



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES
PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES**

SARAH DENISE VASCONCELOS BASTOS

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECANÍSTICO-EMPÍRICO DE MATERIAIS
ALTERNATIVOS E CIMENTÍCIOS EM CAMADAS DE PAVIMENTOS**

FORTALEZA-CE

2024

SARAH DENISE VASCONCELOS BASTOS

ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECANÍSTICO-EMPÍRICO DE MATERIAIS
ALTERNATIVOS E CIMENTÍCIOS EM CAMADAS DE PAVIMENTOS

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Doutor em Engenharia de Transportes. Área de concentração: Infraestrutura de Transportes.

Orientadora: Profa. Dra. Suelly Helena de Araújo Barroso.

FORTALEZA

2024

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Sistema de Bibliotecas
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

V451e Vasconcelos Bastos, Sarah Denise.

Estudo do comportamento mecânico-empírico de materiais alternativos e cimentícios em camadas de pavimentos / Sarah Denise Vasconcelos Bastos. – 2024.
310 f. : il. color.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Fortaleza, 2024.

Orientação: Prof. Suelly Helena de Araújo Barroso.

1. Cinzas. 2. Solos. 3. Solo-Cimento. 4. Deformação Permanente. 5. Fadiga. I. Título.

CDD 388

SARAH DENISE VASCONCELOS BASTOS

ESTUDO DAS PROPRIEDADES MECANÍSTICAS-EMPÍRICAS DE DIFERENTES
MATERIAIS E SUAS APLICAÇÕES EM SUBCAMADAS DE PAVIMENTOS

Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para obtenção do Título de Doutor em Engenharia de Transportes. Área de concentração: Infraestrutura de Transportes.

Orientadora: Profa. Dra. Suelly Helena de Araújo Barroso.

Aprovada em: 27/06/2024.

BANCA EXAMINADORA

Profa. Dra. Suelly Helena de Araújo Barroso (Orientadora)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Jefferson Lins da Silva (Examinador Externo)
Universidade de São Paulo (USP)

Profa. Dra. Lilian Medeiros Gondim (Examinadora Externa)
Universidade Federal do Cariri (UFCA)

Profa. Dra. Carla Beatriz Costa de Araújo (Examinadora Interna)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Carlos Augusto Uchoa (Examinador Interno)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Francisco Heber Lacerda de Oliveira (Examinador Interno)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

À Deus, pelas realizações pessoais e pela força e coragem durante toda esta caminhada. Porque Dele, por meio Dele e para Ele são todas as minhas conquistas.

À minha mãe Ivone (*in memoriam*) com todo o meu amor e gratidão. Minha heroína que me deu apoio, incentivo nas horas difíceis, de desânimo e de cansaço. Agradeço pelo incentivo, amor, carinho e generosidade de sempre. A senhora foi a minha fortaleza, Mãe!

Ao meu filho, Ícaro Filho, que já é a razão da minha existência. A minha história ganhou o melhor capítulo de todos depois que você entrou na minha vida.

Ao meu pai e ao meu irmão, minha eterna gratidão. Sem vocês nada disso seria possível. Muito obrigada pelo incentivo, pelos sábios conselhos e por serem meus maiores incentivadores.

Ao meu marido, Ícaro. Com você a caminhada se tornou bem menos árdua. Muito obrigada por estar sempre ao meu lado, por vibrar comigo em cada conquista e pelo carinho, amor e momentos de felicidades por quais passamos juntos.

À minha orientadora, Dra. Suelly Barroso, minha eterna gratidão. Pela ajuda e incentivo nos momentos de maiores dificuldades. Minha admiração e respeito vão muito além de qualquer orientação acadêmica. A senhora é luz em minha caminhada. Grata por todos os ensinamentos e conselhos e também pela confiança, empenho e dedicação.

Agradeço aos professores membros da banca, Prof. Jefferson Lins da Silva, Profa. Lilian Medeiros Gondim, Profa. Carla Beatriz Costa de Araújo, Prof. Carlos Augusto Uchoa e Prof. Francisco Heber Lacerda de Oliveira que gentilmente aceitaram ao convite para participar da banca avaliadora. Grata pela disponibilidade e pelos conhecimentos compartilhados.

Aos amigos do CT Asfalto, grata pela convivência durante o período de doutorado e por toda ajuda sempre que eu precisava. Agradecimento especial a Ana Tália, Levi, Annie e a Iolanda pela amizade e pelos momentos de descontração vivenciados nessa longa caminhada. Vocês são demais!

Ao laboratorista do grupo de solos, Ricardo, pelo auxílio ao desenvolvimento deste estudo. Você faz toda a diferença dentro do laboratório.

Aos professores do curso de Pós-graduação em Engenharia de Transportes por toda contribuição à minha formação acadêmica/profissional.

À Aneel (órgão regulador) e a Energia Pecém e Eneva pelo financiamento de parte da pesquisa.

Ao DNIT pela concessão de bolsa de estudos utilizada para realização desta pesquisa.

A todos que direta ou indiretamente fizeram parte da minha formação: o meu muito obrigada.

RESUMO

A política ambiental cada vez mais austera, associada à diminuição da oferta e à elevação dos custos dos recursos naturais utilizados na construção da infraestrutura viária, conduzem os pesquisadores a estudar a viabilidade técnica, ambiental e financeira e/ou econômica de materiais residuais e de misturas estabilizadas como matéria prima para aplicação sustentável em obras de engenharia. Esta pesquisa tem como desafio motivador contribuir para o estudo do comportamento de diversos materiais (solos, de cinzas de termelétrica e de misturas estabilizadas cinza-cal e solo-cimento) para fins de pavimentação, por meio da concepção e execução de um Trecho Experimental com cinzas; da criação de um Manual de Aplicação de Cinzas em Pavimentação; da proposição de modelos de predição da deformação permanente (DP) em solos; e do estudo do comportamento mecânico de misturas solo-cimento à luz de propriedades mecanicistas, como DP e fadiga. Para tanto, a tese foi organizada em 8 capítulos, Introdução, Referencial Teórico, Artigo 1, Artigo 2, Artigo 3, Artigo 4, Artigo 5 e Conclusões. Na pesquisa contemplaram-se todos os ensaios físicos e mecânicos que resultaram na proposição do projeto estrutural de pavimento do trecho, bem como as etapas pertinentes à execução, observando-se particularidades do material trabalhado, que serão documentadas com o intuito de assistir às aplicações das cinzas na pavimentação. O manual de boas práticas de execução de camadas de pavimentos com cinzas de carvão desenvolveu diretrizes práticas à utilização de cinzas na pavimentação, propondo metodologias de uso e especificações técnicas de serviço para utilização desse material na área rodoviária. O modelo de predição da DP de solos da Região Metropolitana de Fortaleza foi criado, a partir da técnica de Redes Neurais Artificiais, tendo-se como variáveis explicativas o Índice de Suporte Califórnia (ISC), tensão confinante, tensão desvio, Módulo de Resiliência (MR), classificação AASHTO e número de ciclos (N). O modelo final possui uma arquitetura formada por 6 neurônios na camada de entrada, 20 neurônios na primeira camada intermediária, 10 na segunda camada intermediária e 1 neurônio na camada de saída (6:20:10:1). Com relação às misturas cimentadas, o incremento no teor de cimento e na idade de cura em misturas solo-cimento promoveu melhora nos parâmetros de resistência e de rigidez nas amostras ensaiadas. No que se refere ao parâmetro de Deformação Permanente, constatou-se a tendência de estabilização das deformações plásticas a partir de 6000 ciclos de aplicação de carga no ensaio triaxial, comprovando-se essa tendência por meio de análises no *software* MeDiNa. Em termos de fadiga, modelos de vida de fadiga de misturas cimentadas foram gerados, procedendo-se a análises mecanísticas-empíricas

do comportamento das misturas investigadas como base e sub-base de pavimentos rodoviários. Assim, os estudos aqui desenvolvidos podem orientar novos projetos que optem por utilizar materiais residuais advindos de termelétricas e misturas solo-cimento em camadas de pavimentos, possibilitando melhor previsão do desempenho dos pavimentos a partir da análise por rotinas mais mecanicistas.

Palavras-chave: Cinzas; Solos; Solo-Cimento; Pavimento; Deformação Permanente; Fadiga

ABSTRACT

The increasingly austere environmental policy, associated with the decrease in supply and the increase in the costs of natural resources used in the construction of road infrastructure, leads researchers to study the technical, environmental and financial and/or economic viability of waste materials and mixtures stabilized as raw material for sustainable application in engineering works. The motivating challenge of this research is to contribute to the study of the behavior of various materials (soil, thermoelectric ash and stabilized ash-lime and soil-cement mixtures) for paving purposes, through the design and execution of an Experimental Section with ash; the creation of a Manual for the Application of Ash in Paving; the proposition of models for predicting permanent deformation (DP) in soils; and the study of the mechanical behavior of soil-cement mixtures in light of mechanistic properties, such as DP and fatigue. To this end, the thesis was organized into 8 chapters, Introduction, Theoretical Framework, Article 1, Article 2, Article 3, Article 4, Article 5 and Conclusions. The research included all the physical and mechanical tests that resulted in the proposal of the structural pavement project for the section, as well as the stages relevant to the execution, observing particularities of the material worked on, which will be documented with the aim of assisting the applications of the Ashes on the pavement. The manual of good practices for the execution of pavement layers with coal ash developed practical guidelines for the use of ash in paving, proposing usage methodologies and technical service specifications for the use of this material in the road area. The soil PD prediction model in the Metropolitan Region of Fortaleza was created using the Artificial Neural Networks technique, with the California Support Index (ISC), confining tension, deviation tension, Resilience Modulus (MR), AASHTO classification and number of cycles (N). The final model has an architecture formed by 6 neurons in the input layer, 20 neurons in the first intermediate layer, 10 in the second intermediate layer and 1 neuron in the output layer (6:20:10:1). In relation to cemented mixtures, the increase in cement content and curing age in soil-cement mixtures promoted an improvement in the resistance and stiffness parameters in the tested samples. With regard to the Permanent Deformation parameter, a tendency for plastic deformations to stabilize after 6000 load application cycles in the triaxial test was observed, confirming this trend through analyzes in the MeDiNa software. In terms of fatigue, fatigue life models of cemented mixtures were generated, carrying out mechanistic-empirical analyzes of the behavior of the mixtures investigated as the base and sub-base of road pavements. Therefore, the studies developed here can guide new projects that choose to use

waste materials from thermoelectric plants and soil-cement mixtures in pavement layers, enabling better prediction of pavement performance based on analysis using more mechanistic routines.

Keywords: Ash; Soils; Soil-Cement; Floor; Permanent Deformation; Fatigue

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Esquema da estrutura dos artigos desenvolvidos na tese de doutorado.....	25
Figura 2 – Microscopia eletrônica: (a) Solo sozinho; (b) Solo +20% cinzas volantes; (c) Solo +20% cinzas volantes +8,5% de cal.....	31
Figura 3 – Morfologia das cinzas pesadas.....	33
Figura 4 – Sistema de pavimento para estimativa da deformação permanente.....	38
Figura 5 – Classificação dos afundamentos	39
Figura 6 – Teoria do Shakedown: resposta de estrutura elasto-plástica submetida a carregamento repetitivo	42
Figura 7 – Estágios existentes em um processo de fadiga	51
Figura 8 – Comportamento típico de uma camada de base estabilizada com cimento sob carregamentos cíclicos.....	52
Figura 9 – Tipos de ensaios para avaliação da fadiga: (a) tração direta uniaxial; (b) flexão dois pontos com base engastada; (c) flexão três pontos; (d) flexão quatro pontos; (e) tração por compressão diametral.....	53
Figura 10 – Localização da termelétrica de estudo	63
Figura 11 – Procedimentos adotados na primeira etapa metodológica	64
Figura 12 – Procedimentos adotados na segunda etapa metodológica.....	66
Figura 13 – Procedimentos adotados na terceira etapa metodológica.....	68
Figura 14 – Trecho experimental com marcações das estacas	69
Figura 15 – Projeto estrutural proposto com $N = 10^7$	72
Figura 16 – Execução do trecho experimental: (a) umidades elevadas e perda de rigidez na sub-base; (b) microfissuras na sub-base; (c) sacos de cal com espaçamentos não uniforme na base; (d) homogeneização não eficiente na base.....	77
Figura 17 – Resultados dos ensaios para camada de base: (a) ISC; (b) RCS.....	80
Figura 18 – Resultados do MR médio das misturas de base	82
Figura 19 – Fluxograma metodológico	87
Figura 20 –Termelétrica de estudo: (a) localização; (b) módulo I	88
Figura 21 – Escopo do manual de utilização de cinzas de carvão mineral	91
Figura 22 – Problemas na execução da sub-base de solo+cinza: (a) afundamentos excessivos; (b) microfissuras	93
Figura 23 – Problemas na execução da base de cinza-cal: (a) desagregações; (b) espaçamento de cal inadequado	94
Figura 24 – Falhas na imprimação: (a) falha de bico; (b) ausência do ligante em alguns trechos.....	94
Figura 25 – Fluxograma decisório para aplicação das cinzas em subcamadas dos pavimentos	96
Figura 26 – Manual de utilização das cinzas de carvão na pavimentação	104
Figura 27 – Fluxograma metodológico	110

Figura 28 – Mapas temáticos da RMF: (a) mapa viário; (b) mapa de vegetação; (c) mapa da hidrogeologia e (d) mapa pedológico.....	112
Figura 29 – Localização das amostras coletadas.....	113
Figura 30 – Curvas granulométricas dos solos coletados.....	117
Figura 31 – Curvas de compactação das amostras coletadas	118
Figura 32 – Curvas de deformação permanente para as amostras: (a) SG1; (b) SG2; (c) CAU 2; (d) MAR 1; (e) PAC 1; (f) PAJ 1; (g) EUS 1 e (h) FOR 1 (continua).....	122
Figura 33 – Acúmulo de DP nos ensaios realizados para as amostras	123
Figura 34 – Variação da taxa de crescimento da DP pela deformação vertical acumulada: a) SG1; b) SG2; c) CAU 2; d) MAR 1; e) PAC 1; f) PAJ 1; g) EUS 1; h) FOR 1 (continua)	124
Figura 35 – Arquitetura da rede neural escolhida	129
Figura 36 – Performance do modelo neural escolhido.....	130
Figura 37 – Correlação da DP do modelo final com arquitetura 5:15:1e a DP real:	131
Figura 38 – Localização dos solos coletados	136
Figura 39 – Curvas granulométricas dos solos em estudo	140
Figura 40 – Curvas de compactação das amostras estudadas	142
Figura 41 – Curvas de compactação das misturas solo-cimento comparativamente aos solos naturais: a) SG, SG (3%) e SG (6%); b) CAU, CAU (3%) e CAU (6%); c) MAR, MAR (3%) e MAR (6%); d) PAC, PAC (3%) e PAC (6%); e) PAJ, PAJ (3%) e PAJ (6%).	143
Figura 42 – RCS média em função: (a) idade de cura e (b) teor de cimento	145
Figura 43 – Módulo de resiliência em função da tensão de confinamento para as amostras ensaiadas: (a) SG; (b) CAU; (c) MAR; (d) PAC e (e) PAJ.....	149
Figura 44 – Resultados de DP da amostra SG (3%) e SG (6%) com 7 dias de cura	151
Figura 45 – Resultados de DP da amostra SG (3%) e SG (6%) com 28 dias de cura	152
Figura 46 – Resultados de DP da amostra CAU (3%) e CAU (6%) com 7 dias de cura	155
Figura 47 – Resultados de DP da amostra CAU (3%) e CAU (6%) com 28 dias de cura	155
Figura 48 – Resultados de DP da amostra MAR (3%) e MAR (6%) com 7 dias de cura	157
Figura 49 – Resultados de DP da amostra MAR (3%) e MAR (6%) com 28 dias de cura	157
Figura 50 – Resultados de DP da amostra PAC (3%) e PAC (6%) com 7 dias de cura	159
Figura 51 – Resultados de DP da amostra PAC (3%) e PAC (6%) com 28 dias de cura	159
Figura 52 – Resultados de DP da amostra PAJ (3%) e PAJ (6%) com 7 dias de cura.....	161
Figura 53 – Resultados de DP da amostra PAJ (3%) e PAJ (6%) com 28 dias de cura.....	161
Figura 54 – Variação da taxa de crescimento da dp pela deformação vertical acumulada: a) SG 7 dias; b) SG 28 dias; c) CAU 7 dias; d) CAU 28 dias; e) MAR 7 dias; f) MAR 28 dias; g) PAC 7 dias; h) PAC 28 dias; i) PAJ 7 dias; j) PAJ 28 dias (continua)	163
Figura 55 – Correlação da DP acumulada a cada 1000 ciclos com a DP acumulada de 10000 ciclos	166
Figura 56 – Estrutura do pavimento a ser dimensionado no <i>software</i> MeDiNa.....	169
Figura 57 – Localização das amostras.....	176

Figura 58 – Curvas granulométricas dos solos coletados.....	177
Figura 59 – Configuração da estrutura de referência: (a) Tráfego 5×10^6 ; (b) Tráfego 10^8	181
Figura 60 – RTCD média em função: (a) Idade de Cura e (b) Teor de Cimento.....	185
Figura 61 – Vida de fadiga em função da relação entre tensões: (a) CAU 7 dias; (b) CAU 28 dias; (c) MAR 7 dias; (d) MAR 28 dias; (e) PAC 7 dias; (f) PAC 28 dias; (f) PAJ 7 dias e (g) PAJ 28 dias	188
Figura 62 – Configuração da estrutura semirrígida (a) e semirrígida invertida (b) para tráfego 5×10^6	191
Figura 63 – Tráfego $N=5.10^6$: evolução da área trincada (a) e dos afundamentos plásticos (b) das estruturas com as misturas estabilizadas em camada de base.	192
Figura 64 – Tráfego $N=5.10^6$: evolução da área trincada (a) e dos afundamentos plásticos (b) das estruturas com as misturas estabilizadas em camada de sub-base.	193
Figura 65 – Configuração da estrutura de pavimento semirrígido e semirrígido invertido para tráfego 10^8 : a) Amostras CAU e PAC em camada de base; b) Amostras CAU e PAC em camada de sub-base.	194
Figura 66 – Tráfego $N=10^8$: evolução da área trincada (a) e dos afundamentos plásticos (b) das estruturas com as misturas estabilizadas em camada de base.	195
Figura 67 – Tráfego $N=10^8$: evolução da área trincada (a) e dos afundamentos plásticos (b) das estruturas com as misturas estabilizadas em camada de sub-base.	196

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Modelos de deformação permanente	43
Tabela 2 – Misturas idealizadas por Vasconcelos (2018)	65
Tabela 3 – Trechos <i>versus</i> teor de cal adicionado às cinzas	69
Tabela 4 – Resultados mecânicos das misturas idealizadas por Vasconcelos (2018)	71
Tabela 5 – Resultados dos ensaios mecânicos das misturas na etapa de pré-execução do trecho	73
Tabela 6 – Resultados da compactação, ISC e expansão para as amostras de sub-base	77
Tabela 7 – Modelos de módulo de resiliência para as amostras de sub-base	78
Tabela 8 – Resultados da compactação das misturas moldadas em laboratório para camada de base ..	79
Tabela 9 – Resultados de MR de misturas moldadas em laboratório para camada de base	81
Tabela 10 – Principais documentos que orientaram as especificações de serviços com cinzas de carvão mineral	91
Tabela 11 – Problemas observados durante a execução do trecho e solução recomendada	95
Tabela 12 – Relação das tensões utilizadas nos ensaios triaxiais de cargas repetidas	114
Tabela 13 – Resultados de caracterização básica dos solos estudados	118
Tabela 14 – Resultados do MR das amostras avaliadas	119
Tabela 15 – Deformação permanente total das amostras avaliadas	121
Tabela 16 – Classificação dos solos quanto ao <i>shakedown</i>	126
Tabela 17 – Estatísticas básicas da base de dados	127
Tabela 18 – Matriz de correlação entre as variáveis	127
Tabela 19 – Arquiteturas de RNA analisadas	129
Tabela 20 – Desempenho da RNA gerada para o modelo de DP	130
Tabela 21 – Misturas idealizadas para realização do programa experimental	137
Tabela 22 – Relação das tensões utilizadas nos ensaios triaxiais de cargas repetidas	138
Tabela 23 – Resultados de caracterização dos solos estudados	141
Tabela 24 – Resultados dos ensaios de RCS para as misturas cimentadas	144
Tabela 25 – Resultados do MR médio das misturas estabilizadas	146
Tabela 26 – Constantes de regressão dos modelos de MR das misturas ensaiadas	147
Tabela 27 – Resultados dos ensaios de deformação permanente para a amostra SG (continua)	150
Tabela 28 – Resultados dos ensaios de deformação permanente para a amostra CAU	154
Tabela 29 – Resultados dos ensaios de deformação permanente para a amostra MAR	156
Tabela 30 – Resultados dos Ensaios de Deformação Permanente para Amostra PAC	158
Tabela 31 – Resultados dos ensaios de deformação permanente para a amostra PAJ	160
Tabela 32 – Classificação de comportamento quanto ao <i>shakedown</i>	165

Tabela 33 – Coeficiente angular entre a deformação acumulada a cada 1.000 ciclos de aplicação de carga e deformação final.	167
Tabela 34 – Parâmetros de DP para as misturas analisadas conforme Guimarães (2009)	168
Tabela 35 – Resultados do Dimensionamento no <i>Software</i> MeDiNa.....	170
Tabela 36 – Caracterização física dos solos coletados	177
Tabela 37 – Misturas idealizadas para realização do programa experimental	178
Tabela 38 – Resultados dos ensaios de Proctor, RCS e RTCD para as misturas cimentadas.....	182
Tabela 39 – Variação da RTCD com o teor de cimento e idade de cura	184
Tabela 40 – Vida de fadiga das misturas cimentadas	186
Tabela 41 – Parâmetros do modelo de vida de fadiga das misturas cimentadas	189
Tabela 42 – Parâmetros do modelo de vida de fadiga para inserção no MeDiNa (continua).....	190

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highways and Transportation Officials</i>
ABCM	Associação Brasileira de Carvão Mineral
Aneel	Agência Nacional de Energia Elétrica
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CBR	<i>California Bearing Ratio</i> (Índice de Suporte Califórnia)
CIPP	Complexo Industrial e Portuário do Pecém
DP	Deformação Permanente
DNER	Departamento Nacional de Estradas e Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EPE	Empresa de Pesquisa Energética
FGD	Flue Gas Desulfurization
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
IEA	<i>International Energy Agency</i>
IP	Índice de Plasticidade
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
IRI	<i>International Roughness Index</i>
LL	Limite de Liquidez
LMP	Laboratório de Mecânica dos Pavimentos
LP	Limite de Plasticidade
NCHRP	<i>National Cooperative Highway Research Program</i>
MSE	<i>Mean Squared Error</i>
MeDiNa	Método de Dimensionamento Nacional
MR	Módulo de Resiliência
PCC	Produto da Combustão do Carvão

RCS	Resistência à Compressão Simples
RMF	Região Metropolitana de Fortaleza
RNA	Redes Neurais Artificiais
RTCD	Resistência à Tração por Compressão Diametral
RTK	<i>Real Time Kinematic</i>
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
UFC	Universidade Federal do Ceará

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	Problemas de pesquisa	21
1.2	Objetivos.....	23
1.2.1	<i>Objetivo geral.....</i>	23
1.2.2	<i>Objetivos específicos.....</i>	23
1.3	Justificativa	23
1.4	Organização da pesquisa	24
1.5	Estrutura do documento	25
2	REVISÃO DA LITERATURA	28
2.1	Cinzas de carvão mineral em subcamadas de pavimentos	28
2.1.1	<i>Cinzas volantes de carvão mineral.....</i>	30
2.1.2	<i>Cinzas pesadas de carvão mineral</i>	32
2.1.3	<i>Utilização de cinzas de carvão mineral na pavimentação.....</i>	33
2.2	Deformação permanente em solos	37
2.2.1	<i>Fatores intervenientes na deformação permanente.....</i>	39
2.2.2	<i>A Teoria do shakedown.....</i>	40
2.2.3	<i>Modelos de deformação permanente</i>	43
2.2.4	<i>Redes neurais artificiais e sua aplicação na pavimentação.....</i>	45
2.3	Materiais estabilizados com cimento para pavimentação.....	47
2.3.1	<i>Aglomerantes hidráulicos.....</i>	47
2.3.2	<i>Aspectos inerentes às misturas de solo-cimento</i>	48
2.4	Fadiga em mistura cimentada	50
2.4.1	<i>Mecanismo de fadiga.....</i>	52
2.4.2	<i>Modelos de previsão de fadiga em misturas estabilizadas com cimento</i>	54
2.5	Considerações finais	58
3	ANÁLISE DA CONCEPÇÃO E CONSTRUÇÃO DE BASES E SUB-BASES DE PAVIMENTO SUSTENTÁVEL COM O USO DE CINZAS DE CARVÃO MINERAL ADVINDAS DE TERMELÉTRICAS NO ESTADO DO CEARÁ	60
3.1	Considerações iniciais	60
3.2	Materiais e métodos.....	63

3.2.1	<i>Etapa 1: Estudos preliminares para concepção do trecho experimental</i>	64
3.2.2	<i>Etapa 2: Pré-execução do trecho experimental</i>	66
3.2.3	<i>Etapa 3: Execução do trecho experimental</i>	68
3.3	Resultados e discussões	70
3.3.1	<i>Etapa 1: Estudos preliminares para concepção do trecho experimental</i>	70
3.3.2	<i>Etapa 2: Pré-execução do trecho experimental</i>	72
3.3.3	<i>Etapa 3: Execução do trecho experimental</i>	75
3.4	Conclusões	82
4	PROPOSIÇÃO DE UM MANUAL DE UTILIZAÇÃO DE CINZAS DE CARVÃO MINERAL PARA SUBCAMADAS DOS PAVIMENTOS	84
4.1	Introdução	84
4.2	Método	87
4.2.1	<i>Acompanhamento do trecho experimental</i>	88
4.2.2	<i>Proposição de um procedimento para aplicação de cinzas na pavimentação</i>	89
4.2.3	<i>Proposição das especificações de serviço com cinzas de carvão mineral</i>	90
4.2.4	<i>Proposição do manual de utilização de cinzas de carvão mineral na pavimentação</i>	90
4.3	Resultados e discussões	92
4.3.1	<i>Acompanhamento do trecho experimental</i>	92
4.3.2	<i>Proposição de um fluxograma decisório para aplicação de cinzas em subcamadas dos pavimentos</i>	95
4.3.3	<i>Proposição de especificações de serviço com cinzas de carvão mineral para aplicação em subcamadas dos pavimentos</i>	99
4.3.4	<i>Proposição do manual de utilização de cinzas de carvão mineral na pavimentação</i>	104
4.4	Conclusões	105
5	MODELAGEM DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM SOLOS DA REGIÃO METROPOLITANA DE FORTALEZA UTILIZANDO REDES NEURAIAS ARTIFICIAIS	107
5.1	Considerações iniciais	107
5.2	Materiais e métodos	110
5.2.1	<i>Caracterização da área de estudo</i>	111
5.2.2	<i>Definição do esforço amostral</i>	112

5.2.3	<i>Ensaaios laboratoriais</i>	113
5.2.4	<i>Tratamento e processamento dos dados</i>	114
5.2.5	<i>Modelagem</i>	115
5.3	Resultados e discussões	116
5.4	Conclusões	131
6	ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS DE SOLOS ESTABILIZADOS QUIMICAMENTE COM CIMENTO PARA PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS	133
6.1	Considerações iniciais	133
6.2	Materiais e métodos.....	135
6.3	Análise e discussão dos resultados	139
6.3.1	<i>Ensaaios de caracterização das amostras naturais</i>	139
6.3.2	<i>Ensaaios de caracterização mecânica das misturas cimentadas</i>	142
6.3.3	<i>Ensaaios de módulo de resiliência das misturas cimentadas</i>	146
6.3.4	<i>Ensaaios de deformação permanente nas misturas cimentadas</i>	150
6.3.5	<i>Análise da deformação permanente das misturas estabilizadas</i>	162
6.4	Conclusões	170
7	ESTUDO DO COMPORTAMENTO À FADIGA DE MISTURAS DE SOLOS ESTABILIZADOS QUIMICAMENTE COM CIMENTO PARA PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS	173
7.1	Considerações iniciais	173
7.2	Materiais e métodos.....	176
7.3	Análise e discussão dos resultados	181
7.4	Conclusões	196
8	CONCLUSÕES, SUGESTÕES E RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS	198
8.1	Principais contribuições da tese	198
8.2	Principais limitações da tese	200
8.3	Sugestões e recomendações para estudos futuros	201

1 INTRODUÇÃO

Um dos grandes desafios atuais, diante de um contexto mundial de estímulo a política de conscientização sustentável e a sistemas industriais ecoeficientes, é o melhor gerenciamento de resíduos produzidos em parques industriais. Regiões industriais são grandes geradoras de energia no cenário nacional. Empresas, como mineradoras, centrais termelétricas e usinas siderúrgicas geram toneladas de resíduos, que quando não reutilizados, são descartados em ambientes a céu aberto e em bacias de sedimentação. Esses rejeitos podem ser estudados, à luz de análises técnicas e ambientais, como coprodutos que poderiam ser utilizados como materiais secundários em obras de engenharia.

No caso das usinas termelétricas ocorre a geração diária de toneladas de rejeitos sólidos, cinzas leves (*fly ash*), pesadas (*bottom ash*) e resíduos provenientes da dessulfurização do gás da chaminé (*Flue Gas Desulfurization* - FGD), oriundos do processo de queima do carvão mineral. Diante da necessidade atual de sistemas seguros e ecologicamente aceitos de disposição final para os rejeitos industriais, é de responsabilidade de todos os agentes envolvidos na geração de energia em centrais termelétricas a proposição de soluções de engenharia, técnicas-ambientais e financeiramente viáveis, para o reaproveitamento dos resíduos produzidos. Sabe-se, no entanto, que existem ainda limitações ao uso de cinzas, principalmente no que diz respeito à previsão da ação dessas no ambiente em um cenário futuro, onde os estudos e pesquisas realizadas acerca desses materiais costumam demonstrar somente efeitos de curto prazo (BUTALIA e WOLFE, 2000).

Com o progressivo esgotamento de matérias-primas habitualmente utilizadas, seja na geração de energia, como insumo para a construção ou nas diversas outras atividades que recorrem ao uso de elementos naturais não renováveis, torna-se oportuna a procura por materiais alternativos para tal fim (GHAFOORI e BUCHOLC, 1996; BARROS, 2015; VASCONCELOS, 2018). Rohde *et al.* (2006) relatam que em países como França, Suécia, Rússia, o aproveitamento das cinzas na pavimentação já faz parte das alternativas convencionais. De acordo com Silva (2006) mais de 50% da cinza pesada produzida na Alemanha e Dinamarca é utilizado em camadas de base de pavimentos flexíveis.

Em 2018, a partir de um convênio firmado entre o grupo EDP e a Universidade Federal do Ceará (UFC), deu-se início ao projeto intitulado “Fortalecimento da Aplicação Prática das Cinzas de Carvão Mineral na Pavimentação”. Para melhor execução do projeto, foram estabelecidas 4 linhas principais de pesquisa, sendo este trabalho inserido nas Linhas de

Pesquisa 1 e 2, que objetivam acompanhar a execução de trecho experimental de pavimentação contendo cinzas de termelétrica e preparar um Manual de Uso contendo normas e instruções de serviço de modo a possibilitar o uso das cinzas em obras de pavimentação.

Além de resíduos industriais, a escassez de solos ou agregados britados de boa qualidade para utilização na infraestrutura rodoviária contribui também para o uso de materiais estabilizados por aglutinantes hidráulicos em camadas de reforço do subleito, sub-base e base de estruturas de pavimentos flexíveis e semirrígidos, resultando em melhoria de resistência, rigidez e durabilidade (LIEBENBERG e VISSER, 2003; PAUL *et al.* 2015). A cal hidratada e o cimento *Portland* têm sido considerados excelentes estabilizadores para o melhoramento de diferentes solos e têm sido amplamente utilizados nas últimas décadas. Os efeitos benéficos das misturas de solo-cal e solo-cimento compactados nas propriedades geotécnicas têm sido discutidos e amplamente observados na literatura (HERRIN & MITCHELL, 1961; KENNEDY *et al.*, 1987; GALVÃO *et al.*, 2004; KOLIAS *et al.*, 2005; CRISTELO *et al.* 2009). Normalmente, esses estabilizadores podem promover a redução da plasticidade, alterações na distribuição granulométrica causadas pelas reações de floculação e aumento expressivo da resistência mecânica.

Assim, os projetistas de pavimentos sempre buscaram soluções técnicas e econômicas para aplicações rodoviárias, de modo que atendam as solicitações impostas, sem afundamentos generalizados ou trincamentos precoces por parte das camadas que compõem os pavimentos. Os principais tipos de desgaste estrutural prematuro em estruturas de pavimentos consistem na Deformação Permanente (HUA e WHITE, 2002; GUIMARÃES, 2009; KIM *et al.* 2009) e em Trincamentos por Fadiga (SULEIMAN, 2002; KIM *et al.* 2012; BACK, 2022).

A deformação permanente consiste em um fenômeno no qual os materiais do pavimento são submetidos a repetidas aplicações de tensão do carregamento do tráfego, o que leva a um recalque permanente. De acordo com Theyse *et al.* (1996) e Chen *et al.* (2004) o acúmulo de deformações permanentes induzidas pela carga do tráfego, que resulta em sulcos na superfície, se desenvolve a partir de todas as camadas individuais do pavimento, incluindo o subleito. Motta (1991), Huang (1993) e Medina (1997) identificam a deformação permanente como um dos principais mecanismos de ruptura de pavimentos que deve ser considerado no dimensionamento da estrutura.

Os ensaios triaxiais de Deformação Permanente (DP), normatizados nacionalmente pelo DNIT (2018), em comparação aos ensaios tradicionais realizados, são de execução mais complexa, tanto no que se refere aos recursos humanos quanto ao equipamento utilizado, dificultando, assim, seu amplo emprego no meio técnico. Propor correlações e modelos de

predição confiáveis desse parâmetro com outras propriedades mecânicas e geotécnicas dos solos viabilizaria a obtenção desses parâmetros em nível de anteprojeto e projetos rodoviários, de forma mais fácil, rápida e com baixo custo.

Já o termo fadiga designa um processo progressivo de dano ocorrido em um material sujeito a tensões ou deformações ao longo de um período de tempo, resultando na propagação de trincas e na falha do material (BONFANTE; COELHO, 2016). Para Suleiman (2002), Kavussi e Modarres (2010) e Biswal *et al.* (2020) a fadiga é um critério de falha importante que causa desgaste prematuro das camadas de base, principalmente àquelas estabilizadas com cimento.

Gnanendran e Piratheepan (2009) e Chen *et al.* (2011) afirmam que bases e sub-bases estabilizadas são comumente submetidas a tensões cíclicas de compressão e tração devido ao carregamento do eixo durante o período de projeto. A tensão de tração repetida contribui para a falha induzida por fadiga, de modo que avaliações laboratoriais que estudem o comportamento à fadiga são imprescindíveis para correta obtenção dos limites admissíveis desses materiais estabilizados, para sua correta implementação. Assim, para o dimensionamento racional do pavimento, tem-se que a definição dos modelos de vida de fadiga e sua utilização, associado às demais análises mecânicas, são indispensáveis.

A partir de um convênio firmado entre o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e a UFC, em 2021, foi estabelecido o projeto Pesquisa, Treinamento e Acompanhamento Técnico de Pavimentos Rodoviários Asfálticos Nacionais. Para melhor organização, o projeto foi dividido em 4 subprojetos. Este trabalho integra o subprojeto 2, intitulado “Plataforma Integrada de Estruturação e Análise de Dados com Uso de Inteligência Artificial”, que objetiva a criação de um banco de dados rodoviário georreferenciado com as principais propriedades geotécnicas de solos locais, desenvolvimento de modelos geotécnicos com inteligência artificial e estudo de comportamento mecânico de solos e de misturas solo-cimento, a partir de ensaios de DP e fadiga.

1.1 Problemas de pesquisa

De acordo com a temática exposta, esta tese de doutorado busca contribuir para a melhor compreensão do seguinte problema de pesquisa: o elevado crescimento de tráfego comercial, aliado à diminuição da oferta e à elevação dos custos dos recursos naturais tradicionais para construção de infraestrutura viária, tornam imperativo a busca por materiais residuais e estabilizados para uso na pavimentação. Porém, ainda são limitados os estudos que

avaliam as propriedades mecânicas desses materiais, à luz de análises mecanicistas, necessárias para um dimensionamento mais racional dos pavimentos.

Para tanto, há outros problemas conectados ao principal que também precisam ser melhores discutidos:

- a) Diante da carência, em quantidade e qualidade, já observada de materiais para pavimentação, está cada vez mais difícil de obter materiais convencionais com custos acessíveis e que, concomitantemente, se enquadrem nos parâmetros exigidos pelas normas de engenharia. Aliado a isso, a problemática da destinação final de resíduos, como as cinzas de termelétrica, assume maiores proporções à medida que se observa o avanço contínuo dos critérios de controle por parte das agências ambientais, dispendo de legislação ambiental cada vez mais austera, que responsabilizam o gerador pela destinação dos resíduos gerados.
- b) Não se dispõem de documentos nacionais detalhados de aplicação prática das cinzas de termelétrica em trechos rodoviários nem de especificações de serviço com utilização desses materiais na pavimentação, levando-se em consideração as características intrínsecas nacionais, como climáticas e legais e as propriedades à luz de análises mais mecanicistas.
- c) Apesar de serem relatados avanços importantes no estudo da deformação permanente, ainda existe uma carência de estudos desse parâmetro em solos em âmbito regional, nacional, bem como internacional, motivando, assim, pesquisas que buscam contribuir com a análise e a proposição de modelos de predição de deformação permanente, viabilizando a obtenção desses parâmetros em nível de anteprojeto e projetos rodoviários, de forma mais fácil, rápida e com baixo custo.
- d) Embora uma mistura estabilizada quimicamente exiba resistência à compressão elevada, ela possui resistência à tração e flexão e vida à fadiga relativamente pobres, devido ao seu comportamento frágil (HORPIBULSUK *et al.*, 2005; SOBHAN e DAS, 2007). No entanto, ainda são escassos os estudos acerca do comportamento à deformação permanente e de fadiga de materiais cimentados como componentes empregados em camadas de bases ou sub-bases de pavimentos, dificultando a previsão de desempenho desses materiais à luz de rotinas mecanístico-empíricas.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

Avaliar as propriedades mecânicas de diferentes materiais (solos, cinzas e de misturas estabilizadas quimicamente) à luz de análises mecanísticas-empíricas, verificando suas aplicações em subcamadas de pavimentos flexíveis.

1.2.2 Objetivos específicos

- a. Analisar a concepção e execução de um trecho experimental de pavimento construído com uso de cinzas de carvão mineral advindas de termelétricas em camadas de base e sub-base;
- b. Elaborar um Manual de Uso contendo normas e instruções de serviço de modo a possibilitar e facilitar o uso das cinzas oriundas de carvão mineral em subcamadas dos pavimentos por parte do meio técnico;
- c. Implementar, validar e testar modelos destinados à geração de estimativas de deformação permanente para materiais naturais da Região Metropolitana de Fortaleza (RMF) a serem usados em sub-camadas dos pavimentos;
- d. Avaliar o comportamento mecânico de misturas de solos estabilizados quimicamente com cimento para pavimentos rodoviários da RMF;
- e. Propor modelos de desempenho à fadiga de misturas solo-cimento em camadas de base rodoviárias, visando sua análise no novo método de dimensionamento nacional (MeDiNa).

1.3 Justificativa

Com o crescimento exponencial, em âmbito nacional e internacional, do volume e do peso do tráfego comercial, tornou-se imperativo a busca de soluções estruturais na infraestrutura rodoviária que atendam de modo duradouro as solicitações impostas pelo tráfego e por intempéries, sendo relevante nesse contexto que se conheçam os materiais e os processos de estabilizações, granulométricas e químicas, à luz de análises mais mecanísticas. Para caracterização mecânica dos materiais das camadas dos pavimentos, tem-se que a Deformação Permanente (DP) e a Vida de Fadiga são parâmetros utilizados em métodos de

dimensionamento empírico-mecanísticos de pavimentos flexíveis, como no *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide* (AASTHO, 2008) e no Novo Método de Dimensionamento Nacional.

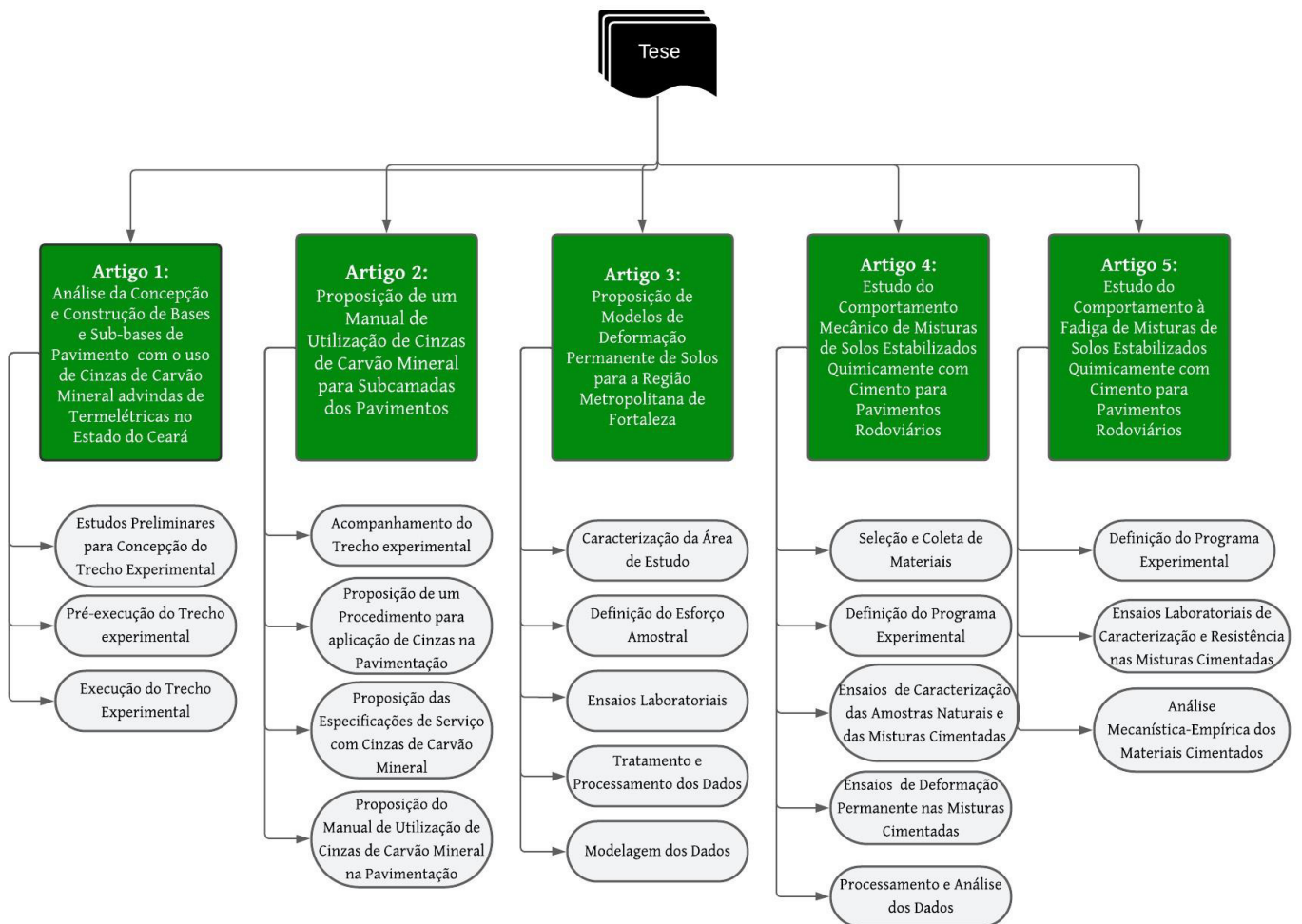
Existe uma carência de estudos de deformação permanente e de fadiga em solos e/ou misturas estabilizadas tanto em âmbito nacional como internacional, motivando, assim, pesquisas que buscam contribuir com a proposição de modelos de predição de deformação permanente e de vida de fadiga desses materiais, melhorando a capacidade de previsão de desempenho dessas misturas e a análise das estruturas dos pavimentos rodoviários por rotinas mecanístico-empíricas.

A incorporação do estudo de cinzas de carvão mineral, como material alternativo, nesta pesquisa é justificada por uma realidade local, refletida também em âmbito mundial, de grande quantidade de cinzas de carvão geradas em termelétricas, ocasionando problemas ambientais oriundos da deposição inadequada desses resíduos. Com o aproveitamento de misturas estabilizadas na área rodoviária, é possível diminuir os custos de tratamento e disposição final do resíduo, reduzir os impactos ambientais, além de oferecer matéria-prima secundária ao mercado rodoviário. Nesse cenário, as cinzas de carvão mineral provenientes das usinas termelétricas surgem como uma opção alternativa para aplicação em camadas de pavimentos. Entretanto, nacionalmente não se dispõem de documentos detalhados de aplicação prática desses resíduos em trechos rodoviários nem de especificações de serviço com utilização de cinzas de carvão mineral, levando-se em consideração características intrínsecas nacionais, como climáticas, ambientais e legais.

1.4 Organização da pesquisa

A pesquisa foi organizada em formato de artigos em oito capítulos. Os capítulos que compõem o trabalho referem-se a: Introdução, Referencial Teórico, Artigo 1, Artigo 2, Artigo 3, Artigo 4, Artigo 5 e Conclusões. A Figura 1 apresenta um esquema da estrutura dos artigos desenvolvidos nesta Tese de Doutorado. Os itens que seguem explicam como as etapas foram desenvolvidas.

Figura 1 – Esquema da estrutura dos artigos desenvolvidos na tese de doutorado.



Fonte: Autora (2024)

1.5 Estrutura do documento

Este documento de tese está organizado em oito capítulos distintos, conforme descrito a seguir:

Capítulo 1: Este capítulo apresenta a Introdução, no qual foi apresentada uma contextualização da temática, a justificativa, os objetivos que nortearam este estudo e a estrutura deste documento de tese.

Capítulo 2: Este capítulo apresenta a Revisão Bibliográfica, no qual foram abordados tópicos de relevância para compreensão do estudo, tais como cinzas de carvão em subcamadas de pavimentos, análise mecanicista a partir do estudo da deformação

permanente de solos e de misturas estabilizadas quimicamente e da fadiga em materiais cimentados.

Capítulo 3: Este capítulo está escrito em formato de artigo, constando da análise, do projeto e da execução de um trecho de pavimento com resíduos de carvão mineral advindos de termelétrica. O artigo contemplou a análise de todos os ensaios físicos e mecânicos que resultaram na proposição do projeto estrutural de pavimento do trecho, bem como nas etapas pertinentes à execução do pavimento proposto.

Capítulo 4: Este capítulo está escrito no formato de artigo e consta da proposição de um Manual de Uso contendo normas e instruções de serviço de modo a possibilitar o uso das cinzas em obras de pavimentação. Nacionalmente não se dispõe de um manual de pavimentação com utilização de cinzas de carvão mineral, levando-se em consideração a normatização e as especificações brasileiras e características intrínsecas, como climáticas, ambientais, legais. Este artigo foi elaborado com o intuito de assistir às aplicações desse material na pavimentação no âmbito mais técnico e auxiliar profissionais da engenharia em execuções que façam uso desse elemento.

Capítulo 5: Este capítulo, também apresentado em formato de artigo, consta da proposição de modelos, aplicáveis para a RMF, de predição da deformação permanente em solos. A proposição de correlações e modelos de predição da deformação permanente com outras propriedades mecânicas e geotécnicas dos solos e de misturas estabilizadas pode viabilizar a obtenção desses parâmetros nos projetos rodoviários, de maneira mais fácil, rápida e com baixo custo.

Capítulo 6: Este capítulo, em formato de artigo, consta de uma avaliação do comportamento mecânico à luz de análises mecanísticas de misturas estabilizadas quimicamente de solos com cimento, de modo a compreender como as misturas cimentadas se comportam em termos mais racionais.

Capítulo 7: Este capítulo, em formato de artigo, consta de um estudo do comportamento à fadiga de misturas estabilizadas quimicamente para pavimentos rodoviários. A partir desses estudos, é possível o desenvolvimento de modelos de fadiga para aplicação no novo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa).

Capítulo 8: Este capítulo apresenta as conclusões gerais deste trabalho, quanto à avaliação da utilização de cinzas de carvão nas diferentes camadas em um trecho de pavimento, à proposição de modelos de deformação permanente de materiais naturais da RMF e quanto à avaliação do comportamento mecânico, a luz de análises mecanicistas em termos de DP e fadiga, de misturas solo-cimento para pavimentação. Este capítulo contém, também, as principais limitações de pesquisa e algumas sugestões para a realização de trabalhos futuros.

2 REVISÃO DA LITERATURA

Neste capítulo será apresentada uma revisão da literatura dos principais tópicos pertinentes a este estudo. Serão abordados sobre as cinzas de carvão mineral e sua utilização em subcamadas de pavimentos, deformação permanente de solos, uso de materiais estabilizados com cimento para pavimentação e o estudo da fadiga em materiais cimentados.

2.1 Cinzas de carvão mineral em subcamadas de pavimentos

Em 2015, na 70ª sessão da Assembleia Geral da ONU, foi adotada a resolução “Transformando o Nosso Mundo: A Agenda 2030 para o Desenvolvimento Sustentável”, cuja concretização visa garantir o desenvolvimento sustentável, melhorando a esfera socioeconômica da sociedade e, ao mesmo tempo, protegendo o ambiente. Uma característica distintiva da Agenda 2030 é a natureza integrada e indivisível dos objetivos de desenvolvimento que mesclam, de forma equilibrada, as três dimensões do desenvolvimento sustentável: a econômica, a social e a ambiental. Neste contexto, há de forma crescente uma maior preocupação internacional com a ética ecológica, a ação de práticas sustentáveis e a adoção de políticas inovadoras que respondam aos desafios globais, como as mudanças climáticas e a escassez de recursos naturais.

Pesquisas têm sido realizadas em âmbito nacional e internacional visando à aplicabilidade de materiais residuais, disponíveis localmente, para uso como materiais de camadas de base, sub-base e/ou subleito de pavimentos rodoviários. Tais pesquisas incluem resíduos de centrais termelétricas a carvão mineral, como cinzas volantes (NARDI, 1975; BARROS, 2015; VASCONCELOS, 2018; VIEIRA *et al.*, 2020 e RENJITH *et al.*, 2021) e cinzas pesadas (LEANDRO, 2005; LOPES, 2011; FAUZI *et al.*, 2013), pó de forno de cimento (RAHMAN *et al.*, 2011; OMRANI e MODARRES, 2018), escória de alto-forno (BOOG, 2004; DARSİ *et al.*, 2021) e resíduos de construção e demolição (BAGATINI, 2011; RAHMAN *et al.*, 2015; JAYAKODY *et al.*, 2018), dentre outros.

A maior fonte conhecida de energia para a geração de eletricidade em todo o mundo é o carvão e a sua proporção está aumentando anualmente. Em comparação com o gás natural e o petróleo, o carvão é uma das fontes de energia mais baratas (PUTILOVA, 2023). As usinas movidas a carvão produzem mais de 42% da eletricidade mundial (PUTILOV *et al.*, 2017). O carvão é de longe o combustível fóssil mais prevalente e acessível em todo o mundo.

No entanto, a extração, a produção, o transporte e a combustão do carvão, bem

como a eliminação dos seus produtos de combustão estão há muito tempo no campo de visão da comunidade mundial como uma indústria poluente. Desde que a queima de carvão em larga escala para geração de energia começou na década de 1920, foram gerados muitos milhões de toneladas de resíduos desse processo. De acordo com Argiz *et al.* (2015), 700 milhões de toneladas são produzidas anualmente, sendo reutilizadas apenas de 3 milhões a 4 milhões de toneladas/ano (NU *et al.*, 2019).

Os resíduos de carvão ocupam vastas áreas, contribuem para a poluição ambiental e podem ser a causa de muitos desastres naturais graves e da poluição do ar e das fontes de água. Ao mesmo tempo, podem ser utilizados com sucesso na indústria da construção, que necessita constantemente de grandes quantidades de matéria-prima (SATA *et al.*, 2007). A cinza de carvão é usada para diversos fins, como aditivo de cimento (MAKUL *et al.*, 2021), base de estrada (XUAN *et al.*, 2012; VASILYEVA *et al.*, 2021); aditivo de solo (YOON *et al.*, 2013) e síntese de zeólita (GUO *et al.*, 2010).

O processo de queima do carvão mineral em usinas termelétricas gera diariamente toneladas de rejeitos sólidos, tais como cinzas leves (*fly ash*), pesadas (*bottom ash*) e resíduos provenientes da dessulfurização do gás da chaminé. As cinzas de carvão são consideradas, assim, um subproduto da combustão de carvão pulverizado em usinas termelétricas. As cinzas pesadas do carvão são coletadas no fundo da câmara de queima, enquanto as cinzas volantes são coletadas no topo dos fornos (PROVIS *et al.*, 2015). De acordo com Jarusiripot (2014), as cinzas residuais de carvão representam aproximadamente 25% das cinzas totais, enquanto as cinzas volantes constituem os 75% restantes.

O carvão pode ser considerado um sedimento orgânico que contém vários elementos como H, S, N, C e O, juntamente com uma ampla gama de concentrações de vestígios de metais (HASSE *et al.*, 2021). A quantidade de carbono na constituição do carvão determina seu valor qualitativo (WEI *et al.*, 2022). O carvão pode incorporar um ou mais elementos perigosos, como arsênico, berílio, boro, cádmio, cromo, cobalto, chumbo, manganês, mercúrio, molibdênio, selênio, estrôncio, tálio e vanádio, em concentrações significativas ou mínimas, com base na origem (PARK *et al.*, 2021; CHEN *et al.*, 2022).

Trichês *et al.* (2006) relatam que no processo de queima do carvão ocorre inicialmente a pulverização do combustível, para aumentar a eficiência no interior da câmara de combustão. O carvão pulverizado é então insuflado para a fornalha da caldeira que está a uma temperatura de cerca de 1300 °C. Durante a queima do carvão, as cinzas volantes, as quais representam boa parte do material inorgânico não eliminado na combustão, são recuperadas nas tubulações de exaustão por meio do fluxo dos gases de combustão. A menor parcela do material

inorgânico não eliminado são as cinzas pesadas, que possuem granulometria mais grossa, gerada a partir da aglomeração de grãos semifundidos no interior da câmara de combustão (FARIAS, 2005). Essas cinzas, em geral, caem para o fundo das fornalhas e de gaseificadores, de onde são retiradas por fluxo d'água. Depois de passar por um sistema de redução do tamanho de suas partículas, elas são destinadas até os tanques de decantação, onde são sedimentadas e tornam-se aptas para uso.

2.1.1 Cinzas volantes de carvão mineral

Compreender as propriedades físicas, químicas e mineralógicas das cinzas volantes de carvão é importante, uma vez que estas propriedades influenciam a sua utilização e eliminação subsequentes. As propriedades físico-químicas das cinzas oriundas da combustão do carvão são influenciadas por diversos fatores, tais como a composição do carvão utilizado; o grau de beneficiamento e de moagem do carvão; o tipo, o projeto e a operação da caldeira e o sistema de extração e manuseio das cinzas, das condições de combustão e da configuração do coletor (GOETHE, 1990; ROCHA *et al.*, 1999; SABEDOT *et al.*, 2011, GE *et al.*, 2018). Devido a esses fatores, as cinzas variam consideravelmente em sua composição e em suas propriedades físico-químicas.

Yao *et al.* (2015) afirmam que fisicamente as cinzas volantes ocorrem como partículas finas com tamanho médio $< 20 \mu\text{m}$ e têm densidade aparente baixa a média ($0,54\text{--}0,86 \text{ g/cm}^3$), alta área superficial ($300\text{--}500 \text{ m}^2/\text{kg}$) e textura leve. Os valores de pH variam de 1,2 a 12,5, com a maioria das cinzas tendendo à alcalinidade (KOLBE *et al.*, 2011). De acordo com Vassilev e Vassilev (2005) a cinza volante de carvão é um dos materiais mais complexos que podem ser caracterizados.

O tipo de carvão utilizado nas usinas termelétricas para produzir eletricidade afeta o teor de alumínio, silício e cálcio das cinzas volantes. Os principais componentes são óxidos metálicos com teores variados de carbono não queimado. O conteúdo dos óxidos principais está geralmente em ordem decrescente: $\text{SiO}_2 > \text{Al}_2\text{O}_3 > \text{Fe}_2\text{O}_3 > \text{CaO} > \text{MgO} > \text{K}_2\text{O}$. As cinzas volantes também contêm muitos oligoelementos, alguns dos quais são de preocupação ambiental. Comumente, elementos como Cr, Pb, Ni, Ba, Sr, V e Zn, estão presentes em quantidades significativas. Por conta disso, estudos de mobilidade e lixiviação têm sido realizados para avaliar a probabilidade desses elementos migrarem para o meio ambiente (FERNÁNDEZ-TURIEL *et al.*, 1994; SARODE *et al.*, 2010).

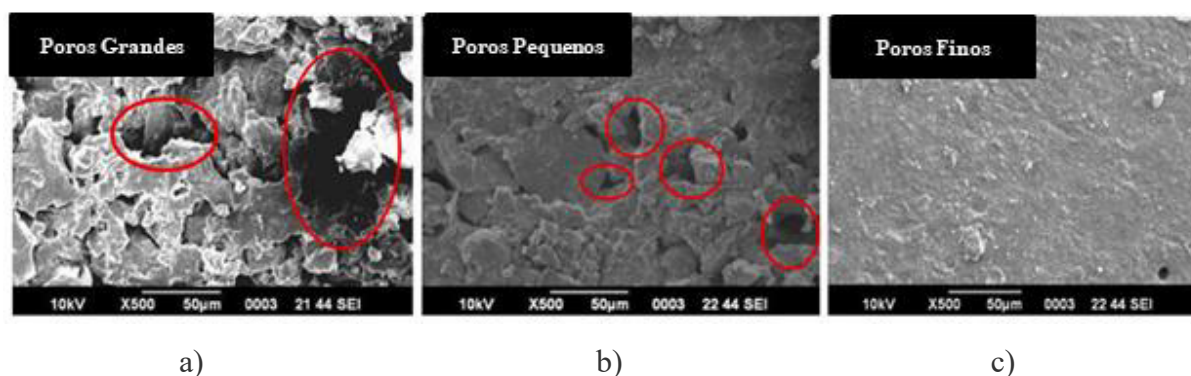
A classificação das cinzas volantes centra-se essencialmente na quantidade total de

óxidos de cálcio, silício e alumínio. As especificações mais frequentemente usadas para cinzas volantes são as da *American Society for Testing and Materials* (ASTM, 2017) que classifica as cinzas volantes conforme o percentual de óxido de cálcio em sua composição. As cinzas volantes de classe F são normalmente feitas de variedades de carvão de primeira linha do tipo antracite ou betuminoso, que são carvões que apresentam um maior percentual de carbono em sua constituição (acima de 80%). Se o percentual de carbono for inferior a 80% e contiver cálcio superior a 5%, são cinzas volantes de classe C. Carvões do tipo linhito a sub-betuminoso dão origem às cinzas de Classe C. A porcentagem total de sílica, alumina e óxido de ferro está entre 50% e 70% nas cinzas de classe C, enquanto nas de classe F tem mais de 70% (ASTM, 2017).

O comportamento das cinzas volantes é semelhante ao do cimento e de outros materiais pozzolânicos. Na presença de água, parte das cinzas volantes se hidrata e o restante se comporta de maneira idêntica à dos óxidos silicosos de alumínio nas pozolanas, formando silicatos de cálcio hidratado e aluminatos de cálcio hidratados (MISRA, 1998). Tais compostos são responsáveis pelo ganho de resistência a longo prazo, e sua formação depende da relação CaO/SiO_2 ou $\text{CaO}/(\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3)$ (JANZ e JOHANSSON, 2002).

Na Figura 2 estão apresentadas imagens de microscopia eletrônica de um solo natural, solo com 20% de cinzas volantes e solo com 20% de cinzas volantes e 8,5% de cal após cura, estudados por Sharma *et al.* (2012). No solo natural, pode-se observar um grande volume de poros, e seu tamanho diminui com a estabilização. A redução do tamanho dos poros é devida à reação pozolânica após a formação de silicatos de cálcio hidratados e aluminatos de cálcio hidratados. O tamanho do vazio torna-se mais fino após a adição de cal às cinzas volantes, devido ao aumento das reações de hidratação com mais CaO presente na cal.

Figura 2 – Microscopia eletrônica: (a) Solo sozinho; (b) Solo +20% cinzas volantes; (c) Solo +20% cinzas volantes +8,5% de cal



Fonte: Adaptado de Sharma *et al.* (2012)

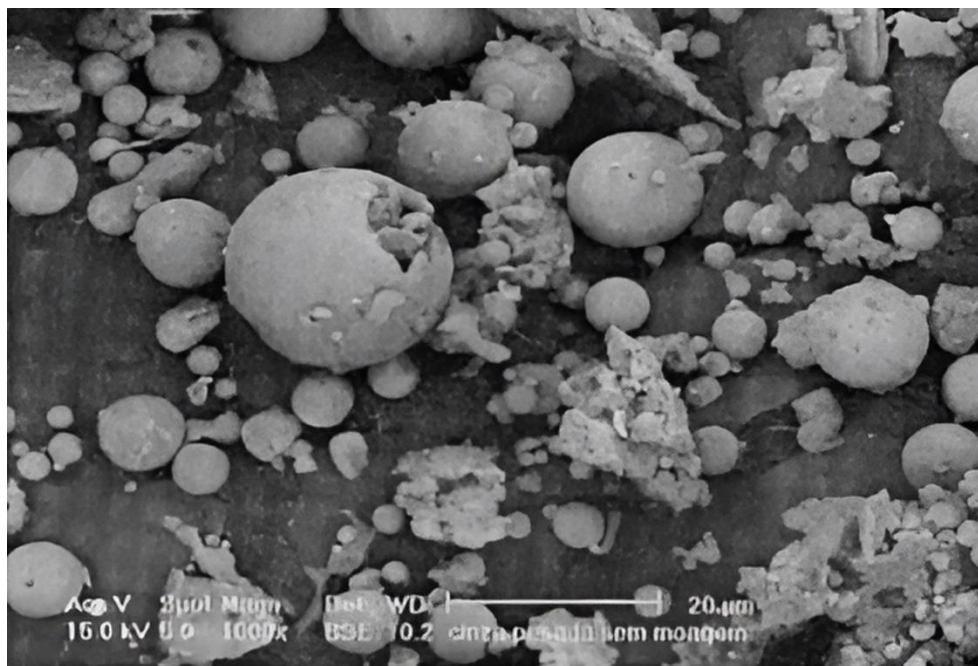
2.1.2 Cinzas pesadas de carvão mineral

Goethe (1990), Sani *et al.* (2010), Ge *et al.* (2018) e Mahammed (2021) afirmam que as propriedades físico-químicas das cinzas pesadas variam com o tipo e origem do carvão queimado, tipos de caldeiras, grau de pulverização, condições de queima no forno e práticas de manuseio de cinzas. Em geral, as cinzas pesadas são constituídas por sílica, alumina e óxido de ferro, com menores proporções de cálcio, magnésio e sulfatos (LEANDRO, 2005). As propriedades químicas das cinzas pesadas são compostas principalmente de sílica, alumina e óxido de ferro com composição percentual de 42,7–61,8%, 9,31–26,7% e 5,8–25,03%, respectivamente (MUHAMMAD *et al.*, 2010; MILAD *et al.*, 2021). Farias (2005) afirma que a sílica (SiO_2) e alumina (Al_2O_3), correspondem, em média, a cerca de 50% e 30%, respectivamente, na composição em massa do material.

A variação das cinzas pesadas é significativa, mas na maioria dos casos essas cinzas têm características granulares, com boa parte dos grãos na fração areia e silte e baixos teores de argila (LOKESHAPPA e DIKSHIT 2012; SOUAD *et al.*, 2019). Para Sani *et al.* (2010), as cinzas pesadas são compostas por materiais fisicamente grosseiros, porosos, granulares, acinzentados e incombustíveis. A densidade das cinzas pesadas varia entre 1,39 e 2,41 (JARUSIRIPOT, 2014; BAITE *et al.*, 2016) e sua absorção de água está entre 6,8 e 32%. Seu módulo de finura varia entre 1,50 e 3,44, e sua área superficial específica varia de 3.835,7 a 10.500 (cm^2/g). As cinzas pesadas de carvão se enquadram na classe A-1-a e nos grupos de areia bem graduada dos sistemas de classificação *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) e Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) (RATHNAYAKE *et al.*, 2018).

Cherif *et al.* (1999) ao estudar as propriedades pozolânicas de uma cinza pesada obtida do sul do Brasil, determinaram a microestrutura das cinzas por meio de uma microscopia eletrônica de varredura, conforme mostrado na Figura 3. A microscopia eletrônica de varredura da cinza mostra partículas esféricas e arredondadas e grãos de formato irregular. A densidade real medida pelo método do picnômetro foi de 2,0. Esse baixo valor sugere que partículas ocas estão presentes em proporções significativas nas cinzas. Das partículas, 100% eram menores que 100 μm e 2% eram menores que 1 μm . O diâmetro médio da distribuição do tamanho das partículas foi de 35 μm .

Figura 3 – Morfologia das cinzas pesadas



Fonte: Cheriaf *et al.* (1999)

À temperatura ambiente, mesmo que em menor grau que as cinzas volantes, as cinzas pesadas também apresentam capacidade de reação com a cal, em presença de água, formando compostos cimentícios (ROHDE *et al.*, 2006). O potencial de utilização das cinzas pesadas é determinado mais pelas suas características físicas, como distribuição de tamanho de grão, solidez, potencial de coloração e cor. A textura normalmente grossa, fundida e vítrea da cinza pesada a torna um substituto ideal para agregados naturais (RAMME *et al.*, 1998). É frequentemente utilizado como substituto de baixo custo para areia mais cara na produção de blocos de concreto e em muitos países é utilizado como base na construção de estradas (RANGANATH, 1995; GHAFUORI e CAI, 1998; SORENSEN e SARKAR, 1998).

2.1.3 Utilização de cinzas de carvão mineral na pavimentação

Uma consciência crescente do modelo de economia circular e da escassez de recursos terrestres encorajou as autoridades a gerir os subprodutos das cinzas de carvão de forma mais eficiente e a identificar aplicações de reciclagem mais favoráveis. A utilização dos subprodutos da combustão do carvão pode assumir a forma de uma alternativa a outro recurso, processo ou aplicação industrial. Com a utilização de resíduos de carvão na infraestrutura

rodoviária, podem-se minimizar os custos de aplicação desses resíduos, disponibilizar menos área reservadas para sua eliminação, promover retorno financeiro da venda do subproduto ou pelo menos uma compensação dos custos de processamento e eliminação ao substituir materiais naturais escassos.

Ahmaruzzaman (2010) afirma que o uso de cinzas volantes em obras rodoviárias resulta na redução do custo de construção em cerca de 10–20%. As cinzas volantes estão disponíveis gratuitamente na usina e, portanto, apenas os custos de transporte e aplicação estão presentes. Se forem considerados os custos de degradação ambiental devido à utilização dos recursos naturais provenientes de áreas de empréstimo, a economia real alcançada será significativamente mais elevada.

Em âmbito internacional, vários estudos laboratoriais mostraram que cinzas volantes podem ser utilizadas para melhoria das propriedades geotécnicas de solos, possibilitando o emprego no setor rodoviário, principalmente como camadas de base ou sub-bases de pavimentos (BERGESON *et al.*, 1985; EDIL *et al.*, 2002; FERGUSON, 1993; TURNER, 1997). Dawson e Nunes. (1993) descreveram estudos de cinzas pesadas de carvão mineral na pavimentação, concluindo que para condições secas, as deformações permanentes na base da camada são maiores do que em camadas com agregados convencionais, porém em condições úmidas as deformações permanentes na base da camada foram semelhantes.

Nicholson e Kashyap (1993), Abduljauwad (1995) e Cokca (2001) avaliaram o efeito da cinza volante nas propriedades de engenharia de solos tropicais, verificando uma diminuição do limite de liquidez e do índice de plasticidade e aumento da resistência à compressão. A adição de cinzas também aumentou o Índice de Suporte Califórnia (ISC) consideravelmente, crescendo em mais de 10 vezes comparativamente às amostras de solo tropical.

Kolias *et al.* (2005) e Lav *et al.* (2005) estudaram em laboratório a utilização de cinzas volantes com cimento na estabilização de solos argilosos. Os autores observaram melhorias substanciais das propriedades mecânicas do solo após a adição de cinzas volantes e o estabilizante químico, relatando, no entanto, que dada a alta rigidez das misturas estabilizadas, há a existência de problemas críticos com relação ao trincamento por fadiga nos pavimentos. Os autores reforçaram que medidas adequadas devem ser tomadas para evitar ou minimizar o trincamento da camada estabilizada, na tentativa de reduzir a espessura total do pavimento. Dentre essas medidas, recomendam a aplicação de uma camada protetora de 200 mm de espessura de material granular bem-graduado imediatamente após a compactação da camada estabilizada, de modo a garantir uma cura eficiente da camada e reduzir quaisquer tensões

induzidas pelo tráfego.

Já em âmbito nacional estudos como os de Pinto (1971), Nardi (1975), Marcon (1977), Leandro (2005), Lopes (2011), Barros (2015) e Vasconcelos (2018) também verificaram a viabilidade técnica de utilização de cinzas volantes e pesadas de carvão mineral em camadas de base e/ou sub-base de pavimentos. Nardi (1975) estudou o comportamento de misturas solo + cinza leve (*fly ash*), quando adicionados a compostos aglomerantes, como o cimento e a cal em camadas de pavimentos, sendo seus estudos complementados por Marcon (1977), que comprovou a viabilidade da estabilização de areia com cinza volante, utilizando a cal como aglutinante. As pesquisas desenvolvidas por esses autores serviram de base para implantação de um trecho experimental localizado às margens da BR-101, no município de Imbituba/SC. Nesse trecho sobre o subleito de areia foi construída uma sub-base de areia estabilizada com cal e cinza volante que apresentou comportamento adequado para uso na pavimentação.

Meliande (2014) analisou, por meio de ensaios laboratoriais, os efeitos de cinzas volantes, advindas de uma termelétrica do sul do Brasil, quando incorporada em misturas com dois tipos de solos e com adição de cal. A autora constatou, por meio de ensaios de cisalhamento direto, que as propriedades mecânicas das misturas são dependentes do tipo de solo, teor de cinza, teor de cal e tempo de cura. Foi constatado que os parâmetros de resistência para misturas idealizadas com solo argiloso foram melhores do que os obtidos para as misturas com o solo arenoso, devido principalmente às reações entre a cal e a cinza.

Vasconcelos *et al.* (2019) propuseram uma solução para o reaproveitamento das cinzas de termelétrica localizada no estado de Ceará na pavimentação. Misturas de solo-cinza-cal foram investigadas, à luz de diferentes propriedades mecânicas. As misturas 50% solo + 50% cinza e 95% cinza + 5% CAL foram aptas do ponto de vista técnico e ambiental para serem empregadas na proposição de projetos estruturais de pavimentos. Essas estruturas apresentaram bons desempenhos quando analisadas à luz de análises mecanísticas-empíricas, o que viabiliza a utilização das cinzas investigadas como materiais secundários ao mercado rodoviário.

Nos estudos com cinzas pesadas para pavimentação destacam-se os trabalhos de Farias (2005), Leandro (2005) e Lopes (2011). Esses autores comprovaram a viabilidade de utilização de cinzas pesadas obtidas da termelétrica Jorge Lacerda, localizada no município de Capivari de Baixo/SC estabilizadas com proporções de 3% a 6% de cal em camadas de base e/ou sub-base de pavimentos flexíveis.

Farias (2005) observou que misturas 70/30 e 50/50 (cinza/solo) poderiam ser empregadas como camada de sub-base de pavimentos, pois apresentaram capacidade de suporte superior a 20%, valor mínimo exigido na metodologia de dimensionamento de pavimentos do

DNIT. O autor também investigou o comportamento de misturas com o emprego da cal e concluiu que a estabilização das misturas solo/cinza pesada com cal melhorou significativamente a capacidade de suporte das misturas, alcançando valores próximos a 60%. Já Leandro (2005) constatou que a adição de cinzas pesadas por si só não melhorou as propriedades mecânicas de misturas solo+cinza pesada. No entanto, em misturas com 65% de solos 32% de cinzas e 3% de cal observaram-se resistências elevadas com ISC de até 107%.

Apesar dos estudos laboratoriais que verificaram o uso de cinza com adição de estabilizantes químicos na pavimentação, aplicações de base e sub-base de cinzas estabilizadas são relativamente novas na maioria dos países. Uma das primeiras aplicações da base estabilizada com cinza volante foi uma seção de teste construída em 1957, em Iowa, EUA. Conforme Huffman (1962), após quatro anos, a seção estava em boas condições de trafegabilidade.

Em 1960, um trecho de estrada no Alabama, EUA, foi estabilizado com cal e cinzas volantes, sendo revestida com concreto asfáltico. De acordo com Hester (1967) a estrada foi submetida a tráfego intenso devido a uma grande área de mineração de carvão nas proximidades, mas permaneceu em boas condições.

Em 1987, três estradas na região de Kansas, EUA, foram recicladas usando cinzas volantes de Classe C. Foi proposto que um pavimento existente pudesse ser pulverizado no local, adicionadas quantidades suficientes de cinza volante Classe C e a mistura resultante fosse compactada, proporcionando uma base estabilizada com maior capacidade de suporte do que a seção original do pavimento. Essa experiência incentivou a utilização de cinzas volantes em camadas de pavimentos, de forma que mais de 44 km de reciclagem de pavimentos usando cinzas volantes já foram realizadas em Kansas e Oklahoma (FERGUSON, 1993).

São raros os registros de aplicação de cinzas de carvão em base e/ou sub-base de pavimentos no Brasil. De acordo com Mallmann (1996), na década de 1980 surgiu o Projeto CICASOL, com vistas a ampliar a utilização de cinzas volantes na pavimentação. Este projeto consistiu no estudo de pavimentos de solos estabilizados com cinza volante e cal e foi desenvolvido pela CIENTEC em parceria com o Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Sul (DAER/RS) que culminou na construção de 14 km de pavimento no terminal de Santa Clara (localizado no polo petroquímico de Triunfo/RS), utilizando como base uma mistura de cinza volante + cal + areia.

Foram construídas também, com o mesmo tipo de base, ruas da infraestrutura do mesmo polo petroquímico. Outras duas obras registradas que utilizaram bases de solo estabilizado com cinza volante e cal foram: revestimento para quatro bacias de decantação e

uma base de arruamento, ambos na Usina de Candiota, no Rio Grande do Sul.

2.2 Deformação permanente em solos

Os pavimentos estão sujeitos a um conjunto de variáveis, como cargas cíclicas do tráfego e intempéries climáticas, que geram tensões induzidas de natureza complexa. Quando submetidos à carga excessiva de tráfego e/ou condições climáticas severas, os pavimentos começam a se deteriorar e, como resultado, o desempenho do pavimento começa a diminuir, o que, por sua vez, afeta a segurança dos usuários da estrada.

Um dos principais tipos de desgaste estrutural em pavimentos flexíveis é a deformação permanente, fenômeno no qual os materiais do pavimento são submetidos a repetidos ciclos oriundos do carregamento do tráfego, levando a deformações irreversíveis (MOTTA, 1991; GUIMARÃES, 2001; HUA e WHITE, 2002; KIM *et al.*, 2009; BEAINY *et al.*, 2013). A deformação permanente gera acúmulos irreversíveis que podem resultar na perda de qualidade do pavimento em relação ao rolamento, ocorrendo comumente onde este apresenta baixa capacidade de resistência das camadas inferiores. Ademais, com o acúmulo de água ocorre a perda de capacidade de drenagem lateral do pavimento, ocasionando problemas de segurança para o usuário (BARKSDALE, 1972; BALBO, 2015; BERNUCCI *et al.*, 2008).

A Deformação Permanente quando ocorre ao longo de um segmento longitudinal da faixa de tráfego nas trilhas de roda é denominada de Afundamento de Trilha de Roda (ATR), que se desenvolve a partir de todas as camadas individuais do pavimento, incluindo o subleito (THEYSE *et al.*, 1996; DNIT, 2003; CHEN *et al.*, 2004). Majidzadeh *et al.* (1978) afirmam que a maioria das deformações permanentes é devido principalmente ao decréscimo da espessura das camadas estruturais do pavimento e são contribuídas pelas camadas de base, de sub-base e pelo o solo de subleito. Resultados da pista experimental da AASHTO, entre 1958 e 1960, determinaram a porcentagem de contribuição de cada camada do pavimento para o afundamento na trilha de roda, sendo o revestimento com 32%; base de brita graduada com 14%; sub-base granular com 45% e subleito argiloso com 9% (ULLIDTZ, 1987).

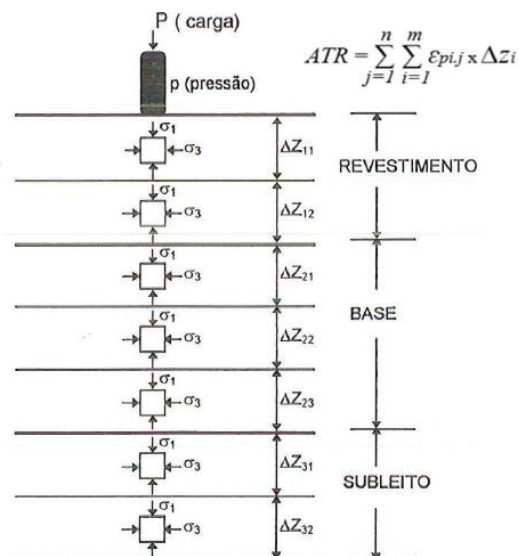
As deformações plásticas desenvolvem gradativamente, devido principalmente ao carregamento repetido gerado pelo tráfego. Em geral, podem ocorrer segundo cinco mecanismos: (i) misturas asfálticas de baixa estabilidade ou com excesso de ligante asfáltico; (ii) densificação ou ruptura por cisalhamento dos materiais asfálticos; (iii) compactação deficiente das camadas do pavimento; (iv) expansão ou contração das camadas inferiores; (v) baixa resistência das camadas inferiores (HUANG, 1993; MEDINA e MOTTA, 2005).

A deformação permanente nos pavimentos flexíveis pode estar associada ao carregamento ou não. A fluência plástica (ruptura por cisalhamento), o afundamento nas trilhas de roda (ATR) e as deformações ao longo do tempo (*creep*) são exemplos de defeitos que ocorrem devido às solicitações do carregamento, sejam eles centrados, estáticos ou devido ao grande número de repetições. As deformações permanentes que não estão associadas ao carregamento, geralmente ocorrem devido ao subleito constituído de solo expansivo e/ou solos colapsíveis.

Para Yoder e Witzak (1975) a deformação plástica nos pavimentos consiste na combinação de dois mecanismos: deformação cisalhante repetida (fluxo plástico sem variação de volume) e densificação. A deformação devido ao fluxo plástico sem variação de volume é resultante das tensões cisalhantes repetidas, resultando em aumento da espessura nas adjacências das trilhas de roda e uma redução de espessura nessas trilhas onde ocorre as solicitações de cargas. O mecanismo de densificação consiste na diminuição de volume e, conseqüentemente, no aumento da densidade. Sua ocorrência pode ser evitada ou controlada através da compactação adequada no momento da construção do pavimento (DNIT, 2006).

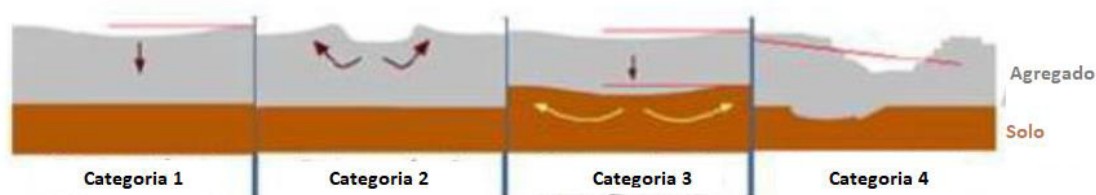
Barksdale (1972) propôs um método de se obter o acúmulo de deformações permanente em pavimentos flexíveis, prevendo o ATR que deve ocorrer durante o período de projeto através do somatório das deformações em cada camada ou subcamada, de acordo com o ilustrado na Figura 4. As deformações plásticas específicas ($\epsilon_{pi,j}$) produzidas pela carga i na subcamada j podem ser previstas por modelos que sintetizam resultados dos ensaios de cargas repetidas em diversos materiais.

Figura 4 – Sistema de pavimento para estimativa da deformação permanente



Dawson e Kolisoja (2004) propuseram uma classificação do afundamento de trilha de roda em quatro categorias, conforme Figura 5. Na categoria 1 estão as deformações que ocorrem após a camada de base, por meio do fluxo de tráfego no pavimento. Essas deformações ocorrem somente perto da roda, apresentando uma pequena depressão comparada a sua superfície original. Na segunda categoria estão ilustradas as deformações oriundas dos esforços cisalhantes da camada de base granular, devido à baixa resistência ao cisalhamento do material, ou, no caso de revestimento asfáltico, à dosagem inadequada. Na categoria 3, o afundamento é devido também aos esforços cisalhantes, mas a diferença é que nessa categoria há um afundamento do pavimento como um todo, incluindo todas as camadas, inclusive o subleito. A categoria 4 é caracterizada como sendo proveniente de algum dano nas partículas, oriundos de inadequação geral em relação às propriedades do agregado graúdo, como, por exemplo, por quebra ou atrito e abrasão.

Figura 5 – Classificação dos afundamentos



Fonte: Dawson e Kolisoja (2004) adaptado por Guimarães (2009)

2.2.1 Fatores intervenientes na deformação permanente

A deformação permanente é influenciada por vários fatores, como número de ciclos de carga, nível de tensão, histórico de tensão e teor de umidade e características do agregado (BROWN e HYDE, 1975; LEKARP & DAWSON, 1998; GUIMARÃES, 2009; ERLINGSSON, 2010).

- i. Tensão e carregamento: Estudos como Guimarães (2001), Peraça (2007), Delgado (2012), Ribeiro (2013), Lima (2016) e Zago (2016) comprovam que o acréscimo da tensão desvio aumenta consideravelmente a deformação permanente, e com o aumento do número de ciclos a taxa de acréscimo da deformação permanente diminui para a maioria dos materiais ensaiados;

- ii. Umidade: Com relação à umidade, à medida que esse parâmetro aumenta, também cresce a deformação, conforme estudos de Peraça (2007), Rezende (2009), Nervis (2016). Estudos internacionais, tais como os de Gidel, Breysse e Denis (2002), Uthus *et al.* (2006), Trinh *et al.* (2012) também afirmam que o aumento do teor de água produz um aumento da deformação axial permanente;
- iii. Agregado: Osten (2012) comprova que o aumento da massa específica contribui para a redução da deformação permanente, uma vez que maior quantidade de grãos no mesmo volume proporciona maior contato entre eles e intertravamento. Diferentes pesquisas experimentais mostraram que a variação do teor de finos tem uma influência significativa no comportamento mecânico de materiais granulares, conforme relatado por Naeini e Baziar (2004), Kim, Sagong e Lee (2005) e Duong *et al.* (2013). Observou-se que, se a porcentagem de finos não for muito grande (inferior a um valor crítico definido experimentalmente), a tensão aplicada é suportada pelo esqueleto de grãos grossos. Ao contrário, quando a porcentagem de finos é alta (maior que um valor crítico definido experimentalmente), as partículas finas assumem o papel principal e isolam os grãos grossos e conseqüentemente modificam o comportamento do solo (CHANG, ZHANG e XU, 2012).

2.2.2 A Teoria do *shakedown*

Em obras de pavimentação depois de elevado número de ciclos de aplicação da carga pode ocorrer a ruptura ou estabilização da deformação permanente. Essa estabilização da deformação permanente, depois de determinado número de ciclos, é denominada de *shakedown*, que é de especial interesse para a pavimentação, porque, na prática, significa que o ATR não aumentará. Werkmeister *et al.* (2001) definiram o *shakedown* como um ponto limite da ocorrência da estabilização da DP, assim, a partir desse limite, o material apresenta apenas o comportamento elástico.

Segundo Medina e Motta (2015), isso ocorre quando o corpo desenvolve um campo autoequilibrado de tensões residuais que começa a interagir com as cargas aplicadas em cada ciclo. De acordo com os parâmetros de escoamento plástico do material e das tensões aplicadas, entre outros intervenientes, as tensões residuais podem alcançar uma intensidade de forma a impedir que as tensões aplicadas excedam o limite de elasticidade do material. Dessa forma, as respostas ficam estritamente elásticas.

De acordo com Guimarães (2001), o principal objetivo da teoria relacionada ao fenômeno de *shakedown*, é verificar se a deformação permanente sofrida pela estrutura pode conduzi-la a ruptura ou se tende a estabilizar. Cerni *et al.* (2012) explicam que a teoria do *shakedown* separa o nível estável de uma condição instável.

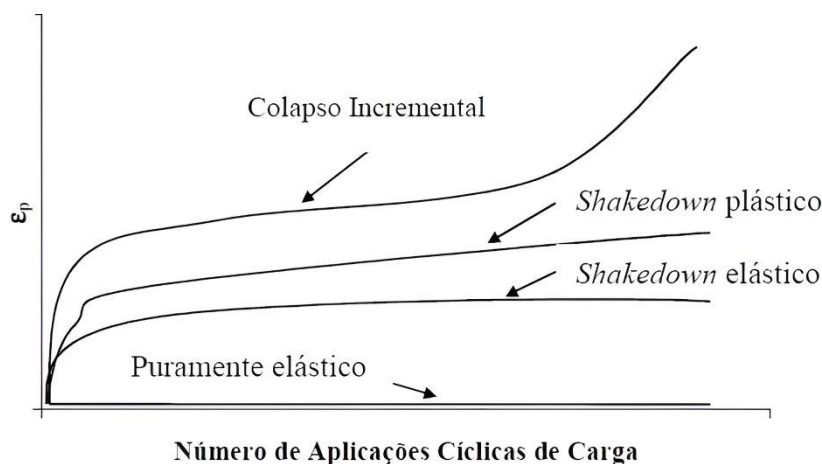
Segundo Paute *et al.* (1996), quando os solos são submetidos ao carregamento cíclico correspondente ao tráfego, para que os níveis de tensão aplicados não levem o material à ruptura, distinguem-se dois estágios: no primeiro ocorre o início do carregamento e, por consequência, a deformação permanente aumenta rapidamente, ao passo que a elástica diminui; e no segundo estágio, após um número de aplicações de carga, a deformação permanente tende a se estabilizar, onde acontece o fenômeno de acomodação e o material passa a apresentar o comportamento elástico.

O limite do *shakedown* é a dado pela relação entre a tensão desvio e tensão confinante à qual a amostra do material é submetida. Quanto mais alta a relação entre tensão desvio e tensão confinante, mais provável a ocorrência do comportamento plástico, podendo levar a ruptura do material. Quanto menor a relação entre as tensões, maior tendência ao equilíbrio e o comportamento da deformação permanente torna-se constante. Assim é importante que se conheçam (i) o nível de tensão correspondente ao final do comportamento puramente resiliente; e (ii) o início das deformações permanentes. Dessa forma, um pavimento pode ser projetado para que as deformações permanentes, em camadas estruturais, sejam de pequena magnitude.

Faria (1999) e Werkmeister *et al.* (2001) classificaram a resposta de uma estrutura elasto-plástica submetida a carregamento repetitivo em quatro categorias: puramente elástica, *shakedown* elástico, *shakedown* plástico e colapso, conforme ilustrado na Figura 6.

Um dos comportamentos ocorrem quando o material apresenta resposta plástica decrescente para a aplicação de um número determinado de carga. Completado o período de pós-compactação, acomodamento das partículas, o comportamento se torna puramente elástico e as deformações permanentes cessam. Esse comportamento estabelece uma região denominada “A” e é dito *Shakedown* elástico.

Figura 6 – Teoria do Shakedown: resposta de estrutura elasto-plástica submetida a carregamento repetitivo



Fonte: Werkmeister *et al.* (2001)

Com o aumento da razão de tensões, os materiais respondem de acordo com outro comportamento, caracterizado pelo material não entrar em *shakedown* nem em colapso. Neste domínio há contribuição da camada do pavimento com esse material para o ATR. No entanto, de acordo com Medina e Motta (2015), por meio da análise do *shakedown* não é possível determinar a magnitude dessa contribuição, sendo necessária a utilização de modelos de deformação permanente. Esse comportamento estabelece uma região denominada “B” e é dito *Shakedown* plástico.

A região na qual ocorre sucessivo incremento de DP para cada ciclo de carregamento é dita colapso incremental. Acontece o. Mesmo para elevados níveis de carga, a resposta do material é sempre plástica. Esse comportamento poderia provocar o rompimento do pavimento pelo excesso de afundamento na trilha de roda.

A abordagem *shakedown* tornou-se muito popular na engenharia de pavimentos. Assim, a principal preocupação consiste em evitar deformações permanentes excessivas em uma determinada estrutura e garantir que o nível de carregamento esteja abaixo do limite de abalo elástico. De fato, a avaliação desse limite não é fácil, pois exige um esforço computacional significativo principalmente na modelagem 3D, pois o histórico de tempo de carregamento precisa ser considerado.

2.2.3 Modelos de deformação permanente

Como os pavimentos são compostos por várias camadas de diferentes materiais, dificilmente é possível encontrar um único modelo analítico que possa estimar a deformação permanente de toda a estrutura do pavimento devido ao tráfego predominante e às condições climáticas. Vários modelos de deformação permanente foram desenvolvidos por diversos pesquisadores e as avaliações desses modelos foram realizadas em relação ao teste triaxial. Na

Tabela 1 estão representados de forma resumida os principais modelos de previsão da DP, propostos na literatura consultada, para os materiais que compõem as camadas granulares da estrutura do pavimento.

Tabela 1 – Modelos de deformação permanente

Autores	Modelos	Parâmetros do Modelo
Monismith et al. (1975)	$\varepsilon_p = A \cdot N^B$	N: número de repetições de tensões; A e B: constantes do modelo.
Majidzadeh et al. (1978)	$\frac{\varepsilon_p}{N} = A \cdot N^m$	N: número de repetições de tensões; A e m: constantes do modelo.
Uzan (1985)	$\frac{\varepsilon_p(N)}{\varepsilon_r} = \mu \cdot N^{-\alpha}$	$\varepsilon_p(N)$: deformação permanente na n-ésima carga; ε_r : deformação resiliente; N: número de aplicações de carga; μ e α : parâmetros de regressão estatística;
Thompson e Neumann (1993)	$\log \varepsilon_p = a + b \cdot \log N$	ε_p : deformação permanente; N: número de aplicação de carga repetida; a e b: constantes do modelo.
Guimarães (2009)	$\varepsilon_p^{esp} = \Psi_1 \cdot \sigma_3^{\Psi_2} \sigma_d^{\Psi_3} \cdot N^{\Psi_4}$	σ_3 : tensão de confinamento; σ_d : tensão desviatória; N: número de aplicações de carga; $\Psi_1, \Psi_2, \Psi_3, \Psi_4$: coeficientes do modelo.

Fonte: Autora (2024)

O modelo matemático mais popular na literatura técnica usado para representar a deformação permanente é o modelo simplificado proposto por Monismith *et al.* (1975), apresentado na Equação 1. Porém esse modelo relaciona apenas o número de aplicação de carga à deformação permanente, não prevendo mudanças no comportamento em função de variações climáticas ou modificações de parâmetros das camadas, tais como: umidade, densidade e estado de tensões.

$$\varepsilon_p = A.N^B \quad (1)$$

Em que: N: número de repetições de tensões; A e B: constantes do modelo.

Outros modelos de previsão da deformação permanente de materiais geotécnicos foram propostos, como os de Barksdale (1972), Majidzadeh *et al.* (1978), Lentz e Baladi (1981), Uzan (1985), Thompson e Neumann (1993), Ullditz (1993), Puppala *et al.* (1999). Majidzadeh *et al.* (1978) desenvolveram um modelo para estudo em solos de subleito de algumas rodovias de Ohio. Segundo os autores, o modelo, disposto na Equação 2, reflete os efeitos da umidade, densidade seca e estrutura do solo, todos associados à deformação permanente.

$$\frac{\varepsilon_p}{N} = A.N^m \quad (2)$$

Em que: ε_p : deformação permanente;

N: número de repetições de tensões;

A e m: constantes do modelo.

O modelo de Uzan (1985) foi desenvolvido através da diferenciação da equação proposta por Monismith *et al.* (1975). O modelo, disposto na Equação 3, utiliza a deformação resiliente considerada constante durante o ensaio triaxial de deformações permanentes.

$$\frac{\varepsilon_p(N)}{\varepsilon_r} = \mu.N^{-\alpha} \quad (3)$$

Onde: $\varepsilon_p(N)$: deformação permanente na n-ésima carga;

ε_r : deformação resiliente;

N: número de aplicações de carga;

μ e α : parâmetros de regressão estatística.

Thompson e Neumann (1993) apresentam o logaritmo da deformação permanente dado pela Equação 4, correlacionando o logaritmo de deformação permanente com o logaritmo do número de aplicação de carga repetida. Na equação o termo “a” é variável e depende do tipo

de solo e do nível de tensão, e o termo “*b*” varia entre 0,12 e 0,20, para solos coesivos e granulares, respectivamente.

$$\log \varepsilon_p = a + b \cdot \log N \quad (4)$$

Em que: ε_p : deformação permanente;

N: número de aplicação de carga repetida;

a e *b*: constantes do modelo.

