

Universidade Federal do Espírito Santo
Departamento de Engenharia Civil
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Livia Mattedi Cardoso

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS
RESIDUAIS DE ARENITOS DA BACIA SEDIMENTAR DO PARANÁ,
PARA EMPREGO EM PAVIMENTAÇÃO FERROVIÁRIA**

Vitória – ES

2024

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO

ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS RESIDUAIS DE ARENITOS DA BACIA SEDIMENTAR DO PARANÁ, PARA EMPREGO EM PAVIMENTAÇÃO FERROVIÁRIA

Lívia Mattedi Cardoso

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de Estruturas.

Aprovada no dia **29 de fevereiro de 2024** por:

Prof. Dr. Patricio José Moreira Pires
Doutor em Engenharia Civil
Orientador – UFES

Profa. Ph.D. Jamilla Emi Sudo Lutf Teixeira
Doutora em Engenharia Civil
Examinadora Externa - UFES

Prof. Dr. Wagner Nahas Ribeiro
Doutor em Engenharia Civil
Examinador Externo - UFES

Vitória – ES, fevereiro de 2024

Ficha catalográfica disponibilizada pelo Sistema Integrado de
Bibliotecas - SIBI/UFES e elaborada pelo autor

C268e Cardoso, Livia Mattedi, 1995-
Estudo do comportamento mecânico de solos residuais de
arenitos da Bacia Sedimentar do Paraná, para emprego em
pavimentação ferroviária / Livia Mattedi Cardoso. - 2024.
114 f. : il.

Orientador: Patrício José Moreira Pires.
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade
Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Pavimentos. 2. Ferrovias. 3. Mecânica do solo. 4. Solos e
clima. 5. Laterita. I. Pires, Patrício José Moreira. II.
Universidade Federal do Espírito Santo. Centro Tecnológico. III.
Título.

CDU: 624

RESUMO

Os solos e agregados são os principais materiais utilizados nas atividades inerentes a pavimentação. Portanto, é importante estudar os materiais disponíveis na região de implantação do projeto visando a economia nos custos relacionados ao transporte de materiais e à exploração de novas jazidas. A seleção dos materiais para compor as camadas do pavimento ferroviário, conforme recomendações normativas vigentes, ainda é baseada em critérios tradicionais de classificação, que levam em consideração o Índice de Suporte Califórnia (ISC), que não reflete a realidade das condições brasileiras, pois foi concebido a partir do estudo de solos de clima temperado. Solos tropicais, típicos do Brasil, sofrem um processo de intemperismo que proporciona propriedades notáveis sob a perspectiva da engenharia de pavimentos, destacando-os por sua resistência mecânica satisfatória e baixa expansibilidade. A abordagem mecanicista para dimensionamento de pavimentos permite uma análise detalhada do comportamento mecânico de cada camada da estrutura do pavimento, possibilitando a avaliação dos estados de tensão e deformação a partir de valores de Módulo Resiliente. No entanto, devido à grande variabilidade geotécnica dos solos brasileiros, a obtenção desse parâmetro por meio de ensaios laboratoriais específicos é limitada por questões de custo, sendo muitas vezes necessário recorrer a ensaios mais simples e econômicos, como os de caracterização física. Uma vez que a utilização de critérios de classificação tradicionais pode ocorrer no constante descarte de materiais que seriam adequados do ponto de vista mecanicista, torna-se necessário o melhor entendimento do comportamento mecânico destes solos. Dessa forma, este estudo tem como objetivo a análise do comportamento resiliente de solos tropicais, a fim de desenvolver um modelo preditivo para o Módulo de Resiliência a partir de ensaios de caracterização física, como granulometria, limites de consistência e compactação. A relevância desse esforço é destacada pelo alto custo dos ensaios para obtenção do Módulo de Resiliência, justificando a necessidade de buscar correlações para estimá-lo, especialmente durante a fase de anteprojeto, visando otimizar custos e recursos. Além disso, este trabalho explora a possibilidade de utilizar materiais que, embora não atendam aos critérios das classificações tradicionais vigentes, apresentam qualidades mecânicas adequadas para aplicação em pavimentos ferroviários. Para atingir os objetivos propostos, foram analisados 74 ensaios de caracterização física, ensaios de Módulo Resiliente e ensaios de classificação de solos tropicais em amostras coletadas no município de São José do Rio Preto – SP, pertencente à unidade geológica da Bacia Sedimentar do

Paraná. Os resultados das análises estatísticas indicaram boa aderência entre os ensaios de Módulo Resiliente e a caracterização física dos solos laterizados.

Palavras-chave: Módulo de resiliência; análise mecanicista; solos tropicais; solos lateríticos; pavimento ferroviário.

ABSTRACT

Soils and aggregates are the main materials used in paving activities. Therefore, it is important to study the materials available in the project implementation region to economize on costs related to material transportation and the exploitation of new quarries. The selection of materials to compose the layers of railway pavement, according to current normative recommendations, is still based on traditional classification criteria, such as the California Bearing Ratio (CBR), which does not reflect the reality of Brazilian conditions, as it was conceived from the study of temperate climate soils. Tropical soils, typical of Brazil, undergo a weathering process that provides notable properties from a pavement engineering perspective, highlighted by their satisfactory mechanical resistance and low expansibility. The mechanistic approach to pavement design allows for a detailed analysis of the mechanical behavior of each layer of the pavement structure, enabling the assessment of stress and strain states based on Resilient Modulus values. However, due to the significant geotechnical variability of Brazilian soils, obtaining this parameter through specific laboratory tests is limited by cost issues, often necessitating the use of simpler and more economical tests, such as physical characterization tests. Since the use of traditional classification criteria can result in the constant rejection of materials that would be suitable from a mechanistic standpoint, a better understanding of the mechanical behavior of these soils is necessary. Thus, this study aims to analyze the resilient behavior of tropical soils to develop a predictive model for the Resilient Modulus from physical characterization tests, such as grain size distribution, consistency limits, and compaction. The relevance of this effort is highlighted by the high cost of tests to obtain the Resilient Modulus, justifying the need to seek correlations to estimate it, especially during the preliminary design phase, aiming to optimize costs and resources. Additionally, this work explores the possibility of using materials that, although not meeting the criteria of current traditional classifications, still present mechanical qualities suitable for application in railway pavements. To achieve the proposed objectives, 74 physical characterization tests, Resilient Modulus tests, and classification tests of tropical soils were analyzed in samples collected in the municipality of São José do Rio Preto – SP, belonging to the geological unit of the Paraná Sedimentary Basin. The results of the statistical analyses indicated good adherence between the Resilient Modulus tests and the physical characterization of lateritic soils.

Keywords: Resilient Modulus; mechanistic analysis; tropical soils; lateritic soils; railway pavement.

AGRADECIMENTOS

A elaboração deste trabalho foi especialmente complicada, primeiramente devido ao momento difícil que todos nós passamos, a pandemia de COVID-19. Além da pandemia, vivi um período de mudanças em todas as áreas da minha vida, que dificultaram ainda mais esse processo.

Por isso, em primeiro lugar, quero agradecer a mim mesma por ter conseguido vencer todos os obstáculos. Em seguida, gostaria de expressar minha gratidão aos meus pais pelo incentivo constante, e ao meu querido irmão, Daniel, a quem amo muito e desejo apenas coisas boas nesta vida. Ao meu companheiro de vida, Victor, agradeço por tê-lo encontrado, você foi a melhor coisa que me aconteceu neste período.

Não posso deixar de agradecer ao meu orientador, Patrício, por todo o apoio e compreensão durante a elaboração deste trabalho. À minha antiga chefe, Patrícia, por ter me ajudado no início da minha jornada quando decidi seguir na área de Geotecnia, e por toda a confiança depositada em mim.

À empresa IM Engenharia Ltda, pela concessão do conjunto de dados que tornou possível o desenvolvimento deste trabalho.

Aos meus amigos, que talvez nunca venham a ler esta dedicatória, mas que são peças fundamentais na minha vida, quero dizer que os amo a todos.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1 – Mapa ferroviário brasileiro. Fonte: ANTF, 2021	21
Figura 2-2 – Seção típica do pavimento ferroviário (elaborado pelo autor).....	22
Figura 2-3 – Distribuição de solos lateríticos no mundo (CHARMAN, 1988 apud BERNUCCI, 1995).	28
Figura 2-4 – Ocorrência de solos de comportamento laterítico em território nacional (VILLIBOR e NOGAMI, 2009)	29
Figura 2-5 – Exemplos de famílias de Curvas de Compactação do ensaio Mini-MCV (DNIT 258/52023).	37
Figura 2-6 – Exemplo de curvas de deformabilidade obtidas com a série simplificada, plotadas em função dos valores de Mini-MCV, com destaque à curva interpolada com Mini-MCV=10 (em vermelho), para determinação do coeficiente c' (DNIT 258/52023).	38
Figura 2-7 – Ábaco da classificação MCT (NOGAMI e VILLIBOR, 1981).....	39
Figura 2-8 – Modelo estrutural da via, baseado na hipótese da viga sobre apoios elásticos (FERNANDES, 2016)	40
Figura 2-9 – Modelo estrutural da via, com a malha de elementos finitos obtida no software <i>Systrain</i>	41
Figura 2-10 – Deformação plástica na fase de condicionamento (HUANG, 1993)	49
Figura 2-11 – Modelo esquemático de registro dos deslocamentos verticais do ensaio triaxial de cargas repetidas (DNIT 134/2018)	49
Figura 3-1 – Fluxograma representativo da metodologia em estudo	57
Figura 3-2 – Mapa Geológico regional, fonte Mapa Geológico do Estado de São Paulo, escala 1:750.000 – CPRM - 2006.	59
Figura 4-1 - Resultado da porcentagem passante na peneira de número 200	76
Figura 4-2 - Resultados dos ensaios para Limite de Liquidez	77
Figura 4-3 - Resultados dos ensaios para o Índice de Plasticidade	77

Figura 4-4 - Resultados da umidade ótima ($W_{ótima}$) obtidos nos ensaios de compactação, na energia do Proctor Intermediário.....	78
Figura 4-5 - Resultados da densidade máxima aparente seca (ρ_{max}) obtidos nos ensaios de compactação, na energia do Proctor Intermediário.....	78
Figura 4-6 - Gráfico da distribuição quantitativa do caráter laterítico das amostras em estudo	79
Figura 4-7 - Resultados do Índice de Suporte Califórnia (ISC), destacando os limites mínimos estabelecidos por Brina (1979) e pela ISF-212 do DNIT para a camada de sublastro.	80
Figura 4-8 - Valores médios de MR	80
Figura 4-9 - Valor do MR médio versus teor de finos (% passante na peneira nº 200).....	81
Figura 4-10 - Valores previstos x medidos para o coeficiente k_1 do modelo dependente da tensão confinante ($MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2}$).	93
Figura 4-11 - Valores previstos x medidos para o coeficiente k_2 do modelo dependente da tensão confinante ($MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2}$)	94
Figura 4-12 – Valores medidos x previstos do Módulo de Resiliência da amostra CAD05 calculado a partir do modelo dependente da tensão confinante ($MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2}$)	95
Figura 4-13 – Valores medidos x previstos do Módulo de Resiliência da amostra CAD25 calculado a partir do modelo dependente da tensão confinante ($MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2}$)	95
Figura 4-14 – Valores medidos x previstos do Módulo de Resiliência da amostra CAD37 calculado a partir do modelo dependente da tensão confinante ($MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2}$)	96
Figura 4-15 – Valores medidos x previstos do Módulo de Resiliência da amostra CAD45 calculado a partir do modelo dependente da tensão confinante ($MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2}$)	96
Figura 4-16 – Valores medidos x previstos do Módulo de Resiliência da amostra CAD49 calculado a partir do modelo dependente da tensão confinante ($MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2}$)	97
Figura 4-17 – Valores medidos x previstos do Módulo de Resiliência da amostra CAD63 calculado a partir do modelo dependente da tensão confinante ($MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2}$)	97
Figura 4-18 – Valores medidos x previstos do Módulo de Resiliência da amostra PII01A calculado a partir do modelo dependente da tensão confinante ($MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2}$)	98

Figura 4-19 – Valores medidos x previstos do Módulo de Resiliência da amostra PII10 calculado a partir do modelo dependente da tensão confinante ($MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2}$)	98
Figura 5-1 – Deslocamento vertical total no pavimento obtido na análise numérica.....	102
Figura 5-2 -Pressão de contato no lastro (dormente 5).....	103
Figura 5-3 - Tensão vertical na camada de subleito.....	105

