-médio da amostra;

- computador ou sistema de aquisição de dados, com placa conversora de sinal analógico/digital capaz de medir e registrar deslocamentos cíclicos compatível com a sensibilidade do LVDT e a carga cíclica.

O princípio de funcionamento dos transdutores (LVDTs) consiste em transformar as deformações axiais durante o carregamento repetido em potencial elétrico, cujo valor é registrado no computador ou sistema de aquisição de dados. A média dos deslocamentos registrados nos dois LVDTs é usada para o cálculo do MR.

- g) Membranas de PVC (Figura 50 a) – utilizadas para dar maior sustentação ao corpo de prova durante as aplicações de carga e contribuir na prevenção de furos na membrana de látex pelo contato com as partículas durante o ensaio. Testes de calibração mostram que as tensões que resistem ao confinamento nesse tipo de membrana são inferiores a 2 MPa para ϵ_r menores que 5%.
- h) Membrana de borracha ou látex (Figura 50 b) – a membrana usada para encamisar o corpo de prova deve propiciar proteção contra a entrada de ar.

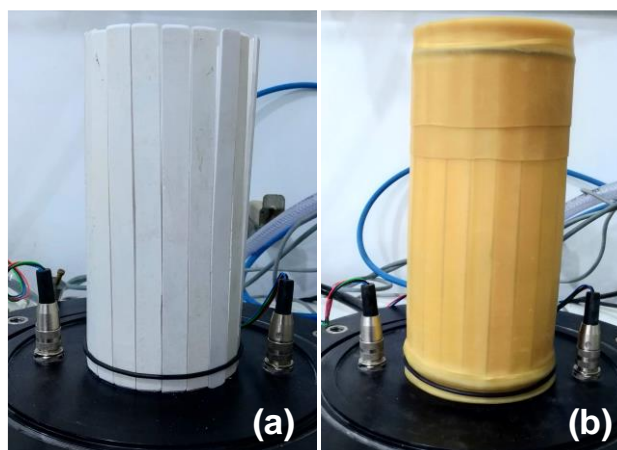


Figura 50: (a) Membrana de PVC; (b) Membrana de látex.

3.4.2 Preparação do corpo de prova

Inicialmente, foram separadas quatro amostras com massa aproximada de 2500g, duas de concreto e duas de gnaiss, para a realização dos ensaios de módulo resiliente com e sem a inserção do reforço. Depois de separados, iniciou-se a montagem do corpo de prova.

Na primeira etapa (Figura 51 a), foram colocadas as membranas de PVC ao redor da base da câmara triaxial, preencheu-se metade do corpo de prova com o material, adicionou-se a geogrelha (Figura 51 b), nos ensaios que foram realizados com o reforço. Posteriormente (Figura 51 c), o corpo de prova foi envolto com uma primeira membrana, preenchido com o restante do material, colocado o *cap* de topo (Figura 52) e os anéis de borracha de vedação (*orings*) na base, para vedação da amostra.

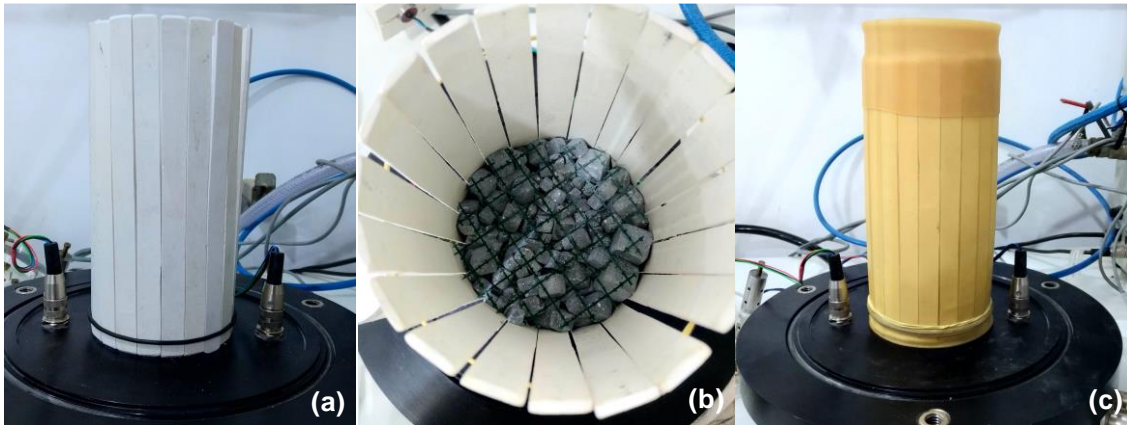


Figura 51: Preparação do corpo de prova para o ensaio triaxial – 1ª etapa (a) Membrana de PVC; (b) Inserção da geogrelha; (c) 1ª membrana de látex.



Figura 52: Cap de topo.

Na segunda etapa, o corpo de prova foi envolvido por uma segunda membrana e foram colocados os anéis de vedação no topo do corpo de prova (Figura 53 a). Em seguida, fixou-se um cabeçote com os LVDT's no *cap* de topo (Figura 53 b).

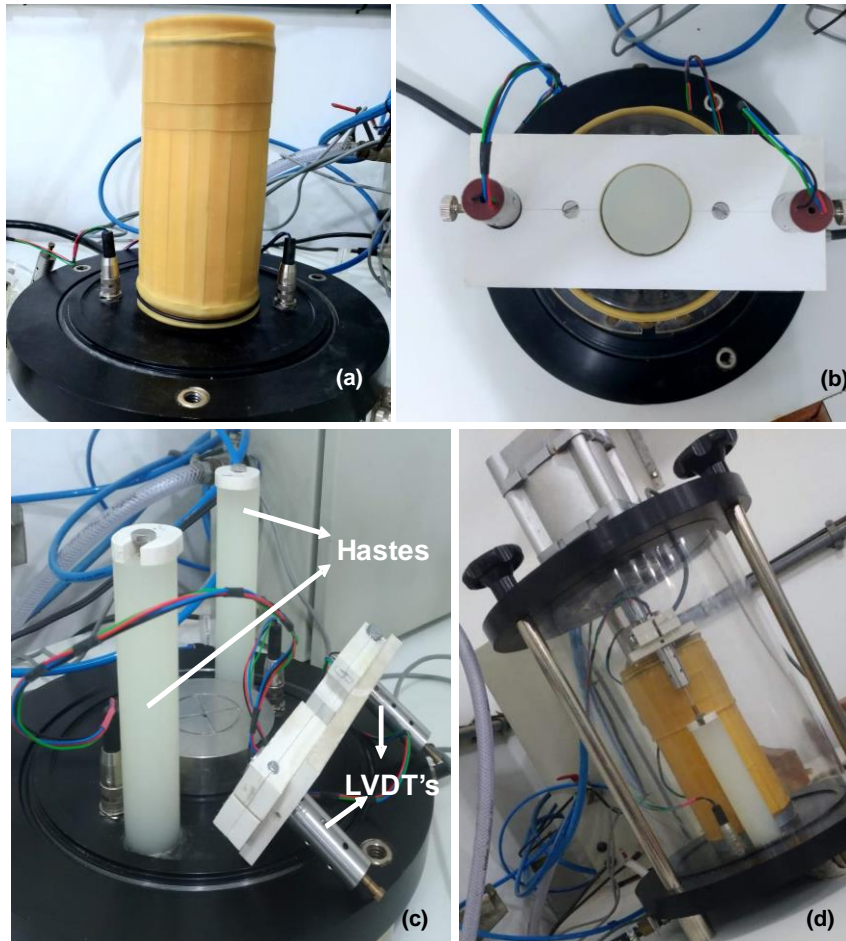


Figura 53: Preparação do corpo de prova para o ensaio triaxial – 2ª etapa (a) 2ª membrana e *orings* de vedação; (b) Fixação do cabeçote com os LVDT's; (c) Detalhe das hastes e LVDT's; (d) Corpo de prova pronto para ensaio.

Devido às membranas de PVC, que foram colocadas ao redor do corpo de prova, fez-se necessária a fixação de um cabeçote no *cap* para que fossem feitas as fixações dos LVDT's. Também foi necessária a fixação de duas hastes na base da câmara para apoio dos LVDT's (Figura 53 c), a fim de se obterem leituras precisas do deslocamento.

Depois de montado o corpo de prova, os LVDT's foram ajustados e a câmara foi fechada para dar início ao condicionamento do material e, posteriormente, a realização do ensaio de módulo resiliente (Figura 53 d).

Ressalta-se que o uso das hastes e do cabeçote de fixação dos LVDT's não é o usual, no entanto, devido às limitações do equipamento disponível para realização dos ensaios, fizeram-se necessários esses ajustes para que pudessem ser realizados os ensaios. A norma utilizada sugere o uso de três LVDT's, no entanto, também não foi possível a utilização dos três.

3.4.3 Ensaio - Módulo de resiliência

O ensaio de módulo de resiliência é realizado no equipamento triaxial de carga repetida, no qual avalia-se a variação da deformação elástica com o estado de tensão. Os resultados do teste podem ser usados para determinar os valores do módulo resiliente do material para diferentes níveis de tensão, ou parâmetros de modelos elásticos não lineares. Optou-se por utilizar a norma europeia, por possuir trajetórias mais gravosas e mais próximas da que o lastro estaria submetido em comparação com a norma brasileira.

A norma EN 13286-7:2004 recomenda o condicionamento prévio da amostra para que se possa atingir um comportamento resiliente estável. Assim, como Delgado *et al.*, (2019), o condicionamento da amostra foi realizado com o intuito de substituir os processos convencionais de compactação do corpo de prova. O corpo de prova foi submetido a um condicionamento cíclico de 20.000 ciclos, a uma frequência de 1 Hz, aplicados para eliminar as deformações permanentes, que ocorrem durante os primeiros ciclos de carga do teste.

As tensões utilizadas para esse condicionamento estão apresentadas na Tabela 13. Para essa pesquisa, utilizou-se o método B do ensaio, devido às condições do equipamento utilizado.

Tabela 13: Níveis de tensões de condicionamento (Método B)
(Fonte: EN 13286-7:2004)

Nível de tensão	Tensão confinante (σ_3)		Tensão desvio (σ_d)	
	Constante	Mínimo	Máximo	
Alto	70	0	340	
Baixo	70	0	200	

Depois do processo de condicionamento da amostra, foram empregadas várias trajetórias de tensão de confinamento (σ_3) ciclando a tensão desvio (σ_d), apresentadas na Tabela 14. As tensões foram aplicadas por ar comprimido e medidas com o uso de uma célula de carga sobre o corpo de prova (Figura 54).

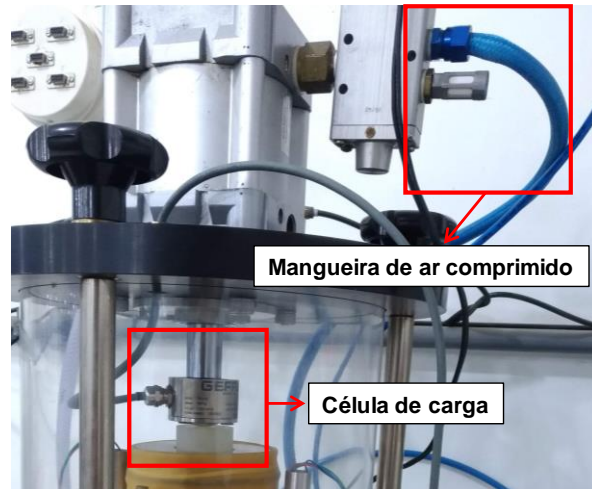


Figura 54: Detalhe: célula de carga e mangueira de ar comprimido.

O modelo de célula de carga utilizado nos ensaio foi o TU-K5C da empresa Gefran, cuja faixa de medidas varia de 0 a 500 kg. O detalhamento da célula de carga é apresentado na Figura 55.