A expressão matemática do modelo de Tseng e Lytton (1989), disposta na Equação 5, concebida a partir de um banco de dados é “fechada” não permitindo a adição de novas informações, sendo seus parâmetros ρ e β e a relação $\varepsilon_0/\varepsilon_r$ derivados a partir dos ensaios de DP. A aplicação desse modelo não é recomendada para pavimentos brasileiros, pois não inclui solos tropicais no banco de dados. Todos os modelos citados são para solos utilizados em camadas granulares do pavimento, além do subleito.

$$\delta_a(N) = \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} \cdot e^{-\left(\frac{p}{N}\right)\beta} \cdot \varepsilon_v \cdot h \quad (5)$$

Guimarães (2009) propôs também um modelo relacionando a deformação permanente específica com as tensões confinante e desvio, ambas em kgf/cm², e o número *N* de aplicações de carga, como apresentado na Equação 6. Guimarães (2009) considerou satisfatório o enquadramento do modelo obtendo uma correlação de 0,91. Uma das limitações desse modelo se refere aos casos em que se adota a tensão confinante constante, o que dificulta a obtenção dos parâmetros do modelo.

$$\varepsilon_p^{esp} = \Psi_1 \cdot \sigma_3^{\Psi_2} \sigma_d^{\Psi_3} \cdot N^{\Psi_4} \quad (6)$$

2.2.4 Redes neurais artificiais e sua aplicação na pavimentação

Redes neurais artificiais (RNA) são processadores maciçamente paralelos distribuídos que tem uma propensão natural para armazenar conhecimento experimental e disponibilizá-lo para uso (PRIDDY e KELLER, 2005). Constituem-se de técnicas de Inteligência Artificial (IA) que tentam simular o funcionamento do cérebro humano em sistemas computacionais simplificados. Consequentemente, o conhecimento é adquirido pela

rede através de um processo de aprendizagem (treinamento), objetivando mapear uma determinada relação entre entradas e saídas da rede.

As RNA são formadas por várias unidades fundamentais de processamento (neurônios) interligados entre si, formando uma estrutura paralela e não linear. A modelagem da RNA consiste em duas etapas: treinar a rede e testar a rede com dados que não foram utilizados para treinamento. O processamento de adaptação dos pesos é chamado de aprendizagem (KASEKO e RITCHIE, 1994).

As RNAs são constituídas por neurônios artificiais, sendo compostos pelos pesos sinápticos, que é responsável por todo o conhecimento adquirido pela rede, formando as variáveis ajustáveis que mudam e se adaptam na medida em que a rede neural é submetida a um conjunto de treinamento; o somador (Σ) que recebe as informações provenientes dos pesos sinápticos e realiza, para cada sinapse conectada, uma soma ponderada de sinais de entrada pelos respectivos pesos e a função de ativação que tem o papel de gerenciar a resposta de saída do neurônio restringindo o intervalo permissível para liberação dessa informação (LEIVA-VILLACORTA *et al.*, 2017; CABRAL, 2021).

Durante a fase de treinamento, a rede utiliza o princípio de aprendizagem indutiva para aprender com um conjunto de exemplos denominado conjunto de treinamento (LINGRAS, 1995). Os métodos de aprendizagem podem ser classificados como aprendizagem supervisionada e não supervisionada. Na aprendizagem supervisionada, para cada neurônio de entrada há sempre um neurônio de saída. Porém, para o aprendizado não supervisionado basta apenas ter neurônios de entrada. De acordo com Silva *et al.* (2004), tal técnica só é aplicável se houver uma grande quantidade de dados, haja vista que para seu processamento a RNA procura “características estatisticamente relevantes” entre os dados apresentados.

Para Araújo (2015) e Ribeiro (2016) a RNA do tipo *perceptrons* de múltiplas camadas (*Multilayer Perceptron* – MLP) constituem o tipo de arquitetura mais comum constituída por três camadas: a camada de entrada, cuja função é a de receber as informações externas; uma ou mais camadas intermediárias ou também denominadas ocultas, responsáveis pelo aumento da capacidade da rede neural artificial em extrair o comportamento mais complexo a partir dos dados disponíveis utilizados no processo de treinamento; e a camada de saída, cuja função é a de dar as respostas corretas para os estímulos do modelo.

Ribeiro (2016) afirma que o algoritmo funciona em duas fases, na primeira, o sinal que parte da entrada se desloca em direção à saída, os pesos sinápticos são mantidos e a saída simulada é comparada com saída observada, os dados observados são subtraídos dos dados simulados gerando assim um sinal de erro; (ii) na segunda fase, o erro gerado na primeira fase

percorre o caminho inverso (da saída para a entrada), e esse retorno do sinal é denominado de “retropropagação do erro”. Os pesos sinápticos são ajustados e o sinal propagado novamente pela rede, de forma a buscar um sinal de erro menor a cada propagação (HAYKIN, 1998).

A aplicação da técnica de redes neurais artificiais (RNAs) tem sido difundida e investigada em diversas áreas do conhecimento, inclusive na área da infraestrutura rodoviária. Como ferramentas computacionais valiosas, as RNAs estão sendo cada vez mais utilizadas para resolver problemas complexos (HAYKIN, 1998; SALTAN e TERZI, 2008) de modelagem incluindo a área de engenharia de pavimentos (CEYLAN *et al.*, 2005; SALTAN *et al.*, 2013; GHANIZADEH & AHADI, 2015; RIBEIRO, 2016; CABRAL, 2021; ARAÚJO, 2023).

As potencialidades do uso da técnica de RNAs na pavimentação têm sido observadas na modelagem da vida de fadiga de pavimentos (MOGHADDAM *et al.*, 2016; AHMED *et al.*, 2017), na previsão de patologias e otimização do sistema de manutenção de pavimentos (VYAS *et al.*, 2021; WANG *et al.*, 2021), previsão da capacidade de suporte (LEE e LEE, 1996; YILDIRIM e GUNAYDIN, 2011) e das propriedades resilientes dos solos para pavimentação (ZEGHAL e KHOGALI, 2005; VIANA, 2007; RIBEIRO, 2016).

No que se refere à deformação permanente de solos, autores como CEYLAN *et al.* (2005), SHAFABAKHSH *et al.* (2015), PLATI *et al.* (2016), GHASEMI *et al.* (2019), CABRAL (2021) e ARAÚJO (2023) desenvolveram modelos baseados em RNA para estimar esse parâmetro com elevada precisão em comparação aos modelos de regressão tradicionais.

2.3 Materiais estabilizados com cimento para pavimentação

Uma das técnicas desenvolvidas pela engenharia rodoviária, de modo a melhorar as propriedades mecânicas de bases e sub-bases de pavimentos, é a inserção de camadas cimentadas. A estabilização química consiste na adição de substâncias químicas ao solo, de forma a provocar mudanças que influenciam nas suas propriedades de resistência mecânica, permeabilidade e deformabilidade (SANTOS *et al.*, 1995). Na estabilização química ocorrem reações químicas entre os aditivos utilizados, os minerais do solo e a água. O uso desses aditivos pode conferir resistência ao solo ou por meio da cimentação dos grãos entre si ou através do aumento das forças coloidais que unem esses grãos (ROBNETT e THOMPSON, 1969).

2.3.1 Aglomerantes hidráulicos

O emprego de aglomerantes hidráulicos visando melhoria das características

mecânicas de materiais empregados para pavimentação não é de uso recente. Balbo (1996) afirma que a utilização de pozolanas e cal como materiais aglomerantes data desde a época áurea de Roma. A cal hidratada e o cimento *Portland* têm sido muito utilizados nas últimas décadas, sendo considerados excelentes estabilizadores para a melhoria de solos e agregados.

O comportamento geotécnico da cal ou do cimento em misturas solo-cimento depende das propriedades físicas e químicas dos solos, que, conforme Felt (1955) e Consoli *et al.* (2009) estão diretamente relacionados com as condições de formação do solo e composição mineralógica da rocha de origem. Croft (1967) afirma que a composição química e mineralógica do solo condiciona o sucesso de sua estabilização com cimento. A maior eficiência do cimento é obtida em solos arenosos, pela facilidade de mistura e pelas maiores resistências obtidas (INGLES e METCALF, 1972). Lilley (1971) relata que quando empregado em uma matriz predominantemente fina como a de solos, por exemplo, o cimento atua como uma pasta, recobrindo as partículas e criando uma matriz de fixação dos grãos soltos de solo. Já no caso de materiais muito granulares, devido ao tamanho dos agregados serem superiores a argamassa e também pela quantidade de vazios existentes, o efeito ocorre de forma pontual, não recobrindo os agregados, sendo a resistência dependente dos contatos pontuais gerados pela pasta de cimento.

Diferentes estudos têm comprovado os efeitos benéficos das misturas de solo-cal e solo-cimento compactados nas propriedades geotécnicas, promovendo redução do índice de plasticidade, modificações na distribuição granulométrica e aumento significativo da resistência mecânica (HERRIN & MITCHELL, 1961; KENNEDY *et al.*, 1987; BHATTACHARJA *et al.*, 2003; FELT & ABRAMS, 2004; GALVÃO *et al.*, 2004; KOLIAS *et al.*, 2005; OSINUBI & Nwaiwu, 2006; CONSOLI *et al.*, 2009; CRISTELO *et al.* 2009; BARROS *et al.*, 2013; BRITO, 2022).

2.3.2 Aspectos inerentes às misturas de solo-cimento

Solo-cimento compreende uma classe de materiais contendo solo ou agregados ou misturas de solo-agregado estabilizados com cimento *Portland*, usados em âmbito mundial para melhorar a estabilidade e a capacidade de suporte das fundações de pavimentos. Kézdi (1979) define solo-cimento como o produto da mistura de solo, cimento e água, produzindo um novo material, que por apresentar alta resistência, pequena deformabilidade, alta durabilidade à água, à efeitos térmicos e ao congelamento, adapta-se bem a aplicações na engenharia geotécnica.

O DNIT (2010) considera o solo-cimento como material resultante da mistura de

solo, cimento e água em proporções determinadas por processo de dosagem, apresentando características de resistência e durabilidade. Devido a sua elevada rigidez e pequena deformabilidade possuem valores suficientes para serem considerados como rígidos, devendo ser considerados dessa forma no dimensionamento de pavimentos (AUST STAB, 2012).

Vensson (2015) afirma que o comportamento de solos cimentados possui características que se distinguem a de solos tradicionais da engenharia rodoviária. Propriedades como de rigidez e de deformabilidade são influenciadas pela existência de algum agente cimentante, resultando capacidade de suportar estados de tensões superiores às encontradas em solos sem cimentação. Devido as suas características, a utilização de base estabilizada com cimento já foi implementada em muitos países, incluindo EUA, China, Austrália, Brasil e África do Sul (PORTELINHA *et al.*, 2012; PAIGE-GREEN, 1998; JITSANGIAM *et al.*, 2016).

Dois técnicas são comumente utilizadas visando aumentar a capacidade de resistência de solos e/ou materiais granulares: solos estabilizados com cimento e melhoramento do solo com cimento. Isola *et al.* (2013) afirmam que a estabilização com cimento é o processo pelo qual quantidades de cimento *Portland* são adicionadas ao depósito de solo natural para melhorar seu comportamento de engenharia. Pitta (1984) caracteriza o solo-cimento como aqueles materiais estabilizados com teores de cimento entre 5 e 10% em massa e com padrões rígidos de durabilidade e resistência à compressão simples. Quando a água é adicionada à mistura, a hidratação do cimento aumenta a capacidade de suporte do solo através da cimentação das partículas do solo. Assim, o principal efeito da estabilização é alterar a gradação do solo ligando as partículas finas à hidratação do cimento e, portanto, aumentando a resistência e a compactabilidade do material (ISOLA *et al.*, 2013).

Os solos melhorados com cimento são misturas de agregados com quantidades medidas de cimento *Portland* e misturados com água com características físicas e mecânicas normalmente inferiores ao do solo-cimento tradicional, a começar pela faixa típica de cimento com teores entre 2 e 5% em massa (PITTA, 1984). Aust Stab (2012) afirma que o solo melhorado com cimento tem função de aumentar a estabilidade, diminuir a expansão e o índice de plasticidade dos solos, resultando em um material mais estável, porém de baixa rigidez quando comparado com o solo-cimento.

As misturas solo-cimento têm sido amplamente utilizadas devido ao seu custo-benefício, contribuindo para a redução das tensões atuantes nas camadas de pavimentos asfálticos, aumentando a rigidez do conjunto. A base de solo-cimento tornou-se uma importante solução estrutural, devido a sua alta resistência, melhor trabalhabilidade, distribuição de carga e estabilidade à água, comprovados por meio de estudos, como os de Mráz *et al.* (2015),

Gnanendran e Paul (2016); Mohammadinia *et al.* (2016), Xuan *et al.* (2016), Du *et al.* (2018), Li *et al.* (2018) e Brito (2022).

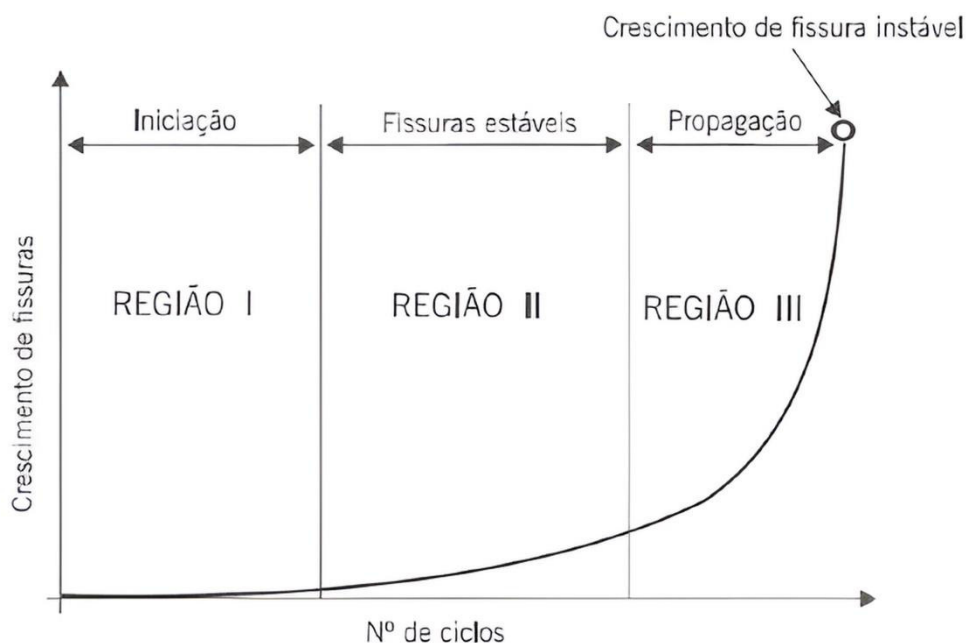
2.4 Fadiga em mistura cimentada

A utilização de base estabilizada com cimento na estrutura do pavimento altera o comportamento e o mecanismo de falha. Embora um material de base estabilizado com cimento exiba elevadas rigidezes, com resistência à compressão muito alta, ele possui resistência à tração e flexão relativamente pobres e vida à fadiga limitada devido ao seu comportamento frágil (KHOURY e ZAMAN, 2002; HORPIBULSUK *et al.*, 2005; NAEINI *et al.*, 2012).

Bases e sub-bases estabilizadas com cimento são comumente submetidas a tensões cíclicas de compressão e tração devido ao tráfego durante o período de projeto. A falha das camadas de base estabilizadas com cimento pode ser atribuída ao desenvolvimento de trincas de retração, à erosão de partículas finas no topo da camada de base, levando à falha por esmagamento, e à falha por fadiga. As trincas de retração e os problemas de erosão podem ser resolvidos pela seleção e dosagem dos materiais e manutenção adequadas. Porém, as trincas de fadiga se desenvolvem com acúmulo gradual de danos após um grande número de cargas de tráfego (BISWAL *et al.*, 2019; BURITATUM *et al.*, 2023).

De acordo com Oliveira *et al.* (2000) e Bonfante e Coelho (2016) o fenômeno da fadiga se caracteriza por um processo de modificações progressivas e permanentes, mediante tensões repetidas, que ocorre nos materiais, logo, é associado aos carregamentos cíclicos, tipicamente presentes na área rodoviária. O termo fadiga designa, assim, um processo progressivo de dano ocorrido em um material sujeito a tensões ou deformações ao longo de um período de tempo, resultando na propagação de trincas e na falha do material. As modificações ocasionadas no material implicam na perda de rigidez da estrutura, por meio do aumento progressivo das fissuras internas, as quais podem evoluir para eventuais fraturas do material. Em uma estrutura sujeita a carregamento cíclico, alguns estágios podem ser diferenciados durante um processo de fadiga, conforme ilustrado na Figura 7.

Figura 7 – Estágios existentes em um processo de fadiga



Fonte: Adaptado de Medina e Motta (2005)

Observa-se, pela Figura 7, que no que se refere ao fenômeno da fadiga em materiais cimentados, as primeiras mudanças microestruturais ocorrem, formando microfissuras. Com o crescimento da magnitude dos deslocamentos, as zonas de danos irreversíveis se iniciam (Região I). À medida que os carregamentos cíclicos aumentam, macrofissuras são originadas, a partir da coalescência das microfissuras (Região II). Com um grande número de cargas de tráfego, o crescimento das macrofissuras conduz rapidamente ao colapso total (Região III).

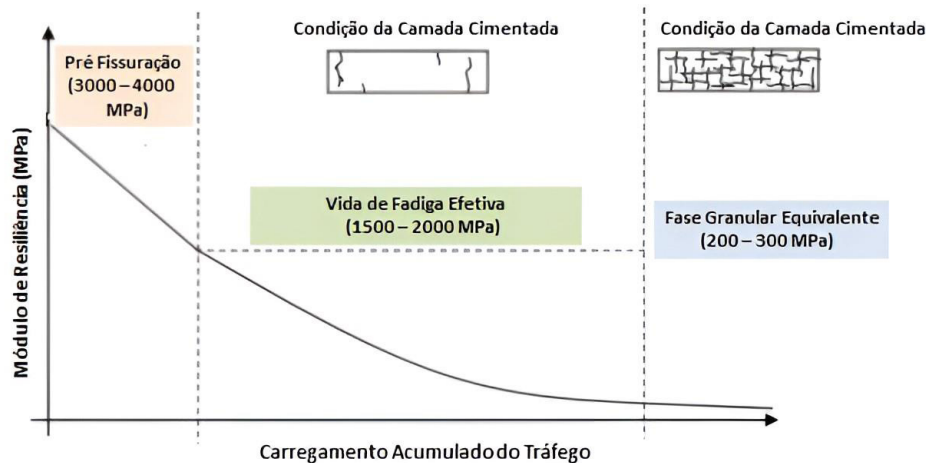
Uma camada cimentada é capaz de romper em função da fadiga, sem que o nível de tensões ultrapasse a resistência do material. Esse processo contínuo de degradação da camada cimentada ocorre em locais com concentrações de tensões ou deformações de tração. Conforme Ceratti e Medina (1983), a máxima tensão ou deformação de tração em estruturas com solo-cimento ocorre quase sempre na própria camada cimentada.

Para Medina e Motta (2005) cargas monotônicas (caso do ensaio de compressão diametral) produzem um dano continuamente crescente nos materiais, enquanto que as cargas cíclicas produzem danos intermitentes, ou seja, enquanto que na fase de carregamento o dano cresce, na fase de descarregamento o dano mantém-se constante, sem considerar o fenômeno de resselagem das trincas.

2.4.1 Mecanismo de fadiga

O mecanismo de fadiga do material cimentado é caracterizado como uma redução na rigidez (AUSTROADS, 2012) causada por um acúmulo de danos em locais de não homogeneidade (BALBO e CINTRA 1996). Conforme Theyse *et al.* (1996), o comportamento típico de uma camada de base tratada com cimento sob carregamento de tráfego repetido é resumido na Figura 8.

Figura 8 – Comportamento típico de uma camada de base estabilizada com cimento sob carregamentos cíclicos



Fonte: Adaptado de Theyse *et al.* (1996)

Para Yeo (2011) o acúmulo de danos na estrutura do pavimento, manifestado como a propagação de trincas dentro da matriz de cimento, produzirá uma redução na rigidez, caracterizando o primeiro estágio da fadiga, conhecido como fase de pré-fissuração. Tal fase é caracterizada por uma redução acentuada e tipicamente linear da rigidez, uma vez que danos significativos ao material ainda não foram aplicados.

A segunda fase é a de Vida de Fadiga Efetiva, em que ocorrem trincas dentro da matriz de cimento e as tensões são constantemente redistribuídas para outras seções do material. Essa fase da vida de fadiga é considerada a vida útil efetiva para camadas de base com cimento, uma vez que apresenta valores de rigidez compatíveis com um material cimentado, mantendo sua função estrutural. É esperado que nessa etapa não ocorra o processo de reflexão de trincas da base cimentada para o revestimento asfáltico, muito embora haja ocorrência de fissuração (MIDGLEY & YEO, 2008, AUSTROADS, 2012).

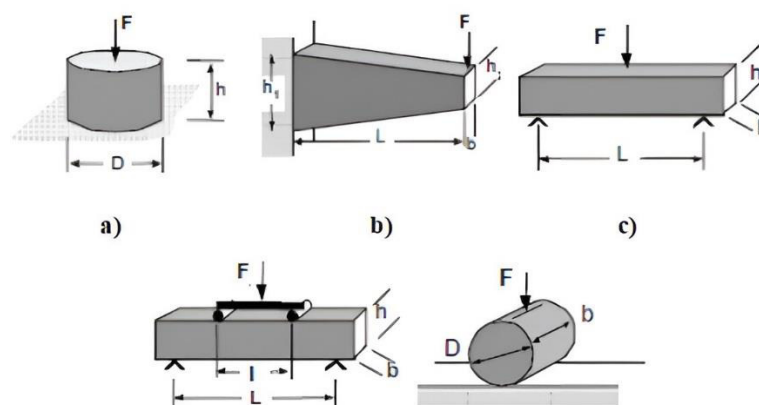
Com o acúmulo adicional de trincas dentro da matriz de cimento, o material

finalmente atinge um limite de desgaste pelo qual as matrizes de cimento localizadas são consideradas como tendo se desintegrado, retornando o material ao seu estado mecânico original, um estágio de serviço conhecido como Fase Granular Equivalente (AUSTROADS, 2008; MIDGLEY & YEO, 2008).

De acordo com Vensson (2015) a vida de fadiga de um solo cimentado é definida em termos de vida de fratura (N_f) ou vida de serviço (N_s). A primeira se refere ao número total de aplicações de certa carga necessária à fratura completa da amostra e a segunda ao número total de aplicações dessa mesma carga que reduza o desempenho ou a rigidez inicial da amostra a um nível preestabelecido.

Tendo em vista a variabilidade das condições de campo, existem diversos tipos e configurações de ensaios laboratoriais que tentam simular de forma apropriada o carregamento dinâmico, entretanto, sob condições climáticas e de carregamento restritas. Dentre os ensaios de fadiga em misturas cimentadas, pode-se destacar os ensaios de Tração Direta Uniaxial Cíclica; Flexão Dois Pontos com Base Engastada; Flexão Três Pontos; Flexão Quatro Pontos e Tração por Compressão Diametral (Tração Indireta). Na Figura 9 estão ilustradas as diferentes configurações de ensaios para avaliação da fadiga.

Figura 9 – Tipos de ensaios para avaliação da fadiga: (a) tração direta uniaxial; (b) flexão dois pontos com base engastada; (c) flexão três pontos; (d) flexão quatro pontos; (e) tração por compressão diametral



Fonte: Adaptado de Di Benedetto *et al.* (2004)

Midgley & Yeo (2008) sugerem a utilização de ensaios laboratoriais de Resistência à Flexão, Teste de Tração Direta, Teste de Tração Indireta para determinação da vida de fadiga de misturas cimentadas. O *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP, 2014)

sugere em seu manual a utilização dos ensaios de Fadiga à Flexão, Fadiga por Compressão Diametral e o modelo em grande escala.

2.4.2 Modelos de previsão de fadiga em misturas estabilizadas com cimento

As propriedades de fadiga e os parâmetros do modelo de fadiga são dependentes do tipo de material e do modelo de previsão de fadiga para a estimativa da vida útil do pavimento (JITSANGIAM *et al.*, 2016). Os modelos de fadiga podem ser divididos em dois grupos: modelo de fadiga baseado em tensão e modelo de fadiga baseado em deformação. Nos modelos de fadiga baseados em tensão, a vida em fadiga é uma função da razão de tensão (ou seja, razão entre tensão de tração de flexão e resistência à flexão), cuja forma geral é dada pela equação 7.

$$N = f\left(\frac{\sigma_t}{\sigma_{rup}}\right) \quad (7)$$

Em que:

N= vida em fadiga;

σ_t = tensão de flexão inicial ou tensão de flexão;

σ_{rup} = tensão de ruptura.

Os modelos de fadiga baseados em deformação, a vida em fadiga é definida como uma função da deformação de tração inicial na fibra inferior da camada ou a razão entre deformação de tração aplicada e deformação de ruptura. No entanto, o modelo de fadiga dependente da tensão de tração inicial é a forma mais comum de modelo de fadiga baseado em deformação, cuja forma geral é dada pela equação 8.

$$N = \left(\frac{k_1}{\mu_\epsilon}\right)^{k_2} \quad (8)$$

Em que:

N = vida em fadiga;

μ_ϵ = deformação inicial de tração em microdeformação;

k1 e k2 = coeficientes.

Ceratti (1991) desenvolveu um estudo de misturas compostas por solos de climas tropicais, em que foram realizados em laboratório ensaios de fadiga à flexão em viga 4 pontos à tensão controlada de misturas de solo-cimento e determinado o número de repetições até a ruptura. O autor investigou teores de 6%, 8%, 10% e 12% de cimento. Todos os ensaios foram conduzidos a temperatura ambiente (21°C a 23°C) sob tensão controlada e frequência de 2 Hz. O número de ciclos de ruptura foi considerado como sendo a vida de fadiga do corpo de prova e o critério de parada adotado consistiu na ruptura do material ou obtenção de 1.000.000 ciclos. O formato matemático adotado pelo autor para representar o comportamento à fadiga está representado na Equação 9.

$$N = 10^{\left(\frac{SR-k_1}{k_2}\right)} \quad (9)$$

Em que:

N= Número de ciclos de carregamento sob tensão controlada;

SR = Relação entre tensão de tração e a resistência à tração na flexão;

k_1 e k_2 = Constantes de calibração dos modelos.

Trichês (1993) estudou a aplicação de Concreto Compactado com Rolo na pavimentação, com consumo de cimento de 120, 200 e 280 kg/m³. Para avaliação da fadiga foram realizados ensaios de tração na flexão sob tensão controlada, frequência de 5 Hz, com dimensões das amostras prismáticas de 15 × 15 × 50 cm. O autor considerou a tensão de tração máxima entre 55 a 95% da resistência à tração na flexão aos 28 dias e como vida de fadiga a ruptura do corpo de prova. Os ensaios foram realizados em mistura de 40% de areia natural de rio, 18% de Brita 0 e 42% de Brita 1, de origem granítica. A equação de fadiga proposta por Trichês foi a descrita na Equação 10.

$$N = 10^{k_1 - k_2 \cdot SR} \quad (10)$$

Em que:

N= Número de ciclos de carregamento sob tensão controlada;

SR = Relação entre tensão de tração e a resistência à tração na flexão aos 28 dias de cura.

Balbo (1993) também gerou um modelo de previsão de desempenho à fadiga, a

partir de estudo dinâmico de fadiga à tração por compressão diametral, com tensão controlada, de uma mistura cimentada do tipo Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC), cujas amostras foram ensaiadas a uma frequência de 10 Hz. As amostras apresentavam granulometria do agregado na faixa B do DER-SP; teor de cimento de 4% em peso e umidade de moldagem 1,5% abaixo da umidade ótima de compactação na energia modificada. Os ensaios resultaram no modelo experimental de tração indireta, conforme Equação 11, com coeficiente de correlação de 0,759.

$$N = 10^{17,137 - 19,608.SR} \quad (11)$$

Em que:

N= Número de ciclos de carregamento sob tensão controlada;

SR= Relação entre tensão de tração e a resistência à tração por compressão diametral.

Midgley & Yeo (2008) investigaram características mecânicas e comportamento à fadiga de duas misturas solo-cimento, com 3% e 4% de cimento, a partir dos ensaios de Fadiga à Flexão 4 Pontos e Fadiga por Compressão Diametral, ambos realizados sob tensão controlada. As tensões utilizadas em ambos os ensaios estavam inseridas no intervalo de 60% a 90% da resistência do material, ambos com frequência de 2 Hz. O critério de parada consistiu na redução de 50% do módulo inicial da amostra, sendo o módulo inicial definido como módulo médio da aplicação dos 50 primeiros ciclos. Os dados são apresentados em forma de um relatório técnico inserido nos manuais de pavimentação publicados por Austroads (2008). Os testes foram conduzidos sob diferentes magnitudes de carga e os dados foram ajustados em modelos matemáticos, conforme Equação 12, com coeficientes de correlação chegando até 0,96.

$$\log N = -LDE * \log \sigma_t + k_1 \quad (12)$$

Em que:

N= Número de ciclos de carregamento sob tensão controlada;

LDE= Expoente de dano de carga (oriundo do ensaio *Accelerated Loading Facility*);

σ_t = Tensão de tração do ensaio de fadiga;

k_1 = Constante de calibração do modelo.

Nascimento (2017) estudou o comportamento à fadiga de mistura cimentada com

base de BGTC, com 3% de cimento Portland tipo CP-II-F32, por meio da utilização do ensaio de flexão com viga 4 pontos sob tensão controlada com frequência de 1 Hz. O agregado possuía origem granítica, equivalente de areia de 65% e perda por abrasão Los Angeles de 25%. Foram adotados níveis de tensão 75%, 85% e 90%, referentes ao valor da tensão de ruptura por tração na flexão. Os modelos de previsão obtidos a partir de tração na flexão com carregamento cíclico são apresentados na Equação 13, Equação 14 e Equação 15, uma vez que todos os modelos obtiveram $R^2 = 0,96$.

$$Nf = 10^{19,0352(1-0,01003*RTF)} \quad (13)$$

$$Nf = 10^{19,0358(1-0,00573*\epsilon_t)} \quad (14)$$

$$Nf = 10^{19,0363(1-0,00334*\sigma_t)} \quad (15)$$

Em que:

N_f = Número de ciclos de carregamento em tensão controlada;

RTF = Resistência à tração na flexão (%);

ϵ_t = Deformação específica de tração do ensaio de fadiga ($\times 10^{-6}$ mm/mm);

σ_t = Tensão de tração do ensaio de fadiga (kPa).

Nascimento (2017) afirma que os modelos que utilizam a tensão de tração como critério de ruptura possuem boa resposta na previsão do trincamento à fadiga em uma análise de carga equivalente de tráfego, mas possuem efetividade pequena para análise do dano acumulado, uma vez que ocorre redução na relação entre a tensão aplicada e a resistência à tração e, conseqüentemente, o alívio de tensões. De forma contrária, os modelos que consideram a deformação de tração, são efetivos para identificar o dano por fadiga ao longo dos ciclos, visto que a redução da rigidez da camada acarreta em um aumento de deformação de tração.

Entende-se que o comportamento estrutural de misturas solo-cimento na pavimentação é influenciado por diferentes parâmetros, dificultando um modelo de fadiga que estime de forma confiável o comportamento de campo dos materiais cimentados. Assim, Back (2022) salienta que os modelos servem como um guia para entendimento das tendências do material; cabendo ao projetista utilizar resultados laboratoriais de fadiga específicos do material que ele utilizará ou pretende utilizar em pista.

2.5 Considerações finais

A atual situação da malha rodoviária brasileira, responsável por grande parte do transporte de cargas comerciais do país, propicia um cenário de exploração de diferentes alternativas de materiais de pavimentação, buscando-se propor pavimentos que atendam as solicitações impostas, sem afundamentos generalizados ou trincamentos precoces.

Existem estudos nacionais e internacionais que avaliam, a partir de amplos programas laboratoriais, a utilização de cinzas de termelétrica na pavimentação. Porém, tais estudos funcionam com um guia para entendimento das tendências do material; para fins de projeto, devido à significativa heterogeneidade característica desses resíduos, torna-se necessário investigações com o material a ser utilizado *in situ*.

A falta de critérios para a utilização de materiais residuais de termelétricas na pavimentação é um dos principais fatores que limitam a sua utilização em larga escala. Relata-se que até o momento não existe na literatura brasileira documentos que incorporem os aspectos construtivos de utilização desses resíduos industriais na área rodoviária, levando-se em consideração a normatização e as especificações brasileiras, tornando-se um gargalo para experiências práticas desse material em camadas de pavimentos.

Para atender a significativa demanda de tráfego, o uso de misturas cimentadas torna-se uma opção a ser investigada em camadas de pavimentos. Produções acadêmicas foram desenvolvidas nos últimos anos, investigando o comportamento mecânico de misturas cimentadas na área rodoviária. Porém ainda são incipientes nacionalmente os trabalhos que avaliam tais misturas frente ao seu principal mecanismo de ruptura: o trincamento por fadiga.

O comportamento estrutural das camadas que compõem um pavimento deve ser avaliado por um rotina mecanística-empírica, que atrele as observações de campo com ensaios laboratoriais. Para tanto, o novo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa) incorpora em suas análises parâmetros de fadiga e de deformação permanente. Relatam-se alguns estudos acerca da avaliação da DP de solos, porém ainda se tem poucas pesquisas com o intuito de prever o parâmetro de DP em materiais que compõem camadas de bases e sub-bases de pavimentos, tornando-se necessário a avaliação acerca das formulações que melhor representem os materiais voltados para cada região.

O estudo da fadiga de misturas cimentadas também é passível de influência de diversos parâmetros, que tendem a dificultar o desenvolvimento de um modelo de fadiga que estime de forma adequada e confiável o comportamento de campo dos materiais cimentados. Modelos foram propostos na literatura, no entanto, entende-se que a utilização de tais modelos

sempre deve estar atrelado às limitações expostas pelos mesmos, como o tipo de equipamento empregado, as frequências e tensões de aplicação utilizadas, a temperatura de ensaio e idade de cura das amostras.

3 ANÁLISE DA CONCEPÇÃO E CONSTRUÇÃO DE BASES E SUB-BASES DE PAVIMENTO SUSTENTÁVEL COM O USO DE CINZAS DE CARVÃO MINERAL ADVINDAS DE TERMELÉTRICAS NO ESTADO DO CEARÁ

RESUMO

A política ambiental cada vez mais austera, associada à diminuição da oferta e à elevação dos custos dos recursos naturais utilizados na construção da infraestrutura viária, conduzem a pesquisas de avaliação da viabilidade técnica, econômica e ambiental de materiais residuais como matéria prima para aplicação sustentável em obras de engenharia. Empresas, como mineradoras, centrais termelétricas e usinas siderúrgicas geram toneladas de resíduos que quando não reutilizados são descartados em ambientes a céu aberto e em bacias de sedimentação. Diante deste contexto e tendo-se como desafio motivador contribuir para a prática do uso de cinzas de carvão em obras rodoviárias, este artigo tem o objetivo de analisar a concepção e execução de um trecho experimental de pavimento construído dentro de uma usina termelétrica no Estado do Ceará, com uso de cinzas de carvão em camadas de base e sub-base. O artigo contempla a análise de todos os ensaios físicos e mecânicos que resultaram na proposição do projeto estrutural de pavimento do trecho, bem como as etapas pertinentes à execução do pavimento proposto. Para tanto, foi adotada uma sequência metodológica composta das etapas de estudos preliminares, pré-execução e execução do trecho experimental de pavimento construído. O projeto estrutural resultou na proposição de um pavimento composto por uma camada de sub-base de 50% cinza+ 50% solo regional e uma camada de base de 95%+5% de cal, em massa. Foram observadas, no acompanhamento do trecho experimental, algumas particularidades do material trabalhado, que foram documentadas com o intuito de assistir às aplicações desse material na pavimentação e auxiliar profissionais da engenharia em execuções que façam uso desse resíduo. Ademais, a principal contribuição desta pesquisa foi propor uma solução de engenharia técnica, econômica e ambientalmente adequada para as cinzas de carvão, que se mostraram viáveis na construção de pavimentos sustentáveis. A partir dessa proposição, foi construído o primeiro trecho viário com o uso de cinzas em camadas de pavimentos do Ceará.

Palavras-chave: Cinzas, Trecho Experimental, Pavimentação

3.1 Considerações iniciais

A utilização de resíduos na pavimentação é uma tendência mundial. De um modo geral, observa-se uma deficiência, em quantidade e qualidade, de materiais convencionais utilizados em camadas que compõem os pavimentos, de forma que a busca de novas alternativas para compô-los é imperativa. O mercado rodoviário, com seus recursos naturais cada vez mais escassos e sua capacidade de assimilação de grandes volumes de materiais, está em uma posição importante para fornecer soluções seguras e econômicas para emprego de resíduos industriais (GHAFOORI e BUCHOLC, 1996; ROHDE *et al.* 2006; LAV, LAV e GOKTEPE, 2006; SAHU *et al.*, 2017).

Com a crescente demanda energética, observa-se um avanço da participação de usinas termelétricas como fonte geradora de energia no território nacional, representando a segunda maior fonte de geração de energia no Brasil, com 24,73% de toda a produção nacional (Banco de Informações de Geração, 2019). Essa forma de geração de energia resulta em resíduos que se apresentam de distintas formas de acordo com o processo de queima do carvão

e que se não destinados devidamente podem gerar impactos significativos no solo e nas águas subterrâneas, devido à lixiviação de elementos tóxicos presentes em sua composição química (LOPES, 2011; VASCONCELOS, 2018). Um avanço na busca por um maior domínio em usos dos resíduos provenientes da combustão do carvão mineral, os chamados PCC's (produtos da combustão do carvão) nas termelétricas é amplamente benéfico para todas as partes envolvidas, direta ou indiretamente.

Chandler *et al.* (1994) evidenciaram em suas pesquisas que na Dinamarca, Alemanha e nos Países Baixos, mais de 50% da cinza pesada gerada é empregada em camadas de base de pavimentos flexíveis. Silva (2006), Alcântara (2018) e Silva (2021) ressaltaram que, normalmente, a cinza pesada é beneficiada na produção de blocos de concreto pré-moldado para pavimentos intertravados, como um substituto de baixo custo para a areia natural utilizada. Além disso, em alguns países, a cinza pesada é aproveitada no concreto para construção de calçadas.

Além das finalidades em protótipos de concreto, no Brasil também foram apresentadas pesquisas explorando a empregabilidade das cinzas decorrentes da combustão do carvão mineral em estruturas semirrígidas e flexíveis de pavimentos, sendo que alguns autores já evidenciaram o seu aproveitamento a nível de laboratório na pavimentação no que se refere ao desempenho mecânico da utilização de cinzas (LEANDRO, 2005; ROHDE *et al.*, 2006; SILVA, 2006). Rohde *et al.* (2006) também reforçam que a aplicação de cinzas na pavimentação se difundiu muito desde a década dos anos 60, sendo objeto de vários estudos nacionais e internacionais realizados (NARDI, 1975; DAWSON e NUNES, 1993; FERGUSON, 1993; EDIL *et al.*, 2002; ARORA e AYDILEK, 2005; LAV, LAV e GOKTEPE, 2006; ROHDE *et al.*, 2006; LOPES, 2011; BARROS, 2015; VASCONCELOS, 2018).

Schroeder (1994) estudou a utilização das cinzas de carvão mineral, estabilizadas granulométrica e quimicamente em camadas de pavimentos nos EUA, relatando experiências bem sucedidas, na década dos anos 80, de utilização de cinzas volantes e pesadas em serviços de pavimentação. Nos Estados Unidos (EUA), 12 estados têm algum tipo de especificação para o uso de cinzas volantes em aplicações na área rodoviária e pelo menos 22 estados já usaram cinzas volantes em materiais estabilizados de base ou sub-base. As misturas de cinzas de carvão foram aplicadas em camadas de base e sub-base em áreas de baixo tráfego, como ruas locais ou estacionamentos e proporcionaram um desempenho excelente ao longo de muitos anos em vários locais (FHWA, 2018).

De acordo com a FHWA (2018), o desempenho bem-sucedido de misturas

estabilizadas quimicamente de cinzas na pavimentação depende do desenvolvimento de resistência na matriz cimentícia formada pela reação pozolânica entre a cinza e o ativador que pode ser cal, cimento ou outro aglomerante. De acordo com Barenberg e Thompson (1976) existem dois tipos diferentes de reações que ocorrem quando a cal e a cinza são misturadas ao solo. O primeiro tipo é entre a cal e os argilominerais do solo, que resulta na formação de Ca^{+2} livres e, posteriormente, a formação de produtos cimentantes. O outro tipo de reação é entre a cal e a cinza, mecanismo complexo que estabiliza o material por meio da formação de silicatos de cálcio hidratado e aluminatos hidratados de cálcio, produzindo compostos com propriedades cimentícias.

Apesar da enorme potencialidade do uso de cinza volante com adição de estabilizantes químicos na pavimentação, esses resíduos são raramente empregados no Brasil em obras viárias. A partir da década de 1970, o Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), o Departamento de Estradas e Rodagem de Santa Catarina (DER-SC) e a COPPE (Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia) firmaram parcerias, que culminaram em pesquisas conjuntas sobre estabilização de solos com cinzas volantes e cal hidratada, resultando nos trabalhos dos autores Pinto (1971), Nardi (1975) e Marcon (1977), que culminou na implantação de um trecho experimental, às margens da BR-101, estado de Santa Catarina e de alguns quilômetros de rodovias na área do polo petroquímico do Rio Grande do Sul.

Os poucos registros de aplicação prática de misturas de cinzas estabilizadas em camadas de base e/ou sub-base limitam-se a região sul do território nacional. Reforça-se que ainda não se dispõe, no Brasil, de manuais que incorpore os aspectos construtivos de utilização de cinzas de carvão mineral na pavimentação, levando-se em consideração a normatização e as especificações brasileiras e características intrínsecas, como climáticas, ambientais e legais.

Diante deste contexto e tendo-se como desafio motivador contribuir para a prática do uso de cinzas de carvão em obras rodoviárias, este artigo tem o objetivo de analisar a concepção e execução de um trecho experimental de pavimento construído com uso de cinzas de carvão mineral advindas de termelétricas em camadas de base e sub-base. Para tanto, foram analisados ensaios físicos e mecânicos que resultaram na proposição do projeto estrutural do pavimento e acompanhado a execução do primeiro trecho viário com o uso de cinzas em camadas de pavimentos do Ceará.

3.2 Materiais e métodos

Neste estudo foram utilizados como materiais cinzas de carvão mineral, dois solos regionais (solo A e solo B) e cal hidratada. As cinzas foram provenientes de uma usina termelétrica, localizada no município de São Gonçalo do Amarante, na Região Metropolitana de Fortaleza (RMF), Ceará, Brasil, conforme Figura 10. As cinzas geradas pela termelétrica são armazenadas em módulos de estocagem, estruturas criadas para receber os resíduos. São três módulos criados, o módulo I, com toda a sua capacidade utilizada, o módulo II, ainda recebendo material, e o módulo III, já construído, porém ainda não utilizado. As cinzas aplicadas neste estudo são originadas do módulo I, em função do montante de material armazenado e da condição de capacidade máxima de armazenamento.

Em algumas partes do módulo I as cinzas estavam dispostas em um estado mais solto, permitindo a coleta de amostras de forma manual, utilizando-se apenas enxadas e picaretas e pá. Em outras regiões do módulo, no entanto, o material se encontrava em um estado mais compactado, necessitando a utilização de miniescavadeira e escavadeira hidráulica.

Figura 10 – Localização da termelétrica de estudo



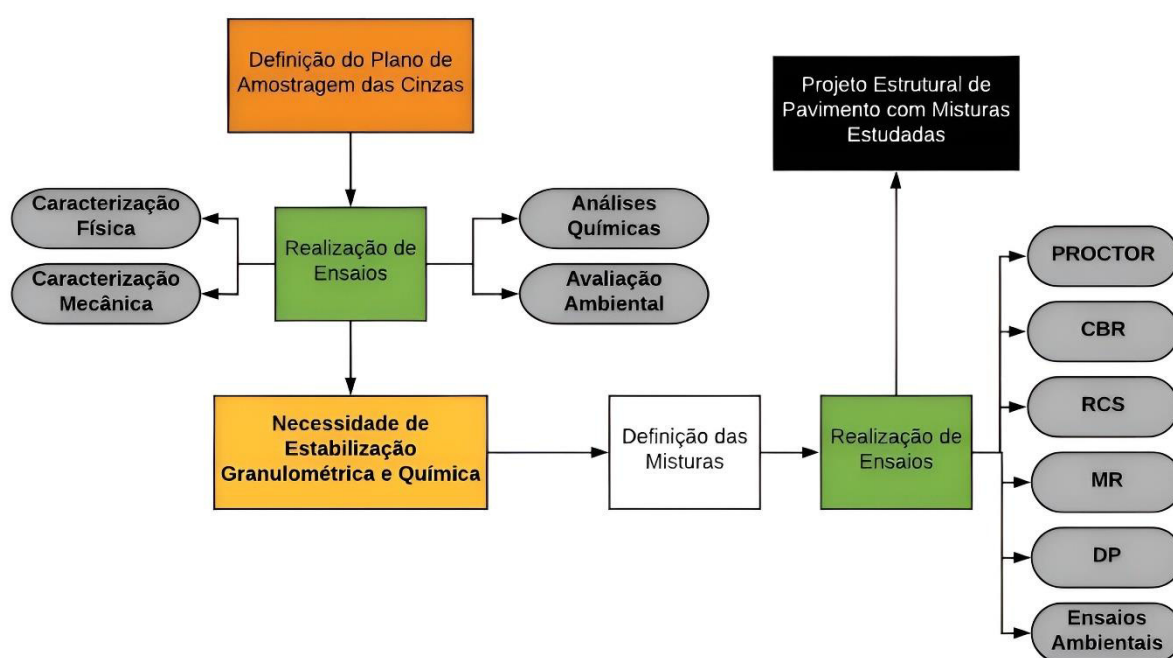
Fonte: Autora (2024)

Para se atingir o objetivo estabelecido, foi adotada uma sequência metodológica composta de 3 etapas descritas a seguir.

3.2.1 Etapa 1: Estudos preliminares para concepção do trecho experimental

A primeira etapa metodológica contemplou os estudos preliminares que culminaram na concepção de um trecho experimental de pavimentos com uso de cinzas dentro de uma usina termelétrica localizada no estado do Ceará. Esses estudos estão documentados com detalhes em Vasconcelos (2016; 2018). O fluxograma disposto na Figura 11 ilustra os procedimentos realizados nesta etapa.

Figura 11 – Procedimentos adotados na primeira etapa metodológica



Fonte: Autora (2024)

Em continuidade ao trabalho desenvolvido por Vasconcelos (2016), Vasconcelos (2018) utilizou em seus estudos cinzas provenientes da mistura de amostras de 11 pontos da malha amostral, gerando uma cinza mais homogeneizada, com igual proporção em massa. Foram selecionados esses pontos amostrais por apresentarem características de baixa periculosidade, com base nos ensaios ambientais, e de melhores resultados mecânicos de ISC e expansão.

Vasconcelos (2018) propôs 9 misturas, identificadas na Tabela 2, submetidas aos ensaios Proctor (DNER, 1994a), ISC e expansão (DNER, 2016), Módulo de Resiliência (MR), com base na norma DNER (2018), Resistência à Compressão Simples (RCS), conforme DNER

(1994b) e Resistência à Tração por Compressão Diametral (RTCD), conforme DNER (1994c), na energia de compactação intermediária. Foram realizados também ensaios de Deformação Permanente, conforme norma BS EN 13286-7: 2004 e ensaios ambientais, conforme as normas ABNT (2004) e ABNT (2004b). Idealizou-se realizar misturas das Cinzas (C) com Solo (S) regional (Solo A) e com adição de cal em três proporções (1%, 3% e 5%). Em misturas com presença de cal, os ensaios foram realizados para tempos de cura de 0, 7, 14 e 28 dias. Nos ensaios de RCS e RTCD a ruptura foi realizada 24 h após imersão em água, conforme disposto em norma.

Tabela 2 – Misturas idealizadas por Vasconcelos (2018)

MISTURAS	Solo (%)	Cinza (%)	Cal (%)	COMPOSIÇÃO
M1 (solo A)	100	0	0	100S + 0C
M2 (cinza)	0	100	0	0S + 100C
M3 (solo A + cinza)	50	50	0	50S + 50C
M4 (M2 + 5CAL)	0	95	5	95C + 5Cal
M5 (M3 + 5CAL)	47,5	47,5	5	47,5S + 47,5C + 5Cal
M6 (M2 + 3CAL)	0	97	3	97C + 3Cal
M7 (M3 + 3CAL)	48,5	48,5	1	48,5S + 48,5C + 3Cal
M8 (M2 + 1CAL)	0	99	1	99C + 1Cal
M9 (M3 + 1CAL)	49,5	49,5	1	49,5S + 49,5C + 1Cal

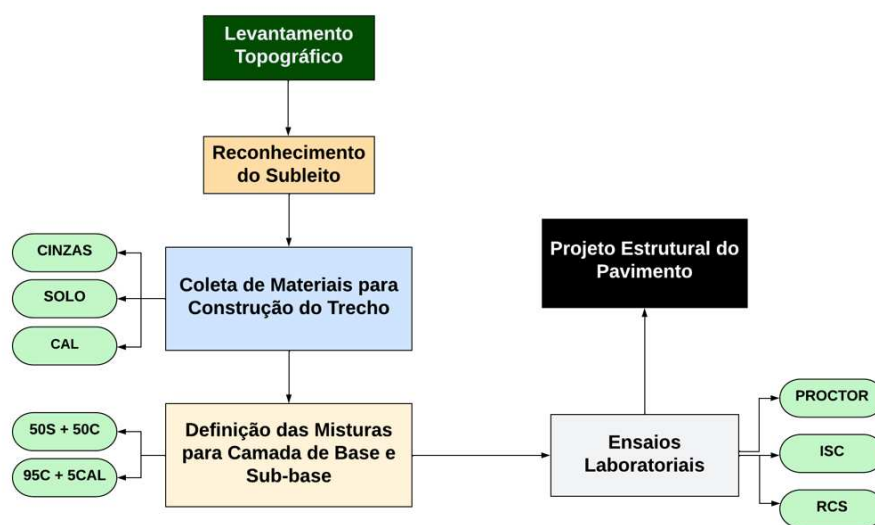
Fonte: Vasconcelos (2018)

Para finalizar essa etapa, Vasconcelos (2018) realizou o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos teóricos, para diferentes volumes de tráfego, utilizando-se as melhores misturas investigadas em camadas de base e sub-base. Foi realizado um pré-dimensionamento pelo método empírico do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), que determina a espessura das camadas em função do número N (número de operações do eixo simples padrão com rodas duplas, pressão de 5,6 kg/cm² e carregamento de 8,2 tf) e do valor de ISC do subleito. Como o método do DNIT é essencialmente empírico e tem se verificado nos últimos anos um rompimento prematuro da malha que pode estar associado à questão da repetição das aplicações das cargas, como informado por Medina e Motta (2005), depois de realizado o pré-dimensionamento pelo método do DNIT, empregou-se análise mecanística dos pavimentos, cujo dimensionamento foi realizado com o auxílio do programa computacional SisPav (FRANCO, 2007).

3.2.2 Etapa 2: Pré-execução do trecho experimental

Baseado nos trabalhos de Vasconcelos (2016; 2018) procedeu-se uma etapa de pré-execução do trecho experimental. Essa etapa culminou na realização dos estudos topográficos no local de execução do trecho e do reconhecimento do subleito local. Como as cinzas dispostas no módulo I de armazenagem apresentaram heterogeneidade significativa (VASCONCELOS, 2016) e o solo escolhido (Solo B) para a execução do trecho experimental foi diferente do estudado por Vasconcelos (2018), teve-se que realizar um novo programa experimental de forma a propor um novo projeto estrutural de pavimento para o trecho experimental de pavimento. O fluxograma da Figura 12 ilustra o programa experimental durante a etapa de pré-execução do trecho experimental.

Figura 12 – Procedimentos adotados na segunda etapa metodológica



Fonte: Autora (2024)

O trecho experimental foi construído com aproximadamente 1,4 km de extensão, localizado dentro da Usina Termelétrica Energia Pecém, no estado do Ceará, na RMF. O trecho interliga a CE-085 aos blocos administrativos da empresa. O local de execução do trecho foi definido pela própria empresa que financiou toda a construção.

Inicialmente foi realizado um estudo topográfico do local, o qual se dividiu em duas fases: cadastramento e mapeamento. A técnica utilizada foi a de levantamento no modo

diferencial RTK (*Real Time Kinematic*), utilizando-se um receptor geodésico (*modelo Trimble R4 – RTK – FULL TIME*) juntamente com sua antena remota. Realizou-se um levantamento cadastral abrangendo todo o entorno do trecho pavimentado, partindo-se da CE-085 e seguindo-se as torres de alta tensão até chegar à outra extremidade do trecho, próxima aos blocos administrativos da empresa. Na segunda fase foi realizado o mapeamento da região, por meio do levantamento de pontos em seções transversais de 40 m de extensão, espaçadas 10 m entre si, a fim de se obter uma representação tridimensional do terreno, possibilitando estudo de declividades, volumes de corte e aterro e lançamento de greide.

O reconhecimento do subleito local foi feito por meio da coleta de 10 amostras espaçadas ao longo do eixo da via construída. Com utilização de pás e picaretas, aprofundaram-se os furos de sondagem até cerca de 1 m, de forma a verificar visualmente a ocorrência de mudança de material. Como não foi detectado mudanças, as amostras foram extraídas mais superficialmente, com profundidades entre 25 cm a 75 cm. Nas amostras coletadas, procederam-se a realização dos ensaios de caracterização física (granulometria e limites de consistência) e ensaios mecânicos (Proctor e ISC). Os ensaios de Proctor e os de ISC foram realizados na energia normal. Com os resultados desses ensaios, realizou-se uma análise estatística, conforme DNIT (2006).

As cinzas de carvão mineral foram obtidas do módulo I da termelétrica de estudo. As cinzas foram retiradas aleatoriamente dentro do módulo e se encontravam em um estado mais compactado, necessitando a utilização de miniescavadeira e escavadeira hidráulica para coleta. O solo utilizado (solo B) e a cal foram coletados e fornecidos pela empresa executora do trecho experimental. O solo B era de aspecto arenoso, do tipo A-2-4, localizado a menos de 5 km da termelétrica em estudo. A cal utilizada foi a cal hidratada especial, do tipo CH-1, por oferecer um maior grau de pureza, como ressalta Forti (2017).

Com os materiais que de fato seriam utilizados no trecho coletados, propôs-se misturas tendo por base o projeto estrutural relatado na etapa 1 deste estudo, baseado em Vasconcelos (2018). Essa autora propôs um pavimento teórico com subleito local (ISC de 14%), sub-base (mistura 50% solo + 50% cinza, com ISC de 21%) e base (mistura 95% cinza + 5% cal). Ressalta-se que o solo escolhido pela empresa para uso nas camadas do pavimento foi diferente do estudado por Vasconcelos (2018). Ademais, conforme Vasconcelos (2016), sabe-se que as cinzas dispostas no módulo I apresentam grandes heterogeneidades. Dessa forma, todos os ensaios de caracterização física e mecânica do solo a ser utilizado no trecho (Solo B), da mistura 50% solo + 50% cinza (50S + 50C) e da mistura 95% cinza + 5% de cal

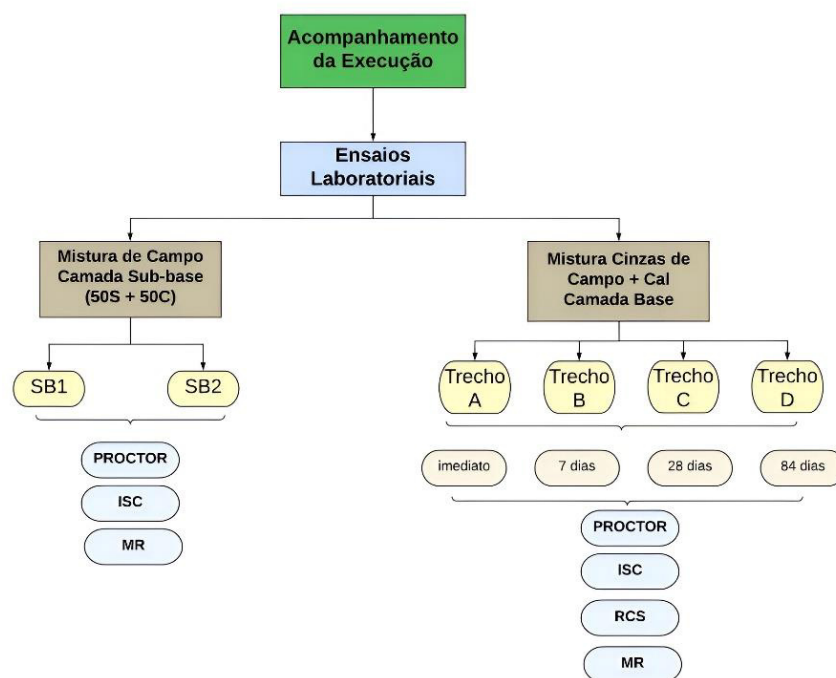
(95C + 5CAL) foram realizados neste estudo, de forma a verificar a viabilidade de utilização nas camadas do trecho experimental.

Foram realizados ensaios Proctor, ISC, Expansão, RCS e Módulo de Resiliência (MR), com base na norma DNER-ME (2018). Na mistura com presença de cal, os ensaios foram realizados para tempos de cura de 7 dias. Não foi possível a realização de análises em maiores tempos de cura, haja vista o prazo para execução da obra.

3.2.3 Etapa 3: Execução do trecho experimental

Nesta etapa metodológica serão abordados os aspectos pertinentes à execução do trecho experimental, contemplando o acompanhamento de todas as suas etapas construtivas. O fluxograma da Figura 13 ilustra os procedimentos realizados nesta etapa.

Figura 13 – Procedimentos adotados na terceira etapa metodológica



Fonte: Autora (2024)

O trecho experimental foi dimensionado para o tráfego de N igual a 10^7 , haja vista o tráfego de veículos previsto para o pavimento construído. O trecho foi executado em

conformidade com o estabelecido no projeto estrutural proposto na segunda etapa do programa experimental, com exceção da camada de base, que foi construída com três diferentes teores de cal, com vistas a avaliar a influência do teor de cal nas misturas utilizadas em campo. Assim, o trecho foi construído com a mistura 50S + 50C na camada de sub-base e na camada de base, cinza misturada com 1,6%, 3% e 5% de teor de cal, em massa. Os teores de 3% e 5% são justificados por base no trabalho de Vasconcelos (2018) e nos ensaios realizados na etapa 1 deste estudo, que demonstraram resultados mecânicos satisfatórios desses teores para aplicação em camada de base. O teor de 1,6% surgiu a partir de um erro de cálculo da quantidade de cal por parte da empresa contratada para execução. Na Figura 14 consta uma imagem ilustrativa do pavimento experimental com marcações de estacas que demarcam diferentes trechos devido aos teores de cal. Na Tabela 3 constam os teores de cinzas e cal, em massa, aplicados na base de cada trecho.

Figura 14 – Trecho experimental com marcações das estacas



Fonte: Autora (2024)

Tabela 3 – Trechos *versus* teor de cal adicionado às cinzas

Trechos	Teores de cal (%)
Trecho A	1,6
Trecho B	5
Trecho C	3
Trecho D	5

Fonte: Autora (2024)

Durante a execução do pavimento foram coletadas duas misturas de solo-cinza utilizadas na sub-base (nomeadas aqui de SB) para realização de ensaios com a finalidade de averiguar se a execução estava de acordo com os parâmetros previstos na etapa 2, referente à pré-execução do trecho experimental. A SB1 foi coletada durante a execução na proximidade da rotatória, disposta no trecho D da Figura 14. A SB2 na proximidade da CE-085, no Trecho A da Tabela 3. Para tais amostras foram realizados os ensaios de Proctor, ISC e MR (umidade ótima e umidade ótima $\pm 2\%$). Em função de se ter verificado no campo altas umidades durante a construção da sub-base em virtude dos altos índices pluviométricos, decidiu-se realizar ensaios de MR em diferentes teores de umidade de compactação.

Para camada de base, devido às reações pozolânicas ocorrerem de forma imediata, optou-se por não coletar as misturas de campo, mas foram coletadas apenas as cinzas utilizadas em cada um dos trechos assinalados na Tabela 3 procedendo-se a misturação em laboratório com cal. A proporção de cal em cada cinza coletada foi com base nos teores previstos (assinalados na Tabela 3). Foram realizados ensaios Proctor, ISC, Expansão e MR, com base na norma DNER (2018) e RCS, conforme DNER (1994b). Os ensaios foram para tempos de cura de 0, 7, 28 e 84 dias. Esses ensaios possibilitam avaliar as propriedades mecânicas das misturas das cinzas que de fato estavam sendo utilizadas no trecho experimental com a cal, além de possibilitar um estudo mais aprofundado da influência do teor de cal e do tempo de cura em misturas cinza + cal.

3.3 Resultados e discussões

Os resultados serão apresentados e discutidos conforme a sequência metodológica adotada neste estudo.

3.3.1 Etapa 1: Estudos preliminares para concepção do trecho experimental

Vasconcelos (2016) executou ensaios de caracterização física, química, mecânica e ambiental em 32 amostras de cinzas e realizou uma análise estatística, conforme DNIT (2006), de forma a determinar a média, o desvio padrão, o valor mínimo provável e o valor máximo provável, para as variáveis: umidade ótima ($h_{ót}$), massa específica seca máxima ($\gamma_{dmáx}$), ISC e Expansão (E). A autora observou uma significativa heterogeneidade entre as amostras, principalmente no que se referem aos valores dos ensaios mecânicos. A umidade ótima teve

uma média de 32%, com desvio padrão de 11,7%. A massa específica seca máxima teve uma média de 1,19 g/cm³. O ISC teve uma média de 9%, com desvio padrão de 9%. O ISC de projeto (valor mínimo provável) para as cinzas foi de 1%, bem abaixo do exigido pelo DNIT (2006) para camadas de sub-base (ISC ≥ 20% e expansão máxima de 1%). A expansão média foi de 2%, acima 100% da tolerância admitida, com desvio padrão de 1,93%. Assim, as cinzas *in natura* do módulo I, não podiam ser utilizadas como material único em camadas dos pavimentos, devido aos resultados mecânicos insatisfatórios e a sua heterogeneidade, devendo-se investigar o potencial de uso das misturas granulométricas e químicas.

Vasconcelos (2018) propôs misturas estabilizadas granulométrica e quimicamente de cinzas com um solo regional e cal hidratada. Na Tabela 4 é possível visualizar os resultados dos ensaios de ISC, MR, RCS e RTCD das misturas idealizadas sem efeito de cura e na presença de cal com cura de 0, 7, 14 e 28 dias.

Tabela 4 – Resultados mecânicos das misturas idealizadas por Vasconcelos (2018)

Misturas	Tempos de Cura (dias)	Parâmetros do MR ($MR = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3}$)				ISC (%)	RTCD (Mpa)	RCS (Mpa)
		K ₁	K ₂	K ₃	R ²			
M1 (solo A)	0	139,30	-0,27	-0,54	0,78	20	0,00	0,00
M2 (cinza)	0	133,50	0,35	-0,34	0,53	4	0,00	0,00
M3 (solo A+ cinza)	0	16,79	0,16	-0,39	0,70	21	0,00	0,00
M4 (M2 + 5CAL)	0	167,60	-0,44	-0,09	0,57	153	0,00	0,00
	7	91,42	-0,10	-0,73	0,59	246	0,30	2,00
	14	260,70	0,11	0,09	0,52	234	0,40	2,20
	28	1430,00	0,46	-0,41	0,47	250	0,50	3,20
M5 (M3 + 5CAL)	0	149,20	-0,07	-0,51	0,75	258	0,00	0,00
	7	1943,00	0,40	-0,20	0,66	370	0,30	2,70
	14	647,10	0,28	0,23	0,58	370	0,40	4,50
M6 (M2 + 3CAL)	0	338,40	-0,44	-0,27	0,75	132	0,00	0,00
	7	608,90	0,21	-0,73	0,90	135	0,18	0,99
	14	1144,00	0,26	-0,21	0,90	137	0,24	1,11
	28	1258,00	0,13	-0,11	0,55	122	0,24	1,46
M7 (M3 + 3CAL)	0	433,90	0,13	-0,17	0,55	137	0,00	0,00
	7	578,40	-0,09	-0,14	0,77	235	0,31	2,26
	14	1040,00	0,07	-0,17	0,55	181	0,37	2,10
	28	2649,00	0,28	-0,20	0,50	205	0,38	2,37
M8 (M2 + 1CAL)	0	204,40	0,23	0,72	0,65	42	0,00	0,00
	7	430,60	0,39	-0,02	0,72	31	0,00	0,00
	14	1238,00	0,36	0,22	0,91	23	0,01	0,00
	28	318,30	0,34	-0,06	0,75	65	0,01	0,34
M9 (M3 + 1CAL)	0	281,90	0,09	-0,17	0,65	80	0,00	0,00
	7	541,30	0,16	-0,16	0,72	79	0,01	0,18
	14	790,30	0,17	-0,18	0,63	109	0,03	0,20
	28	525,90	0,18	-0,30	0,78	138	0,03	0,27

Fonte: Vasconcelos (2018)

Observou-se que o efeito da adição de cal foi benéfico, melhorando o comportamento mecânico dos materiais à medida que se aumentam o teor de cal e os tempos de cura. O aumento de resistência pode ser justificado por reações entre a cal e os argilominerais do solo, que por meio da troca catiônica origina Ca^{+2} livres, formando produtos cimentantes. Reações pozolânicas entre íons de cálcio (Ca^{+2}) com a sílica e a alumina presentes nas cinzas também ocorrem, produzindo compostos com propriedades cimentícias.

Sabe-se que os agentes cimentantes de natureza pozolânica, têm no tempo de cura uma das variáveis mais significativas para a alteração do comportamento mecânico, uma vez que o tempo de cura afeta diretamente o grau de cimentação da mistura, justificando a melhoria das propriedades mecânicas das misturas com o avanço no período de cura. Outros estudos comprovam os acréscimos de resistência com o aumento do teor de cal e do tempo de cura (NARDI, 1975; LEANDRO, 2005; LOPES, 2011; BARROS, 2015).

Vasconcelos (2018) propôs uma estrutura de pavimento utilizando-se as melhores misturas investigadas. A estrutura adotada foi composta por um subleito local de ISC médio de 14%; sub-base composta de uma mistura 50% solo A+ 50% cinza (50S + 50C), em massa; base composta de uma mistura 95% cinza + 5% cal (95C + 5CAL), em massa; e revestimento de Concreto Asfáltico. A via foi dimensionada para um período de projeto de 10 anos e para um tráfego de N adotado de 10^7 , conforme mostrado na Figura 15.

Figura 15 – Projeto estrutural proposto com $N = 10^7$

	Espessura (mm)
REVESTIMENTO (CA)	75
BASE (95% C + 5% Cal)	150
SUB-BASE (50%S+ 50%C)	150

Fonte: Adaptado de Vasconcelos (2018)

3.3.2 Etapa 2: Pré-execução do trecho experimental

Como as cinzas dispostas no módulo I de armazenagem apresentaram heterogeneidade significativa (VASCONCELOS, 2016) e o solo escolhido para a execução do

trecho experimental foi diferente do estudado por Vasconcelos (2018), realizaram-se novos ensaios de caracterização mecânica, a fim de verificar se as misturas 50% solo B + 50% cinza (50S+ 50C) e 95% cinza + 5% cal (95C + 5CAL) estavam aptas do ponto de vista técnico para uso em camadas de pavimento. Destaque-se aqui que o ensaio ISC não deve ser o parâmetro usado para analisar comportamento de misturas estabilizadas quimicamente, caso da mistura cinza+cal, sendo realizado neste trabalho em função da curiosidade dos técnicos locais acerca do resultado desse parâmetro.

A Tabela 5 apresenta os resultados obtidos do ensaio de compactação, ISC e expansão e MR nas misturas idealizadas. Na mistura com presença de cal, os ensaios foram realizados para tempos de cura de 7 dias. Para o ensaio de RCS foram obtidos resultados também para 14 e 28 dias de cura.

Tabela 5 – Resultados dos ensaios mecânicos das misturas na etapa de pré-execução do trecho

Misturas	Massa Específica Seca Máxima (g/cm ³)	Umidade Ótima (%)	ISC (%)	Expansão (%)	Parâmetros do MR (MR = K ₁ .σ ₃ ^{K₂} .σ _d ^{-K₃})				MR Médio (MPa)	RCS (MPa)	
					K ₁	K ₂	K ₃	R ²		7 dias	14 dias
Solo B	1,97	12,7	31	0,00	339,3	0,179	-0,04	0,88	247,12	0	
50S+ 50C	1,875	13	19	1,05	258,9	0,154	-0,03	0,91	201,25	0	
95C + 5CAL	1,54	16	95	0,00	649,5	0,247	0,14	0,78	849,04	7 dias	0,7
										14 dias	1,4
										28 dias	1,8

Fonte: Autora (2024)

É possível verificar que, em geral, houve acréscimo da umidade ótima ($h_{ót}$) das misturas em função do aumento do teor de cinza. Isso se deve, principalmente, ao fato das cinzas serem mais siltosas e argilosas, absorvendo maiores quantidades de água. Percebe-se, também, diminuição da massa específica seca ($\gamma_{dmáx}$) com o aumento do teor de cinza. De acordo com a *Federal Highway Administration* (1998) as massas específicas seca máximas das cinzas geralmente estão entre 10 a 25% menores do que a dos materiais tipicamente granulares. Os resultados estão em consonância com os observados por outros autores (LEANDRO, 2005; LOPES, 2011; BARROS, 2015). Barros (2015) argumenta que a cal apresenta uma grande absorção de água e possui massa específica seca máxima menor do que a cinza, explicando assim, as umidades ótimas maiores e massas específicas secas máximas menores das misturas à medida que se aumenta a proporção de cal.

Para a mistura 50S+ 50C, o ISC obtido foi de 19%, abaixo do ISC do solo natural (31%) o que demonstra que as cinzas não promoveram uma estabilização dos solos. O principal tipo de reação que ocorre com a cinza é a pozolânica, necessitando da presença de óxido de cálcio para sua ocorrência. Dessa forma, é de esperar que o solo utilizado no presente estudo não apresente elevados níveis desse composto químico necessário para ocorrência da pozolana, não reagindo, assim, com a cinza.

O valor de ISC, disposto na Tabela 5 para a mistura 50S + 50C foi obtido a partir do valor médio de três corpos de prova. Entretanto, os dados individuais mostraram valores de resistência de 20%, assim aceitou-se o seu uso na camada de sub-base.

As misturas avaliadas puderam ser bem representadas no ensaio de MR pelo modelo composto. Bonzanini (2011) comprovou que quando comparados com os coeficientes de determinação dos outros modelos, os coeficientes de determinação do modelo composto são consideravelmente altos, independentemente do tipo de material.

Em termos de MR médio, a mistura 50S + 50C com o solo B foi 35% superior ao obtido por Vasconcelos (2018), no qual foi utilizado o solo A. Ressalta-se, no entanto, que Hicks e Monismith (1971) e Svenson (1980), dentre outros autores, mostraram que o módulo de resiliência apresenta um comportamento não linear com a variação do estado de tensões atuantes no solo, de forma que falar em valor médio não é muito adequado.

Com relação ao parâmetro de RCS, o valor de resistência com cura de 7 dias foi inferior 65% ao obtido por Vasconcelos (2018). Para tempo de cura de 14 dias, o valor obtido foi de 1,4 MPa e para 28 dias 1,8 MPa. Little (1998) indica que os valores de RCS mínimos exigidos pelo *Illinois Highway Department* para o uso de misturas de solo-cal em camadas de base é de 1,034 MPa. Com o avanço do tempo de cura, houve um incremento da resistência, tornando o material apto para emprego em camada base.

Assim, a partir dos ensaios realizados com as cinzas e o solo que seriam de fato utilizados no trecho de pavimento a ser construído, foi realizado o dimensionamento mecanístico-empírico da estrutura de pavimento do trecho experimental, obtendo-se a mesma estrutura disposta na Figura 15 com sub-base de 50S + 50C com 15 cm de espessura e base de 95C + 5CAL com 15 cm de espessura.

3.3.3 Etapa 3: Execução do trecho experimental

Neste item serão apresentados os resultados obtidos a partir do acompanhamento da execução do trecho experimental, bem como serão discutidos os resultados obtidos do programa experimental proposto.

▪ Acompanhamento da execução do trecho experimental

Esse item está mais detalhado no item 4.4.1 do Capítulo 4 e, portanto, aqui se apresenta um breve resumo. Durante a execução do trecho experimental, foi observado que na etapa de execução da sub-base a construção foi realizada em um intervalo com níveis pluviométricos observados acima da média histórica para aquele período. Não foi realizado o umedecimento da camada de sub-base em todo trecho, pois devido aos altos níveis pluviométricos o material já foi coletado úmido. Como não se esperou a secagem do material, foi observado que a sub-base foi executada com o teor de umidade acima da ótima estabelecida em projeto em quase 10%.

No que se refere à execução da camada de base, as cinzas foram coletadas e transportadas com caminhão basculante. Foram distribuídas na pista e espalhadas com o uso de motoniveladoras. Após, foram colocados os sacos de cal hidratada de 20 kg, como primeira tentativa, com espalhamento e homogeneização por meio da ação combinada de grade de discos e motoniveladora. Após a ocorrência de problemas com a saúde dos funcionários, devido às reações exotérmicas geradas com a mistura de cinza+cal, foram aplicados sacos de 500kg de cal, abertos com o uso da própria motoniveladora, reduzindo o contato do profissional com a cal .

Optou-se por construir o trecho com três diferentes teores de cal, com vistas a avaliar a influência do teor de cal nas misturas utilizadas em campo. Assim, o trecho foi construído com uma mistura 50S + 50C, em massa, na camada de sub-base e na camada de base, cinza estabilizada com 1,6% (98,4C + 1,6CAL), 3% (97C + 3CAL) e 5% (95C + 5CAL) de teor de cal, em massa. O teor de 1,6% surgiu a partir de um erro de cálculo da quantidade de cal (a empresa usou inicialmente no trecho o teor da cal em massa quando deveria ter transformado para teor em volume), ocasionando deflexões acima das admissíveis na camada, bem como alta suscetibilidade à chuva, o que fez a camada sofrer deformações permanentes na

presença de água. O problema do teor de cal inadequado foi posteriormente solucionado em alguns segmentos do trecho experimental, adotando-se 3% e 5% de cal.

Pode-se perceber, assim, que foram observados alguns problemas e erros, pelo acompanhamento da execução do pavimento, durante o período construtivo. A saber:

- i. Na construção da camada de sub-base, a compactação foi realizada com teor de umidade acima 10% do teor de umidade ótimo, acarretando danos na camada depois de sua conclusão (perda de rigidez e surgimento de trilhas de roda), conforme Figura 16a. A camada também apresentou presença de microfissuras superficiais em algumas regiões (Figura 16b);
- ii. Não se observou em campo um controle rigoroso do percentual de solo e cinza na mistura de sub-base. A unidade de medida foi o volume da concha da pá-carregadeira, porém a densidade dos materiais é diferente, de forma que não apresentaram a mesma proporção em massa;
- iii. Erro na dosagem do teor de cal na mistura de base (resultando no teor de 1,6% no trecho A).
- iv. Em alguns trechos da camada de base, a disposição da aplicação dos sacos de cal e seu espaçamento não foram realizados de forma uniforme (Figura 16c);
- v. Na camada de base o teor de umidade não estava conforme o teor ótimo e a homogeneização visualmente não foi tão eficiente (Figura 16d).

Apesar dos problemas executivos relatados, o trecho experimental foi construído e apresentou visualmente boas condições de trafegabilidade. Gurjão *et al.* (2020) comprovaram a boa trafegabilidade por meio da obtenção do Índice de Irregularidade Internacional (*International Roughness Index* - IRI), que mede a irregularidade longitudinal existente na superfície do pavimento em relação a um plano de referência. Por meio de um aplicativo, denominado *SmartIRI*, os autores constataram que o pavimento apresentou adequadas condições de trafegabilidade e segurança, uma vez que, a maior parte dos segmentos apresentaram o conceito bom ($2 \leq \text{IRI} < 4$) atribuído pelo *SmartIRI*.

Figura 16 – Execução do trecho experimental: (a) umidades elevadas e perda de rigidez na sub-base; (b) microfissuras na sub-base; (c) sacos de cal com espaçamentos não uniforme na base; (d) homogeneização não eficiente na base



(a)



(b)



(c)



(d)

Fonte: Autora (2024)

▪ Dados da caracterização mecânica de misturas de campo de sub-base

Durante a execução da camada de sub-base (nomeadas aqui de SB), foram coletadas em campo duas amostras de mistura de sub-base (50S + 50C), de forma a verificar se a mistura e homogeneização em campo estavam adequadas. Os resultados de compactação, de ISC e de expansão das duas amostras estão dispostos na Tabela 6.

Tabela 6 – Resultados da compactação, ISC e expansão para as amostras de sub-base

Misturas	Massa Específica Aparente Seca Máxima (g/cm ³)	Umidade Ótima (%)	ISC (%)	Expansão (%)
SB1	1,80	12,2	14	0
SB2	1,81	14,8	19	0
50S+ 50C (mistura de laboratório)	1,87	13,0	19	1,05

Fonte: Autora (2024)

Os valores de ISC das misturas de campo deram menores do que o limite estabelecido pelo DNIT (2006) para uso em sub-base (no mínimo 20%). Isso pode ser justificado pela variação do teor de umidade do material em campo que se encontrava acima do teor ótimo estabelecido em laboratório. Além do que, não se observou em campo um controle rigoroso do percentual de solo e cinza na mistura, de forma que é provável que a mistura de campo não seja exatamente 50% solo + 50% cinza, em massa.

Comparando-se os resultados das misturas de campo com a realizada no laboratório na etapa 2, observa-se que a SB1 apresentou ISC de 26% menor que a mistura de laboratório, enquanto que na SB2 os valores foram iguais. Sugere-se que o trecho correspondente à SB1 tenha apresentado maiores problemas construtivos, com dosagem incorreta e/ou execução inadequada.

Os resultados obtidos dos ensaios de MR das misturas de sub-base estão reportados na Tabela 7. Os resultados dispostos correspondem aos modelos do módulo de resiliência obtidos para as duas amostras de sub-base. Não foi possível a realização do ensaio triaxial na mistura SB2 para umidade ótima + 2%, uma vez que a mistura não apresentou rigidez suficiente para passar na fase de condicionamento do ensaio.

Tabela 7 – Modelos de módulo de resiliência para as amostras de sub-base

M	Umidade	MR Médio (MPa)	MR = K ₁ . $\sigma_3^{k_2}$			MR = K ₁ . $\sigma_d^{k_2}$			MR = K ₁ . $\sigma_3^{k_2}$. $\sigma_d^{k_3}$			
			K ₁	K ₂	R ²	K ₁	K ₂	R ²	K ₁	K ₂	K ₃	R ²
SB1	Ót-2%	379	1046,2	0,3635	0,79	738,38	0,3066	0,86	902,006	0,183	0,161	0,94
	Ót	350	545,18	0,1569	0,74	443,87	0,1075	0,53	553,824	0,154	0,010	0,76
	Ót+2%	345	551,25	0,1685	0,41	378,06	0,0469	0,01	612,771	0,350	-0,185	0,65
SB2	Ót-2%	486	492,35	0,0186	0,01	345,27	-0,132	0,14	544,417	0,419	-0,468	0,46
	Ót	302	1745,9	0,6396	0,93	804,6	0,466	0,76	1676,806	0,565	0,076	0,98

Fonte: Autora (2024)

Observaram-se para as duas misturas que para umidades acima do valor ótimo ocorre uma queda na rigidez, refletindo em menores valores de MR. Isso reforça a necessidade de se ter um controle rigoroso em campo do teor de umidade da mistura, de forma que a mesma fique no teor de umidade ótima estabelecido. Observou-se que o modelo composto foi o que melhor representou as misturas ensaiadas, comprovando o disposto em Barros (2015) e Vasconcelos (2018). Os valores médios de MR obtidos para a mistura SB1 foram, em geral, menores do que os obtidos para a mistura SB2. Isso pode ser justificado pela significativa

heterogeneidade das cinzas ou pela falta de controle rigoroso do percentual de solo e cinza nas misturas.

▪ **Dados da caracterização mecânica das misturas cinza-cal em laboratório**

Foram coletadas apenas as cinzas utilizadas na execução do trecho, nas quais foram adicionados 1,6% (Trechos A), 5% de cal (Trecho B), 3% (Trecho C) e 5% (Trecho D) em massa, em laboratório. Os teores utilizados foram os mesmos empregados durante a execução da camada de base dos respectivos trechos. Os resultados dos ensaios de Proctor e dos ensaios mecânicos de ISC e RCS, para os tempos de cura imediato, 7, 28 e 84 dias estão dispostos na Tabela 8.

Tabela 8 – Resultados da compactação das misturas moldadas em laboratório para camada de base

Misturas	Teor de Cal (%)	Tempo de Cura (dias)	y_{dmax} (g/cm ³)	h_{ot} (%)	ISC (%)	RCS (MPa)
Trecho A	1,6	0	1,47	21,0	40	0,00
		7			70	0,62
		28			74	0,85
		84			84	0,93
Trecho B	5	0	1,42	20,0	230	0,00
		7			225	1,68
		28			260	1,88
		84			193	1,75
Trecho C	3	0	1,40	22,5	103	0,00
		7			147	1,31
		28			185	1,53
		84			193	1,08
Trecho D	5	0	1,46	21,2	210	0,00
		7			195	2,12
		28			210	2,45
		84			212	1,86

Fonte: Autora (2024)

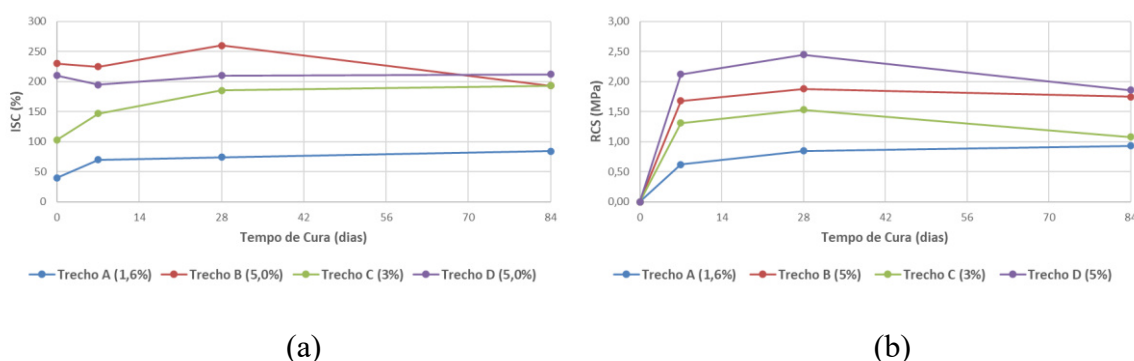
Na Figura 17a está ilustrado a variação do ISC de cada trecho com o tempo de cura. Ressalta-se que os CPs durante o ensaio de ISC ficam imersos por 4 dias antes de serem rompidos. Durante esse período de imersão as reações ocorreram rapidamente, de forma que

altas resistências puderam ser observadas com tempo de cura imediato. Observa-se que houve um incremento significativo da resistência ISC com o aumento do teor de cal. Comparativamente ao trecho A, que apresentou menor teor de cal (1,6%), no tempo de cura imediato, a utilização de 3% de cal elevou o índice de suporte em 145% e a utilização de 5% de cal promoveu um acréscimo de até 475% (trecho B). No entanto, observou-se certa estabilização do ISC com o avanço do tempo de cura, com pequenos acréscimos com o avanço dos tempos analisados, observando-se uma tendência de estabilização após 28 dias de cura. Outros estudos comprovam os acréscimos de resistência com o aumento do teor de cal e do tempo de cura (NARDI, 1975; LEANDRO, 2005; LOPES, 2011; BARROS, 2015).

Observou-se que as RCS para os CPs imediatos deram iguais a zero. Tais corpos de prova não resistiram à imersão, pelo fato de não apresentarem coesão. Com adição de cal, a partir de 7 dias de cura foram observados acréscimos nos valores da resistência. Para tempo de cura de 84 dias, observou-se que misturas com 3% de cal apresentaram resistências 16% maiores do que mistura com 1,6%. Já misturas com 5% de cal apresentaram resistências de até 100% maiores comparativamente as do trecho A.

Na Figura 17b está ilustrado a variação da RCS de cada trecho com o tempo de cura. Sabe-se que tempo de cura afeta diretamente o grau de cimentação da mistura, justificando a melhoria das propriedades mecânicas das misturas com o avanço no período de cura. No entanto, a partir de 28 dias, também foram observadas estabilização da resistência à compressão, comportamento similar ao observado nos ensaios de ISC.

Figura 17 – Resultados dos ensaios para camada de base: (a) ISC; (b) RCS



Fonte: Autora (2024)

Os resultados obtidos dos ensaios de MR das misturas de base estão reportados na Tabela 9.

Os resultados dispostos correspondem ao modelo do módulo de resiliência obtido para

cada mistura ensaiada. Através da análise dos resultados dos ensaios de MR, pode-se perceber que todas as misturas foram bem representadas pelo modelo composto. Como já era esperado, as misturas apresentaram melhores comportamentos resilientes para maiores teores de cal. Conforme mencionado anteriormente, as reações pozolânicas ocorrem entre a cal e os minerais presentes no solo e nas cinzas, justificando a melhoria das propriedades mecânicas das misturas com o avanço no período de cura.

Tabela 9 – Resultados de MR de misturas moldadas em laboratório para camada de base

Trechos	Tempo de cura	Parâmetros de MR (inserir aqui a equação)				MR médio (MPa)
		K1	K2	K3	R ²	
Trechos A	Imediato	369,550	0,545	-0,349	0,78	204
	7 dias	567,980	0,768	-0,139	0,89	213
	28 dias	789,960	0,657	0,133	0,96	310
	84 dias	412,000	0,460	-1,830	0,91	170
Trecho B	Imediato	507,070	0,464	0,121	0,85	714
	7 dias	1306,060	0,568	-0,147	0,9	363
	28 dias	5502,611	0,559	0,112	0,98	980
	84 dias	2036,000	0,200	0,150	0,63	810
Trecho C	Imediato	410,320	0,789	-0,224	0,91	456
	7 dias	754,910	0,332	-0,213	0,85	546
	28 dias	1212,876	0,432	-0,124	0,9	678
	84 dias	1271,100	0,040	-0,720	0,45	402
Trecho D	Imediato	410,330	0,789	-0,224	0,91	456
	7 dias	1005,112	0,365	-0,133	0,91	450
	28 dias	3603,512	0,467	-0,121	0,88	789
	84 dias	988,650	0,334	-0,232	0,77	675

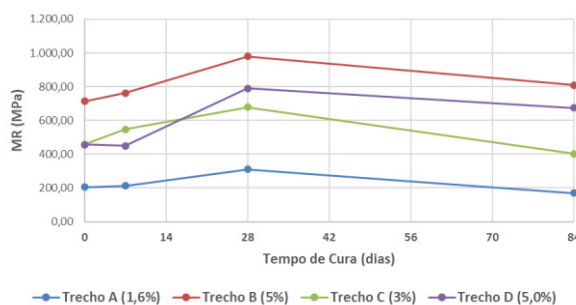
Fonte: Autora (2024)

Em relação aos coeficientes de regressão, percebe-se que todos os valores de K_2 são positivos, o que indica o aumento do MR em função da tensão confinante, e que os valores de K_3 foram negativos para praticamente todas as amostras, acarretando influência negativa da tensão desvio em seu comportamento.

A Figura 18 ilustra a variação do MR médio de cada trecho com o tempo de cura. Observa-se que houve um incremento significativo do MR médio com o aumento do teor de cal. O trecho C, comparativamente ao trecho A, no tempo de cura de 84 dias, apresentou MR médio superior 136,5%. Com acréscimo de 5% de cal, observou-se MR médio de até 376,5%

superior a utilização de 1,6% de estabilizante. Em conformidade ao observado para ISC e RCS, também foi obtido estabilização do MR médio com o avanço do tempo de cura. Para os quatro trechos aos 84 dias foram observados pequenos decréscimos no MR médio comparativamente a 28 dias, indicando-se uma tendência de estabilização.

Figura 18 – Resultados do MR médio das misturas de base



Fonte: Autora (2024)

3.4 Conclusões

A principal contribuição deste artigo foi propor uma solução de engenharia técnica e ambientalmente adequada para as cinzas de carvão geradas em uma termelétrica no estado do Ceará, mostrando a viabilidade desses resíduos na construção de pavimentos sustentáveis. Na etapa dos estudos preliminares e na etapa de execução, a partir do estudo das técnicas de estabilização granulométrica e química, se conseguiu propor uma solução de reaproveitamento dessas cinzas em camadas de bases e sub-bases de pavimentos. Resultou-se na proposição do projeto estrutural de pavimento com cinzas, observando-se que a utilização das misturas 50% solo + 50% cinza e 95% cinza + 5% Cal em camadas de pavimentos é viável sob viés técnico e ambiental.

Durante a execução do trecho, concluiu-se que alguns cuidados precisam ser tomados e o rigor de controle precisa ser mais elevado, quando comparados com obras em que os materiais utilizados são tradicionais. As características intrínsecas das cinzas mais relevantes observadas foram susceptibilidade à variação da umidade e a grande heterogeneidade. Problemas em campo, como deflexões acima das admissíveis, foram observadas inicialmente para camadas de base e sub-base, motivadas por questão de ordem executiva, como a execução do pavimento em período de chuva, homogeneização não eficiente em campo e utilização de

cal em teores abaixo do recomendado. Ressalta-se, no entanto, que a estrutura do pavimento apresentou boas características de trafegabilidade em campo com base em análises da irregularidade longitudinal.

Observaram-se que, para umidades acima do valor ótimo nas misturas utilizadas na sub-base, houve uma queda na rigidez, refletindo em menores valores de MR, reforçando a necessidade de um controle rigoroso em campo do teor de umidade da mistura. Na camada de base, observou-se que houve incremento do ISC, RCS e MR médio com o aumento do teor de cal, demonstrando a influência do teor de estabilizante nas propriedades mecânicas das misturas. Já em relação ao tempo de cura, concluiu-se que ele afeta diretamente o grau de cimentação da mistura, justificando a melhoria das propriedades mecânicas das misturas com o avanço da idade de cura até os 28 dias. Após esse período, observou-se uma tendência à estabilização.

Os poucos registros de aplicação prática de misturas de cinzas na pavimentação aliados à ausência de manuais que incorporem os aspectos construtivos de utilização desses resíduos na área rodoviária, levando-se em consideração a normatização e as especificações brasileiras, foram gargalos para aplicação prática do resíduo em camadas de pavimentos. Desse modo, observadas as limitações de ordem técnica para construção de pavimentos com o uso de cinzas foram propostos um manual de uso e algumas normas para contribuir com novas práticas construtivas. Essas ações serão apresentadas no próximo capítulo que se encontra em formato de artigo.

4 PROPOSIÇÃO DE UM MANUAL DE UTILIZAÇÃO DE CINZAS DE CARVÃO MINERAL PARA SUBCAMADAS DOS PAVIMENTOS

RESUMO

Diante de um cenário de crescimento populacional, econômico, tecnológico e de uma conseqüente necessidade de expansão da malha rodoviária nacional, houve um sucessivo esgotamento das jazidas naturais de boa qualidade para pavimentação. Essa realidade desperta estado de alerta dos órgãos ambientais e um conseqüente estreitamento da regulamentação em relação à extração dessas jazidas, resultando na busca por materiais alternativos que possam ser usados na área rodoviária. A utilização do carvão mineral em centrais termelétricas tem como produto alguns resíduos sólidos, denominados de cinzas leves e pesadas, que podem ser aptos para aplicação em camadas de pavimentos. Entretanto, não se dispõem de especificações de serviço brasileiras com utilização de cinzas de carvão, levando-se em consideração características intrínsecas nacionais. O objetivo deste artigo foi elaborar um manual de uso contendo normas e instruções de serviço de modo a possibilitar e facilitar o uso de cinzas oriundas de carvão mineral em subcamadas dos pavimentos por parte do meio técnico. O acompanhamento de um trecho experimental de pavimentos com cinzas na Região Metropolitana de Fortaleza (RMF) foi norteador para a proposição do manual. Ademais, o manual de boas práticas foi elaborado, tendo-se por base especificações rodoviárias brasileiras e documentos, bem como especificações e normativas em relação ao uso de cinzas com base nas experiências internacionais. Assim, obteve-se um documento norteador, de prática consulta e fácil entendimento, para estabelecer a sistemática empregada na execução e controle de cinzas de carvão mineral na área rodoviária.

Palavras-chave: Cinzas; Pavimentação; Manual; Especificações de Serviço

4.1 Introdução

A utilização do carvão mineral em centrais termelétricas tem como produto alguns resíduos sólidos. Dentre esses, dois dos mais relevantes são as cinzas leves (*fly ash*) e cinzas pesadas (*bottom ash*), onde suas características, físicas ou químicas, dependem de fatores, como da origem do carvão, do tipo e da eficiência do sistema de controle de emissões, das condições de queima em que são submetidos e das formas de disposição usadas (SABEDOT *et al.*, 2011; SONI, 2015; VASCONCELOS, 2018).