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 – Características da constituição mineral dos solos lateríticos e saprolíticos (Adaptado de Viana, 2007)	30
Tabela 2-2 – Classificação SUCS	32
Tabela 2-3 – Classificação HBR	33
Tabela 2-4 – Valores do coeficiente de lastro	43
Tabela 2-5 – Valores do coeficiente de lastro em função da espessura do lastro	43
Tabela 3-1 – Relação ensaios executados.....	60
Tabela 3-2 – Sequência de tensões aplicadas na fase de condicionamento (DNIT 134/2018)	62
Tabela 3-3 – Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência (DNIT 134/2018)	62
Tabela 3-4 - Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência para solos de subleito (DNIT 134/2018)	63
Tabela 4-1 – Resumo das características dos materiais do banco de dados	65
Tabela 4-2 – Resumo ensaios de granulometria, Limites de Atteberg, Compactação (PI), ISC, Expansão, e Classificação MCT	66
Tabela 4-3 – Resumo resultados ensaios triaxiais de cargas cíclicas para determinação do módulo de resiliência	71
Tabela 4-4 - Faixa de valores de MR de acordo com a classificação MCT dos materiais	82
Tabela 4-5 – Modelos utilizados para representação do MR que apresentaram $R^2 > 0,8$	83
Tabela 4-6 – Combinações dos coeficientes de regressão do MR com as propriedades do solo	85
Tabela 4-7 – Modelos utilizados para representação do MR de solos lateríticos que apresentaram $R^2 > 0,8$	86
Tabela 4-8 - Resultado da estatística de regressão para solos lateríticos - Coeficiente k_1 do modelo combinado	88

Tabela 4-9 - Resultado da estatística de regressão para solos lateríticos - Coeficiente k_2 do modelo combinado	88
Tabela 4-10 - Resultado da estatística de regressão para solos lateríticos - Coeficiente k_3 do modelo combinado	89
Tabela 4-11 - Resultado da estatística de regressão para solos lateríticos - Coeficiente k_1 do modelo combinado	91
Tabela 4-12 - Resultado da estatística de regressão para solos lateríticos - Coeficiente k_2 do modelo combinado	91
Tabela 4-13 – Valores medidos e previstos para os coeficientes k_1 e k_2 , do modelo dependente da tensão confinante, para amostras LA, LA' e LA'-LG	93
Tabela 5-1 - Dados da geometria da seção analisada (<i>Input Systrain</i>)	99
Tabela 5-2 - Dados gerais da simulação.....	100
Tabela 5-3 - Dados de entrada dos materiais adotados para sublastro e subleito na simulação	101
Tabela 5-4 – Número de ciclos em função dos grupos da RFFSA.....	104

LISTA DE SÍMBOLOS

σ_3 = tensão de confinamento

σ_1 = tensão principal maior;

σ_d = tensão desvio ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$)

ϵ_r = deformação específica recuperável, ou resiliente;

$\rho_{\max}$ = densidade máxima aparente seca

$w_{\text{ótima}}$ = teor de umidade ótima

R^2 = coeficiente de determinação

y = deflexão da via

M = momento fletor

τ = força cisalhante

E = módulo de elasticidade do trilho

I = momento de inércia do trilho

L = comprimento elástico

b = largura da viga

P = carga de uma roda

u = módulo de via

C = coeficiente de recalque (ou coeficiente de Winkler, ou coeficiente de lastro)

λ = fator de amortecimento

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	OBJETIVOS	18
1.1.1	Objetivo geral	18
1.1.2	Objetivos específicos	18
1.2	PROBLEMA DE PESQUISA	18
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	19
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
2.1	HISTÓRICO DAS ESTRADAS DE FERRO NO BRASIL	20
2.2	PAVIMENTO FERROVIÁRIO	22
2.2.1	Lastro	23
2.2.2	Sublastro	23
2.2.3	Subleito	24
2.3	SOLOS TROPICAIS	25
2.3.1	Solos Saprolíticos	27
2.3.2	Solos Lateríticos	28
2.4	CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS	31
2.4.1	Classificações geotécnicas tradicionais	32
2.4.2	Classificações desenvolvidas para Solos Tropicais	35
2.5	MÉTODOS DE ANÁLISE DA VIA PERMANENTE	39
2.5.1	Método de Zimmermann	41
2.5.2	Método de Talbot	43
2.5.3	Sistema em Camadas	47
2.6	COMPORTAMENTO RESILIENTE DOS SOLOS	47

2.6.1	Modelos para representação do Módulo de Resiliência em função do estado de tensão	50
2.6.2	Modelos de predição do Módulo Resiliente em função do ISC	52
2.6.3	Outros fatores que influenciam o comportamento resiliente	53
2.7	CONSIDERAÇÕES GERAIS	54
3	MATERIAIS E MÉTODOS	56
3.1	REGIÃO DE COLETA DAS AMOSTRAS	57
3.1.1	Clima	57
3.1.2	Geomorfologia	57
3.2	DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS ANALISADOS	60
3.2.1	Ensaio de caracterização física	60
3.2.2	Método de classificação dos solos tropicais	60
3.2.3	Ensaio mecânicos	61
4	ANÁLISE DO BANCO DE DADOS	64
4.1	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DOS SOLOS EM ESTUDO	76
4.2	CARÁTER LATERÍTICO DAS AMOSTRAS	78
4.3	CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS SOLOS EM ESTUDO	79
4.4	RELAÇÃO ENTRE O MR E AS PROPRIEDADES FÍSICAS DO SOLO	82
5	EMPREGO DOS SOLOS TROPICAIS EM PAVIMENTO FERROVIÁRIO	99
5.1	VERIFICAÇÃO DA TENSÃO DE FLEXÃO ADMISSÍVEL NOS TRILHOS	101
5.2	VERIFICAÇÃO DAS DEFLEXÕES MÁXIMAS NOS TRILHOS	102
5.3	TENSÕES DE INTERFACE CONCRETO-LASTRO	102
5.4	VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES MÁXIMAS NO SUBLEITO	103
6	CONCLUSÕES	106
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	107

1 INTRODUÇÃO

O transporte ferroviário no Brasil, apesar de ainda pouco explorado, demonstra relevante competitividade quando comparado a outros modais de transporte. A alta capacidade de carga associada a possibilidade de percorrer longas distâncias com elevada eficiência energética, apresentam-se como aspectos determinantes dada a dimensão continental do país. Em 2021 foi aprovado o Marco Legal das Ferrovias, cujo objetivo é atrair investimentos na construção de novas ferrovias e fomentar a competitividade no setor. Segundo publicação no site do Governo Federal, estima-se um investimento de R\$180 bilhões no setor, que representa um acréscimo de 15 mil quilômetros a malha ferroviária brasileira.

Considerando que as atividades inerentes à implantação do pavimento ferroviário utilizam recursos naturais não renováveis, como solos e agregados, torna-se importante o estudo dos materiais disponíveis na região. Essa análise visa não apenas a economia nos custos de transporte e exploração de novas jazidas, mas também a promoção da sustentabilidade e a redução dos impactos ambientais. Através do dimensionamento de estruturas mais duráveis, é possível minimizar o consumo energético associado à extração de materiais e a degradação das áreas destinadas à exploração de solos e agregados.

A seleção dos materiais para compor as camadas do pavimento ferroviário, conforme recomendações das normativas vigentes ainda é baseada em critérios de classificações tradicionais, que consideram basicamente a granulometria, índices físicos e o Índice de Suporte Califórnia (ISC, ou CBR, do inglês, *California Bearing Ratio*).

A utilização do ISC como critério de projeto de pavimentação no Brasil é bastante indagada por diversos pesquisadores (MOTTA, 1991; MEDINA; 1997; GUIMARÃES, 2001), apresentando suscetível fragilidade. O critério de seleção dos materiais com base nas classificações tradicionais não retrata a realidade das condições de campo brasileira, pois os parâmetros de referência foram concebidos a partir do estudo de solos de clima temperado, típicos do hemisfério norte (NOGAMI E VILLIBOR, 1995), o que fornece condições distintas de resistência devido à natureza do solo.

O processo de formação dos solos tropicais, independentemente de serem transportados ou não, vai além da simples decomposição física da rocha. Isso se deve ao fato de que o intemperismo em regiões de climas tropicais engloba tanto a decomposição quanto a transformação químico-mineralógica do material (CAMAPUM DE CARVALHO, 2015). Este

fenômeno confere aos solos propriedades notáveis do ponto de vista da engenharia de pavimentos, destacando-se pela sua resistência mecânica satisfatória e baixa expansibilidade. Essas características fazem dos solos lateríticos uma escolha altamente atrativa para aplicações na área de pavimentação, proporcionando uma alternativa economicamente viável e sustentável para projetos de infraestrutura de transportes.

A metodologia tradicional para seleção de materiais e dimensionamento de pavimentos não leva em consideração as características do material com base em seu comportamento mecânico frente a um carregamento repetido, pelo contrário, o ISC caracteriza-se por focar na capacidade de suporte em termos de ruptura plástica sob carregamento estático.

A abordagem mecanicista para dimensionamento de estruturas de pavimentos é fundamentada em uma sólida base teórica, permitindo a análise completa do comportamento mecânico de cada camada que constitui a estrutura do pavimento. Esta metodologia possibilita a avaliação dos estados de tensão e deformação, partindo de propriedades expressas em termos de valores de Módulo Resiliente. Ao adotar essa abordagem, torna-se possível realizar uma análise minuciosa das tensões e deformações de todos os elementos que compõem a estrutura de um pavimento, possibilitando um dimensionamento mais eficiente e sustentável, visto que possibilita a utilização de materiais que poderiam ser descartadas do ponto de vista da metodologia tradicional de dimensionamento de pavimentos. Estudos recentes, como os conduzidos por Guimarães et al. (2021), Gomes et al. (2018) e Pascoal et al. (2021), apontam para valores satisfatórios de módulo de resiliência e baixa deformabilidade em solos tropicais, indicando sua aplicabilidade em camadas de pavimentos rodoviários e ferroviários.

Torna-se evidente a deficiência da metodologia tradicional de dimensionamento de pavimentos ferroviários no Brasil, que frequentemente resulta no descarte de materiais disponíveis no local, sem levar em consideração seu potencial para aplicação nas camadas do pavimento. Além de elevar significativamente os custos dos projetos, essa prática agrava os impactos ambientais. A adoção de métodos mais eficientes e sustentáveis, que valorizem a durabilidade das estruturas, pode reduzir o consumo energético associado à extração de materiais e minimizar a degradação das áreas destinadas à exploração novas jazidas.

Em função da grande variabilidade geotécnica verificada nos solos nacionais, a obtenção dos parâmetros mecânicos dos solos por meio de ensaios laboratoriais específicos torna-se limitada por questões de custo, sendo necessário muitas vezes recorrer a ensaios

laboratoriais mais simples e econômicos, como os ensaios de caracterização física. Uma vez que a utilização dos critérios de classificação tradicionais muitas vezes ocorre no descarte de materiais que seriam adequados no ponto de vista mecanicista, torna-se necessário o melhor entendimento destes para sua aplicabilidade em estruturas de pavimento ferroviário.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

O principal objetivo deste estudo é analisar as relações entre os valores do Módulo de Resiliência e os parâmetros obtidos por meio de ensaios de caracterização física de solos residuais de arenitos da Bacia Sedimentar do Paraná, e contribuir para a implementação de métodos mecanicísticos no dimensionamento de pavimentos ferroviários.

1.1.2 Objetivos específicos

- Determinar o comportamento resiliente dos solos estudados, verificando a influência dos índices físicos no módulo de resiliência;
- Propor uma correlação entre as constantes de regressão obtidas a partir do ensaio triaxial de cargas cíclicas para a determinação do Módulo Resiliente e os resultados dos ensaios de caracterização física;
- Contribuir para a análise mecanicista dos materiais empregados na pavimentação ferroviária e fornecer dados das propriedades mecânicas dos solos em estudo para análises numéricas;
- Dimensionamento do pavimento ferroviário, considerando o método mecanístico.

1.2 PROBLEMA DE PESQUISA

O problema de pesquisa é a elaboração de um modelo de previsão das constantes de regressão do Módulo Resiliente de um solo residual tropical a partir de resultados de ensaios de caracterização física, com base na metodologia de classificação solos tropicais e do Sistema Único de Classificação de Solos (SUCS).