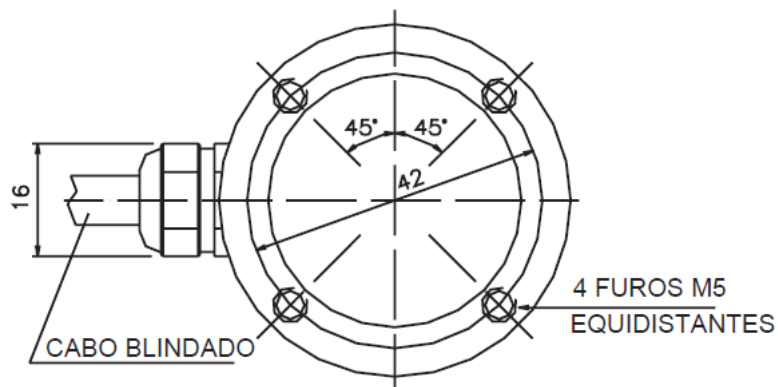


Figura 55: Detalhamento da célula de carga: Modelo TU-K5C – Gefran (Fonte: Catálogo Gefran).

A norma sugere a aplicação dos níveis de tensões confinantes de 20 a 70 kPa, mas se valores maiores a 70 kPa forem possíveis para o material, pode-se aplicar todos os níveis de tensões restantes, apresentados, graficamente, na Figura 56 e na Tabela 14. Para a presente pesquisa foram aplicados todos os níveis de tensão. Ressalta-se que para cada par de tensão foram realizados 100 ciclos.

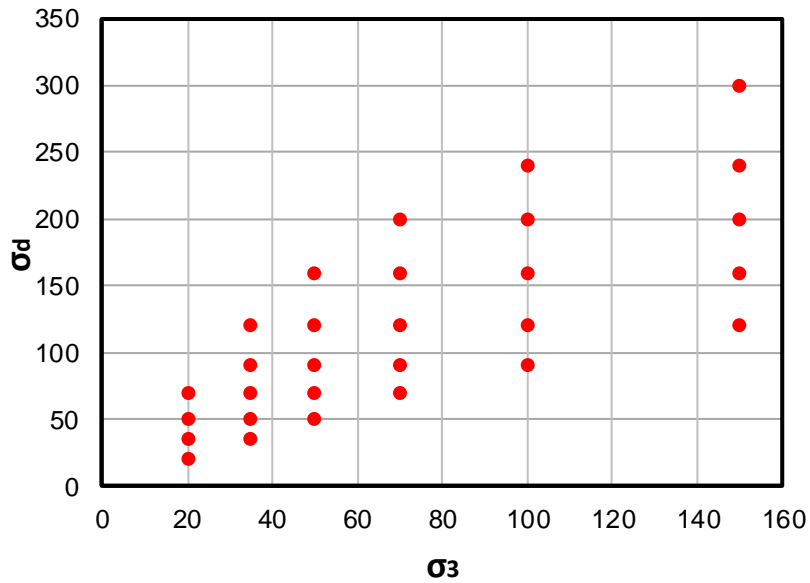


Figura 56: Níveis de tensão para o comportamento resiliente (Método B)
(Fonte: EN 13286-7:2004).

Tabela 14: Níveis de tensão para o comportamento resiliente (Método B)
(Fonte: EN: 13286-7:2004)

<i>Baixo nível de tensão</i>					
<i>Tensão confinante</i> (σ_3)	<i>Tensão de desvio</i> (σ_d)		<i>Tensão confinante</i> (σ_3)	<i>Tensão de desvio</i> (σ_d)	
<i>Constante</i>	<i>Mínima</i>	<i>Máxima</i>	<i>Constante</i>	<i>Mínima</i>	<i>Máxima</i>
-	-	-	70	0	70
20	0	20	70	0	90
20	0	35	70	0	120
20	0	50	70	0	160
20	0	70	70	0	200
35	0	35	100	0	90
35	0	50	100	0	120
35	0	70	100	0	160
35	0	90	100	0	200
35	0	120	100	0	240
50	0	50	150	0	120
50	0	70	150	0	160
50	0	90	150	0	200
50	0	120	150	0	240
50	0	160	150	0	300

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Ensaio de aceitabilidade

Todos os ensaios foram realizados de acordo com a norma NBR 5564 (2011): Via férrea - Lastro ferroviário - Requisitos e métodos de ensaio.

- **Determinação da fôrma**

A determinação da forma dos agregados consiste em medir as dimensões a, b e c de cada corpo de prova, com paquímetro, em centímetros, de acordo com a Figura 57.

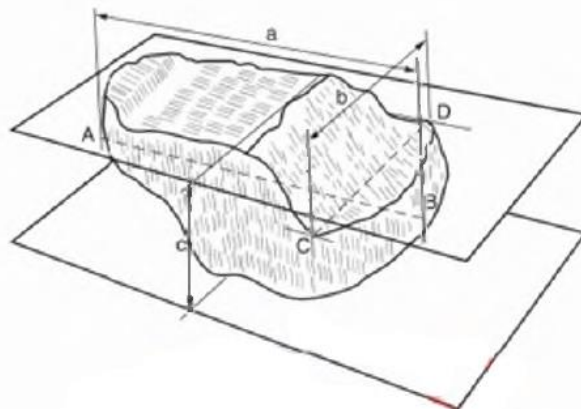


Figura 57: Dimensões do agregado a serem medidas (Fonte: NBR 5564 (2011)).

Depois de medidas as dimensões, devem ser calculadas as relações b/a e c/b para cada fragmento do corpo de prova, podendo assim classificar a forma de cada fragmento do corpo de prova, com base nas relações b/a e c/b , de acordo com a Tabela 15.

Tabela 15: Classificação da forma dos fragmentos (Fonte: NBR 5564 (2011)).

Relações b/a e c/b	Classificação da forma
$b/a \geq 0,5$ e $c/b \geq 0,5$	Cúbica
$b/a < 0,5$ e $c/b \geq 0,5$	Alongada
$b/a \geq 0,5$ e $c/b < 0,5$	Lamelar
$b/a < 0,5$ e $c/b < 0,5$	Alongada-lamelar

Para que seja aceito como material de lastro, é necessário que apenas 15% das partículas da amostra não seja cúbica. Como nesta pesquisa a forma foi controlada, sendo 100% das partículas cúbicas, não foi necessária a avaliação dessas correlações, se enquadrando diretamente como material de lastro.

- **Determinação da massa específica aparente, porosidade aparente e absorção de água**

Foram selecionados dez corpos de prova, com dimensões de 25 x 25 x 25mm e lavados em água corrente. Os corpos de prova foram colocados em uma bandeja com água destilada, até alcançar 1/3 de sua altura, após 4 horas até 2/3 da altura dos corpos de prova, após mais 4 horas, completou-se a submersão dos corpos de prova e foram deixados pelo tempo total de 48 horas.

Posteriormente, os corpos de prova foram retirados da água, suas superfícies foram secas com um pano levemente úmido e pesados ao ar. Anotou-se a massa saturada (M_{sat}). Os corpos de prova também foram pesados individualmente, na condição de totalmente submersos, por meio do dispositivo da balança para pesagem hidrostática e anotada a massa submersa (M_{sub}). Para obtenção da massa seca (M_{sec}) os corpos de prova foram colocados na estufa a temperatura de $(70 \pm 5) ^\circ\text{C}$, deixados por 48 horas, depois retirados, resfriados naturalmente e pesados individualmente.

Calculou-se a massa específica aparente (ρ_a) pela Equação 4:

$$\rho_a = \frac{M_{sec}}{M_{sat} - M_{sub}} \quad Eq. (4)$$

A porosidade aparente (η_a) foi calculada pela Equação 5:

$$\eta_a = \frac{M_{sat} - M_{sec}}{M_{sat} - M_{sub}} \times 100 \quad Eq. (5)$$

E a absorção de água (α_a) pela seguinte Equação 6:

$$\alpha_a = \frac{M_{sat} - M_{sec}}{M_{sec}} \times 100 \quad Eq. (6)$$

A NBR 5564 (2011) solicita o valor mínimo de massa específica aparente de 2500 kg/m³, porosidade aparente mínima de 1,5% e absorção de água de no máximo 0,8%.

A Tabela 16 apresenta os resultados dos ensaios para ambos materiais. É possível observar que a massa específica aparente de ambos materiais são próximas, mesmo o concreto não atingindo o mínimo solicitado pela norma. Entretanto, os valores de porosidade aparente e absorção de água variam significativamente do concreto em relação ao gnaisse. O valor da porosidade aparente do concreto atende a norma citada acima, uma vez que o valor mínimo deve ser de 1,5%, enquanto que a rocha não a atende. Quanto a absorção de água é possível observar que concreto ultrapassa o valor solicitado pela norma e a rocha atende o limite estabelecido. No entanto, para o concreto, esse fator pode ser controlado e ajustado, a fim de chegar a uma maior similitude com a rocha e com os limites estabelecidos pela norma, para isso pode-se fazer o uso de aditivos incorporadores de ar.

Tabela 16: Resultados: M_{sec} , M_{sat} , M_{sub} , ρ_a , η_a , α_a

	Material	M_{sub} (g)	M_{sat} (g)	M_{sec} (g)	ρ_a kg/m ³	η_a (%)	α_a (%)
<i>Média</i>	Concreto	22,49	38,34	37,61	2373,98	4,60	1,94
<i>Desv. Pad.</i>		0,53	0,95	0,94	6,91	0,15	0,06
<i>Média</i>	Gnaisse	27,54	44,33	44,26	2634,86	0,45	0,17
<i>Desv. Pad.</i>		0,56	0,94	0,94	8,22	0,45	0,02

- **Determinação da resistência à intempérie**

Foram preparados, cinco corpos de prova com massas entre 35g e 45g e dimensões aproximadas de 25 x 25 x 25mm, depois escovados, lavados em água corrente, secos na estufa a 100°C por 24 horas, depois de retirados foram pesados.

Para preparar a solução, utilizou-se 175g de sulfato de sódio anidro (Na₂SO₄) e 375g de sulfato de sódio decahidratado (Na₂SO₄·10H₂O) (Figura 58), para 500mL de água (para saturação a 22°C).



Figura 58: Sulfatos de sódio: anidro e decahidratado.

Cada um dos corpos de prova foi colocado em um recipiente não oxidável e adicionou-se a solução de sulfato de sódio progressivamente até sua completa submersão. Foram deixados imersos por 8 horas e depois foram retirados e colocados por 8 horas na estufa a (100 ± 5) °C. Em seguida foram deixados à temperatura ambiente, até que ocorra o resfriamento. Repetiu-se o processo até completar 40 ciclos (vezes). A solução foi substituída por uma nova a cada 20 ciclos. Ao final dos 40 ciclos todos os corpos de prova foram pesados e suas respectivas massas anotadas.

Examinou-se visualmente os corpos de prova, após cada dez ciclos, para verificação de eventuais danos (fissuras, trincas, escamações, oxidação de minerais, desagregação e outros). Na Figura 59 e 60 podem ser observados os corpos de prova, de concreto e os de gnaiss, respectivamente, por cada etapa de ciclos, de ciclo 0 ao 40.

Nas Figuras 59 b e Figuras 60 b, podem ser verificados os danos sofridos nos corpos de prova a cada 10 ciclos de ensaio. Observa-se a perda de massa por desagregação do material nos corpos de prova de gnaiss e algumas fissuras, já nos 10 primeiros ciclos, enquanto que os corpos de prova de concreto sofreram pouca alteração visual.