As cinzas volantes apresentam normalmente cor acinzentada, são constituídas de resíduos muito finos e com forma esférica, com tamanhos variando entre 10 µm a 100 µm, sendo transportados a partir da câmara de combustão por meio de gases de escape (LOPES, 2011; VASCONCELOS, 2018). As cinzas volantes são definidas como materiais particulados sílico-aluminosos e possuem, em geral, características pozolânicas. Esse tipo de cinza, quando aplicado em misturas de concreto, apresenta como resultado uma maior resistência (à compressão, às reações com álcalis e sulfatos, entre outras) e menor permeabilidade (BUTALIA e WOLFE, 2000; ROHDE *et al.*, 2006; SONI, 2015).

Yoo, Park e Vo (2016) definem cinzas de fundo, ou pesadas, como um material granular, removido do fundo de caldeiras a seco. São muito mais grosseiras do que as cinzas volantes e geradas a partir da combustão de carvão pulverizado. Tem suas propriedades

variando de acordo com o sistema de extração e transporte pós-combustão, com as propriedades do carvão de origem e da condição de moagem pré-combustão (GOETHE, 1990). Lopes (2011) afirma que as cinzas pesadas são, normalmente, não plásticas e não coesivas. Esse material é caracterizado por ser um resíduo inorgânico, poroso, com granulometria predominantemente de areia e de cor cinza escuro (FHWA, 1998; NARDI, 1998; LEANDRO, 2005).

Rohde *et al.* (2006) reforçam que cinzas de carvão mineral são produtos cuja aplicação na pavimentação se disseminaram mais amplamente a partir da década dos anos 60. Muitos estudos e publicações, nacionais e internacionais, aconteceram nesse período, contribuindo para o avanço no emprego desse material na engenharia. No âmbito nacional, destacam-se as publicações dos autores Pinto (1971), Nardi (1975), Marcon (1977), Leandro (2005), Lopes (2011), Barros (2015), Vasconcelos (2016; 2018). Em âmbito internacional, destacam-se os estudos de Bergeson *et al.* (1985), Ferguson (1993), Turner (1997) e Edil *et al.* (2002), Prasetia *et al.* (2021) e Wiranata *et al.* (2022).

Das agências estaduais de transporte norte-americanas, pelo menos 22 estados fizeram algum uso de cinzas volantes em aplicações de base ou sub-base estabilizadas (FHWA, 1998). Os três estados que se destacaram em experiências práticas de camadas de base construídas com cinzas de carvão são Illinois, Ohio e Pensilvânia. De acordo com Argiz *et al.* (2015), 700 milhões de toneladas são produzidas anualmente no mundo, sendo reutilizadas apenas de 3 milhões a 4 milhões de toneladas/ano (NU *et al.*, 2019). Muitas das instalações de base e sub-base estabilizadas foram colocadas em áreas de baixo tráfego, como ruas locais ou estacionamentos. Essas instalações geralmente não são bem documentadas. Há, no entanto, uma série de projetos de construção de camadas de pavimentos com cinzas de carvão que foram relatados e apresentaram excelente desempenho (BARENBERG e THOMPSON, 1976; LARRIMORE e PIKE, 1989; FERGUSON, 1989; BERRY, GRAYS e TONS, 1989; FHWA, 1998).

Em âmbito nacional, na década de 1970, foram iniciadas as primeiras pesquisas para o emprego de cinzas de carvão mineral na pavimentação. De parcerias firmadas entre o Departamento de Estradas e Rodagem de Santa Catarina (DER-SC) e a COPPE-RJ surgiram algumas publicações, como as dos autores Pinto (1971), Nardi (1975) e Marcon (1977), os quais têm bastante importância nesse contexto. Estudos desenvolvidos por Nardi (1975) comprovaram a viabilidade de estabilização de areia com cinza e cal para uso na pavimentação. Como resultante desses estudos, um trecho experimental, com localização próxima à BR-101, em Imbituba/SC, foi realizado utilizando na camada de sub-base os materiais comprovadamente viáveis.

De um modo geral, observa-se uma deficiência nos últimos anos, em quantidade e qualidade, de materiais convencionais utilizados em camadas que compõem os pavimentos, de forma que a busca de alternativas para compô-los é imperativa. Viabilizar o reaproveitamento das cinzas da combustão do carvão mineral de termelétricas em projetos estruturais de pavimentos é desejável, haja vista a possibilidade da incorporação de grandes volumes desses materiais, diminuindo os custos de tratamento e disposição final do resíduo, além de oferecer matéria-prima ao cenário rodoviário (LOPES, 2011; BARROS, 2015; VASCONCELOS, 2018).

No que tange aos documentos, especificações e normativas em relação ao uso de cinzas, os EUA é o país onde se tem um mais desenvolvido acervo, com uma maior quantidade de obras literárias e normas que regulamentam e dão suporte aos profissionais que venham a aplicar esse material em seus projetos. Barenberg (1976); Larrimore e Pike (1989); FHWA (1998), Owen *et al.* (2014) reuniram muitos conhecimentos e informações que deram embasamento para engenheiros no âmbito de utilização de cinzas na pavimentação, relatando experiências de pré-execução, execução e pós-execução de pavimentos com uso de cinzas de termelétricas.

A *American Society for Testing and Materials* (ASTM) possui algumas normas técnicas que norteiam profissionais quanto ao uso de cinzas. A norma ASTM (2017) é das mais consideráveis e aborda o uso de cinzas volantes em concreto, em que a ação cimentícia ou pozolânica, ou ambas, são desejadas. A ASTM (2018) mostra-se como das mais relevantes no âmbito da engenharia de pavimentos, a qual especifica o uso de cinzas volantes na estabilização de solos e expõe alguns benefícios do uso dessas, para o solo empregado, incluindo maior rigidez, resistência e durabilidade, condutividade hidráulica reduzida, maior controle da compressibilidade e umidade desse solo, por exemplo.

Outras normas no âmbito do uso de cinzas também fazem parte do acervo, como: ASTM D7762 - *Standard Practice for Design of Stabilization of Soil and Soil-Like Materials with Self-Cementing Fly Ash Stabilization* (ASTM, 2018b), ASTM C311/C311M - *Standard Test Methods for Sampling and Testing Fly Ash or Natural Pozzolans for Use in Portland-Cement Concrete* (ASTM, 2018c), ASTM C1697 - *Standard Specification for Blended Supplementary Cementitious Materials* (ASTM, 2021), ASTM E2277 (ASTM, 2019a) - *Standard Guide for Design and Construction of Coal Ash Structural Fills*, ASTM C593 - 06 - *Standard Specification for Fly Ash and Other Pozzolans for Use With Lime for Soil Stabilization* (ASTM, 2019b).

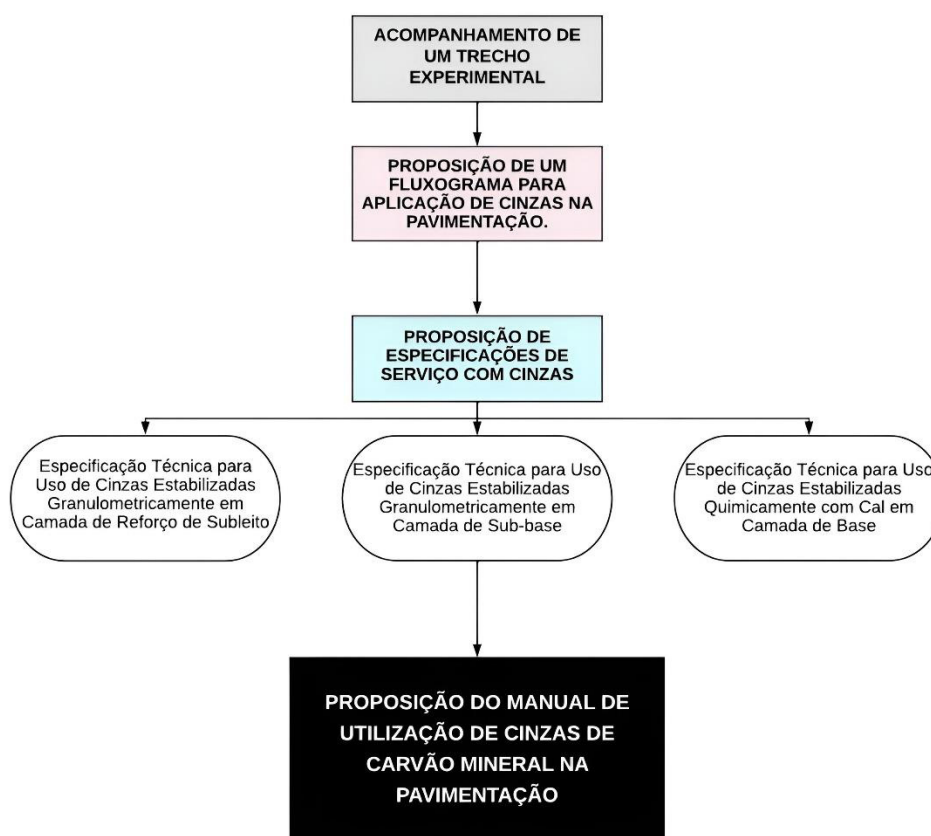
Verifica-se que no Brasil não há disponibilidade de documentos, especificações e normativas com uso de cinzas na pavimentação, o que dificulta a utilização desse resíduo no

âmbito da infraestrutura rodoviária. Um acervo desenvolvido relatando experiências de pré-execução, execução e pós-execução de pavimentos com uso de cinzas de termelétricas auxiliaria na maior disseminação, de forma adequada, atendendo a parâmetros técnicos pré-estabelecidos, do uso desses resíduos no cenário rodoviário.

4.2 Método

Para atingir os objetivos pré-estabelecidos nesta pesquisa, adotou-se uma sequência metodológica composta das etapas dispostas no fluxograma da Figura 19.

Figura 19 – Fluxograma metodológico



Fonte: Autora (2024)

4.2.1 Acompanhamento do trecho experimental

O trecho experimental construído apresenta 1,4 km e se localiza no município de São Gonçalo do Amarante, na Região Metropolitana de Fortaleza (RMF) (Figura 20a), Estado do Ceará, Brasil. O trecho foi dimensionado para um $N = 10^7$. O trecho serve de ligação entre a rodovia CE-085 e a Usina Termelétrica Energia Pecém, situada no Complexo Industrial e Portuário do Pecém (CIPP), de onde foram provenientes as cinzas utilizadas como material constituinte das camadas de pavimento. O local de execução do trecho foi estratégico e definido pela própria empresa, que financiou toda a construção.

Na UTE Energia Pecém existem três módulos de armazenagem em que são despejadas as cinzas oriundas do processo de queima do carvão mineral. Devido ao montante de material armazenado e da condição de capacidade máxima de armazenamento desse módulo, as cinzas disponíveis no módulo I foram as utilizadas na execução do trecho (Figura 20b).

Figura 20 – Termelétrica de estudo: (a) localização; (b) módulo I



(a)

(b)

Fonte: Autora (2024)

A proposição das misturas para serem utilizadas em camadas de sub-base e base foi com base no projeto estrutural proposto por Vasconcelos (2018). A autora avaliou a utilização de cinzas do módulo I em camadas granulares e propôs um pavimento teórico com subleito local (ISC de 14%), sub-base (mistura 50%solo + 50%cinza, com ISC de 21%) e base (mistura 95%cinza + 5%cal). O solo escolhido pela empresa para uso nas camadas do pavimento foi diferente do estudado por Vasconcelos (2018). O solo utilizado em campo era de aspecto arenoso, do tipo A-2-4, localizado a menos de 5 km da termelétrica em estudo. A cal utilizada

foi a cal hidratada especial, do tipo CH-1, que foi selecionada por ser abundante no estado do Ceará e em função dos estudos desenvolvidos por Araújo (2009) que comprovaram o seu potencial de estabilizante químico para aplicação em solos locais.

O acompanhamento de um trecho prático nacional com cinzas de carvão mineral por parte da autora, conforme relatado no capítulo anterior e publicado por Vasconcelos *et al.*, (2019), em diferentes camadas do pavimento permitiu uma análise *in loco* de todos os processos empregados, desde a fase de pré-execução até à supervisão pós-conclusão, suas peculiaridades, dificuldades e problemas presenciados. Com isso, pode-se realizar uma compilação das informações e comparação com processos empregados e documentados de experiências práticas internacionais do uso de cinzas em camadas de pavimentos. Há de se observar que na literatura consta-se de algumas diretrizes, especificações e normas técnicas que orientam a utilização de cinzas em diferentes obras geotécnicas em nível internacional. O Brasil possui particularidades de clima, tráfego e processos construtivos, sendo primordial coletar também as informações do trecho experimental que balizou este estudo, de forma a verificar o comportamento desse material nas condições nacionais.

4.2.2 Proposição de um procedimento para aplicação de cinzas na pavimentação

Esta etapa visou propor um fluxograma decisório que tem como principal enfoque auxiliar profissionais que tenham em suas obras a demanda pela utilização de cinzas de carvão mineral provenientes de centrais termelétricas, visto a escassez de diretrizes para uso de cinzas na bibliografia nacional. Foram abordados as peculiaridades e os consequentes cuidados ao lidar com as cinzas, além de direcionar quanto aos procedimentos que devem ser seguidos, como parâmetros a serem observados, ensaios que têm de ser realizados e outras especificidades que as cinzas apresentam e que necessitam de uma atenção diferenciada.

Para a proposição do fluxograma, foram consultados diversos estudos nacionais (NARDI, 1975; DAWSON *et al.*, 1993; ROHDE *et al.*, 2006; LOPES, 2011; BARROS, 2015; VASCONCELOS, 2016; VASCONCELOS, 2018) e internacionais (BARENBERG, 1976; FHWA, 1998, OWEN *et al.*, 2014), de forma a compilar as principais diretrizes, direcionando quanto aos procedimentos que devem ser seguidos. Observaram-se nesses estudos os procedimentos de coleta das cinzas, sua forma de disposição, os ensaios físicos, químicos, ambientais e mecânicos usualmente realizados, os processos de estabilização granulométrica e química empregados e o procedimento que os autores empregaram para comprovar a viabilidade técnica e ambiental das misturas ensaiadas.

4.2.3 Proposição das especificações de serviço com cinzas de carvão mineral

Nesta etapa foram concebidas as especificações de serviço para o uso de cinzas e de misturas estabilizadas com cinzas na pavimentação. Assim, definiram-se os critérios que orientam a execução e aceitação da utilização de cinzas de carvão mineral estabilizadas granulometricamente no serviço de execução de camada de reforço de subleito e de sub-base, além dos critérios de execução e aceitação da utilização de cinzas de carvão mineral estabilizadas quimicamente com cal no serviço de execução de camada de base.

As especificações de serviço propostas foram adaptadas das especificações do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), tais como DNIT (2010a), DNIT (2010b), DNIT (2019). Foi consultada também a IS-247 do DNIT (DNIT, 2021), que especifica os estudos a serem realizados em projetos de implantação com base no novo método de dimensionamento de pavimentos flexíveis (MeDiNa). A partir dessas especificações convencionais do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), incorporaram-se nas especificações de serviço propostas e recomendações com base nas peculiaridades, dificuldades e problemas presenciados durante a execução do trecho experimental deste estudo. Ademais, para proposição das especificações nacionais com o uso de cinzas de termelétricas utilizou-se também de informações e diretrizes dispostas em documentos e normas internacionais. A Tabela 10 dispõe do conjunto de documentos mais importantes para a proposição das especificações de serviços neste estudo.

4.2.4 Proposição do manual de utilização de cinzas de carvão mineral na pavimentação

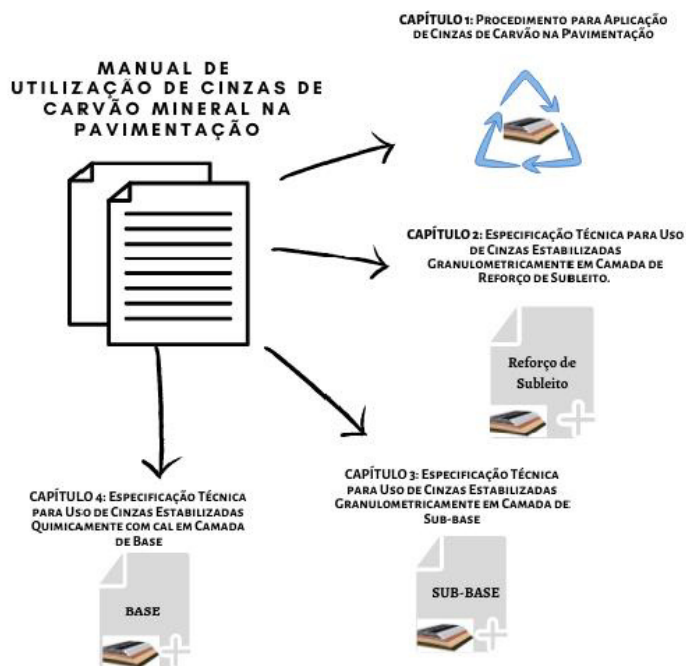
O manual de boas práticas de execução de camadas de pavimentos com cinzas de carvão mineral consiste de um documento técnico, de prática consulta e fácil entendimento, que objetiva estabelecer a sistemática empregada na execução e controle de cinzas de carvão mineral na área rodoviária em âmbito nacional. O manual compila o procedimento para a aplicação de cinzas na pavimentação, a especificação de serviço para execução de camada de reforço de subleito com cinzas estabilizadas granulometricamente, a especificação de serviço para execução de camada de sub-base com cinzas estabilizadas granulometricamente e a especificação de serviço para execução de camada de base com cinzas estabilizadas quimicamente com cal. O manual proposto será disposto de 4 capítulos, conforme ilustrado na Figura 21.

Tabela 10 – Principais documentos que orientaram as especificações de serviços com cinzas de carvão mineral

DOCUMENTOS	TÍTULOS
ASTM C 618	<i>Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete</i>
ASTM D 4874	<i>Standard Test Method for Leaching Solid Material in a Column Apparatus</i>
ASTM D5239	<i>Standard Practice for Characterizing Fly Ash for Use in Soil Stabilization</i>
ASTM D7762	<i>Standard Practice for Design of Stabilization of Soil and Soil-Like Materials with Self-Cementing Fly Ash Stabilization</i>
DNIT (2010a)	Pavimentação – Reforço do Subleito
DNIT (2010b)	Pavimentação – Sub-Base Estabilizada Granulometricamente
DNIT (2019)	Pavimentação – Sol-Cal – Adição de Cal para Estabilização de Camada de Base.
DNIT (2006)	Manual de Pavimentação
DNIT (2021)	Estudos para Elaboração de Projetos de Implantação usando o Método d Dimensionamento Nacional – MeDiNa
FHWA (1998)	<i>User Guidelines for Waste and By-Product Materials in Pavement Construction</i>

Fonte: Autora (2024)

Figura 21 – Escopo do manual de utilização de cinzas de carvão mineral



Fonte: Autora (2024)

4.3 Resultados e discussões

Neste tópico os resultados serão apresentados e discutidos conforme a sequência metodológica adotada neste estudo.

4.3.1 Acompanhamento do trecho experimental

O trecho experimental de pavimentos foi inicialmente construído em dezembro/2018, sendo finalizado em março/2019. A execução das camadas que compõe o trecho experimental foi realizada em um intervalo com níveis pluviométricos observados acima da média histórica para aquele período, dificultando a execução do pavimento e promovendo atrasos na obra. Na época sugeriu-se o adiamento da obra, mas a empresa contratada não seguiu as recomendações da equipe científica e a obra foi iniciada.

A sub-base foi construída com 50% solo + 50% cinza, em massa. A medida-padrão para o uso dessa dosagem foi a concha da pá carregadeira utilizada no carregamento do material. As cinzas e o solo foram coletados e depositados no local de construção em fileiras. Observou-se uma dificuldade de utilização das cinzas devido a sua granulometria ser fina, acarretando muita poeira ao local.

Em seguida, com o auxílio de uma motoniveladora foi realizada a mistura dos materiais. O material distribuído foi homogeneizado mediante ação combinada da grade de discos e motoniveladora. Não foram removidos em campo materiais estranhos ou fragmentos de tamanho excessivo.

Não foi realizado o umedecimento da camada de sub-base, pois devido aos altos níveis pluviométricos o material já foi coletado úmido. Como não se esperou a secagem do material, foi observado que a sub-base foi executada inicialmente com o teor de umidade acima da ótima estabelecida em projeto em quase 10%. Assim, devido ao alto teor de umidade de execução observaram-se danos na camada depois de sua conclusão (perda de rigidez e surgimento de trilhas de roda), conforme Figura 22a. A camada também apresentou presença de microfissuras superficiais em algumas regiões, conforme observado na Figura 22b.

Figura 22 – Problemas na execução da sub-base de solo+cinza: (a) afundamentos excessivos; (b) microfissuras



(a)

(b)

Fonte: Autora (2024)

No que se refere à execução da camada de base, as cinzas foram coletadas e transportadas com caminhão basculante. Foram distribuídas na pista e espalhadas com o uso de motoniveladoras. Após foram colocados os sacos de cal hidratada de 20 kg, com espalhamento e homogeneização por meio da ação combinada de grade de discos e motoniveladora. Foram observados problemas executivos com a utilização de sacos de 20kg. A cal em contato com as cinzas gera reações exotérmicas e odores característicos. Como os sacos eram de pequenas quantidades, havia um trabalho maior dos trabalhadores para colocá-los na pista e cortá-los, além do maior contato com os materiais, gerando mais riscos à saúde humana. Foi observado que alguns funcionários chegaram a sofrer queimaduras graves. Após esses episódios, foram aplicados na obra sacos de 500kg, sendo os sacos cortados com o uso da própria motoniveladora.

Ademais, inicialmente, a camada foi executada com teor de cal abaixo daquele definido em projeto. Isso ocasionou deflexões acima das admissíveis na camada, bem como baixa coesão no momento da execução e alta suscetibilidade à chuva, o que fez a camada sofrer danos na presença de água, como desagregações, perda de rigidez e surgimento de trilhas de roda (Figura 23a).

Foram observados alguns problemas e erros, pelo acompanhamento da execução do pavimento, durante o período construtivo. Em alguns trechos da camada de base, a disposição da aplicação dos sacos de cal e seu espaçamento não foram realizados conforme orientações prévias (Figura 23b), o teor de umidade não estava conforme o ideal e a homogeneização não foi tão eficiente.

Figura 23 – Problemas na execução da base de cinza-cal: (a) desagregações; (b) espaçamento de cal inadequado



(a)

(b)

Fonte: Autora (2024)

Antes da imprimação, deveria ser executada varrição da camada de base e uma irrigação prévia. Entretanto, não foi observada varrição da camada de base e nem a execução de irrigação, apesar das recomendações dadas pela equipe científica. Não foi observado um controle da taxa de aplicação do ligante betuminoso do tipo CM-30 (asfalto diluído de cura média) e nem da temperatura de aplicação. Em alguns momentos não foram respeitados o tempo mínimo de 72h de cura da imprimação. Falhas de bico durante o processo de imprimação também foram constatadas (Figura 24a). Em alguns trechos não foi observado a presença do ligante betuminoso (Figura 24b), o que pode ter refletido na deterioração de um trecho da camada de base em alguns pontos. A chuva, possivelmente, carrou o ligante antes de se ter completado o período de cura. A Tabela 11 relata os principais problemas observados e possíveis soluções recomendadas.

Figura 24 – Falhas na imprimação: (a) falha de bico; (b) ausência do ligante em alguns trechos.



(a)

(b)

Fonte: Autora (2024)

Tabela 11 – Problemas observados durante a execução do trecho e solução recomendada

Dificuldades Observadas	Soluções Recomendadas
Poeira oriunda da disposição das cinzas	Transportar os produtos de combustão mais finos em caminhões basculantes cobertos com comportas hermeticamente fechadas e realizar um umedecimento prévio do material.
Chuvas durante à execução	A construção deve ser suspensa em condições climáticas adversas.
Susceptibilidade das cinzas à variação de umidade	Limitar a variação do teor de umidade admitido em relação à umidade ótima para $\pm 1\%$.
Problemas no controle da dosagem das subcamadas	Fiscalizar de forma constante, inspecionando-se os materiais utilizados e suas quantidades.
Disposição e espaçamento de cal inadequados	Fiscalizar de forma constante, inspecionando-se a disposição e o espaçamento de cal.

Fonte: Autora (2024)

4.3.2 Proposição de um fluxograma decisório para aplicação de cinzas em subcamadas dos pavimentos

O fluxograma disposto na Figura 25 compreende e detalha todas as etapas que devem ser seguidas para utilização das cinzas de carvão em subcamadas dos pavimentos. Foram abordados as peculiaridades e os consequentes cuidados ao lidar com as cinzas, além de direcionar quanto aos procedimentos que devem ser seguidos, como parâmetros a serem observados, ensaios que têm de ser realizados e outras especificidades que as cinzas apresentam e que necessitam de uma atenção diferenciada.

Os procedimentos adotados para a utilização de cinzas em subcamadas dos pavimentos se iniciam com a definição do local gerador de onde essas serão retiradas. Posteriormente, faz-se a coleta das amostras de cinzas, que serão analisadas e homogêneas, com o propósito de gerar uma única amostra a ser estudada. Caso as cinzas estejam dispostas em módulos de armazenagem, o procedimento de coleta pode ser feito de forma manual (utilizando-se, por exemplo, de enxadas, picaretas e pás) ou mecanizada (utilizando-se, por exemplo, de miniescavadeira e escavadeira hidráulica). Barros (2015) e Vasconcelos (2018) relatam nos seus estudos a utilização dos dois processos nas suas coletas a depender da localização de cada amostra dentro do módulo de armazenagem. O instrumento de coleta dependerá do grau de compactação que o material se encontra no local de extração. Em campo, sugere-se a raspagem dos 50 cm iniciais da região de cinzas escolhidas, para então se proceder a coleta e homogeneização (DNIT, 2006).

A amostra de cinza como recebida do campo deverá ser seca ao ar ou pelo uso de aparelho secador, de modo que a temperatura não exceda 60°C. Após a secagem prévia, procede-se o destorroamento, conforme DNIT (1994d). Haja vista a significativa heterogeneidade do material, sugere-se proceder a uma homogeneização das cinzas, com uso de enxadas, picaretas e pás. Reduz-se, posteriormente todo material preparado com a técnica do quarteamento (mecânico ou manual) até se obter uma amostra representativa para os ensaios desejados, conforme recomendações DNIT (1994d).

A amostra a ser analisada deve ser submetida a alguns ensaios laboratoriais, objetivando verificar as propriedades físicas mecânicas e ambientais do material ensaiado. Tais ensaios foram realizados nos estudos de Leandro (2005), Farias (2005), Lopes (2011), Barros (2015), Vasconcelos (2016) e Vasconcelos (2018). Ensaios de caracterização física, mecânica e ambiental deverão ser realizados nas cinzas coletadas. Os ensaios de caracterização física são: Análise Granulométrica – DNER-ME (1994e); Determinação do Limite de Liquidez - DNER (1994f); Determinação do Limite de Plasticidade – DNER (1994g); Determinação da Densidade Real – DNER (1994h). Os ensaios mecânicos são: Ensaio de Compactação – DNER (1994a); Ensaio de Índice Suporte Califórnia – DNER (2016) (aqui esse ensaio é somente recomendado para que a comunidade técnica possa fazer a transição de forma mais suave entre o uso dos métodos de dimensionamento empírico e empírico-mecânico de pavimentos); Ensaio de Módulo de Resiliência - DNER (2018a) e Ensaio de Deformação Permanente - DNIT (2018b). Os ensaios ambientais são: Procedimento para Obtenção de Extrato Lixiviado de Resíduos Sólidos – ABNT (2004a); Procedimento para Obtenção de Extrato Solubilizado de Resíduos Sólidos - ABNT (2004b); *Standard Test Method for Leaching Solid Material in a Column Apparatus* - ASTM (2018). Vasconcelos (2018) relata que os ensaios ambientais dispostos nas normas ABNT (2004a) e ABNT (2004b) não representam a situação de compactação e confinamento dos materiais em campo. Dessa forma, orienta-se a execução da ASTM (2018a), a qual permite a análise de resíduos simulando as reais condições que ocorrem em campo (KNOP, 2013; VASCONCELOS, 2018).

Posteriormente à realização dos ensaios laboratoriais, orienta-se a realização da análise técnica, ambiental, financeira e/ou econômica da amostra. Se nessa análise concluir-se que as cinzas estudadas estão aptas a serem utilizadas em subcamadas dos pavimentos, parte-se para etapa de dimensionamento empírico-mecânico e construção do pavimento. Caso contrário, inicia-se a etapa de estabilização granulométrica. Para que as cinzas possam ser empregadas *in natura* em camadas dos pavimentos, deve-se verificar se atendem aos requisitos apresentados nas especificações técnicas propostas e dispostas no manual elaborado neste artigo.

A fase de estabilização granulométrica se inicia com a escolha do tipo de solo a ser utilizado e sua disponibilidade. Sugere-se financeiramente utilizar solos granulares dispostos em jazidas que estejam próximos ao local de construção da obra rodoviária. Após a seleção do solo, procede-se a realização dos ensaios laboratoriais necessários no solo estudado (os mesmos ensaios realizados para a cinza *in natura*). Após, deve-se fazer uma análise técnica, ambiental, legal e econômica do solo investigado, verificando se eles estão aptos a serem utilizados como estabilizantes granulométricos das cinzas. Para ser utilizado como estabilizante das cinzas, os solos devem possuir parâmetros técnicos obtidos dos ensaios de caracterização mecânica superiores aos das cinzas *in natura*. Caso contrário, deve ser feita a escolha de um diferente tipo de solo. Sendo positivo o resultado da análise, define-se a proporção de solo/cinza na mistura, em massa, com a realização posterior de mistura e homogeneização dos materiais.

Nessa mistura idealizada, realizam-se os ensaios (os mesmos ensaios de caracterização física, ensaios mecânicos e ensaios ambientais realizados nas cinzas antes de adicionadas à mistura) e procede-se uma nova análise, agora da viabilidade técnica, ambiental, legal e econômica da mistura estudada. Para que a mistura granulométrica possa ser empregada em subcamadas dos pavimentos, deve-se verificar se atendem aos requisitos dispostos nas especificações técnicas propostas e dispostas no manual elaborado neste artigo.

A mistura estando apta a ser utilizada em camadas granulares, inicia-se então a análise do dimensionamento empírico-mecânico e em seguida a etapa construtiva. Se a estabilização granulométrica não gerar uma mistura apta a ser empregada na pavimentação, pode-se partir para a tentativa da utilização de estabilizantes químicos, como a cal ou o cimento, nas cinzas. A reação entre a cal e a cinza, por exemplo, é um mecanismo complexo que estabiliza o material por meio da formação de silicatos de cálcio hidratado (C-S-H) e aluminatos hidratados de cálcio (C-A-H). A reação principal é entre o hidróxido de cálcio e os minerais de alumina e sílica presentes na cinza volante, produzindo os compostos com propriedades cimentícias (MASSAZA, 1998).

Caso haja necessidade de estabilização química, o primeiro passo na etapa é definir o estabilizante a ser empregado na mistura. Conforme Barros (2015) e Vasconcelos (2018) em virtude da presença usual de argilominerais nas cinzas, representados usualmente pelo grupo da caulinita e secundariamente por ilitas e esmectitas, em geral utiliza-se a cal como estabilizante. Após a seleção dos materiais, deve-se determinar a proporção de cinza/estabilizante a ser estudada, em massa. Na mistura idealizada procede-se aos ensaios de: Ensaio de Compactação - DNER (1994a); Ensaio de Resistência à Compressão Simples- DNIT (1994b); Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral (1994c); Ensaio de Módulo

de Resiliência – DNIT (2018a); Ensaio de Deformação Permanente -DNIT (2018b); Procedimento Para Obtenção de Extrato Lixiviado de Resíduos Sólidos – ABNT (2004a); Procedimento Para Obtenção de Extrato Solubilizado de Resíduos Sólidos - ABNT (2004b); *Standard Test Method for Leaching Solid Material in a Column Apparatus* - ASTM (2018a).

Após a realização dos ensaios laboratoriais, observa-se a viabilidade técnica e ambiental da mistura. Para que a mistura química possa ser empregada em camadas de pavimentos, deve-se verificar se atendem aos requisitos dispostos no manual proposto neste artigo. Sendo negativa a resposta, deve ser feita a escolha de um novo estabilizante ou definir uma nova proporção cinza/estabilizante. Caso a estabilização química se mostre apta, inicia-se a etapa de dimensionamento empírico-mecânica e construção do pavimento.

4.3.3 Proposição de especificações de serviço com cinzas de carvão mineral para aplicação em subcamadas dos pavimentos

- Especificação técnica para uso de cinzas estabilizadas granulometricamente em camada de reforço de subleito e em camada de sub-base

Por se tratar de um material que apresenta algumas peculiaridades quando comparados com os mais convencionais utilizados na engenharia, as cinzas de carvão mineral requerem alguns cuidados e o uso de critérios mais rígidos de controle e execução. FHWA (1998) relata que uma preocupação com uso de cinzas de termelétrica consiste no controle de umidade. O teor de umidade é influenciado pelo tipo de equipamento a ser usado na produção do material da camada. Se uma planta de concreto de mistura central for usada, as cinzas provavelmente serão alimentadas em um silo na forma seca. Se uma usina de mistura *pugmill* for usada, as cinzas provavelmente serão alimentadas em uma caixa de armazenamento na forma condicionada. Se os materiais da mistura estabilizada para execução do reforço de subleito forem misturados no local de trabalho, as cinzas volantes também seriam colocadas e misturadas de forma condicionada. As cinzas condicionadas contêm uma quantidade mínima de água (geralmente 10 a 15%) para evitar o pó (FHWA, 1998).

Durante à execução do trecho experimental observou-se uma significativa susceptibilidade das cinzas à variação da umidade, comprovada também nos estudos de Lopes (2011), Vasconcelos (2016) e Vasconcelos (2018). Dessa forma, deve-se ter a preocupação de limitar e controlar a variação da umidade admitida em relação à umidade ótima em no máximo $\pm 1\%$, além de realizar ensaios de determinação da umidade “*in situ*” de maneira mais constante

ao longo de todo o período de construção do pavimento. Nesse mesmo enfoque, a chuva se apresenta também como um elemento que dificulta na obtenção e manutenção da umidade buscada, onde recomenda-se a suspensão de qualquer atividade em dias chuvosos.

Como as cinzas volantes são um material que apresentam granulometria fina, o cuidado se deve à poeira gerada por essas. ASTM D5239 (2018c) e FHWA (1998) reforçam que o transporte das cinzas deve acontecer em caminhões basculantes cobertos com comportas hermeticamente fechadas e, se necessário, deve ser realizado um umedecimento prévio do material. Se a cinza for armazenada por um longo período em condições de tempo seco ou ventoso, o estoque pode precisar ser umedecido periodicamente para evitar o pó indesejado.

Outro cuidado que se deve ter está relacionado com a heterogeneidade das cinzas. Vasconcelos (2018) afirma que, por apresentarem a possibilidade de se apresentarem de forma muito heterogênea, as cinzas de carvão mineral requerem uma homogeneização prévia, em usina ou na pista.

Recomenda-se, com base em DNIT (2010), que para aplicação em reforço de subleito, a mistura apresente Índice Suporte Califórnia - ISC – maior do que o do subleito e Expansão $\leq 1\%$. De forma a incorporar análises mais mecanicistas, possibilitando o dimensionamento do pavimento pelo novo método de dimensionamento nacional (MeDiNa), recomenda-se a realização dos ensaios de deformação permanente e de módulo de resiliência na mistura, orientando-se que o módulo de resiliência médio seja maior do que o do subleito padrão. Recomenda-se também que os parâmetros de deformação permanente do material devam ser inseridos no *software* MeDiNa e, após a análise de toda a estrutura que compõe o pavimento, para o tráfego previsto, deve-se ter um afundamento de trilha de roda total de no máximo 13 mm (valor utilizado como referência no programa MeDiNa) para via arterial primária e coletor primária e 20 mm para via arterial secundária, coletor secundária e via local. A determinação dos valores de ISC, de expansão, de módulo de resiliência (MR) e de deformação permanente (DP) pertinentes, deve ser realizada por intermédio das normas DNER (2016), DNER (2018a) e DNIT (2018b), respectivamente.

Com relação à camada de sub-base, com base em DNIT 139/2010, é recomendável que a mistura apresente ISC $\geq 20\%$ e Expansão $\leq 1\%$. De forma a incorporar análises mais mecanicistas, recomenda-se um módulo de resiliência médio maior do que 200 MPa, conforme trabalhos de Norback e Motta (2018) e Lima *et al.* (2019). Com relação às deformações permanentes, segue a mesma recomendação da camada de reforço de subleito.

Para avaliação ambiental deve-se proceder, tanto na execução do reforço de subleito como da sub-base aos ensaios ABNT (2004a), ABNT (2004b) e ASTM (1995a). De acordo com

os parâmetros obtidos dos ensaios, comparando-se aos critérios dispostos na NBR 10005/2004, a amostra deverá ser não perigosa, preferencialmente inerte. Lopes (2011) afirma que a classificação das cinzas volantes em resíduo não inerte não reprova sua utilização na pavimentação, desde que no ensaio de lixiviação, que representa o potencial de percolação e de infiltração das águas das chuvas no solo, todos os parâmetros analisados encontrem-se dentro dos limites permitidos.

A mistura dos materiais para execução do reforço de subleito e da sub-base pode ser realizada em usinas ou no local. A ASTM (1998a) recomenda a mistura em usina porque fornece maior controle sobre as quantidades de materiais dosados e também resulta na produção de uma mistura mais uniforme. Caso as quantidades a serem executadas não justifiquem a instalação de central de mistura, a mesma pode ser feita com pá-carregadeira.

Para FHWA (1998) a água deve ser adicionada conforme necessário usando um caminhão de água com bicos de pulverização. O equipamento usado para compactação é o mesmo, independentemente de o material ser misturado em usina ou misturado no local. Para materiais granulares ou mais grosseiros, a compactação requer o uso de rolos de aço, vibratórios ou pneumáticos (PINTO, 1991). Para materiais de granulação mais fina, a compactação inicial geralmente requer o uso de um rolo de pé de carneiro, seguido por um rolo pneumático.

Para DNIT (2010a) e DNIT (2010b), os materiais utilizados durante a execução da camada de reforço de subleito e de sub-base devem ser rotineiramente examinados, mediante a execução dos seguintes procedimentos:

- ensaios de caracterização física, em amostras coletadas aleatoriamente. Deve ser coletada uma amostra, por camada, para cada 200 m de pista ou por jornada diária de 8 horas de trabalho. No caso do emprego de usina de solos as amostras correspondentes devem ser coletadas na saída do misturador. A frequência desses ensaios pode ser reduzida, a critério da Fiscalização, para uma amostra por segmento de 400 m de extensão, no caso de materiais homogêneos, conforme DNIT (2010a) e DNIT (2010b).
- ensaios de compactação, ISC e expansão pelo método DNER (2016), com energia de compactação normal para reforço de subleito e intermediária para camada de sub-base para o material coletado na pista em locais escolhidos aleatoriamente. Deve ser coletada uma amostra por camada, para cada 200 m de pista, ou por jornada diária de trabalho. A frequência desses ensaios pode ser reduzida, a critério da fiscalização, para uma amostra por segmento de 400 m de extensão, no caso de materiais homogêneos, conforme DNIT (2010a) e DNIT (2010b).

Para caracterização do módulo de resiliência, recomenda-se que sejam definidos

segmentos homogêneos contemplando as características geológico-geotécnicas e o comportamento geomecânico do solo. Para cada segmento definido, indica-se a realização de um ensaio de MR conforme DNIT (2018a) por segmento homogêneo (não ultrapassando 2 km). Em 10 % do número de amostras utilizadas nos segmentos homogêneos para ensaios de MR deverão ser executados ensaios de Deformação Permanente (DP) sendo no mínimo 1 amostra (DNIT, 2018b) por segmento homogêneo, conforme orientações da IS-247 para estudos de subleito (DNIT, 2021). A menor frequência de realização desses ensaios em realização aos ensaios tradicionais está relacionada a dificuldade de aparato e mão de obra, além do custo mais oneroso, para a realização de ensaios triaxiais em laboratório.

Para cada trecho homogêneo, serão extraídos também os coeficientes de regressão do MR (k_1 , k_2 , k_3 e k_4) e DP (ψ_1 , ψ_2 , ψ_3 e ψ_4), devendo ser calculada uma média aritmética a fim de representar o valor representativo de cada coeficiente para determinar a equação do melhor modelo de MR e DP. Ressalta-se que, caso seja elevado o coeficiente de variação (CV) entre esses parâmetros, o trecho deve ser dividido e analisado novamente, considerando como aceitável CV menor que 20%.

No que se refere ao controle da execução do reforço do subleito e da sub-base de forma a mitigar os problemas oriundos da significativa susceptibilidade das cinzas à variação do teor de umidade, recomenda-se a realização do ensaio de umidade higroscópica do material, imediatamente antes da compactação, por camada, para cada 100 m de pista a ser compactada, em locais escolhidos aleatoriamente. A tolerância admitida para a umidade higroscópica deve ser de $\pm 1\%$ em relação à umidade ótima (pela norma DNIT, 2010a e DNIT, 2010b a tolerância seria de $\pm 2\%$).

- Especificação técnica para uso de cinzas estabilizadas quimicamente com cal em camada de base

A camada de base necessita de um controle ainda mais severo, por exigir parâmetros de resistência maiores e por ser utilizados nela alguns materiais distintos, como a cal, quando comparado com as camadas de reforço de subleito e sub-base.

Conforme FHWA (1998), uma das propriedades mais importantes da cinza volante, relacionada ao seu uso em misturas de cinzas, é a atividade ou reatividade pozolânica. A reatividade pozolânica é um indicador da capacidade de uma determinada fonte de cinzas

volantes de se combinar com o cálcio para formar compostos cimentícios. A reatividade pozolânica da cinza volante é influenciada por sua finura, teor de sílica e alumina, perda por ignição e teor de álcali. Além da graduação do solo usado, a reatividade pozolânica da cinza volante é o principal contribuinte para a resistência da mistura de base. A atividade pozolânica de cinzas volantes com cal ou cimento Portland pode ser determinada usando os métodos de teste descritos em ASTM C311. Recomenda-se, que a ASTM C593 especifica um resistência à compressão mínima, após 7 dias de cura para misturas estabilizadas com cal de 2,76 MPa.

De forma a incorporar análises mais mecanicistas, possibilitando o dimensionamento do pavimento pelo MeDiNa recomenda-se a realização dos ensaios de módulo de resiliência na mistura, definindo segmentos homogêneos contemplando as características geológico-geotécnicas e o comportamento geomecânico da mistura. Para cada segmento definido (não ultrapassando 2 km) indica-se a realização de um ensaio de MR, conforme DNIT (2018a). Em 10% do número de amostras utilizadas nos segmentos homogêneos para ensaios de MR deverão ser executados ensaios de Vida de Fadiga (DNIT, 2021b) recomendando-se no mínimo 1 amostra por segmento homogêneo.

Quanto aos ensaios fadiga, recomendam-se que os parâmetros do modelo de vida de fadiga do material devem ser inseridos no *software* MeDiNa e, após a análise de toda a estrutura que compõe o pavimento, para o tráfego previsto, deve-se ter uma área trincada de no máximo 30% (valor utilizado como referência no programa MeDiNa). Para FHWA (1998), a resistência à compressão é o critério mais amplamente usado para a aceitabilidade de misturas estabilizadas quimicamente. FHWA (1998) reforça que a resistência final das misturas de cinza estabilizadas com cal é, em geral, consideravelmente maior do que a resistência de 7 dias. Em muitos casos, a resistência à compressão de misturas de cinzas volantes pozolânicas para tempos de cura mais elevados pode ser duas a três vezes maior do que a concentração de 7 dias.

Conforme os problemas detectados durante a execução do trecho experimental, a cal em contato com as cinzas geram reações exotérmicas e odores característicos. Recomenda-se não utilizar sacos de pequenas quantidades de cal, como os de 20kg, distribuídos na pista e espalhados. Para os sacos de pequenas quantidades, há um trabalho maior dos funcionários para colocá-los na pista e cortá-los, além do maior contato com os materiais, gerando mais riscos à saúde humana.

Haja vista a susceptibilidade das cinzas a presença de água, a variação do teor de umidade admitido para o material para início da compactação é de ± 1 ponto percentual da umidade ótima de compactação. Caso o teor de umidade esteja abaixo do limite mínimo

especificado, deve ser procedido o umedecimento da camada com caminhão-tanque distribuidor de água, seguido da homogeneização pela atuação de grade de discos e motoniveladora. Se o teor de umidade de campo exceder ao limite superior especificado, deve-se aerar o material mediante ação conjunta da grade de discos e da motoniveladora, para que o material atinja o intervalo da umidade especificada.

Após a colocação e compactação da mistura, ela deve ser curada adequadamente para proteger contra a secagem e auxiliar no desenvolvimento de resistência no local. A ASTM (1998) recomenda que a camada de cinza-cal construída deve ser submetida a um processo de cura, devendo ser protegida, com lonas plásticas, por exemplo, contra perda rápida de umidade por um período no mínimo de 7 dias.

4.3.4 Proposição do manual de utilização de cinzas de carvão mineral na pavimentação

Um manual de uso contendo todas as propostas de utilização das cinzas de carvão na pavimentação e a especificação de serviço para execução de camada de reforço de subleito com cinzas estabilizadas granulometricamente, a especificação de serviço para execução de camada de sub-base com cinzas estabilizadas granulometricamente e a especificação de serviço para execução de camada de base com cinzas estabilizadas quimicamente com cal está disposto no QR CODE disposto na Figura 26 e no ANEXO A.

Figura 26 – Manual de utilização das cinzas de carvão na pavimentação



4.4 Conclusões

A principal contribuição deste capítulo foi técnica e visou desenvolver e apresentar diretrizes práticas para a utilização de cinzas de carvão mineral advindas de centrais termelétricas, quando observada na bibliografia uma carência de publicações desta natureza. Durante o período de acompanhamento de todas as etapas da realização do trecho experimental proposto foi possível observar particularidades e definir alguns procedimentos essenciais quanto ao uso do material escolhido. Observou-se que o material utilizado pode apresentar muita heterogeneidade, variados problemas quando não há um controle da umidade ótima definida e que requer um controle maior quando comparado com materiais mais comumente utilizados na pavimentação, por exemplo. O acompanhamento prático, aliado com a revisão de normas, essencialmente, internacionais, possibilitou a composição das diretrizes apresentadas para o uso de um material alternativo, na maioria dos casos, mais economicamente viável e abundante em relação aos amplamente utilizados a décadas nacionalmente.

Em construções de pavimentos utilizando cinzas de carvão mineral, como no trecho experimental acompanhado, alguns cuidados precisam ser tomados e o rigor de controle precisa ser mais elevado, quando comparados com obras em que os materiais utilizados são os mais rotineiros na construção civil. As características mais relevantes observadas, que necessitam de uma atenção maior, foram: susceptibilidade à variação da umidade e nível de poeira gerado por essas, por apresentarem fina granulometria. Deve-se ter a preocupação de limitar variação da umidade admitida em relação à umidade ótima, além de realizar ensaios de determinação da umidade “*in situ*” de maneira mais constante ao longo de todo o período de construção do pavimento. O transporte desse material deve acontecer em caminhões basculantes cobertos com comportas hermeticamente fechadas e, se necessário, deve ser realizado um umedecimento prévio do material. A heterogeneidade do material é outra preocupação para quem vai trabalhar com este insumo, onde a homogeneização previa da amostra é um procedimento recomendado.

Como observado anteriormente, na bibliografia nacional não havia normativas que suprissem a necessidade de diretrizes para a utilização de cinzas de carvão mineral, então o fluxograma elaborado e as especificações de serviço propostas fizeram-se o ponto principal deste estudo, buscando preencher uma lacuna, até então, vazia.

No manual, em consonância com o Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), foi inserido parâmetros de MR, DP e Vida de Fadiga para utilização de materiais na pavimentação. Tais parâmetros são relevantes na tentativa de se permitir análises mais racionais no dimensionamento de pavimentos e, também, para auxiliar na construir de um banco de dados

de MR e DP com solos naturais (para análise dos subleitos e de misturas estabilizadas naturalmente) e solos estabilizados granulometricamente e quimicamente. Tal banco de dados pode auxiliar, por exemplo, na predição de modelos de DP para a região local do estudo.

5 MODELAGEM DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM SOLOS DA REGIÃO METROPOLITANA DE FORTALEZA UTILIZANDO REDES NEURAIIS ARTIFICIAIS

RESUMO

A degradação estrutural de pavimentos devido à deformação permanente dos solos é um desafio crítico para a infraestrutura rodoviária. Os métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos, como o Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), utilizam parâmetros como Módulo de Resiliência (MR) e Deformação Permanente (DP) para prever o comportamento mecânico dos materiais de pavimentação. Este estudo visa implementar, validar e testar modelos de previsão de DP para solos naturais da Região Metropolitana de Fortaleza (RMF) utilizando Redes Neurais Artificiais (RNA). Foram coletadas 15 amostras de solo na RMF, submetidas a ensaios de caracterização física e mecânica, seguindo a norma brasileira DNIT 179/2018 – IE. A modelagem das RNA envolveu o treinamento e validação de diferentes arquiteturas, sendo o modelo com variáveis de entrada Índice de Suporte Califórnia (ISC), tensão confinante, tensão desvio, classificação AASHTO e número de ciclos (N) o mais eficiente, com coeficientes de correlação (R^2) de 0,991 no treinamento, 0,992 na validação e 0,990 no teste. Conclui-se que as RNA são eficazes na previsão de afundamentos plásticos de solos da RMF, destacando seu potencial para o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos.

Palavras-chave: Deformação Permanente; Redes Neurais Artificiais; Solos Naturais; Dimensionamento de Pavimentos; Região Metropolitana de Fortaleza

5.1 Considerações iniciais

A ação do tráfego e das intempéries provoca esforços solicitantes que devem ser suportados pelas camadas que constituem um pavimento, devendo estas sofrer deformações compatíveis com sua natureza e resistência para evitar rupturas ou danos prematuros. Em pavimentos delgados, o acúmulo de deformações verticais permanentes no subleito e em camadas granulares é uma das principais causas de degradação estrutural de pavimento (DAWSON e KOLISOJA, 2004; KIM *et al.*, 2009). As deformações permanentes, além de propiciar uma degradação acelerada da estrutura do pavimento, causam desconforto, aumentam o risco de acidentes, principalmente em períodos de chuvas intensas, trazendo possibilidade de saturação das camadas subjacentes do pavimento, dificuldade de ultrapassagens de veículos ao longo da via e acréscimo no consumo de combustíveis (HUA e WHITE, 2002; BEAINY *et al.*, 2013).

A Deformação Permanente (DP), quando ocorre ao longo de um segmento longitudinal da faixa de tráfego nas trilhas de roda, é denominada afundamento de trilha de roda (ATR), que se desenvolve a partir de todas as camadas individuais do pavimento, incluindo o subleito (THEYSE *et al.*, 1996; CHEN *et al.*, 2004). Majidzadeh *et al.* (1978) afirmam que a maioria das deformações permanentes ocorre principalmente devido ao decréscimo da espessura das camadas estruturais do pavimento e com contribuição das camadas de base, de sub-base e pelo solo de subleito.

Barksdale (1972) reforça que a deformação permanente observada na superfície do pavimento é resultado da contribuição acumulativa da deformação de cada camada do pavimento e do subleito. Dessa forma, o estudo da Deformação Permanente ocorre em duas correntes principais: (i) estudo das deformações em misturas asfálticas por meio do ensaio uniaxial de cargas repetidas, neste caso citam-se os estudos de NASCIMENTO, 2008; ONOFRE, 2012; BORGES, 2014; PAZOS, 2015; BARROS *et al.*, 2015; e por meio do ensaio triaxial de varredura de tensões (BORGES, 2014; BASTOS *et al.*, 2015) e (ii) estudo de deformações em materiais granulares por meio do ensaio triaxial de cargas repetidas, como as pesquisas de Guimarães (2009); Ribeiro (2013); Lima (2016), Cabral (2021) e Araújo (2023).

Os métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos incorporam parâmetros de DP para previsão do comportamento mecânico dos materiais. A natureza dos carregamentos cíclicos nas estruturas dos pavimentos cria a necessidade de se verificar os afundamentos plásticos após determinado número de aplicações de cargas (MARANGON, 2004). O estudo da deformação permanente deve ser feito para as diferentes cargas que solicitam o pavimento, o que faz com que a determinação da DP em laboratório seja um processo longo e destrutivo.

Guimarães (2009) afirma que há uma dificuldade em modelar adequadamente a deformação permanente dos solos, pois são apresentadas várias formulações matemáticas distintas, incluindo um conjunto de variáveis, nem sempre as mesmas em cada caso. Sabe-se que as propostas de modelo de previsão relacionam e incluem parâmetros com os estados de tensões, os tipos de materiais e suas características, o número N de aplicações de carga no ensaio triaxial, a deformação resiliente dos materiais, dentre outros. Dessa forma, predizer os valores de deformação permanente por meio de modelos é complexo, necessitando de uma adequada avaliação/calibração regional.

Os modelos de predição de DP dos materiais de pavimentação têm sido desenvolvidos a partir de dados obtidos em laboratório ou por meio de simuladores de tráfego. O modelo de Monismith *et al.* (1975) relaciona o número de repetições de carga com a deformação específica permanente. Por meio da diferenciação matemática desse modelo,

Cardoso (1987) relacionou a deformação permanente com a deformação resiliente. Tseng e Lytton (1989) desenvolveram modelos a partir de uma abordagem mecanístico-empírica, sendo o modelo dependente da deformação específica resiliente e de algumas propriedades físicas e geotécnicas dos materiais. Guimarães (2009) propôs um modelo de DP relacionando a deformação permanente específica com as tensões confinantes e tensões desvio e o número N. Já Cabral (2021) propôs, calibrou e validou um modelo destinado à geração de estimativas de DP, a partir de dados de classificação dos solos, Índice de Suporte Califórnia (ISC), módulo de resiliência, tensões atuantes e número de ciclos, para a microrregião de Mossoró/RN.

Thom (2008) afirma que, apesar do avanço nos estudos acerca da avaliação da DP de solos, ainda se têm poucas pesquisas sendo elaboradas com o intuito de prever o parâmetro de DP em materiais que compõem camadas de bases e sub-bases de pavimentos. Diversas equações são encontradas na literatura com suas respectivas particularidades, no entanto, há a necessidade de avaliação acerca das formulações que melhor representem as condições e materiais voltados para cada região.

A definição dos modelos de deformação permanente e sua utilização, em conjunto com demais análises mecanicistas, são etapas indispensáveis para o dimensionamento racional do pavimento. Sabe-se que, no ensaio de Deformação Permanente, conforme DNIT (2018b), cada corpo-de-prova, em cada par de tensão, tem uma duração de aproximadamente 42 horas (na frequência de 1 Hz), o que dificulta sua realização. Devido ao perfil heterogêneo do tráfego, o solo é ensaiado com tensões de diferentes magnitudes, o que requer para um solo ser caracterizado em torno de 9 a 18 dias, a depender da frequência aplicada.

Uma das técnicas amplamente utilizadas para modelagem de fenômenos complexos é a Rede Neural Artificial (RNA). As RNAs são processadores maciçamente paralelos distribuídos que têm propensão natural para armazenar conhecimento experimental e disponibilizá-lo para uso (PRIDDY e KELLER, 2005). A aplicação da técnica de RNA tem sido difundida e investigada em diversas áreas do conhecimento, inclusive na área da infraestrutura rodoviária. Elas são usadas em tarefas como reconhecimento de fala, visão computacional e processamento de linguagem natural, sendo cada vez mais utilizadas para resolver problemas complexos (SALTAN e TERZI, 2008; YANG et al., 2021).

As potencialidades do uso da técnica de RNAs na pavimentação têm sido observadas na modelagem da vida de fadiga de pavimentos (MOGHADDAM et al., 2016; AHMED et al., 2017), na previsão de patologias e otimização do sistema de manutenção de pavimentos (VYAS et al., 2021; WANG et al., 2021; LI et al., 2022), na inspeção e monitoramento de pavimentos (ZHANG et al., 2020; TONG et al., 2020; ALATOOM e AL-

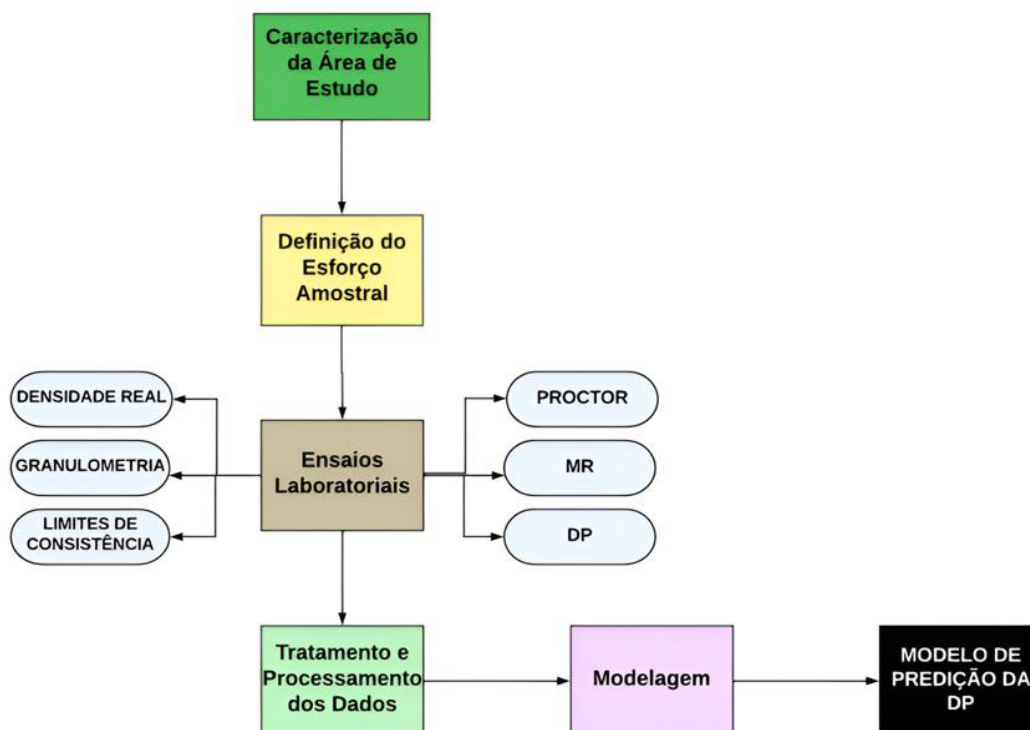
SULEIMAN, 2022) e na previsão da Deformação Permanente dos Solos (SHAFABAKHSH et al., 2015; PLATI et al., 2016; GHASEMI et al., 2019; CABRAL et al., 2021; ARAÚJO et al., 2023).

Diante do exposto e na tentativa de promover maior representatividade aos materiais encontrados regionalmente, este artigo tem por objetivo implementar, validar e testar, a partir de ferramentas computacionais, inteligência artificial e técnicas estatísticas, modelos para previsão da deformação permanente de solos da Região Metropolitana de Fortaleza (RMF). Busca-se contribuir, assim, para a difusão do uso dos métodos de dimensionamentos empírico-mecanísticos de pavimentos em âmbito regional.

5.2 Materiais e métodos

Para atingir os objetivos desta pesquisa, adotou-se a sequência metodológica ilustrada na Figura 27.

Figura 27 – Fluxograma metodológico



Fonte: Autora (2024)

5.2.1 Caracterização da área de estudo

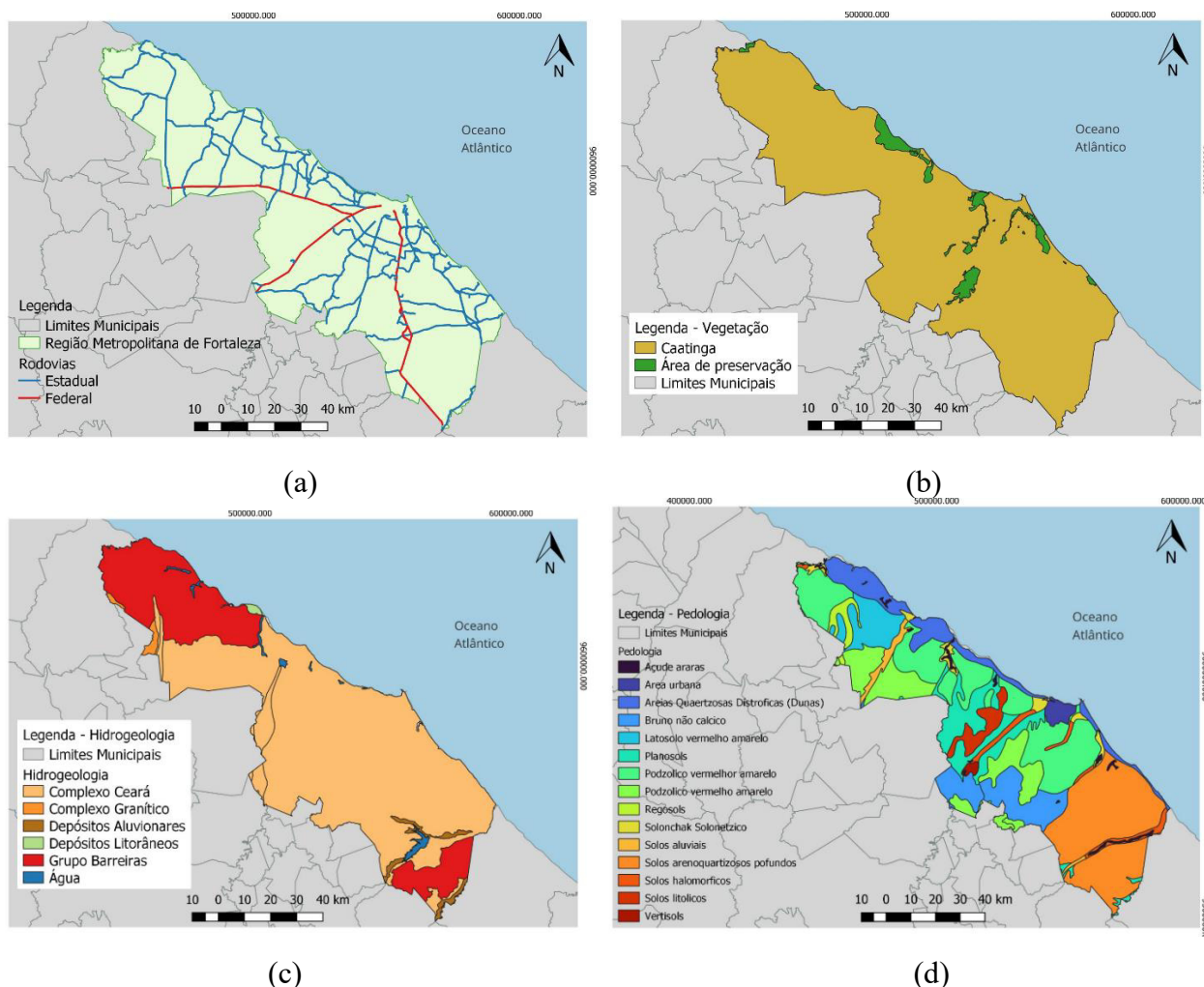
Com 4.077.811 habitantes em 2022, a Grande Fortaleza é a mais populosa do Norte-Nordeste, sendo a sexta maior região metropolitana do Brasil (IBGE, 2022). A RMF está localizada no nordeste do estado do Ceará, ocupando uma área de 7.440,053 km². É formada por 19 municípios: Fortaleza, Caucaia, Maranguape, Pacatuba, Aquiraz, Maracanaú, Eusébio, Guaiúba, Itaitinga, Chorozinho, Pacajus, Horizonte, São Gonçalo do Amarante, Pindoretama, Cascavel, Paracuru, Paraipaba, Trairi e São Luís do Curu (IBGE, 2022).

De acordo com o IPECE (2023), a RMF responde por 61,77% do Produto Interno Bruto (PIB) do estado do Ceará, totalizando de R\$ 166,91 bilhões, em 2020. Nessa região está inserido o Complexo Industrial e Portuário do Pecém (CIPP), nos limites dos municípios de São Gonçalo do Amarante e Caucaia, bem como os polos industriais de Maracanaú e Horizonte-Pacajus, que abrigam a maior parte da produção industrial do estado. A indústria da RMF é diversificada em vários setores, sendo os principais: vestuário, alimentos, metalurgia, têxtil e químico. O turismo é outra atividade bastante representativa na economia da RMF.

A RMF possui uma malha viária constituída por dezesseis rodovias de grande e médio porte, sendo três federais (BR-222, BR-020, BR-116) e treze estaduais (CE-025, CE-040, CE060, CE-065, CE-085, CE-090, CE-138, CE-156, CE-163, CE-253, CE-341, CE-350, CE348). A Figura 28a ilustra o mapa viário da RMF.

A vegetação típica da RMF é a caatinga (ver Figura 28b) que é uma formação vegetal típica da região do semiárido nordestino. Está presente nas regiões do extremo norte de Minas Gerais e nos estados do Ceará, Bahia, Paraíba, Pernambuco, Rio Grande do Norte, Alagoas, Sergipe, Maranhão e Piauí. A hidrogeologia predominante da RMF é a Formação Barreiras (ver Figura 28c) e a pedologia da região é caracterizada por solos de diferentes tipos, com predominância de argissolos vermelho-amarelo distrófico e eutrófico (conforme Figura 28d). A classe dos argissolos vermelho-amarelos está presente em todo o território nacional, do Amapá ao Rio Grande do Sul, constituindo a classe de solo das mais extensas no Brasil, ao lado dos Latossolos.

Figura 28 – Mapas temáticos da RMF: (a) mapa viário; (b) mapa de vegetação; (c) mapa da hidrogeologia e (d) mapa pedológico



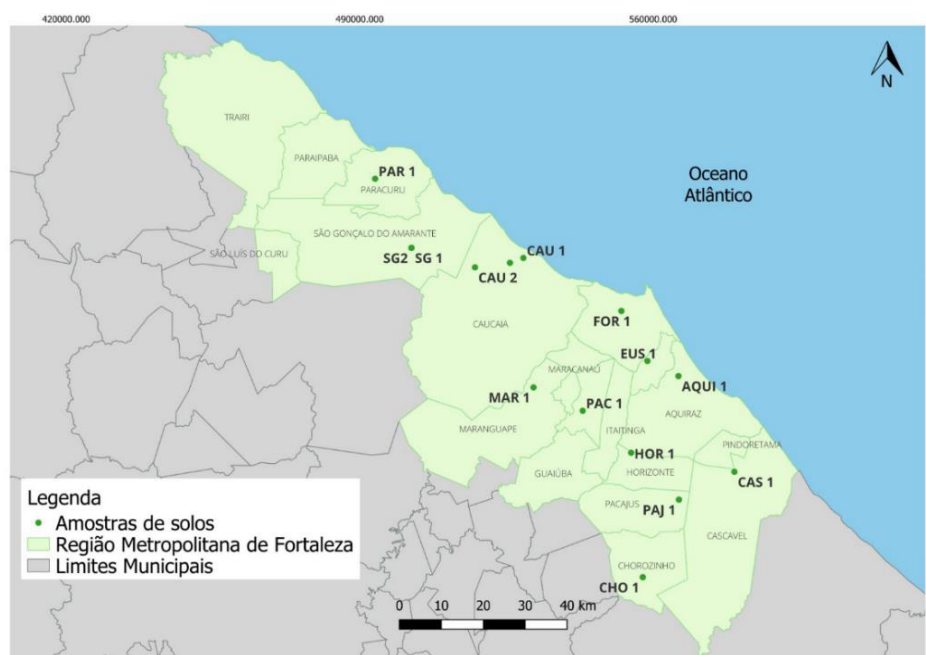
Fonte: Autora (2024)

5.2.2 Definição do esforço amostral

Nesta etapa foram coletados 15 solos de diferentes localizações dentro da RMF que foram também investigados por Guilherme (2023). Essa escolha foi norteada por Ribeiro (2016) que mapeou os solos existentes na RMF. Assim, procurou-se selecionar solos distintos e que fosse o mais representativo da região em estudo.

A Figura 29 ilustra a localização de cada amostra coletada, tendo por base a RMF. A nomenclatura refere-se às iniciais do nome do município de coleta do material associado a um número que corresponde a ordem de coleta da amostra naquele município. Por exemplo a amostra CAU 1, corresponde ao primeiro solo coletado no município de Caucaia (Ceará), já a amostra CAU 2 se refere a um segundo solo coletado no mesmo município. Observa-se que os solos estão presentes em boa parte da RMF, abrangendo 13 municípios distintos.

Figura 29 – Localização das amostras coletadas



Fonte: Autora (2024)

5.2.3 Ensaios laboratoriais

Para proceder com as modelagens dos valores da deformação permanente para os materiais, definiu-se um programa experimental composto dos ensaios de Análise Granulométrica (DNER, 1994a), Limites de Liquidez (DNER, 1994b) e de Plasticidade (DNER, 1994c), Densidade Real (DNER, 1994d), Proctor (DNER, 1994e), Índice de Suporte Califórnia (DNER, 2016), Módulo de Resiliência – MR (DNER, 2018). Os ensaios mecânicos foram realizados na energia de compactação intermediária.

A metodologia de ensaio para obtenção dos valores de DP foi conforme método de ensaio descrito na norma brasileira do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2018b) que consiste em ensaios triaxiais de cargas repetidas de longa duração com 150.000 ciclos por par de tensões. A técnica de moldagem dos corpos de prova (CP) e arranjo do equipamento de ensaio são os mesmos do ensaio de MR. Os corpos de prova, compactados em cilindro tripartido de dimensões de 10 cm de largura e 20 cm de altura, na energia intermediária de compactação, foram colocados no equipamento triaxial e submetidos ao ensaio para determinação dos parâmetros de deformabilidade. Utilizou-se pares de tensão confinante e desvio apresentados na Tabela 12 em uma frequência de carregamento de 1 Hz.

De acordo com Guimarães (2009), a quantidade total de nove ensaios por amostra de solo é aquela considerada mínima para uma eficaz modelagem da influência do estado de

tensão na DP. Porém, nesta pesquisa, utilizaram-se seis pares de tensão abrangendo diferentes simulações de cargas nesse material, de forma a avaliar o comportamento do solo e a sua capacidade estrutural. Reforça-se que o ensaio para cada corpo-de-prova, em cada par de tensão, tem duração de aproximadamente 42 horas, de forma que para as 15 amostras em estudo o tempo estimado de duração seria de aproximadamente 3800 horas (aproximadamente 9 meses corridos de ensaios desde que a máquina não quebrasse, não faltasse energia ou estivesse 100% disponível para esta tese).

Tabela 12 – Relação das tensões utilizadas nos ensaios triaxiais de cargas repetidas.

Ensaio	Tensão (kPa)		N
	σ_1	σ_3	
1	40	40	150.000 (DNIT 179/2018 – IE)
2	80		
3	80	80	
4	240		
5	240	120	
6	360		

Fonte: Autora (2024)

5.2.4 Tratamento e processamento dos dados

Com os dados adquiridos dos solos a partir do programa experimental proposto, procedeu-se a organização dos resultados em um banco de dados georreferenciado, para tratamento e processamento desses dados. Para o desenvolvimento dos modelos com as RNA, exige-se um ajustamento em seus valores para poder ser utilizados como elementos de entrada em uma rede. Para isso é necessário a Numerização e Normalização dos dados.

O processo de Numerização consiste em atribuir valores decimais aos dados que possuem valores alfanuméricos (variáveis qualitativas) provenientes dos ensaios geotécnicos, para que possam ser utilizados como variáveis de entrada na rede. Já a normalização é essencial, uma vez que as funções de ativação que calculam os neurônios fornecem valores dentro de um intervalo.

Gambogi (2013) afirma que se normalizam dados também para evitar que os neurônios da camada escondida com funções de ativação não operem na região de saturação da rede. Ribeiro (2013) e Cabral *et al.* (2021) modificaram, na etapa de normalização, os valores decimais em limitantes de uma função, compreendidos entre -1 e 1, para que os valores de

grandezas diferentes não influenciasses os ajustes dos pesos da rede durante o treinamento. Nesta pesquisa, os valores dos dados de entrada foram normalizados entre 0 e 1, em virtude do intervalo da função de ativação (sigmoide).

5.2.5 Modelagem

Neste estudo, para a predição da deformação permanente de solos, empregando-se como ferramenta as RNA, foi utilizado o MATLAB (*MATrix LABoratory*) em uma rede neural do tipo *Multilayer Perceptrons* (MLP). O MATLAB é um *software* de alto desempenho produzido pela *MathWorks* para auxiliar engenheiros e cientistas, permitindo análise e visualização de dados a partir de cálculos numéricos com vetores e matrizes. Para o treinamento, validação e teste do modelo, utilizou-se o NFTOOL (*Neural Net Fitting app*), que consiste em um aplicativo do MATLAB que auxilia na criação e treinamento de redes neurais para resolver problemas de ajuste de dados.

A função de ativação utilizada foi a sigmoide nos neurônios da camada intermediária, com intervalo de ativação [0; 1] e a função identidade para as camadas de entrada e saída. Os dados de entrada foram pré-processados no MATLAB, sendo normalizados no intervalo da função de ativação. O algoritmo utilizado foi o *Levenberg-Marquardt*, que consiste em um método de otimização não linear amplamente utilizado em problemas de ajuste de curvas e minimização de erros. Ele combina as vantagens do método do gradiente descendente com as do método de Gauss-Newton, resultando em um algoritmo eficiente e robusto. Tal algoritmo também foi utilizado em outros trabalhos acadêmicos como os de Cabral *et al.* (2021) e Dias *et al.* (2023). O algoritmo LM tem amplas aplicações de engenharia em redes neurais LM devido a sua rápida convergência e pequena ocupação de memória (RIBEIRO, 2016; LUO *et al.*, 2021; KUMAR *et al.*, 2021).

Os dados utilizados, compostos de 3486 padrões entrada-saída, foram divididos em dois conjuntos, com 70% dos dados utilizados para treinamento e 30% para teste. Do conjunto de treinamento, utilizou-se 15% dos dados para validação, necessária para implementação da regra de parada do algoritmo de aprendizagem. Os dados de entrada das RNA foram inicialmente os dados do banco de dados completo, composto por: Limite de Liquidez, Índice de Plasticidade, % de material que passa nas peneiras N° 10, N° 40 e N° 200, Classificação da AASHTO, Umidade Ótima de Compactação, Massa Específica Seca Máxima, ISC, Expansão, Tensão Confinante, Tensão Desvio e número N de aplicação de carga. Os dados de saída da rede neural foram as deformações permanentes obtidas por ensaios de laboratório.

Ao longo da pesquisa variaram-se os padrões de entrada (variáveis explicativas) da RNA, em busca do modelo com a menor quantidade de variáveis de entrada (Sarah, isso de fato não é um problema com o algoritmo LM, mas a variação das variáveis explicativas deve ser feita para buscar o modelo mais adequado, não necessariamente o com o menor número de entradas), e com menor custo de processamento, mas que não interferisse no desempenho da previsão da DP. Como métrica de avaliação de erros, foi proposto o uso do *Mean Squared Error* (MSE), bem como testes estatísticos de correlação que verificaram e compararam os valores estimados pelo modelo e os valores reais obtidos em ensaios, utilizando-se o coeficiente de correlação R^2 .

Com as variáveis explicativas selecionadas como entradas na rede, deu-se início ao treinamento das RNAs, com a finalidade de se encontrar a(s) melhor(es) topologia(s) e hiperparâmetros que se ajustassem ao fenômeno modelado. Para isto, foram testadas diversas combinações de parâmetros de entrada, variando-se a quantidade de neurônios na camada intermediária, o que resultou em um número de mais de 100 redes treinadas, validadas e testadas. Não foram treinadas redes com 2 camadas intermediárias pelo fato de já ter encontrado resultados excelentes com apenas 1 camada, sendo desnecessário um maior custo computacional e nada de ganho em termos de predição.

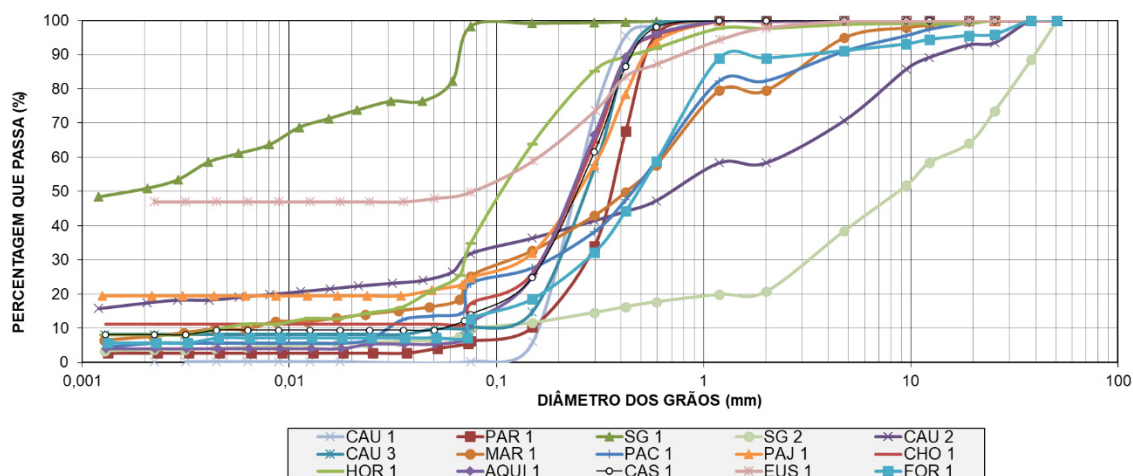
5.3 Resultados e discussões

Neste tópico serão apresentados os resultados obtidos a partir do programa experimental proposto. Será subdividido em: ensaios de caracterização básica; ensaios de módulo de resiliência; ensaios de deformação permanente; e modelagem neural da deformação permanente.

5.3.1. Ensaios de caracterização básica

As curvas granulométricas dos materiais coletados são mostradas na Figura 30. Observa-se que a amostra SG 1 e EUS 1, são as que apresentam a maior porcentagem de finos, com 98% e 51% passantes na peneira #200, respectivamente. Os demais solos são materiais granulares, apresentando menos de 35% passante na peneira #200.

Figura 30 – Curvas granulométricas dos solos coletados



Fonte: Autora (2024)

Os resultados dos ensaios de caracterização física (Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade e Densidade), dos ensaios de compactação, com os valores de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima, ISC e expansão se encontram apresentados na Tabela 13. Observa-se que 8 amostras dos solos analisados não apresentaram limites de consistência, devido a sua granulometria arenosa, com conseqüente falta de coesão para realização dos ensaios de LL e LP. A SG 1, devido à alta porcentagem de finos em sua composição, apresentou um índice de plasticidade de 37%, sendo classificada conforme Caputo (2022) como altamente plástica.

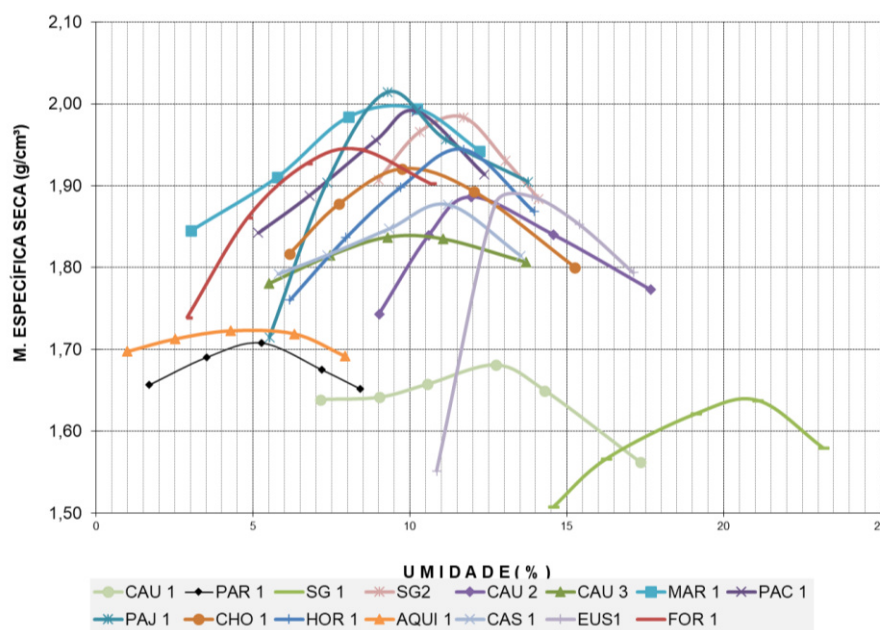
As curvas de compactação dos materiais utilizados neste estudo estão ilustradas na Figura 31. Observa-se que os valores de umidade ótima oscilaram entre 5% a 21%, sendo o maior valor obtido para a amostra mais argilosa (SG 1). Os resultados estão em consonância com a literatura, tendo materiais mais argilosos, devido à alta absorção de água das argilas, apresentado maiores teores de umidade ótima (SOUSA PINTO, 2016; CAPUTO, 2022).

Tabela 13 – Resultados de caracterização básica dos solos estudados

Amostras	Granulometria Passante (%)			Caracterização Física				Compactação		ISC (%)	Classificação AASHTO
	#10	#40	#200	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Densidade Real	H _{ot}	y _d (Max)		
CAU 1	100	95,5	0	NL	NP	0	2,62	12,7	1,68	18	A-3
PAR 1	100	68	6	24	16	8	2,44	6,0	1,71	9	A-2-4
SG 1	100	100	98	63	26	37	2,60	21,0	1,63	4	A-7-6
SG 2	21	16	10	32	21	11	2,62	11,5	1,97	10	A-2-6
CAU 2	58	44	32	33	24	9	2,64	14,0	1,89	34	A-2-4
CAU 3	100	88	10	NL	NP	0	2,70	9,0	1,83	25	A-3
MAR 1	79	50	25	23	19	4	2,66	10,0	2,00	14	A-2-4
PAC 1	82	48	23	NL	NP	0	2,32	10,0	1,89	11	A-2-4
PAJ 1	100	78	25	18	14	4	2,42	13,0	1,93	23	A-2-4
CHO 1	100	89	17	NL	NP	0	2,55	9,0	1,91	25	A-2-4
HOR 1	98	89	35	NL	NP	0	2,60	14,0	1,94	10	A-2-4
AQUI 1	100	89	12	20	15	5	2,58	5,0	1,71	27	A-2-4
CAS 1	100	86	14	NL	NP	0	2,66	13,0	1,88	9	A-2-4
EUS 1	98	84	50	32	20	12	2,65	13,0	1,91	11	A-6
FOR 1	89	44	13	NL	NP	0	2,45	8,0	1,92	8	A-2-4

Fonte: Autora (2024)

Figura 31 – Curvas de compactação das amostras coletadas



Fonte: Autora (2024)

5.3.2. Ensaios de módulo de resiliência

Os resultados dos ensaios de Módulo de Resiliência (MR) estão dispostos na Tabela 14 para 11 amostras de solos, dos 15 ensaiados, as demais amostras não apresentaram coesão suficiente para possibilitar resistir a etapa de confinamento do ensaio, rompendo-se nas primeiras aplicações de carga. Os dados obtidos dos ensaios foram importados para o programa *LabFit* para obtenção dos coeficientes dos modelos de MR. O LAB Fit é um *software* para *Windows* desenvolvido para tratamento e análise de dados experimentais, que permite por meio de regressão não-linear, ajustar funções com até 6 variáveis independentes.

Apesar do baixo valor de correlação observado para algumas amostras, o modelo composto ($MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$) foi o que melhor representou as amostras de solo estudadas. A Tabela 14 apresenta o MR médio e os coeficientes do modelo composto das amostras. Ferreira (2002) concluiu em seus estudos que o modelo composto avalia os resultados de MR para solos com precisão superior aos demais, como os modelos confinante e desvio. Bonzanini (2011) comprovou que quando comparados com os coeficientes de determinação dos outros modelos, os coeficientes de determinação do modelo composto são consideravelmente altos, independentemente do tipo de material.

Tabela 14 – Resultados do MR das amostras avaliadas

Amostras	MR = $K_1 \times \sigma_3^{K_2} \times \sigma_d^{K_3}$				MR Médio (MPa)
	K ₁	K ₂	K ₃	R ²	
PAR 1	868,46	0,43	0,04	0,97	242,30
SG 1	4,07	0,62	-2,43	0,91	294,00
SG 2	196,60	0,56	-0,45	0,99	162,00
CAU 2	240,57	0,57	-0,98	0,86	410,00
MAR 1	264,78	0,66	-1,07	0,79	545,25
PAC 1	21,49	0,97	-2,33	0,97	464,00
PAJ 1	479,05	0,40	-0,53	0,55	486,52
CHO 1	126,86	0,51	-1,03	0,59	347,20
AQUI 1	213,96	0,73	-1,41	0,82	659,85
EUS 1	307,86	0,58	-0,34	0,99	130,11
FOR 1	304,17	0,41	-0,31	0,99	191,74

Fonte: Autora (2024)

Os valores de MR médio variaram entre 130,11 MPa (EUS 1) a 659,85 MPa (AQUI 1). Cerca de 70% das amostras avaliadas no ensaio de MR foram classificadas como A-2-4. Ribeiro (2016) apresentou em seus estudos valores típicos de MR médio para solos da

RMF em função da sua classificação AASHTO, encontrando para solos A-2-4 valores típicos entre 388 – 453Mpa. Já Balbo (2015) refere-se que solos arenosos não lateríticos apresentam valores entre 32 e 80 MPa, e solos argilosos não lateríticos em torno de 125 MPa. Os materiais deste estudo apresentaram, em geral, MR médios mais elevados que os relatados, porém Hicks e Monismith (1971), Preussler (1978), Svenson (1980) e Uzan (1985), entre muitos outros autores, mostraram que o módulo de resiliência apresenta um comportamento não linear com a variação do estado de tensões atuantes no solo, sendo assim, falar em valor médio não é muito adequado.

Em relação aos coeficientes de regressão, percebe-se que todos os valores de K_2 são positivos, o que indica o aumento do MR em função da tensão confinante, e que os valores de K_3 foram negativos para praticamente todas as amostras, à exceção da PAR 1, acarretando menor influência da tensão desvio em seu comportamento. Como esperado para materiais granulares, a tensão desvio exerce menor influência.

5.3.3. Ensaios de deformação permanente

Resultados dos parâmetros de deformação permanente foram obtidos para as 8 amostras identificadas por SG 1, SG2, CAU 2, MAR 1, PAC 1, PAJ 1, EUS 1 e FOR 1. As demais amostras apresentaram deformações excessivas na execução dos ensaios, rompendo-se com até 2000 aplicações de carga. A Tabela 15 mostra o resultado para os pares de tensões avaliados nas amostras, constando os respectivos valores de DP acumulada na primeira carga aplicada considerada do ensaio (ϵ^1), com 10.000 (ϵ^{10}), 80.000 (ϵ^{80}) e 150.000 (ϵ^{150}) ciclos (N) a partir da aplicação da norma DNIT (2018b).

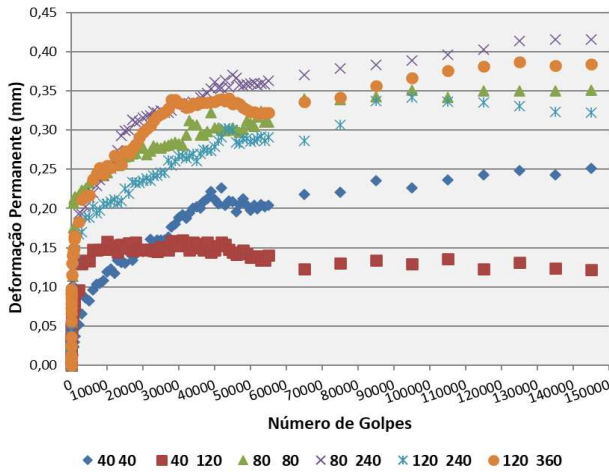
O acúmulo total de Deformação Permanente se concentrou em todos os ensaios realizados nos primeiros 80.000 aplicações de carga, mostrando que após esse período a deformação plástica nas amostras, para todos os pares de tensão tende a estabilizar. Observou-se que em todos os ensaios realizados o acúmulo de Deformação Permanente de 80.000 aplicações de carga comparativamente a 100% do número de aplicações de carga aplicada ($\epsilon^{80000}/\epsilon^{150000}$) foi acima de 80%. Na amostra MAR 1, para o par de tensão 40-40 kPa, não foram realizadas leituras de deformação permanente pelo equipamento, indicando falhas na execução desse ensaio. A amostra FOR 1 não apresentou rigidez suficiente para suportar altos carregamentos submetidos. Haja vista o afundamento excessivo nos pares de tensão 80-240 kPa, 120-240 kPa e 120-360 kPa, esses ensaios não puderam ser concluídos. A Figura 32 ilustra as curvas de deformação permanente das amostras.