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente pesquisa está estruturada em cinco capítulos que são descritos a seguir:

Capítulo 1: Contém a introdução da pesquisa, com a fundamentação geral do tema, justificativa do estudo e o problema em que a pesquisa se insere.

Capítulo 2: Apresenta a revisão bibliográfica, contendo a fundamentação teórica para a compreensão do estudo. Neste capítulo será apresentado um breve histórico do sistema ferroviário no Brasil; conceitos a respeito da estrutura do pavimento ferroviário, bem como seu dimensionamento, que envolve o conhecimento das propriedades mecânicas dos materiais que irão compor as camadas do pavimento. Neste contexto será discutido com mais detalhes o sistema de classificação dos solos, envolvendo dois tipos de solos tropicais típicos no território nacional, os solos saprolíticos e lateríticos.

Capítulo 3: Neste capítulo são apresentados os Materiais e Métodos, com informações a respeito da região de estudo, como a localização, clima, geologia e geomorfologia. Também está apresentado um breve resumo a respeito da lista de resultados e condições dos ensaios utilizados para o desenvolvimento da pesquisa.

Capítulo 4: Contém os resultados e discussões, com as análises do banco de dados em estudo, bem como as relações estatísticas entre o comportamento resiliente dos solos e os índices físicos. Além disso é apresentado o resultado do dimensionamento de uma estrutura típica de pavimento ferroviário e a viabilidade da aplicabilidade dos solos em estudo como camada de pavimento ferroviário,

Capítulo 5: Apresenta as conclusões e sugestões de temas para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 HISTÓRICO DAS ESTRADAS DE FERRO NO BRASIL

Após a primeira viagem em caráter inaugural, na Inglaterra, utilizando-se uma máquina tratora a vapor d'água inventada por Jorge Stephenson, ficou consagrada a Estrada de Ferro como um meio de transporte terrestre, sendo disseminada no resto do mundo (BRINA, 1988).

No Brasil, em 1835, o regente Diogo Antônio Feijó promulgou uma lei objetivando o incentivo à construção de uma Estrada de Ferro que ligasse o Rio de Janeiro às capitais de Minas Gerais, Rio Grande do Sul e Bahia, porém não obteve sucesso com a iniciativa. Em 1836, o Estado de São Paulo também tentou incentivar a construção de ferrovias por meio do “Plano de Viação”, mas não obteve êxito. Posteriormente, em 1840, o médico inglês, Tomaz Cockrane, obteve concessão para construção de uma ferrovia que ligasse o Rio de Janeiro a São Paulo, porém os ingleses detentores de capital não se interessaram no investimento.

Somente em 1852 teve início a construção da primeira ferrovia brasileira, após Irineu Evangelista de Souza, conhecido pelo título Barão de Mauá, ter conseguido a concessão do Governo Imperial para construção de uma ferrovia que ligava o Porto de Mauá, localizado no interior da Baía da Guanabara e Raíz da Serra, em Petrópolis. Foi inaugurada em 1854, com 14,5 km de extensão, cujo trem operava em uma velocidade média de 38 km/h.

Atualmente o Brasil enquadra-se como o 10º país no mundo em termos de densidade de malha ferroviária, apresentando uma baixíssima densidade de ferrovias quando comparado a outros países de dimensões continentais, como Canadá, Índia e China (ANTF, 2022).

Apesar disso, desde a concessão à iniciativa privada, em 1997, as ferrovias ampliaram sua participação na logística do país, e atualmente correspondem a 21,5% da matriz de transportes de cargas no Brasil, considerando o total da carga transportada, de acordo com o PNL. Na Figura 2-1 está apresentado o mapa ferroviário do Brasil, com as malhas atualmente em operação, totalizando 29.320 km de via (ANTF, 2021), que conectam o Quadrilátero Ferrífero, no sul de Minas Gerais, os demais centros de mineração e siderurgia, além dos principais polos industriais e agrícolas, aos principais portos do Brasil.

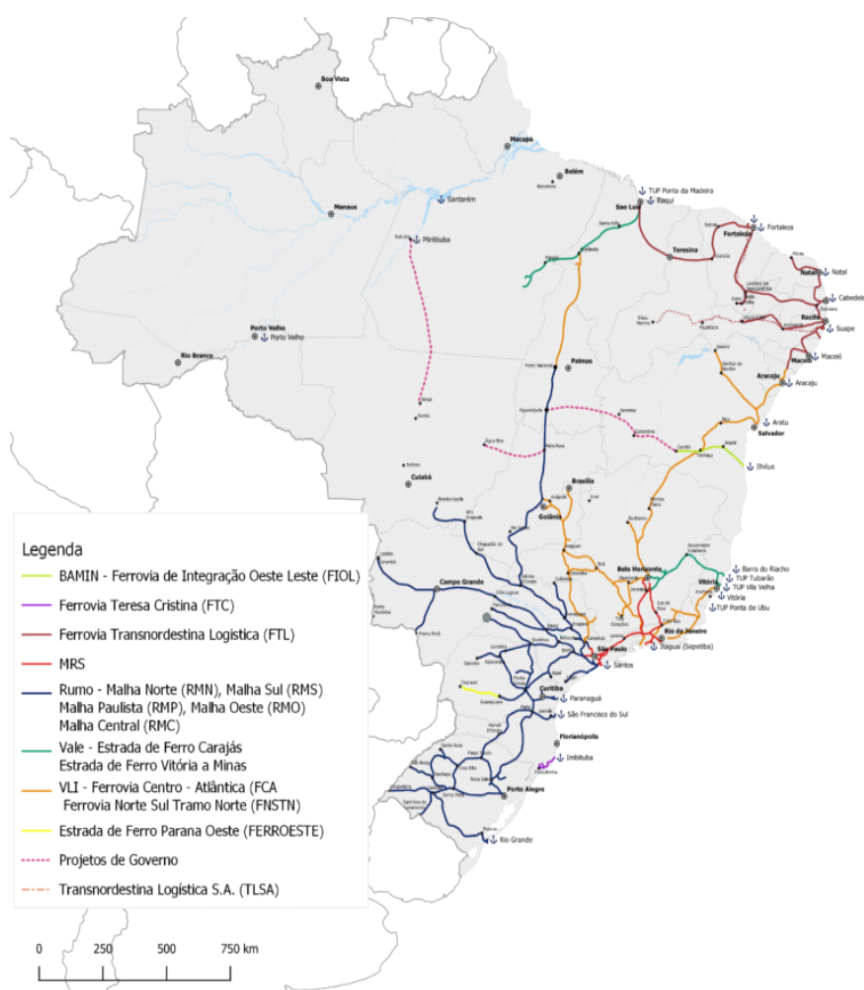


Figura 2-1 – Mapa ferroviário brasileiro. Fonte: ANTF, 2021

Em 2021, foi sancionada a lei que institui o Novo Marco Legal do Transporte Ferroviário, que desburocratiza o procedimento para construção e exploração de ferrovias no Brasil, facilitando os investimentos privados para a construção de novas ferrovias e o aproveitamento de trechos ociosos. Segundo o Governo Federal, os requerimentos para instalação de linhas férreas e pátios ferroviários somam R\$180 bilhões em investimentos e representam um acréscimo de 15 mil quilômetros à malha ferroviária implantada no país, contemplando os estados de Minas Gerais, Espírito Santo, São Paulo, Paraná, Santa Catarina, Mato Grosso, Mato Grosso do Sul, Distrito Federal, Goiás, Maranhão, Pernambuco, Piauí, Bahia, Tocantins, Pará e Roraima (ANTF, 2021).

2.2 PAVIMENTO FERROVIÁRIO

O termo “pavimento ferroviário” foi disseminado por Medina (1988), para nomear o conjunto de trilhos, fixações e demais acessórios, dormentes, lastro, sublastro e subleito. O pavimento ferroviário pode ser comparado ao pavimento rodoviário, pois ambos os sistemas são constituídos por uma estrutura em camadas, apoiadas no solo de fundação, cuja função é distribuir as cargas oriundas dos veículos (SPADA, 2003).

Os mecanismos de ruptura associados ao tráfego incluem o surgimento de trincas por fadiga na camada resistente à tração e o desenvolvimento de deformações verticais permanente nas camadas subjacentes. As trincas por fadiga derivam das deformações elásticas ou recuperáveis na camada de revestimento asfáltico, em rodovias, e nos trilhos, em ferrovias, que é o elemento correspondente que resiste aos esforços de tração. As deformações permanentes resultam no afundamento da trilha da roda em rodovias e, no contexto ferroviário, provocam desnivelamentos na linha (SPADA, 2003).

O pavimento ferroviário (Figura 2-2) divide-se em superestrutura e infraestrutura. Ainda não há uma concordância na literatura a respeito dos componentes de cada categoria. Muniz (2002) inclui na superestrutura os trilhos, sistema de fixação, dormentes, lastro e sublastro. Enquanto Selig & Waters (1994) definem a superestrutura composta pelos trilhos, componentes de fixação e dormentes, e a infraestrutura compreendendo as camadas de lastro, sublastro e subleito. É importante ressaltar que essa divisão existe somente para fins didáticos, uma vez que a via não pode ser analisada considerando duas estruturas independentes, mas sim como uma estrutura composta por elementos que se relacionam. Para o presente trabalho será utilizada a definição de Selig & Waters (1994), com enfoque nos componentes da infraestrutura.

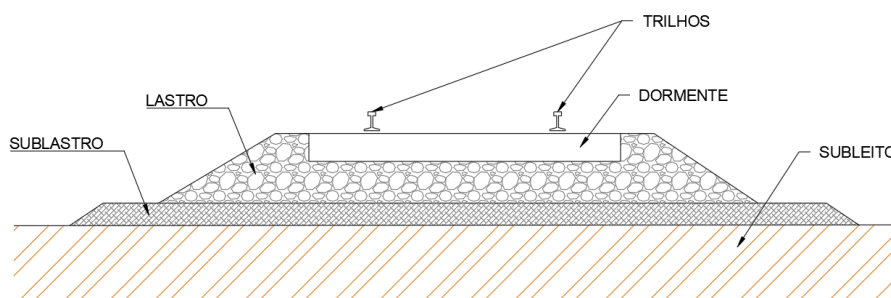


Figura 2-2 – Seção típica do pavimento ferroviário (elaborado pelo autor)

2.2.1 Lastro

O lastro é a camada superior, constituída por material granular britado, deve ser de constituição homogênea, com fragmentos duros, limpos, resistentes e duráveis, com superfícies ásperas e angulosas, forma cúbica, com reduzida capacidade de absorção, livres de quantidades prejudiciais de substâncias nocivas, conforme especificações, apresentadas na ISF-212 – Projeto de Superestrutura da Via Permanente (DNIT, 2015).

Segundo Spada (2003), o lastro desempenha um importante papel no que tange a distribuição de cargas sobre as camadas subjacentes, fornecendo amortecimento ao sistema e permitindo a manutenção da geometria da via.

2.2.2 Sublastro

Camada intermediária, localizada entre o lastro e subleito, constituída usualmente por misturas de areia e cascalho. Com o avanço do conhecimento a respeito do comportamento mecânico dos solos, também vem sendo utilizado materiais alternativos ou solos características lateríticas (SILVA FILHO *et al.*, 2018).

Segundo Stopatto (1987), o sublastro deve atuar como camada dissipadora das cargas transportadas pelo lastro na intensidade proporcional à capacidade de suporte da camada inferior (subleito). As funções do sublastro, de acordo com Brina (1988), são:

- a. Aumento da capacidade de suporte da plataforma, permitindo uma menor altura do lastro;
- b. Evita a penetração do lastro na plataforma;
- c. Proteger o subleito, visto que aumenta a resistência a erosão e penetração de água, contribuindo para uma boa drenagem da via;
- d. Conferir elasticidade ao apoio do lastro.

Visto que a utilização de materiais disponíveis próximos ao local proporciona considerável economia no que tange a redução de custos com transportes e exploração de novas jazidas para aquisição de materiais, estudos recentes como Osten (2012), Delgado (2012) e Silva Filho *et al.* (2018) avaliam a utilização de solos finos para compor a camada de sublastro, pois apesar de não atender aos critérios de especificação tradicionais vigentes em termos de caracterização física, apresentam boas propriedades mecânicas em termos de módulo resiliente e deformação permanente.