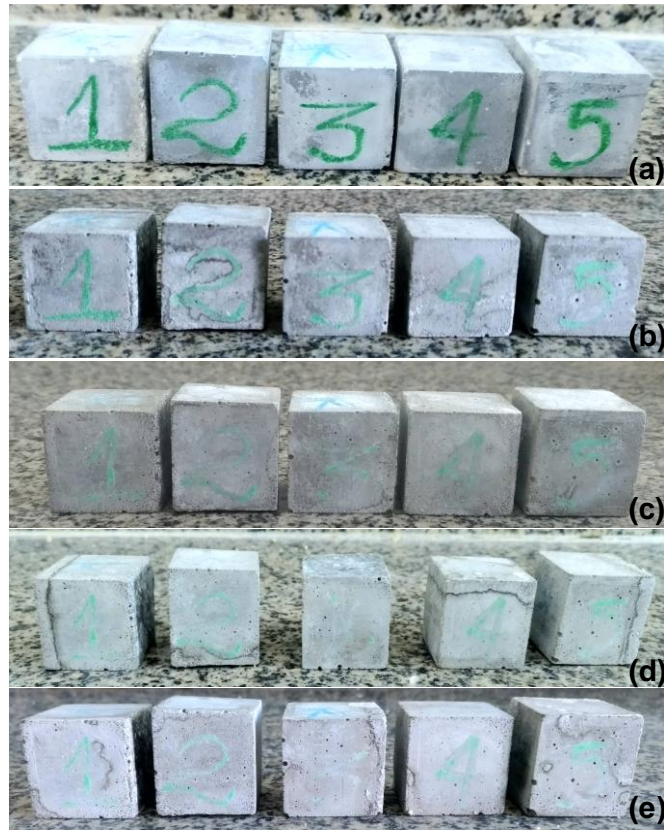


Figura 59: Corpos de prova de concreto: (a) Ciclo 0; (b) 10 ciclos; (c) 20 ciclos; (d) 30 ciclos; (e) 40 ciclos.



Figura 60: Corpos de prova de gnaiss: (a) Ciclo 0; (b) 10 ciclos; (c) 20 ciclos; (d) 30 ciclos; (e) 40 ciclos.

A partir do 20º ciclo, optou-se por pesar os corpos de prova no 20º, 30º e 40º ciclo, para que fosse possível acompanhar a perda de massa. No 20º ciclo (Figura 60 c) e 30º ciclo (Figura 60 d), continuou-se observando a degradação acentuada do gnaïsse, enquanto os corpos de prova de concreto (Figuras 59 c e 59 d) continuaram sem muita alteração, tanto em massa, quanto visual.

Por fim, no 40º ciclo é possível observar pequenas alterações nos corpos de prova de concreto (Figura 59 e), como a acentuação de alguns poros e a desagregação de material, em alguns, nas arestas. Os corpos de prova de gnaïsse (Figura 60 e) apresentam uma severa perda de massa, oxidação dos minerais, além de fissuras e uma alta porosidade.

A resistência à intempérie (R_i) foi calculada pela relação entre o peso inicial (M_i) e o peso final (M_f) dos corpos de prova submetidos ao ensaio, expressa em porcentagem de material desagregado (perdas) (Equação 7).

$$R_i = \frac{M_i - M_f}{M_i} \times 100 \quad Eq.(7)$$

Na Figura 61 é possível observar as perdas em massa dos corpos de prova nos ciclos 0, 20, 30 e 40 de ambos materiais.

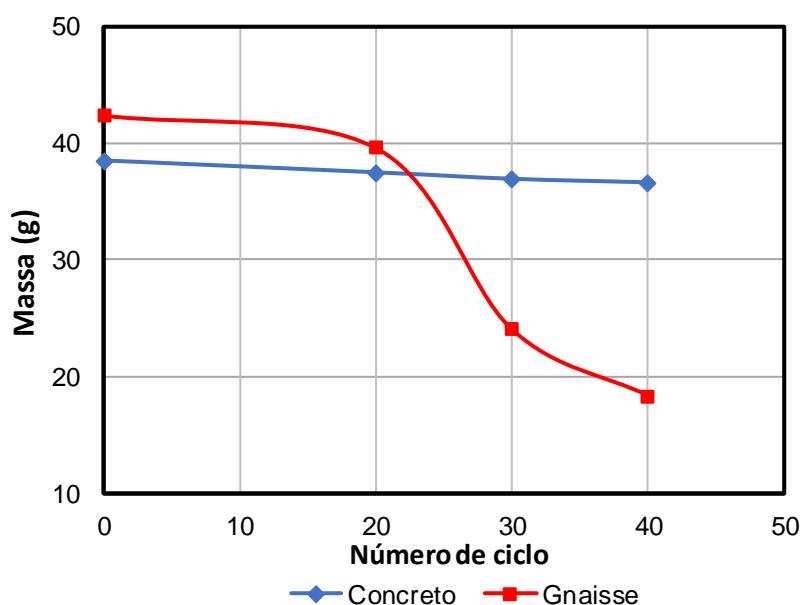


Figura 61: Perda em massa por ciclo de resistência a intempérie: Concreto e gnaïsse.

Na Tabela 17 são apresentadas as perdas em massas de ambos os materiais, por ciclos, e suas resistências a intempérie.

Tabela 17: Resistência – Concreto e gnaisse

	Material	M_i (g)	M_{20}	M_{30}	M_f (g)	R_i (%)
<i>Média</i>	Concreto	38,52	37,51	36,96	36,66	4,35
<i>Desv. Pad.</i>		0,95	0,94	0,81	0,87	0,18
<i>Média</i>	Gnaisse	42,38	36,59	24,03	18,36	56,66
<i>Desv. Pad.</i>		0,79	1,44	4,38	5,22	11,46

Com os resultados da Tabela 17, é possível observar que a rocha sofreu uma grande perda de massa por intempérie, não se enquadrando no máximo exigido pela NBR 5564 (2011), que é de 10%. O concreto, após os 40 ciclos, ficou abaixo do limite estabelecido pela NBR 5564 (2011). Vale ressaltar que além de atender o limite da norma brasileira, o concreto também atende o limite de 5% estabelecido pela AREMA (2009).

- **Determinação da resistência à compressão uniaxial no estado saturado**

Foram preparados cinco corpos de prova com formato cúbico com arestas aproximadamente iguais a 25 mm, estes foram submetidos a ensaios de compressão em uma prensa do modelo *Shimadzu UH-500kNI*, de velocidade 0,5mm/min, do laboratório de engenharia civil (LECIV). Os corpos de prova tiveram suas arestas L1 e L2 (Figura 62) medidas. Esses valores foram anotados e utilizados no cálculo da resistência.

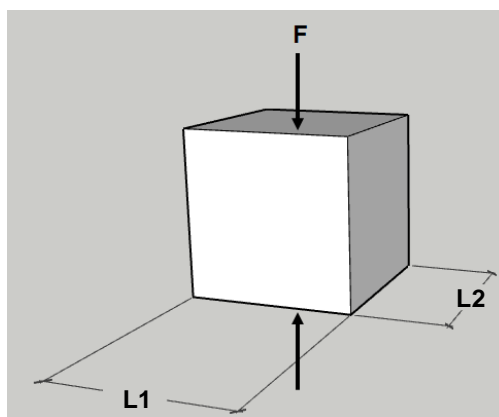


Figura 62: Arestas medidas: L1 e L2.

Individualmente, os corpos de prova foram colocados no centro da base da prensa, aplicou-se uma força a uma taxa de 0,5mm/min, até a ruptura. A força máxima registrada no ensaio foi anotada para o cálculo da tensão de ruptura do material por compressão uniaxial, a partir da Equação 8. Sendo: σ_{cs} a tensão de ruptura na compressão uniaxial, na condição saturada; P a força máxima de ruptura e A, a área do topo do corpo de prova.

$$\sigma_{cs} = \frac{P}{A} \quad Eq. (8)$$

As Tabelas 18 e 19 apresentam os dados dos corpos de prova e resistência a compressão do concreto e do gnaisse, respectivamente.

Tabela 18: Resultado de Resistência a Compressão – Concreto

Nº CP	L1	L2	Força (kN)	MPa
1	25,56	25,24	83,0	128,66
2	25,29	25,31	76,7	119,83
3	25,46	25,08	84,5	132,33
4	25,96	25,13	75,7	116,04
Média:				124,21

Tabela 19: Resultado de Resistência a Compressão – Gnaisse

Nº CP	L1	L2	Força (kN)	MPa
1	25,12	24,01	84,7	140,43
2	25,20	27,07	74,5	134,57
3	27,36	24,58	90,5	117,58
4	24,95	24,44	71,7	136,50
Média:				132,27

Os resultados mostram que além de atingir a resistência mínima solicitada pela norma, o UHPC desenvolvido atingiu uma resistência muito próxima à do gnaisse, com uma pequena diferença entre as resistências, se equiparando a uma rocha natural. Vale ressaltar que esse tipo de concreto pode atingir resistências de até 800 MPa (Azme e Shafiq, 2018) quando ajustados alguns parâmetros de dosagem, resistência bem superior à de uma rocha natural.

- **Resistência ao desgaste por abrasão (Micro-Deval)**

Para a avaliação da resistência ao desgaste a norma solicita o ensaio de Abrasão Los Angeles. No entanto o tamanho das partículas e a quantidade de material necessário para ensaio não são próximos aos desenvolvidos nesta pesquisa, pois necessita de dimensões superiores as desenvolvidas e uma grande quantidade, em massa, de material, o que inviabilizou a realização do ensaio. A fim de avaliar a resistência ao desgaste dos materiais, optou-se por realizar o ensaio Micro-Deval, que utiliza partículas de dimensões menores e que se enquadram nas desenvolvidas para este trabalho, além de demandar uma menor quantidade de material para realização do ensaio. Este ensaio baseou-se na ASTM D6928-17. A referida norma solicita uma perda por abrasão de 10 a 25%.

Para preparação da amostra, foi considerado o diâmetro nominal máximo de 12,5mm, para essa condição a massa da amostra deve conter 1500 ± 5g para o ensaio. A preparação dessa amostra foi realizada conforme a Tabela 20, seguindo as orientações da norma (Tabela 21).

Tabela 20: Quantidade de massa utilizada por tamanho do agregado.

<i>Tamanho (mm)</i>	<i>Concreto</i>	<i>Gnaisse</i>
	<i>Massa (g)</i>	<i>Massa (g)</i>
12,0	351,23	355,02
10,8	302,58	297,96
9,5	98,86	100,36
8,3	186,87	187,36
7,2	187,61	187,13
6,2	375,13	375,49
TOTAL	1.502,28	1.503,32

Tabela 21: Quantidade de massa por intervalado recomendado pela norma.

<i>Passante (mm)</i>	<i>Retido (mm)</i>	<i>Massa (g)</i>
12,5	9,5	750
9,5	6,3	375
6,3	4,75	375

Após a separação da amostra, ela foi pesada e anotado o valor da massa seca antes da realização do ensaio. Posteriormente a amostra foi submersa em um recipiente contendo 2,0L de água a uma temperatura de 20°C durante 2 horas.

A amostra foi colocada no cilindro do Micro-Deval juntamente com os 2,0L de água e adicionado as 5000g de esferas de aço. Fechado o cilindro o material foi colocado no aparelho e o desgaste foi executado durante 2 horas a 105 rotações por minuto (rpm).

Finalizado o ensaio, a amostra foi retirada do cilindro, lavada sobre uma peneira de abertura 4,75mm, separada das esferas de aço e levada a estufa por 24 horas a 70°C. Após as 24 horas a amostra foi retirada, pesada e calculou-se a perda por abrasão Micro-Deval a partir da Equação 9, sendo A, a massa seca antes do ensaio e B a massa seca após o ensaio.

$$Perda\ percentual = \frac{(A - B)}{A} \times 100 \quad Eq. (9)$$

A massa utilizada para realização deste ensaio foi bem próxima a 1.500g para cada material. Na Tabela 22 estão apresentados os resultados deste ensaio para ambos os materiais.

Tabela 22: Resultado – Micro-Deval.

	<i>Concreto</i>	<i>Gnaisse</i>
<i>A (g)</i>	1.502,28	1503,32
<i>B (g)</i>	1.312,5	1338,96
<i>Rotações</i>	12.000	12.000
<i>Perda percentual (%)</i>	12,63	10,93

Os resultados mostram que ambos os materiais atendem o valor estipulado pela norma e se assemelham na perda por abrasão. O UHPC apresenta uma perda superior ao gnaisse de 1,7%, no entanto, atende a outro quesito para ser utilizado como agregado graúdo para aplicação em lastro ferroviário.

A Figura 63 apresenta, graficamente as perdas por abrasão Micro-Deval dos materiais.