Tabela 15 – Deformação permanente total das amostras avaliadas

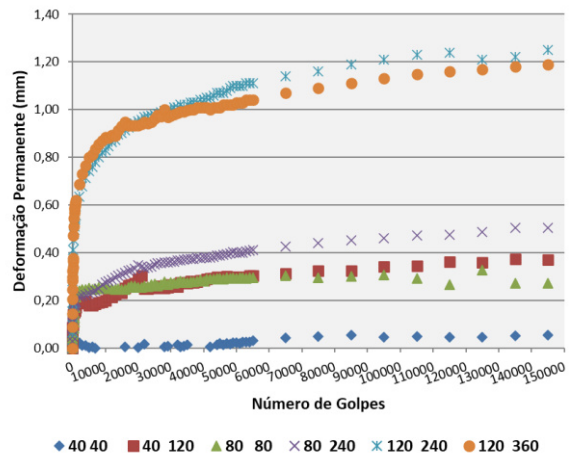
Solos	Ensaio	Tensão (kPa)		ε^1 (mm)	ε^{10} (mm)	ε^{80} (mm)	ε^{150} (mm)	$\varepsilon^1/\varepsilon^{10}$	$\varepsilon^{10}/\varepsilon^{80}$	$\varepsilon^{80}/\varepsilon^{150}$
		σ_d	σ_3							
SG 1	1	40	40	0,00	0,12	0,22	0,25	0,03	0,54	0,88
	2	120		0,02	0,16	0,13	0,12	0,15	1,22	1,07
	3	80	80	0,00	0,25	0,34	0,35	0,01	0,73	0,97
	4	240		0,03	0,25	0,38	0,42	0,11	0,66	0,91
	5	240	120	0,01	0,21	0,31	0,32	0,03	0,67	0,95
	6	360		0,03	0,26	0,34	0,38	0,10	0,75	0,89
SG 2	1	40	40	0,00	0,01	0,05	0,06	0,60	0,14	0,88
	2	80		0,02	0,20	0,32	0,37	0,10	0,61	0,87
	3	80	80	0,01	0,25	0,30	0,27	0,02	0,84	1,08
	4	240		0,03	0,28	0,44	0,50	0,10	0,63	0,88
	5	240	120	0,06	0,83	1,16	1,25	0,08	0,72	0,93
	6	360		0,09	0,88	1,09	1,19	0,10	0,81	0,92
CAU 2	1	40	40	0,25	0,30	0,29	0,30	0,84	1,01	1,01
	2	120		0,83	0,92	0,97	1,02	0,90	0,95	0,95
	3	80	80	0,36	0,41	0,43	0,44	0,87	0,95	0,95
	4	240		0,75	0,89	0,95	1,00	0,85	0,94	0,94
	5	240	120	1,37	2,32	2,53	2,51	0,59	0,92	0,92
	6	360		1,26	2,62	2,93	2,92	0,48	0,89	0,89
MAR 1	1	40	40	0,00	0,01	0,01	0,00	0,37	1,26	6,60
	2	120		0,10	0,47	0,61	0,68	0,78	0,78	0,89
	3	80	80	0,02	0,16	0,21	0,24	0,75	0,75	0,90
	4	240		0,26	1,26	1,49	1,59	0,85	0,85	0,94
	5	240	120	0,17	0,98	1,21	1,32	0,81	0,81	0,92
PAC 1	1	40	40	0,00	0,04	0,09	0,05	0,02	0,49	1,69
	2	80		0,01	0,13	0,19	0,22	0,04	0,66	0,85
	3	80	80	0,01	0,18	0,27	0,29	0,04	0,67	0,94
	4	240		0,03	0,25	0,38	0,42	0,11	0,66	0,91
	5	240	120	0,07	0,60	0,73	0,81	0,11	0,82	0,91
PAJ 1	1	40	40	0,00	0,06	0,14	0,16	0,00	0,43	0,88
	2	80		0,03	0,57	0,75	0,82	0,05	0,76	0,92
	3	80	80	0,01	0,32	0,42	0,50	0,02	0,75	0,85
	4	240		0,12	1,16	1,48	1,60	0,10	0,78	0,93
	5	240	120	0,10	1,84	2,14	2,34	0,06	0,86	0,92
EUS 1	1	40	40	0,00	0,42	0,56	0,57	0,00	0,75	0,97
	2	80		0,01	0,12	0,18	0,20	0,06	0,70	0,86
	3	80	80	0,00	0,17	0,22	0,24	0,00	0,78	0,92
	4	240		0,07	0,44	0,54	0,56	0,15	0,81	0,98
	5	240	120	0,05	0,46	0,50	0,53	0,12	0,91	0,95
	6	360		0,13	0,90	1,05	1,10	0,14	0,86	0,96
FOR 1	1	40	40	0,00	0,02	0,03	0,02	-0,14	0,75	1,15
	2	80		0,10	0,18	0,25	0,30	0,55	0,72	0,83
	3	80	80	0,08	0,06	0,56	0,57	1,21	0,12	0,98

Fonte: Autora (2024)

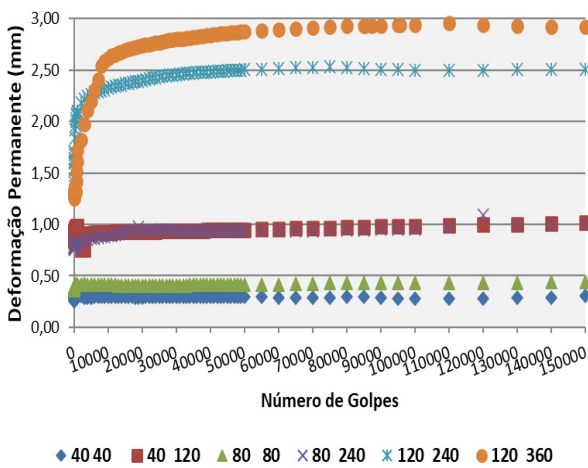
Figura 32 – Curvas de deformação permanente para as amostras: (a) SG1; (b) SG2; (c) CAU 2; (d) MAR 1; (e) PAC 1; (f) PAJ 1; (g) EUS 1 e (h) FOR 1 (continua)



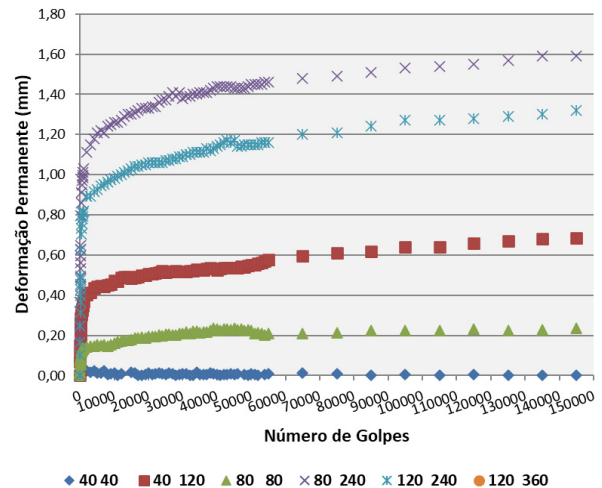
(a)



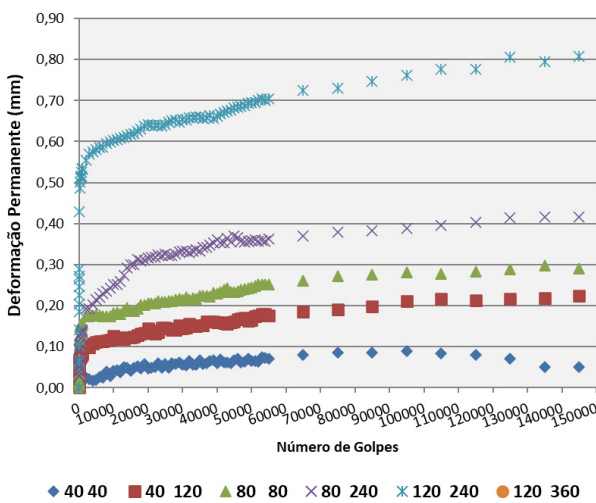
(b)



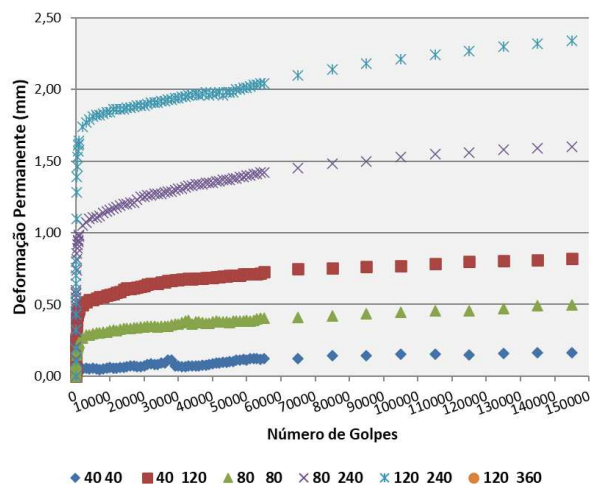
(c)



(d)

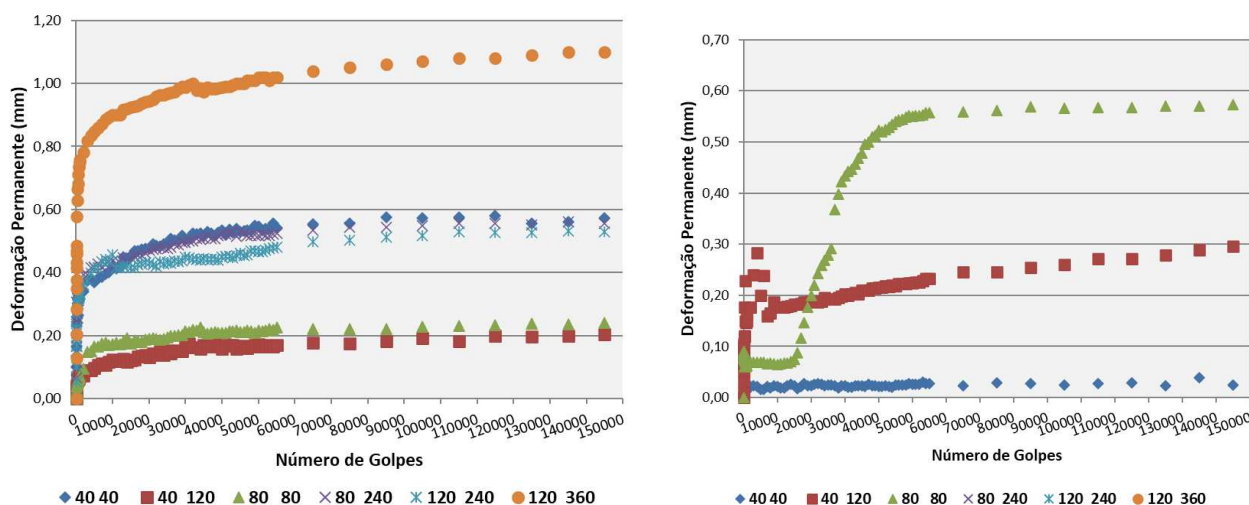


(e)



(f)

Figura 32 – Curvas de deformação permanente para as amostras: (a) SG1; (b) SG2; (c) CAU 2; (d) MAR 1; (e) PAC 1; (f) PAJ 1; (g) EUS 1 e (h) FOR 1 (conclusão)



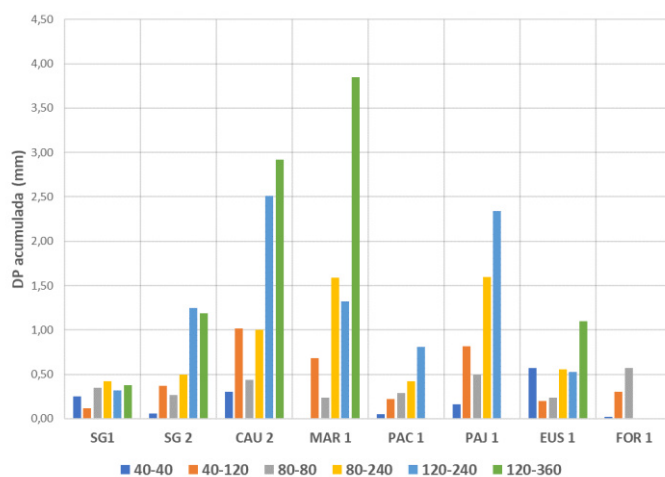
(g)

(h)

Fonte: Autora (2024)

A Figura 33 ilustra as DPs acumuladas para cada par de tensão das amostras estudadas. Analisando-se as DPs acumuladas das amostras, observa-se que a amostra SG1 foi a que apresentou menores valores de deformações irreversíveis para todos os pares de tensão avaliados, não apresentando tendência de acréscimo da DP para tensões mais elevadas. A amostra MAR 1 sobressaiu-se com maiores valores de deformações plásticas, atingindo 3,85 mm para o maior par de tensão (120-360 kPa). Salienta-se, no entanto, que as amostras PAC 1, PAJ 1 e FOR 1 apresentaram deformações permanentes excessivas para tensão 120-360 kPa, rompendo-se para tensões elevadas.

Figura 33 – Acúmulo de DP nos ensaios realizados para as amostras



Fonte: Autora (2024)

Em estudos rodoviários, após um elevado número de ciclos de aplicação da carga cíclica pode ocorrer a ruptura ou estabilização das deformações acumuladas. Essa estabilização, depois de determinado número de ciclos, é denominada de *shakedown*. Guimarães (2001) afirma que o principal objetivo da teoria por trás do *shakedown* é verificar se a deformação permanente sofrida pela estrutura pode conduzi-la a ruptura ou se tende a estabilizar.

A norma brasileira (DNIT, 2018b) estabelece a realização de ensaios de estágio único com 150.000 ciclos de aplicação para cada par de tensão. Os critérios de *shakedown* devem ser definidos por classificação visual, utilizando gráficos que representam a variação da taxa de crescimento da DP em relação ao aumento da deformação acumulada. O acomodamento é considerado quando as taxas de crescimento da DP são iguais ou inferiores a 10^{-7} mm por ciclo de carga. Na Figura 34 são apresentados os resultados da pesquisa de ocorrência do *shakedown* a partir da análise da taxa de acréscimo da deformação permanente.

Figura 34 – Variação da taxa de crescimento da DP pela deformação vertical acumulada: a) SG1; b) SG2; c) CAU 2; d) MAR 1; e) PAC 1; f) PAJ 1; g) EUS 1; h) FOR 1

(continua)

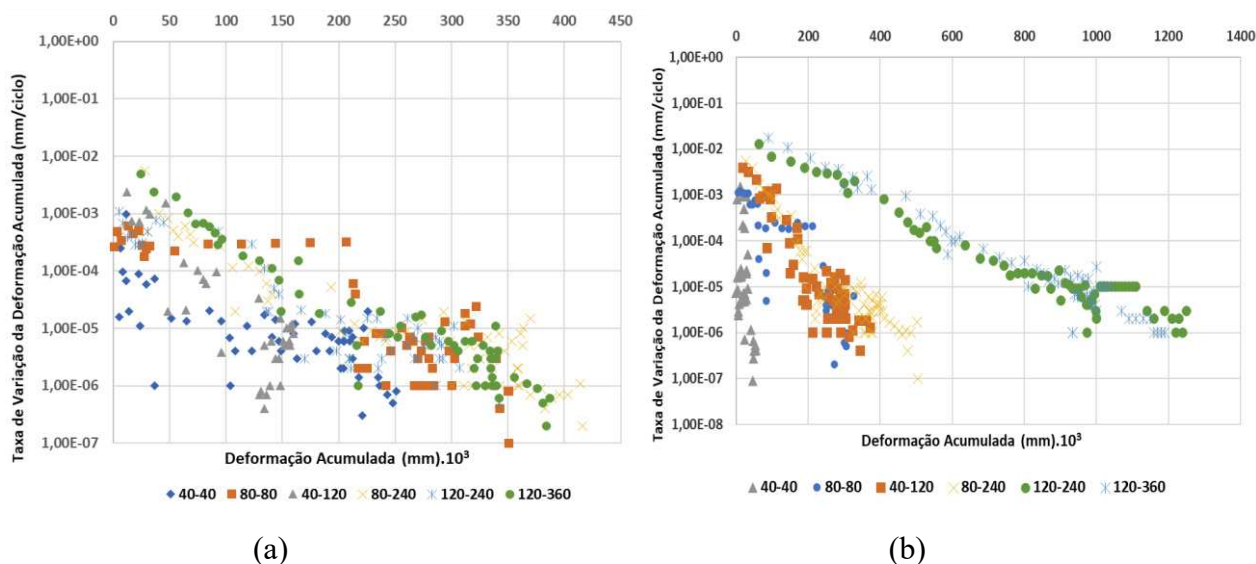
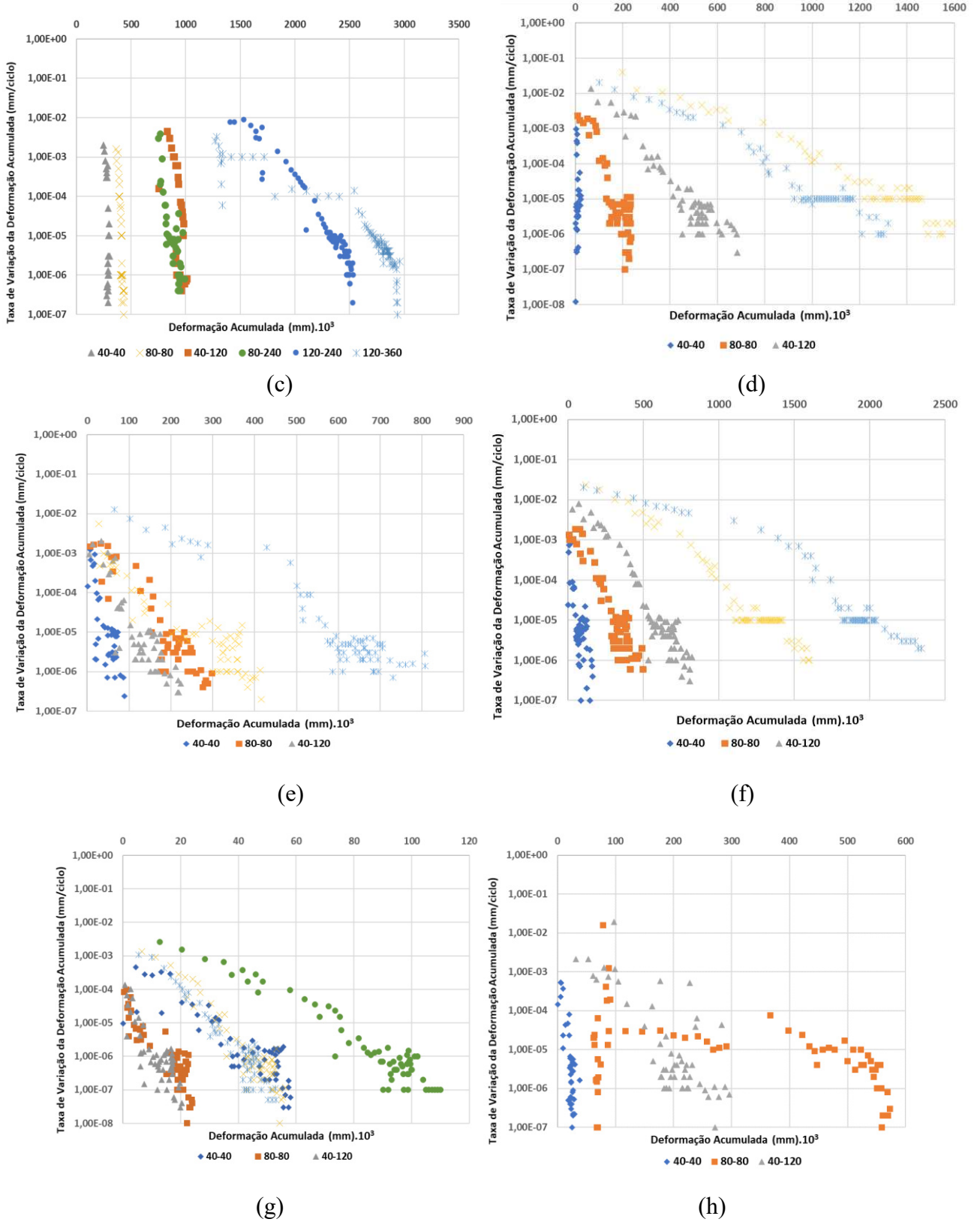


Figura 34 – Variação da taxa de crescimento da DP pela deformação vertical acumulada: a) SG1; b) SG2; c) CAU 2; d) MAR 1; e) PAC 1; f) PAJ 1; g) EUS 1; h) FOR 1 (conclusão)



Na Tabela 16 são mostradas as classificações quanto à ocorrência de *shakedown*, com base no método de classificação visual pertinente à norma brasileira (DNIT, 2018). Os materiais com comportamento A estão em *shakedown* plástico, com a deformação permanente cessando após um número finito de ciclos de aplicação de carga; os materiais com comportamento B apresentam uma resposta intermediária, de modo que o material apresenta uma taxa de crescimento expressiva da deformação plástica que tende a se tornar constante após os primeiros ciclos de aplicação; os materiais com comportamento AB apresentam elevada taxa de crescimento da deformação durante os primeiros ciclos, tendendo, no entanto, à acomodação do material após a aplicação de diversos ciclos de aplicação. Observa-se que os materiais apresentam para a maioria dos ensaios comportamento AB, corroborando com trabalhos de outros autores, tais como Lima (2020), Zago *et al.* (2021) e Araújo (2023) que apontam a presença dessa faixa para alguns solos brasileiros em determinados estados de tensão.

Tabela 16 – Classificação dos solos quanto ao *shakedown*

Amostra	Ensaio					
	1	2	3	4	5	6
	40-40 kPa	40-120 kPa	80-80 kPa	80-240 kPa	120-240 kPa	120-360 kPa
SG 1	AB	AB	AB	AB	AB	AB
SG 2	A	AB	AB	AB	AB	AB
CAU 2	A	A	A	A	AB	AB
MAR 1	A	A	AB	AB	AB	-
PAC 1	A	A	AB	AB	AB	-
PAJ 1	A	A	AB	AB	AB	-
EUS 1	AB	AB	AB	AB	AB	AB
FOR 1	A	AB	AB	-	-	-

Fonte: Autora (2024)

5.3.4. Modelagem neural da deformação permanente

A Tabela 17 representa a estatística básica dos resultados obtidos pela execução dos ensaios de caracterização básica para os solos analisados.

Tabela 17 – Estatísticas básicas da base de dados

Variável	Descrição	Média	Mínimo	Máximo	Desvio Padrão
LL (%)	Limite de Liquidez	16,33	0,00	63,00	18,77
LP (%)	Limite de Plasticidade	10,33	0,00	26,00	10,45
IP (%)	Índice de Plasticidade	6,00	0,00	37,00	9,62
Dreal (g/cm ³)	Densidade Real	2,57	2,32	2,70	0,11
Hot (%)	Umidade Ótima	11,28	5,00	21,00	3,89
Ydmax (g/cm ³)	Massa específica seca máxima	1,85	1,63	2,00	0,11
ISC (%)	Índice de Suporte Califórnia	16,73	1,00	34,00	8,85
#10 (%)	Porcentagem passante na peneira #10	88,33	21,00	100,00	22,13
#40 (%)	Porcentagem passante na peneira #40	71,23	16,00	100,00	24,79
#200 (%)	Porcentagem passante na peneira #200	24,67	0,00	98,00	23,96

Fonte: Autora (2024)

De forma a se analisar o nível de correlação entre as variáveis de entrada e saída consideradas nos modelos, procedeu-se à elaboração da matriz de correlações apresentada na Tabela 18. A análise de correlação foi utilizada para relacionar de forma individual e/ou múltipla as variáveis preditoras com os resultados dos ensaios de deformação permanente do banco de dados. Assim, a partir dos resultados obtidos, podem-se inferir quais variáveis possuem relação direta com as deformações acumuladas.

Tabela 18 – Matriz de correlação entre as variáveis

	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Dreal	hot	yd (max)	ISC (%)	#10	#40	#200	AASHTO	sigma 3	sigma d	MR	N	DP
LL (%)	1,00															
LP (%)	0,85	1,00														
IP (%)	0,92	0,56	1,00													
Dreal	0,64	0,67	0,49	1,00												
hot	0,91	0,65	0,92	0,29	1,00											
yd (max)	-0,72	-0,40	-0,81	-0,02	-0,90	1,00										
ISC (%)	-0,21	-0,37	-0,04	0,07	-0,19	0,38	1,00									
#10	0,07	0,06	0,06	-0,26	0,31	-0,43	-0,24	1,00								
#40	0,53	0,46	0,48	0,03	0,71	-0,70	-0,29	0,87	1,00							
#200	0,83	0,62	0,82	0,27	0,92	-0,92	-0,40	0,54	0,84	1,00						
AASHTO	0,75	0,64	0,68	0,38	0,73	-0,69	-0,56	0,35	0,68	0,82	1,00					
sigma 3	0,10	0,10	0,08	0,15	0,03	0,05	0,05	-0,14	-0,06	-0,01	0,08	1,00				
sigma d	0,16	0,16	0,13	0,19	0,09	0,00	0,04	-0,11	-0,01	0,06	0,11	0,80	1,00			
MR	-0,02	0,03	-0,05	0,08	-0,04	0,06	-0,02	0,19	0,17	0,05	0,17	-0,31	-0,40	1,00		
N	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	
DP	-0,01	-0,09	0,05	0,15	-0,04	0,19	0,55	-0,18	-0,15	-0,17	-0,27	0,52	0,56	-0,14	0,17	1,00

Fonte: Autora (2024)

Foi observada correlação positiva acima de 0,5 entre as tensões atuantes e a Deformação Permanente. De fato, para diferentes tensões de confinamento e desvio durante os ensaios com as amostras de solo obtiveram-se diferentes respostas de deformação acumulada.

No que se refere à capacidade de suporte, a matriz de correlação indica uma relação positiva entre o ISC e as deformações acumuladas. Isso significa que, para o grupo de solos analisados, um aumento no valor do ISC está associado a maiores deformações plásticas, comportamento semelhante ao observado entre Cabral (2021) e Araújo (2023).

Haykin (1998) explana que valores de correlação negativa ou positiva entre as variáveis superiores a 0,30 aumentam a chance de a modelagem neural ser mais eficiente para tais dados. Analisando-se a matriz de correlação apenas as variáveis ISC, tensão confinante e tensão desvio apresenta correlação com a DP acima de 0,3.

O banco de dados que deu subsídio aos cálculos dos modelos para a previsão da DP dos solos da RMF, foi obtido por meio dos ensaios geotécnicos tradicionais e dinâmicos. Os dados foram submetidos às análises estatísticas para adequação de uso em todas as etapas do desenvolvimento dos modelos aqui expostos. A técnica de regressão linear múltipla foi usada para gerar modelo linear de predição dos valores do ensaio de DP. Testando-se algumas combinações de parâmetros de entrada, obteve-se como melhor modelo a Equação 16, com $R^2 = 0,68$.

$$DP = 1,263 + 1,725D_{real} - 3,097y_{dmax} + 0,019ISC + 0,008\#40 - 0,015\#200 - 0,082AASHTO + 0,004\sigma_3 + 0,002\sigma_d \quad (16)$$

A resposta da modelagem da rede neural nesta pesquisa foi a DP total ocorrida nos solos utilizados em pavimentos na RMF. Durante o desenvolvimento da rede foram avaliadas diferentes configurações de dados de entrada para poder se obter o melhor modelo para a otimização dos recursos e diminuição de erros.

Na modelagem neural foram realizados testes, variando-se os parâmetros explicativos e quantidade de neurônios na camada intermediária. Na Tabela 19 apresenta-se algumas combinações de parâmetros de entrada testados e, para cada combinação, está apresentada a melhor arquitetura obtida, a partir do coeficiente de correlação (R^2) e do MSE (*Mean of Squared Error* ou Quadrado Médio dos Erros).

Após executar todos os procedimentos necessários ao desenvolvimento da modelagem neural, a composição da RNA referente ao Modelo 5 apresentou o melhor desempenho, com MSE de 0,003 e R^2 de 0,99. Tal modelo apresenta apenas uma camada intermediária, realizou-se a variação do número de neurônios nesta camada. O melhor resultado ocorreu na rede com 5 neurônios na camada de entrada, 15 neurônios na camada intermediária e 1 neurônio na camada de saída (5:15:1). De onde se conclui que o MR, embora importante,

não é fundamental como variável explicativa da DP.

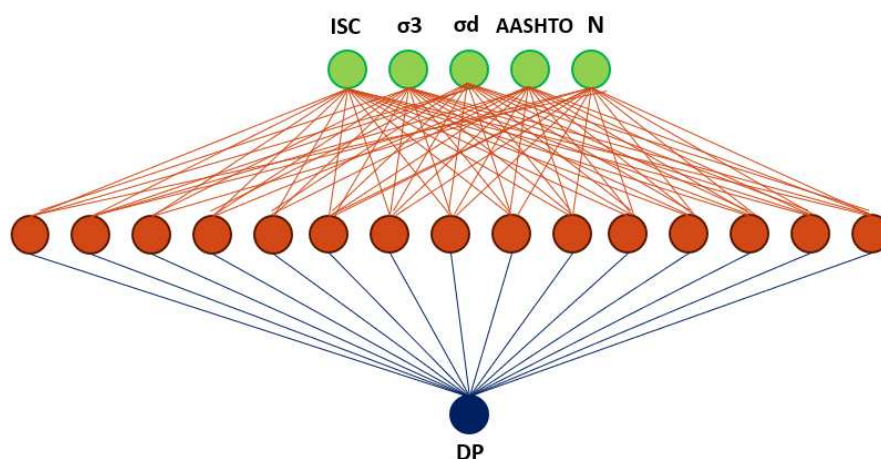
Tabela 19 – Arquiteturas de RNA analisadas

Modelo	Arquitetura	Parâmetros de Entrada	Treinamento		Validação	
			MSE	R ²	MSE	R ²
1	03:15:01	ISC, σ_3 e σ_d	0,043	0,874	0,041	0,879
2	04:12:01	σ_3 , σ_d , MR, N	0,083	0,763	0,080	0,736
3	04:20:01	ISC, σ_3 , σ_d e N	0,006	0,981	0,007	0,981
4	05:08:01	σ_3 , σ_d , MR, AASHTO e N	0,068	0,807	0,074	0,789
5	05:15:01	ISC, σ_3 , σ_d , AASHTO e N	0,003	0,991	0,003	0,990
6	06:14:01	ISC, σ_3 , σ_d , MR, AASHTO e N	0,004	0,988	0,005	0,989

Fonte: Autora (2024)

Após serem executados todos os procedimentos do pré-processamento para o desenvolvimento da modelagem neural (numerização e normalização dos dados de entrada, a composição da RNA referente ao Modelo 5 apresentou o melhor desempenho, com MSE de 0,003 e R² de 0,99. Tal modelo apresenta uma camada intermediária com teste de variação de números de neurônios resultando em uma rede com 5 neurônios na camada de entrada, 15 neurônios na camada intermediária e 1 neurônio na camada de saída (5:15:1), conforme de visualiza na Figura 35.

Figura 35 – Arquitetura da rede neural escolhida



Fonte: Autora (2024)

Sendo assim, o modelo neural que envolve as variáveis de entrada ISC, σ_3 , σ_d , AASHTO e N demonstrou ser o mais eficiente para calcular as estimativas do afundamento dos solos. O resultado da análise do desempenho (MSE) da topologia do modelo neural mais

adequado desenvolvido, além do coeficiente de correlação (R^2), considerando os conjuntos de treinamento, validação e teste, para esse conjunto de dados, é apresentado na Tabela 20.

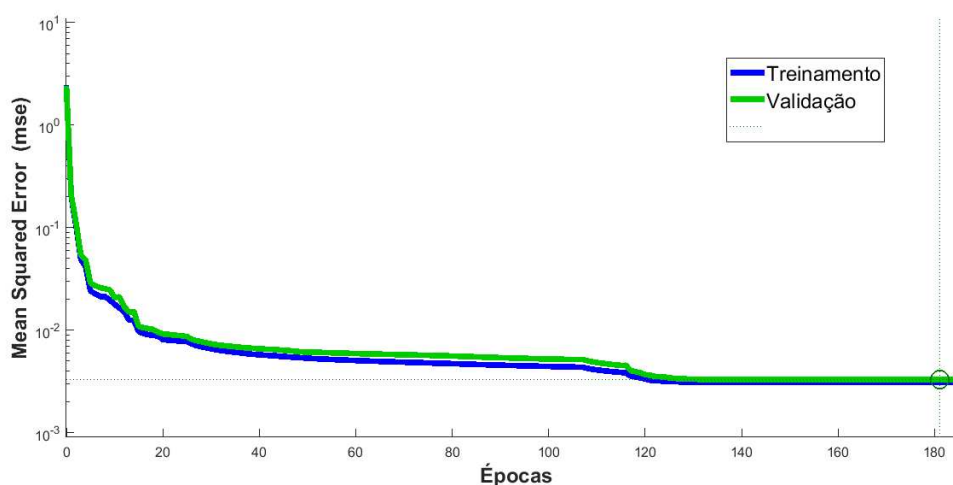
Tabela 20 – Desempenho da RNA gerada para o modelo de DP

Modelo	Treinamento	Validação	Teste
R^2	0,991	0,992	0,990
MSE	0,003	0,003	0,003

Fonte: Autora (2024)

Na Figura 36 está ilustrado o desempenho do modelo neural adotado entre todos os testados, apresentando a evolução do MSE com número de épocas na fase de treinamento e validação do modelo neural escolhido.

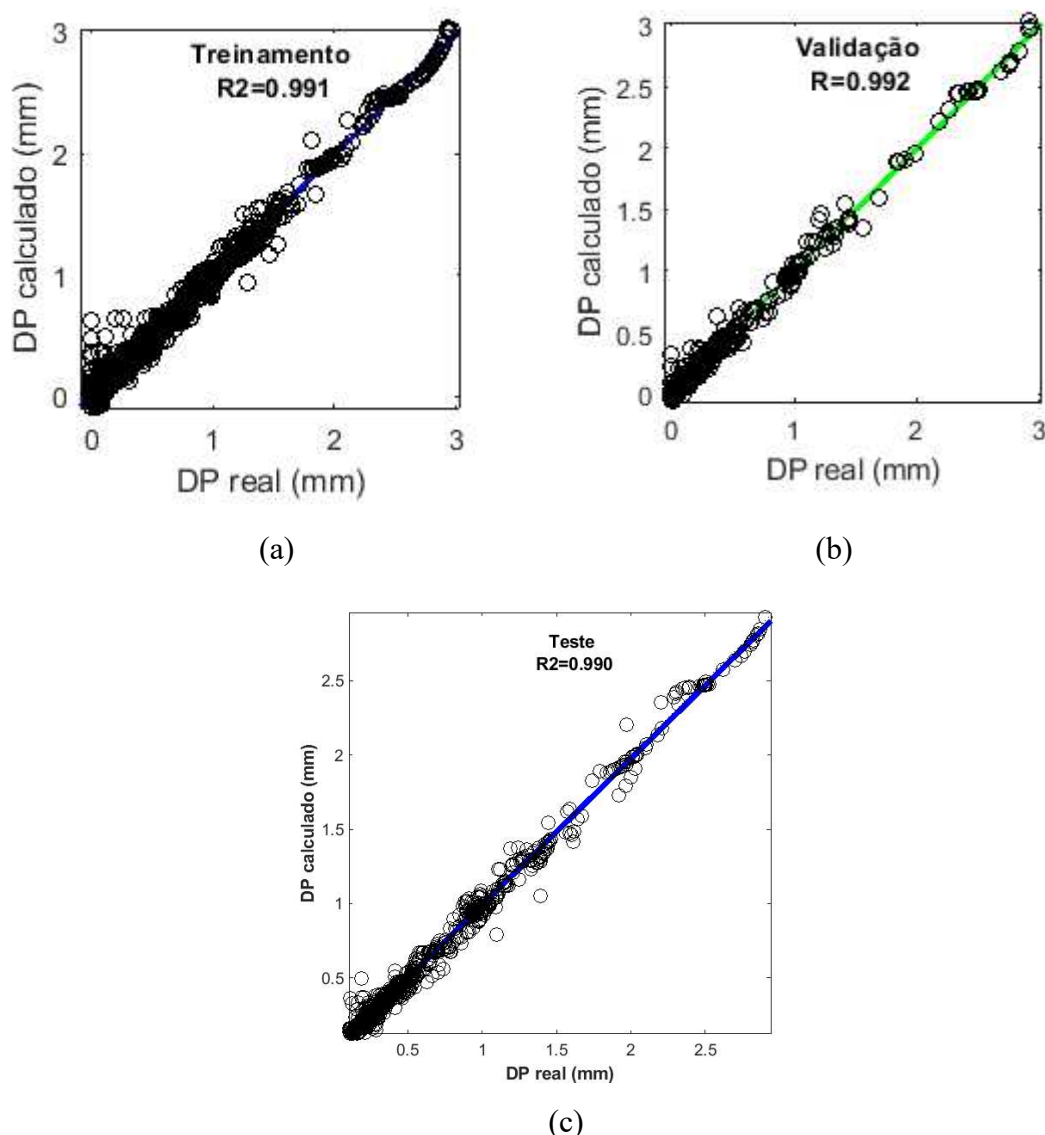
Figura 36 – Performance do modelo neural escolhido



Fonte: Autora (2024)

A Figura 37 representa a comparação entre os valores reais e os valores gerados pelo modelo nas fases de treinamento, validação e teste. Em todas as fases os valores de R^2 são elevados, acima de 0,99. Observa-se que o modelo final adotado apresenta um excelente ajuste ao conjunto de dados de deformação permanente, gerando valores que representam bem a ocorrência dos afundamentos plásticos para solos da RMF.

Figura 37 – Correlação da DP do modelo final com arquitetura 5:15:1e a DP real:
(a) treinamento; (b) validação e (c) teste



Fonte: Autora (2024)

5.4 Conclusões

Este artigo teve como principal objetivo implementar, validar e testar, a partir da técnica de Redes Neurais Artificiais (RNA), modelos para predição da deformação permanente de solos da Região Metropolitana de Fortaleza (RMF), contribuindo para difusão de dimensionamentos mais racionais de projetos rodoviários locais. Por meio deste estudo, pode-se gerar estimativas de afundamentos plásticos que podem ser usadas em alguns níveis de dimensionamento mecanístico-empírico, facilitando a obtenção de um parâmetro de difícil determinação laboratorial, devido ao elevado custo na execução de testes triaxiais e ao tempo

excessivo para execução do ensaio, conforme DNIT (2018b).

Para tal, foram coletadas 15 amostras de solos da RMF, com cerca de 67% das amostras granulares, classificadas como A-2-4 pelo sistema da AASHTO. O banco de dados que deu subsídio para predição da DP dos solos da RMF foi obtido por meio dos ensaios geotécnicos tradicionais e dinâmicos. No que se refere aos parâmetros de rigidez, observou-se que o módulo de resiliência apresenta um comportamento não linear com a variação do estado de tensões atuantes no solo, sendo o modelo composto ($MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$) aquele que melhor representou as amostras de solo estudadas, corroborando estudos anteriores como Souza Júnior (2005), Ferreira (2002) e Ribeiro (2016).

No que se refere aos ensaios de Deformação Permanente, apenas 8 amostras de solos (SG 1, SG2, CAU 2, MAR 1, PAC 1, PAJ 1, EUS 1 e FOR 1) tiveram condições de serem submetidas aos testes, tendo as demais apresentado deformações excessivas, rompendo-se com poucas aplicações de carga. Foi constatado que o acúmulo total de deformação plástica se concentrou em todos os ensaios realizados nos primeiros 80.000 aplicações de carga, mostrando que após esse período a deformação permanente nas amostras, para todos os pares de tensão, tende a estabilizar.

Com relação à modelagem neural, constatou-se que o modelo final adotado, demonstrou ser o mais eficiente para calcular as estimativas do afundamento dos solos apresenta como variáveis de entrada ISC, σ_3 , σ_d , AASHTO e N. A composição da RNA que demonstrou o melhor desempenho apresenta arquitetura contendo uma camada intermediária resultando em uma rede com: 5 neurônios na camada de entrada, 15 neurônios na camada intermediária e 1 neurônio na camada de saída (6:20:10:1). Com a topologia do modelo final, com 182 épocas, obteve-se R^2 de 0,991 na fase de treinamento, 0,992 na fase de validação e 0,990 na etapa de teste, demonstrando excelente capacidade de predição da DP a partir do modelo neural desenvolvido.

A partir do estudo desenvolvido, espera-se contribuir com a difusão de métodos de dimensionamento empírico-mecânico a nível regional, a partir de obtenção dos afundamentos plásticos de forma rápida e econômica, trazendo benefícios para as atividades de projeto, construção e gerenciamento de rodovias da região. Salienta-se que todos os estudos e conclusões realizadas nesta pesquisa estão restritos à região de estudo e que qualquer extrapolação deve ser investigada detalhadamente.

6 ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS DE SOLOS ESTABILIZADOS QUIMICAMENTE COM CIMENTO PARA PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

RESUMO

O conhecimento das propriedades físicas e mecânicas do solo existente e disponível no local de execução de obras de engenharia é de fundamental importância para a análise de adequação dos requisitos técnicos exigidos. A estabilização compreende processos naturais e artificiais que, aplicados aos solos, melhoram suas características de resistência mecânica e garantem uma constância dessas melhorias no decorrer da vida útil das obras de engenharia. Diante deste cenário, este estudo visa avaliar o comportamento mecânico de misturas cimentadas em camadas de pavimentos, à luz de parâmetros mecanicistas, tais como Módulo de Resiliência (MR) e Deformação Permanente (DP). Avaliaram-se cinco solos coletados na Região Metropolitana de Fortaleza (RMF), com teores de 3% e 6% de cimento e dois tempos de cura (7 e 28 dias). A partir do programa experimental idealizado, observou-se que a adição de 6% de cimento elevou a resistência à compressão simples de todas as misturas investigadas em até 161% comparativamente às misturas com 3% do estabilizante. O tempo de cura também foi responsável pelo incremento de resistência à compressão em até 98,9% nas misturas estudadas. Para as misturas investigadas, o acréscimo de cimento e do teor de cura promoveu aumento dos módulos de resiliência médios para todas as tensões de confinamento ensaiadas. No que se refere ao parâmetro de DP, observou-se uma tendência de estabilização das deformações acumuladas obtidas a partir de 6000 ciclos de aplicação carga. Estruturas de pavimentos foram dimensionadas no *software* MeDiNa, comprovando-se a possibilidade de redução do número de ciclos do teste triaxial sem alteração estrutural nos pavimentos dimensionados, possibilitando, assim, diminuição no tempo de ensaio, conseqüentemente, redução dos recursos energéticos. Este estudo procurou deixar, assim, a sua parcela de contribuição no reconhecimento do comportamento mecanístico-empírico de misturas cimentadas no estado do Ceará. Deve-se frisar aqui que a durabilidade das misturas de solo-cimento é frequentemente questionada quando submetidas a cargas cíclicas no que se refere às falhas por fadiga, de modo que para que as análises pudessem ser realizadas em termos de deformação permanente, as misturas estabilizadas quimicamente foram inseridas como materiais granulares no *software*.

6.1 Considerações iniciais

Diante de um cenário de aumento do custo dos materiais de construção, aliado à carência de materiais tradicionais utilizados em camadas granulares de pavimentos, à medida que ocorre o esgotamento dos materiais disponíveis e que regulamentações governamentais restringem operações de jazidas, pedreiras ou outras fontes de ocorrência de material para pavimentação, é imperativo que os engenheiros e pesquisadores busquem materiais que apresentem bom desempenho como requisito básico, garantindo a qualidade adequada ao seu uso, assim como viabilidade econômica ao seu emprego.

Um solo para que possa ser utilizado em camadas de pavimentos necessita atender requisitos mínimos, exigidos por norma, como baixos valores de expansão, boa resistência mecânica e capacidade de suporte adequada. A estabilização é uma das técnicas utilizadas de forma a conferir uma melhoria dessas propriedades, de modo a enquadrar os solos dentro das especificações construtivas vigentes. Segundo Vogt (1971), a estabilização do solo é uma técnica milenar e significa conferir-lhe a capacidade de suportar cargas e esforços do tráfego

normalmente aplicados sobre o pavimento e também resistir aos efeitos das intempéries. Núñez (1991) e Prietto (1996) afirmam que o processo de estabilização do solo visa modificar algumas propriedades de engenharia, como a resistência ao cisalhamento, tornando-o menos susceptível às mudanças ambientais, à permeabilidade e à compressibilidade.

As soluções construtivas baseadas na utilização de materiais estabilizados quimicamente para o cenário rodoviário têm motivado grandes pesquisas nacionais (NÚÑEZ, 1991; CERATTI 1991; SPECHT, 2000; PEREIRA, 2012; BACK, 2022; BRITO, 2022) e internacionais (CLOUGH *et al.*, 1981, CHANG e WOODS, 1992; HORPIBULSU *et al.*, 2010; JARITNGMAN *et al.*, 2012; OKONKWO *et al.*, 2022). A estabilização química consiste na adição de substâncias químicas ao solo, de forma a provocar mudanças que influenciam nas suas propriedades de resistência mecânica, permeabilidade e deformabilidade. Os aditivos costumeiramente empregados nesse tipo de estabilização são o cimento *Portland*, cal, pozolanas, materiais betuminosos e resinas. O uso desses aditivos pode conferir resistência ao solo por meio da cimentação dos grãos entre si ou através do aumento das forças coloidais que unem esses grãos (ROBNETT e THOMPSON, 1969; SANTOS *et al.*, 1995).

É imprescindível o conhecimento das propriedades físicas, químicas e mecânicas dos materiais a serem empregados na área de pavimentação, para a análise e adequação de requisitos técnicos exigidos. É relevante nesse contexto que se conheçam os processos de estabilizações, granulométricas e químicas, à luz de análises mais mecanísticas. Para caracterização mecânica dos materiais granulares das camadas dos pavimentos, tem-se que o Módulo de Resiliência (MR), a Deformação Permanente (DP) e a Vida de Fadiga são parâmetros internacionalmente utilizados em métodos de dimensionamento empírico-mecanísticos de pavimentos flexíveis.

As principais causas de deterioração do pavimento são o acúmulo de deformação plástica e a deformação cíclica resiliente levando à fissuração do pavimento por fadiga (LEKARP *et al.*, 2000a). O aumento da resistência e rigidez dos solos tratados com cimento possibilita, portanto, que solos razoáveis possam ser convertidos em bons materiais em termos de propriedades mecânicas (MITCHELL, 2008). Isto é especialmente atraente quando o tráfego é intenso, com número considerável de passagens/ciclos.

Em pavimentos delgados o acúmulo de deformações verticais permanentes no subleito e em camadas granulares é uma das principais causas de degradação estrutural de pavimento. Essas deformações além de propiciar uma degradação acelerada da estrutura do pavimento, causam desconforto, aumentam o risco de acidentes, principalmente em períodos

de chuvas intensas, traz possibilidade de saturação das camadas subjacentes do pavimento, dificuldade de ultrapassagens de veículos ao longo da via e acréscimo no consumo de combustíveis. Muitos autores identificam a deformação permanente como um dos principais mecanismos de ruptura de pavimentos que deve ser considerado no dimensionamento da estrutura (MOTTA, 1991; HUANG, 1993; MEDINA, 1997).

Fonseca *et al.* (2013) e Panico e Fonseca (2016) relatam que a durabilidade das misturas de solo-cimento é frequentemente questionada quando submetida a cargas cíclicas, como a passagem frequente de trens e veículos. Muitos autores estudam o comportamento cíclico de solos e o comportamento de misturas solo-cimento em condições estáticas (LI e SELIG, 1996; LEKARP *et al.*, 2000b; WERKMEISTER, 2003; GUIMARÃES, 2009; PUPPALA *et al.* 2009; OLIVEIRA, 2011; CABRAL, 2021; BRITO, 2022). No entanto, poucos estudos foram publicados sobre misturas solo-cimento em condições cíclicas.

Diante do contexto apresentado, este trabalho objetiva analisar o comportamento mecânico de misturas cimentadas na pavimentação, a partir de ensaios de Resistência à Compressão Simples (RCS), Módulo de Resiliência (MR) e Deformação Permanente (DP), de misturas estabilizadas quimicamente de solos da Região Metropolitana de Fortaleza (RMF) com 3% e 6% de cimento e dois tempos de cura (7 e 28 dias). Busca-se, assim, contribuir para melhor conhecimento das propriedades mecânicas da estabilização química de solos com cimento, avaliando-se também a influência do teor de estabilizante e tempo de cura nessas propriedades.

6.2 Materiais e métodos

Neste estudo foram utilizados cinco solos coletados na Região Metropolitana de Fortaleza (RMF) para proceder à estabilização química com cimento. A nomenclatura das cinco amostras de solos faz referência aos respectivos locais de coleta. A nomenclatura refere-se às iniciais do nome do município de coleta. De modo que as amostras SG, CAU, MAR PAC e PAJ foram coletados nos municípios de São Gonçalo Amarante, Caucaia, Maranguape, Pacatuba e Pacajus, no estado do Ceará, Brasil. Tais amostras foram investigadas no capítulo 5 desta tese, procurando-se selecionar amostras de municípios diferentes e que tivessem apresentado resultados de ensaios MR e DP, para que se pudesse comparar com as misturas estabilizadas. Já o cimento *Portland* utilizado foi o CP III, que consiste em um cimento de alto-forno que contém maior quantidade de escória, conferindo propriedades como menor liberação de calor

ao reagir com a água e alta resistência a ambientes mais agressivos. A Figura 38 ilustra a localização das amostras.

Figura 38 – Localização dos solos coletados



Fonte: Autora (2024)

Para todas as amostras de solos coletadas foram realizados ensaios de caracterização física de granulometria, conforme DNER (1994a), limites de liquidez (DNER, 1994b) e de plasticidade (DNER, 1994c); bem como ensaios mecânicos de Proctor (DNER, 1994d), Índice de Suporte Califórnia (ISC) e expansão (DNER, 2016), Módulo de Resiliência (MR), com base em DNIT (2018a), e Deformação Permanente, conforme norma BS EN 13286-7: 2004, todos na energia de compactação intermediária.

De modo a avaliar o efeito da adição de cimento nas propriedades mecânicas dos solos, idealizaram-se misturas dos solos com adição de cimento em duas proporções (3% e 6%), conforme informações apresentadas na Tabela 21. Tais teores foram investigados também por outros autores, tais como Pinto *et al.* (1991) e Silva (1991). Silva (1991) e Aiban *et al.* (1998), observaram dentre os teores de cimento investigados um ganho de resistência mais significativo com o acréscimo de 3% para 6% de cimento e de 3% para 5%, respectivamente, justificando a adoção desses teores nesta pesquisa.

Todas as misturas foram submetidas aos ensaios Proctor (com amostras não trabalhadas), Resistência à Compressão Simples (RCS), conforme ABNT (2012), Resistência à Tração por Compressão Diametral (RTCD), conforme ABNT (1994). Foram realizados também ensaios de Módulo de Resiliência (MR) e de Deformação Permanente, conforme norma BS EN

13286-7: 2004. Todos os ensaios mecânicos foram realizados na energia de compactação intermediária e para dois tempos de cura, de 7 e 28 dias, de modo a possibilitar uma avaliação do acréscimo de resistência com o tempo. O ensaio de ISC não deve ser usado para analisar o comportamento de misturas estabilizadas quimicamente para dimensionamento de pavimentos, por isso não foi realizado para as misturas cimentadas. Salienta-se que os ensaios de RCS, RTCD e MR foram realizados em triplicatas e os dados dispostos neste estudo são os valores médios obtidos.

Tabela 21 – Misturas idealizadas para realização do programa experimental

MISTURAS	SOLO (%)	CIMENTO (%)	IDENTIFICAÇÃO
SG + 3% CIMENTO	97	3	SG (3%)
SG + 6% CIMENTO	94	6	SG (6%)
CAU + 3% CIMENTO	97	3	CAU (3%)
CAU + 6% CIMENTO	94	6	CAU (6%)
MAR + 3% CIMENTO	97	3	MAR (3%)
MAR+ 6% CIMENTO	94	6	MAR (6%)
PAC + 3% CIMENTO	97	3	PAC (3%)
PAC + 6% CIMENTO	94	6	PAC (6%)
PAJ + 3% CIMENTO	97	3	PAJ (3%)
PAJ+ 6% CIMENTO	94	6	PAJ (6%)

Fonte: Autora (2024)

A norma DNIT (2018c) especifica os procedimentos de ensaio para determinação do comportamento resiliente para misturas solo-cimento na pavimentação, em que o ensaio deveria ser conduzido à semelhança de um ensaio de compressão simples, com tensão de confinamento nula. No entanto, neste estudo, devido à limitação do equipamento utilizado, os ensaios foram realizados conforme DNIT (2018a), com 18 pares de tensão confinantes e desviatórias. Observa-se que grande parte do banco de dados de misturas cimentadas brasileiras são ainda obtidos em função do procedimento usado neste trabalho. O presente estudo incorporou alguns dos principais modelos de regressão sugeridos pela literatura. Os dados de módulo de resiliência foram ajustados pelos modelos arenoso, argiloso e composto, apresentados nas Equações 17, 18 e 19, respectivamente (MEDINA e MOTTA, 2015).

$$MR = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \quad (17)$$

$$MR = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2} \quad (18)$$

$$MR = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3} \quad (19)$$

Em que: K_1 , K_2 e K_3 são constantes dos modelos;

σ_3 é a tensão de confinamento, em MPa;

σ_d é a tensão desviatória, em MPa.

A metodologia para obtenção dos valores de DP de solos e materiais granulares é descrita na norma DNIT (2018b) que consiste em ensaios triaxiais de cargas repetidas de longa duração com 150.000 ciclos por par de tensões. Salienta-se que não há, ainda, norma para avaliação de DP de misturas estabilizadas no Brasil. Na norma DNIT (2018b) são realizados ensaios triaxiais de cargas repetidas de longa duração, em que são indicados 9 pares de tensões, devendo-se aplicar no mínimo 150.000 ciclos para cada estado de tensão. Optou-se, no entanto, neste trabalho em realizar o ensaio nas misturas cimentadas em conformidade com a norma europeia BS EN 13286-7: 2004, uma vez que essa metodologia demanda significativa redução no tempo de ensaio de cada corpo-de-prova e, conseqüentemente, redução dos recursos energéticos. Além disso, estudos como os de Mendes (2017) e Vasconcelos (2018) demonstraram que para materiais estabilizados quimicamente as deformações permanentes estabilizavam com menos do que 10.000 ciclos para os diferentes pares de tensão aplicados.

A metodologia descrita na BS EN 13286-7: 2004 consiste na aplicação de 12 pares de tensão, em que em cada par são aplicados 10.000 ciclos. Os corpos de prova foram colocados no equipamento triaxial e submetidos ao ensaio para determinação dos parâmetros de deformabilidade. Utilizaram-se seis pares de tensão confinante e desvio contemplados na norma e apresentados na Tabela 22. A escolha desses pares de tensão foi com o intuito de abranger diferentes simulações de cargas nos materiais, avaliando o comportamento do solo e das misturas e a sua real capacidade estrutural. A frequência de carregamento foi de 0,5 Hz.

Tabela 22 – Relação das tensões utilizadas nos ensaios triaxiais de cargas repetidas.

Ensaio	Tensão (KPa)		N
	σ_d	σ_3	
1	40	40	10.000 (BS EN 13286-7: 2004)
2	120		
3	80	80	
4	240		
5	240	120	
6	360		

Fonte: Autora (2024)

Assim, no que concerne aos ensaios de DP, foram moldados neste estudo para as misturas idealizadas, em dois tempos de cura (7 e 28 dias), seis corpos de prova (considerando-se que foram analisados seis pares de tensão), totalizando 120 corpos de prova moldados e submetidos aos ensaios de DP.

Procurou-se investigar a possibilidade de redução do número de ciclos do ensaio de DP, verificando-se a tendência de estabilização da DP a cada 1000 ciclos, a partir de uma análise estatística. A versão 1.1.9.0 do *software* MeDiNa também foi utilizada para verificar o impacto da redução do número de ciclos na obtenção do afundamento de trilha de roda. Após a previsão dos dados em cada ensaio, para cada mistura, foram calculados os coeficientes do modelo constitutivo de Guimarães (2009), sendo esses inseridos como parâmetros da DP na interface do programa.

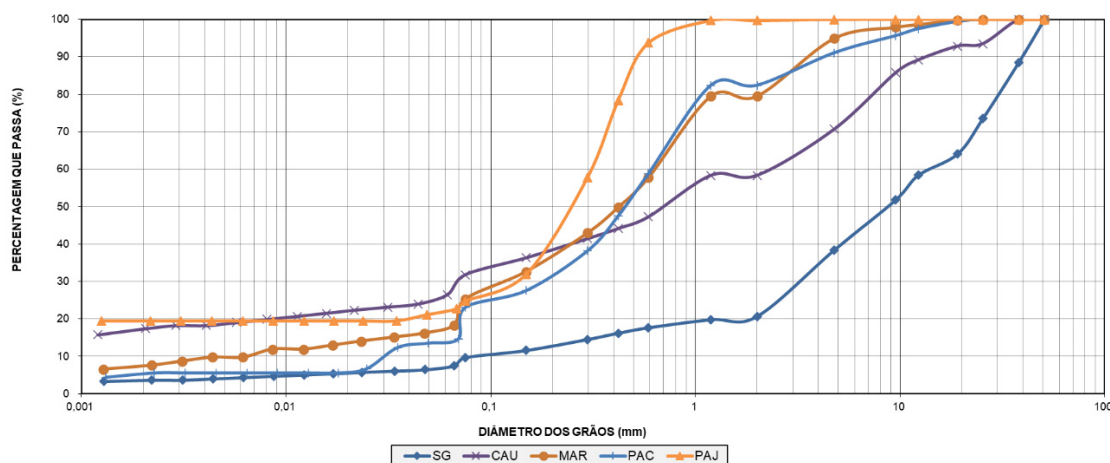
6.3 Análise e discussão dos resultados

Os resultados obtidos a partir do programa experimental idealizado foram subdivididos neste tópico em: ensaios de caracterização das amostras naturais; ensaios de caracterização mecânica das misturas cimentadas ensaios de deformação permanente nas misturas cimentadas.

6.3.1 Ensaios de caracterização das amostras naturais

As curvas granulométricas dos solos coletados na RMF são mostradas na Figura 39. Observa-se que todos os solos coletados são materiais granulares, apresentando menos do que 35% passante na peneira #200. Ingles e Metcalf (1972) afirmam que qualquer tipo de solo pode ser tratado com cimento, porém maior eficiência é observada em solos mais granulares, pela facilidade de mistura e pelas maiores resistências obtidas. Conforme ABNT (1995), no que se refere à amostra CAU, o percentual de fração fina é de 32%, com cerca de 40% de sua granulometria na fração pedregulho. A amostra SG apresenta granulometria predominantemente maior do que 2 mm, caracterizando material mais pedregulhoso, com cerca de 80% dos grãos retidos na peneira #10. As amostras MAR, PAC e PAJ predominam a fração arenosa, apresentando, respectivamente, 54%, 59% e 75% dos grãos na fração areia.

Figura 39 – Curvas granulométricas dos solos em estudo



Fonte: Autora (2024)

Os resultados dos ensaios de caracterização física (Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade e Densidade) e dos ensaios de Proctor, com os valores de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima, ISC e expansão se encontram apresentados na Tabela 23. Observa-se que a amostra PAC não apresentou limites de consistência, devido a sua granulometria arenosa, com finos existentes não plásticos, acarretando falta de coesão para realização dos ensaios de LL e LP. O índice de plasticidade máximo foi de 11%, para a amostra SG. Embora o solo SG tenha menor percentual de partículas passantes na #200, com cerca de 4% de grãos na fração argila ($d < 0,002$ mm, conforme ABNT, 1995), tal solo apresenta finos de maior atividade da fração argilosa (2,75), com índices de plasticidade mais elevados. A amostra CAU apresenta o maior percentual de finos das amostras em estudo, apresentando um índice de plasticidade de 9%, sendo classificada conforme Caputo (2022) como de baixa plasticidade. As amostras MAR e PAJ apresentaram índices de plasticidade de 4%, classificados também como de baixa plasticidade.

Em termos de fração argila ($d < 0,002$ mm, conforme ABNT (1995)), observou-se que as amostras PAJ, CAU e MAR apresentam o maior percentual do material nesta fração, com respectivamente 20%, 18% e 8% da sua constituição granulométrica na fração argilosa. Tais amostras apresentam, respectivamente, atividade da fração argilosa de 0,2; 0,5; e 2, sendo a fração argilosa classificada, conforme Sousa Pinto (2016), como inativa, inativa e ativa, respectivamente.

Tabela 23 – Resultados de caracterização dos solos estudados

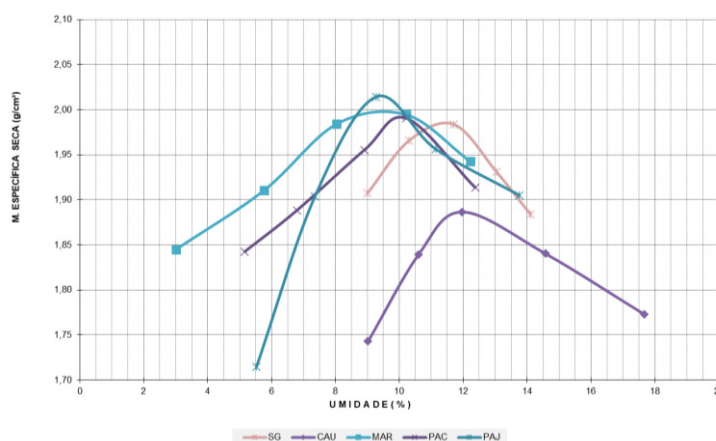
Amostras	Local	Granulometria passante (%)			Caracterização Física				Compactação		ISC (%)	AASHTO
		#10	#40	#200	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Densidade real	hot	γ_d (max)		
SG	São Gonçalo	21	16	10	32	21	11	2,62	11,5	1,97	10	A-2-6
CAU	Caucaia	58	44	32	33	24	9	2,64	12	1,89	34	A-2-4
MAR	Maranguape	79	50	25	23	19	4	2,66	9,5	1,99	14	A-2-4
PAC	Pacatuba	82	48	23	NL	NP	0	2,32	10,5	1,99	11	A-2-4
PAJ	Pacajus	100	78	25	18	14	4	2,42	9,5	2,30	23	A-2-4

Fonte: Autora (2024)

Os valores de ISC oscilaram entre 10% e 34%, sendo o maior valor observado para a amostra CAU, que apresenta cerca 40% da sua granulometria na fração pedregulho, o que pode explicar o elevado valor de ISC observado. Analisando-se o coeficiente de não uniformidade (C_{NU}) e o coeficiente de curvatura das curvas (C_C), verifica-se que a amostra CAU é considerada bem graduada, conforme critério disposto em Sousa Pinto (2016), com C_{NU} de 2300 e C_C de 2,13. Já a amostra SG que apresenta cerca de 80% de sua composição mais pedregulhosa, apresentou ISC de 10%, sendo o menor valor obtido entre as amostras avaliadas. Tal amostra, apesar de ser considerada não uniforme (C_{NU} de 150), apresentou C_C igual a 6,0, não podendo ser considerada um solo bem graduado, além de apresentar finos da alta atividade, o que pode explicar o baixo valor de ISC obtido.

As curvas de compactação Proctor das amostras em estudo estão dispostas na Figura 40. Observa-se que os valores de umidade ótima oscilaram entre 9,5% a 12%, sendo o maior valor obtido para a amostra com o maior teor de finos (CAU), em consonância com a literatura, tendo as amostras mais finas, devido à alta absorção de água das argilas, apresentado maiores teores de umidade ótima (SOUSA PINTO, 2016; CAPUTO, 2022). Embora o solo SG tenha menor percentual de partículas passantes na #200, com cerca de 4% de grãos na fração argila ($d < 0,002$ mm), tal solo apresenta finos de maior atividade da fração argilosa (2,75), o que explica o teor de umidade ótimo mais elevado comparativamente às amostras MAR, PAC e PAJ.

Figura 40 – Curvas de compactação das amostras estudadas



Fonte: Autora (2024)

6.3.2 Ensaios de caracterização mecânica das misturas cimentadas

Na Figura 41 estão ilustradas as curvas de compactação para todas as misturas solo-cimento propostas, comparativamente às curvas de compactação obtidas para o solo natural. Observa-se que as curvas das misturas solo-cimento apresentam formatos similares às obtidas das amostras de solo natural. Kézdi (1979) e Ulbrich (1997) também observaram que a umidade ótima e o peso específico máximo das curvas de compactação solo-cimento não são muito afetados pela adição de cimento.

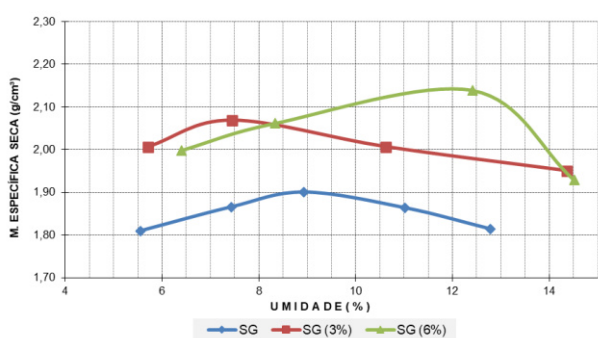
É possível verificar que em todas as amostras houve aumento da massa específica seca máxima ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) das misturas em função da adição de 3% e 6% de cimento, comparativamente ao solo natural. A adição de 6% de cimento promoveu pequena variação da massa específica seca máxima em comparação à adição de 3%, tendo as amostras MAR e PAJ apresentado o mesmo valor para os dois percentuais de cimento testados. Para Kézdi (1979) a massa específica seca máxima tende a aumentar se o solo for arenoso, e não se modificar para argilas de baixa e média plasticidade.

Os resultados obtidos neste estudo estão em consonância também com Sanbonsuge (2013), que observou que o comportamento relacionado à massa específica aparente seca máxima foi o mesmo observado nas amostras de solos, verificando-se aumento com adição de cimento, devido ao peso específico do cimento, maior que o do solo.

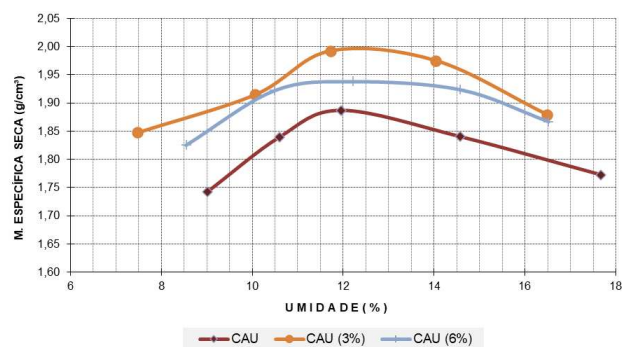
Observa-se também que os teores de umidade ótima variaram de 7,0% e 12,5%, verificando-se que, em geral (à exceção do PAC), houve decréscimo da umidade ótima ($h_{\acute{o}t}$) com a adição de 3% e 6% de cimento aos solos naturais. Não foi observado um padrão de variação de umidade ótima com o aumento do percentual de cimento de 3% para 6%. Parente

(2002) ao estudar dois solos naturais com acréscimos de 4%, 7% e 10% de cimento também não observou um padrão de variação da umidade ótima de compactação. Núñez (1991) também observou uma falta de padrão para as curvas de compactação de misturas de solo e cimento na energia Proctor Normal.

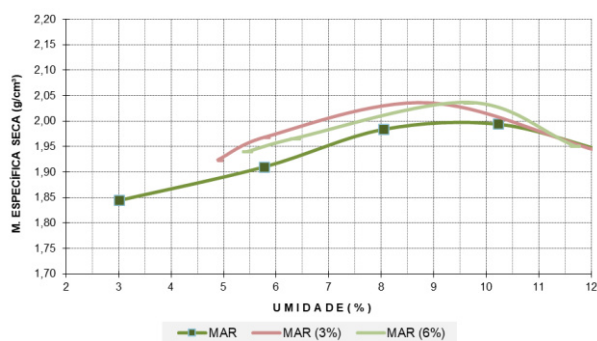
Figura 41 – Curvas de compactação das misturas solo-cimento comparativamente aos solos naturais: a) SG, SG (3%) e SG (6%); b) CAU, CAU (3%) e CAU (6%); c) MAR, MAR (3%) e MAR (6%); d) PAC, PAC (3%) e PAC (6%); e) PAJ, PAJ (3%) e PAJ (6%).



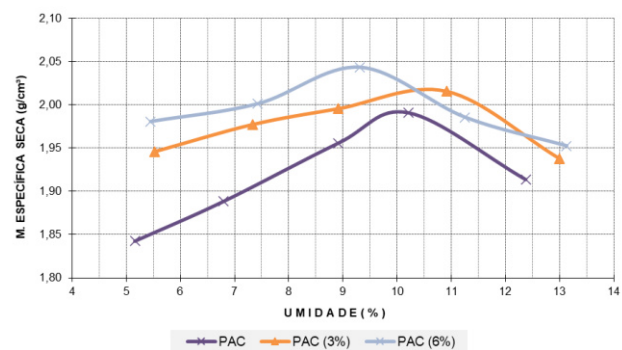
a)



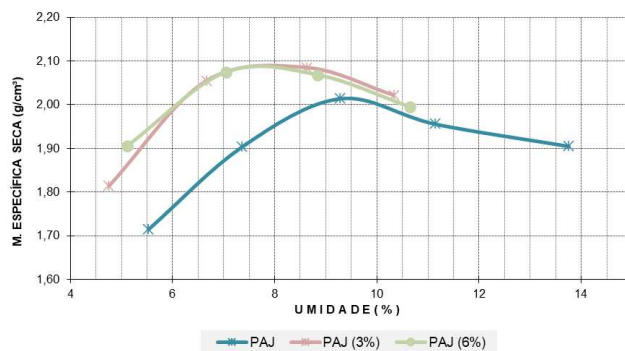
b)



c)



d)



e)

Fonte: Autora (2024)

Os resultados dos ensaios de Resistência à Compressão Simples (RCS) para todas as misturas investigadas estão dispostos na Tabela 24. Observa-se que os valores variaram entre 0,91 MPa (CAU (3%) com 7 dias) a 4,22 MPa (MAR (6%) com 28 dias). Analisando os valores de RCS, a adição de 6% de cimento elevou os resultados de todas as misturas investigadas comparativamente às misturas com 3% do estabilizante, fato também constatado por outros autores (MOURA, 1987; FAZZANI, 1993; PARENTE, 2002, CONSOLI et al., 2007, 2011). Para o tempo de cura de 7 dias, houve um incremento percentual de resistência entre 30,69% (SG) a 161% (CAU) ao acrescentar 6% de cimento em relação às misturas com 3%. Para o tempo de cura de 28 dias, houve um aumento percentual de resistência entre 12,99% (SG) a 67,61% (MAR) com o acréscimo do teor de cimento para 6%.

Tabela 24 – Resultados dos ensaios de RCS para as misturas cimentadas

Amostras	Teor de Cimento (%)	RCS (MPa)	RCS(MPa)	Variação da RCS com o Tempo de Cura
		7 dias	28 dias	
SG	3	1,01	1,54	52,48%
	6	1,32	1,74	31,82%
Variação da RCS com o % de cimento		30,69%	12,99%	
CAU	3	0,91	1,81	98,90%
	6	2,38	2,96	24,37%
Variação da RCS com o % de cimento		161,54%	63,54%	
MAR	3	1,50	1,76	17,33%
	6	2,24	2,95	31,70%
Variação da RCS com o % de cimento		49,33%	67,61%	
PAC	3	1,35	1,68	24,44%
	6	2,04	2,20	7,84%
Variação da RCS com o % de cimento		51,11%	30,95%	
PAJ	3	1,46	1,88	28,77%
	6	2,86	3,16	10,49%
Variação da RCS com o % de cimento		95,89%	68,09%	

Fonte: Autora (2024)

O tempo de cura também foi responsável pelo incremento de resistência à compressão das misturas estudadas em até cerca de 98,9%, conforme Tabela 24. Sabe-se que os agentes cimentantes de natureza pozolânica têm no tempo de cura uma das variáveis mais significativas para a variação do comportamento mecânico, uma vez que o tempo de cura afeta

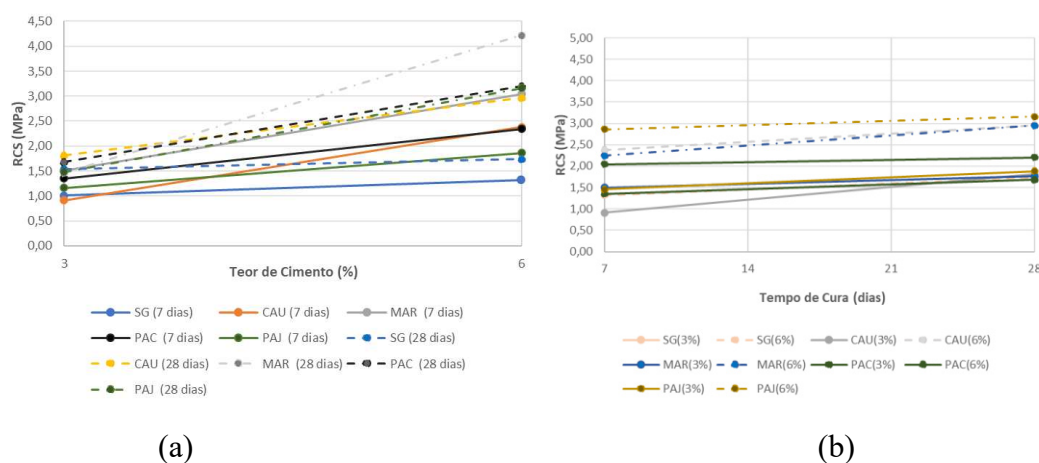
diretamente o grau de cimentação da mistura, justificando a melhoria das propriedades mecânicas das misturas com o avanço no período de cura.

Com o teor de cimento de 6% aos 28 dias cura, a tendência de classificação de resistência decrescente entre as amostras foi PAJ, MAR, CAU, PAC e SG. A maior resistência observada foi para a amostra PAJ (6%) com RCS de 3,16 MPa. Tal amostra é aquela em que mais predomina a fração arenosa (75% das partículas). A ação do cimento nos solos arenosos concentra-se nos pontos de contato entre partículas. Se o solo é denso e bem graduado, são numerosas as áreas de contato, produzindo uma ação cimentante mais forte. A amostra SG, apresentou a menor resistência aos 28 dias dentre as misturas com 6% de cimento. Tal amostra apresenta apenas 11% de fração areia e não pode ser considerando um solo bem graduado (analisando-se o C_{NU} e o C_C), tendo menor número de áreas de contato entre os grãos e necessitando de maior teor de cimento para serem estabilizadas.

Observou-se menores taxas de variação da RCS com o tempo de cura, comparativamente às taxas de incremento com o aumento do teor de cimento. Jennings *et al.* (1981) descrevem três etapas principais para completo processo de hidratação do cimento: estágio inicial (ocorrência nas primeiras 4 horas), estágio intermediário (duração de 4 horas a 24 horas) e estágio final (a partir das 24 horas de cura inicial). De acordo com Jennings *et al.* (1981) no estágio intermediário aproximadamente 30% do cimento já reagiu, caracterizado pela formação do C-S-H. Para Yeo (2011) após os primeiros dias de hidratação (estágio final), o processo de hidratação do cimento já exibe tendências de estabilização química e o restante da hidratação ocorre em baixas velocidades até atingir sua estabilização.

A Figura 42 apresenta de forma gráfica o aumento da RCS em função da idade de cura (a) e do teor de cimento (b).

Figura 42 – RCS média em função: (a) idade de cura e (b) teor de cimento



6.3.3 Ensaios de módulo de resiliência das misturas cimentadas

A Tabela 25 apresenta os valores de Módulo de Resiliência Médio das misturas em função de seu teor de cimento e idade de cura. Os valores de módulo de resiliência médio variaram entre 589,3 MPa para a amostra PAJ (3%) com 7 dias de cura a 1592,3 MPa para a amostra PAJ (6%) com 28 dias de cura. Na Tabela 25 está representado também a taxa de crescimento do MR em função da variação do teor de cimento e da idade de cura.

As misturas apresentam tendência de incremento de rigidez de forma semelhante ao observado no ensaio de RCS. A classificação de desempenho entre as misturas foi muito similar àquela apresentada na RCS, de forma que a classificação por rigidez entre as misturas, com 6% de cimento aos 28 dias de cura, em ordem crescente é: PAJ, CAU, MAR, PAC e SG.

A adição de 6% de cimento às amostras elevou os resultados de todas as misturas investigadas comparativamente às misturas com 3% do estabilizante. Os incrementos de rigidez variaram de 15,19% (SG com cura de 7 dias) a 105,61% (PAJ com cura de 7 dias) com o acréscimo de estabilizante. Em relação aos tempos de cura, observou-se incrementos de rigidez de até 55,06% (PAJ (3%)). À exceção da amostra MAR (6%), que apresentou uma leve redução de -3,04% do MR com a idade de cura, todas as demais misturas apresentaram aumento do MR médio aos 28 dias em comparação ao tempo de 7 dias.

Tabela 25 – Resultados do MR médio das misturas estabilizadas

Amostras	Teor de Cimento (%)	MR médio (MPa)		Variação do MR com o Tempo de Cura
		7 dias	28 dias	
SG	3	527,30	625,70	18,66%
	6	607,40	722,10	18,88%
Variação do MR com o % de cimento		15,19%	15,41%	
CAU	3	443,39	550,61	24,18%
	6	900,65	1115,40	23,84%
Variação do MR com o % de cimento		103,13%	102,58%	
MAR	3	683,48	715,60	4,70%
	6	975,29	945,69	-3,04%
Variação do MR com o % de cimento		42,69%	32,15%	
PAC	3	413,78	445,88	7,76%
	6	589,27	735,52	24,82%
Variação do MR com o % de cimento		42,41%	64,96%	
PAJ	3	589,27	913,73	55,06%
	6	1211,60	1592,31	31,42%
Variação do MR com o % de cimento		105,61%	74,27%	

Fonte: Autora (2024)

Em contrapartida aos dados de RCS que exibiram acréscimo de até cerca de 99% com o tempo de cura, para os dados de MR médio as taxas de crescimento foram mais reduzidas, verificando-se que tal propriedade apresenta uma tendência à estabilização aos 7 dias de cura. Bechara *et al.* (2010) verificaram por meio de ensaios de Módulo de Resiliência (MR) em dois solos de granulometria semelhantes, que cerca de 50% da resistência final do solo-cimento ocorre nos primeiros 3 dias de cura.

Sabe-se que uma característica no comportamento dos solos é que eles tendem a uma relação tensão-deformação não linear, ou seja, na maioria dos materiais utilizados há uma grande dependência em relação ao estado de tensões vigente. Dessa forma, para cada amostra ensaiada, foram determinados as constantes e os coeficientes de regressão para os modelos variando com a tensão de confinamento, $MR = k_1 \cdot \sigma_3^{K_2}$; com a tensão desvio, $MR = k_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$; e para o modelo composto, $MR = k_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3}$, variando em função das duas tensões, com o intuito de definir o modelo mais representativo para as misturas estudadas. Na Tabela 26 são apresentados os coeficientes obtidos para os três modelos.

Tabela 26 – Constantes de regressão dos modelos de MR das misturas ensaiadas

Amostras	Tempo de Cura (dias)	MR = $K_1 \times \sigma_d^{K_2}$			MR = $K_1 \times \sigma_3^{K_2}$			MR = $K_1 \times \sigma_3^{K_2} \times \sigma_d^{K_3}$			
		K ₁	K ₂	R ²	K ₁	K ₂	R ²	K ₁	K ₂	K ₃	R ²
SG (3%)	7	1009,10	0,33	0,65	2076,10	0,53	0,95	1931,52	0,45	0,07	0,96
	28	843,40	0,15	0,66	1160,00	0,24	0,96	2071,03	0,61	0,12	0,94
SG (6%)	7	1006,00	0,26	0,68	1757,40	0,42	0,95	1611,80	0,33	0,07	0,97
	28	1049,70	0,18	0,69	1544,30	0,29	0,97	3081,10	0,52	0,06	0,98
CAU (3%)	7	1080,50	0,46	0,62	3144,00	0,77	0,99	3071,03	0,71	0,07	0,99
	28	1277,10	0,35	0,76	2564,30	0,40	0,87	1073,84	0,02	0,02	0,67
CAU (6%)	7	1417,60	0,49	0,63	4696,90	0,85	0,97	4210,43	0,70	0,12	0,91
	28	1849,60	0,25	0,43	4001,50	0,49	0,93	4292,02	0,49	0,02	0,93
MAR (3%)	7	1328,40	0,34	0,56	3322,60	0,62	0,98	3604,42	0,63	0,02	0,98
	28	1131,10	0,24	0,48	2795,90	0,47	0,98	2749,11	0,48	-0,02	0,64
MAR (6%)	7	2190,70	0,41	0,67	3654,80	0,51	0,85	4987,95	0,52	0,14	0,90
	28	1822,30	0,36	0,73	2713,00	0,43	0,82	2572,32	0,33	0,08	0,87
PAC (3%)	7	635,15	0,22	0,47	1247,20	0,43	0,97	83,05	-0,57	-0,06	0,87
	28	819,50	0,31	0,62	1774,50	0,54	0,97	1818,37	0,50	0,06	0,98
PAC (6%)	7	1151,80	0,34	0,50	3820,80	0,73	0,99	3703,87	0,68	0,05	0,99
	28	780,85	0,17	0,08	2079,20	0,53	0,98	2159,19	0,55	-0,01	0,98
PAJ (3%)	7	384,13	0,10	0,10	969,50	0,33	0,95	923,65	0,25	0,07	0,99
	28	1745,40	0,32	0,69	4037,40	0,58	0,94	3943,93	0,46	0,14	0,99
PAJ (6%)	7	2824,80	0,43	0,67	7297,80	0,70	0,97	6908,90	0,60	0,10	0,99
	28	1754,40	0,32	0,69	4037,40	0,58	0,94	5679,50	0,45	-0,20	0,88

Fonte: Autora (2024)

Nessa perspectiva, o modelo em função da tensão de confinamento apresentou, em geral, coeficientes de correlação (R²) mais elevados comparativamente aos demais modelos,

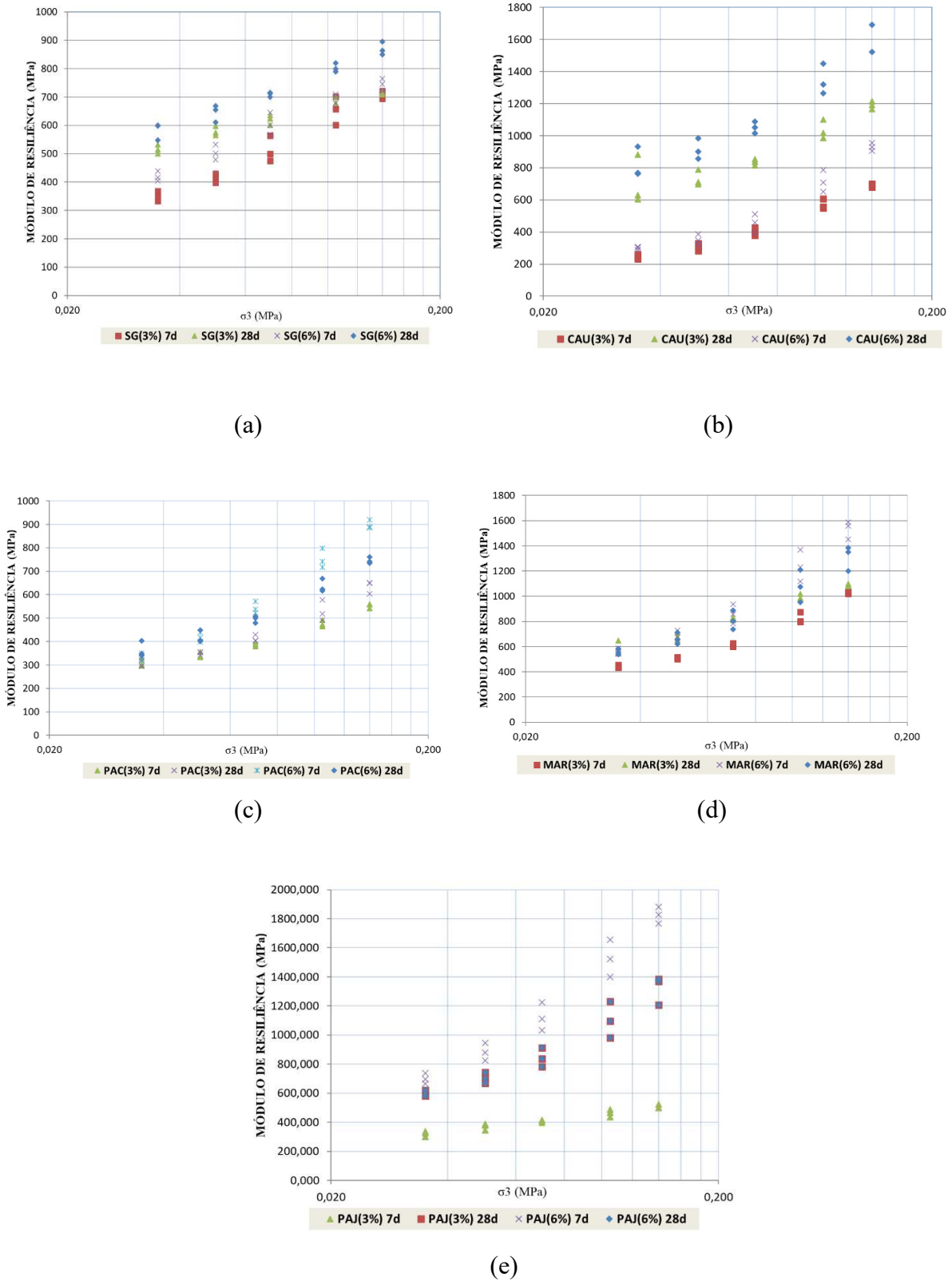
com R^2 acima de 0,82 para todas as amostras investigadas e cerca de 70% das amostras com R^2 acima de 0,95. Trindade *et al.* (2003) em um estudo com um solo arenoso misturado com 5% de cimento e um outro argiloso, misturado com 11% de cimento, verificaram que as misturas de solo-cimento mantiveram a mesma sensibilidade dos solos quanto às tensões atuantes, sendo o solo-cimento com solo coesivo sensível a tensão desviadora (σ_d) e o solo-cimento com material granular sensível a tensão confiante (σ_3). No caso deste estudo, os solos em geral apresentam comportamento granular, o que justifica a tendência observada. Silva *et al.* (2019) também verificaram que o modelo dependente da tensão de confinamento apresentou maior correlação entre os dados medidos e ajustados ($R^2 > 0,70$).

O modelo composto também apresentou boas correlações para os MRs das misturas analisadas, com cerca de 75% das amostras apresentando coeficientes de correlação acima de 0,9. Macedo (2004) e Oliveira (2011) também constataram boas correlações do MR com o modelo composto em misturas solo-cimento.

Para facilitar a comparação dos valores de módulo de resiliência das amostras analisadas nas várias situações e da comprovação da boa correlação do MR com a tensão de confinamento, foram plotados gráficos de MR em função da tensão de confinamento, ilustrados na Figura 43. A Figura 43 comprova que para todos os solos o acréscimo de cimento e do teor de cura promoveu aumento dos módulos de resiliência para todas as tensões de confinamento ensaiadas.

Observa-se em todos os gráficos plotados o incremento da rigidez com o acréscimo da tensão de confinamento, mostrando que as amostras ensaiadas apresentam sensibilidade às variações da tensão de confinamento. Sanbonsuge *et al.* (2017), estudando uma areia siltosa estabilizada com cimento, relataram que o material não se mostrou sensível a tensão desviatória e pouca sensibilidade à variação da tensão de confinamento. As amostras estudadas por esses autores, no entanto, apresentaram rigidez elevada, acima de 4000 MPa, o que justifica tal comportamento.

Figura 43 – Módulo de resiliência em função da tensão de confinamento para as amostras ensaiadas: (a) SG; (b) CAU; (c) MAR; (d) PAC e (e) PAJ



Fonte: Autora (2024)

6.3.4 Ensaios de deformação permanente nas misturas cimentadas

Os resultados de deformação permanente (DP) nas misturas cimentadas estarão subdivididos conforme o solo utilizado (SG, CAU, MAR, PAC e PAJ) nesta pesquisa para uma melhor análise dos dados obtidos.

▪ Deformação permanente em misturas estabilizadas da amostra SG

Os resultados de Deformação Permanente (DP) em misturas estabilizadas da amostra SG com cimento estão dispostos na Tabela 27 onde constam os valores da deformação permanente total após a primeira carga (ϵ^1) e a deformação acumulada com 6.000 ciclos (ϵ^{6000}) e 10.000 ciclos (ϵ^{10000}). Observa-se que o acúmulo total de DP se concentrou em todos os ensaios realizados nas primeiras 6.000 aplicações de carga, com o acúmulo de DP comparativamente a 100% da carga aplicada ($\epsilon^{6000}/\epsilon^{10000}$) acima de 90%, mostrando que após esse período as misturas tendem a se estabilizar. A Figura 44 e Figura 45 ilustram as curvas de DP para as amostras SG (3%) e SG (6%) com 7 e 28 dias de cura, respectivamente.

Tabela 27 – Resultados dos ensaios de deformação permanente para a amostra SG (continua)

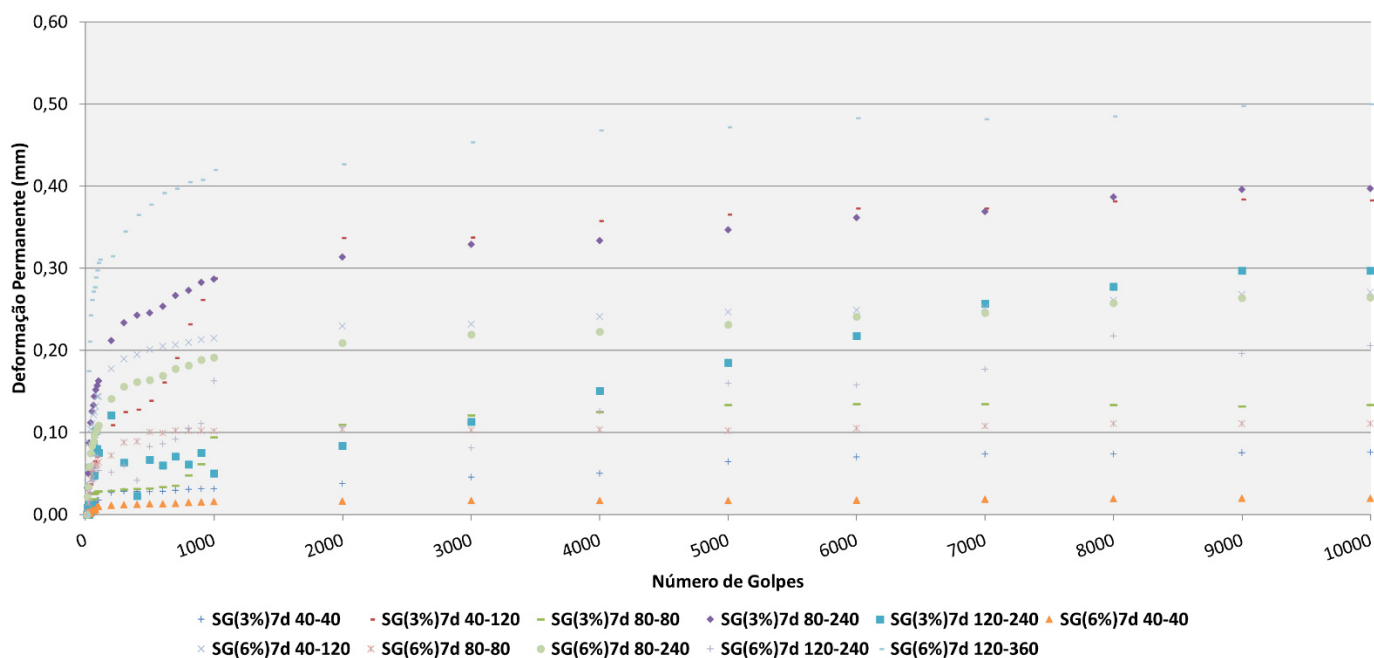
Amostra	Tensão (kPa)		ϵ^1 (mm)	ϵ^{6000} (mm)	ϵ^{10000} (mm)	$\epsilon^1/\epsilon^{6000}$ (%)	$\epsilon^{6000}/\epsilon^{10000}$ (%)
	σ_d	σ_3					
SG	40	40	0,004	0,006	0,007	0,596	0,894
	120		0,019	0,180	0,198	0,097	0,909
	80	80	0,006	0,247	0,249	0,022	0,992
	240		0,028	0,235	0,276	0,101	0,851
	240	120	0,064	0,761	0,830	0,077	0,917
	360		0,090	0,811	0,884	0,101	0,917
SG (3%) 7 dias	40	40	0,001	0,070	0,076	0,009	0,925
	120		0,010	0,373	0,383	0,028	0,974
	80	80	0,001	0,135	0,134	0,007	1,008
	240		0,033	0,362	0,397	0,090	0,912
	240	120	0,008	0,218	0,297	0,039	0,734
SG (3%) 28 dias	40	40	0,002	0,015	0,038	0,137	0,393
	120		0,009	0,083	0,094	0,104	0,876
	80	80	0,008	0,104	0,115	0,078	0,904
	240		0,038	0,134	0,145	0,285	0,924
	240	120	0,021	0,192	0,204	0,112	0,941
	360		0,029	0,198	0,220	0,145	0,900

Tabela 27 – Resultados dos ensaios de deformação permanente para a amostra SG (continuação)

Amostra	Tensão (kPa)		ε^1 (mm)	ε^{6000} (mm)	ε^{10000} (mm)	$\varepsilon^1/\varepsilon^{6000}$ (%)	$\varepsilon^{6000}/\varepsilon^{10000}$ (%)
	σ_d	σ_3					
SG (6%) 7 dias	40	40	0,003	0,018	0,02	0,161	0,895
	120		0,039	0,249	0,271	0,155	0,919
	80	80	0,004	0,105	0,111	0,034	0,946
	240		0,022	0,241	0,265	0,09	0,912
	240	120	-0,011	0,158	0,206	-0,068	0,767
	360		0,175	0,483	0,5	0,362	0,966
SG (6%) 28 dias	40	40	-0,001	0,012	0,011	-0,052	1,046
	120		0,017	0,131	0,146	0,128	0,897
	80	80	0,012	0,102	0,11	0,121	0,927
	240		0,028	0,235	0,276	0,118	0,851
	240	120	0,022	0,265	0,261	0,082	1,015
	360		0,029	0,249	0,258	0,117	0,965

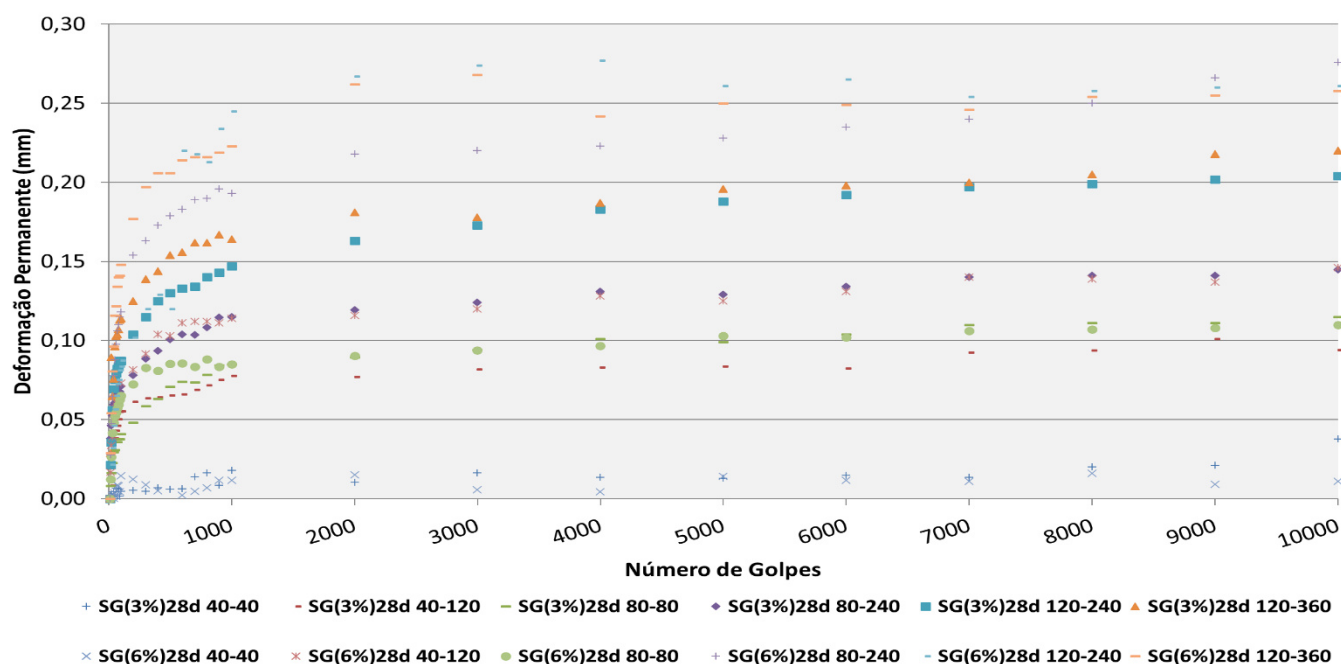
Fonte: Autora (2024)

Figura 44 – Resultados de DP da amostra SG (3%) e SG (6%) com 7 dias de cura



Fonte: Autora (2024)

Figura 45 – Resultados de DP da amostra SG (3%) e SG (6%) com 28 dias de cura



Fonte: Autora (2024)

Observou-se que a estabilização reduziu as deformações permanentes das misturas cimentadas comparativamente ao solo natural apenas para as tensões mais elevadas (120 kPa-240 kPa e 120 kPa-360 kPa), uma vez que para pequenos pares de tensão a deformação plástica do solo natural foi pequena. Nas misturas estabilizadas, esperava-se uma tendência de incrementos da DP com o acréscimo dos pares de tensão aplicados, porém para alguns pares de tensão, notou-se que aplicações de carga mais elevadas não conduziram a maiores deformações permanentes. Na amostra SG (3%) 7 dias, por exemplo, a deformação permanente acumulada aos 10000 ciclos para o par de tensão 40 kPa-120 kPa foi maior do que a obtida para o par de tensão 120 kPa-240 kPa.