Com relação as características destes materiais, Brina (1988) recomenda que o material para sublastro deve atender às seguintes características:

- Índice de Grupo (IG) = 0;
- LL máximo de 35%
- IP máximo de 6;
- Preferencialmente se enquadre no grupo A1 de solos HRB;
- Expansão máxima de 1%;
- ISC mínimo de 30%.

Publicações mais recentes, como a ISF-212 do DNIT “Projeto de Superestrutura da Via Permanente – Lastro e Sublastro” apresenta especificações para as características do Sublastro, as quais estão apresentadas a seguir:

- Granulometria deve se enquadrar numa das faixas A, B, C, D e/ou F da AASHO;
- ISC mínimo de 20%;
- Agregado retido na peneira nº 10 deve ser constituído de partículas duras, duráveis, isentas de fragmentos moles, alongados ou achatados, isento de material vegetal ou substância prejudicial;
- A percentagem do material que passa na peneira nº 200 não poderá superar 2/3 da percentagem que passa na peneira nº 40. A fração que passa na peneira nº 40 deve apresentar $LL \leq 25\%$ e $IP \leq 6\%$;
- Expansão máxima de 1%;
- Índice de Grupo (IG) = 0;
- No caso de solos lateríticos, a expansão máxima é de 0,5%. A fração que passa na peneira nº 40 deve apresentar $LL \leq 40\%$ e $IP \leq 15\%$.

2.2.3 Subleito

O subleito é fundação do pavimento ferroviário, constituída por solo natural ou camada final de terraplenagem. Segundo Selig & Waters (1994), a influência das tensões oriundas do carregamento pode chegar até uma profundidade de cinco metros abaixo dos dormentes. De acordo com esses autores, o subleito é o componente de maior influência no que tange a deformabilidade da via, contribuindo significativamente para a deflexão elástica dos trilhos, o que influencia diretamente no desempenho e manutenção da via. Cabe ressaltar que para os

casos em que o subleito natural não atende aos critérios de projeto, é prevista uma camada denominada reforço de subleito, cujas características geotécnicas apresentadas são superiores à do subleito natural e inferiores à do sublastro.

Segundo Spada (2003), é imprescindível compreender a resposta dos pavimentos ao tráfego, bem como aos efeitos do ambiente, considerando fatores como a influência da água e da temperatura. As solicitações devem não só ser resistidas no que diz respeito a possíveis rupturas globais ou locais, mas também devem ser mantidas as deformações em níveis aceitáveis.

Historicamente, o desenvolvimento do projeto de vias férreas foi comumente dominado por uma abordagem mais empírica, fazendo-se frequentes os ajustes na camada de lastro de modo a compensar os erros de geometria ocasionados pelas deformações permanentes acumuladas no conjunto de camadas envolvidas na estrutura do pavimento ferroviário. Nesse contexto, torna-se importante a compreensão da resposta dos materiais ao carregamento, no que se refere ao desenvolvimento das deformações elásticas e plásticas. Para essa abordagem é crucial o conhecimento do módulo de resiliência do material, que estabelece a relação entre as tensões transitórias e a correspondente deformação recuperável.

De maneira resumida, a estrutura de um pavimento consiste na sobreposição de camadas compactadas de material resistente à deformação sobre o solo natural, cuja rigidez é inferior e suscetível a deformações permanentes. Preservar uma tensão vertical aceitável na superfície em resposta ao número de aplicações do carregamento torna-se essencial para preservar o subleito, assegurando a integridade e durabilidade do pavimento.

2.3 SOLOS TROPICAIS

A designação "Solo Tropical" origina-se da localização geográfica onde esses solos se formam, abrangendo a região entre os trópicos de câncer e capricórnio, conhecida como Zona Tropical, cujo clima é marcado por altas temperaturas médias anuais, superior a 20 °C, com elevada pluviosidade. Dessa forma, os solos tropicais podem ser encontrados em várias partes do mundo, incluindo a África (exceto extremos norte e sul), sul e sudeste asiáticos, norte da Austrália, México, América Central e a maior parte da América do Sul (centro e norte), além de numerosas ilhas nos oceanos Pacífico, Atlântico e Índico.

No estudo de Nogami e Villibor (1995), são destacadas particularidades na ocorrência de solos tropicais, comparativamente a estruturas similares em climas e regiões temperadas.

Essas características incluem uma espessura notavelmente elevada do horizonte superficial, geralmente ultrapassando 1 metro e podendo atingir dezenas de metros, especialmente em solos de natureza laterítica. Além disso, observa-se uma considerável espessura do horizonte saprolítico, que pode estender-se por várias dezenas de metros. A presença de solos transportados de origem fluvial também é destacada, apresentando uma disposição distinta daquela predominante durante sua fase de decomposição.

No contexto da geotecnia, o solo tropical é destacado como aquele que demonstra particularidades em propriedades e comportamento, quando comparado aos solos não tropicais, resultantes da influência de processos geológicos e/ou pedológicos típicos de regiões tropicais úmidas, conforme apontado pelo *Committee on Tropical Soils of ISSMFE* (1985, citado por Nogami e Villibor, 1995). No entanto, mesmo após inúmeros estudos disponíveis na bibliografia recente destacando as peculiaridades dos solos tropicais, é comum observar engenheiros geotécnicos aderindo à conceitos ultrapassados, como o ISC e os limites de consistência, para a seleção de solos tropicais em pavimentos (DELGADO, 2012; GUIMARÃES, 2009).

Camapum et al. (2015) afirmam que o processo de formação dos solos tropicais, sejam eles transportados ou não, é mais do que a simples decomposição física da rocha, visto que o intemperismo que ocorre em regiões de climas tropicais envolve a decomposição e transformação químico-mineralógica do material, conferindo-lhes propriedades singulares na perspectiva da engenharia de pavimentos, como a resistência mecânica satisfatória e baixa expansibilidade.

Santos (1998) destaca três estágios de intemperismo tropical e laterização:

1. Decomposição: é o processo inicial que envolve a quebra físico-química dos minerais primários e o desprendimento dos elementos constituintes que aparecem em forma de íons simples, como SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 , CaO , MgO , K_2O , Na_2O , etc. (LOUGHNAN, apud SANTOS, 1993);
2. Laterização: é o segundo estágio envolve o processo de lixiviação de bases e sílica combinadas e acumulação ou enriquecimento de óxidos e hidróxidos de sesquióxidos (Al_2O_3 , Fe_2O_3 e TiO_2). O pH da água do solo e as condições de drenagem interferem diretamente nas condições do solo sob as quais os elementos são obtidos solúveis e removidos por lixiviação ou combinação com outras substâncias (LOUGHNAN, apud SANTOS, 1993). Em situações de atividade química reduzida durante a formação do

solo, a ação do intemperismo físico-químico cessa após a fase de formação da argila, resultando predominantemente na presença de minerais argilosos, como caulinita, e ocasionalmente em óxidos hidratados ou anidros de ferro e alumínio (MOHR, apud SANTOS, 1993). Em ambientes caracterizados por uma intemperização físico-química intensa e prolongada, os minerais argilosos são degradados, levando à lixiviação da sílica. O resíduo remanescente é composto por óxidos de alumínio, como gibsitais, ou óxidos de ferro, como limonita ou goetita, derivados do ferro. Esse fenômeno é conhecido como laterização (REMILION, apud SANTOS, 1993).

3. Desidratação: corresponde à terceira etapa, caracterizada pela desidratação parcial ou total (ocasionalmente envolvendo endurecimento) de substâncias ricas em sesquióxidos e minerais secundários. A desidratação do óxido de ferro coloidal hidratado implica na perda de água, resultando na concentração e cristalização dos colóides amorfos de ferro em minerais cristalinos compactos (SHERMAN et al., apud SANTOS, 1993).

Conforme ressaltado por Delgado (2012), em solos tropicais, há uma diversidade de denominações utilizadas em diferentes trabalhos, sem consenso terminológico, com exceção do emprego do termo "laterita" para solos de granulometria mais grossa e "laterítico" para solos de granulometria mais fina. É crucial salientar, conforme apontado por Sousa (2016), que a designação de um solo como "tropical" não se limita à sua formação em uma região de clima tropical úmido, sendo igualmente necessário que apresente características distintivas no comportamento geotécnico. Em resumo, os principais tipos de solos na região dos trópicos são os saprolíticos e os lateríticos. Em suma, os solos tropicais podem ser divididos em solos saprolíticos e solos lateríticos.

2.3.1 Solos Saprolíticos

Os solos saprolíticos são de origem residual, derivam da decomposição e degradação da rocha matriz, mantendo a estrutura da rocha-mãe que lhe deu origem. Também são chamados de solos residuais jovens, em contraste com o horizonte de solo mais superficial, que apresenta os solos residuais maduros.

São solos mais heterogêneos, de mineralogia complexa, contendo minerais ainda em fase de decomposição ou não modificados pelos processos de intemperismo, como por exemplo os minerais feldspatos e mica. Sua peculiaridade morfológica deriva da presença da estrutura reliquiar da rocha matriz, podendo apresentar anisotropia devido à estrutura herdada.

A fração areia e pedregulho apresenta o quartzo como mineral predominante, mas também pode apresentar uma grande diversidade de minerais, como o feldspato e a mica. A fração silte possui constituição muito variada, enquanto a fração argila pode apresentar argilominerais mais ativos, como por exemplo a montmorilonita e a illita.

2.3.2 Solos Lateríticos

Os solos lateríticos são solos superficiais, típicos das partes bem drenadas das regiões tropicais úmidas, correspondendo aos horizontes pedológicos A e B. A análise dos solos lateríticos ganha destaque devido à sua extensiva presença (Figura 2-3), cobrindo aproximadamente 8% da extensão territorial dos continentes (BERNUCCI,1996).



Figura 2-3 – Distribuição de solos lateríticos no mundo (CHARMAN, 1988 apud BERNUCCI, 1995).

A presença expressiva desses solos no território brasileiro (Figura 2-4), aliada às suas propriedades geotécnicas que demonstram bom desempenho sob solicitação, fazem deles uma opção excelente tanto do ponto de vista econômico quanto técnico em projetos de pavimentação.



Figura 2-4 – Ocorrência de solos de comportamento laterítico em território nacional (VILLIBOR e NOGAMI, 2009)

A definição dos solos lateríticos pode ser depreendida do próprio significado da palavra. A designação é derivada do termo latino "later," que significa "tijolo," e do sufixo "ito," indicando material pétreo. Destaca-se, especialmente, a presença de uma fração significativa de partículas finas, com diâmetro inferior a 2 mm.

A sua formação é caracterizada pela migração de partículas sob a ação de filtração e evaporação, que resulta em um horizonte superficial poroso, cujos minerais remanescentes são os mais estáveis (BENATTI & MIGUEL, 2013).

Sua composição mineralógica é simples. A fração de areia e pedregulho é composta geralmente por quartzo, cujos grãos apresentam uma película de óxidos. Além do mineral quartzo é possível verificar a presença de minerais pesados, resistentes a ação do intemperismo, como a magnetita, imelita, rutilo, turmalina, zircão, dentre outros. Assim como a fração areia, a fração siltosa também conta com a presença do mineral quartzo, podendo ocorrer a magnetita e imelita.

Na fração argila pode se verificar a caulinita como argilomineral predominante, cuja ligação molecular é do tipo ponte de hidrogênio, que proporciona uma certa atividade coloidal. Contudo, nos solos lateríticos essa atividade é reduzida pela associação com os óxidos de ferro e magnésio, que se apresentam em elevadas porcentagens. Os óxidos apresentam pouca ou nenhuma plasticidade, são pouco expansivos, e quando hidratados, apresentam propriedades cimentantes, formando as concreções lateríticas.

Viana (2007) conduziu um estudo abordando as principais peculiaridades acerca da constituição mineralógica dos solos laterítico e saprolítico (Tabela 2-1), concluindo que os solos lateríticos se caracterizam pela presença de frações de areia e silte contendo minerais resistentes ao intemperismo, e pela fração de argila contendo elevada porcentagem de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio.