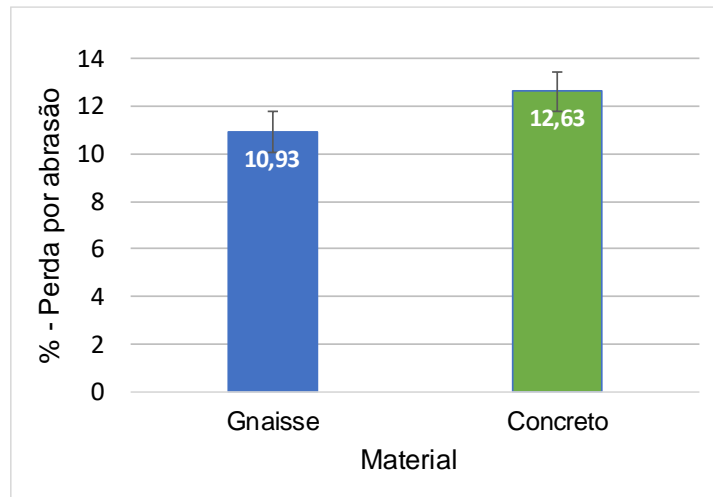


Figura 63: Perda por abrasão Micro-Deval – Comparativo.

4.2 Caracterização da Geogrelha

A caracterização da geogrelha foi feita a partir do ensaio de tração em faixa larga, segundo os procedimentos de ensaio da norma NBR 10319/2013, onde foram determinados os seguintes parâmetros: rigidez secante em $i\%$ de deformação (J_i), resistência a tração (T) e deformação máxima (ϵ).

Devido à dificuldade de encontrar uma geogrelha comercial que atendesse exatamente aos valores descritos acima, optou-se por trabalhar em uma faixa entre 30 e 40kN/m, em relação a resistência, e entre 20 e 25 kN/m, em relação a rigidez. Com isso, foi possível encontrar uma geogrelha comercial que se assimilasse a geogrelha do modelo, quando aplicado o efeito escala. Essa geogrelha é a *Basetrac Grid PET 30*, também fabricada pela empresa *Huesker*.

Para garantir comportamento comparáveis entre o modelo e protótipo foi realizada análise de similaridade. O fator escala (N) utilizado na redução foi de 3,5 para todos os componentes, partícula e geogrelha, do corpo de prova.

Considerando os fatores de escala para modelagem de materiais geossintéticos, sugerido por Viswanadham e König (2004), na Tabela 6, a resistência à tração e rigidez secante da geogrelha modelo será de $1/N^2$ vezes a resistência da geogrelha protótipo e rigidez secante.

A partir da relação $1/N^2$ e do fator escala, para que se garanta a similaridade, é necessário que a geogrelha do modelo, quando aplicada esta relação, possua uma resistência a tração e rigidez, dentro da faixa estabelecida acima.

Para escolha da geogrelha utilizada em escala reduzida, levou-se em consideração algumas características específicas como a geometria, a abertura da grelha, rigidez e padrão de deformação. O intuito foi obter uma geogrelha que se assemelhasse ao máximo a uma geogrelha em modelo comercial, quando aplicado o valor de redução de 3,5, o mesmo utilizado da redução das partículas. Das duas geogrelhas testadas, a que melhor atendeu os parâmetros de redução, foi a geogrelha Hate 23.142 GR.

Esta geogrelha teve sua abertura modificada, definido em 3.1.2 dessa dissertação. Foram confeccionadas geogrelhas e para a realização dos ensaios de tração (Figura 64), para que fosse possível a caracterização das novas geogrelhas e a verificação do efeito escala.

Os resultados foram determinados pela técnica de fotogrametria utilizando o software PIV view 2C/3C. Durante todo o ensaio foram capturadas fotos com intervalos de 5 segundos, para posterior análise por software. A partir dos pares de fotos foi possível medir o deslocamento, podendo, assim, medir a taxa de deformação da geogrelha.

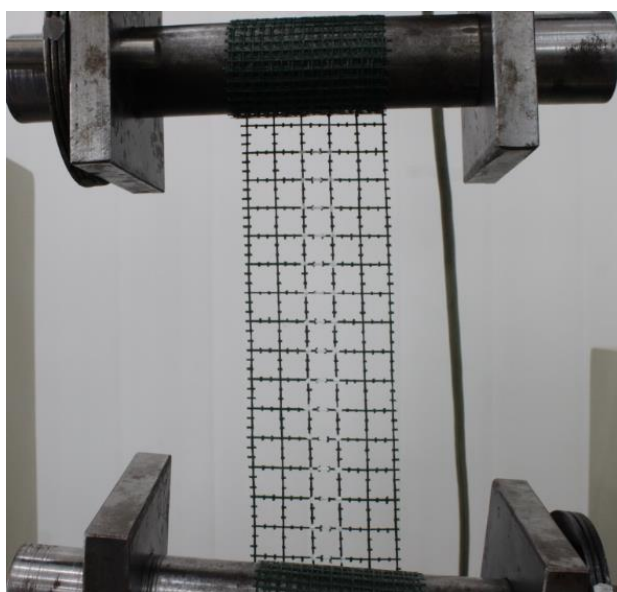


Figura 64: Geogrelha submetida ao ensaio de tração.

Foram realizados 4 ensaios de tração de faixa larga nas geogrelhas com abertura modificada. Na Figura 65 são apresentados os resultados dos ensaios de tração nas três amostras e a média desses valores, destacada em vermelho.

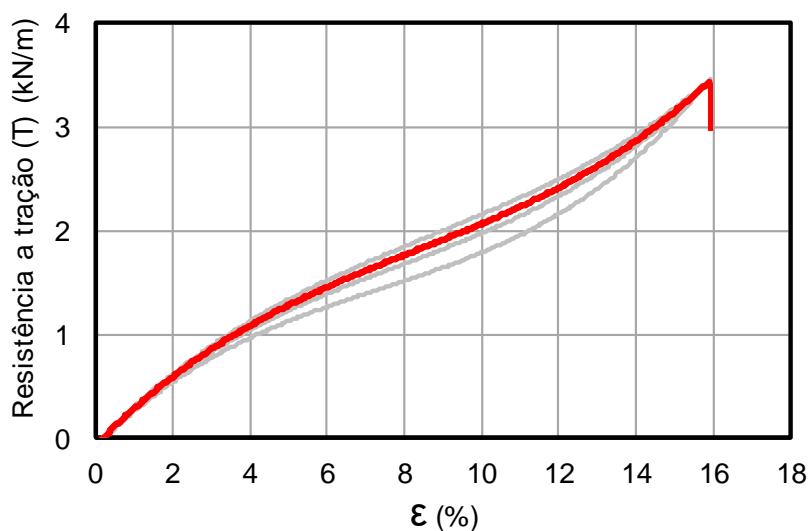


Figura 65: Comportamento a tração da geogrelha com abertura modificada.

A Tabela 23 apresenta os parâmetros obtidos a partir dos ensaios de tração realizados na geogrelha com abertura modificada.

Tabela 23: Propriedades da geogrelha com abertura modificada.

Abertura (mm)	12
T_{\max} (kN/m)	3,43
ϵ_{\max} (%)	15,65
$J_{5\%}$ (kN/m)	21,96

Aplicando o fator escala, obtêm-se uma resistência a tração de, aproximadamente, 40 kN/m, se enquadrando na faixa definida, validando o modelo.

4.3 Ensaio Triaxial

Os ensaios foram realizados com base nos pares de tensões apresentados na Figura 56. Os ensaios foram realizados em 6 níveis diferentes de tensão σ_3 . Para o primeiro estágio de σ_3 , 20 kPa, foram realizados 400

ciclos, sendo 100 para cada par de tensões, para os demais estágios foram realizados 500 ciclos, como recomenda a norma EN: 13286-7:2004.

4.3.1 Módulo resiliente

Por recomendação da norma EN: 13286-7:2004, todos os corpos de prova ensaiados foram submetidos a um condicionamento inicial para estabilizar as deformações permanentes dos materiais e substituir os procedimentos de compactação, uma vez que a montagem do corpo de prova foi realizada diretamente no equipamento. Essa metodologia de condicionamento também foi utilizada por Delgado *et al.* 2019. O condicionamento foi realizado com σ_d de 200 kPa e σ_3 de 70 kPa durante 20.000 ciclos e, posteriormente, iniciaram-se os ensaios.

Foram realizados quatro ensaios triaxiais cíclicos em escala reduzida: dois para o gnaiss, sendo um para o gnaiss sem geogrelha (GSG) e um para o gnaiss com geogrelha (GCG) e dois para o concreto, um para o concreto sem geogrelha (CSG) e outro para o concreto com geogrelha (CCG). As condições de ensaio foram as mesmas para todos os materiais. Os resultados obtidos foram apresentados da Figura 66.

Com os valores das deformações obtidas, para cada 100 ciclos de ensaio, juntamente com valores das tensões desviadoras foi possível calcular os valores do módulo resiliente para cada par de tensão. Os cálculos foram realizados utilizando a Equação 1, vide item 2.7.1.

A Figura 67 apresenta o gráfico com os resultados compilados para todos os estágios de confinamento. Para compreender melhor o comportamento dos materiais, optou-se por analisar o módulo resiliente, de todos os materiais, com e sem o reforço, por estágio de σ_3 . Para as análises foram considerados os valores da tensão desviadora como parâmetro de análise do módulo, uma vez que os valores eram acrescidos a cada 100 ciclos para cada estágio, resultando em condições de ensaio diferentes. Os resultados obtidos estão apresentados da Figura 68.