Do mesmo modo, esperava-se que para maior teor de cimento as deformações plásticas fossem menores, no entanto, para algumas amostras e em alguns pares de tensão não foi observado essa tendência. Notou-se que a amostra SG (6%) com 7 dias de cura foi a que obteve maiores deformações permanentes, tendência oposta ao que se espera de mistura com maiores teores de cimento. Panico e Fonseca (2016) em seus estudos com misturas cimentadas em baixas tensões de confinamento verificaram para as amostras ensaiadas com maior teor de cimento menores deformações acumuladas durante o ciclo de carga. Os autores identificaram em seus estudos que para corpos de prova cimentados a deformação plástica cresce lentamente para os primeiros ciclos e aumenta significativamente depois disso. Evidenciando que enquanto

as ligações estão intactas, a estrutura do solo permanece praticamente inalterada e, depois disso, a deformação plástica aparece na matriz granular.

Relata-se que no ensaio de DP em misturas cimentadas deformações axiais negativas foram observadas em alguns ciclos para todas as amostras que foram ensaiadas. Tais valores podem estar associados a alguma defasagem entre aplicação de carga e retorno das deformações elásticas obtidas. Observaram-se também durante os ensaios presença de microtrincas em alguns corpos-de-prova. Com a aplicação de carga, tais trincas evoluem, podendo contribuir para um comportamento dilatante observado do material.

Panico e Fonseca (2016) verificaram em seus estudos que a deformação permanente volumétrica nas misturas solo cimento investigadas para baixas tensões de confinamento após 10.000 ciclos se tornava negativa, mostrando um comportamento dilatante. Segundo os autores, isso está de acordo com os princípios da mecânica do estado crítico dos solos, que preveem um comportamento frágil e dilatante para os corpos de prova com baixa pressão confinante.

Rocha e Rezende (2017) relataram dificuldades no estabelecimento de correlações satisfatórias em materiais cimentados em ensaios cíclicos. Segundo as autoras, esse comportamento pode estar relacionado às condições de compactação dos corpos de prova, ganho de umidade na câmara úmida após o período de cura, problemas na realização dos ensaios e/ou limitações de norma, sendo enfatizado a necessidade de maior controle na confecção dos corpos de prova para misturas estabilizadas quimicamente.

▪ **Deformação permanente em misturas estabilizadas da amostra CAU**

Na Tabela 28 estão apresentados os resultados de Deformação Permanente (DP) em misturas estabilizadas da amostra CAU com 3% e 6% de cimento. Observa-se que o acúmulo total de DP em todos os ensaios realizados nas primeiras 6.000 aplicações de carga foi acima de 75%, mostrando que após esse período as misturas tendem a uma estabilização.

A adição de 3% e 6% de cimento, com 7 e 28 dias de cura, reduziu para todas as tensões aplicadas a DP comparativamente ao material natural. Tal redução variou entre 34 a 96,5%. Nas misturas estabilizadas observou-se uma tendência, em geral de diminuição da DP para maiores teores de cimento e tempos de cura. A Figura 46 e Figura 47 ilustram as curvas de DP para as amostras CAU (3%) e CAU (6%) para 7 dias e 28 dias, respectivamente.

Observa-se que as deformações em materiais cimentados, devido à rigidez característica dos materiais, tendem a ser muito pequenas. Isso reflete em maiores dificuldades no estabelecimento de correlações satisfatórias em misturas cimentadas quanto a esse parâmetro.

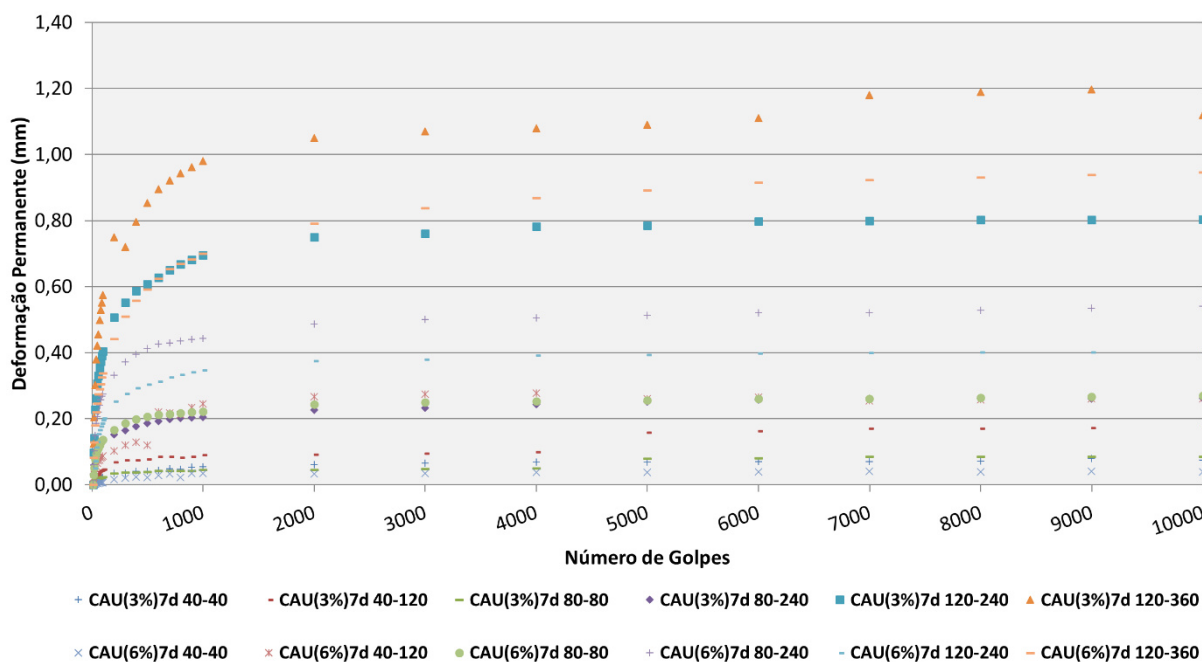
A mistura CAU (6%) 7 dias, por exemplo, para o maior par de tensão investigado, apresenta deformação permanente mais de 400% superior a mesma mistura aos 28 dias, porém em valores absolutos isso representa uma diferença de menos de 1 mm. Deste modo, salienta-se que qualquer mínima variação das condições dos ensaios nos CPs pode representar variações relativas significativas.

Tabela 28 – Resultados dos ensaios de deformação permanente para a amostra CAU

Amostra	Tensão (kPa)		ϵ^1 (mm)	ϵ^{6000} (mm)	ϵ^{10000} (mm)	$\epsilon^1/\epsilon^{6000}$ (%)	$\epsilon^{6000}/\epsilon^{10000}$ (%)
	σ_d	σ_3					
CAU	40	40	0,247	0,292	0,295	0,850	0,990
	120		0,834	0,917	0,923	0,910	0,993
	80	80	0,356	0,414	0,410	0,860	1,010
	240		0,753	0,867	0,888	0,870	0,976
	240	120	1,366	2,279	2,324	0,600	0,981
	360		1,256	2,305	2,618	0,540	0,880
CAU (3%) 7 dias	40	40	0,001	0,070	0,075	0,019	0,937
	120		0,010	0,163	0,172	0,061	0,948
	80	80	0,005	0,082	0,086	0,061	0,948
	240		0,033	0,258	0,262	0,128	0,985
	240	120	0,099	0,798	0,803	0,124	0,994
	360		0,124	1,110	1,120	0,112	0,991
CAU (3%) 28 dias	40	40	0,001	0,077	0,075	0,017	1,039
	120		0,005	0,067	0,086	0,074	0,779
	80	80	0,006	0,091	0,096	0,061	0,948
	240		0,014	0,114	0,115	0,124	0,994
	240	120	0,009	0,105	0,112	0,088	0,939
	360		0,014	0,162	0,173	0,088	0,939
CAU (6%) 7 dias	40	40	0,002	0,039	0,039	0,050	1,003
	120		0,022	0,265	0,261	0,082	1,015
	80	80	0,030	0,261	0,271	0,117	0,963
	240		0,061	0,521	0,541	0,117	0,963
	240	120	0,049	0,399	0,402	0,124	0,994
	360		0,083	0,915	0,946	0,091	0,968
CAU (6%) 28 dias	40	40	0,001	0,039	0,037	0,017	1,039
	120		0,006	0,052	0,054	0,117	0,963
	80	80	0,003	0,087	0,086	0,035	1,006
	240		0,014	0,114	0,115	0,124	0,994
	240	120	0,010	0,080	0,080	0,124	0,994
	360		0,125	0,163	0,183	0,767	0,891

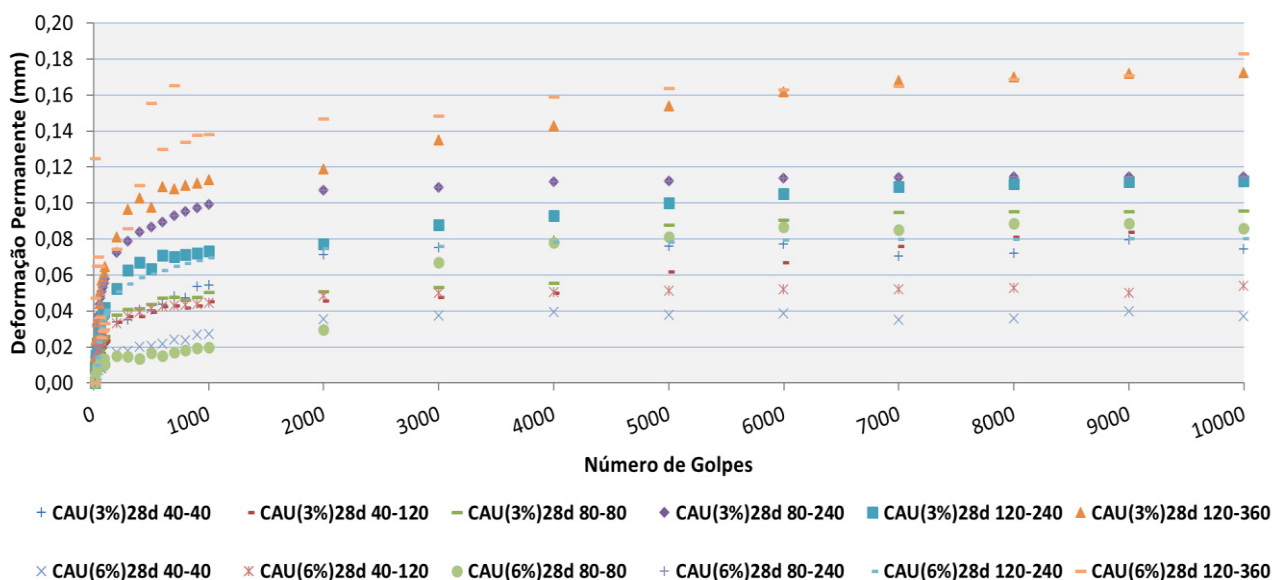
Fonte: Autora (2024)

Figura 46 – Resultados de DP da amostra CAU (3%) e CAU (6%) com 7 dias de cura



Fonte: Autora (2024)

Figura 47 – Resultados de DP da amostra CAU (3%) e CAU (6%) com 28 dias de cura



Fonte: Autora (2024)

▪ Deformação permanente em misturas estabilizadas da amostra MAR

Os resultados de DP em misturas estabilizadas da amostra MAR estão dispostos na Tabela 29. Observa-se que em praticamente todos os ensaios realizados o acúmulo de DP com

100% da carga aplicada ($\varepsilon^{6000}/\varepsilon^{10000}$) foi acima de 70%, demonstrando uma tendência de estabilização, com a deformação permanente se concentrando nos primeiros 6000 ciclos.

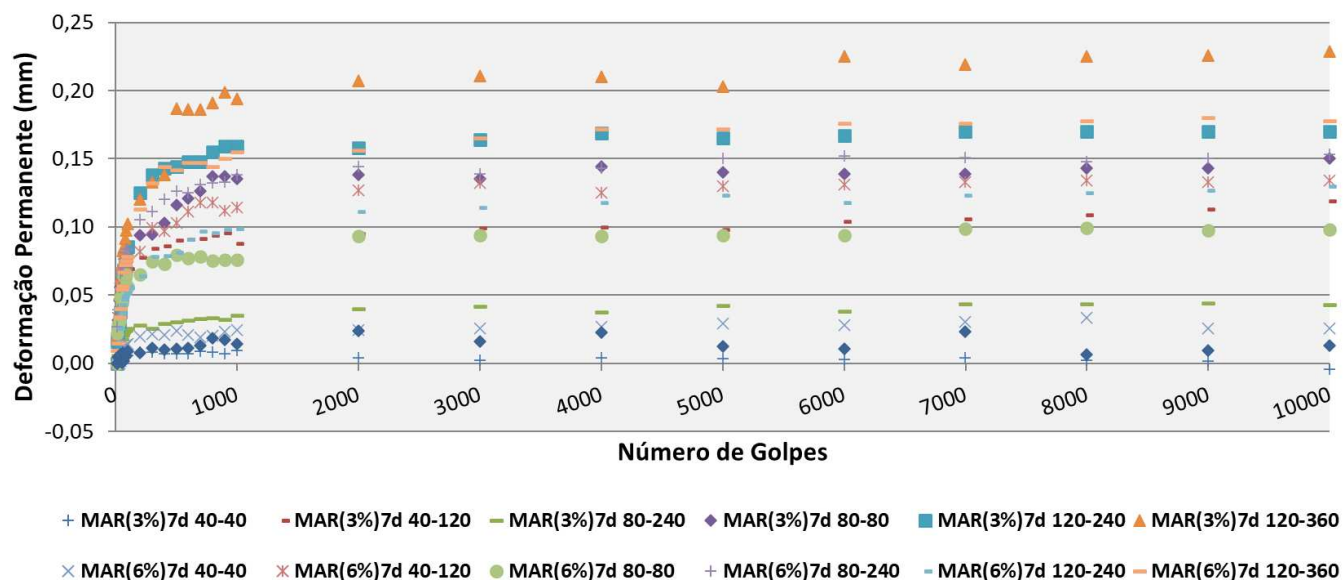
A Figura 48 e Figura 49 ilustram as curvas de DP para as amostras MAR (3%) e MAR (6%) 7 dias e 28 dias, respectivamente, na qual observa-se a tendência de estabilização após os 6000 ciclos de aplicação de carga.

Tabela 29 – Resultados dos ensaios de deformação permanente para a amostra MAR

Amostra	Tensão (kPa)		ε^1 (mm)	ε^{6000} (mm)	ε^{10000} (mm)	$\varepsilon^1/\varepsilon^{6000}$ (%)	$\varepsilon^{6000}/\varepsilon^{10000}$ (%)
	σ_d	σ_3					
MAR	40	40	0,000	0,011	0,013	0,000	0,838
	120		0,068	0,447	0,472	0,684	0,947
	80	80	0,011	0,151	0,160	0,235	0,944
	240		0,198	1,220	1,260	1,590	0,968
	240	120	0,102	0,945	0,983	1,320	0,961
	360		-	-	-	-	-
MAR (3%) 7 dias	40	40	0,001	0,003	0,004	0,175	0,656
	120		0,021	0,104	0,119	0,206	0,874
	80	80	0,003	0,038	0,043	0,085	0,884
	240		0,021	0,139	0,150	0,150	0,927
	240	120	0,016	0,167	0,170	0,097	0,982
	360		0,021	0,225	0,229	0,091	0,983
MAR (3%) 28 dias	40	40	0,000	0,027	0,024	0,013	1,161
	120		0,013	0,058	0,060	0,230	0,978
	80	80	0,004	0,047	0,055	0,074	0,857
	240		0,130	0,135	0,143	0,963	0,944
	240	120	0,002	0,065	0,086	0,034	0,752
	360		0,025	0,243	0,257	0,103	0,946
MAR (6%) 7 dias	40	40	0,000	0,028	0,025	0,013	1,111
	120		0,018	0,131	0,134	0,138	0,978
	80	80	0,022	0,094	0,098	0,234	0,958
	240		0,027	0,152	0,153	0,176	0,994
	240	120	0,015	0,118	0,130	0,130	0,908
	360		0,010	0,176	0,178	0,055	0,989
MAR (6%) 28 dias	40	40	0,001	0,016	0,019	0,030	0,832
	120		0,007	0,050	0,050	0,136	1,006
	80	80	0,003	0,057	0,063	0,055	0,896
	240		0,014	0,100	0,099	0,136	1,006
	240	120	0,007	0,047	0,054	0,154	0,857
	360		0,011	0,137	0,139	0,082	0,986

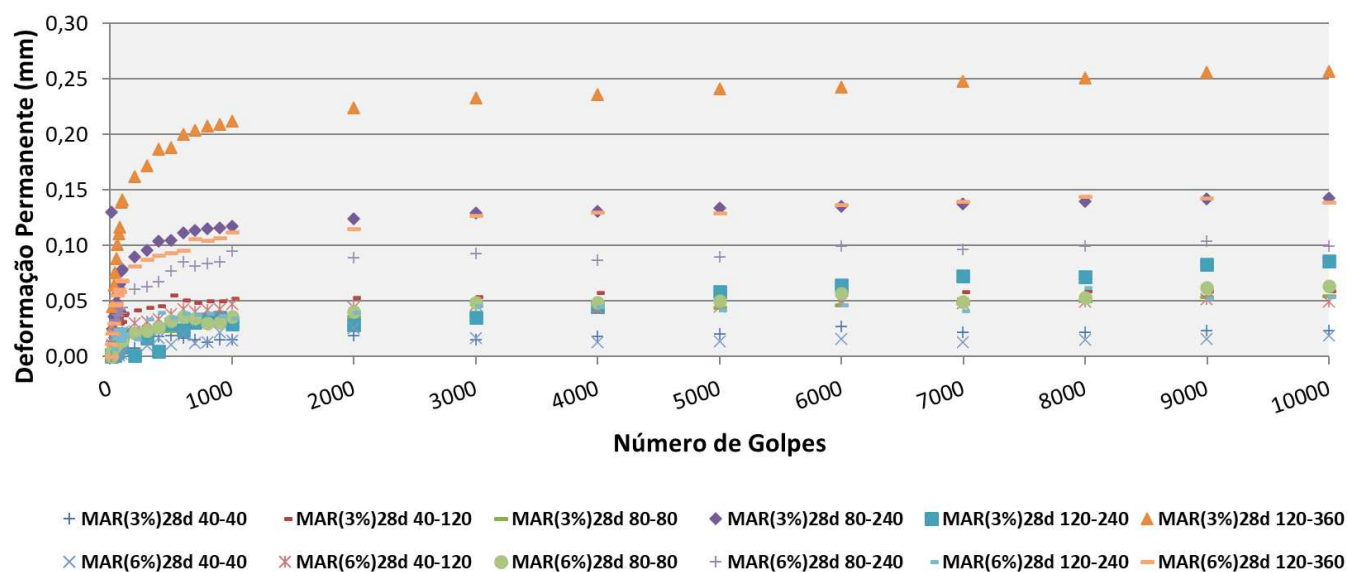
Fonte: Autora (2024)

Figura 48 – Resultados de DP da amostra MAR (3%) e MAR (6%) com 7 dias de cura



Fonte: Autora (2024)

Figura 49 – Resultados de DP da amostra MAR (3%) e MAR (6%) com 28 dias de cura



Fonte: Autora (2024)

O solo natural não resistiu ao par de tensão 120 kPa–360 kPa, apresentando deformações excessivas, levando-a à ruptura. Porém, as misturas estabilizadas com cimento apresentaram condições de ensaios para a tensão mais elevada (120 kPa–360 kPa), apresentando deformações de até 0,257 mm para a amostra MAR (3%) 28 dias. Observou-se uma tendência geral de decréscimo da DP com o tempo de cura e com o acréscimo de estabilizante, sendo a amostra MAR (6%) 28 dias a que apresentou menor deformação plástica para maior par de tensão (0,139 mm).

▪ **Deformação permanente em misturas estabilizadas da amostra PAC**

Os resultados de DP em misturas estabilizadas da amostra PAC estão dispostos na Tabela 30. Observa-se que em 96% dos ensaios realizados com as amostras cimentadas o acúmulo de DP com 100% da carga aplicada ($\epsilon^{6000}/\epsilon^{10000}$) foi acima de 80%, demonstrando uma tendência de estabilização, com a deformação permanente se concentrando nos primeiros 6000 ciclos.

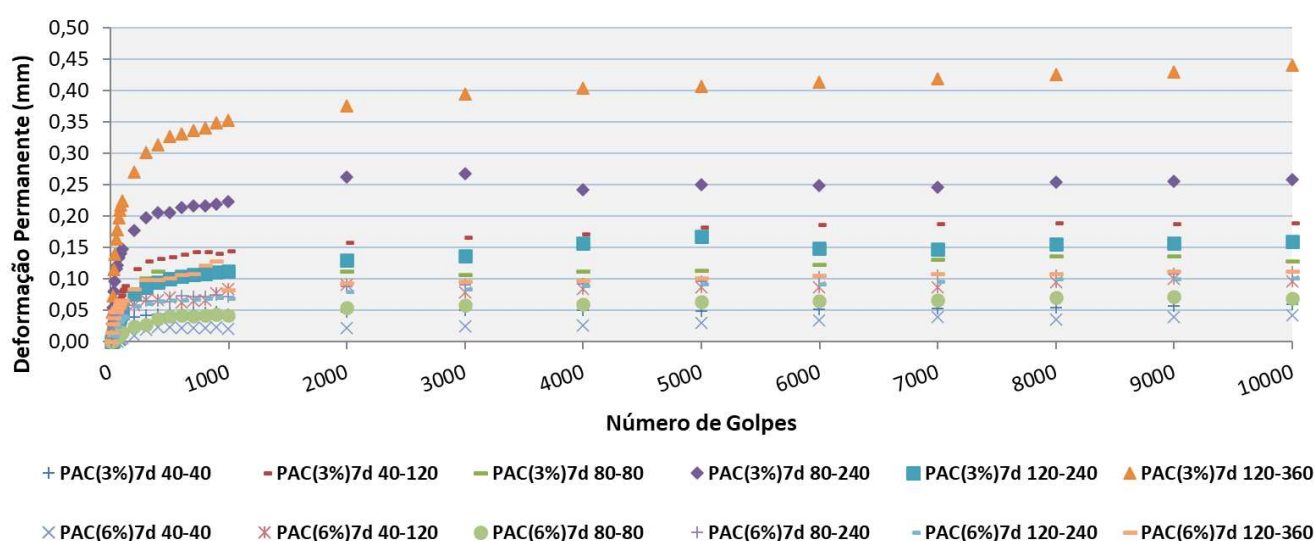
Tabela 30 – Resultados dos Ensaio de Deformação Permanente para Amostra PAC

Amostra	Tensão (kPa)		ϵ^1 (mm)	ϵ^{6000} (mm)	ϵ^{10000} (mm)	$\epsilon^1/\epsilon^{6000}$ (%)	$\epsilon^{6000}/\epsilon^{10000}$ (%)
	σ_d	σ_3					
PAC	40	40	0,001	0,027	0,042	0,027	0,630
	120		0,005	0,114	0,126	0,224	0,905
	80	80	0,007	0,176	0,181	0,290	0,972
	240		0,028	0,220	0,251	0,416	0,876
	240	120	0,065	0,586	0,602	0,808	0,973
	360		-	-	-	-	-
PAC (3%) 7 dias	40	40	0,011	0,052	0,060	0,206	0,874
	120		0,010	0,186	0,189	0,054	0,983
	80	80	0,013	0,123	0,129	0,102	0,953
	240		0,029	0,249	0,258	0,117	0,965
	240	120	0,001	0,149	0,160	0,004	0,931
	360		0,048	0,413	0,440	0,115	0,939
PAC (3%) 28 dias	40	40	0,004	0,006	-0,001	0,597	-4,350
	120		0,009	0,102	0,110	0,087	0,927
	80	80	0,000	0,026	0,035	0,000	0,743
	240		0,011	0,124	0,142	0,085	0,873
	240	120	0,018	0,157	0,167	0,113	0,940
	360		0,031	0,222	0,225	0,140	0,987
PAC (6%) 7 dias	40	40	0,000	0,035	0,043	0,000	0,817
	120		0,009	0,087	0,097	0,100	0,894
	80	80	0,002	0,065	0,069	0,030	0,934
	240		0,005	0,103	0,111	0,050	0,928
	240	120	0,010	0,092	0,102	0,108	0,903
	360		0,015	0,106	0,112	0,140	0,946
PAC (6%) 28 dias	40	40	-0,003	0,016	0,016	-0,167	1,000
	120		0,001	0,129	0,118	0,011	1,093
	80	80	0,010	0,090	0,092	0,115	0,977
	240		0,013	0,126	0,135	0,101	0,933
	240	120	0,000	0,003	-0,001	0,095	-3,549
	360		0,012	0,163	0,166	0,071	0,982

Fonte: Autora (2024)

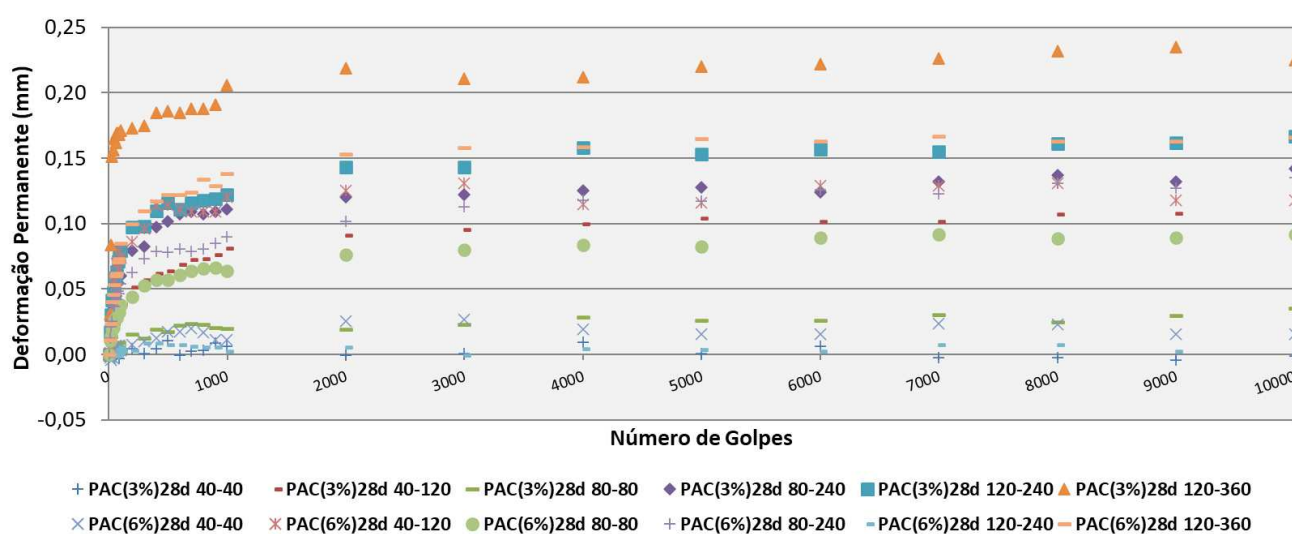
Observou-se que a estabilização reduziu as deformações permanentes observadas para a amostra PAC. A adição de 3% e 6% de cimento, com 7 e 28 dias de cura, reduziu para as tensões aplicadas a DP comparativamente ao material natural. Tal redução variou entre 38,8 a 96,6%, porém em valores absolutos isso representou pequenas diferenças (menores do que 0,5 mm). Nas misturas estabilizadas observou-se uma tendência, em geral de diminuição da DP para maiores teores de cimento e tempos de cura. A Figura 50 e Figura 51 ilustram as curvas de DP para as amostras PAC (3%) e PAC (6%) 7 dias e 28 dias, respectivamente.

Figura 50 – Resultados de DP da amostra PAC (3%) e PAC (6%) com 7 dias de cura



Fonte: Autora (2024)

Figura 51 – Resultados de DP da amostra PAC (3%) e PAC (6%) com 28 dias de cura



Fonte: Autora (2024)

▪ **Deformação permanente em misturas estabilizadas da amostra PAJ**

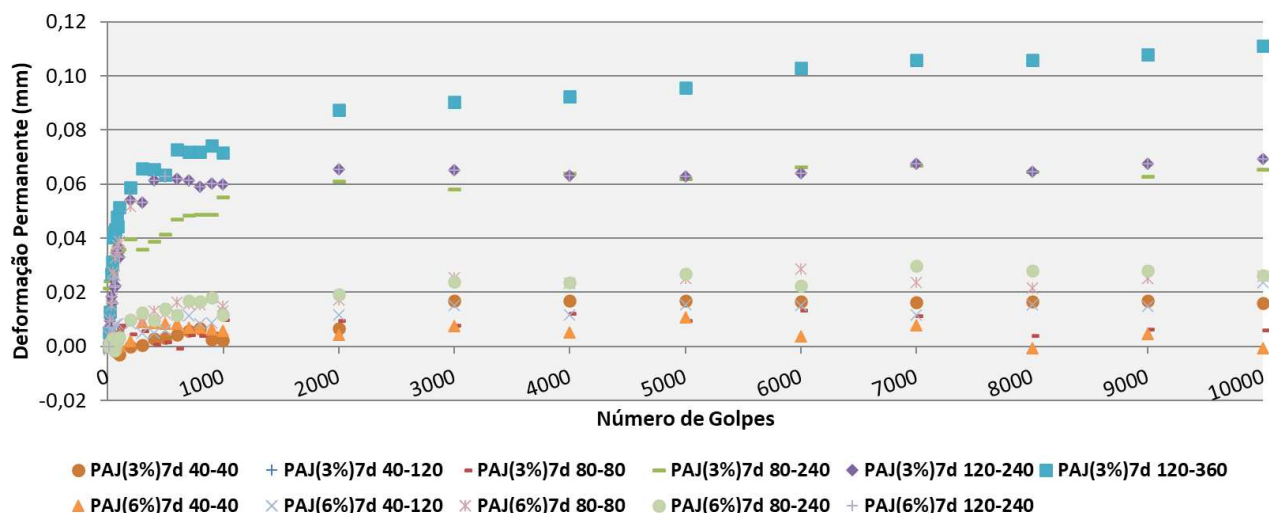
Na Tabela 31 estão dispostos os resultados de DP em misturas estabilizadas da amostra PAJ, constando os valores da deformação permanente total após a primeira carga (ϵ^1) e a deformação acumulada com 6.000 ciclos (ϵ^{6000}) e 10.000 ciclos (ϵ^{10000}). A Figura 52 e Figura 53 ilustram as curvas de DP para as amostras PAJ (3%) e PAJ (6%) 7 dias e 28 dias, respectivamente.

Tabela 31 – Resultados dos ensaios de deformação permanente para a amostra PAJ

Amostra	Tensão (kPa)		ϵ^1 (mm)	ϵ^{6000} (mm)	ϵ^{10000} (mm)	$\epsilon^1/\epsilon^{6000}$ (%)	$\epsilon^{6000}/\epsilon^{10000}$ (%)
	σ_d	σ_3					
PAJ	40	40	0,000	0,051	0,0608	0,002	0,842
	120		0,029	0,543	0,571	0,053	0,951
	80	80	0,006	0,301	0,318	0,022	0,947
	240		0,117	1,110	1,16	0,105	0,957
	240	120	0,103	1,820	1,84	0,057	0,989
	360		-	-	-	-	-
PAJ (3%) 7 dias	40	40	0,000	0,017	0,016	-0,007	1,025
	120		0,000	0,022	0,026	0,005	0,852
	80	80	0,000	0,014	0,006	-0,018	2,213
	240		0,022	0,067	0,066	0,326	1,014
	240	120	0,007	0,064	0,069	0,107	0,922
	360		0,005	0,103	0,111	0,050	0,928
PAJ (3%) 28 dias	40	40	0,006	0,041	0,045	0,143	0,903
	120		0,007	0,078	0,049	0,086	1,585
	80	80	-0,003	0,058	0,061	-0,050	0,943
	240		0,013	0,130	0,009	0,102	14,673
	240	120	0,013	0,099	0,008	0,128	12,162
	360		0,003	0,258	0,240	0,011	1,075
PAJ (6%) 7 dias	40	40	0,001	0,004	0,001	0,167	4,986
	120		-0,001	0,015	0,024	-0,080	0,643
	80	80	0,004	0,029	0,026	0,138	1,100
	240		0,000	0,022	0,026	0,005	0,852
	240	120	0,007	0,064	0,069	0,107	0,922
	360		-	-	-	-	-
PAJ (6%) 28 dias	40	40	0,001	0,017	0,013	0,056	1,326
	120		0,000	0,037	0,036	0,010	1,034
	80	80	0,001	0,035	0,026	0,037	1,350
	240		0,007	0,016	0,009	0,441	1,806
	240	120	-0,012	0,001	0,008	-14,524	0,103
	360		0,004	0,048	0,049	0,082	0,978

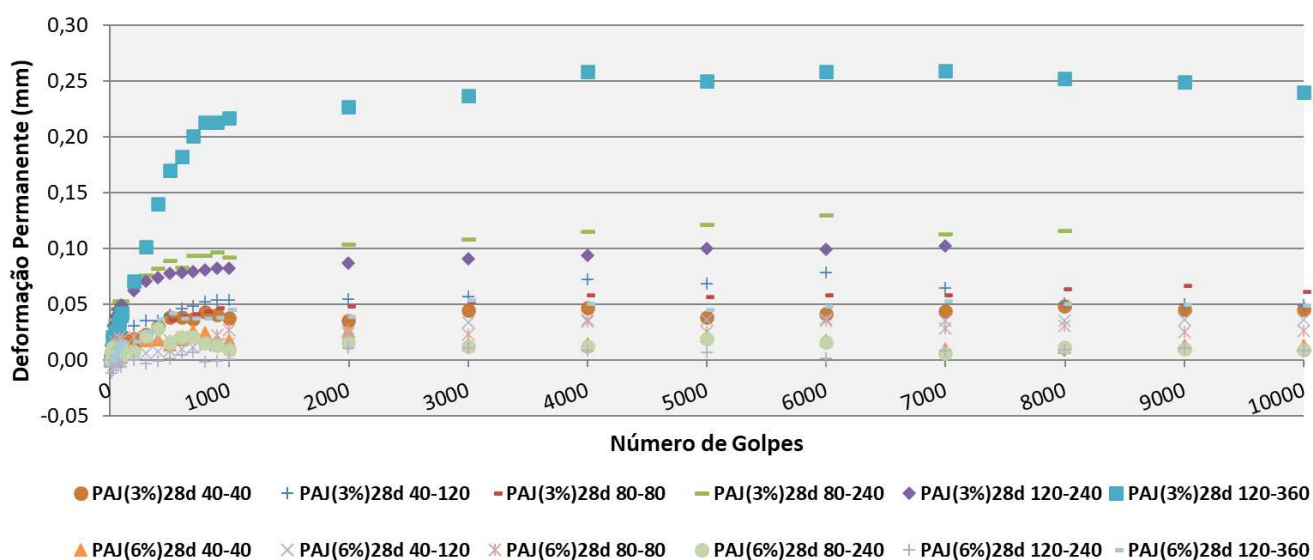
Fonte: Autora (2024)

Figura 52 – Resultados de DP da amostra PAJ (3%) e PAJ (6%) com 7 dias de cura



Fonte: Autora (2024)

Figura 53 – Resultados de DP da amostra PAJ (3%) e PAJ (6%) com 28 dias de cura



Fonte: Autora (2024)

Do mesmo modo que as demais amostras, notou-se uma tendência de estabilização, com a deformação permanente se concentrando nos primeiros 6000 ciclos. Observa-se que em cerca de 91% dos ensaios realizados com as amostras cimentadas o acúmulo de DP com 100% da carga aplicada ($\epsilon^{6000}/\epsilon^{10000}$) foi acima de 80%, demonstrando tendência de estabilização a partir de 6000 ciclos.

Não foi possível a obtenção dos resultados do ensaio PAJ (6%) 7 dias para o par de tensão 120 kPa-360 kPa em virtude de uma possível falha do equipamento, que não disponibilizou os dados para esse ensaio. A adição de 3% e 6% de cimento, com 7 e 28 dias de

cura, reduziu para as tensões aplicadas a DP comparativamente ao material natural em até cerca de 99%. Observou-se que o acréscimo de cimento promoveu, em geral, para os dois tempos de cura uma diminuição da DP em até cerca de 79%.

6.3.5 Análise da deformação permanente das misturas estabilizadas

Em materiais naturais, não estabilizados, após um número de ciclos de aplicação da carga cíclica pode ocorrer a ruptura ou estabilização das deformações acumuladas, conforme a teoria do *shakedown*. A norma brasileira (DNIT, 2018b) estabelece que os critérios de *shakedown* devem ser definidos por análise visual de gráficos que representam a variação da taxa de crescimento da DP em relação ao aumento da deformação acumulada. O acomodamento é considerado quando as taxas de crescimento da DP são iguais ou inferiores a 10^{-7} mm por ciclo de carga.

De forma a verificar se as misturas cimentadas também apresentam esta tendência, na Figura 54 são apresentados os resultados da pesquisa de ocorrência do *shakedown* a partir da análise da taxa de acréscimo da deformação permanente. Observa-se para alguns ensaios que a deformação permanente cessa após um número finito de ciclos de aplicação de carga, apresentando taxas de crescimento da DP inferiores a 10^{-7} mm por ciclo de carga. Algumas amostras apresentaram por classificação visual comportamento típico de *shakedown* plástico, mesmo não atingindo o limite de 10^{-7} mm por ciclo de carga, de forma que a evolução do ensaio iria tender, possivelmente, a esse acomodamento. Essa tendência foi observada para quase todas os ensaios em baixas tensões atuantes.

Para altas tensões atuantes (120 kPa-240 kPa; 120 kPa-360 kPa) observa-se, em geral, que as curvas obtidas não seguem os comportamentos advindas da teoria do *shakedown*, apresentando taxas de crescimento da DP por ciclo de carga que não seguem um padrão típico. Fonseca *et al.* (2013) concluíram em seus estudos com misturas solo-cimento, que em termos de DP, essas misturas apresentam comportamento diferente do típico associado a materiais granulares que seguem teoria do *shakedown*.

Figura 54 – Variação da taxa de crescimento da dp pela deformação vertical acumulada: a) SG 7 dias; b) SG 28 dias; c) CAU 7 dias; d) CAU 28 dias; e) MAR 7 dias; f) MAR 28 dias; g) PAC 7 dias; h) PAC 28 dias; i) PAJ 7 dias; j) PAJ 28 dias (continua)

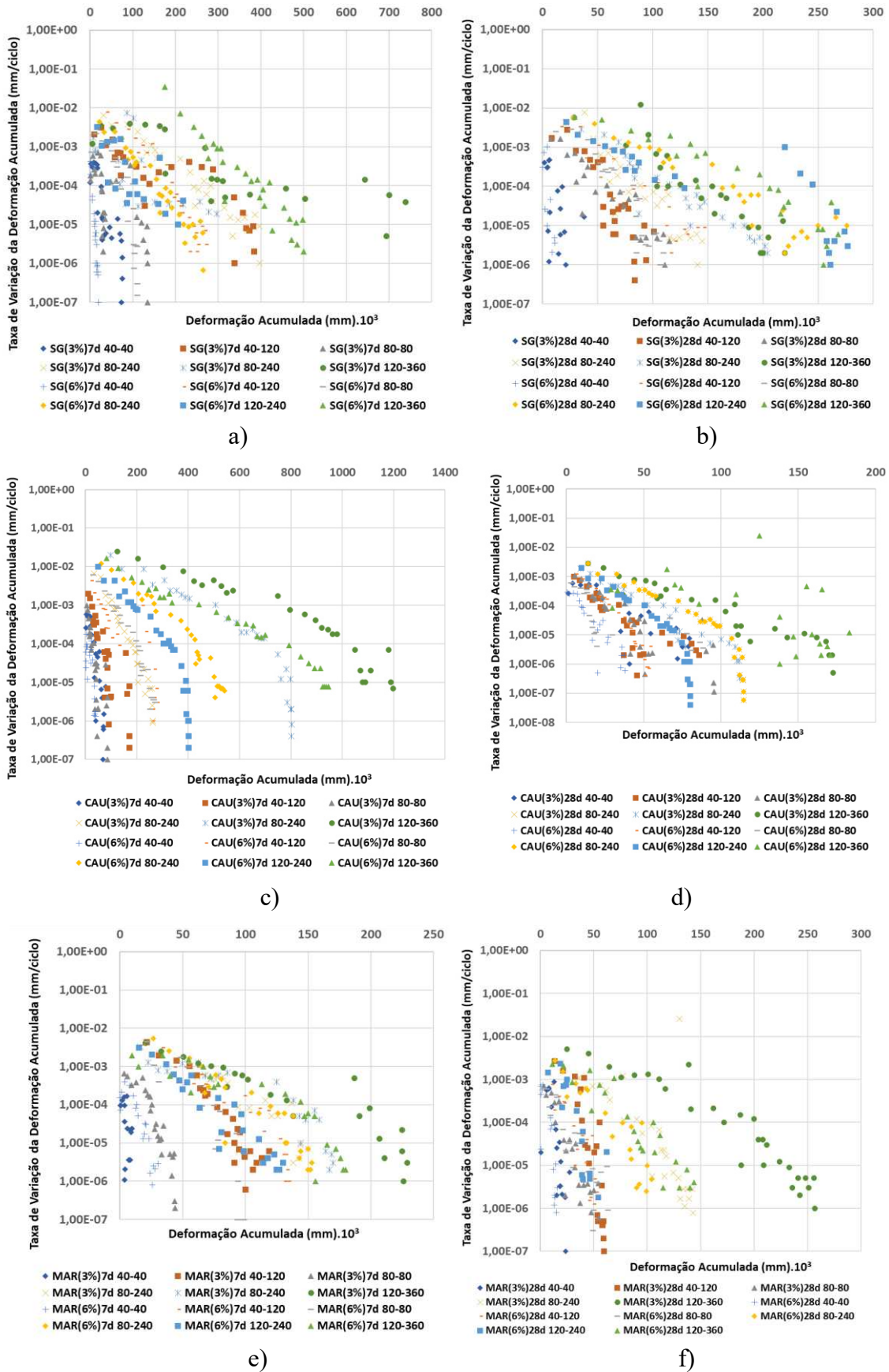
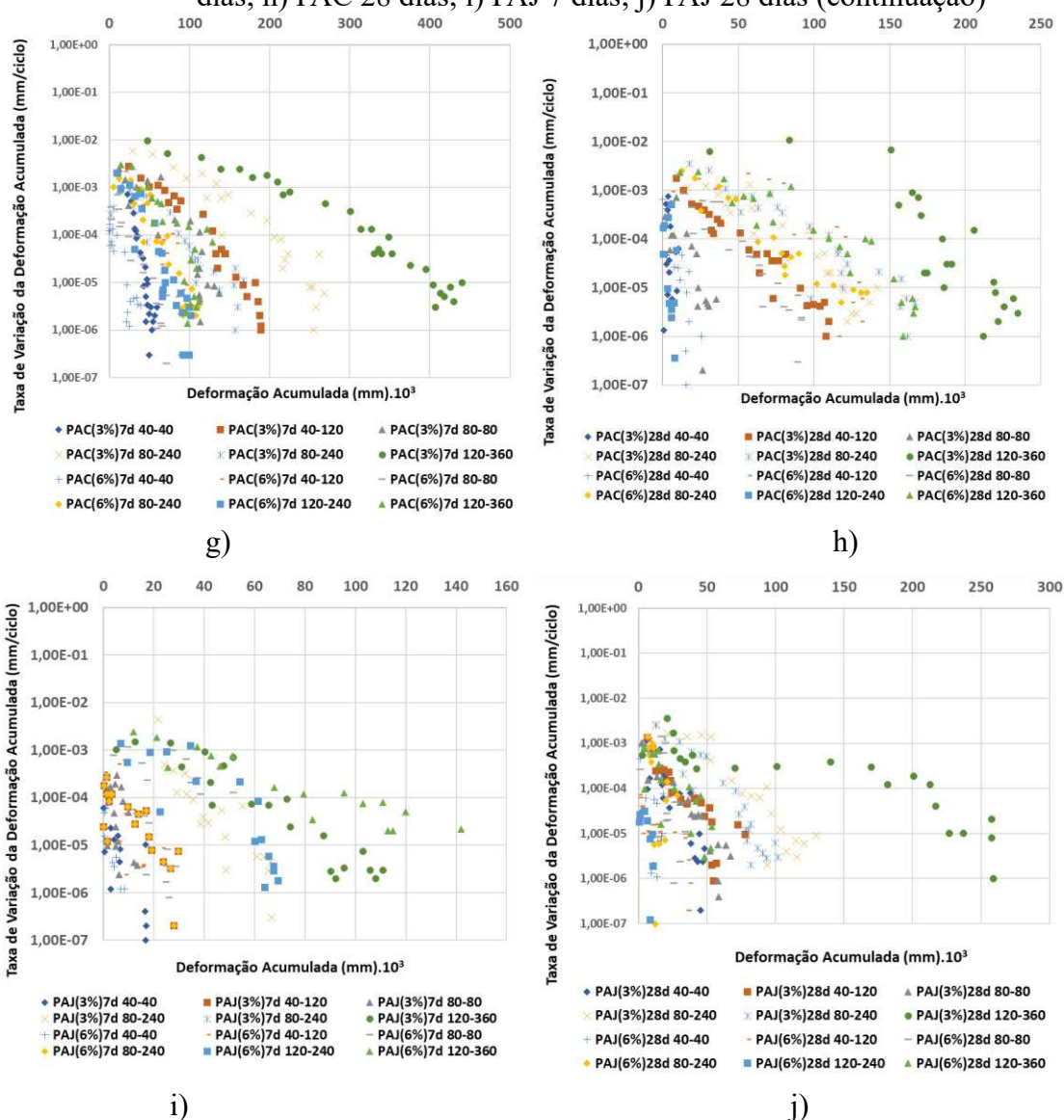


Figura 54 – Variação da taxa de crescimento da dp pela deformação vertical acumulada: a) SG 7 dias; b) SG 28 dias; c) CAU 7 dias; d) CAU 28 dias; e) MAR 7 dias; f) MAR 28 dias; g) PAC 7 dias; h) PAC 28 dias; i) PAJ 7 dias; j) PAJ 28 dias (continuação)



Fonte: Autora (2024)

Na Tabela 32 está representado o comportamento do material quanto à ocorrência de *shakedown*, conforme norma DNIT (2021). A classificação foi realizada de forma visual, observando-se em qual comportamento as misturas investigadas melhor representavam. Observa-se que as amostras apresentaram comportamentos típicos A e AB. Em geral, materiais que apresentam comportamentos do tipo A apresenta baixas DP acumulada e taxa de acréscimo de DP, e, conseqüentemente, o material neste estado de tensão não contribui significativamente para os afundamentos no pavimento. Os materiais tipo AB apresentam comportamento similar, porém com maior magnitude inicial de acúmulo de DP.

Tabela 32 – Classificação de comportamento quanto ao *shakedown*

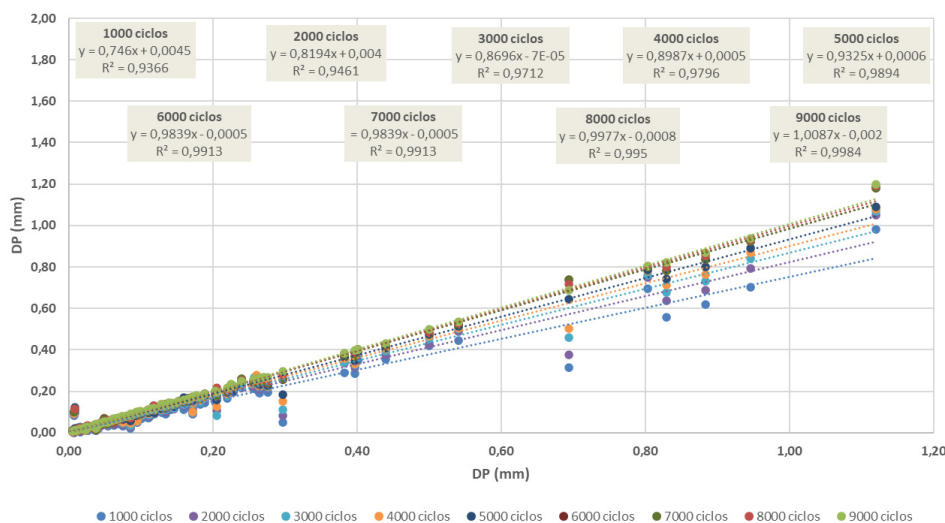
Amostra	Tempo de Cura (dias)	Ensaio					
		1	2	3	4	5	6
		40-40 kPa	40-120 kPa	80-80 kPa	80-240 kPa	120-240 kPa	120-360 kPa
SG (3%)	7	A	AB	AB	AB	-	-
	28	A	AB	AB	AB	-	AB
SG (6%)	7	A	AB	AB	AB	AB	AB
	28	A	AB	AB	AB	AB	AB
CAU (3%)	7	A	A	A	AB	AB	AB
	28	AB	AB	AB	AB	AB	-
CAU (6%)	7	A	AB	AB	AB	AB	AB
	28	AB	AB	AB	AB	AB	-
MAR (3%)	7	A	AB	A	AB	AB	AB
	28	A	A	A	AB	AB	AB
MAR (6%)	7	A	AB	AB	AB	AB	AB
	28	A	A	A	AB	AB	AB
PAC (3%)	7	A	AB	AB	AB	AB	AB
	28	A	AB	A	AB	AB	-
PAC (6%)	7	A	AB	A	AB	AB	AB
	28	A	AB	AB	AB	A	AB
PAJ (3%)	7	A	A	AB	AB	AB	-
	28	AB	AB	AB	AB	AB	-
PAJ (6%)	7	A	AB	A	AB	AB	-
	28	A	AB	AB	A	A	AB

Fonte: Autora (2024)

De posse de todos os dados dos ensaios de deformação permanente, procurou-se analisar a relação entre a deformação acumulada para diferentes ciclos aplicados e a deformação acumulada obtida para 10000 ciclos. Visualmente, todas as amostras estudadas apresentam tendência à estabilização da DP em números de ciclos menores do que 10000.

Analisando-se os dados conjuntos das cinco amostras de solos estabilizadas com 3% e 6% de cimento, com idades de cura de 7 e 28 dias, plotou-se um gráfico de dispersão de deformação acumulada a cada 1000 ciclos (eixo y) e a deformação final de 10000 ciclos (eixo X), conforme Figura 55. Na figura está representado também as equações da reta de correlação para cada situação.

Figura 55 – Correlação da DP acumulada a cada 1000 ciclos com a DP acumulada de 10000 ciclos



Fonte: Autora (2024)

Observaram-se linhas de tendências lineares entre a DP acumulada a cada 1000 ciclos e a DP final de 10000 ciclos. Analisando-se os coeficientes angulares das retas, observa-se que tais valores variaram de 0,746 a 1,009, aproximando-se de 1,0 à medida que o número de ciclos aumenta. Observa-se que em todas as linhas de tendência os coeficientes lineares são pequenos, variando de -7.10^{-5} a 0,0045, de forma que a relação entre a DP acumulada a cada 1.000 ciclos e a DP final de 10000 ciclos fica dependente apenas do coeficiente angular. A partir de 6000 ciclos de aplicação de carga, percebe-se valores de coeficientes angulares maiores do que 0,95, indicando tendência de estabilização da DP para as amostras analisadas.

Fazendo-se uma análise para cada amostra ensaiada, na Tabela 33 está ilustrado o coeficiente angular entre a deformação acumulada a cada 1000 ciclos de aplicação de carga e deformação final. Com 6000 ciclos de aplicação de carga, apenas as amostras PAJ (3%) 28 dias e PAJ (6%) 7 dias apresentaram coeficientes angulares menores do que 0,95, comprovando uma tendência de estabilização da DP das misturas avaliadas a partir de 6000 ciclos de aplicação de carga.

Tabela 33 – Coeficiente angular entre a deformação acumulada a cada 1.000 ciclos de aplicação de carga e deformação final.

Amostras	Tempo de Cura (dias)	Coeficiente Angular da Reta de Dispersão									
		1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000
SG(3%)	7	0,69	0,75	0,87	0,92	0,97	0,98	0,99	0,99	1,00	1,00
	28	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,98	0,99	0,99	1,00
SG(6%)	7	0,99	0,96	0,93	0,97	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00
	28	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
CAU(3%)	7	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	28	0,78	0,65	0,74	0,75	0,92	0,95	0,99	1,00	1,00	1,00
CAU(6%)	7	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	28	0,79	0,82	0,97	0,99	1,00	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00
MAR(3%)	7	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00
	28	0,95	0,95	0,96	0,97	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00
MAR(6%)	7	0,97	0,99	0,99	1,00	1,00	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00
	28	0,93	0,95	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,98	1,00	1,00
PAC(3%)	7	0,99	0,98	0,98	1,00	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	28	0,97	0,99	0,99	0,99	1,00	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00
PAC(6%)	7	0,85	0,98	0,95	0,98	0,97	0,98	0,97	1,01	1,01	1,00
	28	0,81	0,83	0,90	0,90	0,94	0,97	0,94	0,94	0,96	1,00
PAJ(3%)	7	0,91	0,97	0,99	0,99	1,00	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00
	28	0,71	0,67	0,69	0,72	0,65	0,85	0,90	0,98	1,00	1,00
PAJ(6%)	7	-0,56	-0,68	0,97	0,96	0,96	0,91	0,97	0,96	0,98	1,00
	28	0,79	0,53	0,99	0,99	0,77	0,98	1,12	1,01	0,97	1,00

Fonte: Autora (2024)

De modo a verificar o comportamento mecanístico-empírico das misturas analisadas e a tendência de estabilização da DP aos 6000 ciclos, procedeu-se uma análise no *software* MeDiNa. Os parâmetros (k) dos modelos de previsão de DP utilizados no programa de dimensionamento de pavimentos MeDiNa foram obtidos por meio da expressão ($\epsilon_p = \Psi_1 \cdot \sigma_3^{\Psi_2} \sigma_d^{\Psi_3} \cdot N^{\Psi_4}$) desenvolvida por Guimarães (2009) para todas as misturas analisadas, no tempo de cura de 28 dias, considerando as deformações permanentes até os 6000 ciclos e até os 10000 ciclos de aplicação de carga. Na Tabela 34 constam os parâmetros dos modelos de cada amostra, por meio da correlação entre as variáveis σ_3 , σ_d e N por meio da técnica de regressão não linear.

Tabela 34 –Parâmetros de DP para as misturas analisadas conforme Guimarães (2009)

Amostras	Número de Ciclos	$\varepsilon_p = \Psi_1 \cdot \sigma_3^{\Psi_2} \sigma_d^{\Psi_3} \cdot N^{\Psi_4}$				
		Ψ_1	Ψ_2	Ψ_3	Ψ_4	R_2
SG (3%)	6000	0,011	0,618	0,329	0,208	0,861
SG (3%)	10000	0,013	0,690	0,279	0,187	0,877
SG (6%)	6000	0,010	0,048	0,590	0,237	0,810
SG (6%)	10000	0,013	-0,007	0,597	0,194	0,807
CAU (3%)	6000	0,004	-0,539	0,644	0,255	0,910
CAU (3%)	10000	0,005	-0,305	0,502	0,235	0,911
CAU (6%)	6000	0,003	-0,709	1,003	0,244	0,813
CAU (6%)	10000	0,005	-0,536	0,868	0,208	0,815
MAR (3%)	6000	0,000	-3,149	4,511	0,215	0,870
MAR (3%)	10000	0,000	-2,186	3,514	0,186	0,869
MAR (6%)	6000	0,002	-1,048	1,137	0,232	0,806
MAR (6%)	10000	0,003	-0,785	1,124	0,155	0,784
PAC (3%)	6000	0,006	0,233	1,172	0,173	0,804
PAC (3%)	10000	0,008	0,204	1,049	0,152	0,800
PAC (6%)	6000	0,003	-1,366	0,847	0,248	0,400
PAC (6%)	10000	0,004	-1,427	0,897	0,208	0,405
PAJ (3%)	6000	0,002	-0,227	0,974	0,319	0,803
PAJ (3%)	10000	0,003	-0,179	1,184	0,226	0,656
PAJ (6%)	6000	0,002	-0,227	0,974	0,319	0,803
PAJ (6%)	10000	0,003	-0,179	1,184	0,226	0,656

Fonte: Autora (2024)

Para proceder ao dimensionamento no *software* MeDiNa, utilizou-se como revestimento uma mistura de concreto asfáltico de módulo de resiliência 4650 MPa, utilizada como camada de rolamento na reabilitação de um trecho da BR-020, localizado na RMF. A caracterização completa da mistura asfáltica está disposta em DNIT (2024). Como subleito se adotou o material arenoso investigado como subleito do trecho da BR-020, conforme DNIT (2024). Para camada de sub-base adotou-se uma mistura solo-brita, investigada por Cabral (2021) típica da microrregião de Mossoró/RN, localizado no nordeste brasileiro.

Adotou-se como camada de base as misturas estabilizadas quimicamente estudadas neste trabalho. Os materiais estabilizados são tratados no programa MeDiNa como um material que possui propriedades elásticas que variam ao longo da vida de serviço, em que o critério de dano para análise é o dano por fadiga. Para que as análises pudessem ser realizadas em termos de deformação permanente, inseriram-se as misturas estabilizadas quimicamente como materiais granulares no *software*, de posse que se pode inserir os modelos de módulo de resiliência não linear, conforme Tabela 26 e os parâmetros de DP, conforme Tabela 34. A Figura 56 ilustra a estrutura típica do pavimento a ser dimensionado. Testou-se os parâmetros do

modelo de DP, para 6000 ciclos e 10000 ciclos de aplicação de carga, para os 5 solos investigadas, com os dois teores de cimento, totalizando 20 análises.

Figura 56 – Estrutura do pavimento a ser dimensionado no *software* MeDiNa



Fonte: Autora (2024)

O dimensionamento foi realizado para um número de repetições de eixo padrão de $N = 10^7$, considerando uma vida útil de 10 anos. Em conformidade com valores utilizados por Bastos (2013), adotou-se um coeficiente de Poisson de 0,25 para revestimentos de concreto asfáltico e para as camadas granulares, o valor de coeficiente de Poisson foi de 0,35.

O resultado da análise das estruturas de pavimentos dimensionadas para as misturas investigadas, com cura de 28 dias, considerando os modelos de DP obtidos para número de ciclos do ensaio de 6000 e 10000 estão dispostos na Tabela 35. Na Tabela 35 constam também as deformações permanentes obtidas na camada de base de cada mistura investigada.

Observa-se que as deformações permanentes na camada de base foram pequenas, com valores de no máximo 2,47mm, para a mistura MAR (3%) com 6000 ciclos de aplicação de carga no ensaio de DP. Adota-se usualmente nos projetos de rodovias valor admissível de 13 mm de DP total no pavimento (GUIMARÃES, 2009).

Notou-se que espessuras das camadas do pavimento não sofrerão alteração em nenhuma das misturas investigadas ao adotar a DP obtida para 6000 ciclos comparativamente a de 10000 ciclos de aplicação de carga. Assim, não houve alteração estrutural dos pavimentos propostos ao se utilizar o modelo de deformação permanente obtido com menos ciclos (6000 ciclos), comprovando a possibilidade de redução do número de ciclos do ensaio triaxial de deformação permanente para misturas estabilizadas. Relata-se, no entanto, que para análises mais representativas, a vida de fadiga das misturas estabilizadas necessitava ser investigada. Embora um material de base estabilizado com cimento exiba elevada rigidez, com baixas

deformações permanentes, ele tende a apresentar resistência à tração e flexão relativamente pobres e vida à fadiga limitada devido ao seu comportamento frágil.

Ressalta-se que ainda não se dispõe nacionalmente de metodologia normativa para obtenção de DP em misturas estabilizadas quimicamente. No entanto, a norma existente para obtenção da DP em materiais granulares orienta a realização de ensaios de longa duração, com 150000 ciclos de aplicação de carga (DNIT, 2018b). A redução do número de ciclos para misturas estabilizadas possibilita a redução do tempo de ensaio e a diminuição de recursos energéticos, contribuindo para maior difusão de ensaios para obtenção da DP laboratorialmente.

Tabela 35 – Resultados do Dimensionamento no *Software* MeDiNa

Amostras	Número de Ciclos	Espessuras (cm)			DP obtida na camada de base (mm)
		Revestimento	Base	Sub-base	
SG (3%)	6000	9	15	15	0,34
SG (3%)	10000	9	15	15	0,25
SG (6%)	6000	6	15	15	1,37
SG (6%)	10000	6	15	15	0,92
CAU (3%)	6000	5	15	15	1,33
CAU (3%)	10000	5	15	15	0,89
CAU (6%)	6000	5	15	15	1,28
CAU (6%)	10000	5	15	15	0,77
MAR (3%)	6000	5	15	15	2,47
MAR (3%)	10000	5	15	15	1,15
MAR (6%)	6000	5	15	15	1,22
MAR (6%)	10000	5	15	15	0,38
PAC (3%)	6000	8	15	15	0,27
PAC (3%)	10000	8	15	15	0,24
PAC (6%)	6000	8	15	15	3,82
PAC (6%)	10000	8	15	15	2,22
PAJ (3%)	6000	5	15	15	1,91
PAJ (3%)	10000	5	15	15	0,60
PAJ (6%)	6000	5	15	15	1,50
PAJ (6%)	10000	5	15	15	0,45

Fonte: Autora (2024)

6.4 Conclusões

Este artigo objetivou avaliar o comportamento mecânico de misturas cimentadas em camadas de pavimentos rodoviários, a partir de parâmetros mecanicistas, tais como Módulo de Resiliência (MR) e Deformação Permanente (DP), estudando a influência do teor de cimento

e do tempo de cura nessas propriedades. A partir de um amplo programa experimental realizado, composto de ensaios de caracterização física, Proctor, RCS, MR e DP, em misturas estabilizadas quimicamente com cinco solos da RMF, com dois teores de cimento e dois tempos de cura, constatou-se que a adição de 6% de cimento, comparativamente às misturas com 3% do estabilizante, promoveu melhorias nas propriedades mecânicas, elevando a resistência à compressão simples de todas as misturas investigadas em até 161%. O tempo de cura também foi responsável pelo incremento de resistência à compressão das misturas estudadas em até cerca de 98,9%.

No que se refere ao ensaio de MR, constatou-se que adição de 6% de cimento às amostras elevou os resultados de rigidez de todas as misturas comparativamente às misturas com 3% do estabilizante. Os incrementos de rigidez variaram, a partir do MR médio, de 15,19% (SG com cura de 7 dias) a 105,61% (PAJ com cura de 7 dias). O modelo de módulo de resiliência em função da tensão de confinamento apresentou, em geral, coeficientes de correlação (R^2) mais elevados comparativamente aos demais modelos, com R^2 acima de 0,82 para todas as amostras investigadas.

No que se refere aos ensaios de DP, obtiveram-se dificuldades no estabelecimento de correlações satisfatórias em materiais cimentados em ensaios cíclicos. Observou-se que a estabilização reduziu, em geral, as deformações permanentes observadas das misturas cimentadas comparativamente ao solo natural. Nas misturas estabilizadas observou-se uma tendência de diminuição da DP para maiores teores de cimento e tempos de cura. Alguns ensaios realizados, no entanto, não apresentaram tais tendências, o que pode estar associado às condições de compactação inadequadas dos corpos de prova, ao ganho de umidade no período de cura ou problemas na realização dos ensaios, necessitando de maior controle na confecção dos corpos de prova estabilizados quimicamente.

Salienta-se que as deformações em materiais cimentados, devido à rigidez característica dos materiais, foram, em geral, muito pequenas. Isso reflete em maiores dificuldades nas análises comparativas das misturas frente a esse parâmetro. Qualquer mínima variação das condições dos ensaios nos CPs pode representar variações relativas significativas.

Algumas amostras apresentaram por classificação visual comportamento típico de *shakedown plástico* pra baixas tensões atuantes, apresentando taxas de crescimento da DP inferiores a 10^{-7} mm por ciclo de carga. Para altas tensões atuantes (120 kPa-240 kPa; 120 kPa-360 kPa) observou-se que algumas curvas obtidas não seguem os comportamentos típicos

advindas da teoria do *shakedown*.

Realizaram-se linhas de tendências lineares entre a DP acumulada a cada 1000 ciclos e a DP final de 10000 ciclos, constatando-se que partir de 6000 ciclos de aplicação de carga, coeficientes angulares maiores do que 0,95, indicando tendência de estabilização da DP para as amostras analisadas. Ao se proceder a análise mecanística-empírica no *software* MeDiNa foi comprovado que as espessuras das camadas do pavimento não sofrerão alteração nas misturas investigadas ao adotar a DP obtida para 6000 ciclos comparativamente a de 10000 ciclos de aplicação de carga.

No estado do Ceará ainda são escassos os trechos de pavimentos rodoviários que utilizam, em sua concepção, materiais cimentados como componentes empregados em camadas de bases ou sub-bases de estruturas. Desse modo, este estudo buscou agregar conhecimento sobre o desempenho frente à parâmetros mecanísticos de misturas cimentadas que possuam em sua composição solos característicos do RMF.

Salienta-se, no entanto, que para análises mais representativas do comportamento das misturas cimentadas para fins de pavimentação, torna-se imprescindível estudos acerca da sua vida de fadiga. A durabilidade das misturas de solo-cimento é frequentemente questionada quando submetidas a cargas cíclicas, principalmente no que se refere às falhas por fadiga.

7 ESTUDO DO COMPORTAMENTO À FADIGA DE MISTURAS DE SOLOS ESTABILIZADOS QUIMICAMENTE COM CIMENTO PARA PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

RESUMO

Os projetistas de pavimentos sempre buscaram soluções estruturais econômicas que atendam de modo duradouro as solicitações impostas pelo tráfego e por intempéries, sem trincamentos precoces por parte das camadas que compõem os pavimentos. A durabilidade das misturas de solo-cimento é frequentemente questionada quando submetidas a cargas cíclicas, principalmente no que se refere às falhas por fadiga. Esta pesquisa tem por objetivo estudar o comportamento à fadiga de misturas cimentadas advindas da Região Metropolitana de Fortaleza (RMF). Para isso, selecionaram-se quatro solos, misturando-os com 3% e 6% de estabilizante, procedendo-se aos ensaios mecânicos de Resistência à Tração por Compressão Diametral (RTCD) e ensaio de Fadiga à Tração por Compressão Diametral nas misturas idealizadas para tempos de cura de 7 e 28 dias. A adição de 6% de cimento promoveu melhorias na resistência à tração das misturas em até 400% comparativamente às misturas com 3% do estabilizante. Com relação ao tempo de cura, o incremento de resistência à tração foi de até 260%. A partir dos resultados dos ensaios de fadiga, foram propostos modelos de vida de fadiga para cada mistura investigada, procedendo-se uma análise mecanicista no *software* MeDiNa, para volumes de tráfego moderado e alto. Observou-se uma redução na espessura de revestimento de 33,33% em relação a uma estrutura de referência com a utilização de misturas cimentadas na camada de base. Para tráfegos mais elevados não foram obtidas, no entanto, mudanças significativas no projeto estrutural do pavimento, com a inserção das misturas cimentadas na camada de base ou sub-base. Os modelos de vida de fadiga elaborados permitiram, assim, melhorar a capacidade de previsão do comportamento de misturas cimentadas à luz de rotinas mais mecanicistas.

7.1 Considerações iniciais

A fim de poder prever corretamente o comportamento futuro de um pavimento, os materiais utilizados na infraestrutura rodoviária e os métodos de projeto têm sido submetidos a modificações contínuas para se acomodar da melhor forma possível à evolução do tráfego e dos processos de construção. Em um contexto de aumento do custo dos materiais de construção, com redução da disponibilidade de materiais naturais e de novas exigências impostas à construção da infraestrutura rodoviária, é imperativa a busca de soluções estruturais com custo relativamente baixo que atendam de modo duradouro as solicitações impostas pelo tráfego e por intempéries, sem deformações e/ou trincamentos precoces por parte das camadas que compõem os pavimentos. Uma das técnicas desenvolvidas pela engenharia rodoviária, de modo a melhorar as propriedades mecânicas de bases e sub-bases de pavimentos é a inserção de camadas cimentadas.

A estabilização química converte solo granular em materiais cimentados, com elevada resistência, rigidez e durabilidade. Os agentes de cimentação tradicionais incluem cimento, cal. O cimento *Portland* tem sido amplamente utilizado devido ao seu custo-benefício, aumentando a resistência, rigidez e durabilidade da estrutura, proporcionando, em geral,

excelente suporte para pavimentos rodoviários, mesmo em soluções com finas camadas superficiais betuminosas. Normalmente, o cimento pode promover a redução da plasticidade, alterações na distribuição granulométrica causadas pelas reações de flocculação e aumento expressivo da resistência mecânica. Assim, os benefícios da estabilização do solo para aplicações em pavimentos podem estar disponíveis desde a fase de construção até o produto final (KOLIAS *et al.*, 2005; OSINUBI & NWAIWU, 2006; CONSOLI *et al.*, 2009; KANG *et al.*, 2015; BACK, 2022; BRITO, 2022; HAZIM *et al.*, 2024).

A tecnologia do solo natural estabilizado com cimento vem sendo utilizada há vários anos. Os solos misturados com cimento são encontrados em diversas aplicações, como na construção de camadas de base de pavimentos, na proteção de taludes de barragens de terra e como camada de suporte para fundações rasas (INGLES e METCALF, 1973; THEYSE, DE BEER e RUST, 1996; CONSOLI, FOOPA e FESTUGATO, 2007). O comportamento geotécnico de solo-cimento depende das propriedades físicas e químicas dos solos, que estão diretamente relacionados com as condições de formação do solo e composição mineralógica da rocha matriz (KENNEDY *et al.*, 1987; CONSOLI *et al.*, 2009).

Bases e sub-bases estabilizadas são comumente submetidas a tensões cíclicas de compressão e tração devido ao carregamento do eixo durante o período de projeto. A tensão de tração repetida contribui para a falha induzida por fadiga, que é um critério de falha importante que causa desgaste prematuro das camadas de base estabilizadas com cimento. O termo fadiga designa um processo progressivo de dano ocorrido em um material sujeito a tensões ou deformações ao longo de um período de tempo, resultando na propagação de trincas e na falha do material (SULEIMAN, 2002; GNANENDRAN e PIRATHEEPAN, 2009; CHEN *et al.* 2011; BISWAL *et al.*, 2020).

As falhas das camadas de base estabilizadas com cimento podem ser atribuídas a três razões: (i) desenvolvimento de trincas de retração; (ii) erosão de partículas finas no topo da camada de base levando à falha por esmagamento; e (iii) falha por fadiga. Trincas de retração e problemas de erosão podem ser resolvidos selecionando materiais adequados, dosagem adequada de aglutinante e manutenção oportuna. No entanto, as trincas de fadiga se desenvolvem com acúmulo gradual de danos após um grande número de cargas de tráfego.

O fenômeno da fadiga se caracteriza por um processo de modificações progressivas e permanentes, mediante tensões repetidas, que ocorre nos materiais, logo, é associado aos carregamentos cíclicos, tipicamente presentes na área rodoviária (OLIVEIRA, 2000; BONFANTE e COELHO, 2016). Para a *American Society of Testing and Materials* (1979) o fenômeno da fadiga consiste em um problema não-linear que ocorre em diversos materiais, ou

seja, o dano produzido no primeiro ciclo é diferente do dano produzido no segundo ciclo e assim sucessivamente. Balbo (2007) salienta que, no fenômeno de fadiga, os materiais são submetidos a níveis de tensão inferiores àqueles necessários à ruptura, de forma que cada tensão isolada não é suficiente para gerar a ruptura do material. No entanto, as tensões aplicadas de forma cíclica geram o acúmulo de diversas zonas de plastificação, as quais definem planos de fraturas e descontinuidades ao longo do uso do pavimento.

As propriedades de fadiga e os parâmetros do modelo de fadiga são dependentes do tipo de material e do modelo preciso de previsão de fadiga para a estimativa da vida útil do pavimento (JITSANGIAM *et al.*, 2016). Na literatura é possível obter diversos modelos de previsão de fadiga, em que se estuda e se correlaciona a vida de fadiga com a tensão à tração, níveis de tensões e deformação elástica. Tais modelos são utilizados como critério de dano no dimensionamento de pavimentos e, além disso, são utilizados para estimar a vida útil de pavimentos já existentes (FRANCO, 2007).

Modelos de vida de fadiga podem definir como critério de ruptura a deformação de tração (TRICHÊS, 1993; AUSTRROADS, 2014; NASCIMENTO, 2017); a tensão de tração (MIDGLEY & YEO, 2008; PCA, 2007); e, ainda, a relação de tensões atuantes e sua resistência à tração (CERATTI, 1991; TRICHÊS, 1993; AASHTO, 2014). Back (2022) reforça que o comportamento estrutural das camadas cimentadas é passível de influência de diversos parâmetros, tais como frequências e tensões de aplicação utilizadas, temperatura de ensaio e idade de cura das amostras, dosagem do material, tipo de tratamento estatístico do modelo, que tendem a dificultar o desenvolvimento de um modelo de fadiga que estime de forma adequada e confiável o comportamento de campo dos materiais cimentados.

A definição dos modelos de vida de fadiga e sua utilização, em conjunto com outras análises mecânicas, são indispensáveis para o dimensionamento racional do pavimento. Na literatura nacional são escassos os estudos de avaliação mecânico-empírico de materiais cimentados a partir da curva de fadiga do material. Back (2022) realizou tal análise, porém utilizando-se como materiais Britas Tratadas Graduadas com Cimento (BGTC), representativas da Região Sul do Brasil.

Para contribuir com projetos de pavimentos de misturas cimentadas de solos da Região Metropolitana de Fortaleza (RMF), esta pesquisa tem por objetivo propor modelos de desempenho à fadiga de misturas solo-cimento em camadas de base rodoviárias, visando sua análise no novo método de dimensionamento nacional (MeDiNa). Tais modelos de fadiga podem orientar novos projetos que optem por utilizar solo-cimento como camada de pavimentos, permitindo uma análise de pavimentos por rotinas mais mecânico-empíricas.

7.2 Materiais e métodos

Neste estudo foram utilizados quatro solos coletados na Região Metropolitana de Fortaleza (RMF) para proceder à estabilização química com cimento. A

Figura 57 ilustra a localização dos solos coletados. As amostras foram identificadas conforme o município de localização, Caucaia (CAU), Maranguape (MAR), Pacatuba (PAC) e Pacajus (PAJ). Já o cimento *Portland* utilizado foi o CP III do tipo comercial, que consiste em um cimento de alto-forno que contém maior quantidade de escória, conferindo propriedades como menor liberação de calor ao reagir com a água e alta resistência a ambientes mais agressivos.

Figura 57 – Localização das amostras



Fonte: Autora (2024)

Os resultados de caracterização física dos solos selecionados foram previamente apresentados e discutidos no artigo correspondente ao Capítulo 5 desta tese de doutorado. A Tabela 36 retrata um resumo da caracterização física desses materiais e de sua classificação pela *American Association of State Highways and Transportation Officials* (AASHTO).

As curvas granulométricas dos solos investigados estão dispostas na Figura 58. Observa-se que os solos apresentaram % passante na #200 variando entre 23% a 32%, com índices de plasticidade entre 0% (não plástico) a 9%. A classificação AASHTO de todos os

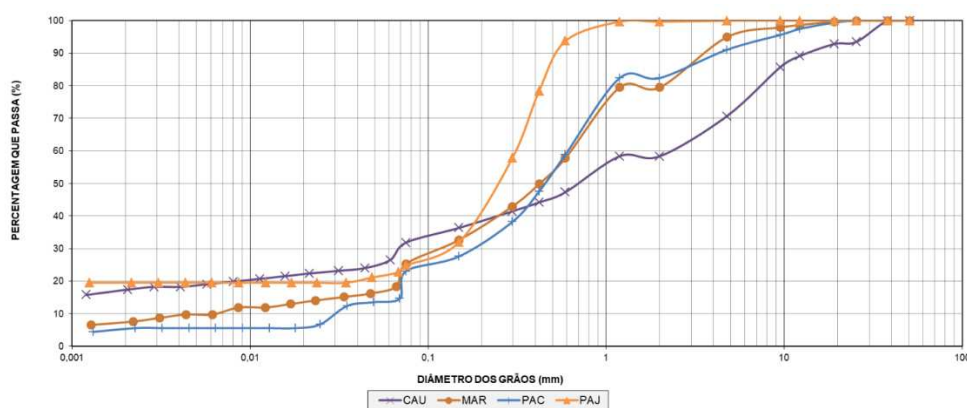
materiais foi correspondente a solos A-2-4, constituindo-se de solos arenosos com presença de siltes e argilas.

Tabela 36 – Caracterização física dos solos coletados

Amostras	Coordenadas		Granulometria Passante (%)			Caracterização Física				Compactação		ISC (%)	Classificação AASHTO
	Latitude	Longitude	#10	#40	#200	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Dens. real	hot (%)	γ_d (max) (g/cm ³)		
CAU	3° 39' 46,91"	38° 50' 32,69"	58	44	32	33	24	9	2,64	12,0	1,89	34	A-2-4
MAR	3° 54' 57,59"	38° 41' 10,23"	79	50	25	23	19	4	2,66	9,5	1,99	14	A-2-4
PAC	3° 55' 24,01"	38° 36' 46,54"	82	48	23	NL	NP	0	2,32	10,5	1,99	11	A-2-4
PAJ	4° 08' 26,34"	38° 20' 10,05"	100	78	25	18	14	4	2,42	9,5	2,30	23	A-2-4

Fonte: Autora (2024)

Figura 58 – Curvas granulométricas dos solos coletados



Fonte: Autora (2024)

De modo a avaliar o efeito da adição de cimento nas propriedades mecânicas dos solos, idealizaram-se misturas dos solos com adição de cimento em duas proporções (3% e 6%), conforme informações apresentadas na Tabela 37. Todas as misturas foram submetidas aos ensaios Proctor e aos ensaios mecânicos de Resistência à Tração por Compressão Diametral (RTCD), conforme DNIT (2018d), bem como ao ensaio de fadiga na energia de compactação intermediária para tempos de cura de 7 e 28 dias.

Tabela 37 – Misturas idealizadas para realização do programa experimental

MISTURAS	Solo (%)	Cimento (%)	IDENTIFICAÇÃO
CAU + 3% CIMENTO	97	3	CAU (3%)
CAU + 6% CIMENTO	94	6	CAU (6%)
MAR + 3% CIMENTO	97	3	MAR (3%)
MAR + 6% CIMENTO	94	6	MAR (6%)
PAC + 3% CIMENTO	97	3	PAC (3%)
PAC+ 6% CIMENTO	94	6	PAC (6%)
PAJ + 3% CIMENTO	97	3	PAJ (3%)
PAJ + 6% CIMENTO	94	6	PAJ (6%)

Fonte: Autora (2024)

O ensaio de resistência à tração do material cimentado foi realizado por meio da aplicação em um cilindro de duas forças concentradas e diametralmente opostas de compressão, proporcionando ocorrência de tensões de tração perpendiculares ao diâmetro solicitado. Os corpos de prova apresentaram diâmetro de 100 mm e espessura de $60 \pm 1,5$ mm. O procedimento consistiu na aplicação de uma carga estática vertical, sob velocidade de deformação de 1 mm/s, distribuída ao longo de duas geratrizes opostas, visando obtenção das tensões de tração através do diâmetro horizontal perpendicular à carga. Foram realizados para cada amostra 3 ensaios de RTCD, utilizando-se a média dos valores obtidos, totalizando 48 CPs.

O ensaio para avaliação da fadiga foi o Ensaio de Fadiga à Tração por Compressão Diametral (Tração Indireta), em consonância com a norma DNIT (2021), utilizando-se amostras de diâmetro de 100 mm e espessura de $60 \pm 1,5$ mm. Essa norma apresenta como critério de parada de ensaio a ruptura total das amostras, em uma frequência de aplicação de carga de 1 Hz, com realização de três corpos de prova para quatro níveis de tensão escolhidos entre 50% e 90% do valor da resultante da resistência à tração por compressão diametral da amostra.

Midgley & Yeo (2008) sugeriram a utilização de apenas 3 amostras por curva de fadiga, com níveis de tensão na ordem de 80% da RTCD do material cimentado, temperatura de ensaio entre $23 \pm 2^\circ\text{C}$, frequência de 2 Hz e como critério de parada a ocorrência da ruptura da amostra ou redução de 50% do módulo inicial. Back (2022) utilizou em seus estudos três níveis de tensão de aplicação de carga, com frequência de 1 Hz, sendo três amostras para cada

tensão de aplicação, totalizando o somatório de no mínimo 9 amostras para cada uma das configurações estudadas.

Visando a redução do período de ensaio, de modo a tornar-se viável a realização desses estudos, nesta pesquisa adotou-se uma frequência de 2 Hz, sendo realizados três corpos de prova para três níveis de tensão de aplicação de carga, 65%, 75% e 85%, do valor da resultante da RTCD de cada amostra, para cada teor de cimento e tempo de cura. Tais níveis foram escolhidos em conformidade ao sugerido por DNIT (2021). Desse modo foram moldados ao todo 144 CPs para realização do ensaio de fadiga por compressão diametral. Diante da limitação do equipamento de controle do decréscimo do módulo de resiliência inicial, adotou-se como critério de parada a ruptura do corpo-de-prova.

O equipamento utilizado para a realização dos ensaios de fadiga possui sistema pneumático de ar comprimido responsável pela aplicação das cargas. Tal equipamento foi a prensa triaxial de cargas repetidas, sendo adaptada para realização dos ensaios sem tensão de confinamento. A norma DNIT (2021) sugere que vida de fadiga seja expressa em relação às tensões aplicadas comparadas à resistência à tração estática. A Equação 20 apresenta tal formulação.

$$N_{fad} = 10^{k_1 + k_2 * \%RT} \quad (20)$$

Em que:

N_{fad} = Vida de Fadiga correspondente ao número de repetições de carga para ruptura da amostra;

k_1 e k_2 = Parâmetros experimentais;

$\% RT$ = Razão entre tensão de tração aplicada e a resistência à tração à ruptura do material.

Foi realizada uma análise mecanística-empírica de pavimentos teóricos compostos por materiais cimentados em camada de base e sub-base, utilizando-se a versão 1.1.9.0 do *software* MeDiNa. A elaboração de projetos de pavimentos com a plataforma MeDiNa está regulamentada pela Instrução de Serviço IS-247 (DNIT, 2021b).

Para utilização de misturas cimentadas em camadas estruturais no MeDiNa devem ser inseridas informações de características básicas de teor de cimento (%) do material, sua resistência à tração (MPa), massa específica (g/cm³) e umidade ótima (%). Ademais, o

programa solicita informações de rigidez, demandado resultados do módulo de resiliência da camada cimentada (MPa), conforme DNIT (2018c).

O programa MeDiNa utiliza o modelo sigmoidal para avaliação do comportamento resiliente de misturas cimentadas, considerando que tais materiais possuem propriedades elásticas que variam ao longo da vida de serviço. O programa considera dois limites: o limite superior representa a camada nova, sem qualquer dano de fadiga (MR_{max}); e o limite inferior representa a situação em que a camada atingiu sua vida de fadiga e está totalmente trincada, com comportamento próximo a de uma camada granular (MR_{min}) (BRASIL, 2020). A representação utilizada no programa é por meio da função sigmoidal, representada na Equação 21. O parâmetro Di corresponde ao dano por fadiga.

$$MR = MR_{min} + \frac{MR_{max} - MR_{min}}{1 + e^{-4 + 14 * Di}} \quad (21)$$

Adotou-se, assim, neste estudo o módulo correspondente ao limite superior como o módulo de resiliência médio obtido a partir dos ensaios de módulo de resiliência realizados em misturas cimentadas. Já para o módulo final, correspondente ao limite inferior, o módulo de resiliência médio obtido a partir dos ensaios de módulo de resiliência realizados nas amostras granulares, sem cimentação. O dano por fadiga considerado no programa MeDiNa é em conformidade ao modelo expresso pela Equação 20, em função da relação (%RF) entre a tensão de tração da camada cimentada e a resistência à RTCD do material aos 28 dias (BRASIL, 2020).

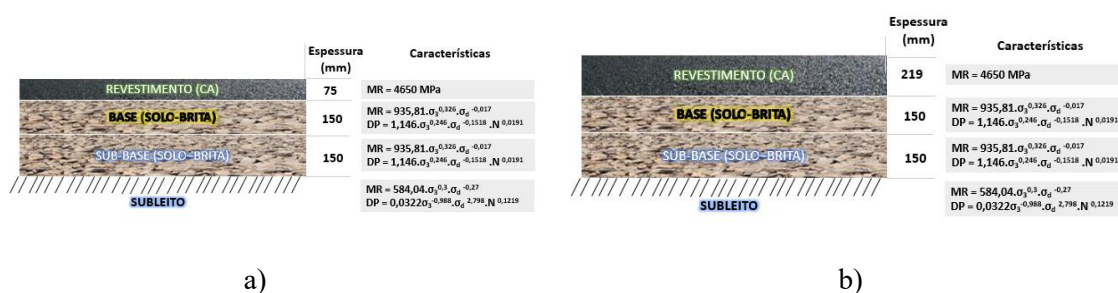
Para análise mecanística-empírica, foram inseridos no programa as 8 misturas cimentadas, correspondendo as amostras estabilizadas com 3% e 6% de cimento e para 28 dias de cura. Além disso, foi utilizada uma mistura de referência, utilizando-se de material granular como camada de base. Back (2022) afirma que a aplicação prática dos materiais cimentados em estruturas de pavimento é para alto volume de tráfego, uma vez que o alto valor na aquisição do cimento inviabilizaria, em geral, tais misturas para baixo volume de tráfego. Assim, as análises foram realizadas para os níveis de tráfego de 5×10^6 e 10^8 , considerado como moderado volume de tráfego e alto volume de tráfego, respectivamente, conforme Ceratti *et al.* (2015).

As estruturas dos pavimentos propostas para dimensionamento no *software* MeDiNa são compostas por uma camada de revestimento de Concreto Asfáltico de módulo de resiliência de 4650 MPa, utilizada como camada de rolamento na reabilitação de um trecho da BR-020, localizado na RMF. A caracterização completa da mistura asfáltica está disposta em

DNIT (2024). Como subleito se adotou o solo adotado como subleito do projeto de reabilitação do trecho da BR-020, localizado na RMF, conforme DNIT (2024).

Adotou-se como estrutura de referência a utilização de base e sub-base de uma mistura solo-brita, investigada por Cabral (2021), típica da microrregião de Mossoró/RN, localizado no nordeste brasileiro, similar aquelas ocorrentes na RMF. As estruturas de referência foram dimensionadas no *software* MeDiNa, sendo ilustradas na Figura 59.

Figura 59 – Configuração da estrutura de referência: (a) Tráfego 5×10^6 ; (b) Tráfego 10^8



Fonte: Autora (2024)

Na literatura nacional ainda são escassos os estudos de avaliação mecanicista de materiais estabilizados com cimento, com informações referentes a curva de fadiga do material. Assim, utilizando o *software* MeDiNa, verificou-se o efeito do emprego dos materiais cimentados avaliados neste trabalho em substituição às camadas de base e sub-base dos pavimentos de referência, avaliando os seus efeitos na vida de fadiga do pavimento ao longo do período de projeto de 10 anos, considerado neste estudo.

7.3 Análise e discussão dos resultados

Os resultados obtidos a partir do programa experimental idealizado serão subdivididos neste tópico em: ensaios de caracterização mecânica das misturas cimentadas; ensaios de fadiga por compressão diametral e análise mecanicista no *software* MeDiNa.

7.3.1. Ensaios de caracterização mecânica das misturas idealizadas

Na Tabela 38 estão dispostos os resultados resumidos do ensaio de Proctor, com os valores de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima e de Resistência à Compressão Simples (RCS) das misturas idealizadas. Tais ensaios foram apresentados e discutidos previamente no Capítulo 6 desta tese, devendo-se para maiores detalhes consultá-lo. Os resultados do ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral (RTCD) médio das misturas em função de seu teor de cimento e idade de cura também estão dispostos na Tabela 38. A média da RTCD foi obtida mediante confecção de 3 corpos de prova para cada simulação.

Tabela 38 – Resultados dos ensaios de Proctor, RCS e RTCD para as misturas cimentadas.

Amostras	Tempo de Cura (dias)	Proctor		RCS (MPa)	RTCD (MPa)	RTCD/RCS
		h_{ot} (%)	y_{dmax} (g/cm ³)			
CAU (3%)	7	12,5	2,00	0,91	0,33	36,26
	28			1,81	0,42	23,20
CAU (6%)	7	12,0	1,94	2,38	0,35	14,71
	28			2,96	0,47	15,88
MAR (3%)	7	8,9	2,04	1,50	0,05	3,33
	28			1,76	0,18	10,23
MAR (6%)	7	9,7	2,04	2,24	0,25	11,16
	28			2,95	0,38	12,88
PAC (3%)	7	10,7	2,02	1,35	0,08	5,93
	28			1,68	0,18	10,71
PAC (6%)	7	9,3	2,04	2,04	0,12	5,88
	28			2,20	0,23	10,45
PAJ (3%)	7	8,0	2,09	1,46	0,11	7,53
	28			1,88	0,26	13,83
PAJ (6%)	7	7,5	2,09	2,86	0,36	12,59
	28			3,16	0,40	12,66

Fonte: Autora (2024)

A RCS se constitui no critério de classificação mundial para se avaliar a resistência de misturas cimentadas, principalmente por sua familiaridade com a indústria da construção e por ser um parâmetro prático e de baixo custo de obtenção. Conforme AASHTO (2014), a maior parte das agências rodoviárias estaduais utilizam o ensaio de RCS para confecção de projetos de misturas cimentadas. Por isso, na Tabela 38 está apresentado também a relação entre a

RTCD e a RCS. A relação variou de 3,33% e 36,23%, tendo, no entanto, 63,5% das amostras apresentado uma relação RTCD/RCS variando de 10% e 20%. Rodrigues (2018), ao estudar as propriedades de misturas cimentadas na pavimentação, obteve a relação entre os ensaios de 14% da RCS, 19% da RCS e 21% da RCS para os teores de cimento de 4%, 5% e 6%. Back (2022) em seus estudos com BGTC identificou uma relação RTCD/RCS, com teores com teores de 3,5% e 5,5%, de em média 16% (para misturas com 3,5% de cimento) e 12,5% (para misturas com 5,5% de cimento).

Observa-se que os valores de resistência à tração variaram entre 0,05 MPa (MAR (3%) com 7 dias) a 0,47 MPa (CAU (6%) com 28 dias). Analisando os valores de RTCD, observa-se que todas as misturas exibiram tendência esperada de comportamento, obtendo-se ganho de resistência com o tempo de cura e com incremento no teor de cimento. Comportamentos semelhantes foram obtidos por Moura (1987), Fazzani (1993); Parente (2002), White & Gnanendran (2005), Yeo *et al.* (2011) e Lv *et al.* (2019), Back (2022).

A adição de 6% de cimento elevou os resultados de todas as misturas investigadas comparativamente às misturas com 3% do estabilizante. Para o tempo de cura de 7 dias, houve um incremento percentual de resistência entre 6,06% (CAU) a 400% (MAR) ao acrescentar 6% de cimento em relação às misturas com 3%. Já para o tempo de cura de 28 dias, houve um aumento percentual de resistência entre 11,90% (CAU) a 111,11% (MAR) com o acréscimo do teor de cimento para 6%. A Tabela 39 apresenta as taxas de crescimento do RTCD variando com o teor de cimento e idade de cura.

No que se refere ao tempo de cura, ele foi responsável pelo incremento de resistência à tração por compressão diametral em até cerca de 260% (MAR (3%)), conforme Tabela 39. Sabe-se que os agentes cimentantes de natureza pozolânica, têm no tempo de cura uma das variáveis mais significativas para a variação do comportamento mecânico, uma vez que o tempo de cura afeta diretamente o grau de cimentação da mistura. O efeito da idade de cura no ganho de resistência mecânica para materiais com cimento é uma relação documentada repetidamente na literatura de misturas cimentadas. Essa tendência ocorre independentemente da distribuição do tamanho das partículas, ou do tipo de material cimentado (TAHA *et al.*, 2002; TOLBERT, 2014; BACK, 2022).