Tabela 2-1 – Características da constituição mineral dos solos lateríticos e saprolíticos (Adaptado de Viana, 2007)

Fração	Solos lateríticos	Solos Saprolíticos
Areia e pedregulho	O mineral quartzo é encontrado com muita frequência. Contudo, os grãos de quartzo, presentes na fração areia, apresentam as seguintes peculiaridades: presença de uma película de óxidos (fornecendo uma tonalidade avermelhada, rósea, arroxeada ou amarelada ao conjunto) e depressões (indicando efeitos de dissolução lenta).	Grande diversidade de minerais diferentes do quartzo. Contudo, muitos solos saprolíticos podem apresentar o quartzo com predominância.
	Além do quartzo, outros minerais resistentes à ação de intempéries podem ocorrer, destacam-se os minerais pesados (magnetita, ilmenita, rutilo, turmalina, zircão etc.). Frequentemente, a laterita ou concreção laterítica está presente.	Merece destaque a ocorrência de fragmentos de rochas, feldspatos e micas
Silte	Predominância de quartzo, embora possa ocorrer a magnetita e a ilmenita como constituintes predominantes. Além disso, laterita também pode ocorrer, contudo é difícil de ser distinguida dos torrões de argila.	Constituição muito variada. Todavia, podem ocorrer casos em que a fração é constituída de apenas um mineral. O quartzo é um mineral muito comum, também podem ocorrer a caulinita e micas.

Fração	Solos lateríticos	Solos Saprólíticos
Argila	Contêm elevada porcentagem de óxidos e hidróxidos de ferro (goetita, limonita e ferrihidrita), óxidos anidros de ferro (hematita e magnetita) e hidróxidos de alumínio (diásporo e bohemita, gibsitita, bauxita).	Podem ocorrer argilominerais mais ativos do que a caulinita (montmorilonita e illita). Contudo, isso não impede que, em muitos solos, os minerais da família da caulinita sejam exclusivos ou predominantes. Podem ocorrer óxidos e hidróxidos de Fe e Al.
	O argilomineral geralmente presente é a caulinita. Além do mais, óxidos e hidróxidos de ferro ou alumínio costumam envolver a caulinita.	Os argilominerais e, eventualmente outros minerais presentes, não se apresentam recobertos por óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio

Diversos autores destacam as diferenças do comportamento geotécnico dos solos lateríticos e saprólíticos. Segundo Nogami (1985), solos lateríticos geralmente apresentam ISC mais elevado e valores de expansão mais baixos quando comparados aos solos saprólíticos. O mesmo autor ainda indicou que a perda de suporte por imersão em água é mais reduzida nos solos lateríticos. Resultados apresentados por Rodrigues (1997) indicam valores de módulos de resiliência de solos arenosos de comportamento laterítico mais altos que solos arenosos não lateríticos. Segundo Silva (2003), o endurecimento provocado pela desidratação dos óxidos de ferro e alumínio favorece considerável resistência aos solos tropicais proporcionando características mecânicas e hidráulicas satisfatórias.

2.4 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

Em obras de pavimentação, seja rodoviária ou ferroviária, é importante o conhecimento das propriedades geotécnicas dos solos para o dimensionamento adequado das camadas que irão compor a estrutura do pavimento. Um grande desafio na engenharia geotécnica é a elaboração de modelos preditivos para os comportamentos de engenharia, a fim de caracterizar uma gama maior de solos.

Sendo assim, na tentativa de agrupar os diferentes tipos de solo para prever seu comportamento mecânico em campo foram criadas as classificações geotécnicas dos solos, baseadas em ensaios mais simples de caracterização física.

2.4.1 Classificações geotécnicas tradicionais

No Brasil, a classificação mais difundida é baseada no SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos) e o HBR (*Highway Research Board System*), amplamente utilizados no meio rodoviário e ferroviário.

O Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) foi idealizado na década de 40 pelo engenheiro Arthur Casagrande para aplicação em obras de aeroportos, sendo posteriormente generalizado para demais obras de pavimentação. Baseia-se na identificação dos solos de acordo com as características granulométricas e índices de consistência, bem como a presença de matéria orgânica, conforme apresentado na Tabela 2-2 a seguir.

Tabela 2-2 – Classificação SUCS

SOLOS DE GRADUAÇÃO GROSSA: mais de 50% retido na peneira nº 200	Pedregulhos: 50% ou mais da fração graúda retida na peneira nº 4	Pedregulhos sem finos	GW	Pedregulhos bem graduados ou misturas de areia e ped. com pouco ou nenhum fino
			GP	Pedregulhos mal graduados ou misturas de areia e ped. com pouco ou nenhum fino
		Pedregulhos com finos	GM	Pedregulhos siltosos ou msituras de ped., areia e silte
			GC	Pedregulhos argilosos, ou mistura de ped., areia e silte
	Areias: 50% ou mais da fração graúda passando na peneira nº 4	Areias sem finos	SW	Areias bem graduadas ou areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino
			SP	Areias mal graduadas ou areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino
		Areias com finos	SM	Areias siltosas - Misturas de areia e silte
			SC	Areias argilosas - Misturas de areia e argila
SOLOS DE GRADUAÇÃO FINA: mais de 50%	Siltes e argilas com LL<50		ML	Siltes inorgânicos; areias muito finas;, areias finas siltosas e argilosas
			CL	Argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade; argilas

passando na peneira nº 200			pedregulhosas, arenosas e siltosas
		OL	Siltes orgânicos; argilas siltosas orgânicas de baixa plasticidade
	Siltes e argilas com LL>50	MH	Siltes; areias finas ou siltes micáceos; siltes elásticos
		CH	Argilas inorgânicas de alta plasticidade
		OH	Argilas orgânicas de alta e média plasticidade
	Solos altamente orgânicos	PT	Turfas e outros solos altamente orgânicos

A classificação HBR (*Highway Research Board System*) foi desenvolvida pelo órgão governamental americano *Bureau of Public Roads* em 1929, e assim como no SUCS, também apresenta os índices classificatórios dos solos baseados na granulometria e índices de consistência. Nesta classificação os solos são divididos em sete grupos de acordo com a granulometria e subdivididos em oito subgrupos de acordo com os limites de consistência (Tabela 2-3).

Tabela 2-3 – Classificação HBR

Classificação Geral	MATERIAIS GRANULARES 35% (ou menos) passando na peneira Nº 200							MATERIAIS SILTO-ARGILOSOS			
Classificação em Grupos	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-6
	A-1-A	A-1-B		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Granulometria - % passando na peneira											
Nº 10	50 máx										
Nº 40	30 máx	30 máx	51 min								
Nº 200	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx	36 min	36 min	36 min	36 min
Características da fração passando na peneira Nº 40											

Classificação Geral	MATERIAIS GRANULARES 35% (ou menos) passando na peneira Nº 200							MATERIAIS SILTO-ARGILOSOS			
Classificação em Grupos	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-6
	A-1-A	A-1-B		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Limite de Liquidez				40 máx	41 min	40 máx	41 min	40 máx	41 min	40 máx	41 min
Índice de Plasticidade	6 máx	6 máx	NP	10 máx	10 máx	11 min	11 min	10 máx	10 máx	11 min	11 min*
Índice de Grupo	0	0	0	0	0	4 máx	4 máx	8 máx	12 máx	16 máx	20 máx
Materiais constituintes	Fragmento de pedras, pedregulho fino e areia			Pedregulho ou areias siltosos ou argilosos				Solos siltosos		Solos Argilosos	
Comportamento como subleito	Excelente a bom							Sofrível a mau			

* O IP do grupo A-7-5 é igual ou menor do que o LL menos 30

Nota-se que a seleção do material para pavimentação, conforme recomendação das normas vigentes, é baseada em critérios de classificações tradicionais, que consideram apenas a granulometria e os limites de consistência do solo. Porém tais classificações apresentam limitações e muitas vezes não traduzem o comportamento esperado em campo dos solos tropicais, pois foram concebidas considerando as características dos solos de clima temperado, o que fornece condições distintas de resistência devido à natureza do solo e não retrata a realidade das condições de campo brasileira (GUIMARÃES et al., 2018).

Segundo Nogami e Villibor (1991), um dos problemas associados ao uso das classificações tradicionais para solos tropicais decorre das dificuldades associadas à determinação do tamanho das partículas, visto que em solos lateríticos as partículas de tamanho argila possuem forte agregação, que pode resultar em curvas granulométricas distintas a depender do agente dispersante. Além disso, os sistemas tradicionais não são capazes de diferenciar os solos entre comportamentos lateríticos e não lateríticos, o que justifica o uso da classificação desenvolvida para os solos tropicais.

Diversos estudos têm indicado que os sistemas de classificações tradicionais não são eficazes na classificação dos solos tropicais. Segundo Camapum e Gitirana Jr (2021), as peculiaridades dos solos tropicais lateríticos limitam a validade das correlações existentes

entre propriedades físicas e comportamento desenvolvido para solos com características diferentes, especialmente para os solos tropicais profundamente intemperizados. Para Nogami e Villibor (1983) e Barroso e Fabbri (1997), os sistemas de classificação convencionais têm revelado limitações na categorização de solos lateríticos e saprolíticos pois não possibilitam uma distinção clara entre eles. Segundo Fabbri (1994), as classificações HBR e SUCS foram desenvolvidas especificamente para os solos típicos de países temperados, não sendo adaptadas para solos tropicais.

Torna-se evidente a deficiência da aplicabilidade da metodologia tradicional para o dimensionamento do pavimento ferroviário no Brasil, o que implica no constante descarte dos materiais disponíveis, que muitas vezes apresentam potencial relevante para aplicação nas camadas do pavimento, elevando significativamente custos dos projetos.

2.4.2 Classificações desenvolvidas para Solos Tropicais

No Brasil, desde 1981, foi desenvolvida uma classificação para solos tropicais designada MCT (Miniatura Compactado Tropical), visando distinguir os solos de comportamento laterítico, daqueles de comportamento não laterítico. A distinção de solos lateríticos de solos não lateríticos segundo a metodologia MCT é de natureza predominantemente tecnológica, associada às propriedades do solo e às aplicabilidades na engenharia civil, principalmente de pavimentação (base, reforço de subleito, aterro etc.).

A classificação MCT foi desenvolvida com base no ensaio mini-MCV (*Moisture Condition Value*) e no ensaio de Perda de Massa por Imersão (Pi), com corpos de prova de dimensões reduzidas (50mm de diâmetro), e permite a avaliação de propriedades fundamentais dos solos como contração, permeabilidade, expansão, coeficiente de penetração de água, coesão, além de separar os solos por curvas de compactação.

A partir dos ensaios citados são definidos os parâmetros classificatórios c' e e' que possibilita a identificação da classe a qual o solo pertence. Segundo a metodologia MCT, os solos podem ser divididos em solos de comportamento lateríticos (L) e os de comportamento não lateríticos (N), a saber:

- LA – Areais Lateríticas: Subgrupo correspondente a areias com poucos finos de comportamento laterítico, tipicamente encontradas no horizonte B.

- LA' – Solos Arenosos Lateríticos: Neste subgrupo, concentram-se solos tipicamente arenosos originários do horizonte B. Esses solos são caracterizados por serem pouco ou não erodíveis, exibindo trincas distintas na presença de intempéries.
- LG' – Solos Argilosos Lateríticos: Compreende solos que possuem argilas e argilas arenosas em sua constituição, originados do horizonte B.
- NA – Areias Não Lateríticas: Solos deste subgrupo são formados por areias, siltes e/ou misturas de ambos. A constituição mineralógica dos grãos dessa classe é predominantemente de quartzo e/ou mica.
- NA' – Solos Arenosos Não Lateríticos: Subgrupo constituído principalmente por solos saprolíticos, contendo misturas de areias quartzosas ou minerais com características similares às areias.
- NG' – Solos Argilosos Não Lateríticos: Semelhantes aos solos NA', esses provêm de solos saprolíticos, mas, neste caso, originados de rochas sedimentares argilosas.
- NS' – Solos Siltosos Não Lateríticos: Solos saprolíticos silto-arenosos, originados do intemperismo de rochas metamórficas, predominando feldspato, mica e quartzo em sua composição.

De acordo com Nogami e Villibor (1990), os solos classificados como lateríticos são adequados para utilização em camadas de pavimento, pois apresentam boa capacidade de suporte e comportamento resiliente. Em contrapartida, os solos de comportamento não laterítico arenosos (NA') ou siltosos (NS'), apresentam boa capacidade de suporte, mas possuem baixos valores de módulo de resiliência; e as argilas e solos argilosos, de comportamento não laterítico (NG'), podem ou não apresentar expansão elevada e baixa capacidade de suporte.

A seguir estão apresentados os parâmetros para classificação MCT, obtidos a partir do ensaio Mini-MCV e perda de massa por imersão, normatizado pelos procedimentos constantes na norma técnica DNIT 258/2023 ME.