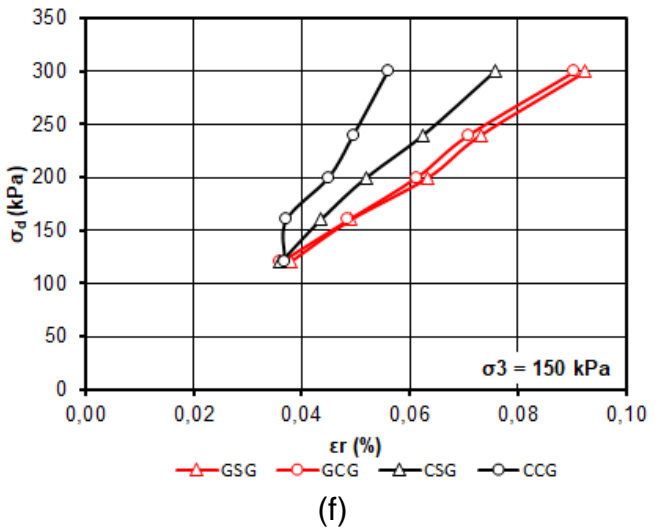
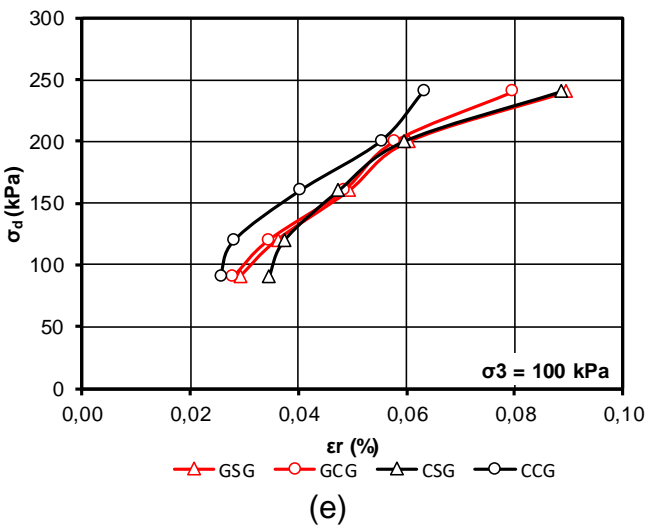
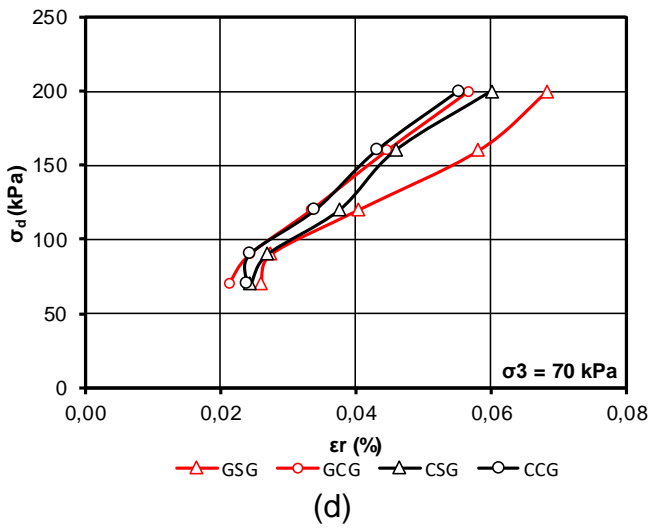
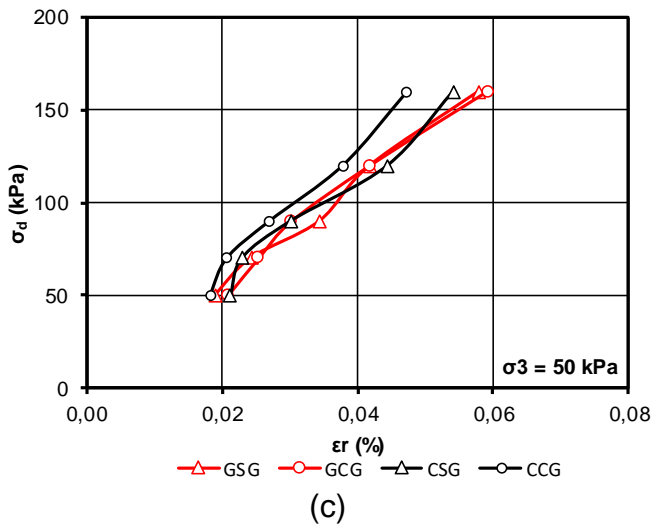
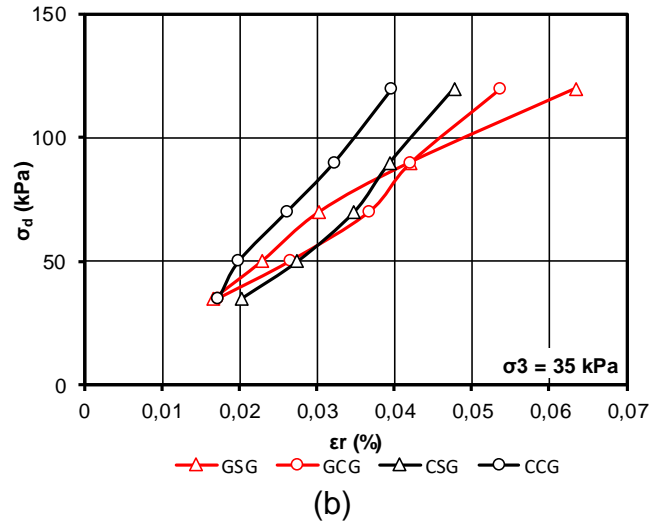
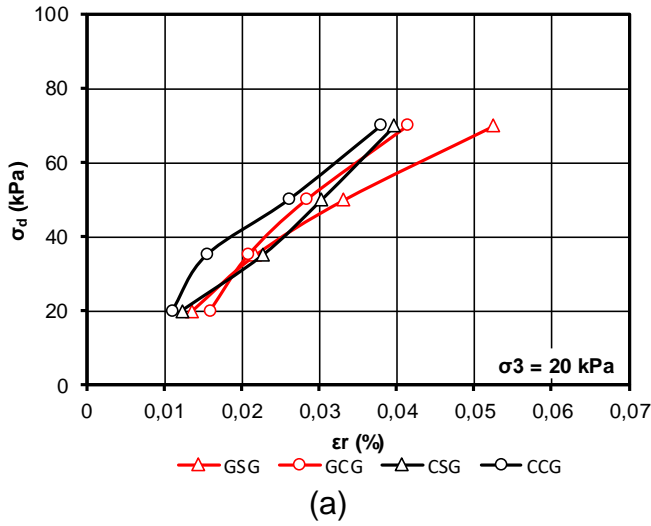


Figura 66: Deformação axial resiliente: (a) Para $\sigma_3 = 20$ kPa; (b) Para $\sigma_3 = 35$ kPa; (c) Para $\sigma_3 = 50$ kPa; (d) Para $\sigma_3 = 70$ kPa; (e) Para $\sigma_3 = 100$ kPa; (f) Para $\sigma_3 = 150$ kPa;

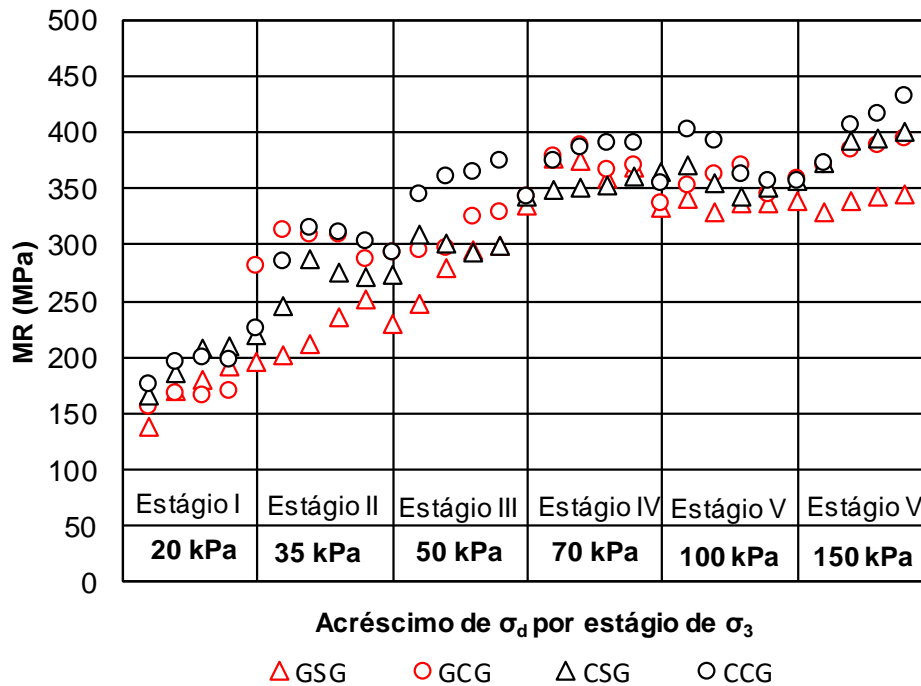
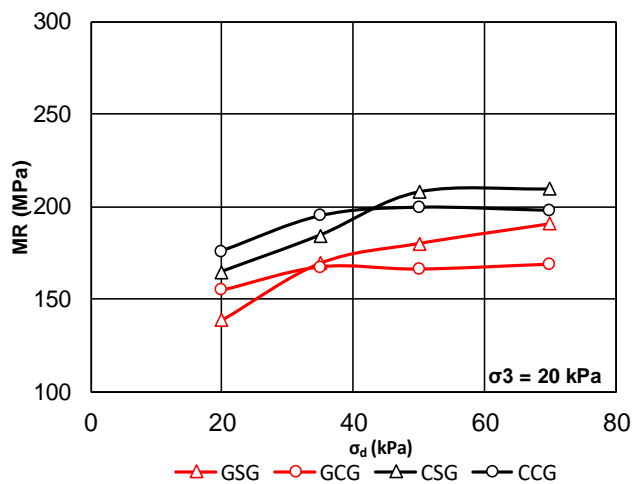


Figura 67: MR x Estágios de σ_3 .

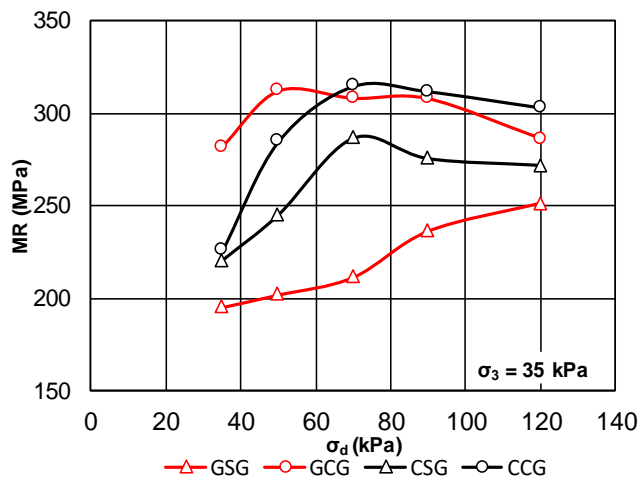
Observa-se que, nos primeiros ciclos dos ensaios, onde as tensões confinantes e desviadoras foram mais baixas (Figura 68a), os módulos de resiliência foram menores. Esse comportamento também foi observado por outros autores (Sevi, 2008; Indraratna e Salim, 2005).

A partir da Figura 68b, foi possível observar que os materiais apresentaram módulos resilientes maiores que os do primeiro estágio do ensaio, onde o valor da tensão de confinamento (σ_3) foi menor, mostrando a influência da tensão no valor do módulo.

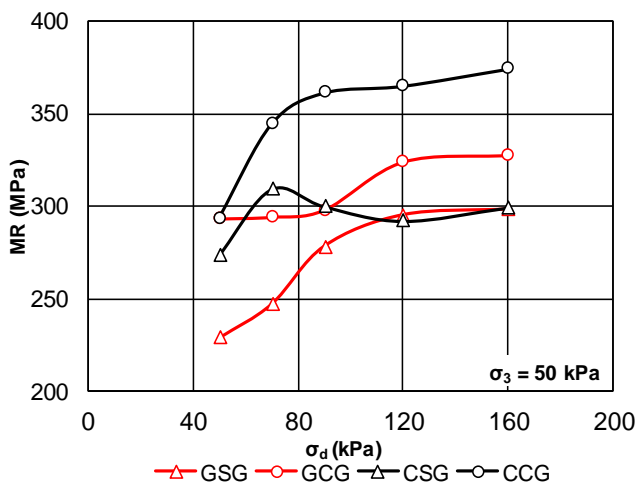
Também foi possível observar que a inclusão do reforço aumentou a rigidez dos corpos de prova, o que resultou em valores maiores de módulo resiliente, sendo provocado, provavelmente, pela melhoria no intertravamento dos grãos, gerado pela inserção da geogrelha na camada.