Tabela 39 – Variação da RTCD com o teor de cimento e idade de cura

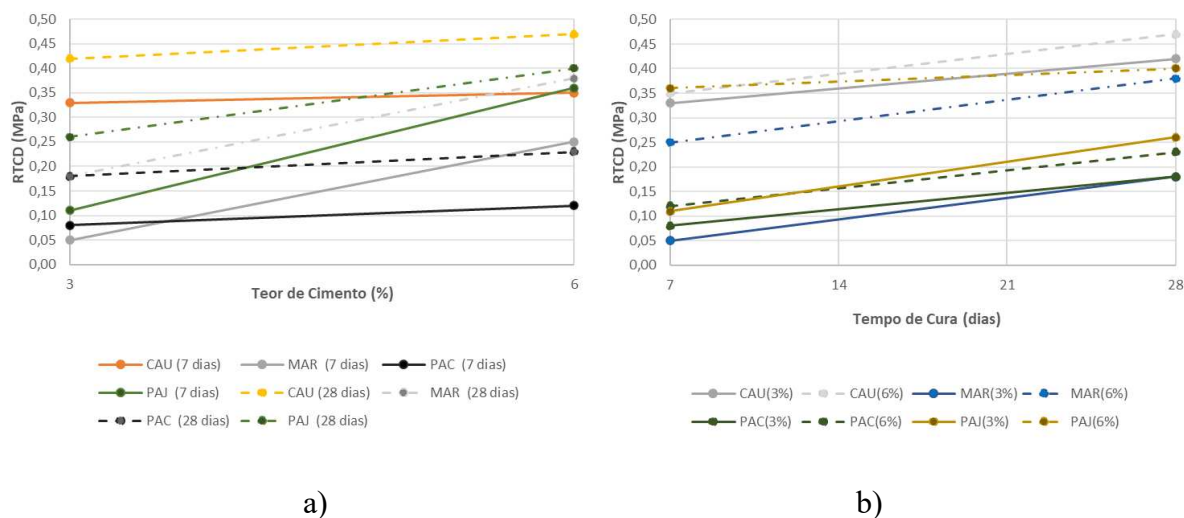
Amostra	Teor de Cimento (%)	RTCD (MPa)	RTCD (MPa)	Variação da RTCD com o tempo de cura
		7 dias	28 dias	
CAU	3	0,33	0,42	27,27%
	6	0,35	0,47	34,29%
Variação da RTCD com o % de cimento		6,06%	11,90%	
MAR	3	0,05	0,18	260,00%
	6	0,25	0,38	52,00%
Variação da RTCD com o % de cimento		400,00%	111,11%	
PAC	3	0,08	0,18	125,00%
	6	0,12	0,23	91,67%
Variação da RTCD com o % de cimento		50,00%	27,78%	
PAJ	3	0,11	0,26	136,36%
	6	0,36	0,40	11,11%
Variação da RTCD com o % de cimento		227,27%	53,85%	

Fonte: Autora (2024)

Com o teor de cimento de 6% aos 28 dias cura, a tendência de classificação de resistência à tração entre as amostras em ordem decrescente foi CAU, PAJ, MAR, PAC, tendência semelhante à observada para RCS (PAJ, MAR, CAU, PAC), à exceção da amostra CAU (6%), que apresentou a maior resistência observada com RTCD de 0,47 MPa.

A Figura 60 apresenta de forma gráfica o aumento da RTCD em função da idade de cura (a) e do teor de cimento (b).

Figura 60 – RTCD média em função: (a) Idade de Cura e (b) Teor de Cimento.



Fonte: Autora (2024)

7.3.2. Ensaios de fadiga por compressão diametral

Conforme DNIT (2021) a vida de fadiga para materiais estabilizados quimicamente deve ser expressa pela relação entre tensão de tração aplicada e a resistência à tração à ruptura do material (%RT). A vida de fadiga obtida para cada ensaio representa a quantidade de ciclos necessários para ocorrer a ruptura do corpo-de-prova. Neste estudo foram utilizados três níveis de tensão de aplicação de carga, 65%, 75% e 85%, para cada teor de cimento e tempo de cura.

Na Tabela 40 está representado os valores de vida de fadiga obtidas para cada amostra. Foram realizados três corpos de prova para cada nível de tensão de aplicação de carga, observando-se uma significativa dispersão dos valores de vida de fadiga entre eles. Para a amostra CAU (3%) 7 dias, por exemplo, para o nível de tensão de aplicação de carga de 85% observou-se discrepância da vida de fadiga obtida para os três CPs de até aproximadamente 637%.

Tabela 40 – Vida de fadiga das misturas cimentadas

Amostra	Tempo de Cura (dias)	%RT								
		65	65	65	75	75	75	85	85	85
CAU (3%)	7	143.948	357.896	224.789	205.210	148.978	78.958	64.581	8.758	42.578
	28	758.452	1.000.000	698.745	547.896	854.789	658.981	34.587	114.200	87.540
CAU (6%)	7	548.978	687.965	457.898	325.412	102.547	254.365	145.879	140.235	70.475
	28	1.000.000	847.890	1.000.000	785.200	654.896	652.541	358.410	125.478	254.780
MAR (3%)	7	2.94.504	145.874	452.120	57.843	157.984	235.645	73.021	54.781	15.412
	28	452.010	784.500	1.000.000	326.540	55.200	452.140	55.520	145.201	87.510
MAR (6%)	7	1.000.000	1.000.000	1.000.000	1.000.000	654.444	457.852	294.504	547.820	654.214
	28	1.000.000	1.000.000	1.000.000	1.000.000	845.620	645.874	525.415	214.510	658.740
PAC (3%)	7	354.124	184.780	336.980	215.480	389.740	257.410	102.365	45.210	23.620
	28	1.000.000	1.000.000	1.000.000	1.000.000	1.000.000	1.000.000	348.745	457.100	154.100
PAC (6%)	7	784.520	325.410	225.642	487.420	325.410	214.510	64.874	125.410	64.580
	28	1.000.000	1.000.000	1.000.000	1.000.000	1.000.000	1.000.000	545.210	458.740	125.620
PAJ (3%)	7	198.745	145.874	245.874	30.214	70.457	10.245	14.520	25.410	45.784
	28	325.120	242.102	545.220	214.520	78.950	152.300	45.210	112.302	226.202
PAJ (6%)	7	1.000.000	854.745	1.000.000	547.854	458.745	254.150	98.547	124.560	112.450
	28	1.000.000	1.000.000	1.000.000	1.000.000	1.000.000	1.000.000	548.742	478.520	325.620

Fonte: Autora (2024)

Mandal *et al.* (2017) afirmam que o fenômeno de fadiga para misturas cimentadas exibe dificuldades particulares que resultam da grande dispersão de resultados que são observados para uma mesma condição de carregamento com a utilização de corpos de prova idênticos. Back (2022) identificou, para mesma condição de carregamento, corpos-de-prova de misturas de BGTC com 5,5% de cimento apresentando número de ciclos para falha por fadiga variando de 42.600 a 225.316 ciclos, concluindo, assim, a significativa heterogeneidade dos dados e de comportamento dos materiais cimentados mediante performance à fadiga a partir do ensaio de fadiga à tração por compressão diametral (tração indireta), em consonância com a norma DNIT (2021).

O ensaio de vida de fadiga por tração indireta é muito utilizado para caracterização do comportamento à fadiga de materiais asfálticos. Gnanendran & Piratheepan (2009), ao estudar a adequação desse tipo ensaio de fadiga para determinar as propriedades de rigidez de um material de base granular levemente estabilizado com cimento, obtiveram dificuldade em

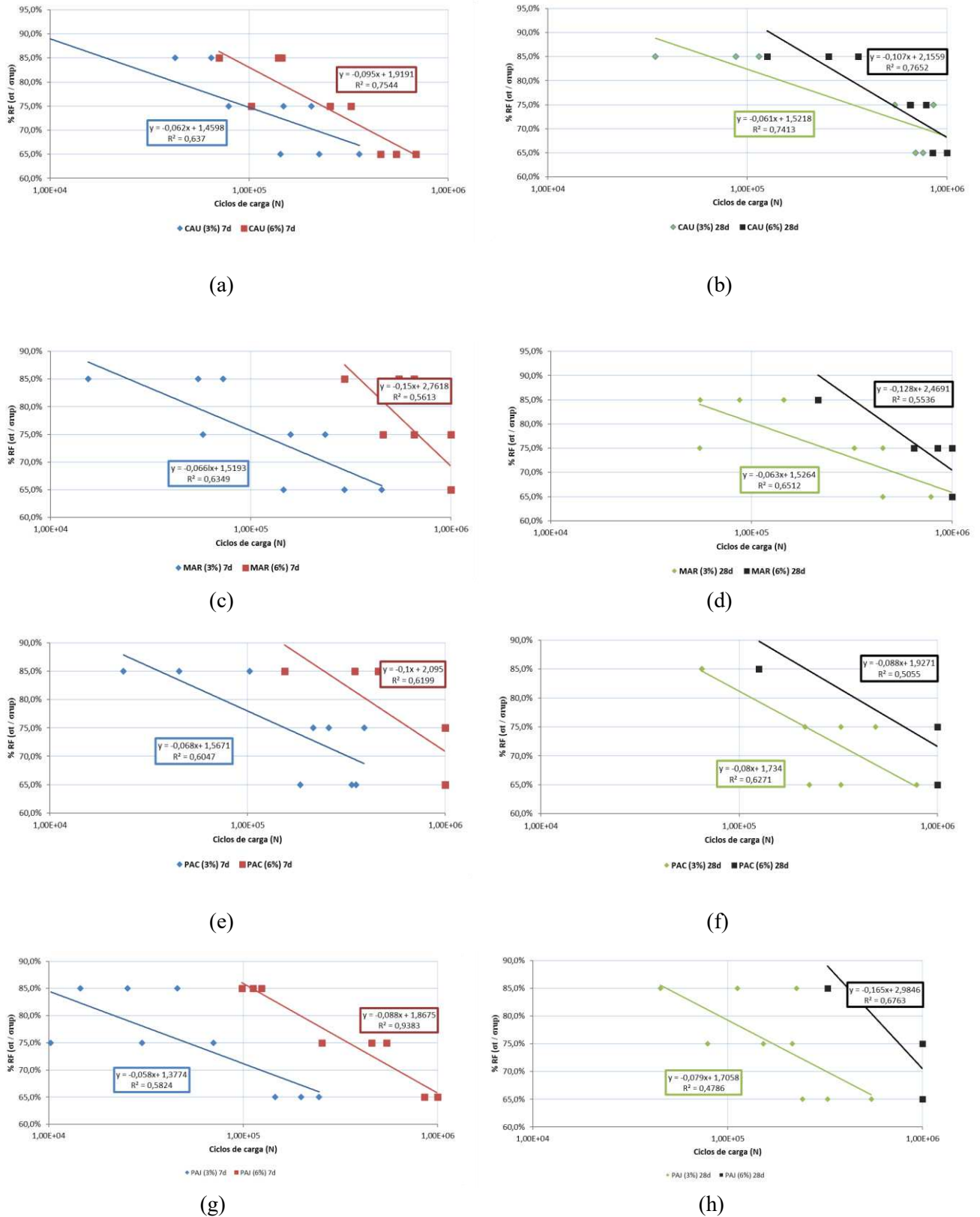
obtenção de resultados coerentes necessários para o projeto de uma estrutura de pavimento, isso justifica, segundo os autores, a pouca utilização dessa metodologia de ensaio para avaliação do desempenho de materiais estabilizados com cimento.

Na Figura 61 está representado os valores de vida de fadiga obtidas para as amostras em estudo em curvas de formato semilogarítmico, que correlacionam o percentual de relação entre tensões e o número de ciclos para ruptura das amostras para os tempos de cura de 7 e 28 dias. Os resultados de vida de fadiga para as misturas idealizadas sofreram influência em relação ao teor de cimento e ao tempo de cura. A adição de 6% de cimento aumentou o desempenho em termos de fadiga de todas as misturas, comparativamente àquelas com 3% do estabilizante. Do mesmo modo, observou-se que as amostras ensaiadas para idades de cura de 28 dias apresentaram vida de fadiga mais elevadas comparativamente às amostras com 7 dias de cura.

Bofinger (1965) e Jitsangiam *et al.* (2016) constataram em seus estudos com o mesmo nível de tensão aplicada, misturas com maiores teores de cimento exibiram melhores desempenho à fadiga se comparado com amostras com menores teores de cimento. Trichês (1993) também constatou tal fato, entretanto, o autor relata que o aumento da resistência à fadiga é mais significativo quando se trabalha com baixos níveis de consumo de cimento. Back (2022) relata que comportamento de maiores degradações exibido pelas misturas com menores teores de cimento, está associado a pequena quantidade de pasta de cimento, incapaz de causar o envolvimento completo de grande parte do material, de forma que somado à estrutura com mais vazios, exibem acelerada propagação de fissuras.

No que se refere à idade de cura, Sountharajah *et al.* (2018) e Lv *et al.* (2019), a partir dos resultados dos ensaios de resistência em materiais cimentados sob diferentes períodos de cura também constatou que o aumento do período de cura promoveu melhora substancial no desempenho à fadiga sob o mesmo nível de tensão aplicada. Monteiro *et al.* (2023) também constaram que após 28 dias de cura, o solo analisado apresentou maior vida de fadiga quando comparado à cura úmida por 7 dias. A incremento da vida de fadiga pelo aumento da idade de cura pode estar ligada ao mecanismo de hidratação cimentícia. Segundo Prusinski e Bhattacharja (1999) tal mecanismo permite que a ligação entre os grãos de solo e de cimento formem uma rede que serve como uma “cola” que fornece estrutura e resistência.

Figura 61 – Vida de fadiga em função da relação entre tensões: (a) CAU 7 dias; (b) CAU 28 dias; (c) MAR 7 dias; (d) MAR 28 dias; (e) PAC 7 dias; (f) PAC 28 dias; (g) PAJ 7 dias e (h) PAJ 28 dias



Fonte: Autora (2024)

Para o cálculo da vida de fadiga nas misturas solo-cimento, foi adotada a Equação 22 proposta por Ceratti (1991). As variáveis K_1 e K_2 foram obtidas para todas as amostras investigadas. Os parâmetros obtidos para todas as misturas investigadas estão dispostos na Tabela 41.

$$\%RT = K_1 + K_2 \times \log N_f \quad (22)$$

Em que:

$\%RT$ = relação entre a tensão atuante e a tensão de ruptura na flexão;

K_1 e K_2 = coeficientes do modelo;

N_f = número de vida de fadiga.

Tabela 41 – Parâmetros do modelo de vida de fadiga das misturas cimentadas

AMOSTRA	Tempo de Cura (dias)	%RF = $K_1 + K_2 \log N_f$		
		K_1	K_2	R^2
CAU (3%)	7	1,46	-0,06	0,64
	28	1,52	-0,06	0,74
CAU (6%)	7	1,92	-0,09	0,75
	28	2,16	-0,11	0,77
MAR (3%)	7	1,52	-0,07	0,64
	28	1,53	-0,06	0,65
MAR (6%)	7	2,76	-0,15	0,56
	28	2,47	-0,13	0,55
PAC (3%)	7	1,57	-0,07	0,61
	28	1,73	-0,08	0,63
PAC (6%)	7	2,10	-0,10	0,62
	28	1,93	-0,09	0,51
PAJ (3%)	7	1,38	-0,06	0,58
	28	1,71	-0,08	0,58
PAJ (6%)	7	1,87	-0,09	0,94
	28	2,98	-0,17	0,68

Fonte: Autora (2024)

Analisando-se os modelos de vida de fadiga para as amostras em estudo, obtiveram-se valores de coeficientes de correlação variando entre 0,51 a 0,94. Os resultados estão em consonância com valores encontrados na literatura. Back (2022) ao estudar misturas de BGTC com 3,5% e 5,5% de cimento observou coeficientes de correlação entre 0,74 a 0,85. Já Spetch (2000) em seu modelo de vida de fadiga de mistura de solo com 7% de cimento, em função da tensão de tração, constatou R^2 de 0,71. Já Concha (1986) ao estudar a vida de fadiga de duas misturas cimentadas com 8% de cimento obteve modelos de vida de fadiga em função da relação entre a tensão atuante e a tensão de ruptura com R^2 variando entre 0,30 a 0,40. Os baixos coeficientes de correlação e os grandes desvios padrão também foram constatados por Pretorius (1970) e Irwin (1973). Segundo Irwin (1973) o comportamento à fadiga no laboratório é um fenômeno de propagação de fissuras, de modo que o comportamento de material mais granular pode ser mais errático que o de material mais fino.

7.3.3. Análise mecanicista no software MeDiNa

Com o uso do *software* MeDiNa foi desenvolvido uma análise mecanicista por meio da comparação, para dois volumes de tráfego, de um pavimento de referência, de base e sub-bases granulares, com pavimentos semirrígidos e semirrígidos invertidos, a partir da substituição das camadas de base e sub-base pelas misturas cimentadas com cura de 28 dias.

A curva de fadiga no *software* MeDiNa está representada pela equação $\log Nf = K_1 + K_2x \%RF$. A Tabela 42 apresenta os coeficientes de regressão obtidos da curva de fadiga para as misturas investigadas conforme equação do modelo adotado no *software* MeDiNa.

Tabela 42 – Parâmetros do modelo de vida de fadiga para inserção no MeDiNa (continua)

Amostras	Tempo de Cura (dias)	$\log Nf = K_1 + K_2x \%RF$		
		K_1	K_2	R^2
CAU (3%)	7	7,38	-3,05	0,62
	28	7,63	-2,59	0,68
CAU (6%)	7	8,14	-3,68	0,85
	28	7,48	-2,28	0,85
MAR (3%)	7	7,69	-3,41	0,59
	28	8,70	-4,34	0,74

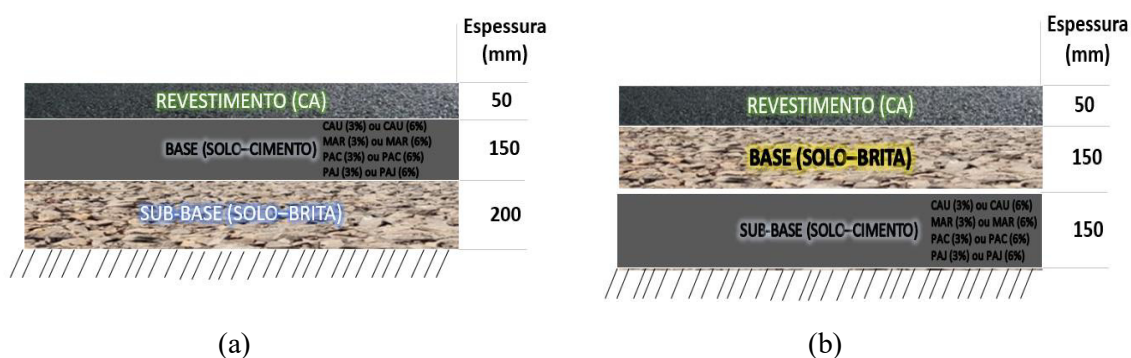
Tabela 42 – Parâmetros do modelo de vida de fadiga para inserção no MeDiNa (continuação)

Amostras	Tempo de Cura (dias)	$\log Nf = K_1 + K_2 x \%RF$		
		K ₁	K ₂	R ²
MAR (6%)	7	6,98	-1,51	0,63
	28	6,96	-1,45	0,66
PAC (3%)	7	6,81	-2,02	0,48
	28	7,26	-2,44	0,41
PAC (6%)	7	7,11	-1,65	0,62
	28	7,01	-1,5	0,59
PAJ (3%)	7	9,42	-6,35	0,86
	28	7,47	-2,94	0,55
PAJ (6%)	7	8,55	-3,95	0,94
	28	6,88	-1,31	0,64

Fonte: Autora (2024)

Avaliou-se a utilização das misturas cimentadas investigadas neste trabalho, para o tempo de cura de 28 dias, como substituição à camada de base granular e de sub-base granular nas estruturas de referência para tráfego 5×10^6 . A partir dessa substituição, obteve-se as estruturas dispostas na Figura 62.

Figura 62 – Configuração da estrutura semirrígida (a) e semirrígida invertida (b) para tráfego 5×10^6

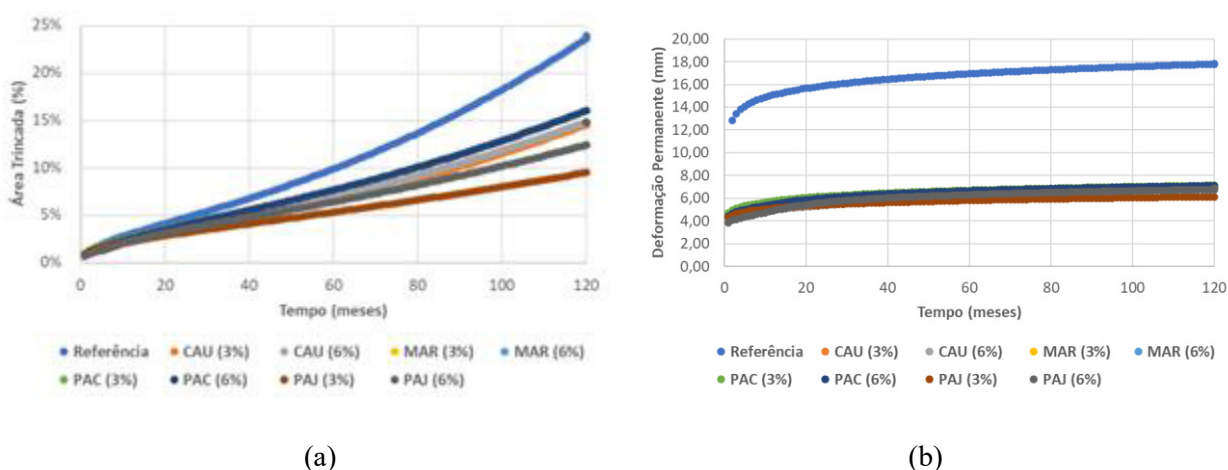


Fonte: Autora (2024)

A estrutura de referência, para o tráfego de $N = 5 \times 10^6$, apresentou um Revestimento (R) de 75 mm. Comparativamente à estrutura de referência, observou-se que a utilização das misturas solo-cimento investigadas neste estudo em camada de base e na sub-base reduziu 33,33% a espessura do revestimento ($R = 50$ mm), passando a apresentar para todas as misturas investigadas a espessura mínima de revestimento admitida pelo *software* MeDiNa. A Figura

63a ilustra a evolução do trincamento por fadiga e a Figura 63b dos afundamentos plásticos ao longo da vida útil da estrutura de referência e das estruturas com as misturas estabilizadas em camada de base. Na comparação todas as estruturas estão com a mesma espessura de revestimento (50 mm) e de camada de base (150 mm).

Figura 63 – Tráfego $N=5.10^6$: evolução da área trincada (a) e dos afundamentos plásticos (b) das estruturas com as misturas estabilizadas em camada de base.



Fonte: Autora (2024)

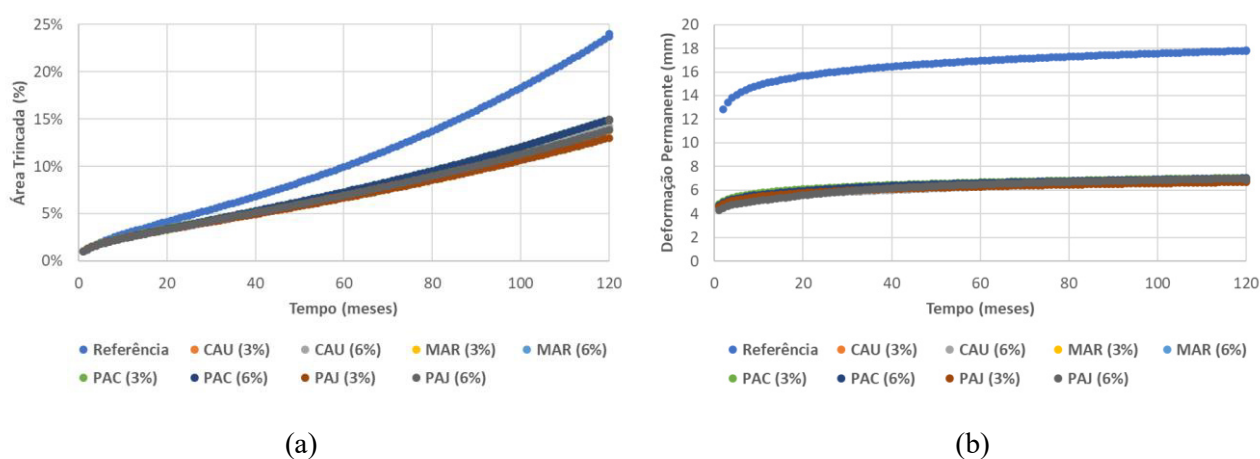
Pela Figura 63a observa-se que as misturas cimentadas apresentam previsão de trincamento por fadiga do pavimento ao final do período de projeto entre 10 a 16%. Este número representa uma melhora quando comparado ao percentual obtido com a estrutura de referência (24%). A maior rigidez de misturas cimentadas, quando confrontadas com a estrutura de referência de material granular, tendem a reduzir as deformações principais de tração no revestimento asfáltico, justificando a melhoria nesse parâmetro. Salienta-se que o programa MeDiNa não quantifica trincamentos obtidos da reflexão da camada de base cimentada.

Pelo gráfico da Figura 63b, percebe-se que as estruturas com incorporação dos materiais cimentados na camada de base apresentam afundamentos plásticos ao final do período de projeto menores do que a estrutura de referência. Com a estrutura de referência o afundamento plástico ao fim do período de projeto seria de 18 mm, enquanto que as estruturas com materiais cimentados apresentam afundamentos finais entre 5 a 6 mm. As maiores rigidezes das misturas cimentadas, comprovadas a partir dos resultados obtidos do ensaio de MR, justificam tal tendência. Devido ao valor de afundamento plástico superior ao limite

estabelecido pelo MeDiNa (13 mm), a estrutura de referência teve que ser otimizada, apresentando 75 mm de revestimento.

A Figura 64a ilustra a evolução do trincamento por fadiga e a Figura 64b dos afundamentos plásticos ao longo da vida útil da estrutura de referência e das estruturas com as misturas estabilizadas em camada de sub-base. Observa-se comportamento semelhante ao obtido a partir da utilização de misturas cimentadas em camada de base. A previsão de trincamento por fadiga do pavimento ao final do período de projeto a partir da utilização de misturas cimentadas em camada de sub-base está entre 13 a 15%. Com relação aos afundamentos plásticos com a estrutura de referência ao fim do período de projeto seria de 18 mm, enquanto que as estruturas com materiais cimentados apresentam afundamentos finais entre 4 a 6 mm.

Figura 64 – Tráfego $N=5.10^6$: evolução da área trincada (a) e dos afundamentos plásticos (b) das estruturas com as misturas estabilizadas em camada de sub-base.



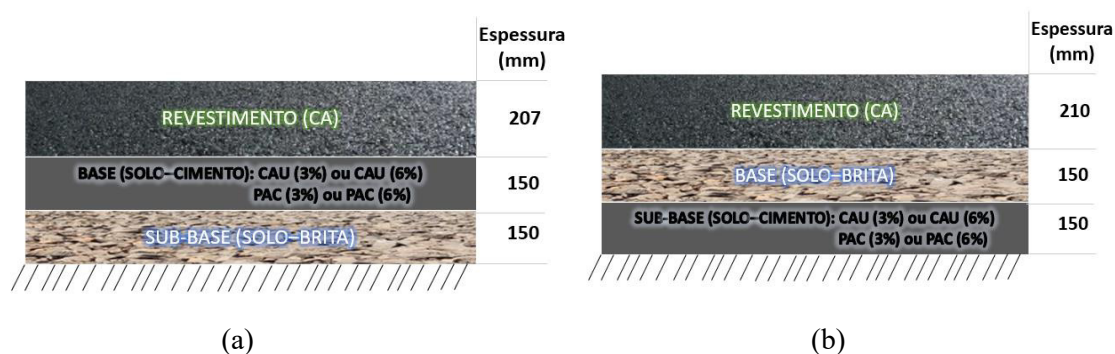
Fonte: Autora (2024)

Observa-se que a evolução do trincamento por fadiga e dos afundamentos plásticos obtidos com a incorporação das diferentes misturas cimentadas em base e sub-base foram praticamente idênticas, demonstrando que a substituição de 3% para 6% de cimento não promove alteração estrutural do pavimento. Comportamento semelhante também foi obtido por Back (2022). A autora ao estudar misturas de BGTC com teores de 3,5% e 5,5% quanto ao fenômeno por fadiga também não observou diferença de comportamento entre elas, para um tráfego $N=10^7$.

A utilização das misturas cimentadas, para o tempo de cura de 28 dias, como substituição à camada de base granular e de sub-base granular nas estruturas de referência foram

investigadas para tráfego 10^8 . A partir dessa substituição, obteve-se as estruturas dispostas na Figura 65.

Figura 65 – Configuração da estrutura de pavimento semirrígido e semirrígido invertido para tráfego 10^8 : a) Amostras CAU e PAC em camada de base; b) Amostras CAU e PAC em camada de sub-base.



Fonte: Autora (2024)

Para tráfego de $N=10^8$, a estrutura de referência apresentou um revestimento de 219 mm. Observou-se que a utilização de misturas cimentadas promoveu uma redução da espessura de revestimento de 5,5% para as amostras CAU (3%), CAU (6%), PAC (3%) e PAC (6%) na camada de base. Isso representa uma redução de 1,2 cm no revestimento.

No pavimento semirrígido invertido observou-se comportamento semelhante. A utilização de misturas cimentadas promoveu uma redução da espessura de revestimento de 4,1% para as amostras CAU (3%), CAU (6%), PAC (3%) e PAC (6%) na camada de sub-base. Isso representa uma redução de 0,9 cm no revestimento. Entende-se que a diferença estrutural observada para o tráfego $N = 10^8$ foi pequena. Em casos práticos, com situações análogas a esta, a utilização dos materiais cimentados em detrimento dos materiais granulares teria sua viabilidade econômica verificada, em paralelo ao desempenho estrutural.

Para as amostras MAR (3%), MAR (6%), PAJ (3%) e PAJ (6%) o programa MeDiNa emite um alerta de dimensionamento, informando ao projetista que o Módulo da camada estabilizada decaiu rapidamente em um período. No *software* MeDiNa, quando o módulo de resiliência decai mais do que 25% do valor em apenas um período, o programa emite uma mensagem de alerta informando que o módulo decaiu de forma rápida, apresentando alto dano por fadiga, promovendo perda de rigidez que confere a esta camada um comportamento análogo a um material granular. Por este formato de análise, que avalia o material estabilizado quimicamente com base nos seus parâmetros de rigidez e danificação, as misturas MAR (3%),

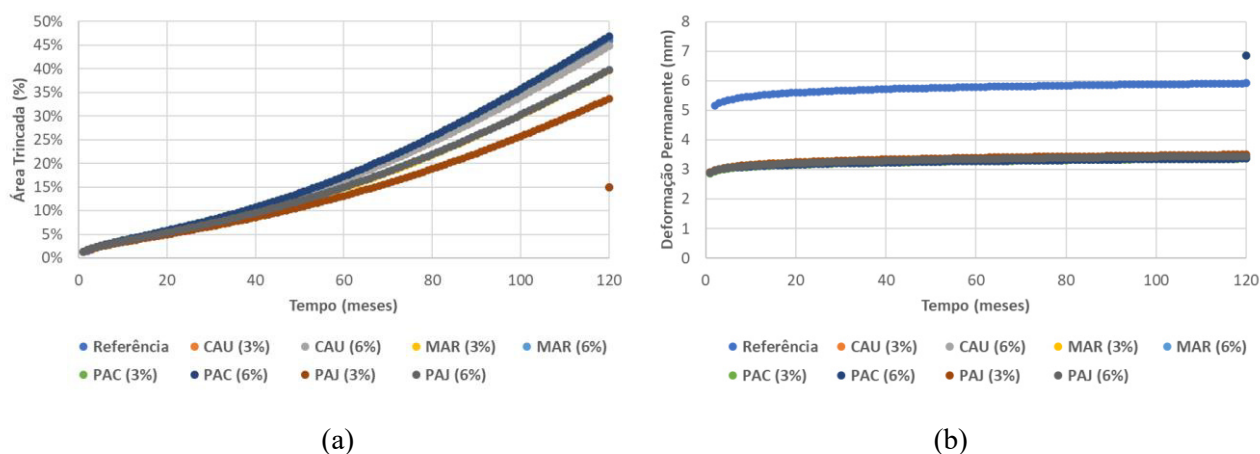
MAR (6%), PAJ (3%) e PAJ (6%) não seriam passíveis de aplicação em campo, em formato de pavimento semirrígido e semirrígido invertido.

A Figura 66a ilustra a evolução do trincamento por fadiga e a Figura 66b dos afundamentos plásticos ao longo da vida útil da estrutura de referência e das estruturas com as misturas estabilizadas em camada de base. Já a Figura 67a e Figura 67b representa, respectivamente, as trincas por fadigas e as deformações acumuladas estrutura de referência e das estruturas com as misturas estabilizadas em camada de sub-base. Para a análise comparativa, avaliou-se o comportamento das estruturas considerando-se um revestimento padrão de 200 mm e camadas de base e sub-base de 15 mm.

Percebe-se que as estruturas com incorporação dos materiais cimentados na camada de base e sub-base apresentam afundamentos plásticos ao final do período de projeto menores do que a estrutura de referência, apresentando afundamentos da ordem de 3 mm. As maiores rigidezes das misturas cimentadas, devido à estabilização química, justificam tal tendência.

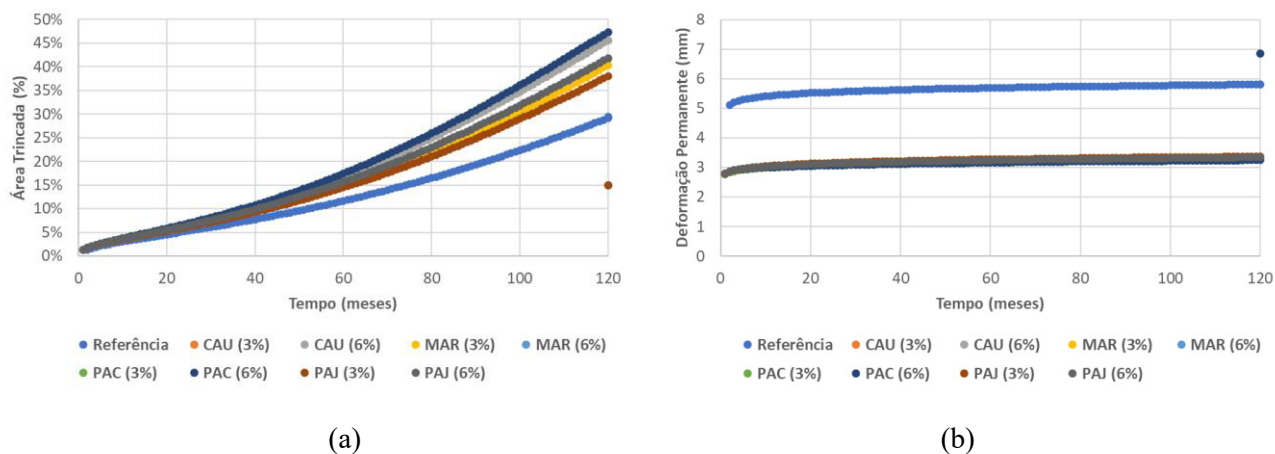
A previsão de trincamento por fadiga do pavimento ao final do período de projeto a partir da utilização de misturas cimentadas em camada de base e sub-base está entre 30% a 47%. Valores semelhantes ao obtido para estrutura de referência. Salienta-se que o programa MeDiNa não quantifica trincamentos obtidos da reflexão da camada de base cimentada. Observa-se que a evolução do trincamento por fadiga e dos afundamentos plásticos obtidos praticamente não variou com o incremento no teor de cimento, demonstrando que a substituição de 3% para 6% de cimento não promove alteração estrutural do pavimento quanto a essa propriedade.

Figura 66 – Tráfego $N=10^8$: evolução da área trincada (a) e dos afundamentos plásticos (b) das estruturas com as misturas estabilizadas em camada de base.



Fonte: Autora (2024)

Figura 67 – Tráfego $N=10^8$: evolução da área trincada (a) e dos afundamentos plásticos (b) das estruturas com as misturas estabilizadas em camada de sub-base.



Fonte: Autora (2024)

7.4 Conclusões

Este artigo buscou avaliar o desempenho à fadiga de misturas cimentadas de quatro solos advindos da RMF, com 3% e 6% de estabilizante e para os tempos de cura de 7 e 28 dias, procedendo-se uma análise mecanística-empírica no *software* MeDiNa. Sabe-se que bases e sub-bases estabilizadas com cimento são comumente submetidas a tensões cíclicas de compressão e tração devido ao tráfego durante o período de projeto, podendo apresentar propagação de trincas e falha do material por fadiga, justificando um estudo mais aprofundado acerca desse parâmetro.

A partir do procedimento metodológico disposto, constatou-se que os valores de resistência à tração por compressão diametral variaram entre 0,05 MPa a 0,47 MPa, apresentando ganho de resistência com o tempo de cura e com incremento no teor de cimento. A adição de 6% de cimento elevou a RTCD em até 400% comparativamente às misturas com 3% do estabilizante. Com relação ao tempo de cura, ele foi responsável pelo incremento de resistência à tração por compressão diametral em até cerca de 260%.

A partir dos resultados dos ensaios de fadiga, propôs-se modelos de vida de fadiga para cada mistura investigada. Concluiu-se que a vida de fadiga para as misturas idealizadas sofreu influência em relação ao teor de cimento e ao tempo de cura, tendo a adição de 6% de cimento e o avanço do tempo de cura contribuído para melhoria do desempenho em termos de fadiga de todas as misturas investigadas.

Observou-se que o fenômeno de fadiga para misturas cimentadas, obtido a partir de ensaios de fadiga por tração indireta, exibe dificuldades que resultam da grande dispersão de resultados que são observados para uma mesma condição de carregamento, com a utilização de corpos de prova idênticos. Isso dificulta a obtenção de correlações satisfatórias das amostras em termos de vida de fadiga

A respeito da análise mecanicista desenvolvida, concluiu-se que para condições de tráfego $N = 5 \times 10^6$, ao se utilizar as misturas cimentadas em camada de base ou sub-base, o dimensionamento tende a solicitar ao projetista camada de revestimento com redução na espessura de 33,33% a relação à uma estrutura de referência. No entanto, para tráfegos mais elevados não foram obtidas mudanças significativas no projeto estrutural do pavimento, com a inserção das misturas cimentadas CAU e PAC, com os teores de 3% e 6% de cimento, em camada de base ou sub-base.

A inserção dos modelos de vida de fadiga das misturas cimentadas MAR e PAJ, com os teores de 3% e 6% de cimento, no programa MeDiNa para o tráfego mais elevado emitiu um alerta indicando que o módulo da camada estabilizada decaiu mais do que 25% do valor em apenas um período, indicando alto dano por fadiga nas amostras, com perda rigidez que confere a esta camada um comportamento análogo a um material granular.

Foram plotados gráficos que representam a evolução do trincamento por fadiga e dos afundamentos plásticos para os dois volumes de tráfego investigados, observando-se que a incorporação das diferentes misturas cimentadas em base e sub-base foram praticamente idênticas, demonstrando que a substituição de 3% para 6% de cimento não promove alteração estrutural do pavimento.

Observou-se que, para tráfego de $N=10^6$, a estrutura de referência apresenta previsão de trincamento por fadiga do pavimento ao final do período de projeto de 24%, enquanto que as misturas cimentadas em camadas de base e sub-base reduzem tais trincamentos para valores entre 10 a 16%. No que se refere aos afundamentos plásticos, para o mesmo volume de tráfego, a presença de misturas cimentadas reduziu as deformações permanentes de 18 mm (na estrutura de referência) para valores entre 4 a 6 mm. Para tráfego mais elevado, a incorporação dos materiais cimentados na camada de base e sub-base reduziram os afundamentos plásticos para ordem de 3 mm.

Os modelos de fadiga elaborados e as análises mecanicistas desenvolvidas neste estudo podem orientar novos projetos que optem por utilizar solo-cimento. Com isso, pode-se melhorar a capacidade de previsão de desempenho dos pavimentos, permitindo uma análise de pavimentos por rotinas mais mecanicistas.

8 CONCLUSÕES, SUGESTÕES E RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

A seguir estão apresentadas as principais contribuições, conclusões e constatações obtidas a partir da elaboração desta tese.

8.1 Principais contribuições da tese

Esta tese contribuiu para o estudo mecânico e de rigidez de diferentes materiais (1 resíduo + solos regionais + misturas com cal e cimento) para fins de aplicação em subcamadas de pavimentos flexíveis. A partir dos estudos aqui desenvolvidos, diversas soluções de engenharia para conhecer tais materiais da RMF, à luz de análises de parâmetros de rigidez, foram propostas, orientando novos projetos rodoviários que optem por utilizar no pavimento, materiais tradicionais, residuais ou estabilizados, possibilitando melhor previsão do desempenho da estrutura a partir da análise por rotinas mais mecanicistas. Deste modo, o objetivo geral do presente estudo foi alcançado com êxito.

Estruturada em 5 capítulos foi possível, a partir de um amplo programa experimental, conceber e executar um trecho experimental com cinzas de termelétrica no estado do Ceará; criar um Manual de Aplicação de Cinzas de Termelétrica em Pavimentação, propondo especificações de serviço para uso desse material em camadas de reforço de subleito, sub-base e base de pavimentos flexíveis; propor um modelo de predição de predição da deformação permanente (DP) em solos de RMF, a partir de parâmetros de mais fácil obtenção laboratorial; além de estudar o comportamento mecânico de misturas de solos estabilizadas quimicamente, à luz de propriedades mecanicistas, tais como Módulo de Resiliência (MR), DP e fadiga.

O estudo contempla, a partir do método desenvolvido para cada capítulo e do programa experimental proposto, informações para dimensionamentos mais racionais de projetos rodoviários locais, em consonância com as novas técnicas praticadas no Brasil e em âmbito mundial. Os artigos propostos neste estudo contribuíram para a avanço do conhecimento de diferentes materiais na área de infraestrutura viária, visando o melhor entendimento do seu comportamento ao longo da vida útil da estrutura, a saber:

- A partir do artigo *Análise da Concepção e Construção de Bases e Sub-bases de Pavimento Sustentável com o uso de Cinzas de Carvão Mineral advindas de Termelétricas no Estado do Ceará* foi proposta uma solução de reaproveitamento das

cinzas de termelétrica na área rodoviária. Tal proposição foi consolidada a partir da construção do primeiro trecho experimental de cinzas do estado;

- O artigo *Proposição de um Manual de Utilização de Cinzas de Carvão Mineral para Subcamadas dos Pavimentos* preencheu uma lacuna, nacionalmente até então, vazia: foram propostas diretrizes práticas e especificações de serviço para a utilização de cinzas de carvão mineral advindas de centrais termelétricas na pavimentação. O fluxograma elaborado e as especificações de serviço fizeram-se o ponto principal deste estudo;
- No terceiro artigo *Proposição de Modelos de Deformação Permanente de Solos da Região Metropolitana de Fortaleza/CE* foi implementado e validado modelo de predição de DP de solos naturais da RMF com o uso de Redes Neurais Artificiais (RNA), a partir de parâmetros físicos e mecânicos de mais fácil obtenção. Concluiu-se ser promissor o uso de modelos neurais para predição da propriedade de DP para o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos;
- O artigo *Estudo do Comportamento Mecânico de Misturas de Solos Estabilizados Quimicamente com Cimento para Pavimentos Rodoviários* avaliou o comportamento de misturas solo-cimento em camadas de base e sub-base pavimentos, à luz de parâmetros mais racionais, como Módulo de Resiliência (MR) e Deformação Permanente (DP). Este estudo deixou uma importante parcela de contribuição no reconhecimento do comportamento mecanístico-empírico de misturas cimentadas no estado do Ceará;
- O último artigo deste estudo *Estudo do Comportamento à Fadiga de Misturas de Solos Estabilizados Quimicamente com Cimento para Pavimentos Rodoviários* propôs modelos de vida fadiga para misturas cimentadas, contribuindo para melhoria da capacidade de previsão do comportamento de misturas cimentadas à luz de rotinas mais mecanicistas.

O novo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa) utiliza uma rotina mecanística-empírica, que busca atrelar observações em pistas experimentais, com resultados de ensaios laboratoriais, aliado ao cálculo de esforços mediante simulações computacionais em um sistema integrado. Para implementação deste método, os materiais precisam ser investigados, a partir de parâmetros mecanicistas, tais como MR, DP e fadiga. As análises realizadas neste estudo auxiliam na compreensão de tais parâmetros em diferentes materiais

para uso na pavimentação, sendo potencialmente de significativa contribuição para os órgãos rodoviários e profissionais da área de infraestrutura viária do estado do Ceará.

8.2 Principais limitações da tese

Algumas limitações podem ser elencadas, a partir dos métodos propostos e dos estudos desenvolvidos nesta tese:

- O novo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa) analisa os materiais estabilizados quimicamente em termos do seu principal mecanismo de ruptura, trincamentos por fadiga. Na análise da utilização de misturas estabilizadas de cinzas de carvão mineral em pavimentos e sua aplicação prática na pavimentação, não foi possível a realização de ensaios de vida de fadiga nas misturas, devido à limitação no equipamento e ao elevado tempo para execução dos ensaios de vida de fadiga nas misturas estudadas;
- Na predição da deformação permanente de solos da RMF, o desenvolvimento dos modelos foi realizado a partir de um conjunto limitado de amostras ensaiadas. Os ensaios de DP são de longa duração, necessitando de tempo e disponibilidade do equipamento para sua execução, o que restringiu a investigação da DP em mais amostras de solos. Assim, destaca-se que um grupo maior de amostras é necessário para trazer maior poder de generalização desta propriedade;
- A determinação do módulo de resiliência de misturas estabilizadas quimicamente deveria ser conduzida à semelhança de um ensaio de compressão simples, onde a tensão de confinamento é nula, porém a tensão axial (ou vertical) é aplicada de forma repetida com o controle do pulso, duração e frequência de aplicação da carga (DNIT, 2018a). Porém, não foi possível adaptar a prensa pneumática triaxial do laboratório para execução dessa metodologia de ensaio, de posse que as investigações foram realizadas de modo semelhante ao proposto para materiais granulares (DNIT, 2018b);
- As análises de vida de fadiga para materiais cimentados foram realizadas a partir de um conjunto limitado de amostras ensaiadas, sendo todos os solos investigados classificados como A-2-4 a partir da classificação da AASHTO. A limitação de amostras, bem como dos teores de cimento e tempos de cura foram em função da falta de disponibilidade de tempo para execução do ensaio. Com relação à classificação dos

solos, não houve tempo hábil para coleta e caracterização de novos materiais que se encaixassem em outras classificações da AASHTO;

- Diferentes modelos que refletem o comportamento à fadiga de misturas cimentadas dispostos na literatura utilizam como critério de ruptura a deformação de tração (e.g., TRICHÊS, 1993; SAPEM, 2014; AUSTROADS, 2014; NASCIMENTO, 2017), porém não foi possível obter essas deformações nos ensaios de fadiga desenvolvidos nesta pesquisa por uma limitação do equipamento que não realizava tais leituras. Além disso, pela abordagem tradicional do fenômeno de fadiga, avalia-se a degradação mediante redução do $MR_{INICIAL}$ ao longo do ensaio, porém o equipamento triaxial adaptado para realização do ensaio de fadiga também apresentou falhas na realização de tais leituras, de forma que a variação do MR não pode ser avaliada nesta pesquisa.

8.3 Sugestões e recomendações para estudos futuros

A seguir estão elencadas algumas sugestões para trabalhos futuros:

- Realizar um monitoramento periódico do trecho experimental com cinzas de termelétrica construído possibilitando o acompanhamento da qualidade do pavimento durante a vida útil, do ponto de vista da sua condição de superfície e condição estrutural. Importantes inferências poderão ser obtidas a partir de comparações entre previsão de comportamento da estrutura de pavimento, por meio de ensaios laboratoriais e o comportamento em campo;
- Analisar a vida de fadiga de misturas de cinzas estabilizadas quimicamente com cal, para diferentes tempos de cura e teor de estabilizante. A fadiga constitui um critério de falha importante que causa desgaste prematuro das camadas de base estabilizadas quimicamente, sendo, portanto, necessário uma avaliação de misturas cinza-cal à luz desse parâmetro;
- Realizar testes com novos solos locais para validação do modelo de DP desenvolvido a partir da técnica de RNA, buscando ampliar o poder de generalização obtido e minimizar a sensibilidade a materiais com diferentes características;

- Testar a redução de número de ciclos para o ensaio de deformação permanente em materiais granulares, visando a uma redução do tempo de ensaio e de recurso energético;
- A partir dos dados de MR e DP obtidos para os solos de estudo, recomenda-se dimensionar estruturas de pavimentos no *software* MeDiNa com os solos investigados, de modo a avaliar o comportamento de tais materiais em rotinas mais mecánísticas;
- Realizar uma análise de custo utilizando o dimensionamento dos pavimentos semirrígidos propostos nesta pesquisa, identificando a potencialidade financeira de implementação de tais estruturas;
- Ampliar a metodologia de ensaios para avaliação da vida de fadiga para outros solos, tempos de cura e teor de estabilizante, visando contemplar diferentes materiais presentes em bases de pavimentos locais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10005: **Lixiviação de Resíduos** – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004a.
- _____. NBR 10006: **Solubilização de Resíduos** – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004b.
- _____. NBR 6502/95: **Rochas e Solos**. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.
- _____. NBR 7222: **Concreto e Argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro: ABNT, 1994.
- AASHTO. **Mechanistic-empirical pavement design guide: A manual of practice**, 2008.
- ABDULJAUWAD, S. Improvement of plasticity and swelling potential of calcareous expansive clays. **Geotechnical Engineering**, v. 26, n. 1, p. 3-16, 1995.
- ADELEYE, B.N et al. Energy use and the role of per capita income on carbon emissions in African countries. **Plos one**, v. 16, n. 11, p. e0259488, 2021.
- AHMARUZZAMAN, Md. A review on the utilization of fly ash. **Progress in energy and combustion science**, v. 36, n. 3, p. 327-363, 2010.
- AHMED, T.M.; GREEN, P.L.; KHALID, H.A. Predicting fatigue performance of hot mix asphalt using artificial neural networks. **Road Materials and Pavement Design**, v. 18, n. sup2, p. 141-154, 2017.
- AIBAN, S. A., WAHHAB, H. I. A. A., AL-AMOUDI, O. S. B., & AHMED, H. R. Performance of a stabilized marl base: a case study. **Construction and building materials**, 12(6-7), 329-340, 1998.
- ALCÂNTARA, M.R.G. **Estudo da Utilização de Cinzas Pesadas de Termoeletricas para Produção de Blocos de Concreto para Pavimentos Intertravados**. Dissertação. Universidade Federal do Ceará, 2018.
- AMANCIO, L. B. **Previsão de recalques em fundações profundas utilizando redes neurais artificiais do tipo Perceptron**. 2013. 90 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Geotecnia)-Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2013.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). ASTM C 618-17— **Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete**; American Society for Testing and Materials (ASTM): Philadelphia, PA, USA, 2017.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Specifications for fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use as a mineral admixture in Portland cement**. ASTM-C-618, 1989.
- _____. ASTM 1697. **Standard Specification for Blended Supplementary Cementitious Materials**. 2021
- _____. ASTM D 4874 **Standard Test Method for Leaching Solid Material in a Column Apparatus**– Philadelphia, 2018a.

_____. ASTM D 7762. **Standard Practice for Design of Stabilization of Soil and Soil-Like Materials with Self-Cementing Fly As: D 7762** –. Philadelphia, 2018b.

_____. ASTM D5239. **Standard Practice for Characterizing Fly Ash for Use in Soil Stabilization**, 2018c.

_____. ASTM C311. **Standard Test Methods for Sampling and Testing Fly Ash or Natural Pozzolans for Use in Portland-Cement Concrete**. ASTM C311 –. Philadelphia, 2018d.

_____. ASTM E2277. **Standard Guide for Design and Construction of Coal Ash Structural Fills**. 2019a

_____. ASTM C593. **Standard Specification for Fly Ash and Other Pozzolans for Use With Lime for Soil Stabilization**. 2019b

ARAÚJO, A. F. **Avaliação de misturas de solos estabilizados com Cal, em pó e em pasta, para aplicação em rodovias do Estado do Ceará**. 2009. 175 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes)-Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2009.

ARAÚJO, C. B. C. **Aplicação das redes neurais artificiais do tipo perceptron na estimativa de recalques em estacas**. 2015. 203 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Geotecnia)-Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2015.

ARAÚJO, M. J. R. **Análise do comportamento plástico de solos para otimização dos ensaios de deformação permanente em pavimentos**. 2023. 135f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transporte) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2023.

ARAÚJO, M. J. R., BARROSO, S. H.A; RIBEIRO, A. J. A., & VIEIRA, F. D. A. F. Definition of new stopping criteria for the characterization of permanent deformation of granular materials. **Transportation Geotechnics**, 44, 101159, 2024.

ARGIZ, Cristina et al. **Fly ash characteristics of Spanish coal-fired power plants**. 2015.

ARORA, S.; AYDILEK, A.H. Class F Fly-Ash-Amended Soils as Highway Base Material. **Materials in Civil Eng**, 2005.

ASTM **Special Technical Publication**, 1997;1275:157–71.

AUST STAB. **Cement stabilization practice**. Technical note, N°5. Australian Stabilization of Industry Association. Australian, 2012.

AUSTROADS. **Cemented Materials Characterisation: Final Report**. Austroads Technical Report, **Published by Austroads Incorporated**. Publication No. AP-R462-14. ISBN 978-1-925037-72-2, 2014.

AUSTROADS. **Guide to pavement technology Part 2: Pavement Structural Design**. Developed by Jameson G. Austroads Technical Report. Published by Austroads Incorporated. Publication N°. AGPT 02-12, 2012.

AUSTROADS. **The Development and Evaluation of Protocols for the Laboratory Characterisation of Cemented Materials**. Technical Report. Published by Austroads

Incorporated. Austroads Publication No. AP-T101/08, 2008

BACK, A.H. **Estudo do comportamento à fadiga de misturas cimentadas do tipo BGTC utilizando duas rochas extrusivas representativas do estado do RS.** Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria.2022.

BAGATINI, F. **Resíduos de construção civil: aproveitamento como base e sub-base na pavimentação de vias urbanas.** 2011.

BAITE, Edem et al. Physical and transfer properties of mortar containing coal bottom ash aggregates from Tefereyre (Niger). **Construction and Building Materials**, v. 125, p. 919-926, 2016.

BALBO, J. T. Alguns conceitos diferenciadores dos materiais estabilizados com cimento. **7ª Reunião de Pavimentação Urbana**, São José dos Campos, SP, 1996.

BALBO, J. T. **Pavimentação Asfáltica – Materiais, Projeto e Restauração.** Oficina de Textos, São Paulo, 2007.

BALBO, J. T.; CINTRA, J. P. **Fatigue verification criteria for semi-rigid pavements. In: 2nd National Meeting on Asphalt Mixtures and Pavements, Tessaloniki.** Proceedings of the 2nd National Meeting on Asphalt Mixtures and Pavements. Thessaloniki: University Aristoles of Thessaloniki, 1996. p. 153-165, 1996.

BALBO, J.T. **Estudo Das Propriedades Mecânicas Das Misturas De Brita E Cimento E Sua Aplicação Aos Pavimentos Semi-Rígidos.** Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

BALBO, J.T. **Pavimentação asfáltica: materiais, projeto, e restauração.** Oficina de Textos, 2015.

BANCO DE INFORMAÇÕES DE GERAÇÃO. **Capacidade de Geração do Brasil.** Brasil, 2019. Disponível em: <http://www2.aneel.gov.br/aplicacoes/capacidadebrasil/capacidadebrasil.cfm>. Acesso em: 3 março. 2020.

BARENBERG, E.; THOMPSON, M.R. **Lime - fly ash - stabilized bases and sub – bases.** NCHRP nº 37, 1976.

BARKSDALE, R. D. Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials. **In Proceedings of the Third International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements**, London, 1972, pp. 161-174.

BARROS, K. S. ; CAVALCANTE, F. C. I. T. ; BARROSO, S. H. A. . Avaliação do Emprego de Solo Contaminado por Derivados de Petróleo em Camadas Granulares de Pavimentos Utilizando a Cal como Agente Estabilizante. **In: XXVII Congresso de Ensino e Pesquisa em Transportes**, 2013, Belém. Anais XXVII ANPET, 2013. v. 1. p. 1-12.

BARROS, K.S. **Estudo de Cinzas Volantes de uma Termelétrica da Região Metropolitana de Fortaleza - CE para Aplicação em Camadas Granulares de Pavimentos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2015.

BARROS, L. M.; BRITO, L. A. T.; CERATTI, Jorge. Desempenho quanto à deformação permanente de misturas asfálticas com diferentes ligantes. In: **Anais do XVIII CILA– Congresso Ibero Latino Americano del Asfalto. Bariloche-Patagonia, Argentina**. 2015.

BASTOS, J. B. S. **Influência da variação da umidade no comportamento de pavimentos da região metropolitana de Fortaleza**. 2013. 164 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes)-Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2013

BASTOS, J. B. S.; BORGES, R. L.; SOARES, J. B. e KLINSKY, L. M. G. Avaliação em laboratório e em campo da deformação permanente de pavimentos asfálticos do Ceará e de São Paulo. **Revista Transportes**, v. 23, n. 3. p. 44-55, 2015.

BEAINY, Fares et al. Viscoelastic-plastic model of asphalt-roller interaction. **International Journal of Geomechanics**, v. 13, n. 5, p. 581-594, 2013.

BECHARA, M.F.; FURLAN, A.P.; GIGANTE, A.C.; FABBRI, G.T.P. Propriedades mecânicas de misturas de solo-cimento com solo laterítico e solo não laterítico. **24º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes — 24º ANPET**, Salvador, BA, 2010.
BERGESON, K. L.; BARNES, A. G. **Iowa thickness design for low volume roads using reclaimed hydrated Class C fly ash bases**. ISUERI-Ames 98401, Iowa State Univ., Ames, Iowa, 1998.

BERNUCCI, L. L. B., MOTTA, L. M. G. D., CERATTI, J. A. P., & SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**, 2008.

BERRY, W.H., D.H. GRAY, and E. TONS. **Use of Coal Ash in Highway Construction: Michigan Demonstration Project**. Electric Power Research Institute, Report No. GS-6155, Palo Alto, California, January, 1989.

BHATTACHARJA, S.; BHATTY, J.I. & TODRES, H.A. **Stabilization of Clay Soils by Portland Cement or Lime – A Critical Review of Literature**. PCA R&D Serial N° 2066. Portland Cement Association, Skokie, 2003.

BISWAL, D.R; SAHOO, U.C.; DASH, S.R. Fatigue characteristics of cement-stabilized granular lateritic soils. **Journal of Transportation Engineering, Part B: Pavements**, v. 146, n. 1, p. 04019038, 2020.

BISWAL, D; SAHOO, U; DASH, S. (2019). Fatigue Characteristics of Cement Stabilized Granular Lateritic Soils. **Journal of Transportation Engineering**. 146. 10. 10.1061/JPEODX.0000147.

BISWAL, DIPTI & SAHOO, UMESH & DASH, SURESH. Fatigue Characteristics of Cement Stabilized Granular Lateritic Soils. **Journal of Transportation Engineering**. 146. 10. 10.1061/JPEODX.0000147, 2019.

BONFANTE, E.A e COELHO, P.G. A critical perspective on mechanical testing of implants

and prostheses. **Advances in Dental Research**, v. 28, n. 1, p. 18-27, 2016

BONZANINI, J. A. F. **Estudo dos efeitos do tamanho de corpos-de-prova no módulo de resiliência de quatro solos**, 2011.

BOOG, E. G. Utilização de escória siderúrgica para pavimentação: um estudo de caso. **Congresso Brasileiro de Ciência e Tecnologia em Resíduos e Desenvolvimento Sustentável**, 2004.

BORGES, R. L. **Deformação permanente em misturas asfálticas a partir do shift model viscoplástico e ensaios triaxiais de carga repetida**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2014.

BRASIL. Ministério da Infraestrutura. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **Manual de Ajuda Programa MeDiNa** - versão 1.1.5, publicada em Dezembro/2020. Disponível em: <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/medina/medina-1-1.5>. Acessado em: 21/10/2021.

BROWN, S. F.; HYDE, A. F. L. Significance of cyclic confining stress in repeated-load triaxial testing of granular material. **Transportation research record**, n. 537, 1975.

BS EN 13286-7:2004 - British Standard – **Unbound and Hydraulically Bound Mixtures - Part 7: Cyclic Load Triaxial Test for Unbound Mixtures**. 2004.

BURITATUM, A., AIAMSRI, K., YAOWARAT, T., SUDDEEPONG, A., HORPIBULSUK, S., ARULRAJAH, A., & KOU, H. Improved Fatigue Performance and Cost-Effectiveness of Natural Rubber Latex–Modified Cement-Stabilized Pavement Base at Raised Temperatures. **Journal of Materials in Civil Engineering**, 35(3), 04022461, 2023.

BUTALIA, T. S. e WOLFE, W. E. **Market opportunities for utilization of Ohio flue gas desulfurization (FGD) and other coal combustion products (CCPs)**. Volume 2 - Findings, Recommendations, and Conclusions. Department of Civil and Environmental Engineering and Geodetic Science. The Ohio State University, 146 p., 2000.

CABRAL, W.S. **Exploração, análise comparativa e modelagem da deformação permanente de materiais granulares da Microregião de Mossoró/RN**. 2021. 181f. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2021.
CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos: teoria e aplicações**. Livros Técnicos e Científicos: INL, 2022.

CARDOSO, H., S. **Procedure for Flexible Airfield Pavement Design Based on Permanent Deformation**. Tese PhD. University of Maryland. EUA, 1987.

CERATTI, J. A. P.; BERNUCCI, L. B; SOARES, J. B. **Utilização de ligantes asfálticos em serviços de pavimentação**. 1ª Edição. ABEDA, Rio de Janeiro/RJ, 2015.

CERATTI, J. P. **Estudo de comportamento a fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos**. Rio de Janeiro, 1991. Tese (Doutorado em Engenharia) – COPPE/UFRJ. 314p, 1991.

CERATTI, J.A.P.; MEDINA, J. Estudo de solos melhorados com cimento sob a ação de

- cargas repetidas. 18ª Reunião Anual de Pavimentação, Vol. 2. Porto Alegre, RS, 1983.
- CERNI, Gianluca et al. Characterisation of permanent deformation behaviour of unbound granular materials under repeated triaxial loading. **Construction and Building Materials**, v. 28, n. 1, p. 79-87, 2012.
- CEYLAN, H., GUCLU, A., TUTUMLUER, E., THOMPSON, M. Backcalculation of full-depth asphalt pavement layer moduli considering nonlinear stress-dependent subgrade behavior. **International Journal of Pavement Engineering**, v.6(3), p.171-182, 2005.
- CHANDLER, et al. **An International Perspective on Characterization and Management of Residues from Municipal Solid Waste Incineration**. Summary Report, International Energy Agency, 1994.
- CHANG, D. S.; ZHANG, Limin; XU, T. H. Laboratory investigation of initiation and development of internal erosion in soils under complex stress states. In: **Proceedings of the Sixth International Conference on Scour and Erosion**. Paris: ISSMGE, 2012. p. 895-902.
- CHANG, T. S., & WOODS, R. D. Effect of particle contact bond on shear modulus. **Journal of geotechnical engineering**, 118(8), 1216-1233, 1992.
- CHEN, Dar-Hao; HONG, Feng; ZHOU, Fujie. Premature cracking from cement-treated base and treatment to mitigate its effect. **Journal of performance of constructed facilities**, v. 25, n. 2, p. 113-120, 2011.
- CHEN, J. S., LIN, C. H., STEIN, E., & HOTHAN, J. Development of a mechanistic-empirical model to characterize rutting in flexible pavements. **Journal of transportation engineering**, 130(4), 519-525, 2004.
- CHEN, Jian-Shiuh et al. Development of a mechanistic-empirical model to characterize rutting in flexible pavements. **Journal of transportation engineering**, v. 130, n. 4, p. 519-525, 2004.
- CHEN, Yuchi et al. Early solidification/stabilization mechanism of heavy metals (Pb, Cr and Zn) in Shell coal gasification fly ash based geopolymer. **Science of the Total Environment**, v. 802, p. 149905, 2022.
- CHERIAF, M.; ROCHA, J. CAVALCANTE; PERA, J. Pozzolanic properties of pulverized coal combustion bottom ash. **Cement and concrete research**, v. 29, n. 9, p. 1387-1391, 1999.
- CLOUGH, G. W.; SITAR, N.; BACHUS, R. C.; RAD, S. N. Cemented sands under static loading. **Journal of the Geotechnical Engineering**, New York, v.107, n.6, p.799-817, 1981.
- COKCA, Erdal. Use of class c fly ashes for the stabilization of an expansive soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 127, n. 7, p. 568-573, 2001.
- CONCHA, L. M. C. **Estudo da fadiga de duas misturas de solo-cimento**, 1986.
- CONSOLI, N. C., FOPPA, D., FESTUGATO, L., and HEINECK, K. Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. **J. Geotech. Geoenviron. Eng.**, Vol. 133, No. 2, pp. 197–205, 2007.
- CONSOLI, N., VIANA da FONSECA, A., CRUZ, R., and RIOS, S. Voids/Cement Ratio Controlling Tensile Strength of Cement Treated Soils. **J. Geotech. Environ. Eng.**, Vol. 137,

No. 11, pp. 1126–1131, 2011.

CONSOLI, N.C.; LOPES, L.L. & HEINECK, K.H. Key parameters for the control of lime stabilized soils. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 21:5, p. 210- 216, 2009.

CRISTELO, N.; GLENDINNING, S. & JALALI, S. Subbases of residual granite soil stabilized with lime. **Soils and Rocks**, v. 32:2, p. 83-88, 2009.

CROFT, J. B. The Influence of Soil Mineralogical Composition on Cement Stabilization. **Géotechnique**, London, v.17, p.119-135, 1967.

DANTAS NETO, S. A. **Avaliação das Propriedades dos Ligantes e das Misturas Asfálticas Modificadas com Borracha Granulada de Pneus Usados**. Tese de Doutorado, publicação G.TD – 024/04, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2004, 265p

DARSI, B.P; MOLUGARAM, K; MADIRAJU, S.V.H. Subgrade black cotton soil stabilization using ground granulated blast-furnace slag (GGBS) and lime, an inorganic mineral. **Environmental Sciences Proceedings**, v. 6, n. 1, p. 15, 2021.

DAWSON, A. R.; NUNES, M. C. M. Some British experience of the behavior of furnace bottom ash and slate waste for pavement foundations. In: **Proceedings, Symposium on Recovery and Effective Reuse of Discarded Materials and By-Products for Construction of Highway Facilities**. Denver, CO. 1993.

DAWSON, A; KOLISOJA, P. Permanent deformation. **Report on task**, v. 2, 2004.

DELGADO, B.G. **Análise da deformabilidade de um solo tropical do oeste do Maranhão como material de sublastro na estrada de ferro Carajás**. 2012.

DEPARTAMENTO NACIONAL de INFRAESTRUTURA de TRANSPORTES – DNIT. **Manual de pavimentação**, 3a ed., DNIT, Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNER-ME 080: **Solos - Análise granulométrica por peneiramento** – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR. 1994

_____. DNER-ME 041: **Solos – preparação de amostras para caracterização**. 1994.

_____. DNER-ME 080: **Solos - Análise granulométrica por peneiramento** – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR. 1994

_____. DNER-ME 082: **Solos – Determinação do limite de plasticidade**. 1994.

_____. DNER-ME 093: **Solo – Densidade Real**. 1994.

_____. DNER-ME 122: **Solos – Determinação do limite de liquidez** – método de referência e método expedito. 1994.

_____. DNER-ME 180: **Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada – determinação da resistência à compressão simples**. 1994.

_____. DNER-ME-162: **Solos – ensaio de compactação utilizando amostras trabalhadas**. 1994.

_____. DNER-ME 181: **Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada – determinação da resistência à tração por compressão diametral**. 1994..

_____. DNER-ME 172: **Solos - Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas** – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.2016.

- _____. DNIT 138- ES – **Pavimentação – Reforço do subleito**. 2010
- _____. DNIT 139- ES – **Pavimentação – Sub-base estabilizada granulometricamente**. 2010.
- _____. DNIT 134-ME: **Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência**. 2018.
- _____. DNIT 136-ME: **Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio**. 2018
- _____. DNIT 179-ME: **Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de ensaio**. 2018
- _____. DNIT 181-ME: **Pavimentação – Material Estabilizado Quimicamente – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio**. 2018
- _____. DNIT 420/2019-ES - **Pavimentação – Sol-Cal – Adição de cal para Estabilização de camada de Base**. 2019
- _____. DNIT 434-ME: **Pavimentação – Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada em camadas estabilizadas quimicamente – Método de ensaio**. 2021.
- _____. Instrução de Serviço – IS-247: **Estudos para Elaboração de Projetos de Implantação usando o Método de Dimensionamento Nacional – MeDiNa**. Nota Informativa. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2021
- _____. **Manual de Pavimentação**, 2006.
- _____. **Relatório Pesquisa, Treinamento e Acompanhamento Técnico de Pavimentos Asfálticos Nacionais**. Universidade Federal do Ceará, 2024.

DI BENEDETTO, H.; LA ROCHE, C.; BAAJ, H.; PRONK, A.; LUNDSTREM, R. Fatigue Of Bituminous Mixtures. **Materials and Structures**, Volume 37, pp 202-216, 2004.

DU, Y., LIU, P., TIAN, J., ZHANG, J., & ZHENG, Y. Preliminary investigation of the feasibility of using a superpave gyratory compactor to design cement-treated aggregate mixture. **Applied Sciences**, 8(6), 946, 2018.

DUONG, T. V., TRINH, V. N., CUI, Y. J., TANG, A. M. A., & CALON, N. Development of a large-scale infiltration column for studying the hydraulic conductivity of unsaturated fouled ballast. **Geotechnical Testing Journal**, 36(1), 54-63, 2013.

EDIL, T. B.; BENSON, C. H.; BIN, S.; TANYU, B. F., KIM, W. H.; SENOL, A. **Field evaluation of construction alternatives for roadway over soft subgrade**. Geo Eng. Rep. No. 02-04, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Univ. of Wisconsin-Madison, 2002.

EDIL, Tuncer B. et al. Field evaluation of construction alternatives for roadways over soft subgrade. **Transportation Research Record**, v. 1786, n. 1, p. 36-48, 2002.

ERLINGSSON, Sigurdur. Impact of water on the response and performance of a pavement structure in an accelerated test. **Road Materials and Pavement Design**, v. 11, n. 4, p. 863-880, 2010.

FARIA, P.D.O. **Shakedown Analysis in Structural and Geotechnical Engineering**. Ph.D (Thesis, Department of Civil Engineering). University of Wales, Swansea, 1999.

FARIAS, E.R. **A utilização de misturas solo/cinza pesada na pavimentação - análise de aspectos de comportamento mecânico e ambiental**. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, SC, 2005.

FAUZI, A; FAUZI, U.J; NAZMI,W.M. Engineering quality improvement of kuantan clay subgrade using recycling and reused materials as stabilizer. **Procedia Engineering**, v. 54, p. 675-689, 2013.

FAZZANI, V. M. F. C. **Estudo comparativo de um solo laterítico e um saprolítico estabilizado com cimento e cal**. São Paulo. 100p. Dissertação (Mestrado) -Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1993.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION RESEARCH AND TECHNOLOGY. **User Guidelines for Waste and Byproduct Materials in Pavement Construction**. United States Department of Transport. 2018

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION: TURNER FAIRBANK HIGHWAY RESEARCH CENTER. **User guidelines for waste and by-product material in pavement construction**. FHWA-RD-97-148. United States Department of Transport, 1998.

FELT, E. J. **Factors Influencing Physical Properties of Soil-cement Mixtures**. **Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association: Bulletin D5**. Autorized Reprint from Bulletin 108 of the Highway Research Board, 1955, 138p.

FERGUSON, G. Stabilizing with fly ash. Replacement for portland cement or lime. **Transportation Research Record**, v. 1219, p. 68-81, 1989.

FERNANDEZ-TURIEL, J. L. et al. Mobility of heavy metals from coal fly ash. **Environmental Geology**, v. 23, p. 264-270, 1994.

FERREIRA, J.G.H.M. **Elaboração e Análise da Base de Dados de Ensaios Triaxiais Dinâmicos da COPPE/UFRJ**, Tese de Mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 2002.

FONSECA, A. V., RIOS, S., AMARAL, M. F., & Panico, F. Fatigue cyclic tests on artificially cemented soil, 2013.

FORTI, E. Z. **Influência da cal hidratada nas características da argamassa de revestimento realizada em obra**, Trabalho de Conclusão de Curso, Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas, Centro Universitário UNIVATES de Lajeado, Rio Grande do Sul, 2017.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos–SisPav**. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2007.

GALVÃO, C.B.; ELSHARIEF, A.; SIMÕES, G.F. Effects of lime on permeability and compressibility of two tropical residuals soils. **Journal of Environmental Engineering**, v.130:8, p. 883-885, 2004.

GAMBOGI, Jarbas Aquiles. **Aplicação de redes neurais na tomada de decisão no mercado de ações**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, 2013.

GE, J.C; YOON, S.K; CHOI, N.J. Application of fly ash as an adsorbent for removal of air and water pollutants. **Applied Sciences**, v. 8, n. 7, p. 1116, 2018.

GHAFOORI, N; BUCHOLC, J. Investigation of lignite-based bottom ash for structural concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 8, n. 3, p. 128-137, 1996.

GHAFOORI, N; CAI, Y. Laboratory-made roller compacted concretes containing dry bottom ash: Part ii—long-term durability. **Materials Journal**, v. 95, n. 3, p. 244-251, 1998.

GHANIZADEH, A.R; AHADI, M. R. Application of artificial neural networks for analysis of flexible pavements under static loading of standard axle. **International Journal of Transportation Engineering**, v. 3, n. 1, p. 31-43, 2015.

GHASEMI, Parnian et al. Principal component analysis-based predictive modeling and optimization of permanent deformation in asphalt pavement: elimination of correlated inputs and extrapolation in modeling. **Structural and Multidisciplinary Optimization**, v. 59, p. 1335-1353, 2019.

GIDEL, G; BREYSSE, D; DENIS, A. Influence de l'état hydrique et des sollicitations routières sur l'évolution du comportement des graves non traitées calcaires utilisées en assise de chaussée. **Revue française de génie civil**, v. 6, n. 5, p. 789-799, 2002.

GNANENDRAN, C.T; PIRATHEEPAN, J. Indirect diametrical tensile testing with internal displacement measurement and stiffness determination. **Geotechnical Testing Journal**, v. 32, n. 1, p. 45-54, 2009.

GNANENDRAN, C.T , e Paul, D.K. Caracterização da fadiga de materiais de base granular levemente estabilizados com cimento usando ensaios de flexão . **Journal of Materials in Civil Engineering**, 28 (9), 04016086, 2016. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001598
GOETHE, C.A. Sistemas de controle e disposição final das cinzas do Complexo Termelétrico Jorge Lacerda – SC e da usina termelétrica de Jacuí – RS. **Seminário de estudos da aplicação dos resíduos da combustão do carvão mineral. Anais**. Florianópolis, Santa Catarina, 1990.

GOTHE, C. A. Sistemas de controle e disposição final das cinzas do Complexo Termelétrico Jorge Lacerda–SC e da Usina Termelétrica de Jacuí–RS. **I e II Seminário de estudos da aplicação dos resíduos da combustão do carvão mineral, 1º painel. Anais. Florianópolis ELETROSUL**, 1990.

GUILHERME, A.T.P. **Um catálogo simplificado de estruturas padrão em pavimentos flexíveis dimensionadas pelo Método Medina aplicável à RMF**. 2023. 157 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Transporte)-Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2023.

GUIMARÃES, A. C. R. **Estudo de deformação permanente em solos e teoria do shakedown aplicada a pavimentos flexíveis**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 280 páginas, 2001.

GUIMARÃES, A. C. R. **Um método mecânico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, 2009.

GUO, X; SHI, H; DICK, W.A. Compressive strength and microstructural characteristics of class C fly ash geopolymer. **Cement and concrete composites**, v. 32, n. 2, p. 142-147, 2010.
GURJÃO, Nayara de Oliveira; CHAVES, José Wémenson Rabelo; ALMEIDA, Lucas

Cavalcante de; OLIVEIRA, Francisco Heber Lacerda de. Monitoramento da irregularidade longitudinal de pavimento rodoviário executado com cinzas volantes. **In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES**. 34o., 100% Digital, 16 a 21 nov. 2020. Anais [...], [s.l]: Editora: Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2020. p. 1037-1048.

HASSE, Christian et al. Advanced modeling approaches for CFD simulations of coal combustion and gasification. **Progress in Energy and Combustion Science**, v. 86, p. 100938, 2021.

HAYKIN, S. **Neural networks: a comprehensive foundation**. Prentice Hall PTR, 1998.

HAZIM, S., CHOPRA, T., Pathak, R., & Kumar, A. Laboratory Investigation and Field Performance Evaluation of Chemically Stabilized Cement Treated Subbase. **Periodica Polytechnica Civil Engineering**, 2024.

HERRIN, M. & MITCHELL, H. Lime-soil mixtures. **Highway Research Board**, Bulletin 304, p. 99-121, 1961.

HESTER, J. A. Fly ash in roadway construction, fly ash utilization. In: **proceedings of Edison electric institute, National coal association and bureau of mines symposium**. 1967.

HICKS, R.G. e MONISMITH, C.L. Factors influencing the resilient response of granular materials. **Highway Research Record**, 345:15-31, 1971.

HORPIBULSUK, S., MIURA, N. and NAGARAJ, T. Clay–water/cement ratio identity for cement admixed soft clays.” *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 131 (2): 187–192, 2005. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2005\)131:2\(187\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:2(187)).

HORPIBULSUK, S., RACHAN, R., CHINKULKIJNIWAT, A., et al., “Analysis of strength development in cement-stabilized silty clay from microstructural considerations”, *Construction and Building Materials*, v. 24, pp. 2011-2021, April, 2010.

HUA, J; WHITE, T. A study of nonlinear tire contact pressure effects on HMA rutting. **International Journal of Geomechanics**, v. 2, n. 3, p. 353-376, 2002.

HUANG, Y. H. Pavement analysis and design. **Prentice-Hall**, Inc, 1993.

HUFFMAN, R. T. Soil stabilization field trials, primary Highway 117, Jasper County, Iowa. **Chemical Soil Stabilization And Soil Aggregate Stabilization**, p. 41, 1962.

IBGE. **IBGE – Censo 2022**. s/d. Disponível em: <https://censo2022.ibge.gov.br/sobre/conhecendo-o-brasil.html>. Acesso em: 02 jun. 2022.

INGLES, O G. & METCALF, J. B. **Soil stabilization – principles and practice**. Australia: Butterworths Pty. Limited, 366p, 1972

IPECE. **Análise do PIB dos Municípios Cearenses – 2021, 2023**.

IRWIN, L.H. **Evaluation of Stabilized Soils in Flexural Fatigue for Rational Pavement Design**. Ph. D. Dissertation, Texas A&M University, 1973.

ISOLA, M.; BETTI, G.; MARRADI, A.; TEBALDI, G. Evaluation of cement treated mixtures with high percentage of reclaimed asphalt pavement. **In: Construction and Building Materials** 48 (2013) 238–247, 2013.

JANZ, Mårten; JOHANSSON, Sven-Erik. The function of different binding agents in deep stabilization. **Swedish deep stabilization research centre, report**, v. 9, p. 1-35, 2002.

JARITNGAM, Saravut; SOMCHAINUEK, Opas; TANEERANANON, Pichai. An investigation of lateritic soil cement for sustainable pavements. **Indian Journal of Science and Technology**, p. 3603-3606, 2012.

JARUSIRIPOT, Chutima. Removal of reactive dye by adsorption over chemical pretreatment coal based bottom ash. **Procedia Chemistry**, v. 9, p. 121-130, 2014.

JAYAKODY, S.; ZIMAR, A. M. Z.; RANAWEERA, R. A. L. M. **Potential use of recycled construction and demolition waste aggregates for non-structural concrete applications**. 2018.

JENNINGS, H. M.; BJ, DALGLEISH; PL, PRATT. **Morphological Development of Hydrating Tricalcium**. 1981.

JITSANGIAM, P., NUSIT, K., CHUMMUNEERAT, S., CHINDAPRASIRT, P., & PICHAYAPAN, P. Fatigue assessment of cement-treated base for roads: An examination of beam-fatigue tests. **Journal of Materials in Civil Engineering**, 28(10), 1–11, 2016.

KANG, X., KANG, G. C., CHANG, K. T., & GE, L. Chemically stabilized soft clays for road-base construction. **Journal of Materials in Civil Engineering**, 27(7), 04014199, 2015.

KASEKO, M. S.; LO, Z.P; RITCHIE, S.G. Comparison of traditional and neural classifiers for pavement-crack detection. **Journal of transportation engineering**, v. 120, n. 4, p. 552-569, 1994.

KAVUSSI, A; MODARRES, A. Laboratory fatigue models for recycled mixes with bitumen emulsion and cement. **Construction and building materials**, v. 24, n. 10, p. 1920-1927, 2010.

KENNEDY, T. W., SMITH, R., HOLMGREEN Jr, R. J., & TAHMORESSI, M. An evaluation of lime and cement stabilization. **Transportation research record**, (1119), 1987.

KÉZDI, A. **Stabilized Earth Roads**. Elsevier Scientific Publishing Company. Amsterdam, 1979. 327p.

KHOURY, N. N., and ZAMAN, M.M. Effect of wet-dry cycles on resilient modulus of class C coal fly ash-stabilized aggregate base.” *Transp. Res. Rec.* 1787 (1): 13–21, 2002. <https://doi.org/10.3141/1787-02>.

KIM, D., SAGONG, M., & Lee, Y. Effects of fine aggregate content on the mechanical properties of the compacted decomposed granitic soils. **Construction and Building Materials**, 19(3), 189-196, 2005.

KIM, H. C. et al. Mechanical response of nickel–titanium instruments with different cross-sectional designs during shaping of simulated curved canals. **International Endodontic Journal**, v. 42, n. 7, p. 593-602, 2009.

KIM, Tae-Hyung et al. Factors influencing crack-induced tensile strength of compacted soil. **Journal of materials in civil engineering**, v. 24, n. 3, p. 315-320, 2012.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000380](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000380).

KIM, Y; LEE, H.D; HEITZMAN, M. Dynamic modulus and repeated load tests of cold in-place recycling mixtures using foamed asphalt. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 21, n. 6, p. 279-285, 2009.

KNOP, A. **Encapsulamento de solos contaminados por hidrocarbonetos**. 80p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 2013.

KOLBE, J. L. et al. **Use of alkaline coal ash for reclamation of a former strip mine**. 2011.

KOLIAS, S.; K.R, V. & KARAHALIOS, A. Stabilization of clayey soils with high calcium fly ash and cement. **Cement and Concrete Composites**, v. 27, p. 301-313, 2005.

KOLIAS, S.; KASSELOURI-RIGOPOULOU, V.; KARAHALIOS, A. Stabilisation of clayey soils with high calcium fly ash and cement. **Cement and Concrete Composites**, v. 27, n. 2, p. 301-313, 2005.

LARRIMORE, L. and PIKE, C.W. **Use of Coal Ash in Highway Construction: Georgia Highway Demonstration Project**. Electric Power Research Institute, Report No. GS6175, Palo Alto, California, February, 1989.

LAV, A. H; LAV, M.A; GOKTEPE, A.B. Analysis and design of a stabilized fly ash as pavement base material. **Fuel**, v. 85, n. 16, p. 2359-2370, 2006.

LEANDRO, R.P. **Estudo laboratorial acerca da possibilidade de aproveitamento da cinza pesada de termelétrica em bases e sub-bases de pavimentos flexíveis**. Universidade de São Paulo, Dissertação de Mestrado, 2005.

LEE, I. M., & LEE, J. H. Prediction of pile bearing capacity using artificial neural networks. **Computers and geotechnics**, 18(3), 189-200, 1996.

LEIVA-VILLACORTA, F; VARGAS-NORDCBECK, A; TIMM, D.H. Non-destructive evaluation of sustainable pavement technologies using artificial neural networks. **International Journal of Pavement Research and Technology**, v. 10, n. 2, p. 139-147, 2017.

LEKARP, F., ISACSSON, U., and DAWSON, A. State of the Art. I: Resilient Response of Unbound Aggregates. **J. Transp. Eng.**, Vol. 126, No. 1, pp. 66–75, 2000^a

LEKARP, F; DAWSON, A. Modelling permanent deformation behavior of unbound granular materials. **Construction and Building Materials**, v. 12, n. 1, p. 9-18, 1998.

- LENTZ, R. W. e BALADI, G. Y. Constitutive Equations for Permanent Strain of Sand Subjected to Cyclic Loading. **Transportation Research Record**, 810, 50-54, 1981.
- LI, D. and SELIG, E. T. Cumulative Plastic Deformation for Fine-Grained Subgrade Soils. **J. Geotech. Eng.**, Vol. 122, pp. 1006–1013, 1996.
- Li, Q., WANG, Z., Li, Y., & SHANG, J. Cold recycling of lime-fly ash stabilized macadam mixtures as pavement bases and subbases. *Construction and Building Materials*, 169, 306-314, 2018.
- LIEBENBERG, J. J. E.; VISSER, A. T. Stabilization and structural design of marginal materials for use in low-volume roads. **Transportation research record**, v. 1819, n. 1, p. 166-172, 2003.
- LILLEY, A.A. **Cement-Stabilized Materials For Road And Airfield Pavements**. Cement and Concrete Association, Technical Report 42.458, London. 1971.
- LIMA, C. D. A. **Estudo da Deformação Permanente de Duas Britas Graduadas para Uso em Camadas de Pavimentos**. 242p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.
- LIMA, C. D. A., MOTTA, L. M. G., ARAGÃO, F. T. S., & Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes. Análise das tensões aplicadas nos ensaios de deformação permanente de solos e britas para o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos. **In 33º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET** (pp. 1222-1233), 2019.
- LINGRAS, P. Classifying highways: hierarchical grouping versus Kohonen neural networks. **Journal of Transportation Engineering**, v. 121, n. 4, p. 364-368, 1995.
- LITTLE, Dallas N. **Evaluation of structural properties of lime stabilized soils and aggregates**. Arlington: National lime association, 1998.
- LOKESHAPPA, B.; DIKSHIT, Anil Kumar. Behaviour of metals in coal fly ash ponds. **Apcbee Procedia**, v. 1, p. 34-39, 2012.
- LOPES, L.S.E. **Análise do comportamento mecânico e ambiental de misturas solo-cinzas de carvão mineral para camadas de bases de pavimentos**. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. RJ, 2011.
- LOPES, L.S.E. **Análise do comportamento mecânico e ambiental de misturas solo-cinzas de carvão mineral para camadas de base de pavimentos**. Master, Civil Engineering Department PUC-Rio, 2011.
- LV, S.; XIA, C.; LIU, H.; YOU, L.; QU, F.; ZHONG, W.; YANG, Y.; WASHKO, S. Strength and fatigue performance for cement-treated aggregate base materials, *International Journal of Pavement Engineering*, DOI: 10.1080/10298436.2019.1634808, 2019.
- MACEDO, M. Solos modificados com cimento-efeito no módulo de resiliência e no dimensionamento de pavimentos (Master's thesis, Universidade Federal de Pernambuco), 2004.

MAJIDZADEH, K., BAYOMY, F., & KHEDR, S. **Rutting evaluation of subgrade soils in Ohio**, 1978.

MAKUL, Natt et al. Use of recycled concrete aggregates in production of green cement-based concrete composites: A review. **Crystals**, v. 11, n. 3, p. 232, 2021.

MALLMANN, J. E. C. **Estabilização pozolânica de cinzas volante e pesada com cal dolomítica hidratada e areia, curadas pelos processos de autoclavagem e câmara à temperatura constante**. 1996. 164 f. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.

MALLMANN, J. E. C.; ZWONOK, O. **Panorama dos resíduos da combustão do carvão mineral e características químicas e físicas das cinzas de fundo das usinas do rio grande do sul**, 2013.

MANDAL, T.; T.; EDIL, T.B.; TINJUM, J.M. Study on flexural strength, modulus, and fatigue cracking of cementitiously stabilised materials. **Road Materials and Pavement Design**, 2017.

MARANGON, M. **Proposição de Estruturas Típicas de Pavimentos para Região de Minas Gerais Utilizando Solos Lateríticos Locais a Partir da Pedologia, Classificação MCT e Resiliência**. Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 2004.

MARCON, A. F. **Durabilidade e módulo de elasticidade de misturas areia-cal cinza volante**. Tese (Mestre em ciência). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. UFRJ, 119p, 1977.

MASSAZA, F. **Pozzolana and pozzolanic cements**. LEA's Chemistry og Ciment and Concrete, 4^aEd, 1998.

MEDINA, J. **Mecânica dos Pavimentos**. Editora UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1997.

MEDINA, J., & MOTTA, L. **Mecânica dos pavimentos**. 574p. Rio de Janeiro., 2005.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Editora Inter Ciência, 2015. ISBN: 9788571933668.

MELIANDE, A.M.C. **Analysis Of The Behavior Of Soils Mixtures With Mineral Coal Fly Ash And Lime**. 2014.

MENDES, A. J. C. **Análise da deformabilidade de solos tropicais da microrregião de Viçosa-MG, visando à aplicação em estruturas de pavimentos flexíveis**, 2017.

MIDGLEY, L.; R. YEO. The Development and Evaluation of Protocols for the Laboratory Characterisation of Cemented Materials. Austroads Technical Report. **Published by Austroads Incorporated. Austroads Publication** No. AP-T101/08, 2008.

MILAD, Abdalrhman et al. Utilisation of waste-based geopolymer in asphalt pavement modification and construction—A review. **Sustainability**, v. 13, n. 6, p. 3330, 2021.

MISRA, A. Stabilization characteristics of clays using class C fly ash. **Transportation Research Record**, v. 1611, n. 1, p. 46-54, 1998.

MITCHELL, J., 2008, “Mitigation of Liquefaction Potential of Silty Sands,” GeoCongress2008, pp. 433–451

MOGHADDAM, T. B., SOLTANI, M., SHAHRAKI, H. S., SHAMSHIRBAND, S., Noor, N. B. M., & Karim, M. R. The use of SVM-FFA in estimating fatigue life of polyethylene terephthalate modified asphalt mixtures. **Measurement**, 90, 526-533, 2016.

MOHAMMADINIA, A., ARULRAJAH, A., SANJAYAN, J., DISFANI, M. M., WIN BO, M., & DARMAWAN, S. Stabilization of demolition materials for pavement base/subbase applications using fly ash and slag geopolymers. **Journal of Materials in Civil Engineering**, 28(7), 04016033, 2016.

MONISMITH, C. L., OGAWA, N. FREEME, C. R. Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soils Due to Repeated Loading. **54^o Annual Meeting of TRB**. Washington, 1975.

MONTEIRO, M. T., VIEIRA, F. D. A. F., JÚNIOR, J. L. O. L., de ALMEIDA TORQUATO, S., BESSA, S. I. S., DOS SANTOS BASTOS, J. B., & SOARES, J. B. Avaliação De Modelos De Fadiga E Deformação Permanente Para Solo-Cimento De Pavimentos Semirrígidos. *Artigo Científico*, 2, 2023.

MOTTA, L.M.G. **Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Critério de Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas**. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 1991.

MOURA, P. R. M. **Estudo comparativo do comportamento de solo-cimento feito com um solo laterítico e um solo saprolítico**. São Paulo. 92p. Dissertação (Mestrado) -Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1987.

MRÁZ, V., VALENTIN, J., SUDA, J., & KOPECKÝ, L. Experimental assessment of fly-ash stabilized and recycled mixes. **Journal of Testing and Evaluation**, 43(2), 264-278, 2015.
 NAEINI, S. A.; BAZIAR, M. H. Effect of fines content on steady-state strength of mixed and layered samples of a sand. **Soil dynamics and earthquake engineering**, v. 24, n. 3, p. 181-187, 2004.

NARDI, J. V. **Estudo de solo estabilizado quimicamente, em laboratório e pista experimental, na implantação do trecho Rio Rufino/BR-282, na rodovia SC-427 no estado de Santa Catarina**. São Paulo, pp. 33-46. SP 1998.

NASCIMENTO, L. A. H. **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2008.

NASCIMENTO, R.S. **Estudo de Desempenho à Fadiga de Base Cimentada Tipo BGTC**

na **BR-101/SE**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Sergipe, 2017.

NCHRP (National Cooperative Highway Research Program). **Transportation Research Board of The National Academies Characterization of Cementitiously Stabilized Layers for Use in Pavement Design and Analysis**. Final Report Appendixes. NCHRP Project 4-36, 2014.

NERVIS, L. O. **Identificação e discussão dos mecanismos de degradação de pavimentos com revestimento primário**. 267 p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2016.

NICHOLSON, P.G.; KASHYAP, V. **Fly ash stabilization of tropical Hawaiian soils**. Fly ash for soil improvement. ASCE Geotechnical special publication no. 36, 1993.

NORBACK, C., & MOTTA, L. M. G. **Caracterização do módulo de resiliência e da deformação permanente de duas misturas solo-brita**. Dissertação (mestrado). Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2018.

NU, N.T.; SON, B.T.; NGOC, D. M. An experimental study of reusing coal ash for base course of road pavement in Viet Nam. *Electron. J. Geotech. Eng*, v. 24, n. 4, p. 945-960, 2019.

NÚÑEZ, W. P. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação**. Porto Alegre, Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS. 150p, 1991.

OKONKWO, V. O., OMALIKO, I. K., & EZEMA, N. M. Stabilization of lateritic soil with portland cement and sand for road pavement. *Open Access Library Journal*, 9(6), 1-15, 2022.

OLIVEIRA, I.R.; STUDART, A.R.; PILEGGI, R.G.; PANDOLFELLI, V.C. **Dispersão e empacotamento de partículas – princípios e aplicações em processamento cerâmico**, Fazendo Arte Editorial, São Paulo, 2000.

OLIVEIRA, M. G. M.; LAFAYETTE, K. P. V.; TAVARES, Y. V. P.; SILVA, S. R.; TETI, L. M. E. H.; MACEDO, T. F. **Melhoramento de solo com resíduos da construção civil reforçado com fibras de polipropileno**. ELECS, Vitória. 2011.

OMRANI, Mohsen Amouzadeh; MODARRES, Amir. Emulsified cold recycled mixtures using cement kiln dust and coal waste ash-mechanical-environmental impacts. *Journal of cleaner production*, v. 199, p. 101-111, 2018.

ONOFRE, F. C. **Avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas produzidas com ligantes asfálticos modificados por ácido polifosfórico e polímeros**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2012.