- **Curvas de Compactação - Coeficiente d'**

No ensaio mini-MCV são aplicados para cada teor de umidade, energias crescentes de compactação, até se obter a massa específica aparente máxima. O procedimento permite a plotagem da família de curvas de compactação, conforme exemplo apresentado na Figura 2-5.

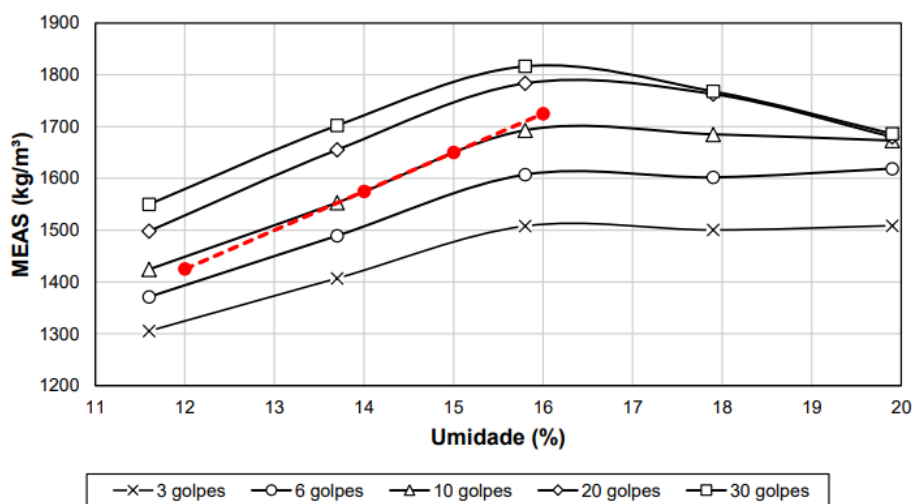


Figura 2-5 – Exemplos de famílias de Curvas de Compactação do ensaio Mini-MCV (DNIT 258/52023).

O coeficiente d' é o coeficiente angular da parte retilínea (ou assimilável a uma reta) mais inclinada do ramo seco da curva de compactação correspondente ao número de golpes de referência. Adotando-se a série de golpes de Parsons, o número de golpes de referência é 12 e para a série Simplificada, o número de golpes de referência é 10.

- **Curvas de Deformabilidade - Coeficiente de argilosidade c'**

Para cada teor de umidade são traçadas em mono-log as curvas de deformabilidade (Figura 2-6), cuja abcissa corresponde ao número de golpes (n) e a ordenada a diferença da altura (A_n) dos corpos de prova.

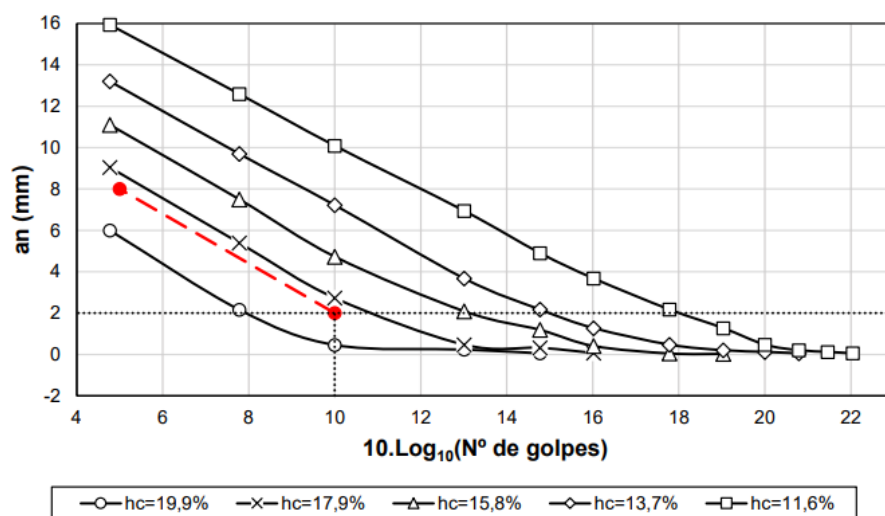


Figura 2-6 – Exemplo de curvas de deformabilidade obtidas com a série simplificada, plotadas em função dos valores de Mini-MCV, com destaque à curva interpolada com Mini-MCV=10 (em vermelho), para determinação do coeficiente c' (DNIT 258/52023).

O coeficiente c' corresponde a declividade da parte reta da curva $An \times$ Mini-MCV do ensaio mini-MCV, correspondente a mini-MCV igual a 10.

Valores de c' acima de 1,5 caracterizam as argilas e solos argilosos, enquanto valores abaixo de 1,0 corresponde as areias e siltes não plásticos. Entre 1,0 e 1,5 situam-se as areias siltosas, areias argilosas, argilas arenosas etc. Segundo Nogami e Villibor (1995), c' não está correlacionado somente com a granulometria, pois a forma e mineralogia dos grãos interferem no seu valor.

- **Coeficiente e'**

O coeficiente e' é obtido a partir do ensaio de Perda de Massa por Imersão dado pela seguinte equação:

$$e' = \sqrt[3]{\frac{P_i}{100} + \frac{20}{d'}} \quad (2.1)$$

Onde d' é a declividade do ramo seco da curva de minicompactação, correspondente a energia obtida através de 12 golpes de soquete; P_i é a perda da massa por imersão correspondente a mini-MCV igual a 10 ou 15, a depender da altura do corpo de prova.

O coeficiente e' traduz o caráter lateríticos ou não do solo, observa-se que quanto maior seu valor, menor o caráter lateríticos da amostra.

Obtidos os coeficientes e' e c' , a identificação do grupo classificatório é obtida a partir do ábaco apresentado na Figura 2-7.

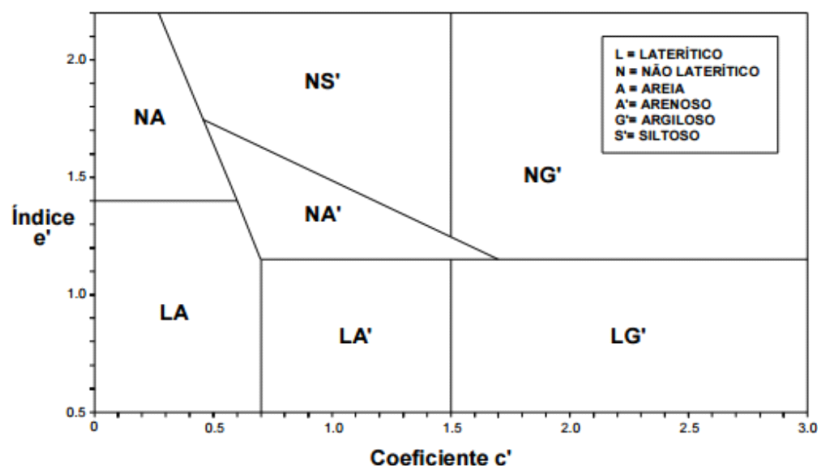


Figura 2-7 – Ábaco da classificação MCT (NOGAMI e VILLIBOR, 1981)

Diante da complexidade dos métodos e da interpretação dos resultados, vários pesquisadores têm se dedicado a realizar estudos com o propósito de simplificar a metodologia de classificação dos solos tropicais. Fernandes (2006) conduziu uma análise comparativa entre o método das pastilhas proposto por Nogami e Villibor (1994), o método das pastilhas de Godoy e Bernucci (2002), e o ensaio de adsorção de azul de metileno pelo método das manchas de Fabbri (1994), todos destinados à determinação expedita do comportamento laterítico. Os resultados revelaram que esses métodos concordam em mais de 79% com a classificação MCT, evidenciando sua eficácia na simplificação do processo de classificação dos solos tropicais.

2.5 MÉTODOS DE ANÁLISE DA VIA PERMANENTE

Medina & Motta (2015) definem a mecânica dos pavimentos como um sistema em camadas, sujeito às cargas dos veículos, onde se estudam as tensões, deformações e deslocamentos, conhecidos os parâmetros de deformabilidade.

Medina (2005) descreve o processo convencional (ou empírico) para o dimensionamento do pavimento ferroviário, que se baseia no conhecimento das tensões de contato do dormente-

lastro. Posteriormente estima-se a dissipação da tensão no lastro, sublastro e subleito, seguido pela avaliação desses dados em relação aos valores admissíveis. O objetivo é evitar deformações permanentes e rupturas plásticas decorrentes das cargas a que a via está sujeita.

Segundo Spada (2003), inicialmente foram desenvolvidos modelos clássicos para a análise da via férrea, nos quais a resposta da via é determinada por um único parâmetro. Dois desses métodos são o Método de Zimmermann e o Método de Talbot, ambos baseados na hipótese da viga continuamente apoiada, conforme modelo apresentado na Figura 2-8, que serão descritos de forma sucinta posteriormente.

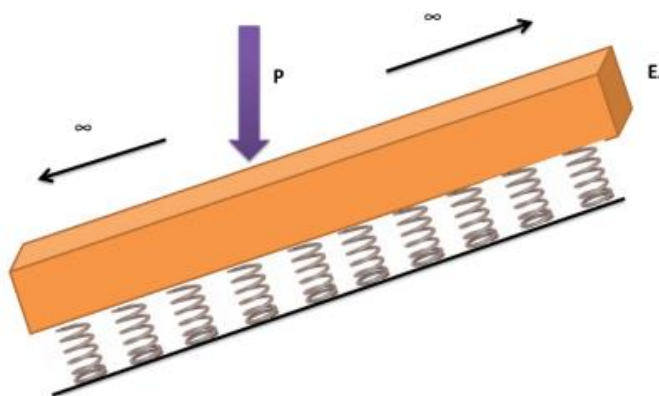


Figura 2-8 – Modelo estrutural da via, baseado na hipótese da viga sobre apoios elásticos (FERNANDES, 2016)

Na sequência, será apresentado o modelo de sistema em camadas, que discretiza a grade ferroviária (trilhos, dormentes e acessórios de fixação), o lastro, sublastro e subleito. Para cada camada, define-se o módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson. O dimensionamento da via considerando abordagem dos elementos de forma separada é possível a partir da utilização de programas computacionais, que se utilizam de métodos numéricos para a estimativa de tensões e deformações, como por exemplo, o método dos elementos finitos. Neste trabalho será empregado o programa Sysrain (Figura 2-9) como método computacional de dimensionamento.

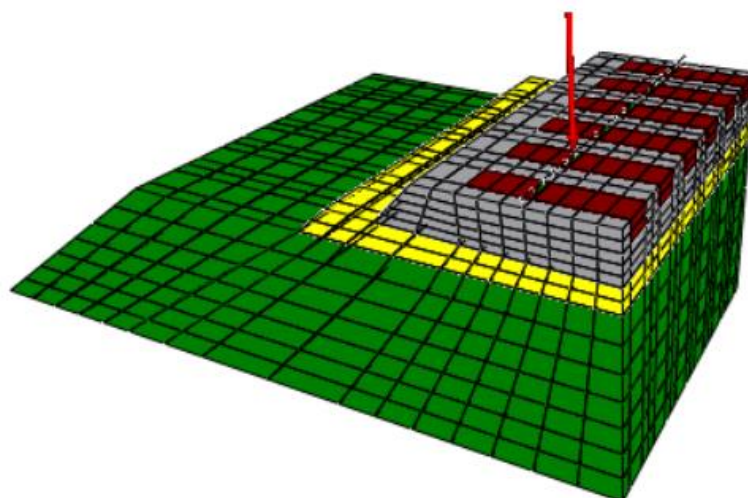


Figura 2-9 – Modelo estrutural da via, com a malha de elementos finitos obtida no software Sysrain

2.5.1 Método de Zimmermann

Winkler em 1867 desenvolveu um método a partir da analogia que a ferrovia poderia ser compreendida como um sistema de vigas contínuas que seriam representadas pelos trilhos, de comprimento infinito e equidistantes, apoiados continuamente sobre um meio elástico, com módulo de rigidez constante, com um quantitativo infinito de vãos (dormentes), cujas reações dos apoios seriam proporcionais às suas deflexões (HAY, 1982). A equação a seguir configura o modelo citado.

$$P = Cy \quad (2.2)$$

Onde P é a força por unidade de área, y a deflexão e C o coeficiente de recalque (ou coeficiente de Winkler, ou coeficiente de lastro), definido por uma tensão por unidade de comprimento $[F][L]^{-3}$.