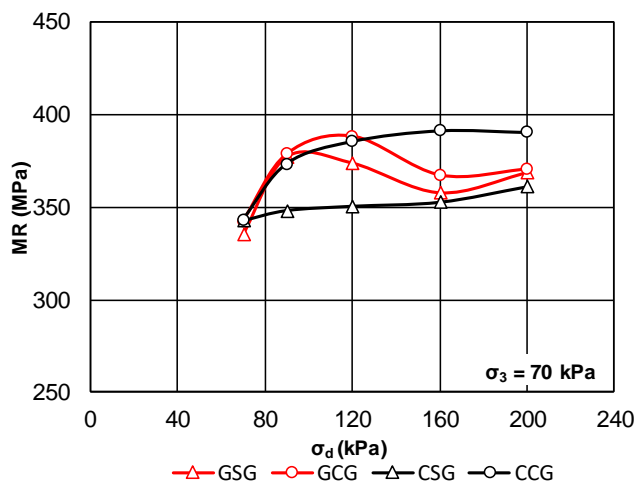
(a)



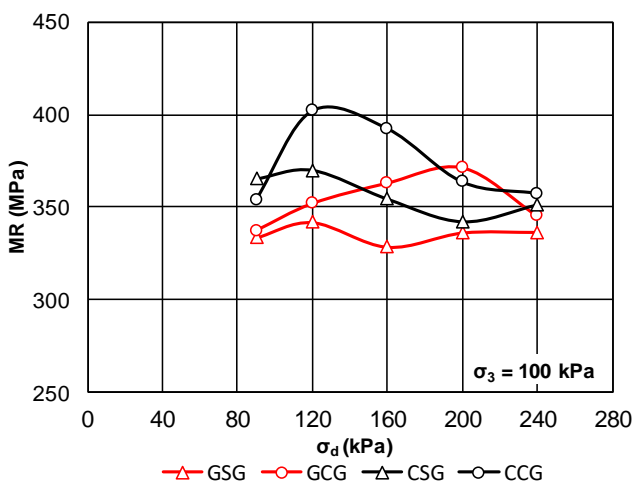
(b)



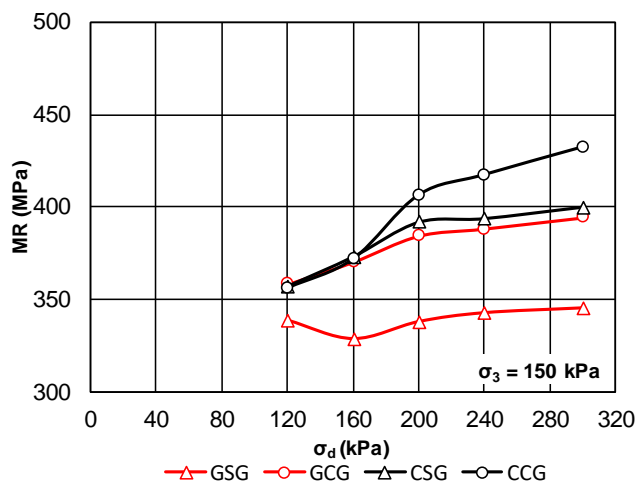
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 68: MR x σ_d : (a) $\sigma_3 = 20$ kPa; (b) $\sigma_3 = 35$ kPa; (c) $\sigma_3 = 50$ kPa; (d) $\sigma_3 = 70$ kPa; (e) $\sigma_3 = 100$ kPa; (f) $\sigma_3 = 150$ kPa.

A norma europeia EN: 13286-7:2004 solicita que os ensaios de módulo resiliente sejam realizados até uma tensão de confinamento de 70 kPa, no entanto, se for possível a realização para tensões com valores superiores, podem-se realizar nas condições sugeridas na Tabela 14. Para este trabalho, foram realizados ensaios para níveis de tensão de confinamento de até 150 kPa. Os resultados do ensaio são exibidos nas Figuras 68e e 68f.

Na Figura 68e, foi possível observar que os valores de MR foram menores para tensões, de confinamento e desviadora, maiores, diferindo-se dos comportamentos dos estágios anteriores. Essa queda do valor pode estar relacionada com a montagem do corpo de prova. Para isso, seriam necessários mais ensaios, a fim de avaliar a reincidência desse comportamento.

Na Figura 68f, são apresentados os últimos estágios de tensões que os corpos de prova foram submetidos. Nela, pode-se observar que o valor do módulo voltou a crescer em condições de tensões mais elevadas.

Com os resultados acima, foi possível observar que, quando há incremento no valor da tensão desviadora, a tendência de se obter valores mais altos de módulo resiliente é maior. Esse comportamento também foi observado por Merheb (2014) nos ensaios realizados em escala reduzida e em escala real.

Também foi possível observar que a inclusão das geogrelhas resultou em diferenças entre módulo resiliente dos corpos de prova reforçados em comparação aos não reforçados. Diferentemente do esperado, Han *et al.*, (2019) haviam observado que a inclusão não resultava em diferenças significativas entre os módulos dos materiais, quando comparados os reforçados com não reforçados e concluiu que o teste triaxial cíclico, em termos de módulo resiliente, poderia não ser eficaz na avaliação dos efeitos do reforço em camadas granulares. No entanto, os seus ensaios foram realizados com material britado, onde não há controle da forma, havendo um efeito expressivo da forma do agregado. Os resultados expostos na presente pesquisa mostram que o controle da forma dos agregados permite uma avaliação coerente com o comportamento esperado do lastro reforçado com geogrelha.

Quando comparados os resultados obtidos nessa pesquisa com os resultados obtidos por Merheb (2014) para ensaios triaxiais em escala reduzida, em condições semelhantes de ensaios como tensão de confinamento, curva granulométrica baseada na AREMA 24 e diâmetro do corpo de prova, é possível observar a semelhança no comportamento dos materiais. No entanto, os materiais utilizados nessa pesquisa obtiveram módulos resilientes maiores que os de Merheb (2014). Isso pode se justificar pela melhor distribuição da curva granulométrica e pela uniformidade dos tamanhos dos grãos, uma vez que uma pequena alteração no coeficiente de uniformidade (C_u) afeta diretamente o comportamento elasto-plástico do lastro (Merheb, 2014). Pode-se relacionar, também, com o processo de fabricação dos grãos, uma vez que o material britado possui microfissuras provocadas pelo processo de britagem dos agregados, que afeta diretamente na resistência dos grãos.

Em estudos realizados por Li *et al.*, (2018) observou-se que os agregados graduados, como os utilizados nessa pesquisa, obtiveram módulos resilientes maiores quando comparados com os ensaios com agregados de tamanho único e misto. As razões foram correlacionadas com a densidade e composição do material. Com isso, pode-se associar, também, o aumento do módulo com a granulometria escolhida para essa pesquisa.

Nas Figuras 69 e 70, pode-se observar que há uma considerável dispersão, no entanto, em termos gerais, o concreto é, aproximadamente, 10% mais rígido que o gnaisse, para os corpos de prova sem reforço e de 6,0% para os corpos de prova com reforço. Para efeito de trabalhos, em nível de pesquisa, é possível o uso desse material sintético como material de lastro. Esse comportamento pode ser relacionado com a microestrutura dos materiais, uma vez que a rocha possui microfissuras naturais e uma composição mineralógica variada, o que não ocorre nos agregados de concreto. Ressalta-se que essa conclusão é específica para esse tipo de agregado de concreto e de gnaisse desenvolvidos para essa pesquisa.

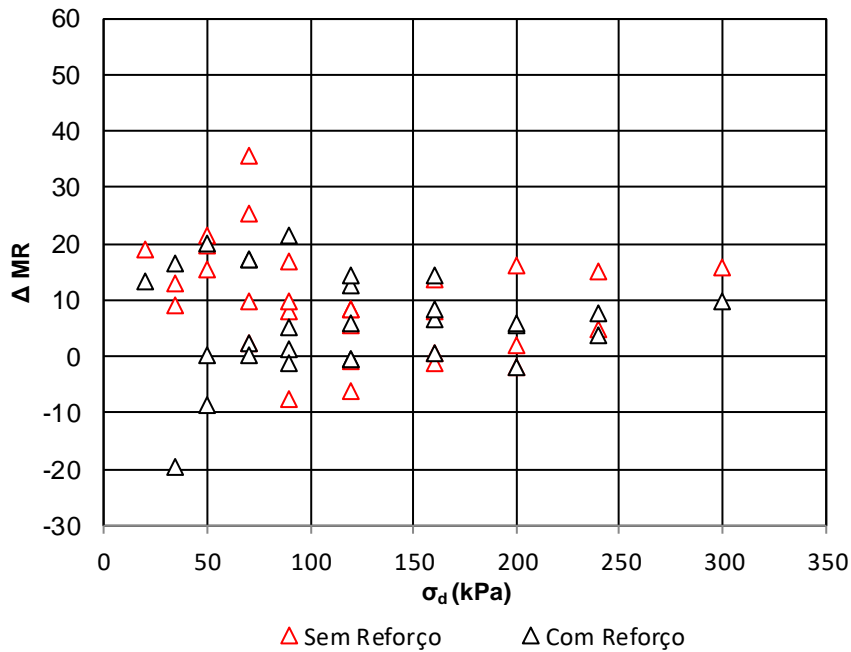


Figura 69: Acréscimo e decréscimo do MR do concreto em relação ao do gnaissse em função de σ_d .

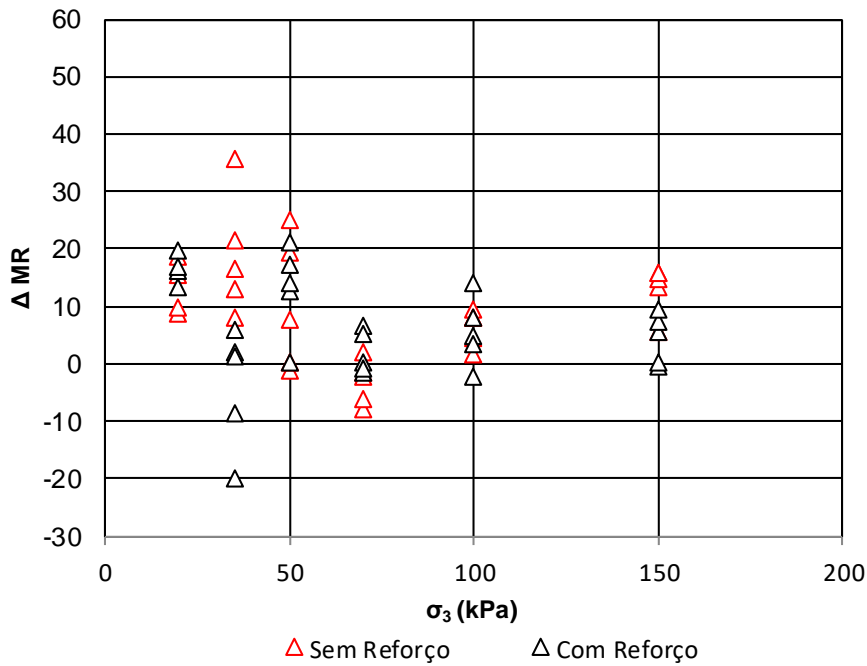


Figura 70: Acréscimo e decréscimo do MR do concreto em relação ao do gnaissse em função de σ_3 .

4.3.2 Avaliação dos corpos de prova após o ensaio

As amostras dos materiais utilizados para realização dos ensaios triaxiais cíclicos foram pesadas no início e no final de cada ensaio. A princípio,

as amostras seriam peneiradas a fim de avaliar a produção de finos gerados durante os ensaios. No entanto, ao final do primeiro ensaio observou-se que não seria possível fazer a avaliação por peneiramento dos finos, uma vez que parte do material se acumulava na base no ensaio (Figura 71), que é fixa, não sendo possível recuperar precisamente todo o material.



Figura 71: Base do corpo de prova.

Com o intuito de se manter a análise da quantidade de finos gerados durante os ensaios, optou-se por lavar o material utilizado no corpo de prova sobre uma peneira de malha inferior ao diâmetro da menor partícula, para que não fosse perdido nenhum grão do material, e apenas fossem retirados os finos restantes. Posteriormente, esses materiais foram secos em estufa, pesados e, assim, foi possível obter a perda de massa do material, especificamente dos finos gerados nos ensaios. A Tabela 24 apresenta os valores de massa dos corpos de prova antes e após o ensaio.

Tabela 24: Massa dos corpos de prova antes e após o ensaio triaxial.

	Material			
	GSG	GCG	CSG	CCG
Massa inicial (g)	2466,74	2603,62	2218,12	2317,10
Massa final (g)	2423,93	2590,94	2169,51	2299,81
Perda (g)	42,81	12,68	48,61	17,290
Perda (%)	1,74	0,49	2,19	0,75

Pode-se observar, na Figura 72, uma redução da perda em massa de material para os corpos de prova com geogrelha. Isso ocorre, pois a geogrelha melhora o intertravamento das partículas de lastro dentro das suas aberturas,

resultando em uma diminuição na mobilidade das partículas (Hussaini, *et al.*, 2016), e conseqüentemente, em um menor contato entre grãos, resultando uma redução na produção de finos e de quebra das arestas dos grãos.