OSINUBI, K. J., & Nwaiwu, C. M. Design of compacted lateritic soil liners and covers. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 132(2), 203-213, 2006.

OSTEN, F. B. V. **Avaliação de Solos Tropicais para Sublastro da Estrada de Ferro Carajás**. Dissertação de mestrado. Rio de Janeiro: Instituto Militar de Engenharia, 2012.

OWEN, T. D.; LABUZ, L. L.; BEADLE, J. F.; WILLIAMS, D. A.; BERGER, J. D.; KILLIAN, T. D. **Engineering Practices Of Coal Ash Placement**. 2014.

PAIGE-GREEN, P.: Recent developments in soil stabilization. **In: ARRB Transport Research Ltd Conference**, 19th 1998, Sydney, New South Wales Australia, 1998.

PANICO, F., & da FONSECA, A. V. Long term cyclic response of a soil-cement mixture: experimental study and Modelling. **Procedia engineering**, 143, 178-186, 2016.

PARENTE, E. B. Avaliação do comportamento mecânico das misturas de solo-cimento e fosfogesso e cimento para uso na construção rodoviária. Dissertação (Mestrado). Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

PARK, H; WANG, L; YUN, J.H. Coal beneficiation technology to reduce hazardous heavy metals in fly ash. **Journal of Hazardous Materials**, v. 416, p. 125853, 2021.

PAUL, D.K; THEIVAKULARATNAM, M; GNANENDRAN, C. T. Damage study of a lightly stabilised granular material using flexural testing. **Indian Geotechnical Journal**, v. 45, n. 4, p. 441-448, 2015.

PAUTE, J. L.; HORNYCH, P.; BENABEN, J. P. Repeated load triaxial testing of granular materials in the French Network of Laboratories des Ponts et Chaussées. **In: Flexible Pavements**. Proceedings Of The European Symposium Euroflex, Portugal, 20-22 September. 1996.

PAZOS, A. G. **Efeito de propriedades morfológicas de agregados no comportamento mecânico de misturas asfálticas**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2015.

PCA (Portland Cement Association). Full-Depth Reclamation using Portland Cement: A Study of Long-Term Performance. **Portland Cement Association** . Illinois, E.U.A, 60 p, 2007.

PERAÇA, V. **Qualificando solos para revestimentos primários de rodovias: uma abordagem baseada nas mecânicas dos solos e dos pavimentos**. 157 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2007.

PEREIRA, K.L.A. **Stabilization Of A Soil With Cement And Ash Sludge For Use In Pavement**. 2012. 125 F. Dissertação (Mestrado Em Mecânica Das Estruturas, Estruturas De Concreto E Alvenaria E Materiais E Processos Construtivos) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2012.

PINTO, C. D. S., BOSCOV, M. E. G., & Moura, P. R. M. Estudo comparativo de estabilizacao com cimento e com cal de solo saprolítico e de solo laterítico. **Anais**, 1991.

PINTO, S. **Estabilização de areia com aditivo de cal e cinza volante**. Tese de Doutorado. Dissertação. Programa de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de

Janeiro. Rio de Janeiro, RJ. 1971. Disponível em: <https://pantheon.ufrj.br/bitstream/11422/2286/1/000124129.Pdf>

PITTA M. R. **Dimensionamento de pavimentos com camadas estabilizadas com cimento**. São Paulo, 1984. ABCP, 77p.

PLATI, C; GEORGIU, P; PAPAVALIOU, V. Simulating pavement structural condition using artificial neural networks. **Structure and Infrastructure Engineering**, v. 12, n. 9, p. 1127-1136, 2016.

PORTELINHA, F.H.M., LIMA, D.C., FONTES, M.P.F., CARVALHO, C.A.B.: Modification of a lateritic soil with lime and cement: an economical alternative for flexible pavement layers. **J. Soil Rock** 35(1), 51–63, 2012.

PRASETIA, I., SYAUQI, M., & AINI, A. S. Application of central kalimantan coal ash as a sustainable construction material. **In IOP Conference Series: Earth and Environmental Science** (Vol. 758, No. 1, p. 012011). IOP Publishing, 2021.

PRETONIUS, P.C. **Design Considerations for Pavements Containing Soil-Cement Bases**. Ph.D. Dissertation, University of California, Berkeley, April 1970.

PREUSSLER, E.S. **Ensaio triaxiais dinâmicos de um solo arenoso**. 1978.

PRIDY, K, L.; KELLER, P.E. **Artificial neural networks: an introduction**. SPIE press, 2005.

PRIETTO, P. D. M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado**. Porto Alegre, 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, 1996.

PROVIS, J.L.; PALOMO, A; SHI, C. Advances in understanding alkali-activated materials. **Cement and Concrete Research**, v. 78, p. 110-125, 2015.

PRUSINSKI, J. R., & BHATTACHARJA, S. Effectiveness of Portland cement and lime in stabilizing clay soils. **Transportation research record**, 1652(1), 215-227, 1999.

PUPPALA, A. J., SARIDE, S., & CHOMTID, S. Experimental and modeling studies of permanent strains of subgrade soils. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, 135(10), 1379-1389, 2009.

PUPPALA, A.J.; MOHAMMAD, L.N.; ALLEN, A. Permanent Deformation Characterization of Subgrade Soils from RLT Test. **Journal of Materials in Civil Engineering**, Reston, V. A., vol. 11, n.4, p.274-282, 1999.

PUTILOV, V. Y. et al. COAL ASH–TERMS AND DEFINITIONS. **Alternative Energy and Ecology (ISJAE)**, n. 1-3, p. 73-83, 2017.

PUTILOVA, I. V. Current state of the coal ash handling problem in Russia and abroad, aspects of the coal ash applications in hydrogen economy. **International Journal of Hydrogen Energy**, v. 48, n. 80, p. 31040-31048, 2023.

RAHMAN, M. K. et al. Literature review on cement kiln dust usage in soil and waste stabilization and experimental investigation. **International Journal of Research and Reviews in Applied Sciences**, v. 7, n. 1, p. 77-87, 2011.

RAMME, B. W.; LINGLE, J. W.; NAIK, T. R. **Coal combustion products utilization in Wisconsin: An environmental approach**. 1998.

RANGANATH, R. V. **A Study of the Characterization and use of Poned Fly Ash as Fine Aggregate in Cement Concrete**. 1995. Tese de Doutorado. PhD thesis, IIT Delhi, India.

RATHNAYAKE, Mahinsasa et al. Utilization of coal fly ash and bottom ash as solid sorbents for sulfur dioxide reduction from coal fired power plant: Life cycle assessment and applications. **Journal of cleaner production**, v. 202, p. 934-945, 2018.

RENJITH, Rintu et al. Optimization of fly ash based soil stabilization using secondary admixtures for sustainable road construction. **Journal of Cleaner Production**, v. 294, p. 126264, 2021.

REZENDE, D. de S. V. **Comportamento mecânico de alguns tipos de solo através de ensaios triaxiais de cargas repetidas para projetos de pavimentos rodoviários**. 2009. 144 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2009.

RHODE, G. M. et al. **Cinzas de carvão fóssil no Brasil—Aspectos técnicos e ambientais**. vol. 1 Porto Alegre: CIENTEC. 2006.

RHODE, G.M.; ZWONOK, O.; CHIES, F.; SILVA, N.I.W. **Cinzas de carvão fóssil no Brasil— Aspectos técnicos e ambientais**. Vol. 1, Porto Alegre: CIENTEC, 2006.

RIBEIRO, A. J. A. **Um Modelo de previsão do módulo de resiliência dos solos no estado do Ceará para fins de pavimentação**. 2016. 151 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes)—Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2016.

RIBEIRO, M. M. P. **Contribuição ao estudo da deformação permanente dos solos de subleito**. Dissertação (Mestrado em engenharia de Transporte). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

ROBNETT, Q. L.; THOMPSON, M. R. **Soil stabilization literature reviews**. Civil Engineering Studies, Highway Engineering Series n° 34, Urbana, Illinois, 1969.

ROCHA, J.C et al. Reaproveitamento das cinzas pesadas do Complexo Jorge Lacerda na elaboração de materiais de construção: aspectos tecnológicos e ambientais. **XV Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica**. Paraná, 1999.

ROCHA, M. T., & REZENDE, L. R. D. Estudo laboratorial de um solo tropical granular estabilizado quimicamente para fins de pavimentação. **Matéria (Rio de Janeiro)**, 22, e-11895, 2017.

RODRIGUES, M.S. **Determinação De Parâmetros Que Influenciam Nas Propriedades Mecânicas De Material Fresado Estabilizado Granulométrica E Quimicamente Para**

Emprego Em Camadas De Pavimentos. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2018.

ROHDE, G.M.; ZWONOK, O.; CHIES, F.; SILVA, N.I.W. **Cinzas de carvão fóssil no Brasil– Aspectos técnicos e ambientais.** Vol.1 Porto Alegre: CIENTEC, 2006.

SABEDOT, Sydney et al. Caracterização e aproveitamento de cinzas da combustão de carvão mineral geradas em usinas termelétricas. In: **Anais do III Congresso Brasileiro de Carvão Mineral.** 2011.

SAHU, G., BAG, A., CHATTERJEE, N., & MUKHERJEE, A. Potential use of flyash in agriculture: A way to improve soil health. **Journal of Pharmacognosy and Phytochemistry,** n.6, 2017.

SALTAN, M., Uz, V. E., & Aktas, B. Artificial neural networks–based backcalculation of the structural properties of a typical flexible pavement. **Neural Computing and Applications,** 23, 1703-1710, 2013

SALTAN, M; TERZI, S. Modeling deflection basin using artificial neural networks with cross-validation technique in backcalculating flexible pavement layer moduli. **Advances in Engineering Software,** v. 39, n. 7, p. 588-592, 2008.

SANBONSUGE, K., VASCONCELOS, K., BERNUCCI, L., & de MOURA, E. Efeito da umidade inicial e do tempo de cura nas propriedades mecânicas de misturas solo-cimento. **Transportes,** 25(4), 68-82, 2017.

SANBONSUGE, Kendi. **Comportamento mecânico e desempenho em campo de base de solo-cimento.** Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, 2013.

SANI, M.S.H.M.; MUFTAH, F; MUDA, Z. The properties of special concrete using washed bottom ash (WBA) as partial sand replacement. **International Journal of Sustainable Construction Engineering and Technology,** v. 1, n. 2, p. 65-76, 2010.

SANTOS, M.; LIMA, D.; BUENO, B. Estabilização dos solos com cal e betume. **6ª Reunião de Pavimentação Urbana,** p.74-97- Santos, 1995.

SAPEM (SOUTH AFRICAN PAVEMENT ENGINEERING MANUAL) **Chapter 10: Pavement Design.** African National Roads Agency Soc. LTD, Second Edition, 2014.

SARODE, D.B et al. Extraction and leaching of heavy metals from thermal power plant fly ash and its admixtures. **Polish Journal of Environmental Studies,** v. 19, n. 6, p. 1325-1330, 2010.

SATA, V; JATURAPITAKKUL, C; KIATTIKOMOL, K. Influence of pozzolan from various by-product materials on mechanical properties of high-strength concrete. **Construction and Building Materials,** v. 21, n. 7, p. 1589-1598, 2007.

SCHROEDER, R. L. **The Use of Recycled Materials in Highway Construction,** U.S. Department of transportation, Federal Highway Administration (FHWA), 1994.

SHAFABAKHSH, G. H.; ANI, O. Jafari; TALEBSAFA, M. Artificial neural network modeling (ANN) for predicting rutting performance of nano-modified hot-mix asphalt mixtures containing steel slag aggregates. **Construction and Building Materials**, v. 85, p. 136-143, 2015.

SHAFABAKHSH, G., TALEBSAFA, M., MOTAMEDI, M., BADROODI, S. Analytical evaluation of load movement on flexible pavement and selection of optimum neural network algorithm, **KSCE Journal of Civil Engineering**, v.19(6), p.1738-1746, 2015.

SHARMA, Neeraj Kumar; SWAIN, S. K.; SAHOO, Umesh C. Stabilization of a clayey soil with fly ash and lime: a micro level investigation. **Geotechnical and geological engineering**, v. 30, p. 1197-1205, 2012.

SILVA, A. J. **Estudo da viabilidade de utilização da cinza pesada em adição ao concreto compactado com rolo (CCR) destinado a camada de base de pavimentos híbridos**. 156 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.

SILVA, A. N. R. D., *et al.* **SIG: Uma plataforma para introdução de técnicas emergentes no planejamento urbano, regional e de transportes - Uma ferramenta 3D para análise ambiental urbana, avaliação multicritério e redes neurais artificiais**.1: São Paulo: Ed. dos Autores. 227 p, 2004.

SILVA, S. A. M. da. **Estudo da compressão simples em corpos de prova de solo-cimento e solo-cimento-serragem** (Dissertação (Mestrado). Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991.

SILVA, W.B.C. **Análise da Viabilidade da Produção de Blocos Intertravados de Concreto com o uso de Resíduos de Termelétrica e da Construção Civil**. Dissertação. Universidade Federal do Ceará, 2021.

SILVA, Y. D., GODOI, L. C., & HOLZ, R. F. Análise comparativa de custos entre métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos: AASHTO, DNIT E MeDiNa [Resumos]. **33º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET**, Balneário Camboriú, 2019.

SOBHAN, K; DAS, B. M. Durability of soil–cements against fatigue fracture. **Journal of materials in civil engineering**, v. 19, n. 1, p. 26-32, 2007.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2007\)19:1\(26\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19:1(26))

SONI, R. **Behavior of FLY ASH in Cement-Concrete Pavement**. M.TECH., Civil Department, Mewar University, Chittorgarh(Rajasthan), India, 2015.

SORENSEN, G. L.; SARKAR, S. L. **High-volume coal-ash brick production technology using state-of-the-art extrusion process**. 1998.

SOUAD, E. M. E. A. et al. Van den Lime Treatment of Coal Bottom Ash for Use in Road Pavements: Application to EL Jadida Zone in Morocco. **Materials**, v. 12, p. 1-15, 2019.

SOUNTHARARAJAH, A.; BUI, H.H.; NGUYEN, N.; JITSANGIAM, P.; KODIKARA, J.

Early-Age Fatigue Damage Assessment of Cement-Treated Bases Under Repetitive Heavy Traffic Loading. **Journal of Materials in Civil Engineering**, March, 2018.

SOUSA PINTO, Carlos. **Curso básico de Mecânica dos Solos**. Oficina de Textos, 2016.

SOUZA JUNIOR, J. D. **O Efeito da energia de compactação em propriedades dos solos utilizados na pavimentação do Estado do Ceará**. 2005. 211 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes)—Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2005.

SPECHT, L. P. **Comportamento de misturas solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos visando a pavimentação**, 2000.

SULEIMAN, N. **A state-of-the-art review of cold in-place recycling of asphalt pavements in the northern plains region**. School of Engineering and Mines, University of North Dakota, 2002.

SVENSON, M. **Ensaio Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos**. Tese (Doutorado pelo Programa de Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, 1980.

TAHA, R.; AL HARTHY, A.; AL-SHAMSI, K.; AL-ZUBEIDI, M. Cement Stabilization Of Reclaimed Asphalt Pavement Aggregate For Road Bases And Subbases, **Journal Mater. Civ. Eng.** 14 (3), 239–245, 14:3(239), 2002.

THEYSE, H.; DE BEER, M.; RUST, F. Overview of South African mechanistic pavement design method. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, n. 1539, p. 6-17, 1996.

THOM, Nick et al. **Principles of pavement engineering**. London: Thomas Telford, 2008.

THOMPSON, M. R.; NEUMANN, D. Rutting Rate Analyses of the AASHTO Road Test Flexible Pavements. **Transportation Research Board**, Washington, D.C., n. 1384, p.36-48, 1993.

TRICHÊS, G. **Concreto compactado a rolo para aplicação em pavimentação: estudo do comportamento na fadiga e proposição de metodologia de dimensionamento**. Tese de Doutorado. Instituto Tecnológico da Aeronáutica, São José dos Campos, 1993.

TRICHÊS, G; FARIAS, E. R.; MACCARINI, M. Análise dos aspectos mecânicos da utilização de misturas solo-cinzas-pesadas na pavimentação rodoviária. In: **Congresso da Associação Brasileira de Ensino e Pesquisa em Transporte**. 2006.

TRINDADE, T. P., CARVALHO, C. A., SILVA, C. H., de LIMA, D. C., & Barbosa, P. S. Resilient modulus of soils and soil-cement mixtures. **In Resilient Modulus Testing for Pavement Components**. ASTM International, 2003.

TRINH, V. N et al. O. Mechanical characterisation of the fouled ballast in ancient railway track substructure by large-scale triaxial tests. **Soils and foundations**, 52(3), 511-523, 2012.

TSENG, K. H. e LYTTON, R. L. **Prediction of permanent deformation in flexible pavement materials. In: Implication of aggregates in the design, construction and performance of flexible pavements**, ASTM STP 1016, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 154-172, 1989

TURNER, J.P. **Evaluation of western coal fly ashes for stabilization of low-volume roads**. 1997

ULBRICH, L.A. **Aspectos do comportamento mecânico de um solo reforçado com fibras**. 1997, 122p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de PósGraduação em Engenharia Civil/UFRGS, Porto Alegre, 1997.

ULLDITZ, P. Mathematical Model for Pavement Performance under Moving Heel Load. **Transportation Research Board**, Washington, D.C., n. 1384, p.94-99, 1993.

UTHUS, L., HERMANSSON, Å., HORVLI, I., & HOFF, I. A study on the influence of water and fines on the deformation properties and frost heave of unbound aggregates. **In Current Practices in Cold Regions Engineering** (pp. 1-13), 2006.

UZAN, J. Characterization of Granular Material. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., n. 1022, p.52-59, 1985.

VASCONCELOS, S. D. **Avaliação da Heterogeneidade de Cinzas de Carvão Mineral Advindas da Termelétrica Energia Pecém e sua Aplicação em Camadas Granulares de Pavimentos**. Projeto de Graduação. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2016.

VASCONCELOS, S. D. **Avaliação das Cinzas de Carvão Mineral Produzidas em Usinas Termelétricas para Construção de Camadas de Pavimentos**. Dissertação de Mestrado, UFC, CE, 2018.

VASCONCELOS, S. D., BARROSO, S. H. de A., VIEIRA, F. de A. F., & ALMEIDA, H. B. F. Avaliação do uso de cinzas de carvão mineral produzidas em usina termelétrica na construção de pavimentos. **TRANSPORTES**, 27(2), 73–88. 2019. <https://doi.org/10.14295/transportes.v27i2.1592>

VASILYEVA, N; FEDOROVA, E; KOLESNIKOV, A. Big data as a tool for building a predictive model of mill roll wear. **Symmetry**, v. 13, n. 5, p. 859, 2021.

VASSILEV, S.V.; VASSILEVA, C.G. Methods for characterization of composition of fly ashes from coal-fired power stations: a critical overview. **Energy & Fuels**, v. 19, n. 3, p. 1084-1098, 2005.

VENSON, G.I. **Módulo de resiliência e vida de fadiga de areia artificialmente cimentada**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2015.

VIANA, H.M.F. **Estudo do comportamento resiliente dos solos tropicais grossos do interior do Estado de São Paulo**, Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2007.

VIEIRA, Gabrieli Lazzari et al. Influence of recycled aggregate replacement and fly ash content in performance of pervious concrete mixtures. **Journal of cleaner production**, v. 271, p. 122665, 2020.

VOGT, J. C. **Estabilização Betuminosa**. In: 7º Simpósio sobre pesquisas rodoviárias. Rio de Janeiro, 1971.

VYAS, V; SINGH, A.P; SRIVASTAVA, A. Prediction of asphalt pavement condition using FWD deflection basin parameters and artificial neural networks. **Road Materials and Pavement Design**, v. 22, n. 12, p. 2748-2766, 2021.

WANG, Zhichen et al. Prediction of highway asphalt pavement performance based on Markov chain and artificial neural network approach. **The Journal of Supercomputing**, v. 77, p. 1354-1376, 2021.

WEI, ZZ; BAIQUAN, L; TONG, L. Construction of Pingdingshan coal molecular model based on FT-IR and ¹³C-NMR. **Journal of Molecular Structure**, v. 1262, p. 132992, 2022.

WERKMEISTER, S. **Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions**. Tese (Doutorado). Universidade Técnica de Dresden, 189 pg., 2003.

WERKMEISTER, S; DAWSON, A.R.; WELLNER, F. Permanent deformation behavior of granular materials and the shakedown concept. **Transportation Research Record**, v. 1757, n. 1, p. 75-81, 2001.

WHITE, G. W., & GNANENDRAN, C. T. The influence of compaction method and density on the strength and modulus of cementitiously stabilised pavement materials. **International Journal of Pavement Engineering**, 6(2), 97-110, 2005

WIRANATA, D. Y., YANG, S. H., AKGUL, C. M., HSIEN, H. Y., & NUGRAHA, M. Z. P. Use of coal ash cement stabilized material as pavement base material: Laboratory characterization and field evaluation. **Construction and Building Materials**, 344, 128055, 2022.

XUAN, D. X. et al. Mechanical properties of cement-treated aggregate material—a review. **Materials & Design**, v. 33, p. 496-502, 2012.

XUAN, DX; MOLENAAR, AaA ; HOUBEN, L.J.M. Fissura por retração de resíduos de demolição tratados com cimento como base de estrada. **Materiais e Estruturas**, 49 (1), 631 – 640.2016. <https://doi.org/10.1617/s11527-015-0524-7> .

YAO, Zhi Tong et al. A comprehensive review on the applications of coal fly ash. **Earth-science reviews**, v. 141, p. 105-121, 2015.

YEO, Y.S. **Characterisation of Cement Treated Crushed Rock Basecourse for Western Australian Roads**. Thesis presented for the Degree of Doctor of Philosophy, Curtin University, School of Civil and Mechanical Engineering, 2011.

YILDIRIM, B., & GUNAYDIN, O. Estimation of California bearing ratio by using soft

computing systems. **Expert Systems with Applications**, 38(5), 6381-6391, 2011.

YODER, E. J. WITCZAK, M. W. **Principles of Pavement Design**. 2 ed. New York: John Iley & Sons, Inc. 1975.

YOO, B; PARK, D; VO, H. V. Evaluation of Asphalt Mixture Containing Coal Ash. **Transportation Research Procedia**, vol. 14, 2016.

YOON, M.S; KIM, S.S; HAN, S.J. The mechanical properties of coal-ash generated in south Korea for using tide embankment material. In: ISOPE **International Ocean and Polar Engineering Conference**. ISOPE, 2013.

ZAGO, J. P., PINHEIRO, R. J. B., BARONI, M., SPECHT, L. P., DELONGUI, L., & SAGRILO, A. V. Study of the permanent deformation of three soils employed in Highway subgrades in the municipality of Santa Maria-RS, Brazil. **International Journal of Pavement Research and Technology**, 14(6), 2021.

ZAGO, J.P. **Estudo da deformação permanente de três solos típicos de subleitos rodoviários de Santa Maria-RS**. 2016.

ZEGHAL, M. & KHOGALI, W. **Predicting the resilient modulus of unbound granular materials by neural networks**, artigo apresentado no BCRA 2005, Trondheim, Norway, 27-29 june, pp. 1–9. 2005.

ANEXO A - MANUAL DE UTILIZAÇÃO DE CINZAS DE CARVÃO MINERAL NA PAVIMENTAÇÃO

MANUAL DE UTILIZAÇÃO DE CINZAS DE CARVÃO MINERAL NA PAVIMENTAÇÃO

Sarah Denise Vasconcelos Bastos

Suelyly Helena de Araújo Barroso

Francisco Heber Lacerda de Oliveira

Carla Beatriz Costa de Araújo



MANUAL DE UTILIZAÇÃO DE CINZAS DE CARVÃO MINERAL NA PAVIMENTAÇÃO

OBJETIVO

O objetivo é elaborar um manual de boas práticas de execução de camadas de pavimentos com cinzas de carvão mineral, dispondo, assim, de um documento norteador, de prática consulta e fácil entendimento, visando estabelecer a sistemática empregada na execução e controle de cinzas de carvão mineral na área rodoviária.

CONSIDERAÇÕES GERAIS

A utilização de resíduos como materiais alternativos usados na construção de pavimentos rodoviários é uma tendência mundial. Diante de um cenário de crescimento populacional, econômico, tecnológico e de uma consequente expansão da malha rodoviária nacional, houve um sucessivo esgotamento das jazidas naturais de boa qualidade para pavimentação, levando a um estado de alerta dos órgãos ambientais e um consequente estreitamento da regulamentação em relação à extração dessas jazidas. A resultante disso é que se faz necessário, progressivamente, a busca por materiais alternativos que apresentem satisfatórios parâmetros no que se refere às características dos insumos usados na área rodoviária.

De um modo geral, observa-se uma deficiência, em quantidade e qualidade, de materiais convencionais utilizados em camadas que compõem os pavimentos, de forma que a busca de alternativas para compô-los é imperativa. Viabilizar o reaproveitamento das cinzas da combustão do carvão mineral de termelétricas em projetos estruturais de pavimentos pode ser uma alternativa, haja vista a possibilidade de incorporação de grandes volumes desses materiais, diminuindo os custos de tratamento e disposição final do resíduo, além de oferecer matéria-prima ao cenário rodoviário.

Nacionalmente não se dispõe de especificações de serviço com utilização de cinzas de carvão mineral, levando-se em consideração a normatização e especificações brasileiras e características intrínsecas, como climáticas, ambientais e legais. A bibliografia nacional carece de materiais que embasem e norteiem profissionais ao emprego adequado das cinzas de carvão em camadas de pavimentos. Este documento visa, assim, desenvolver e propor diretrizes práticas à utilização de cinzas de carvão mineral na pavimentação, propondo metodologias de uso, normas e especificações técnicas de serviço para utilização das cinzas na área rodoviária.

Este manual de utilização de cinzas de carvão mineral na área rodoviária contempla os seguintes capítulos:

CAPÍTULO 1: Metodologia para Aplicação de Cinzas de Carvão Mineral na Pavimentação.

Objetivo: Apresentar um fluxograma decisório que tem como principal enfoque auxiliar profissionais que tenham em suas obras a demanda pela utilização de cinzas de carvão mineral provenientes de centrais termelétricas, visto a escassez de diretrizes para uso de cinzas na bibliografia nacional.

CAPÍTULO 2: Especificação Técnica para Uso de Cinzas Estabilizadas Granulometricamente em Camada de Reforço de Subleito.

Objetivo: Definir os critérios que orientam a execução e aceitação da utilização de cinzas de carvão mineral estabilizadas granulometricamente no serviço de execução de camada de reforço de subleito em obras rodoviárias sob a jurisdição do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT).

CAPÍTULO 3: Especificação Técnica para Uso de Cinzas Estabilizadas Granulometricamente em Camada de Sub-base.

Objetivo: Definir os critérios que orientam a execução e aceitação da utilização de cinzas de carvão mineral estabilizadas granulometricamente no serviço de execução de camada de sub-base em obras rodoviárias sob a jurisdição do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT).

CAPÍTULO 4: Especificação Técnica para Uso de Cinzas Estabilizadas Quimicamente com Cal em Camada de Base.

Objetivo: Definir os critérios que orientam a execução e aceitação da utilização de cinzas de carvão mineral estabilizadas com cal no serviço de execução de camada de base em obras rodoviárias sob a jurisdição do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT).

DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Test Method for Leaching Solid Material in a Column Apparatus: D 4874 –. Philadelphia, 1995.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Guide for Design and Construction of Coal Ash Structural Fills: ASTM E2277.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Practice for Characterizing Fly Ash for Use in Soil Stabilization: ASTM D5239.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS E2277: Standard Guide for Design and Construction of Coal Ash Structural Fills.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS ASTM D5239: Standard Practice for Characterizing Fly Ash for Use in Soil Stabilization.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS ASTM C593: Standard Specification for Fly Ash and Other Pozzolans for Use With Lime for Soil Stabilization.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS

_____. NBR 10004: Resíduos sólidos – Classificação. Rio de Janeiro, 2004.

_____. NBR 10005: Lixiviação de Resíduos – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

_____. NBR 10006: Solubilização de Resíduos – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

_____. NBR 64734: Cal virgem e Cal Hidratada – Análise Química.

_____. NBR 6471: Cal virgem e Cal Hidratada – Retirada e Preparação de Amostras - Procedimento.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.

_____. DNER-ME 036: Solo – Determinação da massa específica aparente, “in situ”, com emprego do balão de borracha – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.

_____. DNER-ME 041: Solos – preparação de amostras para caracterização. 1994.

_____. DNER-ME 051: Solos – Análise granulométrica. 1994.

_____. DNER-ME 049: Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia para não amostras trabalhadas. 1994.

_____. DNER-ME 052: Solos e agregados miúdos – Determinação da umidade com emprego do “Speedy” – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.

_____. DNER-ME 080: Solos - Análise granulométrica por peneiramento – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.

_____. DNER-ME 082: Solos – Determinação do limite de plasticidade. 1994.

_____. DNER-ME 088: Solos - Determinação da umidade pelo método expedito do álcool – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.

_____. DNER-ME 092: Solos – Determinação da massa específica aparente “in situ”, com emprego do frasco de areia – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.

_____. DNER-ME 093: Solo – Densidade Real. 1994.

_____. DNER-ME 122: Solos – Determinação do limite de liquidez – método de referência e método expedito. 1994.

_____. DNIT 134-ME: Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência. 2018.

_____. DNER-ME-162: Solos – ensaio de compactação utilizando amostras trabalhadas. 1994.

_____. DNER-ME 172: Solos - Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.

_____. DNER-ME 180: Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada – determinação da resistência à compressão simples. 1994.

_____. DNER-ME 181: Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada – determinação da resistência à tração por compressão diametral. 1994. 125.

_____. DNER-PRO 277: Metodologia para controle estatístico de obras e serviços - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR.

_____. DNIT 001/2009-PRO: Elaboração e apresentação de normas do DNIT – Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2009.

_____. DNIT 011-PRO: Gestão da qualidade em obras rodoviárias – Procedimento. Rio de Janeiro: IPR.

_____. DNIT 070-PRO: Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras – Procedimento. Rio de Janeiro: IPR.

_____. DNIT 108-ES: Terraplenagem – Aterros – Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR.

_____. DNER-ME 024: Pavimento – determinação das deflexões pela Viga Benkelman. Rio de Janeiro: IPR.

_____. DNER-PRO 273: Determinação das deflexões utilizando o deflectômetro de impacto tipo “Falling Weight Deflectometer – FWD. Rio de Janeiro: IPR.

_____. DNIT 144-ES: Pavimentação – Imprimação com ligante asfáltico – Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR.

_____. DNIT 145-ES: Pavimentação – Pintura de Ligação com ligante asfáltico convencional. Rio de Janeiro: IPR.

_____. DNIT 418/2019-EM: Pavimentação – Cal Virgem e Cal Hidratada Especificação de material. Brasília: IPR.

_____. DNIT 419/2019-ME: Pavimentação – Solo-Cal – Estimativa do teor mínimo de cal

_____. DNIT 420/2019 - ES estabilização química de solo – Método de ensaio. Brasília: IPR.

_____. DNIT 434-ME: Pavimentação – Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada em camadas estabilizadas quimicamente – Método de ensaio. 2021a.

_____. Manual de Pavimentação, 2006.

_____. Instrução de Serviço – IS-247: Estudos para Elaboração de Projetos de Implantação usando o Método de Dimensionamento Nacional – MeDiNa. Nota Informativa. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. 2021

CAPÍTULO 1: METODOLOGIA PARA APLICAÇÃO DE CINZAS DE CARVÃO MINERAL NA PAVIMENTAÇÃO

1. Objetivo

Apresentar um fluxograma decisório que tem como principal enfoque auxiliar profissionais que tenham em suas obras a demanda pela utilização de cinzas de carvão mineral provenientes de centrais termelétricas, diante da escassez de diretrizes para o uso de cinzas na bibliografia nacional.

2. Fluxograma Decisório

O fluxograma disposto na Figura 1.1 compreende e detalha todas as etapas que devem ser seguidas para utilização de cinzas de carvão em camadas de pavimentos. Foram abordadas as peculiaridades e os consequentes cuidados ao lidar com as cinzas, além de direcionar quanto aos procedimentos que devem ser seguidos, como parâmetros a serem observados, ensaios que têm de ser realizados e outras especificidades que as cinzas apresentam e que necessitam de uma atenção diferenciada.

2.1. Coleta e Homogeneização das Cinzas

Os procedimentos adotados para a utilização de cinzas em camadas de pavimentos se iniciam com a definição do local gerador de onde estas serão retiradas. Posteriormente, faz-se a coleta das amostras de cinzas, que serão analisadas e homogeneizadas, com o propósito de gerar uma única amostra a ser estudada. Caso as cinzas estejam dispostas em módulos de armazenagem o procedimento de coleta pode ser feito de forma manual (utilizando-se, por exemplo, de enxadas, picaretas e pás) ou mecanizada (utilizando-se, por exemplo, de miniescavadeira e escavadeira hidráulica, conforme ilustrado na Figura 1.2). O instrumento de coleta dependerá do grau de compactidade que o material se encontra no local de extração. Em campo, sugere-se a raspagem dos 50 cm iniciais da região de cinzas escolhidas, para então se proceder a coleta e homogeneização.

A quantidade de material deverá ser o suficiente para a realização de todos os ensaios laboratoriais nas cinzas (ou em misturas granulométricas e químicas desse material) e ainda garantir que pelo menos 1/3 da quantidade total de cinzas utilizadas nos ensaios fique armazenada no laboratório (por pelo menos 6 meses após a coleta), para caso haja necessidade de se refazer algum procedimento laboratorial. Ao coletar, sugere-se verificar o teor de umidade das cinzas, uma vez que, caso estejam com alto teor de umidade, no momento da secagem para realização dos procedimentos laboratoriais haverá uma significativa redução do volume de cinzas, que também deve ser considerado na definição da quantidade de cinzas e ser coletada.

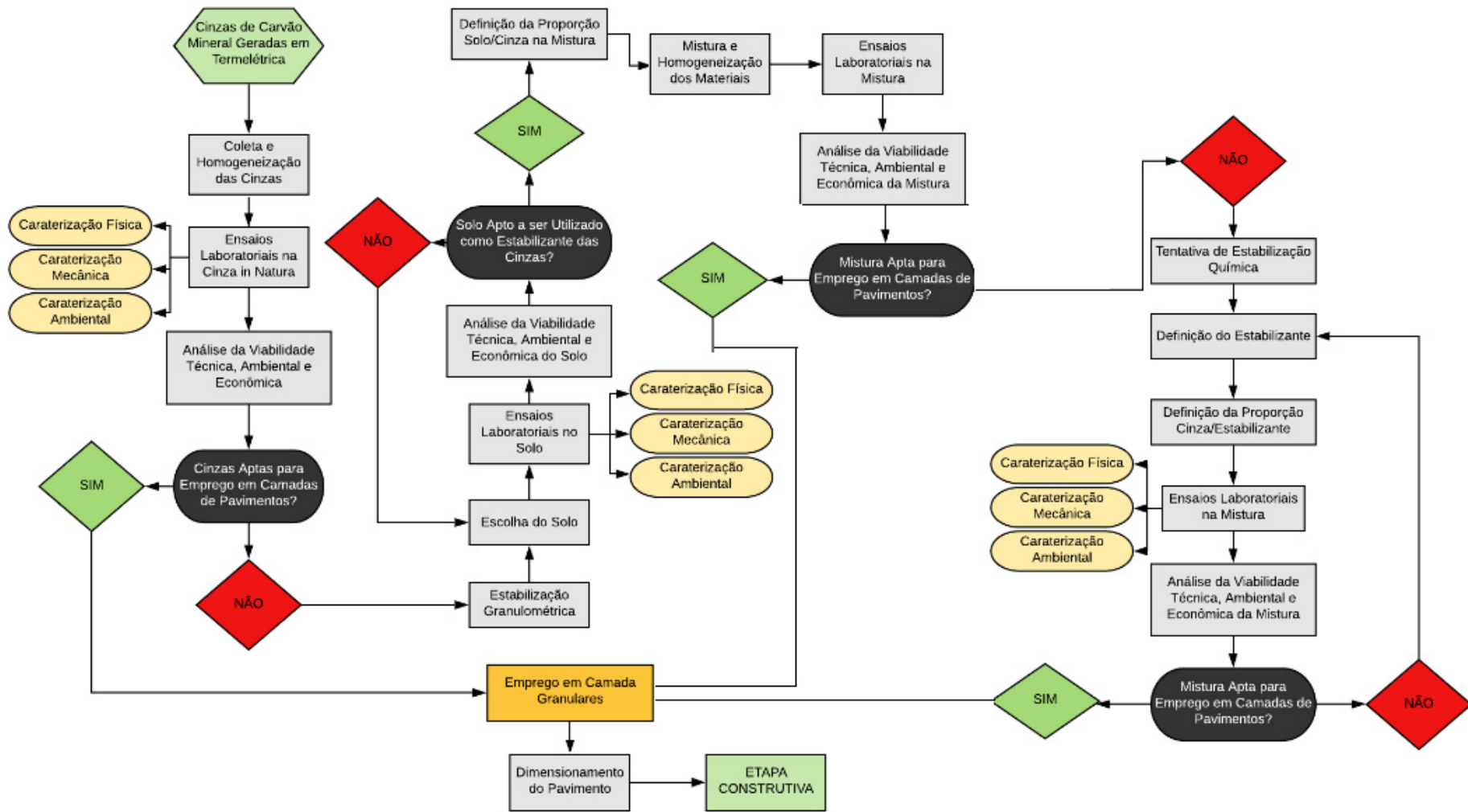


Figura 1.1: Fluxograma Metodológico



Figura 1.2: Coleta das Cinzas

A amostra de cinza como recebida do campo deverá ser seca ao ar ou pelo uso de aparelho secador, de modo que a temperatura não exceda 60°C . Após a secagem prévia, procede-se o destorroamento (conforme DNIT 041/94), desagregando-se completamente os torrões no almofariz com a mão de gral recoberta de borracha, de maneira que evite reduzir o tamanho natural das partículas.

Haja vista a significativa heterogeneidade do material sugere-se proceder a uma homogeneização das cinzas, com uso de enxadas, picaretas e pás. Reduz-se, posteriormente todo material preparado com a técnica do quarteamento até se obter uma amostra representativa para os ensaios desejados (Figura 1.3). No quarteamento a amostra é colocada sobre uma superfície plana e limpa, misturada intensamente com uma pá, se for grande amostra, ou colher, se for uma pequena amostra e arrumada numa pilha cônica. Esse cone é então achatado, por pressão da pá e a seguir a amostra é dividida em quatro partes. Descartam-se duas partes, situadas diametralmente, misturando-se o material restante e repetindo-se com ele o processo de quarteamento, até obter-se uma amostra homogênea, com o peso necessário aos ensaios.



Figura 1.3: Quarteamento das cinzas

2.2. Realização de Ensaios Laboratoriais

A amostra a ser analisada deve ser submetida a alguns ensaios laboratoriais, objetivando verificar as propriedades físicas mecânicas e ambientais do material ensaiado. Ensaios de caracterização física, mecânica e ambiental deverão ser realizados na cinza coletada (Figura 1.4). Os ensaios de caracterização física são: Análise Granulométrica – DNER-ME 051/1994; Determinação do Limite de Liquidez - DNER-ME 122/1994; Determinação do Limite de Plasticidade - DNER-ME 082/1994; Determinação da Densidade Real - DNER-ME 093/1994. Os ensaios de caracterização mecânica são: Ensaio de Compactação - DNER-ME 162/1994; Ensaio de Índice Suporte Califórnia - DNER-ME 172/2016 (aqui esse ensaio é somente recomendado para que a comunidade técnica possa fazer a transição de forma mais suave entre o uso dos métodos de dimensionamento empírico e empírico-mecânico de pavimentos); Ensaio de Módulo de Resiliência - DNER-ME 134/2018; Ensaio de Deformação Permanente - DNIT 179/2018. Os ensaios ambientais são: Procedimento Para Obtenção de Extrato Lixiviado de Resíduos Sólidos - NBR 10005/2004; Procedimento Para Obtenção de Extrato Solubilizado de Resíduos Sólidos - ABNT 10006/2004; *Standard Test Method for Leaching Solid Material in a Column Apparatus* - ASTM D 4874.

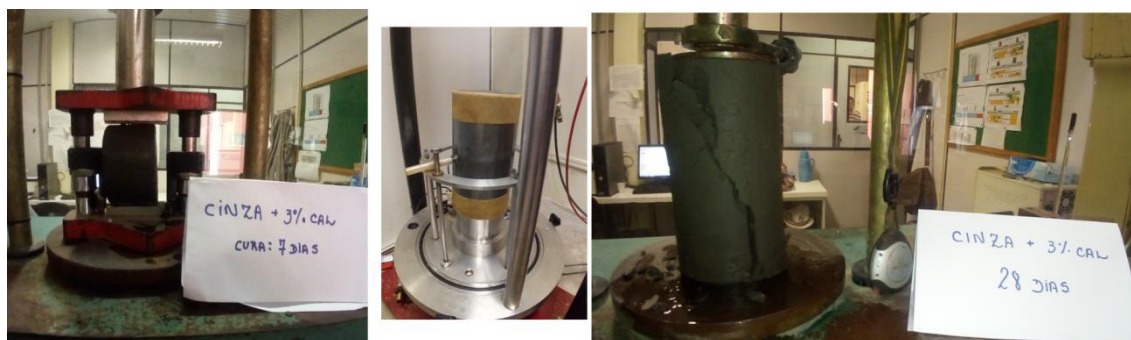


Figura 1.4: Ensaios Laboratoriais nas Cinzas *in Natura*

2.3. Análise da Viabilidade das Cinzas *in natura* em Camadas de Pavimentos

Posteriormente à realização dos ensaios laboratoriais, têm de ser feita uma análise técnica, ambiental e econômica da amostra. Se nesta análise concluir-se que as cinzas estudadas estão aptas a serem utilizadas em camadas de pavimentos, parte-se para etapa de dimensionamento e construção do pavimento. Caso contrário, inicia-se a etapa de estabilização granulométrica. Para que as cinzas possam ser empregadas *in natura* em camadas de pavimentos, deve-se verificar se atendem aos requisitos dispostos nas especificações técnicas nos ANEXOS A, B e C.

2.4. Estabilização Granulométrica

A fase de estabilização granulométrica se inicia com a escolha do tipo de solo a ser utilizado e sua disponibilidade. Sugere-se financeiramente utilizar solos granulares dispostos em jazidas que estejam próximos ao local de construção da obra rodoviária. Após a seleção do solo, procede-se a realização dos ensaios laboratoriais necessários no solo estudado (os mesmos ensaios realizados para a cinza *in natura*). Após, deve-se fazer uma análise técnica, ambiental, legal e econômica do solo investigado, verificando se eles estão aptos a serem utilizados como estabilizantes granulométricos das cinzas. Para ser utilizado como estabilizante das cinzas, sugere-se que os solos se apresentem como resíduos não perigosos a partir dos ensaios ambientais realizados e que possuam parâmetros técnicos obtidos dos ensaios de caracterização mecânica superiores aos das cinzas *in natura*. Caso contrário, deve ser feita a escolha de um diferente tipo de solo. Sendo positivo o resultado da análise, define-se a proporção de solo/cinza na mistura, em massa, com a realização posterior de mistura e homogeneização dos materiais.

Nessa mistura idealizada, realizam-se os ensaios (os mesmos ensaios de caracterização física, ensaios mecânicos e ensaios ambientais realizados nas cinzas antes de adicionadas à mistura) e procede-se uma nova análise, agora da viabilidade técnica, ambiental, legal e econômica da mistura estudada. Para que a mistura granulométrica possa ser empregada em camadas de pavimentos, deve-se verificar se atendem aos requisitos dispostos nas especificações técnicas nos ANEXOS A, B e C.

A mistura estando apta a ser utilizada em camadas granulares, inicia-se então o dimensionamento e em seguida a etapa construtiva. Se a estabilização granulométrica não gerar

uma mistura apta a ser empregada na pavimentação, pode-se partir para a tentativa da utilização de estabilizantes químicos, como a cal ou o cimento, nas cinzas.

Na Figura 1.5 é ilustrada essa etapa de estabilização granulométrica. Ilustra-se a coleta do solo, mistura com a cinza (posterior adição de água até atingir a umidade ótima) e realização dos ensaios laboratoriais.



Figura 1.5: Estabilização Granulométrica das Cinzas

2.5. Estabilização Química

O primeiro passo na etapa de estabilização química é definir o estabilizante a ser empregado na mistura (em virtude a presença usual de argilominerais nas cinzas, em geral utiliza-se a cal como estabilizante). Após a seleção dos materiais, deve-se determinar a proporção de cinza/estabilizante a ser estudada, em massa. Na mistura idealizada procede-se aos ensaios de: Ensaio de Compactação - DNER-ME 162/1994; Ensaio de Índice Suporte Califórnia - DNER-ME 172/2016; Ensaio de Resistência à Compressão Simples- DNIT 180/94; Ensaio de

Resistência à Tração por Compressão Diametral (DNIT 181/94); Ensaio de Módulo de Resiliência - DNER-ME 181/2018; Ensaio de Deformação Permanente -DNIT 179/2018; Procedimento Para Obtenção de Extrato Lixiviado de Resíduos Sólidos - NBR 10005/2004; Procedimento Para Obtenção de Extrato Solubilizado de Resíduos Sólidos - ABNT 10006/2004; *Standard Test Method for Leaching Solid Material in a Column Apparatus* - ASTM D 4874.

Após a realização dos ensaios laboratoriais, observa-se a viabilidade técnica e ambiental da mistura. Para que a mistura química possa ser empregada em camadas de pavimentos, deve-se verificar se atendem aos requisitos dispostos nas especificações técnicas no ANEXO C. Sendo negativa a resposta, deve ser feita a escolha de um novo estabilizante ou definir uma nova proporção cinza/estabilizante. Caso a estabilização química se mostre apta, inicia-se a etapa de dimensionamento e construção do pavimento.

Na Figura 1.6 é ilustrada essa etapa de estabilização química. Ilustra-se a pesagem da cal, mistura com a cinza (posterior adição de água até atingir a umidade ótima) e realização dos ensaios laboratoriais.



Figura 1.6: Estabilização Química das Cinzas

CAPÍTULO 2: ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA PARA USO DE CINZAS ESTABILIZADAS GRANULOMETRICAMENTE EM CAMADA DE REFORÇO DE SUBLEITO.

1. Objetivo

Definir os critérios que orientam a execução e aceitação da utilização de cinzas de carvão mineral estabilizadas granulometricamente no serviço de execução de camada de reforço de subleito em obras rodoviárias sob a jurisdição do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT).

2. Definições

2.1. Cinzas volantes

Cinzas volantes são as cinzas de textura mais fina, arrastadas pelos gases de combustão das fornalhas da caldeira e abatidas por precipitadores eletrostáticos.

2.2. Cinzas pesadas

Partículas de cinzas aglomeradas formadas em caldeiras de carvão pulverizadas que são grandes demais para serem transportadas pelos gases de combustão e colidirem com as paredes da caldeira ou caem através de grades abertas para um funil de cinzas na parte inferior da caldeira.

2.3. Reforço de Subleito

O reforço de subleito constitui em uma camada estabilizada granulometricamente, executada sobre o subleito (terreno de fundação) devidamente compactado e regularizado. Esta camada é utilizada quando se torna necessário reduzir espessuras elevadas da camada de sub-base, originadas pela baixa capacidade de suporte do subleito.

2.4. Estabilização Granulométrica

Processo de melhoria da capacidade resistente de materiais *in natura* ou mistura de materiais, mediante emprego de energia de compactação adequada, de forma a se obter um produto final com propriedades adequadas de estabilidade e durabilidade.

3. Serviço de Execução do Reforço de Subleito

3.1. Materiais empregados

Os materiais constituintes são produtos de combustão de carvão ou mistura de produtos de combustão de carvão com solos, de qualidade superior à do subleito.

3.1.1. Cinzas de Carvão Mineral

Durante a queima do carvão, as cinzas volantes, as quais representam boa parte do material inorgânico não eliminado na combustão, são recuperadas nas tubulações de exaustão por meio do fluxo dos gases de combustão. As cinzas volantes constituem-se de partículas finas, inorgânica, de cor cinza claro devido a menor presença de carbono, com partículas esféricas e com tamanho dos grãos similares aos dos siltes naturais. Em geral, essas cinzas são materiais pozolânicos por apresentarem potencial de reação com a cal em presença de água, originando compostos hidratados estáveis com propriedades aglomerantes. As cinzas volantes são materiais particulados sílico-aluminosos, tipicamente mais finos do que o cimento Portland, formada por partículas esféricas, tipicamente variando em tamanho entre 10 e 100 microns.

A menor parcela do material inorgânico não eliminado são as cinzas pesadas, que possuem granulometria mais grossa, gerada a partir da aglomeração de grãos semifundidos no interior da câmara de combustão. No processo de queima do carvão mineral, as cinzas pesadas são coletadas em recipiente com água, colocado embaixo da câmara de combustão. Com auxílio de jato de água de alta pressão, as cinzas são retiradas e conduzidas por canal de limpeza para tanques de disposição ou bacias de decantação para a diminuição da elevada umidade. Em geral, as cinzas pesadas são constituídas por sílica, alumina e óxido de ferro, com menores proporções de cálcio, magnésio e sulfatos.

Por se tratar de um material que apresenta algumas peculiaridades quando comparados com os mais convencionais utilizados na engenharia, as cinzas de carvão mineral requerem alguns cuidados a critérios mais rígidos de controle e execução.

- **Susceptibilidade à variação de umidade:** A questão mais notável quando se trata da utilização de cinzas volantes é a susceptibilidade destas à variação da umidade. Deve-se ter a preocupação de limitar variação da umidade admitida em relação à umidade ótima, além de realizar ensaios de determinação da umidade *in situ* de maneira mais constante ao longo de todo o período de construção do pavimento. A Figura 2.1a ilustra o aspecto da cinza com teor de umidade 2% acima do ótimo e a Figura 2.1b ilustra uma camada de cinza compactada com umidade acima em torno de 4% da umidade ótima em campo.



a)



b)

Figura 2.1: Aspecto da cinza com teor de umidade acima do ótimo

- **Geração de Poeira:** Como as cinzas, principalmente as volantes, são um material que apresentam granulometria fina, o cuidado se deve à poeira gerada por essas (Figura 2.2). O transporte das cinzas deve acontecer em caminhões basculantes cobertos com comportas hermeticamente fechadas e, se necessário, deve ser realizado um umedecimento prévio do material.



Figura 2.2: Geração de poeira devida à granulometria das cinzas

- **Heterogeneidade das Cinzas:** Outro cuidado que se deve ter está relacionado com a heterogeneidade das cinzas. Por apresentarem a possibilidade de se apresentarem de forma muito heterogênea, as cinzas de carvão mineral requerem uma homogeneização prévia, em usina ou na pista.

A cinza a ser utilizada para camada de reforço de subleito deverá apresentar Índice de Suporte Califórnia (ISC ou CBR) de no mínimo igual ao do subleito, expansão de no máximo 1%, módulo de resiliência médio maior do que o do subleito padrão e ser classificada nos ensaios ambientais como resíduo não perigoso, preferencialmente inerte. Caso ela seja utilizada em mistura com um material granular, a mistura deve atender aos parâmetros estabelecidos na subseção 3.1.3.

3.1.2. Material Granular

O solo a ser utilizado deverá ser predominantemente granular, laterítico ou não, devendo apresentar valores de CBR maior ou igual ao do subleito. O material deverá apresentar expansão de no máximo 1% e módulo de resiliência médio maior do que o do subleito padrão.

3.1.3. Mistura Granulométrica

A mistura de material que irá constituir o reforço do subleito deve apresentar em relação ao subleito melhor capacidade de suporte, melhor módulo de resiliência, menor deformação

permanente e expansão $\leq 1\%$, cabendo a determinação dos valores de ISC, de expansão, de resiliência e de deformação permanente pertinentes, por intermédio dos seguintes ensaios:

- Ensaio de Compactação –DNER-ME 162/1994, na energia normal ou maior do que esta;
- Ensaio de Índice Suporte Califórnia – ISC –DNER-ME 172/2016, com energia do Ensaio de Compactação.
- Módulo de Resiliência – MR –DNER-ME 134/2018, com energia do ensaio de compactação.
- Ensaio de Deformação Permanente – DP - DNIT 179/2018, com energia do ensaio de compactação.

Para aplicação em reforço de subleito, a mistura deve apresentar os seguintes parâmetros técnicos:

- Índice Suporte Califórnia - ISC – maior do que o do subleito;
- Expansão $\leq 1\%$;
- Módulo de Resiliência Médio - maior do que o do subleito padrão;
- Deformação Permanente total – os parâmetros de deformação permanente do material devem ser inseridos no *software* MeDiNa e, após a análise de toda a estrutura que compõe o pavimento, para o tráfego previsto, deve-se ter um afundamento de trilha de roda máximo de 13 mm (valor utilizado como referência no programa MeDiNa) para via arterial primária e coletor primária e 20 mm para via arterial secundária, coletor secundária e via local.

Para avaliação ambiental deve-se proceder aos ensaios:

- Ensaio para Obtenção de Extrato Lixiviado de Resíduos Sólidos - NBR 10005/2004;
- Ensaio para Obtenção de Extrato Solubilizado de Resíduos Sólidos - ABNT 10006/2004;
- Ensaio Para Obtenção de Extrato Solubilizado de Resíduos Sólidos - ABNT 10006/2004
- *Standard Test Method for Leaching Solid Material in a Column Apparatus* - ASTM D 4874.

De acordo com os parâmetros obtidos dos ensaios, comparando-se aos critérios dispostos na NBR 10005/2004, a amostra deverá ser não perigosa, preferencialmente inerte.

3.2 Equipamentos

A mistura de cinzas de carvão e solo deve ser feita, preferencialmente, em central de mistura. Também pode ser executada na pista ou no canteiro de obras. A central de mistura deve ser constituída essencialmente de:

- Silos: para depósito da cinza ou da mistura de cinza e solo, providos de bocas de descarga e equipados com dispositivos que permitam graduar o escoamento;
- Transportadores de esteiras: transportam cinza e o solo, na devida proporção, até o equipamento misturador;

- Equipamento misturador: constituído, normalmente, de uma caixa metálica, contendo em seu interior, como elementos misturadores, dois eixos que rodam em sentido contrário, providos de chapa em espiral ou de pequenas chapas fixadas em hastes e que, devido aos seus movimentos, forçam a mistura íntima dos materiais, ao mesmo tempo que a faz avançar até a saída do equipamento;
- Reservatório de água e canalizações: para depositar e aspergir a água no processo da mistura;
- Equipamento de carga de caminhões: constituído de um silo, o qual é abastecido por transportador de correia ou elevador de canecas, e colocado de modo que o caminhão transportador possa receber a mistura por gravidade.

A execução do reforço de subleito contempla operações de mistura, umedecimento ou secagem dos materiais, bem como o espalhamento, compactação e acabamento na pista. Para se proceder a execução da camada são utilizados outros equipamentos, dispostos a seguir:

- Motoniveladora, com escarificador (Figura 2.3a);
- Carro tanque distribuidor de água (Figura 2.3b);
- Rolos compactadores autopropulsados tipos pé-de-carneiro, liso-vibratórios e pneumáticos (Figura 2.3c);
- Grades de discos, arados de disco e tratores de pneus;
- Pulvi-misturador.

Os equipamentos de compactação e mistura devem ser escolhidos de acordo com o tipo de material empregado.



a)

b)

c)

Figura 2.3: Equipamentos utilizados na execução da camada

3.3 Execução

- A execução do reforço do subleito compreende as operações de mistura e pulverização, umedecimento ou secagem dos materiais na pista, seguidas de espalhamento, compactação e acabamento, realizadas na pista devidamente preparada, na largura desejada e nas quantidades que permitam, após a compactação, atingir a espessura projetada.
- Não deve ser permitida a execução dos serviços em dias de chuva. É responsabilidade da executante a proteção dos serviços e materiais contra a ação destrutiva das águas pluviais, do tráfego e de outros agentes que possam danificá-los. A construção deve ser suspensa durante condições climáticas severas. As operações podem prosseguir durante

períodos moderadamente úmidos, reduzindo a quantidade de água adicionada no material para compensar a precipitação.

- O acesso do público ao local deve ser restrito durante a execução por meio de sinais de invasão, cercas temporárias e portões, conforme apropriado.
 - Durante a execução devem-se tomar medidas de controle de poeira, as quais incluem transportar as cinzas mais finas em caminhões basculantes cobertos com comportas hermeticamente fechadas e realização de umedecimento prévio do material, caso necessário.
 - O armazenamento no local dos produtos de combustão do carvão deve limitar-se à quantidade mínima necessária para manter o cronograma de construção. Para estoques, devem ser fornecidos controles de sedimentação e erosão de acordo com os requisitos estaduais e locais. As cinzas volantes que não são parcialmente condicionadas devem ser armazenadas a seco em caminhões-tanque pneumáticos ou em silos de armazenamento adequadamente protegidos.
 - Em geral, cinzas são mais sensíveis à variação do teor de umidade, de forma que a água deve ser pulverizada uniformemente até atingir o teor de umidade ótima de projeto, aceitando-se uma variação de, no máximo, 1%.
 - O intervalo de tempo entre o umedecimento e a compactação durante a construção deve ser semelhante ao previsto em laboratório.
 - A compactação dos materiais da mistura deve ocorrer na energia especificada em projeto, devendo-se atingir um grau de compactação entre 95% e 105%.
 - A misturação das cinzas (preferencialmente em usina) deve acontecer de forma a torná-las o mais homogêneo possível.
- ✓ **Mistura prévia** – Deve ser executada preferencialmente em centrais de mistura próprias para este fim. Caso as quantidades a serem executadas não justifiquem a instalação de central de mistura, a mesma pode ser feita com pá-carregadeira.

No segundo caso, a medida-padrão pode ser a concha da pá carregadeira utilizada no carregamento do material. Deve ser usado o volume da concha como medida-padrão. Conhecidos os números da medida-padrão de cada material que melhor reproduza a dosagem projetada, deve ser iniciado o processo de mistura em local próximo a uma das jazidas. Depositam-se alternadamente os materiais, em lugar apropriado e na proporção desejada. A mistura é então processada, revolvendo-se o monte formado com evoluções da concha da pá-carregadeira. Para evitar erros na contagem do número de medidas-padrão dos materiais, recomenda-se que a etapa descrita anteriormente seja executada dosando-se um ciclo da mistura por vez.

Após a mistura prévia, o material é transportado, por meio de caminhões basculantes e hermeticamente fechado, para o controle de poeira, depositando-se sobre a pista em montes adequadamente espaçados.

Segue-se com o espalhamento pela ação da motoniveladora.

- ✓ **Mistura na Pista** - A mistura na pista somente pode ser procedida quando na mesma for utilizado material da pista existente, ou quando as quantidades a serem executadas não justificarem a instalação de central de mistura.

Inicialmente, deve ser distribuído na pista o material que entra na composição da mistura em maior quantidade. Segue-se o espalhamento do segundo material, em quantidade que assegure o atendimento à dosagem e à espessura pretendida. O material espalhado deve receber adequada conformação, de forma que a camada apresente espessura constante.

- ✓ **Mistura no Canteiro de Obras** - Para a realização da mistura no pátio deve ser efetuada a conversão da proporção da mistura de peso para volume, com o intuito de facilitar a execução da mistura;

A pilha de cinzas e a de solo devem estar localizadas no canteiro de obras e próximas, para facilitar a mistura. Com o auxílio de uma pá carregadeira, coloca-se o volume proporcional de cinzas e solos em uma superfície limpa, dura e plana. Em seguida, procede-se a homogeneização dos materiais, também utilizando a pá carregadeira;

Todas as operações necessárias ao preparo da mistura final devem ser realizadas no canteiro de obras, restando o transporte da mistura para a pista, onde deve ser enleirada, espalhada, umedecida e homogeneizada com as devidas precauções, de modo que após a compactação apresente a espessura, o greide longitudinal e a seção transversal estabelecidos no projeto;

- A compactação da mistura, umedecida e homogeneizada, deve ser executada com o emprego de equipamentos que assegurem a obtenção da massa específica aparente fixada, em toda a espessura da camada compactada;
- Quando houver necessidade de executar camada de reforço com espessura final superior a 20 cm, estas devem ser subdivididas em camadas parciais. A espessura mínima de qualquer camada de reforço deve ser de 15 cm, após a compactação.

4. Controle Tecnológico

O controle da camada executada deve ser realizado com a análise dos insumos da mistura e da verificação de execução, conforme itens a seguir.

4.1 Controle da Mistura

A mistura utilizada na execução do reforço do subleito deve ser rotineiramente examinada, mediante a execução dos seguintes procedimentos:

- Ensaio de caracterização física, em amostras coletadas aleatoriamente. Deve ser coletada uma amostra, por camada, para cada 200 m de pista ou por jornada diária de 8 horas de trabalho. No caso do emprego de usina de solos as amostras correspondentes devem ser coletadas na saída do misturador. A frequência destes ensaios pode ser reduzida, a critério da Fiscalização, para uma amostra por segmento de 400 m de extensão, no caso de materiais homogêneos.
- Ensaio de compactação e ISC e expansão pelo método DNER-ME 172/2016, com energia de compactação normal, ou maior que esta, para o material coletado na pista em locais

escolhidos aleatoriamente. Deve ser coletada uma amostra por camada, para cada 200 m de pista, ou por jornada diária de trabalho. A frequência destes ensaios pode ser reduzida, a critério da Fiscalização, para uma amostra por segmento de 400 m de extensão, no caso de materiais homogêneos.

- Para caracterização do módulo de resiliência, deve-se separar em segmentos homogêneos contemplando o comportamento geomecânico do material. Para cada segmento, indica-se a realização de um (1) ensaio de MR, conforme DNER-ME 134/2018 por segmento homogêneo (não ultrapassando 2 km).
- Em 10 % do número de amostras utilizadas nos segmentos homogêneos para ensaios de MR deverão ser executados ensaios de Deformação Permanente (DP) sendo no mínimo 1 amostra (DNER-ME 179/2018) por segmento homogêneo.

Para cada trecho homogêneo, serão extraídos também os coeficientes de regressão do MR (k_1 , k_2 , k_3 e k_4) e DP (ψ_1 , ψ_2 , ψ_3 e ψ_4), devendo ser calculada uma média aritmética a fim de representar o valor representativo de cada coeficiente para determinar a equação do melhor modelo de MR e DP. Caso seja elevado o coeficiente de variação (CV) entre esses parâmetros, o trecho deve ser dividido e analisado novamente, considerando como aceitável CV menor que 20%.

- A frequência indicada para a execução dos ensaios é a mínima aceitável, devendo ser compatibilizada com o Plano de Amostragem Variável (vide subseção 4.4).
- Para pistas de extensão limitada, com área de até 4.000 m², devem ser coletadas, pelo menos, cinco amostras, para execução do controle dos insumos.

4.2 Controle da execução

O controle da execução do reforço do subleito deve ser exercido mediante a coleta de amostras, ensaios e determinações feitas de maneira aleatória, de acordo com o Plano de Amostragem Variável (vide subseção 4.4). Devem ser efetuadas as seguintes determinações e ensaios:

- Ensaio de umidade higroscópica do material, imediatamente antes da compactação, por camada, para cada 100 m de pista a ser compactada, em locais escolhidos aleatoriamente (método DNER-ME 052/94 ou DNER-ME 088/94). A tolerância admitida para a umidade higroscópica deve ser de $\pm 1\%$ em relação à umidade ótima.
- Ensaio de massa específica aparente seca *in situ* para cada 100 m de pista, por camada, determinada pelos métodos DNER-ME 092/94 ou DNER-ME 036/94, em locais escolhidos aleatoriamente. Para pistas de extensão limitada, com áreas de, no máximo, 4000 m², devem ser feitas, pelo menos, cinco determinações por camada, para o cálculo do grau de compactação (GC).
- Os cálculos de grau de compactação devem ser realizados utilizando-se os valores da massa específica aparente seca máxima obtida no laboratório e da massa específica aparente seca *in situ* obtida na pista. Não devem ser aceitos valores de grau de compactação fora da faixa de 95%-105% em relação à massa específica aparente seca máxima obtida no laboratório.

4.3 Verificação do Produto

Após a execução do reforço de subleito, deve ser efetuado o controle geométrico, procedendo-se a relocação e o nivelamento do eixo e das bordas, permitindo-se as seguintes tolerâncias:

- 10 cm, quanto à largura da plataforma;
- até 20%, em excesso, para a flecha de abaulamento, não se tolerando sua ausência;
- $\pm 10\%$, quanto à espessura de projeto da camada. ± 10 cm, quanto à largura da plataforma;

4.4 Plano de Amostragem– Controle tecnológico

O número e a frequência de determinações correspondentes aos diversos ensaios para o controle tecnológico dos insumos, da execução e do produto devem ser estabelecidos segundo um Plano de Amostragem, aprovado pela Fiscalização, elaborado de acordo com os preceitos da Norma DNER-PRO 277/97. O tamanho das amostras deve ser documentado e informado previamente à Fiscalização.

4.5 Condições de conformidade e não- conformidade

Todos os ensaios de controle e determinações relativos aos insumos, à execução e ao produto, realizados de acordo com o Plano de Amostragem citado em 4.4, devem cumprir as Condições Gerais e Específicas desta Norma, e estar de acordo com os seguintes critérios:

- Quando especificado valor ou limite mínimo e/ou máximo a ser(em) atingido(s), devem ser verificadas as seguintes condições:

a) Condições de conformidade:

$$\bar{X} - K * s \geq LI$$

$$\bar{X} + K * s \leq LS$$

b) Condições de não-conformidade:

$$\bar{X} - K * s < LI$$

$$\bar{X} + K * s > LS$$

Sendo:

$$\bar{X} = \frac{\sum X_i}{n}$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}}$$

Onde:

- n é o tamanho da amostra;
- X_i é o valor individual do elemento i da amostra;
- K é o coeficiente unilateral tabelado em função do tamanho da amostra;
- K_I é o coeficiente bilateral tabelado em função do tamanho da amostra;
- LI é o limite inferior especificado (limite mínimo aceitável);
- LS é o limite superior especificado (limite máximo aceitável).

Na Tabela 2.1 está disposto o coeficiente tabelado em função do número de determinações.

Tabela 2.1: Valores dos coeficientes para as tolerâncias uni e bilateral

n	K	K_I	n	K	K_I	n	K	K_I
4	0,95	1,34	10	0,77	1,12	25	0,67	1,00
5	0,89	1,27	12	0,75	1,09	30	0,66	0,99
6	0,85	1,22	14	0,73	1,07	40	0,64	0,97
7	0,82	1,19	16	0,71	1,05	50	0,63	0,96
8	0,80	1,16	18	0,70	1,04	100	0,60	0,92
9	0,78	1,14	20	0,69	1,03	∞	0,52	0,84

- Os resultados do controle estatístico devem ser registrados em relatórios periódicos de acompanhamento, de acordo com a norma DNIT 011/2004-PRO, a qual estabelece que sejam tomadas providências para tratamento das “Não-conformidades”.
- Os serviços só devem ser aceitos se atenderem às prescrições desta Norma.
- Todo detalhe incorreto ou mal executado deve ser corrigido.
- Qualquer serviço corrigido só deve ser aceito se as correções executadas o colocarem em conformidade com o disposto nesta Norma; caso contrário deve ser rejeitado.

5. Critérios de Medição

Os serviços considerados conformes devem ser medidos de acordo com os critérios estabelecidos no Edital de Licitação dos serviços ou, na falta destes critérios, de acordo com as seguintes disposições gerais:

- O reforço do subleito deve ser medido em metros cúbicos, considerando o volume efetivamente executado. Não devem ser motivos de medição em separado: mão-de-obra, materiais, transporte, equipamentos e encargos, devendo os mesmos ser incluídos na composição do preço unitário;
- No cálculo dos volumes de reforço do subleito devem ser consideradas as larguras e espessuras médias da camada obtidas no controle geométrico;

- Não devem ser considerados quantitativos de serviço superiores aos indicados no projeto;
- Nenhuma medição deve ser processada se a ela não estiver anexado um relatório de controle da qualidade, contendo os resultados dos ensaios e determinações devidamente interpretados, caracterizando a qualidade do serviço executado.

CAPÍTULO 3: ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA PARA USO DE CINZAS ESTABILIZADAS GRANULOMETRICAMENTE EM CAMADA DE SUB-BASE

1. Objetivo

Definir os critérios que orientam a execução e aceitação da utilização de cinzas de carvão mineral estabilizadas granulometricamente no serviço de execução de camada de sub-base em obras rodoviárias sob a jurisdição do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.

2. Definições

2.1. Cinzas volantes

Cinzas volantes são as cinzas de textura mais fina, arrastadas pelos gases de combustão das fornalhas da caldeira e abatidas por precipitadores eletrostáticos.

2.2. Cinzas pesadas

Partículas de cinzas aglomeradas formadas em caldeiras de carvão pulverizadas que são grandes demais para serem transportadas pelos gases de combustão e colidirem com as paredes da caldeira ou caem através de grades abertas para um funil de cinzas na parte inferior da caldeira.

2.3. Sub-base

Camada de pavimentação, complementar à base e com as mesmas funções desta, executada sobre o subleito ou reforço do subleito, devidamente compactado e regularizado.

2.4. Estabilização Granulométrica

Processo de melhoria da capacidade resistente de materiais “in natura” ou mistura de materiais, mediante emprego de energia de compactação adequada, de forma a se obter um produto final com propriedades adequadas de estabilidade e durabilidade.

2.5. Sub-base estabilizada granulometricamente com cinzas de carvão mineral

Camada de sub-base executada com utilização do processo de estabilização granulométrica pela mistura de solos com cinzas de carvão mineral, por processo de dosagem em laboratório, de forma a apresentar determinadas características de resistência, deformabilidade e durabilidade.

3. Serviço de Execução da Sub-base

3.1. Materiais empregados

Os materiais constituintes são produtos de combustão de carvão ou mistura de produtos de combustão de carvão com solos.

3.1.1. Cinzas de Carvão Mineral

Por se tratar de um material que apresenta algumas peculiaridades quando comparados com os mais convencionais utilizados na engenharia, as cinzas de carvão mineral requerem alguns cuidados a critérios mais rígidos de controle e execução em camadas de sub-base.

- **Susceptibilidade à variação de umidade:** A susceptibilidade à variação da umidade se mostra como a principal razão de cuidados quando se trata da utilização de cinzas em camadas de base. Deve-se ter a preocupação de limitar variação da umidade admitida em relação à umidade ótima, além de realizar ensaios de determinação da umidade “in situ” de maneira mais constante ao longo de todo o período de construção do pavimento. Nesse mesmo enfoque, a chuva se apresenta também como um dificultador na obtenção e manutenção da umidade buscada, onde se recomenda a suspensão de qualquer atividade em dias chuvosos. A Figura 3.1 ilustra o aspecto da cinza em campo com teor de umidade de cerca de 5% acima da umidade ótima.



Figura 3.1: Aspecto da cinza em campo com teor de umidade acima do ótimo

- **Geração de Poeira:** Como as cinzas volantes são um material que apresentam granulometria fina, o cuidado se deve à poeira gerada por essas. O transporte das cinzas deve acontecer em caminhões basculantes cobertos com comportas hermeticamente fechadas e, se necessário, deve ser realizado um umedecimento prévio do material.
- **Heterogeneidade das Cinzas:** Em virtude da significativa heterogeneidade das cinzas, principalmente quando dispostas em bacias de sedimentação, as cinzas de carvão mineral requerem uma homogeneização prévia, em usina ou na pista.

A cinza a ser utilizada para camada de sub-base deverá apresentar Índice de Suporte Califórnia (ISC ou CBR) de no mínimo igual a 10%, expansão de no máximo 1%, módulo de resiliência médio maior do que 100 MPa e ser classificada nos ensaios ambientais como resíduo não perigoso, preferencialmente inerte. Caso ela seja utilizada em mistura com um material granular, a mistura deve atender aos parâmetros estabelecidos na subseção 3.1.3.

3.1.2. Material Granular

O solo a ser utilizado deverá ser predominantemente granular, laterítico ou não, devendo apresentar valores de CBR maior ou igual a 20%. O material deverá apresentar expansão de no máximo 1% e módulo de resiliência médio maior do que 200 MPa.

3.1.3. Mistura Granulométrica

A mistura de material que irá constituir a camada de sub-base deverá apresentar características mecânicas adequadas, avaliadas por meio dos parâmetros de CBR, expansão, módulo de resiliência e deformação permanente. Cabendo a determinação dos valores de CBR, de expansão, de resiliência e de deformação permanente pertinentes, por intermédio dos seguintes ensaios:

- Ensaio de Compactação –DNER-ME 162/1994, na energia intermediária ou maior do que esta;
- Ensaio de Índice Suporte Califórnia – ISC –DNER-ME 172/2016, com energia do Ensaio de Compactação.
- Módulo de Resiliência – MR –DNER-ME 134/2018, com energia do ensaio de compactação.
- Ensaio de Deformação Permanente – DP - DNIT 179/2018, com energia do ensaio de compactação.

Para aplicação em sub-base, a mistura deve apresentar os seguintes parâmetros técnicos:

- Índice Suporte Califórnia – $CBR \geq 20\%$;
- Expansão $\leq 1\%$;
- Módulo de Resiliência Médio - maior do que 200 MPa;
- Deformação Permanente total – os parâmetros de deformação permanente do material devem ser inseridos no *software* MeDiNa e, após a análise de toda a estrutura que compõe o pavimento, para o tráfego previsto, deve-se ter um afundamento de trilha de roda total de máximo 13 mm (valor utilizado como referência no programa MeDiNa) para via arterial primária e coletor primária e 20 mm para via arterial secundária, coletor secundária e via local.

Para avaliação ambiental deve-se proceder aos ensaios:

- Ensaio Para Obtenção de Extrato Lixiviado de Resíduos Sólidos - NBR 10005/2004;
- Ensaio Para Obtenção de Extrato Solubilizado de Resíduos Sólidos - ABNT 10006/2004;
- *Standard Test Method for Leaching Solid Material in a Column Apparatus* - ASTM D 4874.

De acordo com os parâmetros obtidos dos ensaios, comparando-se aos critérios dispostos na NBR 10005/2004 a amostra deverá ser não perigosa, preferencialmente inerte.

3.2. Equipamentos

A mistura de cinzas de carvão e solo deve ser feita, preferencialmente, em central de mistura. Também pode ser executada na pista ou no canteiro de obras. A central de mistura deve ser constituída essencialmente de:

- Silos: para depósito da cinza ou da mistura de cinza e solo, providos de bocas de descarga e equipados com dispositivos que permitam graduar o escoamento;
- Transportadores de esteiras: transportam cinza e o solo, na devida proporção, até o equipamento misturador;
- Equipamento misturador: constituído, normalmente, de uma caixa metálica, contendo em seu interior, como elementos misturadores, dois eixos que rodam em sentido contrário, providos de chapa em espiral ou de pequenas chapas fixadas em hastes e que, devido aos seus movimentos, forçam a mistura íntima dos materiais, ao mesmo tempo que a faz avançar até a saída do equipamento;
- Reservatório de água e canalizações: para depositar e aspergir a água no processo da mistura; Equipamento de carga de caminhões: constituído de um silo, o qual é abastecido por transportador de correia ou elevador de canecas, e colocado de modo que o caminhão transportador possa receber a mistura por gravidade.

Durante a execução da sub-base são realizadas as operações de mistura, umedecimento ou secagem dos materiais, espalhamento, compactação e acabamento na pista. Para se proceder a execução da camada são utilizados outros equipamentos, dispostos a seguir:

- Motoniveladora, com escarificador;
- Carro tanque distribuidor de água;
- Rolos compactadores autopropulsados tipos pé- de-carneiro, liso-vibratórios e pneumáticos;
- Grades de discos, arados de disco e tratores de pneus;
- Pulvi-misturador.

Os equipamentos de compactação e mistura devem ser escolhidos de acordo com o tipo de material empregado. Alguns equipamentos utilizados na execução da sub-base estão dispostos na Figura 3.2.



Figura 3.2: Equipamentos utilizados na execução da camada de sub-base

3.3. Execução

A execução da camada de sub-base compreende as operações de mistura e pulverização, umedecimento ou secagem dos materiais na pista, seguidas de espalhamento, compactação e

acabamento, realizadas na pista devidamente preparada, na largura desejada e nas quantidades que permitam, após a compactação, atingir a espessura projetada.

- Não deve ser permitida a execução dos serviços em dias de chuva. É responsabilidade da executante a proteção dos serviços e materiais contra a ação destrutiva das águas pluviais, do tráfego e de outros agentes que possam danificá-los. A construção deve ser suspensa durante condições climáticas severas. As operações podem prosseguir durante períodos moderadamente úmidos, reduzindo a quantidade de água adicionada no material para compensar a precipitação.
- O acesso do público ao local deve ser restrito durante a execução por meio de sinais de invasão, cercas temporárias e portões, conforme apropriado.
- Durante a execução devem-se tomar medidas de controle de poeira, as quais incluem transportar as cinzas mais finas em caminhões basculantes cobertos com comportas hermeticamente fechadas e realização de umedecimento prévio do material, caso necessário (Figura 3.3a).
- O armazenamento no local dos produtos de combustão do carvão deve limitar-se à quantidade mínima necessária para manter o cronograma de construção. Para estoques, devem ser fornecidos controles de sedimentação e erosão de acordo com os requisitos estaduais e locais. As cinzas volantes que não são parcialmente condicionadas devem ser armazenadas a seco em caminhões-tanque pneumáticos ou em silos de armazenamento adequadamente protegidos.
- No caso de utilização de misturas de materiais devem ser obedecidos os seguintes procedimentos:
 - ✓ **Mistura prévia** – Deve ser executada preferencialmente em centrais de mistura próprias para este fim. Caso as quantidades a serem executadas não justifiquem a instalação de central de mistura, a mesma pode ser feita com pá-carregadeira.

No segundo caso, a medida-padrão pode ser a concha da pá carregadeira utilizada no carregamento do material. Deve ser usado o volume da concha como medida-padrão. Conhecidos os números da medida-padrão de cada material que melhor reproduza a dosagem projetada, deve ser iniciado o processo de mistura em local próximo a uma das jazidas. Depositam-se alternadamente os materiais, em lugar apropriado e na proporção desejada. A mistura é então processada, revolvendo-se o monte formado com evoluções da concha da pá-carregadeira. Para evitar erros na contagem do número de medidas-padrão dos materiais, recomenda-se que a etapa descrita anteriormente seja executada dosando-se um ciclo da mistura por vez.

Após a mistura prévia, o material é transportado, por meio de caminhões basculantes e hermeticamente fechados, para o controle de poeira, depositando-se sobre a pista em montes adequadamente espaçados.

Segue-se com o espalhamento pela ação da motoniveladora.

- ✓ **Mistura na Pista** - A mistura na pista somente pode ser procedida quando na mesma for utilizado material da pista existente, ou quando as quantidades a serem executadas não justificarem a instalação de central de mistura.

Inicialmente, deve ser distribuído na pista o material que entra na composição da mistura em maior quantidade. Segue-se o espalhamento do segundo material, em quantidade que assegure o atendimento à dosagem e à espessura pretendida. O material espalhado deve receber adequada conformação, de forma que a camada apresente espessura constante.

- ✓ **Mistura no Canteiro de Obras** - Para a realização da mistura no pátio deve ser efetuada a conversão da proporção da mistura de peso para volume, com o intuito de facilitar a execução da mistura;

A pilha de cinzas e a de solo devem estar localizadas no canteiro de obras e próximas, para facilitar a mistura. Com o auxílio de uma pá carregadeira, coloca-se o volume proporcional de cinzas e solos em uma superfície limpa, dura e plana. Em seguida, procede-se a homogeneização dos materiais, também utilizando a pá carregadeira;

Todas as operações necessárias ao preparo da mistura final devem ser realizadas no canteiro de obras, restando o transporte da mistura para a pista, onde deve ser enleirada, espalhada, umedecida e homogeneizada com as devidas precauções, de modo que após a compactação apresente a espessura, o greide longitudinal e a seção transversal estabelecidos no projeto (Figura 3.3b);

A faixa para receber a mistura deve estar preparada quanto à drenagem, nivelamento e seção transversal fixados no projeto;

- Espalhamento - O material distribuído é homogeneizado mediante ação combinada de grade de discos e motoniveladora. No decorrer desta etapa, devem ser removidos materiais estranhos ou fragmentos de tamanho excessivo.
- Umidade - A variação do teor de umidade admitido para o material para início da compactação é de 1% da umidade ótima de compactação. Caso o teor de umidade se apresente abaixo do limite mínimo especificado, deve-se proceder ao umedecimento da camada com caminhão-tanque distribuidor de água, seguindo-se a homogeneização pela atuação de grade de discos e motoniveladora. Se o teor de umidade de campo exceder ao limite superior especificado, deve-se aerar o material mediante ação conjunta da grade de discos e da motoniveladora, para que o material atinja o intervalo da umidade especificada.
- Concluída a correção e homogeneização da umidade, o material deve ser conformado, de maneira a se obter a espessura desejada após a compactação.
- A espessura da camada compactada não deve ser inferior a 15 cm nem superior a 20 cm. Quando houver necessidade de se executar camadas de sub-base com espessura final superior a 20 cm, estas devem ser subdivididas em camadas parciais. A espessura mínima de qualquer camada de sub-base deve ser de 15 cm, após a compactação. Nesta fase devem ser tomados os cuidados necessários para evitar a adição de material na fase de acabamento.
- Compactação - Na fase inicial da obra devem ser executados segmentos experimentais, com formas diferentes de execução, na sequência operacional de utilização dos equipamentos, de modo a definir os procedimentos a serem obedecidos nos serviços de compactação. Deve-se estabelecer o número de passadas necessárias dos equipamentos

de compactação para atingir o grau de compactação especificado. Deve ser realizada nova determinação, sempre que houver variação no material ou do equipamento empregado.

- A compactação deve evoluir longitudinalmente, iniciando pelas bordas. Nos trechos em tangente, a compactação deve prosseguir das duas bordas para o centro, em percursos equidistantes da linha base, o eixo. Os percursos ou passadas do equipamento utilizado devem distar entre si de forma tal que, em cada percurso, seja coberta metade da faixa coberta no percurso anterior. Nos trechos em curva, havendo superelevação, a compactação deve progredir da borda mais baixa para a mais alta, com percursos análogos aos descritos para os trechos em tangente (Figura 3.3c).
- Nas partes adjacentes ao início e ao fim da sub-base em construção, a compactação deve ser executada transversalmente à linha base, o eixo. Nas partes inacessíveis aos rolos compactadores, assim como nas partes em que seu uso não for recomendável, tais como cabeceiras de pontes e viadutos, a compactação deve ser executada com rolos vibratórios portáteis ou sapos mecânicos.
- Durante a compactação, se necessário, pode ser promovido o umedecimento da superfície da camada, mediante emprego de carro-tanque distribuidor de água. Esta operação é exigida sempre que o teor de umidade estiver abaixo do limite inferior do intervalo de umidade admitido para a compactação.
- Acabamento - O acabamento deve ser executado pela ação conjunta de motoniveladora e de rolos de pneus e liso-vibratório. A motoniveladora deve atuar, quando necessário, exclusivamente em operação de corte, sendo vetada a correção de depressões por adição de material.
- Abertura ao tráfego - A sub-base estabilizada granulometricamente com cinzas de carvão mineral não deve ser submetida à ação do tráfego. A extensão máxima a ser executada deve ser aquela para a qual pode ser efetuado de imediato o espalhamento do material da camada seguinte, de forma que a sub-base já liberada não fique exposta à ação de intempéries que possam prejudicar sua qualidade.



Figura 3.3: Execução da camada de sub-base

4. Controle Tecnológico

O controle da camada executada de sub-base deve ser realizado com a análise da mistura e da verificação de execução, conforme itens a seguir.

4.1. Controle da Mistura

A mistura utilizada na execução da sub-base deve ser rotineiramente examinada, mediante a execução dos seguintes procedimentos:

- Ensaios de caracterização física, em amostras coletadas aleatoriamente. Deve ser coletada uma amostra, por camada, para cada 200 m de pista ou por jornada diária de 8 horas de trabalho. No caso do emprego de usina de solos as amostras correspondentes devem ser coletadas na saída do misturador. A frequência destes ensaios pode ser reduzida, a critério da Fiscalização, para uma amostra por segmento de 400 m de extensão, no caso de materiais homogêneos.
- Ensaios de compactação e Índice Suporte Califórnia - ISC e expansão pelo método DNER-ME 172/2016, com energia de compactação intermediária ou maior que esta, para o material coletado na pista em locais escolhidos aleatoriamente. Deve ser coletada uma amostra por camada, para cada 200 m de pista, ou por jornada diária de trabalho. A frequência destes ensaios pode ser reduzida, a critério da Fiscalização, para uma amostra por segmento de 400 m de extensão, no caso de materiais homogêneos.
- Para caracterização do módulo de resiliência, deve-se separar em segmentos homogêneos contemplando o comportamento geomecânico da mistura. Para cada segmento, indica-se a realização de um (1) ensaio de MR, conforme DNER-ME 134/2018 por segmento homogêneo (não ultrapassando 2 km).
- Em 10 % do número de amostras utilizadas nos segmentos homogêneos para ensaios de MR deverão ser executados ensaios de Deformação Permanente (DP) sendo no mínimo 1 amostra (DNER-ME 179/2018) por segmento homogêneo.

Para cada trecho homogêneo, serão extraídos também os coeficientes de regressão do MR (k_1 , k_2 , k_3 e k_4) e DP (ψ_1 , ψ_2 , ψ_3 e ψ_4), devendo ser calculada uma média aritmética a fim de representar o valor representativo de cada coeficiente para determinar a equação do melhor modelo de MR e DP. Caso seja elevado o coeficiente de variação (CV) entre esses parâmetros, o trecho deve ser dividido e analisado novamente, considerando como aceitável CV menor que 20%.

- A frequência indicada para a execução dos ensaios é a mínima aceitável, devendo ser compatibilizada com o Plano de Amostragem Variável (vide subseção 4.4).
- Para pistas de extensão limitada, com área de até 4.000 m², devem ser coletadas, pelo menos, cinco amostras, para execução do controle dos insumos.

4.2. Controle da execução

O controle da execução do reforço do subleito deve ser exercido mediante a coleta de amostras, ensaios e determinações feitas de maneira aleatória, de acordo com o Plano de Amostragem Variável (vide subseção 4.4). Devem ser efetuadas as seguintes determinações e ensaios:

- Ensaio de umidade higroscópica do material, imediatamente antes da compactação, por camada, para cada 100 m de pista a ser compactada, em locais escolhidos aleatoriamente (método DNER-ME 052/94 ou DNER-ME 088/94). A tolerância admitida para a umidade higroscópica deve ser de $\pm 1\%$ em relação à umidade ótima.

- Ensaio de massa específica aparente seca *in situ* para cada 100 m de pista, por camada, determinada pelos métodos DNER-ME 092/94 ou DNER-ME 036/94, em locais escolhidos aleatoriamente. Para pistas de extensão limitada, com áreas de, no máximo, 4000 m², devem ser feitas, pelo menos, cinco determinações por camada, para o cálculo do grau de compactação (GC).
- Os cálculos de grau de compactação devem ser realizados utilizando-se os valores da massa específica aparente seca máxima obtida no laboratório e da massa específica aparente seca *in situ* obtida na pista. Não devem ser aceitos valores de grau de compactação fora da faixa de 95%-105% em relação à massa específica aparente seca máxima obtida no laboratório.

4.3. Verificação do Produto

Após a execução do reforço de subleito, deve ser efetuado o controle geométrico, procedendo-se a relocação e o nivelamento do eixo e das bordas, permitindo-se as seguintes tolerâncias:

- 10 cm, quanto à largura da plataforma;
- até 20%, em excesso, para a flecha de abaulamento, não se tolerando sua ausência;
- ± 10%, quanto à espessura de projeto da camada. ± 10 cm, quanto à largura da plataforma;

4.4. Plano de Amostragem– Controle tecnológico

O número e a frequência de determinações correspondentes aos diversos ensaios para o controle tecnológico dos insumos, da execução e do produto devem ser estabelecidos segundo um Plano de Amostragem, aprovado pela Fiscalização, elaborado de acordo com os preceitos da Norma DNER-PRO 277/97. O tamanho das amostras deve ser documentado e informado previamente à Fiscalização.

4.5. Condições de conformidade e não- conformidade

Todos os ensaios de controle e determinações relativos aos insumos, à execução e ao produto, realizados de acordo com o Plano de Amostragem citado em 4.4, devem cumprir as Condições Gerais e Específicas desta Norma, e estar de acordo com os seguintes critérios:

Quando especificado valor ou limite mínimo e/ou máximo a ser(em) atingido(s), devem ser verificadas as seguintes condições:

- a) Condições de conformidade:

$$\bar{X} - K * s \geq LI$$

$$\bar{X} + K * s \leq LS$$

- b) Condições de não-conformidade:

$$\bar{X} - K * s < LI$$

$$\bar{X} + K * s > LS$$

Sendo:

$$\bar{X} = \frac{\sum X_i}{n}$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}}$$

Onde:

- n é o tamanho da amostra;
- X_i é o valor individual do elemento i da amostra;
- K é o coeficiente unilateral tabelado em função do tamanho da amostra;
- K_I é o coeficiente bilateral tabelado em função do tamanho da amostra;
- LI é o limite inferior especificado (limite mínimo aceitável);
- LS é o limite superior especificado (limite máximo aceitável).

Na Tabela 3.1 está disposto o coeficiente tabelado em função do número de determinações.

Tabela 3.1: Valores dos coeficientes para as tolerâncias uni e bilateral

n	K	K_I	n	K	K_I	n	K	K_I
4	0,95	1,34	10	0,77	1,12	25	0,67	1,00
5	0,89	1,27	12	0,75	1,09	30	0,66	0,99
6	0,85	1,22	14	0,73	1,07	40	0,64	0,97
7	0,82	1,19	16	0,71	1,05	50	0,63	0,96
8	0,80	1,16	18	0,70	1,04	100	0,60	0,92
9	0,78	1,14	20	0,69	1,03	∞	0,52	0,84

- Os resultados do controle estatístico devem ser registrados em relatórios periódicos de acompanhamento, de acordo com a norma DNIT 011/2004-PRO, a qual estabelece que sejam tomadas providências para tratamento das “Não-conformidades”.
- Os serviços só devem ser aceitos se atenderem às prescrições desta Norma.
- Todo detalhe incorreto ou mal executado deve ser corrigido.
- Qualquer serviço corrigido só deve ser aceito se as correções executadas o colocarem em conformidade com o disposto nesta Norma; caso contrário deve ser rejeitado.

5. Critérios de Medição

- Os serviços considerados conformes devem ser medidos de acordo com os critérios estabelecidos no Edital de Licitação dos serviços ou, na falta destes critérios, de acordo com as seguintes disposições gerais:
- A sub-base deve ser medida em metros cúbicos, considerando o volume efetivamente executado. Não devem ser motivos de medição em separado: mão-de-obra, materiais, transporte, equipamentos e encargos, devendo os mesmos ser incluídos na composição do preço unitário;
- No cálculo dos volumes de sub-base devem ser consideradas as larguras e espessuras médias da camada obtidas no controle geométrico;
- Não devem ser considerados quantitativos de serviço superiores aos indicados no projeto;
- Nenhuma medição deve ser processada se a ela não estiver anexado um relatório de controle da qualidade, contendo os resultados dos ensaios e determinações devidamente interpretados, caracterizando a qualidade do serviço executado.

CAPÍTULO 4: ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA PARA USO DE CINZAS ESTABILIZADAS QUIMICAMENTE COM CAL EM CAMADA DE BASE

1. Objetivo

Definir os critérios que orientam a execução e aceitação da utilização de cinzas de carvão mineral estabilizadas com cal no serviço de execução de camada de base em obras rodoviárias sob a jurisdição do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.

2. Definições

2.1. Cinzas volantes

Cinzas volantes são as cinzas de textura mais fina, arrastadas pelos gases de combustão das fornalhas da caldeira e abatidas por precipitadores eletrostáticos.

2.2. Cinzas pesadas

Partículas de cinzas aglomeradas formadas em caldeiras de carvão pulverizadas que são grandes demais para serem transportadas pelos gases de combustão e colidirem com as paredes da caldeira ou caem através de grades abertas para um funil de cinzas na parte inferior da caldeira.

2.3. Base

Camada de pavimentação destinada a resistir aos esforços verticais oriundos dos veículos, distribuindo-os adequadamente à camada subjacente, executada sobre a sub-base, subleito ou reforço do subleito devidamente regularizado e compactado.

2.4. Estabilização Química

Processo de melhoria da capacidade resistente de materiais mediante emprego de estabilizantes químicos, como cimento e cal, de forma a se obter um produto final com propriedades adequadas de estabilidade e durabilidade.

2.5. Cinza Estabilizada com Cal

Material estabilizado proveniente de mistura de cinza, cal e água em proporções previamente determinadas por processo de dosagem em laboratório, de forma a apresentar determinadas características de resistência, deformabilidade e durabilidade. O Método DNIT 419/2019-ME deve ser empregado para fazer a estimativa do teor mínimo de cal que estabiliza quimicamente cada solo. O teor selecionado deve ser aquele que proporciona o aumento requerido de ISC, resistência à compressão simples ou módulo de resiliência em relação ao do solo puro, dentro da proporção prevista no dimensionamento da estrutura do pavimento.

2.6. Base de cinzas de carvão mineral estabilizada quimicamente com cal

Camada de base executada com utilização do processo de estabilização química pela mistura de cinzas de carvão mineral com cal, por processo de dosagem em laboratório, de forma a apresentar determinadas características de resistência, deformabilidade e durabilidade.

3. Serviço de Execução da Base

3.1. Materiais empregados

3.1.1. Cal

A cal deve ser calcítica hidratada, preferencialmente do tipo CH-I, de acordo com a norma DNIT 418/2019-EM.