Conforme Rives, Pita e Puentes (1977) relatam, a partir deste modelo, Zimmermann desenvolveu um método amplamente empregado na Europa até a década de 1970 para calcular os esforços e deslocamentos verticais nos trilhos. O método proposto por Zimmermann parte do princípio de que o trilho está assente sobre uma viga de largura b , a qual está continuamente suportada por molas. Nessa viga, uma carga estática Q atua de forma pontual e isolada, sendo considerada representativa das ações do tráfego. Utilizando conceitos da Resistência dos Materiais e análise das solicitações que incidem em um

elemento infinitesimal “dx” de viga, é possível derivar a equação diferencial que expressa o modelo mencionado.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + bCy = 0 \quad (2.3)$$

Onde: E = módulo de elasticidade do trilho;

I = momento de inércia do trilho;

b = largura da viga;

C = coeficiente de lastro;

y = deflexão da via.

Segundo Spada (2003), as equações diferenciais que fornecem os valores de deflexão “y” e do momento fletor “M”, associados à carga pontual “Q”, em qualquer ponto do trilho são:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + bCy = 0 \quad (2.4)$$

$$y = \frac{Q}{2bC} \frac{1}{L} e^{\frac{-x}{L}} \left[\cos \frac{x}{L} + \operatorname{sen} \frac{x}{L} \right] \quad (2.5)$$

$$M = \frac{Q}{4} L e^{\frac{-x}{L}} \left[\cos \frac{x}{L} - \operatorname{sen} \frac{x}{L} \right] \quad (2.6)$$

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bC}} \quad (2.7)$$

Onde: L = comprimento elástico;

x = distância do ponto de aplicação da carga a um ponto considerado do trilho

e = neperiano, igual a 2,7183

De acordo com Spada (2003), o cálculo da pressão P_1 atuante nos pontos de apoio é obtida pela hipótese de Winkler:

$$P_1 = Cy = \frac{Q}{2b} \sqrt[4]{\frac{bC}{4EI}} e^{\frac{-x}{L}} \left[\cos \frac{x}{L} + \operatorname{sen} \frac{x}{L} \right] \quad (2.8)$$

Eisenmann (1993, apud PAIVA E GUIMARÃES, 1994), apresenta os valores médios para o coeficiente de lastro, conforme apresentado na Tabela 2-4.

Tabela 2-4 – Valores do coeficiente de lastro

Infraestrutura	Coeficiente de Lastro (kgf/cm³)
Ruim	2
Média	5
Muito boa	10

Rives, Pita e Puentes (1977), propõem valores para o coeficiente do lastro em função da qualidade da via e da espessura do lastro (h), conforme apresentado na Tabela 2-5.

Tabela 2-5 – Valores do coeficiente de lastro em função da espessura do lastro

Infraestrutura	Coeficiente de Lastro (kgf/cm³)
Ruim	$0,275h + 0,972$
Média	$0,194h + 0,101$
Muito boa	$0,106h + 0,212$

2.5.2 Método de Talbot

A abordagem proposta por Talbot é análoga ao método delineado por Zimmermann. A principal distinção reside na introdução do conceito de Módulo de Via, definido como o coeficiente da reação da via.

De acordo com a *American Railway Engineering Association* (AREA), a equação 2.9 a seguir apresenta o comportamento da via frente a um carregamento:

$$p = -u \times y \quad (2.9)$$

Onde p é a força por unidade de comprimento; y é a deflexão proporcional por unidade de comprimento e u corresponde ao módulo de via.

Segundo Spada (2003), no Método de Talbot, o Módulo de Via representa o único parâmetro que reflete as características dos elementos da via férrea, como o espaçamento entre dormentes, as dimensões dos dormentes, a espessura do lastro, do sublastro e do subleito, bem como as propriedades dos materiais constituintes dessas camadas, sendo impossível a identificação isolada da contribuição de cada elemento do pavimento ferroviário para o valor do Módulo de Via. A equação diferencial 2.10 oriunda da Resistência dos Materiais, expressa o modelo.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + uy = 0 \quad (2.10)$$

Onde: E = módulo de elasticidade do trilho;

I = momento de inércia do trilho;

u = módulo de via;

y = deflexão da via.

A solução da equação 2.10, considerando a deflexão do trilho (y) em função de uma distância, x, qualquer ao longo do trilho, é dada por:

$$y = \frac{P}{(64EIu^3)^{1/4}} e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sen \lambda x) \quad (2.11)$$

Onde: P = carga de uma roda;

e = 2,7183 (neperiano);

u = módulo de via;

$\lambda = (u/4EI)^{1/4}$ = fator de amortecimento;

x = distância para qualquer ponto a partir do carregamento ao longo do trilho.

As sucessivas derivações da equação 2.11 fornecem a deflexão Y_0 , o momento fletor M_0 , a força cisalhante T_0 e a intensidade do carregamento P_0 (SPADA, 2003). Inserindo $x = 0$ em 2.11 e nas equações resultantes das derivações de 2.11, obtém-se os valores máximos conforme apresentado a seguir.

$$Y_0 = -\frac{P}{(64EIu^3)^{1/4}} = \text{deflexão máxima} \quad (2.12)$$

$$M_0 = P \left(\frac{EI}{64u} \right)^{1/4} = \text{momento fletor máximo} \quad (2.13)$$

$$\tau_0 = -\frac{P}{2} = \text{força cisalhante máxima} \quad (2.14)$$

$$P_0 = P \left(\frac{u}{64EI} \right)^{1/4} = \text{força máxima por metro contra o trilho} \quad (2.15)$$

Ainda segundo Spada (2003), o módulo de via não pode ser determinado através de uma medida direta. Contudo, a deflexão pode ser medida e, substituindo este valor na equação 2.12, obtém-se o módulo da via:

$$u = \left[\left(\frac{P}{Y_0} \right)^4 \frac{1}{64EI} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (2.16)$$

A fração indicada na equação 2.16 que, por definição, equivale à rigidez da via, está apresentada a seguir.

$$K = \frac{P}{Y_0} \quad (2.17)$$

Conforme relato de Spada (2003), a equação a seguir foi validada pela AREA como o método para calcular a tensão no subleito em pontos localizados ao longo da linha vertical que atravessa o centro do dormente. Essa expressão é aplicável em profundidades de lastro que variam de 10 a 70 cm, considerando dormentes de 20 cm.

$$\sigma_c = \frac{16,8\sigma_m}{h^{1,25}} \text{ (lb/pol}^2\text{)} \quad (2.18)$$

Onde: σ_c = tensão sob o centro do dormente;

σ_m = tensão média uniforme na base do dormente;

h = profundidade sob a base do dormente.

A Fórmula de Talbot, representada pela equação 2.18, é fundamentada em dados experimentais adquiridos por meio de modelos físicos instrumentados com células de carga, desenvolvidos em laboratório. As tensões resultantes da Fórmula de Talbot são expressas em libras por polegadas quadradas. Entretanto, a expressão 2.19 apresenta a conversão para unidades métricas, sendo expressa em quilograma-força por centímetros quadrados.

$$\sigma_c = \frac{53,87\sigma_m}{h^{1,25}} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (2.19)$$

A tensão média na base do dormente (σ_m) é dada pela carga “P” no dormente dividida pela espessura “b” do dormente e a dimensão horizontal da faixa de socaria “c”.

Diversas críticas são apontadas em relação à aplicação do modelo de Winkler na análise de pavimentos, sendo particularmente destacadas em ferrovias por Muniz da Silva, et al (2005). Entre as principais críticas estão: (i) a limitação da premissa de que as pressões em cada ponto estão sujeitas a deformação apenas naquele ponto, contrariando observações práticas; (ii) a condição de proporção entre as tensões aplicadas é válida somente em tensões muito baixas; e (iii) o coeficiente de lastro C, que não representa uma característica intrínseca do meio, dependendo das condições geométricas da viga considerada.

Kerr (1977) destaca duas outras deficiências, primeiro ao mostrar que, a uma certa distância à frente do trem, o trilho frequentemente se eleva, um fenômeno reconhecido para o qual o modelo de Winkler não é apropriado; segundo, ao salientar que, o comportamento dos dormentes suposto por Winkler durante a flexão dos trilhos é condicionado a girar em torno do próprio eixo, no entanto na realidade tal movimentação é impossibilitada devido ao encobrimento dos dormentes pelo lastro

Muniz (2002) e Spada (2003) concordam que, tendo em vista os diferentes materiais que compõem a estrutura do pavimento ferroviário, com diferentes rigidezes, a limitação das metodologias baseadas no modelo de Winkler está associada principalmente na impossibilidade de distinção da contribuição de cada elemento para o comportamento global do pavimento, quando da adoção de um único valor de módulo de via para o conjunto.

2.5.3 Sistema em Camadas

Selig & Waters (1994), através de uma série de medições de tensões e distribuições de cargas, simulando diferentes estruturas de pavimento, concluíram que o conhecimento do desempenho do pavimento ferroviário deve contemplar a análise a interação entre os diversos componentes da via.

No modelo proposto, cada componente desempenha funções distintas conforme o estado de tensões atuante, e na análise é considerada a propagação do carregamento por meio de um sistema em camadas. Segundo Muniz (2002), para que sejam analisadas as peculiaridades de cada elemento, deve-se conhecer a magnitude do carregamento, além de informações suficientes sobre os elementos da grade ferroviária (trilho, dormentes e fixações), e sobre as camadas de lastro, sublastro e subleito.

A principal diferença entre esse modelo em substituição ao antigo, que considerava a reação da via através de um único parâmetro de proporcionalidade de deformação das camadas, é que neste considera-se a distribuição do carregamento e os parâmetros de deformabilidade de cada camada, como Módulo de Resiliência e coeficiente de Poisson, o que possibilita a análise da reposta de cada elemento frente ao carregamento imposto.

Para a resolução deste modelo são utilizados programas computacionais em que se emprega a análise de tensão e deformação, que pode ser linear ou não linear, a depender do comportamento de cada elemento inserido, de modo a se obter a resposta elástica da estrutura a partir do incremento da deformação que cada elemento contribui (SPADA, 2003).

2.6 COMPORTAMENTO RESILIENTE DOS SOLOS

O Módulo de Resiliência ou Resiliente (MR), é responsável por caracterizar a rigidez do solo submetido a aplicação de carregamento dinâmico, ou seja, quanto maior o módulo de resiliência maior será a sua resistência às deformações elásticas. Pode-se afirmar, portanto, que o MR é uma propriedade mecânica do solo.

Hveem & Carmany (1948) e Hveem (1955), após estudos em relação às trincas do revestimento asfáltico, verificaram que estas eram ocasionadas pela deformação elástica (ou resiliente) das camadas inferiores. Segundo Pinto e Preussler (2010), a resiliência é a capacidade do material de se deformar e, após cessada a solicitação, devolver a energia absorvida. Sendo assim, o Módulo de Resiliência refere-se à deformação recuperável no

pavimento, diferenciando-se do módulo de elasticidade adotado para outras estruturas, pois estas não possuem carregamentos repetidos em relação à frequência, intensidade e duração (PREUSSLER, 2007; GOMES, 2018).

Do ponto de vista matemático, o Módulo de Resiliência (MR) é expresso como a razão entre a tensão desvio, aplicada de forma repetida e a deformação específica resiliente correspondente, conforme demonstrado na Equação 2.20.

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (2.20)$$

Onde MR corresponde ao Módulo de Resiliência (MPa); σ_d é a tensão desvio (MPa) e ε_r corresponde a deformação específica recuperável, ou resiliente.

A determinação do Módulo de Resiliência é feita por meio do ensaio triaxial de cargas cíclicas, que permite a simulação das condições a qual o solo será submetido quando empregado em camadas de pavimento, e assim possibilitar a identificação das propriedades de resiliência do material.

O procedimento do ensaio é dividido em duas fases, a primeira referente à etapa de condicionamento e a segunda, a fase de carregamento propriamente dito. No Brasil, a metodologia deste ensaio está especificada na norma DNIT 134/2018.

A fase de condicionamento consiste em um carregamento inicial do corpo de prova, de forma a reduzir o excesso de deformação permanente que pode ocorrer nas primeiras aplicações da carga. O incremento de deformação plástica tende a diminuir com a continuidade do carregamento, até chegar num momento que a deformação deixa de ser plástica e passa a ser recuperável, conforme Figura 2-10.