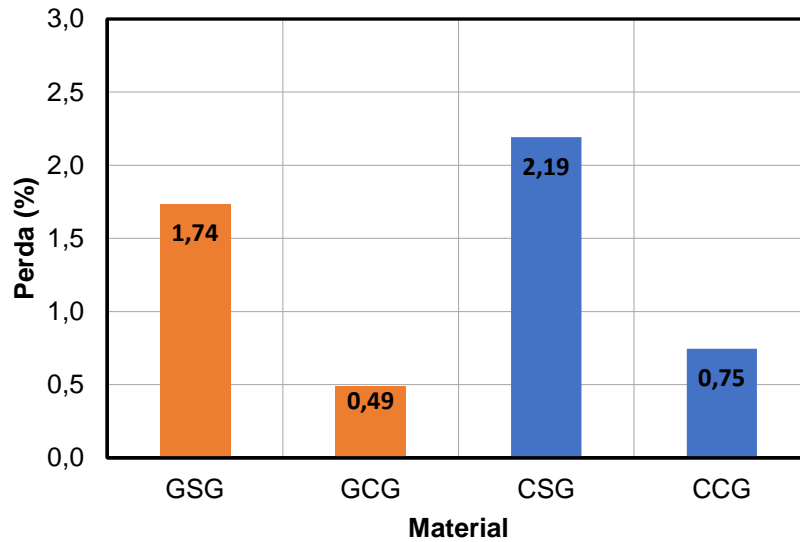


Figura 72: Perda de massa (%) dos corpos de prova.

Também se pode observar ao final do ensaio (Figura 73) que os grãos não sofreram quebras significativas e nenhuma partícula sofreu deterioração por fragmentação, apenas alguns desgastes resultantes dos contatos entre os grãos.

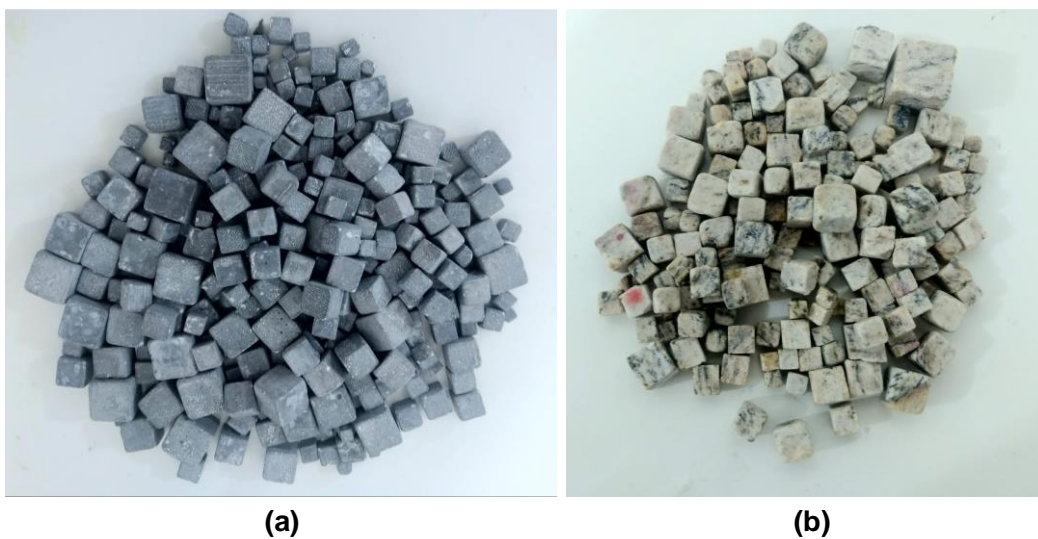


Figura 73: Parte da amostra após os ensaios triaxiais. (a) UHPC; (b) Gnaiss.

5. CONCLUSÕES

Neste trabalho, fez-se o desenvolvimento de material cimentício com características similares as de uma rocha, além de uma metodologia de controle de forma para os agregados. O material apresentou características semelhantes ao agregado natural utilizado, nos ensaios de caracterização, podendo ser considerado como um material de lastro. Os resultados obtidos na caracterização do material e no seu comportamento resiliente, a partir de ensaios triaxiais dinâmicos de escala reduzida, mostraram-se satisfatórios.

A metodologia de preparação do corpo de prova mostrou-se satisfatória, uma vez que os resultados obtidos nos ensaios triaxiais cíclicos são semelhantes aos resultados da literatura. Com isso, valida-se também, o uso de uma granulometria com apenas uma forma de agregado.

Os resultados dos ensaios triaxiais cíclicos mostraram que a inclusão da geogrelha no meio da camada de lastro resultou no aumento do módulo resiliente, quando comparamos o mesmo material, com e sem o reforço. Esses resultados diferem do que havia sido observado por outros autores. Isso demonstra que o controle de parâmetros, como, por exemplo, a forma, pode influenciar no comportamento mecânico do material.

Quando comparados os resultados de módulo resiliente obtidos com os da bibliografia estudada, observa-se que os valores obtidos foram maiores. Isso sugere que quanto mais bem distribuída for a curva granulométrica e mais uniformes forem os tamanhos dos grãos, melhores serão os resultados no comportamento elasto-plástico do material e maiores serão os valores de módulo resiliente do material.

Verificou-se que, quando se elevavam os níveis de tensão, os materiais apresentaram módulos resilientes maiores. Isso ocorre, pois, quando submetidos a níveis de tensão mais elevados, os materiais granulares tendem a se compactarem, tornando, assim, o material mais denso. Quanto mais denso for o material de lastro, maiores serão os módulos de resiliência.

Pelas análises realizadas após o ensaio triaxial cíclico, foi possível observar que a inserção da geogrelha na camada de lastro diminui a produção de finos gerados, tanto pelo contato entre as partículas, quanto pela fratura entre os grãos. Isso é benéfico para camada de lastro, uma vez que diversos autores relatam que a presença de finos reduz a permeabilidade da camada de lastro e aumenta os ciclos de manutenção.

Após o ensaio triaxial, também foi possível observar que nenhuma partícula utilizada na camada havia sofrido quebra por fratura e que o aparamento prévio das arestas foi benéfico para o conjunto, pois proporcionou o aumento da área de contato entre os grãos e evitou possíveis quebras nas arestas. Ressalta-se que essas conclusões são válidas para os materiais utilizados nessa pesquisa.

Além disso, mostrou-se, por meio da moldagem de partículas com outras formas, a possibilidade de se trabalhar com diversas formas de agregados utilizando o material desenvolvido nessa pesquisa. Com isso, pode-se avaliar o efeito de diferentes formas de agregado no módulo resiliente do material, bem como, na deformação permanente da camada de lastro.

6. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Em virtude dos resultados obtidos, propõem-se algumas modificações na metodologia do trabalho desenvolvido, com o intuito de avaliar a influência de outros parâmetros, tais como:

- Variação da forma do agregado, como esférica e tetraédrica, usando reforço com geogrelha e comparação com resultados obtidos por Miao *et al.*, (2016), onde avaliou-se o efeito da forma da partícula em modelagem DEM de comportamento de arrancamento de geogrelha de lastro reforçado;
- Realização de ensaios de deformação permanente, para o material desenvolvido e para um material natural britado, a fim de avaliar os benefícios, em nível de deformação permanente, do material desenvolvido quando comparado com o material usualmente utilizado na camada de lastro: agregado britado; realização de mais de um ensaio por material, a fim de poder comparar seu comportamento em mesmas condições e, assim, obter resultados mais precisos.
- Avaliação da variação do efeito escala, com o objetivo analisar a influência da redução do modelo nos seus resultados, quando comparados a um modelo em grande escala;
- Avaliação da influência da variação da resistência do material, em ensaios de módulo resiliente e deformação permanente, desenvolvendo partículas com resistências superiores a 130MPa e realização de ensaios para análise microestrutural. Em conjunto, modificação de parâmetros geométricos da geogrelha, como abertura e geometria, e outras posições dentro da camada de lastro, analisando a influência na camada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVA-HURTADO, J.E. A methodology to predict the elastic and inelastic behavior of railroad ballast. PhD Dissertation, Report No. OUR80-240D, Department of Civil Engineering, University of Massachusetts, Amherst, Massachusetts, 1980.

ALVA-HURTADO, J. E., SELIG, E. T. Permanent strain behavior of railway ballast. Proceedings of 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Pergamon Press: New York, p. 543–546, 1981.

AREMA. Manual for Railway Engineering. American Railway Engineering, 2009.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. NBR 5564: Via Férrea – Lastro-Padrão. Rio de Janeiro, 2011.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 12553: Geossintéticos – Terminologia. Rio de Janeiro, 2003.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR ISO 10319: Geossintéticos — Ensaio de tração faixa larga. Rio de Janeiro, 2013.

Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT)
<http://portal.antt.gov.br/index.php/content/view/4751/Ferroviaria.html> - Acesso em 21/05/2019.

American Society for Testing and Materials (ASTM International) Designation: D6928 – 17. Standard Test Method for Resistance of Coarse Aggregate to Degradation by Abrasion in the Micro-Deval Apparatus¹.

AÏTCIN, P.C. Concreto de alto desempenho. 1. ed. São Paulo: PINI, 2000.

AZMEE, N. M, SHAFIQ, N. Ultra-high performance concrete: From fundamental to applications. Case studies in construction materials, 2018, p.3.

BATHURST, R.J., RAYMOND, G.P.: Geogrid reinforcement of ballasted track. Transportation Research Record, TRB, Vol. 1153, 1987, p. 8–14.

BERNUCCI, L. B., MOTTA, L. M. G., CERATTI, J. A. P., SOARES, J. B. Pavimentação Asfáltica. Formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro: Petrobrás, ABEDA, 2007, p. 501.

BROWN, S. F., KWAN, J., N. H. "Identifying the key parameters that influence geogrid reinforcement of railway ballast." *Geotextiles and Geomembranes*, 2007, 25 (6), p. 326-335.

BUTTIGNOL, T. E. T., SOUSA, J. L. A. O., BITTENCOURT, T. N. Ultra High-Performance Fiber-Reinforced Concrete (UHPFRC): a review of material properties and design procedures. IBRACON, 2017.

CASTELLO BRANCO, J. E. S. A segregação da infraestrutura como elemento reestruturador do sistema ferroviário de carga no Brasil. Tese de doutorado em Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2008, p. 219.

CHAN, F. W. K. Permanent deformation resistance of granular layers in pavements. University of Nottingham, 1990, p. 255.

CHRISMER, S. M. Considerations of factors affecting ballast performance. Bulletin 704 of the American Railway Engineering Association. Vol. 87, 1986, p. 118-150.

COIMBRA, M.V. A Manutenção na Via Permanente Ferroviária. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transporte. Instituto Militar de Engenharia, 2006, p.38.

COLLINS, I. F., BOULBIBANE, M. Geomechanical Analysis of Unbound Pavements Based on Shakedown Theory. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 126, No. 1, 2000, p 50-59.

CORDEIRO, G. C. Utilização de Cinzas Ultrafinas do Bagaço de Cana-de-Açúcar e da Casca de Arroz como Aditivos Minerais em Concreto. Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, 2006.

CORDEIRO, C. G., MAIOLI, G. V., VIEIRA, A. P., LEITE, M. B. Recycled concrete aggregates from different sources: characterization and use in structural concrete. III Progress of Recycling in the Built Environment. São Paulo, 2015, p.8.

COSTA, C. C. Proposição de dispositivo de medidas "in situ" para avaliação do comportamento mecânico de lastro ferroviário: Estudo de caso na Estrada de Ferro Carajás. Dissertação de mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2016, p. 23.

DAHLBERG, T. Some railroad settlement models – a critical review Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Vol. 215, Part F, 2001, p. 289-300.

DAS, B.; Use of geogrid in the construction of railroads. Springer International Publishing Switzerland, 2016, p. 2-3.

DAYRELL, F. de O. Metodologia geotécnica sustentável para credenciamento da escória de aciaria como lastro ferroviário. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), 2013.

DE LARRARD, F., Concrete Mixture Proportioning: A Scientific Approach, Modern Concrete Technology Series, vol. 9, E&FN SPON, London, 1999.

DELGADO, B. G, FONSECA, A. V., FORTUNATO, E. e MAIA, P. Mechanical behavior of inerte steel slag ballast for heavy haul rail track: Laboratory evaluation. Transportation Geotechnics, 2019.