3.1.2. Água

Deve ser isenta de teores nocivos de sais, ácidos, álcalis ou matéria orgânica e outras substâncias prejudiciais.

3.1.3. Cinzas de Carvão Mineral

A camada de base, por se tratar de um nível que exige parâmetros de resistência maiores e por ser utilizados nela alguns materiais distintos, como a cal, quando comparado com as camadas de reforço de subleito e sub-base, necessitam de um controle ainda maior. Algumas dessas considerações serão apresentadas a seguir.

- **Susceptibilidade à variação de umidade:** A questão mais notável quando se trata da utilização de cinzas volantes na camada de base continua sendo a susceptibilidade destas à variação da umidade. Os cuidados e controles necessitam ser os mesmos que adotados nas camadas inferiores, em que a preocupação de limitar variação da umidade admitida em relação à umidade ótima deve ser adotada, além de realizar ensaios de determinação da umidade “in situ” de maneira mais constante ao longo de todo o período de construção do pavimento. Nesse mesmo enfoque, a chuva se apresenta também como um dificultador na obtenção e manutenção da umidade buscada, onde recomenda-se a suspensão de qualquer atividade em dias chuvosos.
- **Geração de Poeira:** O transporte das cinzas deve acontecer em caminhões basculantes cobertos com comportas hermeticamente fechadas e, se necessário, deve ser realizado um umedecimento prévio do material, pelo das cinzas volantes serem um material que apresentam granulometria fina, exigindo um cuidado com a poeira gerada por essas.
- **Heterogeneidade das Cinzas:** Em virtude da significativa heterogeneidade das cinzas, principalmente quando dispostas em bacias de sedimentação, as cinzas de carvão mineral requerem uma homogeneização prévia, em usina ou na pista.

A cinza deve ser classificada nos ensaios ambientais como resíduo não perigoso, preferencialmente inerte.

3.1.4. Mistura Química

A mistura de cinza-cal deve ser dosada conforme os critérios estabelecidos em projeto, onde a porcentagem de cal a ser incorporada ao solo deve atender ao Método Físico-químico do pH (DNIT 419/2019-ME) para estimar o teor mínimo de cal para estabilização da cinza.

- Cabe ao executor garantir que a mistura selecionada atenda aos requisitos definidos pelo projeto de dimensionamento do pavimento, que serão ISC, resistência à compressão simples, módulo de resiliência e deformação permanente.
- A fração retida na peneira n° 10 no ensaio de granulometria deve ser constituída de partículas duras, isentas de fragmentos moles, material orgânico ou outras substâncias prejudiciais.
- Índice de Suporte Califórnia – $ISC \geq 60\%$ e Expansão $\leq 0,5\%$, determinados através dos ensaios:
 - Ensaio de Compactação - DNER-ME 162/1994, na energia de compactação intermediária ou maior do que esta;
 - Ensaio de Índice de Suporte Califórnia - DNER-ME 172/2016, com a energia do ensaio de compactação.
- Resistência à Compressão Simples – $RCS > 1 \text{ MPa}$
- Módulo de Resiliência médio $MR > 400 \text{ MPa}$
- Vida de Fadiga – os parâmetros do modelo de vida de fadiga do material devem ser inseridos no *software* MeDiNa e, após a análise de toda a estrutura que compõe o pavimento, para o tráfego previsto, deve-se ter uma área trincada de no máximo 30% (valor utilizado como referência no programa MeDiNa).
- Para avaliação ambiental deve-se proceder aos ensaios:
- Ensaio Para Obtenção de Extrato Lixiviado de Resíduos Sólidos - NBR 10005/2004;
- Ensaio Para Obtenção de Extrato Solubilizado de Resíduos Sólidos - ABNT 10006/2004
- *Standard Test Method for Leaching Solid Material in a Column Apparatus* - ASTM D 4874.

De acordo com os parâmetros obtidos dos ensaios, comparando-se aos critérios dispostos na NBR 10005/2004, a amostra deverá ser não perigosa, preferencialmente inerte.

3.2. Equipamentos

Para execução de camadas de cinza-cal são indicados os equipamentos seguintes:

- Motoniveladora com escarificador;
- Trator de esteira com escarificador;
- Pá carregadeira;
- Pulvimisturador ou recicladora com dispositivo de controle de profundidade;
- Trator de pneus com arados e grade de discos;
- Carro-tanque distribuidor de água;
- Rolos compactadores dos tipos: pé-de-carneiro e pneumático;
- Compactadores portáteis, para pequenas extensões;
- Veículo distribuidor de cal.

3.3. Execução

A execução da base compreende as operações de mistura e pulverização, umedecimento ou secagem dos materiais, em central de mistura ou na pista, seguidas de espalhamento, compactação e acabamento, realizadas na pista devidamente preparada, na largura desejada, nas quantidades que permitam, após a compactação, atingir a espessura projetada.

- Não deve ser permitida a execução dos serviços, objeto desta Norma, em dias de chuva.
- É responsabilidade da executante a proteção dos serviços e materiais contra a ação destrutiva das águas pluviais, do tráfego e de outros agentes que possam danificá-los.
- O acesso do público ao local deve ser restrito durante a construção por meio de sinais de invasão, cercas temporárias e portões, conforme apropriado.
- A construção deve ser suspensa durante condições climáticas severas. As operações podem prosseguir durante períodos moderadamente úmidos, reduzindo a quantidade de água adicionada no material para compensar a precipitação.
- Deve-se tomar medidas de controle de poeira, as quais incluem transportar os produtos de combustão de carvão mais finos em caminhões basculantes cobertos com comportas hermeticamente fechadas e realização de umedecimento prévio do material, caso necessário.
- O armazenamento no local dos produtos de combustão do carvão deve limitar-se à quantidade mínima necessária para manter o cronograma de construção. Para estoques, devem ser fornecidos controles de sedimentação e erosão de acordo com os requisitos estaduais e locais. As cinzas volantes que não são parcialmente condicionadas devem ser armazenadas a seco em caminhões-tanque pneumáticos ou em silos de armazenamento adequadamente protegidos.

3.3.1. Mistura dos materiais

Com a cinza selecionada e distribuída na pista, devem ser obedecidas as seguintes fases de execução:

- Preparo da faixa;
- Distribuição e homogeneização da cinza no local (Figura 4.1a). Neste processo exige-se que no mínimo 50% do material seja reduzido a partículas de diâmetro inferior a 4,8 mm;
- Distribuição da cal, preferencialmente através de processos mecânicos. A cal em contato com as cinzas gera reações exotérmicas e um odor característicos. Recomenda-se não utilizar sacos de pequenas quantidades de cal, como os de 20kg, distribuídos na pista e espalhados. Os sacos de pequenas quantidades, há um trabalho maior dos trabalhadores para colocá-los na pista e cortá-los, além do maior contato com os materiais, gerando mais riscos à saúde humana. com o uso de motoniveladoras.
- Preparo da mistura de cinza e cal utilizando o equipamento de pulverização e homogeneização (Figura 4.1b);
- Umedecimento e homogeneização.



a)

b)

Figura 4.1: Execução da camada de base (mistura dos materiais)

3.3.2. *Espalhamento*

O material distribuído deve ser homogeneizado mediante ação combinada de grade de discos e motoniveladora (Figura 4.2). No decorrer desta etapa, devem ser removidos materiais estranhos ou fragmentos de tamanho excessivo.



Figura 4.2: Homogeneização dos Materiais

3.3.3. *Correção e homogeneização da umidade*

- A variação do teor de umidade admitido para o material para início da compactação é de ± 1 ponto percentual da umidade ótima de compactação. Caso o teor de umidade esteja abaixo do limite mínimo especificado, deve ser procedido o umedecimento da

camada com caminhão-tanque distribuidor de água, seguido da homogeneização pela atuação de grade de discos e motoniveladora. Se o teor de umidade de campo exceder ao limite superior especificado, deve-se aerar o material mediante ação conjunta da grade de discos e da motoniveladora, para que o material atinja o intervalo da umidade especificada.

- Concluída a correção e homogeneização da umidade, o material deve ser conformado de maneira a se obter a espessura especificada após a compactação.

3.3.4. Espessura da camada compactada

Não deve ser inferior a 10 cm, nem superior a 20 cm. Quando houver necessidade de se executar camadas de base com espessura final superior a 20 cm, estas devem ser subdivididas em camadas parciais. A espessura mínima de qualquer camada de base deve ser de 15 cm, após a compactação. Nesta fase devem ser tomados os cuidados necessários para evitar a adição de material na fase de acabamento.

3.3.5. Compactação

- Na fase inicial da obra devem ser executados segmentos experimentais, com formas diferentes de execução, na sequência operacional de utilização dos equipamentos, de modo a definir os procedimentos a serem obedecidos nos serviços de compactação. Deve ser estabelecido o número de passadas necessárias dos equipamentos de compactação para atingir o grau de compactação especificado. Deve ser realizada nova determinação, sempre que houver variação no material ou do equipamento empregado.
- A compactação deve evoluir longitudinalmente, iniciando pelas bordas. Nos trechos em tangente, a compactação deve prosseguir das duas bordas para o centro, em percursos equidistantes da linha base, o eixo. Os percursos ou passadas do equipamento utilizado devem distar entre si de forma tal que, em cada percurso, seja coberta metade da faixa coberta no percurso anterior. Nos trechos em curva, havendo superelevação, a compactação deve progredir da borda mais baixa para a mais alta, com percursos análogos aos descritos para os trechos em tangente (Figura 4.3).
- Nas partes adjacentes ao início e ao fim da base em construção, a compactação deve ser executada transversalmente à linha base, o eixo. Nas partes inacessíveis aos rolos compactadores, assim como nas partes em que seu uso não for recomendável, tais como cabeceira de pontes e viadutos, a compactação deve ser executada com rolos vibratórios portáteis ou sapos mecânicos.
- Durante a compactação, se necessário, pode ser promovido o umedecimento da superfície da camada, mediante emprego de carro-tanque distribuidor de água. Esta operação é exigida sempre que o teor de umidade estiver abaixo do limite inferior do intervalo de umidade admitido para a compactação.



Figura 4.3: Compactação dos Materiais

3.3.6. Acabamento

O acabamento deve ser executado pela ação conjunta de motoniveladora e de rolos de pneus e liso-vibratório (Figura 4.4). A motoniveladora deve atuar, quando necessário, exclusivamente em operação de corte, sendo vetada a correção de depressões por adição de material.



Figura 4.4: Acabamento da Camada

3.3.7. Cura

A cura será realizada utilizando emulsão asfáltica e as técnicas previstas nas normas DNIT 144/2014-ES ou DNIT 145/2012-ES.

3.3.8. Abertura ao tráfego

A camada de cinza-cal construída deve ser submetida a um processo de cura, devendo ser protegida contra perda rápida de umidade por um período no mínimo de 7 dias. A camada não deve ser submetida à ação do tráfego até ser liberada pelo controle de deflexão, e durante todo o processo de cura.

3.3.9. Segurança

Os produtos devem ser manuseados cuidadosamente com equipamentos de proteção individual (EPI) adequados, para evitar o seu contato com a pele e os olhos. As recomendações de segurança do fornecedor e legislação vigente devem ser seguidas, por se tratar de um produto químico.

O produto deve vir acompanhado da sua FISPQ (Ficha de Informações de Segurança de Produtos Químicos), contendo informações de segurança, transporte, manuseio e armazenamento que atendam a ABNT NBR 14725-4.

3.3.10. Condicionantes ambientais

Objetivando a preservação ambiental, devem ser devidamente observadas e adotadas as soluções e os respectivos procedimentos específicos atinentes ao tema ambiental definidos e/ou instituídos no instrumental técnico-normativo pertinente vigente no DNIT, especialmente a Norma DNIT 070/2006-PRO, e na documentação técnica vinculada à execução das obras, documentação esta que compreende o Projeto de Engenharia – PE, o Estudo Ambiental (EIA ou outro), os Programas Ambientais do Plano Básico Ambiental – PBA pertinentes e as recomendações e exigências dos órgãos ambientais.

4. CONTROLE TECNOLÓGICO

4.1. Controle dos Insumos

Os materiais utilizados na execução da camada de cinza-cal devem ser rotineiramente examinados, mediante a execução dos seguintes procedimentos:

4.1.1. Cal

- A cal a ser utilizado na obra deve ser obrigatoriamente do mesmo tipo utilizado na dosagem do solo cal.
- Todo carregamento que chegar à obra deve vir acompanhado de certificado de qualidade que ateste que a cal possui o percentual de Óxido de Cálcio disponível.
- Uma determinação do teor óxido de cálcio disponível na cal hidratada (NBR 6473), de amostras de 5 kg, retiradas aleatoriamente a cada carregamento de cal recebido na obra.

4.1.2. Cinzas

- As cinzas a serem empregadas no preparo da mistura de cinza-cal deve ser examinada mediante ensaios de caracterização especificados para verificar se estão de acordo com o projeto de mistura e as tolerâncias especificadas pelo projetista.
- A frequência indicada para a execução de ensaios deve ser de 100 em 100 m de pista.
- Para pistas de extensão limitada, com área de até 4.000 m², devem ser coletadas pelo menos cinco amostras, para execução do controle dos insumos.

4.1.3. Mistura Química

- Ensaios de compactação e Índice Suporte Califórnia - ISC e Resistência à Compressão Simples com energia de compactação intermediária ou maior que esta, para o material coletado na pista em locais escolhidos aleatoriamente. Deve ser coletada uma amostra por camada, para cada 200 m de pista, ou por jornada diária de trabalho. A frequência destes ensaios pode ser reduzida, a critério da Fiscalização, para uma amostra por segmento de 400 m de extensão, no caso de materiais homogêneos.
- Para caracterização do módulo de resiliência, deve-se separar em segmentos homogêneos contemplando o comportamento geomecânico da mistura. Para cada segmento, indica-se a realização de um (1) ensaio de MR, conforme DNER-ME 134/2018 por segmento homogêneo (não ultrapassando 2 km).
- Em 10 % do número de amostras utilizadas nos segmentos homogêneos para ensaios de MR deverão ser executados ensaios de Vida de Fadiga sendo no mínimo 1 amostra (DNIT 434/2021) por segmento homogêneo.

Para cada trecho homogêneo, serão extraídos também os coeficientes de regressão do MR (k_1 , k_2 , k_3 e k_4) e o modelo de vida de fadiga devendo ser calculada uma média aritmética a fim de representar o valor representativo de cada coeficiente para determinar a equação do melhor modelo de MR e vida de fadiga. Caso seja elevado o coeficiente de variação (CV) entre esses parâmetros, o trecho deve ser dividido e analisado novamente, considerando como aceitável CV menor que 20%.

- A frequência indicada para a execução dos ensaios é a mínima aceitável, devendo ser compatibilizada com o Plano de Amostragem Variável (vide subseção 4.5).
- Para pistas de extensão limitada, com área de até 4.000 m², devem ser coletadas, pelo menos, cinco amostras, para execução do controle dos insumos.

4.2. Controle da execução

O controle da execução da camada de cinza-cal deve ser exercido através de coleta de amostras, ensaios e determinações feitas de maneira aleatória, e controle deflectométrico, de acordo com o Plano de Amostragem Variável (vide subseção 4.5). Devem ser efetuadas as seguintes determinações e ensaios:

4.2.1. Preparo da mistura e compactação de solo cal

Na mistura na pista, devem ser verificadas aleatoriamente:

- ✓ Antes da aplicação da cal:
 - Determinações do teor de umidade da mistura (DNER-ME 052/94, DNER-ME 088/94), para verificação do atendimento do teor de umidade do projeto;
- ✓ Depois da adição da cal:
 - Verificação da quantidade da cal incorporada (por peso ou volume);
- ✓ Após passagem da recicladora ou pulvimisturadora:
 - Determinação do teor de umidade, e, se necessário, executar leve correção de umidade durante o processo executivo;
 - Determinação da espessura da camada de solo cal solta, a cada 50 m;
 - A cada 300 m de pista, devem ser realizados os ensaios de ISC e expansão com amostras coletadas na pista, imediatamente antes da compactação.
- ✓ Após a compactação:
 - Determinação da massa específica aparente “in situ” na pista compactada (Figura 4.5), para o cálculo do Grau de Compactação (GC) (DNER-ME 092/1994, DNER-ME 036/1994 ou DNIT 417/2019-ME). Não devem ser aceitos valores de grau de compactação fora da faixa de 95%-105% em relação à massa específica aparente seca máxima obtida no laboratório. Deve-se também atender aos requisitos defletoométricos definidos pelo projetista.



Figura 4.5: Acabamento da Camada

4.3. Controle construtivo por deflexão.

Deve ser realizado o controle construtivo por deflexão no topo da camada acabada, após, no mínimo, 7 dias de cura, antes da construção da próxima camada, para verificar o atendimento ao valor previsto no projeto de dimensionamento. A deflexão característica de cada sub-trecho

ou segmento, para número mínimo de 15 determinações, deve ser comparada com a estabelecida em projeto. As deflexões podem ser medidas com a Viga Benkelman (DNER ME 024/1994) ou com FWD (DNER PRO 273/1996), conforme Figura 4.6, a cada 20 m por faixa alternada para determinar a deflexão máxima (D_0). O Controle Unilateral deve ser aplicado:

$$X = D_{\text{omédio}} + KS \leq LSE$$

Onde:

- X – deflexão característica do segmento;
- K – valor tabelado conforme o número de medidas;
- S – desvio padrão;
- LSE – limite superior especificado no projeto.



Figura 4.6: Equipamento FWD

4.4. Verificação do Produto

Após a execução do reforço de subleito, deve ser efetuado o controle geométrico, procedendo-se a relocação e o nivelamento do eixo e das bordas, permitindo-se as seguintes tolerâncias:

- 10 cm, quanto à largura da plataforma;
- até 20%, em excesso, para a flecha de abaulamento, não se tolerando sua ausência;

- $\pm 10\%$, quanto à espessura de projeto da camada. ± 10 cm, quanto à largura da plataforma;

4.5. Plano de Amostragem– Controle tecnológico

O número e a frequência de determinações correspondentes aos diversos ensaios para o controle tecnológico dos insumos, da execução e do produto devem ser estabelecidos segundo um Plano de Amostragem, aprovado pela Fiscalização, elaborado de acordo com os preceitos da Norma DNER-PRO 277/97. O tamanho das amostras deve ser documentado e informado previamente à Fiscalização.

4.6. Condições de conformidade e não- conformidade

Todos os ensaios de controle e determinações relativos aos insumos, à execução e ao produto, realizados de acordo com o Plano de Amostragem citado em 4.5, devem cumprir as Condições Gerais e Específicas desta Norma, e estar de acordo com os seguintes critérios:

- Quando especificado valor ou limite mínimo e/ou máximo a ser(em) atingido(s), devem ser verificadas as seguintes condições:
- c) Condições de conformidade:

$$\bar{X} - K * s \geq LI$$

$$\bar{X} + K * s \leq LS$$

- d) Condições de não-conformidade:

$$\bar{X} - K * s < LI$$

$$\bar{X} + K * s > LS$$

Sendo:

$$\bar{X} = \frac{\sum X_i}{n}$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}}$$

Onde:

- n é o tamanho da amostra;
- X_i é o valor individual do elemento i da amostra;
- K é o coeficiente unilateral tabelado em função do tamanho da amostra;
- K_l é o coeficiente bilateral tabelado em função do tamanho da amostra;
- LI é o limite inferior especificado (limite mínimo aceitável);

- LS é o limite superior especificado (limite máximo aceitável).

Na Tabela 3.1 está disposto o coeficiente tabelado em função do número de determinações.

Tabela 3.1: Valores dos coeficientes para as tolerâncias uni e bilateral

n	K	K_I	n	K	K_I	n	K	K_I
4	0,95	1,34	10	0,77	1,12	25	0,67	1,00
5	0,89	1,27	12	0,75	1,09	30	0,66	0,99
6	0,85	1,22	14	0,73	1,07	40	0,64	0,97
7	0,82	1,19	16	0,71	1,05	50	0,63	0,96
8	0,80	1,16	18	0,70	1,04	100	0,60	0,92
9	0,78	1,14	20	0,69	1,03	∞	0,52	0,84

- Os resultados do controle estatístico devem ser registrados em relatórios periódicos de acompanhamento, de acordo com a norma DNIT 011/2004-PRO, a qual estabelece que sejam tomadas providências para tratamento das “Não-conformidades”.
- Os serviços só devem ser aceitos se atenderem às prescrições desta Norma.
- Todo detalhe incorreto ou mal executado deve ser corrigido.
- Qualquer serviço corrigido só deve ser aceito se as correções executadas o colocarem em conformidade com o disposto nesta Norma; caso contrário deve ser rejeitado.

5. CRITÉRIOS DE MEDIÇÃO

Os serviços considerados conformes devem ser medidos de acordo com os critérios estabelecidos no Edital de Licitação dos serviços ou, na falta destes critérios, de acordo com as seguintes disposições gerais:

- A camada de cinza-cal deve ser medida em metros cúbicos, considerando o volume efetivamente executado. Não devem ser motivos de medição em separado: mão-de-obra, materiais (inclusive a cal), transporte, equipamentos e encargos, devendo os mesmos ser incluídos na composição do preço unitário;
- No cálculo dos volumes da camada devem ser consideradas as larguras e espessuras médias da camada obtidas no controle geométrico;
- Não devem ser considerados quantitativos de serviço superiores aos indicados no projeto;
- Nenhuma medição deve ser processada se a ela não estiver anexado um relatório de controle da qualidade, contendo os resultados dos ensaios e determinações devidamente interpretados, caracterizando a qualidade do serviço executado.

**ANEXO A DO MANUAL: Pavimentação – Reforço do subleito com
utilização de cinzas de carvão mineral - Especificação de Serviço**



ENERGIJA PECÉM

PROPOSIÇÃO DE NORMA - ES

Pavimentação – Reforço do subleito com utilização de cinzas de carvão mineral - Especificação de Serviço

Autor:

Palavras-chave:

Resumo

Este documento abrange procedimentos para o projeto e construção de reforços de subleito usando produtos de combustão de carvão mineral, incluindo cinzas volantes, cinzas de fundo ou outros produtos que possam atender aos requisitos de um reforço de subleito aqui descritos. As cinzas podem ser usadas sozinhas ou misturadas com solos ou outros materiais apropriados para alcançar as propriedades geotécnicas adequadas.

São também apresentados os requisitos concernentes a materiais, equipamentos, execução, inclusive plano de amostragem e de ensaios, condicionantes ambientais, controle da qualidade, condições de conformidade e não-conformidade e os critérios de medição dos serviços.

Abstract

This document presents procedures for pavement reinforcement design and construction using coal combustion products including but not limited to fly ash, bottom ash, boiler slag or other CCPs that can meet the requirements of an pavement reinforcement as described herein. CCPs may be used alone or blended with soils or other suitable materials to achieve desired geotechnical properties. It includes requirements for materials, equipment, execution, includes a sampling plan and essays, environmental management, quality

control, conditions for conformity and non-conformity and criteria for measurement of performed services.

Prefácio

A presente Norma foi preparada para servir como documento base, visando estabelecer a sistemática empregada na execução e controle da qualidade da camada de reforço do subleito, quando utilizados solos estabilizados granulometricamente com cinzas de carvão que foram adequadamente caracterizados para este uso.

Objetivo

Esta Norma tem por objetivo estabelecer a sistemática a ser empregada na execução da camada de reforço do subleito, quando empregadas cinzas estabilizadas granulometricamente.

Referências normativas

Os documentos relacionados a seguir são indispensáveis à aplicação desta Norma. Para referências datadas, aplicam-se somente as edições citadas. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (incluindo emendas).

- a) DNER-ME 036: Solo – Determinação da massa específica aparente, “in situ”, com emprego do balão de borracha – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
- b) DNER-ME 051: Solos – Análise granulométrica – Método de ensaio. Rio

- de Janeiro: IPR.
- c) DNER-ME 052: Solos e agregados miúdos – Determinação da umidade com emprego do “Speedy” – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
 - d) DNER-ME 080: Solos - Análise granulométrica por peneiramento – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
 - e) DNER-ME 082: Solos - Determinação do limite de plasticidade – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
 - f) DNER-ME 088: Solos - Determinação da umidade pelo método expedito do álcool – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
 - g) DNER-ME 092: Solos – Determinação da massa específica aparente “in situ”, com emprego do frasco de areia – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
 - h) DNER-ME 093: Solos - Determinação da Densidade Real. Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
 - i) DNER-ME 122: Solos - Determinação do limite de liquidez – Método de referência e método expedito – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
 - j) DNER-ME 134: Solos - Ensaio de Módulo de Resiliência - Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
 - k) DNER-ME 162: Solos - Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
 - l) DNER-ME 172: Solos - Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
 - m) DNER-PRO 277: Metodologia para controle estatístico de obras e serviços - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR.
 - n) DNIT 001/2009-PRO: Elaboração e apresentação de normas do DNIT – Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2009.
 - o) DNIT 011-PRO: Gestão da qualidade em obras rodoviárias – Procedimento. Rio de Janeiro: IPR.
 - p) DNIT 070-PRO: Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras – Procedimento. Rio de Janeiro: IPR.
 - q) DNIT 108-ES: Terraplenagem – Aterros – Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR.
 - r) ASTM E2277: Standard Guide for Design and Construction of Coal Ash Structural Fills.
 - s) ASTM D5239: Standard Practice for Characterizing Fly Ash for Use in Soil Stabilization.

1 Definições

Para os efeitos desta Norma, aplicam-se as seguintes definições:

1.1 Cinzas volantes

Cinzas volantes são as cinzas de textura mais fina arrastadas pelos gases de combustão das fornalhas da caldeira e abatidas por precipitadores eletrostáticos.

1.2 Cinzas pesadas

Partículas de cinzas aglomeradas formadas em caldeiras de carvão pulverizadas que são grandes demais para serem transportadas pelos gases de combustão e colidirem com as paredes da caldeira ou caem através de grades abertas para um funil de cinzas na parte inferior da caldeira.

1.3 Reforço do subleito

Camada estabilizada granulometricamente, executada sobre o subleito devidamente

compactado e regularizado, utilizada quando se torna necessário reduzir espessuras elevadas da camada de sub-base, originadas pela baixa capacidade de suporte do subleito.

1.4 Estabilização granulométrica

Processo de melhoria da capacidade resistente de materiais “in natura” ou mistura de materiais, mediante emprego de energia de compactação adequada, de forma a se obter um produto final com propriedades adequadas de estabilidade e durabilidade.

2 Condições gerais

- a) Não deve ser permitida a execução dos serviços, objeto desta Norma, em dias de chuva.
- b) É responsabilidade da executante a proteção dos serviços e materiais contra a ação destrutiva das águas pluviais, do tráfego e de outros agentes que possam danificá-los.
- c) O acesso do público ao local deve ser restrito durante a construção por meio de sinais de invasão, cercas temporárias e portões, conforme apropriado.
- d) A construção deve ser suspensa durante condições climáticas severas. As operações podem prosseguir durante períodos moderadamente úmidos, reduzindo a quantidade de água adicionada no material para compensar a precipitação.
- e) Deve-se tomar medidas de controle de poeira, as quais incluem transportar os produtos de combustão de carvão mais finos em

caminhões basculantes cobertos com comportas hermeticamente fechadas e realização de umedecimento prévio do material, caso necessário.

- f) O armazenamento no local dos produtos de combustão do carvão deve limitar-se à quantidade mínima necessária para manter o cronograma de construção. Para estoques, devem ser fornecidos controles de sedimentação e erosão de acordo com os requisitos estaduais e locais. As cinzas volantes que não são parcialmente condicionadas devem ser armazenadas a seco em caminhões-tanque pneumáticos ou em silos de armazenamento adequadamente protegidos.

3 Condições específicas

3.1 Material

Os materiais constituintes do reforço do subleito devem apresentar a melhor capacidade de suporte, o melhor módulo de resiliência, menor deformação permanente e expansão $\leq 1\%$, cabendo a determinação dos valores de CBR, de expansão, resiliência e deformação permanente pertinentes, por intermédio dos seguintes ensaios:

- Ensaio de Compactação – Norma DNER-ME 162/1994, na energia normal, ou maior do que esta;
- Ensaio de índice Suporte Califórnia – ISC – Norma DNER-ME 172/2016, com energia do Ensaio de Compactação.
- Módulo de Resiliência – MR – Norma

DNER-ME 134/2018, na energia do ensaio de compactação.

- Deformação Permanente – DP - DNIT 179/2018, com energia do ensaio de compactação.
 - a) Os materiais constituintes são produtos de combustão de carvão ou mistura de produtos de combustão de carvão com solos, de qualidade superior à do subleito.
 - b) Índice Suporte Califórnia - ISC - igual ou maior aos indicados no projeto, e Expansão $\leq 1\%$, determinados através dos ensaios:
 - Ensaio de Compactação - DNER-ME 162/1994, na energia de compactação indicada no projeto;
 - Ensaio de Índice Suporte Califórnia - DNER- ME 172/2016, com a energia do ensaio de compactação.
 - c) Módulo de Resiliência Médio - maior que o do subleito padrão, determinados através dos ensaios:
 - Ensaio de Módulo de Resiliência - DNER-ME 134/2018.
 - d) Deformação Permanente total – os parâmetros de deformação permanente do material devem ser inseridos no software MeDiNa e, após a análise de toda a estrutura que compõe o pavimento, para o tráfego previsto, deve-se ter um afundamento de trilha de roda total de no máximo 13 mm para via arterial primária e coletor primária e 20 mm para via arterial secundária, coletor secundária e via local.
 - e) Para avaliação ambiental deve-se

proceder aos ensaios:

- Ensaio para Obtenção de Extrato Lixiviado de Resíduos Sólidos - NBR 10005/2004;
- Ensaio para Obtenção de Extrato Solubilizado de Resíduos Sólidos - ABNT 10006/2004;
- Ensaio Para Obtenção de Extrato Solubilizado de Resíduos Sólidos - ABNT 10006/2004
- Standard Test Method for Leaching Solid Material in a Column Apparatus - ASTM D 4874.

De acordo com os parâmetros obtidos dos ensaios, comparando-se aos critérios dispostos na NBR 10005/2004 a amostra deverá ser não perigosa, preferencialmente inerte.

3.2 Equipamento

A mistura de cinzas de carvão e solo deve ser feita, preferencialmente, em central de mistura. Também pode ser executada na pista ou no canteiro de obras. A central de mistura deve ser constituída essencialmente de:

- a) Silos
- b) Transportadores de esteiras
- c) Equipamento misturador
- d) Reservatório de água e canalizações
- e) Equipamento de carga de caminhões:

A execução do reforço de subleito contempla operações de mistura, umedecimento ou secagem dos materiais, bem como o espalhamento, compactação e acabamento na pista. Para se proceder a execução da camada são utilizados outros equipamentos, dispostos a seguir:

- a) Motoniveladora, com escarificador;
- b) Carro tanque distribuidor de água;
- c) Rolos compactadores autopropulsados tipos pé- de-carneiro, liso-vibratórios e pneumáticos;
- d) Grades de discos, arados de disco e tratores de pneus;
- e) Pulvi-misturador.

Os equipamentos de compactação e mistura devem ser escolhidos de acordo com o tipo de material empregado.

3.3 Execução

- a) A execução do reforço do subleito compreende as operações de mistura e pulverização, umedecimento ou secagem dos materiais na pista, seguidas de espalhamento, compactação e acabamento, realizadas na pista devidamente preparada, na largura desejada e nas quantidades que permitam, após a compactação, atingir a espessura projetada.
- b) Não deve ser permitida a execução dos serviços em dias de chuva. É responsabilidade da executante a proteção dos serviços e materiais contra a ação destrutiva das águas pluviais, do tráfego e de outros agentes que possam danificá-los. A construção deve ser suspensa durante condições climáticas severas. As operações podem prosseguir durante períodos moderadamente úmidos, reduzindo a quantidade de água adicionada no material para compensar a precipitação.
- c) O acesso do público ao local deve ser restrito durante a execução por meio de sinais de invasão, cercas temporárias e

portões, conforme apropriado.

- d) Durante a execução devem-se tomar medidas de controle de poeira, as quais incluem transportar as cinzas mais finas em caminhões basculantes cobertos com comportas hermeticamente fechadas e realização de umedecimento prévio do material, caso necessário.
- e) O armazenamento no local dos produtos de combustão do carvão deve limitar-se à quantidade mínima necessária para manter o cronograma de construção. Para estoques, devem ser fornecidos controles de sedimentação e erosão de acordo com os requisitos estaduais e locais. As cinzas volantes que não são parcialmente condicionadas devem ser armazenadas a seco em caminhões-tanque pneumáticos ou em silos de armazenamento adequadamente protegidos.
- f) A compactação da mistura, umedecida e homogeneizada, deve ser executada com o emprego de equipamentos que assegurem a obtenção da massa específica aparente fixada, em toda a espessura da camada compactada;
- g) Quando houver necessidade de executar camada de reforço com espessura final superior a 20 cm, estas devem ser subdivididas em camadas parciais. A espessura mínima de qualquer camada de reforço deve ser de 15 cm, após a compactação.
- h) Em geral, cinzas são mais sensíveis à variação do teor de umidade, de forma que a água deve ser pulverizada uniformemente até atingir o teor de umidade ótima de projeto, aceitando-se

uma variação de, no máximo, 1%.

- i) O intervalo de tempo entre o umedecimento e a compactação durante a construção deve ser semelhante ao previsto em laboratório.
- j) A compactação dos materiais da mistura deve ocorrer na energia especificada em projeto, devendo-se atingir um grau de compactação entre 95% e 105%.
- k) A misturação das cinzas (preferencialmente em usina) deve acontecer de forma a torná-las o mais homogêneo possível.

Mistura prévia – Deve ser executada preferencialmente em centrais de mistura próprias para este fim. Caso as quantidades a serem executadas não justifiquem a instalação de central de mistura, a mesma pode ser feita com pá-carregadeira.

No segundo caso, a medida-padrão pode ser a concha da pá carregadeira utilizada no carregamento do material. Deve ser usado o volume da concha como medida-padrão. Conhecidos os números da medida-padrão de cada material que melhor reproduza a dosagem projetada, deve ser iniciado o processo de mistura em local próximo a uma das jazidas. Depositam-se alternadamente os materiais, em lugar apropriado e na proporção desejada. A mistura é então processada, revolvendo-se o monte formado com evoluções da concha da pá-carregadeira. Para evitar erros na contagem do número de medidas-padrão dos materiais, recomenda-se que a etapa descrita anteriormente seja executada dosando-se um ciclo da mistura por vez.

Após a mistura prévia, o material é transportado, por meio de caminhões basculantes e hermeticamente fechado, para o controle de

poeira, depositando-se sobre a pista em montes adequadamente espaçados.

Segue-se com o espalhamento pela ação da motoniveladora.

Mistura na Pista - A mistura na pista somente pode ser procedida quando na mesma for utilizado material da pista existente, ou quando as quantidades a serem executadas não justificarem a instalação de central de mistura.

Inicialmente, deve ser distribuído na pista o material que entra na composição da mistura em maior quantidade. Segue-se o espalhamento do segundo material, em quantidade que assegure o atendimento à dosagem e à espessura pretendida. O material espalhado deve receber adequada conformação, de forma que a camada apresente espessura constante.

Mistura no Canteiro de Obras - Para a realização da mistura no pátio deve ser efetuada a conversão da proporção da mistura de peso para volume, com o intuito de facilitar a execução da mistura;

A pilha de cinzas e a de solo devem estar localizadas no canteiro de obras e próximas, para facilitar a mistura. Com o auxílio de uma pá carregadeira, coloca-se o volume proporcional de cinzas e solos em uma superfície limpa, dura e plana. Em seguida, procede-se a homogeneização dos materiais, também utilizando a pá carregadeira;

Todas as operações necessárias ao preparo da mistura final devem ser realizadas no canteiro de obras, restando o transporte da mistura para a pista, onde deve ser enleirada, espalhada, umedecida e homogeneizada com as devidas precauções, de modo que após a compactação apresente a espessura, o greide longitudinal e a seção transversal estabelecidos no projeto;

4 Condicionantes ambientais

Objetivando a preservação ambiental, devem ser devidamente observadas e adotadas as soluções e os respectivos procedimentos específicos atinentes ao tema ambiental definidos e/ou instituídos no instrumental técnico-normativo pertinente vigente no DNIT, especialmente a Norma DNIT 070/2006-PRO, e na documentação técnica vinculada à execução das obras, documentação esta que compreende o Projeto de Engenharia – PE, o Estudo Ambiental (EIA ou outro), os Programas Ambientais do Plano Básico Ambiental – PBA pertinentes e as recomendações e exigências dos órgãos ambientais.

5 Inspeções

5.1 Controle da Mistura

A mistura utilizada na execução do reforço do subleito deve ser rotineiramente examinada, mediante a execução dos seguintes procedimentos:

- a) Ensaios de caracterização física, em amostras coletadas aleatoriamente. Deve ser coletada uma amostra, por camada, para cada 200 m de pista ou por jornada diária de 8 horas de trabalho. No caso do emprego de usina de solos as amostras correspondentes devem ser coletadas na saída do misturador. A frequência destes ensaios pode ser reduzida, a critério da Fiscalização, para uma amostra por segmento de 400 m de extensão, no caso de materiais homogêneos.
- b) Ensaios de compactação e CBR e expansão pelo método DNER-ME 172/2016, com energia de

compactação normal, ou maior que esta, para o material coletado na pista em locais escolhidos aleatoriamente. Deve ser coletada uma amostra por camada, para cada 200 m de pista, ou por jornada diária de trabalho. A frequência destes ensaios pode ser reduzida, a critério da Fiscalização, para uma amostra por segmento de 400 m de extensão, no caso de materiais homogêneos.

- c) Para caracterização do módulo de resiliência, deve-se separar em segmentos homogêneos contemplando as características geológico-geotécnicas e o comportamento geomecânico do solo. Para cada segmento, indica-se a realização de um (1) ensaio de MR, conforme DNER-ME 134/2018 por segmento homogêneo (não ultrapassando 2 km).
- d) Em 10 % do número de amostras utilizadas nos segmentos homogêneos para ensaios de MR deverão ser executados ensaios de Deformação Permanente (DP), sendo no mínimo 1 amostra (DNER-ME 179/2018) por segmento homogêneo, conforme orientações da IS-247 para estudos de subleito (DNIT, 2021).
- e) Para cada trecho homogêneo, serão extraídos também os coeficientes de regressão do MR (k_1 , k_2 , k_3 e k_4) e DP (ψ_1 , ψ_2 , ψ_3 e ψ_4), devendo ser calculada uma média aritmética a fim de representar o valor representativo de cada coeficiente para determinar a equação do melhor modelo de MR e DP. Caso seja elevado o coeficiente

de variação (CV) entre esses parâmetros, o trecho deve ser dividido e analisado novamente, considerando como aceitável CV menor que 20%.

- f) A frequência indicada para a execução dos ensaios é a mínima aceitável, devendo ser compatibilizada com o Plano de Amostragem Variável (vide subseção 5.4).
- g) Para pistas de extensão limitada, com área de até 4.000 m², devem ser coletadas, pelo menos, cinco amostras, para execução do controle dos insumos.

5.2 Controle da execução

- a) O controle da execução do reforço do subleito deve ser exercido mediante a coleta de amostras, ensaios e determinações feitas de maneira aleatória, de acordo com o Plano de Amostragem Variável (vide subseção 5.4). Devem ser efetuadas as seguintes determinações e ensaios:
 - b) Ensaio de umidade higroscópica do material, imediatamente antes da compactação, por camada, para cada 100 m de pista a ser compactada, em locais escolhidos aleatoriamente (método DNER-ME 052/94 ou DNER-ME 088/94). A tolerância admitida para a umidade higroscópica deve ser de $\pm 1\%$ em relação à umidade ótima.
 - c) Ensaio de massa específica aparente seca in situ para cada 100 m de pista, por camada, determinada pelos métodos DNER-ME 092/94 ou

DNER-ME 036/94, em locais escolhidos aleatoriamente. Para pistas de extensão limitada, com áreas de, no máximo, 4000 m², devem ser feitas, pelo menos, cinco determinações por camada, para o cálculo do grau de compactação (GC).

- d) Os cálculos de grau de compactação devem ser realizados utilizando-se os valores da massa específica aparente seca máxima obtida no laboratório e da massa específica aparente seca in situ obtida na pista. Não devem ser aceitos valores de grau de compactação fora da faixa de 95%-105% em relação à massa específica aparente seca máxima obtida no laboratório.

5.3 Verificação do produto

A verificação final da qualidade da camada de reforço do subleito (Produto) deve ser exercida através das determinações executadas de acordo com o Plano de Amostragem Variável (vide subseção 5.4).

Após a execução do reforço do subleito deve-se proceder ao controle geométrico, mediante a relocação e nivelamento do eixo

- a) ± 10 cm, quanto à largura da plataforma;
- b) até 20%, em excesso, para a flecha de abaulamento, não se tolerando falta;
- c) $\pm 10\%$, quanto à espessura da camada indicada no projeto.

5.4 Plano de amostragem – Controle tecnológico

O número e a frequência de determinações correspondentes aos diversos ensaios para o controle tecnológico da execução e do produto devem ser estabelecidos segundo um

Plano de Amostragem aprovado pela Fiscalização, elaborado de acordo com os preceitos da Norma DNIT 013/2004.

O tamanho das amostras deve ser documentado e informado previamente à Fiscalização.

5.5 Condições de conformidade e não-conformidade

Todos os ensaios de controle e determinações relativos aos insumos, à execução e ao produto, realizados de acordo com o Plano de Amostragem citado em 4.4, devem cumprir as Condições Gerais e Específicas desta Norma, e estar de acordo com os seguintes critérios:

- a) Quando especificado valor ou limite mínimo e/ou máximo a ser(em) atingido(s), devem ser verificadas as seguintes condições:

Condições de conformidade:

$$\begin{aligned} \bar{X} - K * s &\geq LI \\ \bar{X} + K * s &\leq LS \end{aligned}$$

Condições de não-conformidade:

$$\begin{aligned} \bar{X} - K * s &< LI \\ \bar{X} + K * s &> LS \end{aligned}$$

Sendo:

$$\begin{aligned} \bar{X} &= \frac{\sum X_i}{n} \\ s &= \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}} \end{aligned}$$

Onde:

- n é o tamanho da amostra;
- Xi é o valor individual do elemento i da amostra;
- K é o coeficiente unilateral tabelado em função do tamanho da amostra;
- K1 é o coeficiente bilateral tabelado em função do tamanho da amostra;

- LI é o limite inferior especificado (limite mínimo aceitável);
- LS é o limite superior especificado (limite máximo aceitável).

Na Tabela 1 está disposto o coeficiente tabelado em função do número de determinações.

Tabela 1: Valores dos coeficientes para as tolerâncias uni e bilateral

n	K	K1	n	K	K1	n	K	K1
4	0,95	1,34	10	0,77	1,12	25	0,67	1,00
5	0,89	1,27	12	0,75	1,09	30	0,66	0,99
6	0,85	1,22	14	0,73	1,07	40	0,64	0,97
7	0,82	1,19	16	0,71	1,05	50	0,63	0,96
8	0,80	1,16	18	0,70	1,04	100	0,60	0,92
9	0,78	1,14	20	0,69	1,03	∞	0,52	0,84

- b) Os resultados do controle estatístico devem ser registrados em relatórios periódicos de acompanhamento, de acordo com a norma DNIT 011/2004-PRO, a qual estabelece que sejam tomadas providências para tratamento das “Não-conformidades”.
- c) Os serviços só devem ser aceitos se atenderem às prescrições desta Norma.
- d) Todo detalhe incorreto ou mal executado deve ser corrigido.
- e) Qualquer serviço corrigido só deve ser aceito se as correções executadas o colocarem em conformidade com o disposto nesta Norma; caso contrário deve ser rejeitado.

6 Critérios de medição

Os serviços considerados conformes devem ser medidos de acordo com os critérios estabelecidos no Edital de Licitação dos

serviços ou, na falta destes critérios, de acordo com as seguintes disposições gerais:

- a) o reforço do subleito deve ser medido em metros cúbicos, considerando o volume efetivamente executado. Não devem ser motivos de medição em separado: mão-de-obra, materiais, transporte, equipamentos e encargos, devendo os mesmos ser incluídos na composição do preço unitário;
- b) no cálculo dos volumes de reforço do subleito devem ser consideradas as larguras e espessuras médias da camada obtidas no controle geométrico;
- c) não devem ser considerados quantitativos de serviço superiores aos indicados no projeto;
- d) nenhuma medição deve ser processada se a ela não estiver anexado um relatório de controle da qualidade, contendo os resultados dos ensaios e determinações devidamente interpretados, caracterizando a qualidade do serviço executado.

**ANEXO B DO MANUAL: Pavimentação – Sub-base com
utilização de cinzas de carvão mineral - Especificação de
Serviço**



ENERGIÁ PECÉM

PROPOSIÇÃO DE NORMA - ES

Pavimentação – Sub-base com utilização de cinzas de carvão mineral - Especificação de Serviço

Autor:

Palavras-chave:

Resumo

Este documento abrange procedimentos para o projeto e construção de camada de sub-base usando produtos de combustão de carvão mineral, incluindo cinzas volantes, cinzas de fundo ou outros produtos que possam atender aos requisitos de um reforço de subleito aqui descritos. As cinzas podem ser usadas sozinhas ou misturadas com solos ou outros materiais apropriados para alcançar as propriedades geotécnicas adequadas.

São também apresentados os requisitos concernentes a materiais, equipamentos, execução, inclusive plano de amostragem e de ensaios, condicionantes ambientais, controle da qualidade, condições de conformidade e não-conformidade e os critérios de medição dos serviços.

Abstract

This document presents procedures for sub-base pavement layer design and construction using coal combustion products (CCPs) including but not limited to fly ash, bottom ash, boiler slag or other CCPs that can meet the requirements of an pavement reinforcement as described herein. CCPs may be used alone or blended with soils or other suitable materials to achieve desired geotechnical properties. It includes requirements for materials, equipment, execution, includes a sampling plan and essays, environmental management, quality control, conditions for conformity and non-conformity and criteria for measurement of performed services.

Prefácio

A presente Norma foi preparada para servir como documento base, visando estabelecer a sistemática empregada na execução e controle da qualidade da camada de sub-base, quando utilizados solos estabilizados granulometricamente com produtos de combustão do carvão que foram

adequadamente caracterizados para este uso. Está formatada de acordo com a Norma DNIT 001/2009 – PRO.

1. Objetivo

Esta Norma tem por objetivo estabelecer a sistemática a ser empregada na execução da camada de sub-base, quando empregados solos estabilizados granulometricamente com uso de cinzas de carvão.

2. Referências normativas

Os documentos relacionados a seguir são indispensáveis à aplicação desta Norma. Para referências datadas, aplicam-se somente as edições citadas. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (incluindo emendas).

- a) DNER-ME 036: Solo – Determinação da massa específica aparente, “in situ”, com emprego do balão de borracha – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
- b) DNER-ME 051: Solos – Análise granulométrica – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
- c) DNER-ME 052: Solos e agregados miúdos – Determinação da umidade com emprego do “Speedy” – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
- d) DNER-ME 080: Solos - Análise granulométrica por peneiramento –

- Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
- e) DNER-ME 082: Solos - Determinação do limite de plasticidade – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
 - f) DNER-ME 088: Solos - Determinação da umidade pelo método expedito do álcool – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
 - g) DNER-ME 092: Solos – Determinação da massa específica aparente “in situ”, com emprego do frasco de areia – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
 - h) DNER-ME 093: Solos - Determinação da Densidade Real. Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
 - i) DNER-ME 122: Solos - Determinação do limite de liquidez – Método de referência e método expedito – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
 - j) DNER-ME 134: Solos - Ensaio de Módulo de Resiliência - Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
 - k) DNER-ME 162: Solos - Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
 - l) DNER-ME 172: Solos - Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
 - m) DNER-PRO 277: Metodologia para controle estatístico de obras e serviços - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR.
 - n) DNIT 001/2009-PRO: Elaboração e apresentação de normas do DNIT – Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2009.
 - o) DNIT 011-PRO: Gestão da qualidade em obras rodoviárias – Procedimento. Rio de Janeiro: IPR.
 - p) DNIT 070-PRO: Condicionantes

ambientais das áreas de uso de obras – Procedimento. Rio de Janeiro: IPR.

- q) DNIT 108-ES: Terraplenagem – Aterros – Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR.
- r) *ASTM E2277: Standard Guide for Design and Construction of Coal Ash Structural Fills.*
- s) *ASTM D5239: Standard Practice for Characterizing Fly Ash for Use in Soil Stabilization.*

3. Definições

Para os efeitos desta Norma, aplicam-se as seguintes definições:

3.1. Cinzas volantes

Cinzas volantes são as cinzas de textura mais fina arrastadas pelos gases de combustão das fornalhas da caldeira e abatidas por precipitadores eletrostáticos.

3.2. Cinzas pesadas

Partículas de cinzas aglomeradas formadas em caldeiras de carvão pulverizadas que são grandes demais para serem transportadas pelos gases de combustão e colidem com as paredes da caldeira ou caem através de grades abertas para um funil de cinzas na parte inferior da caldeira.

3.3. Sub-base

Camada de pavimentação, complementar à base e com as mesmas funções desta, executada sobre o subleito ou reforço do subleito, devidamente compactado e regularizado.

3.4. Estabilização granulométrica

Processo de melhoria da capacidade resistente de materiais “in natura” ou mistura de materiais, mediante emprego de energia de compactação adequada, de forma a se obter

um produto final com propriedades adequadas de estabilidade e durabilidade.

3.5. Sub-base estabilizada granulometricamente com cinzas de carvão mineral

Camada de sub-base executada com utilização do processo de estabilização granulométrica pela mistura de solos com cinzas de carvão mineral, por processo de dosagem em laboratório, de forma a apresentar determinadas características de resistência, deformabilidade e durabilidade.

4. Condições gerais

- a) Não deve ser permitida a execução dos serviços, objeto desta Norma, em dias de chuva.
- b) É responsabilidade da executante a proteção dos serviços e materiais contra a ação destrutiva das águas pluviais, do tráfego e de outros agentes que possam danificá-los.
- c) O acesso do público ao local deve ser restrito durante a construção por meio de sinais de invasão, cercas temporárias e portões, conforme apropriado.
- d) A construção deve ser suspensa durante condições climáticas severas. As operações podem prosseguir durante períodos moderadamente úmidos, reduzindo a quantidade de água adicionada no material para compensar a precipitação.
- e) Deve-se tomar medidas de controle de poeira, as quais incluem transportar os produtos de combustão de carvão mais finos em caminhões basculantes cobertos

com comportas hermeticamente fechadas e realização de umedecimento prévio do material, caso necessário.

- f) O armazenamento no local dos produtos de combustão do carvão deve limitar-se à quantidade mínima necessária para manter o cronograma de construção. Para estoques, devem ser fornecidos controles de sedimentação e erosão de acordo com os requisitos estaduais e locais. As cinzas volantes que não são parcialmente condicionadas devem ser armazenadas a seco em caminhões-tanque pneumáticos ou em silos de armazenamento adequadamente protegidos.

5. Condições específicas

5.1. Material

A mistura de material que irá constituir a camada de sub-base deverá apresentar características mecânicas adequadas, avaliadas por meio dos parâmetros de CBR, expansão, módulo de resiliência e deformação permanente. Cabendo a determinação dos valores de CBR, de expansão, de resiliência e de deformação permanente pertinentes, por intermédio dos seguintes ensaios:

- Ensaio de Compactação –DNER-ME 162/1994, na energia intermediária ou maior do que esta;
- Ensaio de Índice Suporte Califórnia – ISC –DNER-ME 172/2016, com energia do Ensaio de Compactação.
- Módulo de Resiliência – MR –DNER-ME 134/2018, com energia do ensaio de

compactação.

- Ensaio de Deformação Permanente – DP - DNIT 179/2018, com energia do ensaio de compactação.

Para aplicação em sub-base, a mistura deve apresentar os seguintes parâmetros técnicos:

- a) Índice Suporte Califórnia – CBR \geq 20%;
- b) Expansão \leq 1%;
- c) Módulo de Resiliência Médio - maior do que 200 MPa;
- d) Deformação Permanente total – os parâmetros de deformação permanente do material devem ser inseridos no software MeDiNa e, após a análise de toda a estrutura que compõe o pavimento, para o tráfego previsto, deve-se ter um afundamento de trilha de roda total de no máximo 13 mm para via arterial primária e coletor primária e 20 mm para via arterial secundária, coletor secundária e via local.

Para avaliação ambiental deve-se proceder aos ensaios:

- Ensaio Para Obtenção de Extrato Lixiviado de Resíduos Sólidos - NBR 10005/2004;
- Ensaio Para Obtenção de Extrato Solubilizado de Resíduos Sólidos - ABNT 10006/2004;
- Standard Test Method for Leaching Solid Material in a Column Apparatus - ASTM D 4874.

De acordo com os parâmetros obtidos dos ensaios, comparando-se aos critérios dispostos na NBR 10005/2004 a amostra deverá ser não perigosa, preferencialmente inerte.

5.2. Equipamento

A mistura de cinzas de carvão e solo deve ser feita, preferencialmente, em central de mistura. Também pode ser executada na pista ou no canteiro de obras. A central de mistura deve ser constituída essencialmente de:

- a) Silos
- b) Transportadores de esteiras
- c) Equipamento misturador
- d) Reservatório de água e canalizações
- e) Equipamento de carga de caminhões:

A execução da sub-base contempla operações de mistura, umedecimento ou secagem dos materiais, bem como o espalhamento, compactação e acabamento na pista. Para se proceder a execução da camada são utilizados outros equipamentos, dispostos a seguir:

- a) Motoniveladora, com escarificador;
- b) Carro tanque distribuidor de água;
- c) Rolos compactadores autopropulsados tipos pé- de-carneiro, liso-vibratórios e pneumáticos;
- d) Grades de discos, arados de disco e tratores de pneus;
- e) Pulvi-misturador

Os equipamentos de compactação e mistura devem ser escolhidos de acordo com o tipo de material empregado.

5.3. Execução

A execução da camada de sub-base compreende as operações de mistura e pulverização, umedecimento ou secagem dos materiais na pista, seguidas de espalhamento, compactação e

acabamento, realizadas na pista devidamente preparada, na largura desejada e nas quantidades que permitam, após a compactação, atingir a espessura projetada.

- a) Não deve ser permitida a execução dos serviços em dias de chuva. É responsabilidade da executante a proteção dos serviços e materiais contra a ação destrutiva das águas pluviais, do tráfego e de outros agentes que possam danificá-los. A construção deve ser suspensa durante condições climáticas severas. As operações podem prosseguir durante períodos moderadamente úmidos, reduzindo a quantidade de água adicionada no material para compensar a precipitação.
- b) O acesso do público ao local deve ser restrito durante a execução por meio de sinais de invasão, cercas temporárias e portões, conforme apropriado.
- c) Durante a execução devem-se tomar medidas de controle de poeira, as quais incluem transportar as cinzas mais finas em caminhões basculantes cobertos com comportas hermeticamente fechadas e realização de umedecimento prévio do material, caso necessário.
- d) O armazenamento no local dos produtos de combustão do carvão deve limitar-se à quantidade mínima necessária para manter o cronograma de construção. Para estoques, devem ser fornecidos controles de sedimentação e erosão de acordo com os requisitos estaduais e locais. As cinzas volantes que não são parcialmente condicionadas devem ser armazenadas a seco em caminhões-tanque pneumáticos ou em silos de armazenamento adequadamente

protegidos.

- e) No caso de utilização de misturas de materiais devem ser obedecidos os seguintes procedimentos:

Mistura prévia – Deve ser executada preferencialmente em centrais de mistura próprias para este fim. Caso as quantidades a serem executadas não justifiquem a instalação de central de mistura, a mesma pode ser feita com pá-carregadeira.

No segundo caso, a medida-padrão pode ser a concha da pá carregadeira utilizada no carregamento do material. Deve ser usado o volume da concha como medida-padrão. Conhecidos os números da medida-padrão de cada material que melhor reproduza a dosagem projetada, deve ser iniciado o processo de mistura em local próximo a uma das jazidas. Depositam-se alternadamente os materiais, em lugar apropriado e na proporção desejada. A mistura é então processada, revolvendo-se o monte formado com evoluções da concha da pá-carregadeira. Para evitar erros na contagem do número de medidas-padrão dos materiais, recomenda-se que a etapa descrita anteriormente seja executada dosando-se um ciclo da mistura por vez.

Após a mistura prévia, o material é transportado, por meio de caminhões basculantes e hermeticamente fechados, para o controle de poeira, depositando-se sobre a pista em montes adequadamente espaçados. Segue-se com o espalhamento pela ação da motoniveladora.

Mistura na Pista - A mistura na pista somente pode ser procedida quando na mesma for utilizado material da pista existente, ou quando as quantidades a serem executadas

não justificarem a instalação de central de mistura.

Inicialmente, deve ser distribuído na pista o material que entra na composição da mistura em maior quantidade. Segue-se o espalhamento do segundo material, em quantidade que assegure o atendimento à dosagem e à espessura pretendida. O material espalhado deve receber adequada conformação, de forma que a camada apresente espessura constante.

Mistura no Canteiro de Obras - Para a realização da mistura no pátio deve ser efetuada a conversão da proporção da mistura de peso para volume, com o intuito de facilitar a execução da mistura;

A pilha de cinzas e a de solo devem estar localizadas no canteiro de obras e próximas, para facilitar a mistura. Com o auxílio de uma pá carregadeira, coloca-se o volume proporcional de cinzas e solos em uma superfície limpa, dura e plana. Em seguida, procede-se a homogeneização dos materiais, também utilizando a pá carregadeira;

Todas as operações necessárias ao preparo da mistura final devem ser realizadas no canteiro de obras, restando o transporte da mistura para a pista, onde deve ser enleirada, espalhada, umedecida e homogeneizada com as devidas precauções, de modo que após a compactação apresente a espessura, o greide longitudinal e a seção transversal estabelecidos no projeto;

A faixa para receber a mistura deve estar preparada quanto à drenagem, nivelamento e seção transversal fixados no projeto;

f) Espalhamento - O material distribuído é homogeneizado mediante ação combinada de grade de discos e motoniveladora. No decorrer desta etapa,

devem ser removidos materiais estranhos ou fragmentos de tamanho excessivo.

- g) Umidade - A variação do teor de umidade admitido para o material para início da compactação é de 1% da umidade ótima de compactação. Caso o teor de umidade se apresente abaixo do limite mínimo especificado, deve-se proceder ao umedecimento da camada com caminhão-tanque distribuidor de água, seguindo-se a homogeneização pela atuação de grade de discos e motoniveladora. Se o teor de umidade de campo exceder ao limite superior especificado, deve-se aerar o material mediante ação conjunta da grade de discos e da motoniveladora, para que o material atinja o intervalo da umidade especificada.
- h) Concluída a correção e homogeneização da umidade, o material deve ser conformado, de maneira a se obter a espessura desejada após a compactação.
- i) A espessura da camada compactada não deve ser inferior a 15 cm nem superior a 20 cm. Quando houver necessidade de se executar camadas de sub-base com espessura final superior a 20 cm, estas devem ser subdivididas em camadas parciais. A espessura mínima de qualquer camada de sub-base deve ser de 15 cm, após a compactação. Nesta fase devem ser tomados os cuidados necessários para evitar a adição de material na fase de acabamento.
- j) Compactação - Na fase inicial da obra devem ser executados segmentos experimentais, com formas diferentes de execução, na sequência operacional de utilização dos equipamentos, de modo a

definir os procedimentos a serem obedecidos nos serviços de compactação. Deve-se estabelecer o número de passadas necessárias dos equipamentos de compactação para atingir o grau de compactação especificado. Deve ser realizada nova determinação, sempre que houver variação no material ou do equipamento empregado.

- k) A compactação deve evoluir longitudinalmente, iniciando pelas bordas. Nos trechos em tangente, a compactação deve prosseguir das duas bordas para o centro, em percursos equidistantes da linha base, o eixo. Os percursos ou passadas do equipamento utilizado devem distar entre si de forma tal que, em cada percurso, seja coberta metade da faixa coberta no percurso anterior. Nos trechos em curva, havendo superelevação, a compactação deve progredir da borda mais baixa para a mais alta, com percursos análogos aos descritos para os trechos em tangente.
- l) Nas partes adjacentes ao início e ao fim da sub-base em construção, a compactação deve ser executada transversalmente à linha base, o eixo. Nas partes inacessíveis aos rolos compactadores, assim como nas partes em que seu uso não for recomendável, tais como cabeceiras de pontes e viadutos, a compactação deve ser executada com rolos vibratórios portáteis ou sapos mecânicos.
- m) Durante a compactação, se necessário, pode ser promovido o umedecimento da superfície da camada, mediante emprego de carro-tanque distribuidor de água.

Esta operação é exigida sempre que o teor de umidade estiver abaixo do limite inferior do intervalo de umidade admitido para a compactação.

- n) Acabamento - O acabamento deve ser executado pela ação conjunta de motoniveladora e de rolos de pneus e liso-vibratório. A motoniveladora deve atuar, quando necessário, exclusivamente em operação de corte, sendo vetada a correção de depressões por adição de material.
- o) Abertura ao tráfego - A sub-base estabilizada granulometricamente com cinzas de carvão mineral não deve ser submetida à ação do tráfego. A extensão máxima a ser executada deve ser aquela para a qual pode ser efetuado de imediato o espalhamento do material da camada seguinte, de forma que a sub-base já liberada não fique exposta à ação de intempéries que possam prejudicar sua qualidade.

6. Condicionantes ambientais

Objetivando a preservação ambiental, devem ser devidamente observadas e adotadas as soluções e os respectivos procedimentos específicos atinentes ao tema ambiental definidos e/ou instituídos no instrumental técnico-normativo pertinente vigente no DNIT, especialmente a Norma DNIT 070/2006-PRO, e na documentação técnica vinculada à execução das obras, documentação esta que compreende o Projeto de Engenharia – PE, o Estudo Ambiental (EIA ou outro), os Programas Ambientais do Plano Básico Ambiental – PBA pertinentes e as recomendações e exigências dos órgãos

ambientais.

7. Inspeções

O controle da camada executada de sub-base deve ser realizado com a análise da mistura e da verificação de execução, conforme itens a seguir.

a) Controle da Mistura

A mistura utilizada na execução da sub-base deve ser rotineiramente examinada, mediante a execução dos seguintes procedimentos:

- Ensaios de caracterização física, em amostras coletadas aleatoriamente. Deve ser coletada uma amostra, por camada, para cada 200 m de pista ou por jornada diária de 8 horas de trabalho. No caso do emprego de usina de solos as amostras correspondentes devem ser coletadas na saída do misturador. A frequência destes ensaios pode ser reduzida, a critério da Fiscalização, para uma amostra por segmento de 400 m de extensão, no caso de materiais homogêneos.
- Ensaios de compactação e Índice Suporte Califórnia - ISC e expansão pelo método DNER-ME 172/2016, com energia de compactação intermediária ou maior que esta, para o material coletado na pista em locais escolhidos aleatoriamente. Deve ser coletada uma amostra por camada, para cada 200 m de pista, ou por jornada diária de trabalho. A frequência destes ensaios pode ser reduzida, a critério da Fiscalização, para uma amostra por segmento de 400 m de extensão, no caso de materiais homogêneos.
- Para o módulo de resiliência, deve-se separar a camada em segmentos homogêneos contemplando o comportamento geomecânico da mistura. Para cada segmento, indica-se a realização

de um (1) ensaio de MR, conforme DNER-ME 134/2018 por segmento homogêneo (não ultrapassando 2 km).

- Em 10 % do número de amostras utilizadas nos segmentos homogêneos para ensaios de MR deverão ser executados ensaios de Deformação Permanente (DP) sendo no mínimo 1 amostra (DNER-ME 179/2018) por segmento homogêneo.
- Para cada trecho homogêneo, serão extraídos também os coeficientes de regressão do MR (k_1 , k_2 , k_3 e k_4) e DP (ψ_1 , ψ_2 , ψ_3 e ψ_4), devendo ser calculada uma média aritmética a fim de representar o valor representativo de cada coeficiente para determinar a equação do melhor modelo de MR e DP. Caso seja elevado o coeficiente de variação (CV) entre esses parâmetros, o trecho deve ser dividido e analisado novamente, considerando como aceitável CV menor que 20%.
- A frequência indicada para a execução dos ensaios é a mínima aceitável, devendo ser compatibilizada com o Plano de Amostragem Variável (vide subseção 7.2).
- Para pistas de extensão limitada, com área de até 4.000 m², devem ser coletadas, pelo menos, cinco amostras, para execução do controle dos insumos.

b) Controle da execução

O controle da execução da sub-base deve ser exercido mediante a coleta de amostras, ensaios e determinações feitas de maneira aleatória, de acordo com o Plano de Amostragem Variável (vide subseção 7.2). Devem ser efetuadas as seguintes determinações e ensaios:

- Ensaio de umidade higroscópica do material, imediatamente antes da compactação, por camada, para cada 100 m de pista a ser

compactada, em locais escolhidos aleatoriamente (método DNER-ME 052/94 ou DNER-ME 088/94). A tolerância admitida para a umidade higroscópica deve ser de $\pm 1\%$ em relação à umidade ótima.

- Ensaio de massa específica aparente seca in situ para cada 100 m de pista, por camada, determinada pelos métodos DNER-ME 092/94 ou DNER-ME 036/94, em locais escolhidos aleatoriamente. Para pistas de extensão limitada, com áreas de, no máximo, 4000 m², devem ser feitas, pelo menos, cinco determinações por camada, para o cálculo do grau de compactação (GC).
- Os cálculos de grau de compactação devem ser realizados utilizando-se os valores da massa específica aparente seca máxima obtida no laboratório e da massa específica aparente seca in situ obtida na pista. Não devem ser aceitos valores de grau de compactação fora da faixa de 95%-105% em relação à massa específica aparente seca máxima obtida no laboratório.

7.1. Verificação do produto

A verificação final da qualidade da camada de sub-base (Produto) deve ser exercida através das determinações executadas de acordo com o Plano de Amostragem Variável (vide subseção 7.2).

Após a execução da sub-base deve-se proceder ao controle geométrico, mediante a relocação e nivelamento do eixo

- a) ± 10 cm, quanto à largura da plataforma;
- b) até 20%, em excesso, para a flecha de abaulamento, não se tolerando falta;
- c) $\pm 10\%$, quanto à espessura da camada indicada no projeto.

7.2. Plano de amostragem – Controle tecnológico

O número e a frequência de determinações correspondentes aos diversos ensaios para o controle tecnológico da execução e do produto devem ser estabelecidos segundo um Plano de Amostragem aprovado pela Fiscalização, elaborado de acordo com os preceitos da Norma DNIT 013/2004.

O tamanho das amostras deve ser documentado e informado previamente à Fiscalização.

7.3. Condições de conformidade e não-conformidade

Todos os ensaios de controle e determinações relativos aos insumos, à execução e ao produto, realizados de acordo com o Plano de Amostragem citado em 7.2, devem cumprir as Condições Gerais e Específicas desta Norma, e estar de acordo com os seguintes critérios:

Quando especificado valor ou limite mínimo e/ou máximo a ser(em) atingido(s), devem ser verificadas as seguintes condições:

a) Condições de conformidade:

$X - ks \geq$ valor mínimo especificado;

$X + ks \leq$ valor máximo especificado.

b) Condições de não-conformidade:

$X - ks <$ valor mínimo especificado;

$X + ks >$ valor máximo especificado.

Sendo:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{X})^2}{n-1}}$$

Onde:

x_i – valores individuais

\bar{X} – média da amostra

s - desvio padrão da amostra

k - coeficiente tabelado em função do número de determinações

n - número de determinações (tamanho da amostra).

Os resultados do controle estatístico devem ser registrados em relatórios periódicos de acompanhamento, de acordo com a norma DNIT 011/2004-PRO, a qual estabelece que sejam tomadas providências para tratamento das “Não-conformidades”.

Os serviços só devem ser aceitos se atenderem às prescrições desta Norma.

Todo detalhe incorreto ou mal executado deve ser corrigido.

Qualquer serviço corrigido só deve ser aceito se as correções executadas o colocarem em conformidade com o disposto nesta Norma; caso contrário deve ser rejeitado.

8. Critérios de medição

Os serviços considerados conformes devem ser medidos de acordo com os critérios estabelecidos no Edital de Licitação dos serviços ou, na falta destes critérios, de acordo com as seguintes disposições gerais:

- a) a sub-base deve ser medida em metros cúbicos, considerando o volume efetivamente executado. Não devem ser motivos de medição em separado: mão-de-obra, materiais, transporte, equipamentos e encargos, devendo os mesmos ser incluídos na composição do preço unitário;
- b) no cálculo dos volumes de sub-base devem ser consideradas as larguras e espessuras médias da camada obtidas no controle geométrico;
- c) não devem ser considerados quantitativos de serviço superiores aos indicados no projeto;
- d) nenhuma medição deve ser processada se a ela não estiver anexado um relatório de controle da qualidade, contendo os resultados dos ensaios e determinações devidamente interpretados, caracterizando a qualidade do serviço executado.

**ANEXO C DO MANUAL: Pavimentação – Base com
utilização de cinzas de carvão mineral - Especificação de
Serviço**



ENERGIA PECÉM

PROPOSIÇÃO DE NORMA - ES

Pavimentação – Base com utilização de cinzas de carvão mineral - Especificação de Serviço

Autor:

Palavras-chave:

Resumo

Este documento abrange procedimentos para o projeto e construção de camada de base usando produtos de combustão de carvão mineral, incluindo cinzas volantes, cinzas de fundo ou outros produtos que possam atender aos requisitos de uma camada de base aqui descritos, em misturas com cal. As cinzas podem ser usadas sozinhas ou misturadas com solos ou outros materiais apropriados para alcançar as propriedades geotécnicas adequadas.

São também apresentados os requisitos concernentes a materiais, equipamentos, execução, inclusive plano de amostragem e de ensaios, condicionantes ambientais, controle da qualidade, condições de conformidade e não-conformidade e os critérios de medição dos serviços.

Abstract

This document presents procedures for base pavement layer design and construction using coal combustion products (CCPs) including but not limited to fly ash, bottom ash, boiler slag or other CCPs that can meet the requirements of an pavement reinforcement as described herein. CCPs may be used alone or blended with soils or other suitable materials to achieve desired geotechnical properties, in mixtures with lime. It includes requirements for materials, equipment, execution, includes a sampling plan and essays, environmental management, quality control, conditions for conformity and non-conformity and criteria for measurement of performed services.

Prefácio

A presente Norma foi preparada para servir como documento base, visando estabelecer a sistemática empregada na execução e controle da qualidade da camada de base, quando

utilizados produtos de combustão do carvão estabilizados com cal que foram adequadamente caracterizados para este uso. Está formatada de acordo com a Norma DNIT 001/2009 – PRO.

1. Objetivo

Esta Norma tem por objetivo estabelecer a sistemática a ser empregada na execução da camada de base, quando empregados solos estabilizados granulometricamente com uso de cinzas de carvão.

2. Referências normativas

Os documentos relacionados a seguir são indispensáveis à aplicação desta Norma. Para referências datadas, aplicam-se somente as edições citadas. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (incluindo emendas).

- a) DNIT 419/2019-ME: Pavimentação – Solo-Cal – Estimativa do teor mínimo de cal para
- b) NORMA DNIT 420/2019 - ES estabilização química de solo – Método de ensaio. Brasília: IPR.
- c) DNIT 418/2019-EM: Pavimentação – Cal Virgem e Cal Hidratada – Especificação de material. Brasília: IPR.
- d) DNIT 417/2019-ME: Solos – Controle de Compactação com Equipamento

- Densímetro Eletromagnético – Método de Ensaio. Brasília: IPR.
- e) DNIT 172-ME: Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro: IPR.
- f) DNIT 164-ME: Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro: IPR.
- g) DNIT 144-ES: Pavimentação – Imprimação com ligante asfáltico – Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR.
- h) DNIT 145-ES: Pavimentação – Pintura de Ligação com ligante asfáltico convencional. Rio de Janeiro: IPR.
- i) DNIT 134-ME: Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
- j) DNIT 070-PRO: Condicionantes ambientais das áreas de uso de obras. Rio de Janeiro: IPR.
- k) DNIT 013-PRO: Requisitos para qualidade no controle de execução de obras rodoviárias. Rio de Janeiro: IPR.
- l) DNIT 011-PRO: Gestão da qualidade em obras rodoviárias. Rio de Janeiro: IPR.
- m) DNER-ME 024: Pavimento – determinação das deflexões pela Viga Benkelman. Rio de Janeiro: IPR.
- n) DNER-PRO 273: Determinação das deflexões utilizando o deflectômetro de impacto tipo “Falling Weight Deflectometer – FWD. Rio de Janeiro: IPR.
- o) DNER-ME 052: Solos e agregados miúdos – Determinação da umidade com emprego do “Speedy” - Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
- p) DNER-ME 080: Solos - Análise granulométrica por peneiramento – Método de ensaio. Rio de Janeiro: IPR.
- q) DNER-ME 088: Solos – Determinação da umidade pelo método expedito do álcool – Método de ensaio.
- r) DNER-ME 092: Solo – Determinação da massa específica aparente do solo “in situ”, com emprego do frasco de areia. Rio de Janeiro: IPR.
- s) ABNT NBR 6473: Cal virgem e Cal Hidratada – Análise Química.
- t) ABNT NBR 6471: Cal virgem e Cal Hidratada – Retirada e Preparação de Amostras - Procedimento.
- u) *ASTM E2277: Standard Guide for Design and Construction of Coal Ash Structural Fills.*
- v) *ASTM D5239: Standard Practice for Characterizing Fly Ash for Use in Soil Stabilization.*
- w) *ASTM C593: Standard Specification for Fly Ash and Other Pozzolans for Use With Lime for Soil Stabilization.*
- x)

3. Definições

Para os efeitos desta Norma, aplicam-se as seguintes definições:

3.1. Cinzas volantes

Cinzas volantes são as cinzas de textura mais fina arrastadas pelos gases de combustão das fornalhas da caldeira e abatidas por precipitadores eletrostáticos.

3.2. Cinzas pesadas

Partículas de cinzas aglomeradas formadas em caldeiras de carvão pulverizadas que são grandes demais para serem transportadas pelos gases de

combustão e colidirem com as paredes da caldeira ou caem através de grades abertas para um funil de cinzas na parte inferior da caldeira.

3.3. Base

Camada de pavimentação destinada a resistir aos esforços verticais oriundos dos veículos, distribuindo-os adequadamente à camada subjacente, executada sobre a sub-base, subleito ou reforço do subleito devidamente regularizado e compactado.

3.4. Cal

aglomerante aéreo inorgânico ou mineral, produzido a partir de rochas calcárias, que reage em contato com o ar

3.5. Estabilização Química

Processo de melhoria da capacidade resistente de materiais mediante emprego de estabilizantes químicos, como cimento e cal, de forma a se obter um produto final com propriedades adequadas de estabilidade e durabilidade.

3.6. Cinza Estabilizada com Cal

Material estabilizado proveniente de mistura de cinza, cal e água em proporções previamente determinadas por processo de dosagem em laboratório, de forma a apresentar determinadas características de resistência, deformabilidade e durabilidade. O Método DNIT 419/2019-ME deve ser empregado para fazer a estimativa do teor mínimo de cal que estabiliza quimicamente cada solo. O teor selecionado deve ser aquele que proporciona o aumento requerido de ISC, resistência à compressão simples ou módulo de resiliência em relação ao do solo puro, dentro da proporção prevista no dimensionamento da estrutura do pavimento.

3.7. Base de cinzas de carvão mineral estabilizada quimicamente com cal

Camada de base executada com utilização do processo de estabilização química pela mistura de cinzas de carvão mineral com cal, por processo de dosagem em laboratório, de forma a apresentar determinadas características de resistência, deformabilidade e durabilidade.

4. Condições gerais

- a) Não deve ser permitida a execução dos serviços, objeto desta Norma, em dias de chuva.
- b) Todo o carregamento de cal que chegar à obra deve vir acompanhado de certificado do fabricante/distribuidor com informações dos resultados de análise dos ensaios de caracterização exigidos na norma DNIT 418/2019-EM, da data de fabricação, a indicação clara de sua procedência, do tipo e quantidade do seu conteúdo. O tipo de cal deve ser o mesmo utilizado na dosagem.
- c) É responsabilidade da executante a proteção dos serviços e materiais contra a ação destrutiva das águas pluviais, do tráfego e de outros agentes que possam danificá-los.
- d) O acesso do público ao local deve ser restrito durante a construção por meio de sinais de invasão, cercas temporárias e portões, conforme apropriado.
- e) A construção deve ser suspensa durante condições climáticas severas. As operações podem prosseguir durante períodos moderadamente úmidos, reduzindo

a quantidade de água adicionada no material para compensar a precipitação.

- f) Deve-se tomar medidas de controle de poeira, as quais incluem transportar os produtos de combustão de carvão mais finos em caminhões basculantes cobertos com comportas hermeticamente fechadas e realização de umedecimento prévio do material, caso necessário.
- g) O armazenamento no local dos produtos de combustão do carvão deve limitar-se à quantidade mínima necessária para manter o cronograma de construção. Para estoques, devem ser fornecidos controles de sedimentação e erosão de acordo com os requisitos estaduais e locais. As cinzas volantes que não são parcialmente condicionadas devem ser armazenadas a seco em caminhões-tanque pneumáticos ou em silos de armazenamento adequadamente protegidos.

5. Condições específicas

5.1. Material

5.1.1. Cal

A cal deve ser calcítica hidratada, preferencialmente do tipo CH-I, de acordo com a norma DNIT 418/2019-EM.

5.1.2. Água

Deve ser isenta de teores nocivos de sais, ácidos, álcalis ou matéria orgânica e outras substâncias

prejudiciais.

5.1.3. Mistura Química

A mistura de cinza-cal deve ser dosada conforme os critérios estabelecidos em projeto, onde a porcentagem de cal a ser incorporada ao solo deve atender ao Método Físico-químico do pH (DNIT 419/2019-ME) para estimar o teor mínimo de cal para estabilização da cinza.

- Cabe ao executor garantir que a mistura selecionada atenda aos requisitos definidos pelo projeto de dimensionamento do pavimento, que serão ISC, resistência à compressão simples, módulo de resiliência e deformação permanente.
- A fração retida na peneira n° 10 no ensaio de granulometria deve ser constituída de partículas duras, isentas de fragmentos moles, material orgânico ou outras substâncias prejudiciais.
 - a) Índice de Suporte Califórnia – ISC \geq 60% e Expansão \leq 0,5%, determinados através dos ensaios:
- Ensaio de Compactação - DNER-ME 162/1994, na energia de compactação intermediária ou maior do que esta;
- Ensaio de Índice de Suporte Califórnia - DNER-ME 172/2016, com a energia do ensaio de compactação.
 - b) Módulo de Resiliência médio MR > 400 MPa
 - c) Resistência à Compressão Simples RCS > 1 MPa
 - d) Vida de Fadiga – os parâmetros do modelo de vida de fadiga do material devem ser inseridos no software MeDiNa e, após a análise de toda a estrutura que compõe o pavimento, para o tráfego previsto, deve-se ter uma área trincada de no máximo 30%.

- e) Para avaliação ambiental deve-se proceder aos ensaios:
 - Ensaio Para Obtenção de Extrato Lixiviado de Resíduos Sólidos - NBR 10005/2004;
 - Ensaio Para Obtenção de Extrato Solubilizado de Resíduos Sólidos - ABNT 10006/2004

De acordo com os parâmetros obtidos dos ensaios, comparando-se aos critérios dispostos na NBR 10005/2004 a amostra deverá ser não perigosa, preferencialmente inerte.

5.2. Equipamento

Para execução de camadas de cinza-cal são indicados os equipamentos seguintes:

- Motoniveladora com escarificador;
- Trator de esteira com escarificador;
- Pá carregadeira;
- Pulvimisturador ou recicladora com dispositivo de controle de profundidade;
- Trator de pneus com arados e grade de discos;
- Carro-tanque distribuidor de água;
- Rolos compactadores dos tipos: pé-de-carneiro e pneumático;
- Compactadores portáteis, para pequenas extensões;
- Veículo distribuidor de cal.

Os equipamentos de compactação e mistura devem ser escolhidos de acordo com o tipo de material empregado.

5.3. Execução

5.3.1 Execução da base

A execução da base compreende as operações

de mistura e pulverização, umedecimento ou secagem dos materiais, em central de mistura ou na pista, seguidas de espalhamento, compactação e acabamento, realizadas na pista devidamente preparada, na largura desejada, nas quantidades que permitam, após a compactação, atingir a espessura projetada.

5.3.2 Mistura dos materiais

Com a cinza selecionada e distribuída na pista, devem ser obedecidas as seguintes fases de execução:

- a) Preparo da faixa;
- b) Distribuição e homogeneização da cinza no local. Neste processo exige-se que no mínimo 50% do material seja reduzido a partículas de diâmetro inferior a 4,8 mm;
- c) Distribuição da cal, preferencialmente através de processos mecânicos. A cal em contato com as cinzas geram reações exotérmicas e um odor característicos. Recomenda-se não utilizar sacos de pequenas quantidades de cal, como os de 20kg, distribuídos na pista e espalhados. Os sacos de pequenas quantidades, há um trabalho maior dos trabalhadores para colocá-los na pista e cortá-los, além do maior contato com os materiais, gerando mais riscos à saúde humana, com o uso de motoniveladoras.
- d) Preparo da mistura de cinza e cal utilizando o equipamento de pulverização e homogeneização;
- e) Umedecimento e homogeneização.

5.3.3 Espalhamento

O material distribuído deve ser homogeneizado mediante ação combinada de grade de discos e motoniveladora. No decorrer desta etapa, devem ser removidos materiais estranhos ou fragmentos de tamanho excessivo.

5.3.4 Correção e homogeneização da umidade

A variação do teor de umidade admitido para o material para início da compactação é de ± 1 ponto percentual da umidade ótima de compactação. Caso o teor de umidade esteja abaixo do limite mínimo especificado, deve ser procedido o umedecimento da camada com caminhão-tanque distribuidor de água, seguido da homogeneização pela atuação de grade de discos e motoniveladora. Se o teor de umidade de campo exceder ao limite superior especificado, deve-se aerar o material mediante ação conjunta da grade de discos e da motoniveladora, para que o material atinja o intervalo da umidade especificada.

Concluída a correção e homogeneização da umidade, o material deve ser conformado de maneira a se obter a espessura especificada após a compactação.

5.3.5 Espessura da camada compactada

Não deve ser inferior a 15 cm, nem superior a 20 cm. Quando houver necessidade de se executar camadas de base com espessura final superior a 20 cm, estas devem ser subdivididas em camadas parciais. A espessura mínima de qualquer camada de base deve ser de 15 cm, após a compactação. Nesta fase devem ser tomados os cuidados necessários para evitar a adição de material na fase de acabamento.

5.3.6 Compactação

Na fase inicial da obra devem ser executados segmentos experimentais, com formas diferentes de execução, na sequência operacional de utilização dos equipamentos, de modo a definir os procedimentos a serem obedecidos nos serviços de compactação. Deve ser estabelecido o número de passadas necessárias dos

equipamentos de compactação para atingir o grau de compactação especificado. Deve ser realizada nova determinação, sempre que houver variação no material ou do equipamento empregado.

A compactação deve evoluir longitudinalmente, iniciando pelas bordas. Nos trechos em tangente, a compactação deve prosseguir das duas bordas para o centro, em percursos equidistantes da linha base, o eixo. Os percursos ou passadas do equipamento utilizado devem distar entre si de forma tal que, em cada percurso, seja coberta metade da faixa coberta no percurso anterior. Nos trechos em curva, havendo superelevação, a compactação deve progredir da borda mais baixa para a mais alta, com percursos análogos aos descritos para os trechos em tangente.

Nas partes adjacentes ao início e ao fim da base em construção, a compactação deve ser executada transversalmente à linha base, o eixo. Nas partes inacessíveis aos rolos compactadores, assim como nas partes em que seu uso não for recomendável, tais como cabeceira de pontes e viadutos, a compactação deve ser executada com rolos vibratórios portáteis ou sapos mecânicos.

Durante a compactação, se necessário, pode ser promovido o umedecimento da superfície da camada, mediante emprego de carro-tanque distribuidor de água. Esta operação é exigida sempre que o teor de umidade estiver abaixo do limite inferior do intervalo de umidade admitido para a compactação.

5.3.7 Acabamento

O acabamento deve ser executado pela ação conjunta de motoniveladora e de rolos de pneus e liso-vibratório. A motoniveladora deve atuar, quando necessário, exclusivamente em operação de corte, sendo vetada a correção de depressões por adição de material.

5.3.8 Cura

A cura será realizada utilizando emulsão asfáltica e as técnicas previstas nas normas DNIT 144/2014-ES ou DNIT 145/2012-ES.

5.3.9 Abertura ao tráfego

A camada de cinza-cal construída deve ser submetida a um processo de cura, devendo ser protegida contra perda rápida de umidade por um período no mínimo de 7 dias. A camada não deve ser submetida à ação do tráfego até ser liberada pelo controle de deflexão, e durante todo o processo de cura.

5.3.10 Segurança

Os produtos devem ser manuseados cuidadosamente com equipamentos de proteção individual (EPI) adequados, para evitar o seu contato com a pele e os olhos. As recomendações de segurança do fornecedor e legislação vigente devem ser seguidas, por se tratar de um produto químico.

O produto deve vir acompanhado da sua FISPQ (Ficha de Informações de Segurança de Produtos Químicos), contendo informações de segurança, transporte, manuseio e armazenamento que atendam a ABNT NBR 14725-4.

5.3.11 Condicionantes ambientais

Objetivando a preservação ambiental, devem ser devidamente observadas e adotadas as soluções e os respectivos procedimentos específicos atinentes ao tema ambiental definidos e/ou instituídos no instrumental técnico-normativo pertinente vigente no DNIT, especialmente a Norma DNIT 070/2006-PRO, e na documentação técnica vinculada à execução das obras, documentação esta que compreende o

Projeto de Engenharia – PE, o Estudo Ambiental (EIA ou outro), os Programas Ambientais do Plano Básico Ambiental – PBA pertinentes e as recomendações e exigências dos órgãos ambientais.

Inspeções

6. Inspeção

6.1. Controle dos insumos

Os materiais utilizados na execução da camada de cinza-cal devem ser rotineiramente examinados, mediante a execução dos seguintes procedimentos:

6.1.1 Cal

- a) A cal a ser utilizado na obra deve ser obrigatoriamente do mesmo tipo utilizado na dosagem do solo cal.
- b) Todo carregamento que chegar à obra deve vir acompanhado de certificado de qualidade que ateste que a cal possui o percentual de Óxido de Cálcio disponível.
- c) Uma determinação do teor óxido de cálcio disponível na cal hidratada (NBR 6473), de amostras de 5 kg, retiradas aleatoriamente a cada carregamento de cal recebido na obra.

6.1.2 Cinzas

- a) As cinzas a serem empregadas no preparo da mistura de cinza-cal deve ser examinada mediante ensaios de caracterização especificados para verificar se estão de acordo com o projeto de mistura e as tolerâncias especificadas pelo projetista.
- b) A frequência indicada para a execução de ensaios deve ser de 100 em 100 m de pista.
- c) Para pistas de extensão limitada, com área de até 4.000 m², devem ser coletadas pelo menos cinco amostras, para execução do

controle dos insumos.

6.1.3 Mistura Química

- a) Ensaios de compactação e Índice Suporte Califórnia - ISC e Resistência à Compressão Simples com energia de compactação intermediária ou maior que esta, para o material coletado na pista em locais escolhidos aleatoriamente. Deve ser coletada uma amostra por camada, para cada 200 m de pista, ou por jornada diária de trabalho. A frequência destes ensaios pode ser reduzida, a critério da Fiscalização, para uma amostra por segmento de 400 m de extensão, no caso de materiais homogêneos.
- b) Para o módulo de resiliência, deve-se separar a camada em segmentos homogêneos contemplando o comportamento geomecânico da mistura. Para cada segmento, indica-se a realização de um (1) ensaio de MR, conforme DNER-ME 134/2018 por segmento homogêneo (não ultrapassando 2 km).
- c) Em 10 % do número de amostras utilizadas nos segmentos homogêneos para ensaios de MR deverão ser executados ensaios de Vida de Fadiga recomendando-se no mínimo 1 amostra por segmento homogêneo.
- d) Para cada trecho homogêneo, serão extraídos também os coeficientes de regressão do MR (k_1 , k_2 , k_3 e k_4) e vida de fadiga devendo ser calculada uma média aritmética a fim de representar o valor representativo de cada coeficiente para determinar a equação do melhor modelo de MR e fadiga. Caso seja elevado o coeficiente de variação (CV) entre esses parâmetros, o trecho deve ser dividido e

analisado novamente, considerando como aceitável CV menor que 20%.

- e) A frequência indicada para a execução dos ensaios é a mínima aceitável, devendo ser compatibilizada com o Plano de Amostragem Variável (vide subseção 6.4).
- f) Para pistas de extensão limitada, com área de até 4.000 m², devem ser coletadas, pelo menos, cinco amostras, para execução do controle dos insumos.

6.2. Controle da execução

O controle da execução da camada de cinza-cal deve ser exercido através de coleta de amostras, ensaios e determinações feitas de maneira aleatória, e controle defletoométrico, de acordo com o Plano de Amostragem Variável (vide subseção 6.4). Devem ser efetuadas as seguintes determinações e ensaios:

6.2.1. Preparo da mistura e compactação de solo cal

Na mistura na pista, devem ser verificadas aleatoriamente:

- Antes da aplicação da cal:
Determinações do teor de umidade da mistura (DNER-ME 052/94, DNER-ME 088/94), para verificação do atendimento do teor de umidade do projeto;
- Depois da adição da cal:
Verificação da quantidade da cal incorporada (por peso ou volume);
- Após passagem da recicladora ou pulvimisturadora:
 - a) Determinação do teor de umidade, e, se necessário, executar leve correção de

- umidade durante o processo executivo;
- b) Determinação da espessura da camada de solo cal solta, a cada 50 m;
 - c) A cada 300 m de pista, devem ser realizados os ensaios de ISC e expansão com amostras coletadas na pista, imediatamente antes da compactação.
- Após a compactação:

Determinação da massa específica aparente “in situ” na pista compactada, para o cálculo do Grau de Compactação (GC) (DNER-ME 092/1994, DNER-ME 036/1994 ou DNIT 417/2019-ME). Não devem ser aceitos valores de grau de compactação fora da faixa de 95%-105% em relação à massa específica aparente seca máxima obtida no laboratório. Deve-se também atender aos requisitos deflectométricos definidos pelo projetista.

a) .

6.3. Verificação do produto

A verificação final da qualidade da camada de base (Produto) deve ser exercida através das determinações executadas de acordo com o Plano de Amostragem Variável (vide subseção 6.4).

Após a execução da base deve-se proceder ao controle geométrico, mediante a relocação e nivelamento do eixo

- d) ± 10 cm, quanto à largura da plataforma;
- e) até 20%, em excesso, para a flecha de abaulamento, não se tolerando falta;
- f) $c) \pm 10\%$, quanto à espessura da camada indicada no projeto.

6.4. Plano de amostragem – Controle tecnológico

O número e a frequência de determinações correspondentes aos diversos ensaios para o

controle tecnológico da execução e do produto devem ser estabelecidos segundo um Plano de Amostragem aprovado pela Fiscalização, elaborado de acordo com os preceitos da Norma DNIT 013/2004.

O tamanho das amostras deve ser documentado e informado previamente à Fiscalização.

6.5. Condições de conformidade e não-conformidade

Todos os ensaios de controle e determinações relativos aos insumos, à execução e ao produto, realizados de acordo com o Plano de Amostragem citado em 7.4, devem cumprir as Condições Gerais e Específicas desta Norma, e estar de acordo com os seguintes critérios:

Quando especificado valor ou limite mínimo e/ou máximo a ser(em) atingido(s), devem ser verificadas as seguintes condições:

a) Condições de conformidade:

$$X - ks \geq \text{valor mínimo especificado};$$

$$X + ks \leq \text{valor máximo especificado}.$$

b) Condições de não-conformidade:

$$X - ks < \text{valor mínimo especificado};$$

$$X + ks > \text{valor máximo especificado}.$$

Sendo:

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{X})^2}{n-1}}$$

Onde:

x_i – valores individuais

\bar{X} – média da amostra

s - desvio padrão da amostra

k - coeficiente tabelado em função do número de determinações

n - número de determinações (tamanho da amostra).

Os resultados do controle estatístico devem ser registrados em relatórios periódicos de acompanhamento, de acordo com a norma DNIT 011/2004-PRO, a qual estabelece que sejam tomadas providências para tratamento das “Não-conformidades”.

Os serviços só devem ser aceitos se atenderem às prescrições desta Norma.

Todo detalhe incorreto ou mal executado deve ser corrigido.

Qualquer serviço corrigido só deve ser aceito se as correções executadas o colocarem em conformidade com o disposto nesta Norma; caso contrário deve ser rejeitado.

7. Critérios de medição

Os serviços considerados conformes devem ser medidos de acordo com os critérios estabelecidos no Edital de Licitação dos serviços ou, na falta destes critérios, de acordo com as seguintes disposições gerais:

a) a base deve ser medido em metros cúbicos, considerando o volume efetivamente executado. Não devem ser motivos de medição em separado: mão-de-obra, materiais, transporte, equipamentos e encargos, devendo os mesmos ser incluídos na composição do preço unitário;

b) no cálculo dos volumes de base devem ser consideradas as larguras e espessuras médias da camada obtidas no controle geométrico;

c) não devem ser considerados

quantitativos de serviço superiores aos indicados no projeto;

d) nenhuma medição deve ser processada se a ela não estiver anexado um relatório de controle da qualidade, contendo os resultados dos ensaios e determinações devidamente interpretados, caracterizando a qualidade do serviço executado.