DIYALJEE, V. A. Effects of stress history on ballast deformation. Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 8, 1987, p. 909–914.

ESVELD, C. Modern railway track. MRT Productions, 2001, p. 654.

EUROPEAN STANDARD EN 13286-7. Unbound and hydraulically bound mixtures - Part 7: Cyclic load triaxial test for unbound mixtures, 2004.

FESTAG, G., KATZENBACH, R. Material behaviour of dry sand under cyclic loading. Proceeding of the fifteenth international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Vol1. Istanbul, 2001, p. 87-90.

FORMAGINI, S. Dosagem científica e caracterização mecânica de concretos de altíssimo desempenho. Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Coordenação dos programas de pós-graduação em engenharia – COPPE-UFRJ. Rio de Janeiro, 2006.

FORTUNATO, E. Renovação de Plataformas ferroviárias. Estudos relativos à capacidade de Carga. Porto, 2005, p. 61- 94 -230.

FRAZÃO, E.B.; PARAGUASSÚ, A.B. Materiais Rochosos para Construção. Geologia de Engenharia, São Paulo: ABGE, 1998. p. 331-342.

FRAZÃO, E. B. Agregados para a construção civil no Brasil – CETEC. 2007.

GIROUD, J. P. Poisson's ratio of unreinforced geomembranes and nonwoven geotextiles subjected to large strains. . Geotextiles and geomembranes, 2004.

GOMES, R. C. (1993). Interação Solo - Reforço e Mecanismos de Ruptura em Solos Reforçados com Geotêxteis. Tese de Doutorado em Geotecnia. USP. São Carlos. p. 116.

HAY, W. W. Railroad Engineering. 2nd Edition. Wiley Interscience, 1982, p. 758.

HAN, B., LING, J., SHU, X., SONG, W., BOUDREAU, R. L., HU, W. e HUANG, B. Quantifying the effects of geogrid reinforcement in unbound granular base. Geotextiles and geomembranes, 2019.

HUSSAINI, S. K. K., INDRARATNA B., VINOD, J. S. A laboratory investigation to assess the functioning of railway ballast with and without geogrids. Transportation Geotechnics, 2016, p. 2.

INDRARATNA, B., KHABBAZ, H., SALIM, W., LACKENBY, J. AND CHRISTIE, D. Ballast characteristics and the effects of geosynthetics on rail track deformation. International Conference on Geosynthetics and Geoenvironmental Engineering, Mumbai, India, 2004, p. 3–12.

INDRARATNA, B., LACKENBY, J., and CHRISTIE, D. "Effect of confining pressure on the degradation of ballast under cyclic loading." Geotechnique, 55 (4), 2005, p. 325-328.

INDRARATNA, B., SALIM, W. Mechanics of ballasted rail tracks: a geotechnical perspective. Taylor & Francis Group plc. Londres, 2005, 248 pp.

INDRARATNA, B., SALIM, W., RUJIKIATKAMJORN, C. Advanced rail geotechnology ballasted track. Taylor & Francis Group, London, UK, 2011.

INDRARATNA, B., HUSSAINI, S. K. K., VINOD, J. S. The lateral displacement response of geogrid-reinforced ballast under cyclic loading. Geotextiles and Geomembranes, 2013, p. 6.

INDRARATNA, B., SUN. Y., NIMBALKAR. S. Laboratory Assessment of the Role of Particle Size Distribution on the Deformation and Degradation of Ballast under Cyclic Loading. American Society of Civil Engineers, 2016, p.1.

IONESCU, D. Evaluation of the engineering behaviour of railway ballast. PhD Thesis, University of Wollongong, 2004.

JOHNSON, K. L. Plastic Flow, Residual Stresses, and Shakedown in Rolling Contact. Proc., 2nd International Conference on Contact Mechanics and Wear of Rail/Wheel Systems, University of Rhode Island, Kingston, University of Waterloo Press, Ontario, Canadá, 1986.

JÚNIOR, L. E. S. Tecnologias de manutenção de lastro de pedra. Monografia de especialização em Transporte Ferroviário de Carga do Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2008, p. 20.

KACHI, T., KOBAYASHI, M. SEKI, M., e KOSEKI, J. Reinforcement of railway ballasted track with geosynthetic bags for preventing derailment. Geosynthetics International 2013.

KLINCEVICIUS, M. G. Y. Estudo de propriedade de tensões do comportamento mecânico de lastros ferroviários. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2011, p. 19-21-43-171.

LACKENBY, J., INDRARATNA, B., MCDOWELL, G., Christie, D. "Effect of confining pressure on ballast degradation and deformation under cyclic triaxial loading." Geotechnique, 57 (6), 2007, p. 527-536.

LAMBE, T.W., WHITMAN, R.V. Soil Mechanics – New York: John Willey & Sons, 1969, p. 553.

LEKARP, F., ISACSSON, U., DAWSON, A. State of the art I: Resilient response of unbound aggregates. Journal of Transportation Engineering, ASCE. Vol. 126, No.1, 2000, p. 66-75.

LI, N., WANG, H., MA, B., LI, R. Investigation of unbound granular material behavior using precision unbound material analyzer and repeated load triaxial test. Transportation Geotechnics, 2018.

MACHADO, A.R. (2006) – "Via Permanente". Dissertação de Mestrado.

MEDINA, J., MOTTA, L. M. G. Mecânica dos pavimentos, 2ª ed., 2005, p.509.

MEHRJARDI, G. T., KHAZAEI, M. Scale effect on the behaviour of geogrid-reinforced soil under repeated loads. Geotextiles and Geomembranes, 2017, p.1.

MELO, L. R. T. Monitoração de Modelos Físicos Reduzidos para Investigação do Comportamento de Estruturas em Escala Real. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011, p. 180.

MENDES, M.J.A. Comportamento carga-alongamento de geotêxteis não tecidos submetidos à tração confinada. Dissertação (mestrado) – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2010, p.15.

MERHEB, A. Análise mecânica do lastro ferroviário por meio de ensaios triaxiais cíclicos. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2014, p. 22-23-44-52-64.

MERHEB, A., MOTTA, R., BERNUCCI, L., MOURA, E., COSTA, R., VIEIRA, T., SGAVIOLI, F. Equipamento triaxial cíclico de grande escala para análise mecânica de lastro ferroviário. Transportes v. 22, n. 3, 2014, p.54.

MIAO, C., ZHENG, J. ZHAND, R., CUI, L. DEM modeling of pullout behavior of geogrid reinforced ballast: The effect of particle shape. Computers and Geotechnics, 2016.

MOLITORIS, J. Perspectivas Econômicas. Revista Eletrônica do Departamento de Estados dos EUA, Vol.5 Nº3, outubro de 2000. Disponível: <http://usinfo.state.gov/journals/ites/1000/ijep/toc.htm>. Acesso: 17/11/2017.

MUNIZ, L.F., SPADA, J.L.G. Apostila de Manutenção de Via Permanente Ferroviária, Rio de Janeiro, Instituto Militar de Engenharia, 2006.

NABAIS, R. J. S. Manual básico de engenharia ferroviária. Editora Oficina de textos, 2014.

PARDO, J. A. R. Metodologia para análise e gestão de riscos em projetos de pavimentos ferroviários. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009, p. 123.

PESSANHA, C. A. Estudo do efeito do processo executivo de estacas em maciços arenosos através de modelos reduzidos de laboratório em diferentes escalas. Dissertação de Mestrado. Centro de Ciência e tecnologia. Laboratório de engenharia civil, Universidade Estadual Norte fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, 2014.

PINTO, C. S. Influência da granulometria das areias na capacidade de carga investigada por meio de modelos. Publicação Nº. 823 do Instituto de Pesquisas Tecnológicas, São Paulo, 1969, p. 117.

PINTO, C. S. Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas. 3a Edição, São Paulo: Oficina de Textos, 2000, p. 247.

RAYMOND, G. P. (1985), "Analysis of Track Support and Determination of Track Modulus" Transportation Research Record 1022, TRB, National Research Council, Washington, D. C., 1985 p. 80-90.

RAYMOND, G.P., WILLIAMS, D.R. Repeated load triaxial tests on dolomite ballast. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104 (GT 7), 1978, p. 1013–1029.

REINHORN, A. M. (2008). Experimental Methods in Structural Engineering. Lecture Notes of Departamento of Civil. Structural and Environmental Engineering of University at Buffalo, Buffalo, New York.

REMEDIO, M. Caracterização tecnológica de agregados para uso como lastro de trem de alta velocidade – trecho Campinas / São Paulo. Dissertação e Mestrado. Escola e Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2017, p. 39-40.

RODRIGUES, C. A. Métodos de manutenção de via permanente. In: J.E.S. Castelo Branco e R Ferreira (edit.), Tratado de estradas de ferro, v. 2. Rio de Janeiro, 2002.

SELIG, E. T., WATERS, J. M. Track geotechnology and substructure management. Thomas Telford Services Ltd. Londres, 1994, p. 2.9 - 446.

SEVI, A. S. Physical modelling of railroad ballast using parallel gradation scaling technique within the cyclical triaxial framework. Tese de doutorado. Missouri University of science and Technology, 2008, p. 137.

SEVI, A., GE, L. "Cyclic behaviors of railroad ballast within the parallel gradation scaling framework." J. Mater. Civ. Eng., 2012, p.797–804.

SHARPE P., BROUGH M., DIXON, J. "Geogrid trials at Coppull Moor on the West Coast Main Line." Railway Foundations, 6, 2006, p. 367-375.

SHENTON, M.J. Deformation of railway ballast under repeated loading conditions. In: Kerr (ed.): Railroad Track Mechanics and Technology. Proc. of a symposium held at Princeton Univ., 1975, p. 387–404.

SIEIRA A. C. C. F. Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha – Tese de Doutorado, PUC - Rio, 2003, p. 45-46.

SILVA, F.H.P., RAMIRES, M.C.P. Aplicação de geogrelha no controle da contaminação do lastro ferroviário, 2015, p. 6-9.

SILVA, F.H.P. Estudo do comportamento de um lastro ferroviário sob carga repetida em modelo físico de verdadeira grandeza. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, 2018, p. 13.

SINGH, N. B. Highly reactive β -Dicalcium silicate for ultra high performance concrete. Department of Chemistry D. D. U. Gorakhpur University Gorakhpur. INDIA. 2004.

SKOGLUND, K. A. A study of Some Factors in Mechanistic Railway Track Design, Ph.D. dissertation, Norwegian University of Science and Technology, 2002.

STOPATTO, S. Via permanente ferroviária: Conceitos e aplicações. São Paulo, Editora da Universidade de São Paulo, 1987.

SUN, Y., ZHENG. C. Breakage and shape analysis of ballast aggregates with different sizedistributions. Particuology, 2016, p.8.

TUTIKIAN, F. B., ISAIA, C. G. e HELENE, P. Concreto de alto e ultra-alto desempenho. Capítulo 36, IBRACON, 2011.

TUTUMLUER, E., HUANG, H., HASHASH, Y.M.A., GI, J. “AREMA Gradations Affecting Ballast Performance Using Discrete Element Modeling (DEM) Approach”, 2009.

VERTEMATTI, J. C. Manual Brasileiro de Geossintéticos, Editora Edgard Blücher – São Paulo, 2004, p. 4-6.

VIZCARRA, G. O. C. Efeito da granulometria no comportamento mecânico de lastro ferroviário. Tese de doutorado em Engenharia Civil na PUC-RIO. Rio de Janeiro, 2015, p. 22.

WALLS, J. C., GALBREATH LL. Railroad ballast reinforcement using geogrids. Proc Geosynth 1987, p. 38–45.

WATTERS, B. R., KLASSEN, M. J., CLIFTON, A. W. Appendix: CP Rail specification for ballast. Transportation Research Record, TRB, 1987, p. 59-63.

VISWANADHAM, B. V. S, KÖNIG. D. Studies on scaling and Instrumentation of a geogrid. Geotextiles and Geomembranes, 2004.