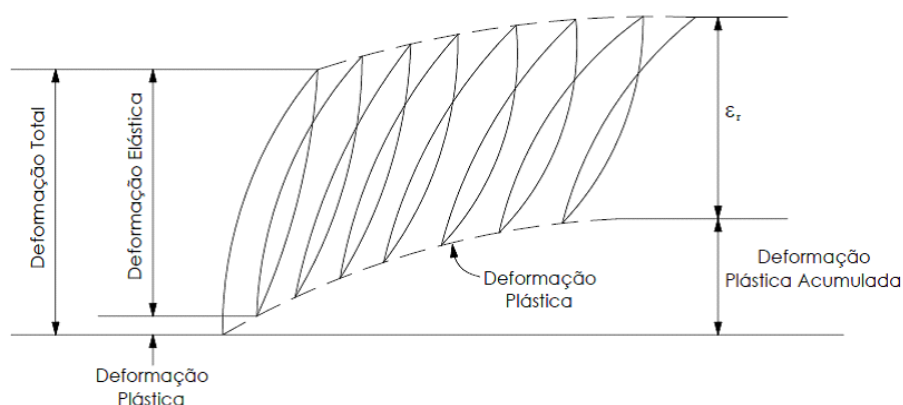


Figura 2-10 – Deformação plástica na fase de condicionamento (HUANG, 1993)

Após a fase de condicionamento, deve ser iniciado a fase do carregamento, para a determinação do módulo de resiliência. No procedimento especificado pela norma brasileira, indica-se a aplicação de uma sequência de 18 pares de tensões confinante e desvio, conforme especificado pela norma, na frequência de 1 Hz, que corresponde a duração do pulso de carga de 0,1 segundo seguido por 0,9 segundo de repouso (Figura 2-11).

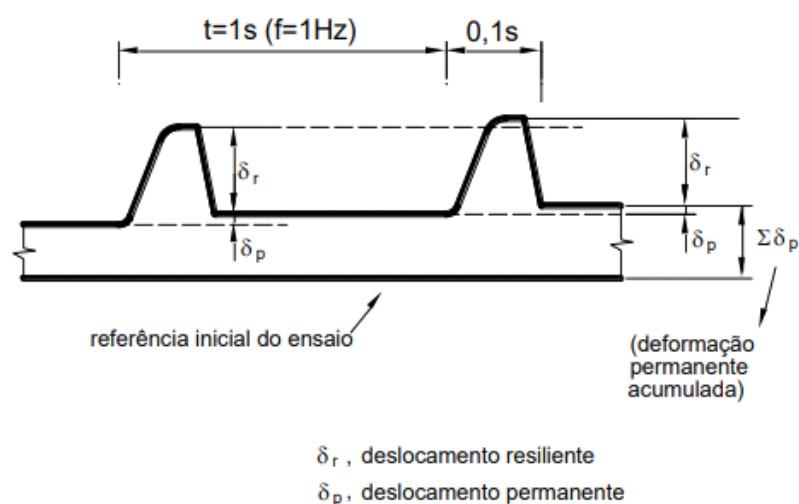


Figura 2-11 – Modelo esquemático de registro dos deslocamentos verticais do ensaio triaxial de cargas repetidas (DNIT 134/2018)

Com os valores obtidos são calculados os módulos de resiliência para cada par de tensões. Os resultados são expressos por relações matemáticas, em modelos de comportamento elástico linear ou não linear.

2.6.1 Modelos para representação do Módulo de Resiliência em função do estado de tensão

O comportamento resiliente dos solos geralmente exibe uma não linearidade diante das variações do estado de tensão atuante. Pesquisas demonstram que o módulo resiliente dos solos é altamente influenciado pelo estado de tensões atuante, o qual é função da posição dos materiais na estrutura do pavimento e da carga de tráfego aplicada (ISLAM e GASSMAN, 2023).

Diversos modelos foram desenvolvidos para representar a variação do módulo de resiliência com a variação do estado de tensão (HICKS e MONISMITH, 1971, JONES e WITCZAK, 1977, MEDINA e PREUSSELER, 1980, MOTTA e CERATTI, 1986, etc). Uma particularidade desses modelos é que suas constantes de regressão são derivadas dos dados obtidos por meio do ensaio triaxial de cargas cíclicas.

Os primeiros modelos usados para descrever o Módulo de Resiliência em função do estado de tensão foram apresentados por Hicks e Monismith (1971), onde relacionava-se o valor do módulo de resiliência dos materiais granulares com a tensão de confinamento ou com a soma das tensões principais (primeiro invariante de tensão), conforme equações 2.21 e (2.22).

$$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \quad (2.21)$$

$$MR = k_1 \theta^{k_2} \quad (2.22)$$

Onde: MR = módulo de resiliência;

k_1 e k_2 = constantes de regressão do modelo;

σ_3 = tensão de confinamento;

θ = primeiro invariante das tensões ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$), onde $\sigma_2 = \sigma_3$;

Hicks (1970) e, posteriormente, Thompson e Robnett (1979), introduziram o modelo bi-linear para descrever os resultados de um estudo sobre o comportamento resiliente do subleito composto por materiais coesivos durante a execução do AASHTO Road Test. As equações que descrevem esse modelo estão apresentadas a seguir.

$$MR = k_2 + k_3(k_1 - \sigma_d) \text{ para } k_1 > \sigma_d \quad (2.23)$$

$$MR = k_2 + k_4(\sigma_d - k_1) \text{ para } k_1 < \sigma_d \quad (2.24)$$

Onde: MR = módulo de resiliência;

k_1 , k_2 , k_3 e k_4 = constantes de regressão do modelo;

σ_d = tensão desvio ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$);

Svenson (1980) propôs um modelo para calcular o Módulo de Resiliência (MR) de solos coesivos, conforme expresso pela equação 2.25, com k_2 negativo.

$$MR = k_1 \sigma_d^{k_2} \quad (2.25)$$

Onde: MR = módulo de resiliência;

k_1 e k_2 = constantes de regressão do modelo;

σ_3 = tensão de confinamento;

σ_d = tensão desvio ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$);

θ = primeiro invariante das tensões ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$), onde $\sigma_2 = \sigma_3$;

Moossazadeh e Witczak (1981) realizaram uma série de análises com resultados de trabalhos efetuados com solos coesivos de San Diego, Illinois e Maryland, com a intenção de representar valores típicos para os parâmetros k_1 e k_2 do modelo dependente da tensão desvio, apresentado na equação 2.26. Santha (1994) realizou 42 ensaios triaxiais cíclicos em solos coesivos da região de Geórgia-EUA e através do modelo da equação 2.27 obteve a melhor representação do MR com o estado de tensão atuante.

O modelo semi-logarítmico apresentado na equação 2.28 foi proposto por Fredlund et al. (1977), para representar o módulo de resiliência de solos de subleito de comportamento coesivo, de amostras de solos provenientes do Canadá.

$$MR = 10^{(k_1 - k_2 \times \sigma_d)} \quad (2.28)$$

Onde: MR = módulo de resiliência;

k_1 e k_2 = constantes de regressão do modelo;

σ_d = tensão desvio ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$);

Observa-se nas equações supracitadas que, para solos granulares, o comportamento resiliente é influenciado principalmente pela tensão confinante (σ_3) ou pelo primeiro invariante de tensão (θ), ao passo que nos solos coesivos, a tensão desvio (σ_d) exerce maior influência.

Pezo (1993) propôs um modelo que incorporou tanto as tensões desvio quanto as tensões confinante, para representar o MR de materiais granulares de rodovias testados no estado do Texas. Este modelo é comumente referido como modelo combinado (ou composto), conforme apresentado na equação 2.29.

$$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (2.29)$$

Onde: MR = módulo de resiliência;

k_1 , k_2 e k_3 = constantes de regressão do modelo;

σ_3 = tensão de confinamento;

σ_d = tensão desvio ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$).

Motta et al. (1986) e Medina et al (1986) verificaram que o modelo combinado era o mais apropriado para descrever o módulo de resiliência em função do estado de tensão, de amostras de solos arenosos finos, provenientes do Paraná, Mato grosso, Mato Grosso do Sul, Goiás e São Paulo.

2.6.2 Modelos de predição do Módulo Resiliente em função do ISC

Foram realizados diversos estudos na tentativa de prever o comportamento resiliente dos solos através de ensaios mais acessíveis. Inicialmente, as primeiras tentativas de relacionar o módulo de resiliência com outros parâmetros foram feitas diretamente com o Índice de Suporte Califórnia (ISC), devido à sua ampla utilização na engenharia rodoviária.

Heukelom e Foster (1960) examinaram alguns materiais e estabeleceram relações entre o MR e o ISC. Eles observaram que essa relação variava dentro de limites aproximados de 50 a 200, com um coeficiente médio de cerca de 110 (vide Equação(2.30 2.30). No entanto, descobriram que a proporção entre deformação plástica e elástica variava consideravelmente entre diferentes tipos de solos, resultando em uma dispersão notável na relação entre MR e ISC.

$$MR = 110 \times ISC \quad (2.30)$$

Em estudos subsequentes, Heukelom e Klomp (1962) expandiram a pesquisa, aumentando o número de amostras e desenvolvendo uma segunda correlação entre o ISC e MR (Equação 2.31). Segundo os autores, essa equação pode oferecer estimativas razoáveis do módulo resiliente para solos finos, embora seja mais precisa para valores de ISC inferiores a 10%.

$$MR = 1500 \times ISC \quad (2.31)$$

Diversos autores desenvolveram outras relações entre o Módulo Resiliente (MR) e o Índice de Suporte Califórnia (ISC), como Medina e Preussler (1980), Rada e Witczak (1981), Powell et al. (1984), Witczak et al. (1995). No entanto, as relações propostas não expressam resultados satisfatórios por não considerarem o estado de tensões atuante no material, e foram duramente criticadas ao longo dos anos. Assim, destaca-se a importância de desenvolver modelos de predição que combinem outros ensaios com os valores das tensões presentes no solo.

2.6.3 Outros fatores que influenciam o comportamento resiliente

Uma série de estudos, como os de Rodrigues (1997), Santos (1998), Chagas (2004), Viana (2007), Ferreira (2005) e Gomes (2018) foram conduzidos com o objetivo de estabelecer correlações entre os parâmetros físicos dos solos e o módulo resiliente. O comportamento resiliente dos solos é influenciado pela natureza do solo (origem, composição e estrutura), pelo estado físico (como a densidade e o teor de umidade) e pelas propriedades físicas dos solos, como o teor de finos, diâmetro e forma das partículas.

Wei et al. (2023) avaliaram a influência da granulometria no módulo resiliente de agregados britados. Os autores observaram que a tensão confinante e a tensão desvio têm um impacto mais significativo no módulo resiliente do que a granulometria, e que essa sensibilidade foi maior quanto mais fina a granulometria do material.

O módulo de resiliência também é essencial para verificação da resposta mecânica do pavimento com relação as variações climáticas, flutuações sazonais do teor de umidade e sucção mátrica. Sawangsuriya et al (2009), estudou quatro solos de Minnesota com diferentes índices de plasticidade e verificou a influência da sucção mátrica no valor do módulo de resiliência. Para todos os solos, o aumento da sucção provocou o aumento do MR.

Estudos recentes buscaram analisar a influência das condições não saturadas no MR de solos tropicais (MOTTA, 1991, PARREIRA e GONÇALVES, 2000, CERATTI et al., 2004, PÉREZ-GARCÍA et al., 2015, KUMAR e GEORGE, 2018, FREITAS et al., 2020).

Freitas et al (2020) analisaram o comportamento resiliente de duas amostras de solos tropicais não saturados, com diferentes graus de laterização, retiradas do subleito de uma rodovia localizada em Goiás, Brasil. O autor introduziu um modelo para estimativa do valor do MR considerando a influência de parâmetros não saturados, como o desvio da umidade ótima e sucção mátrica. Além disso, o autor verificou que apesar das amostras de solos lateríticos ensaiadas apresentarem altos valores de MR, estas foram mais sensíveis a variação do teor ótimo de umidade, quando comparadas com solos não lateríticos. No entanto, o valor mínimo de MR verificado para os solos lateríticos ainda foi superior ao valor mínimo apresentado pelos solos saprolíticos, o que indica a tendência de solos lateríticos apresentarem um melhor comportamento resiliente, mesmo sob condições piores de umidade.

Pérez-Garcia et al. (2015) analisaram a influência da variação de umidade na determinação do Módulo de Resiliência. Os modelos apresentados pelos autores incorporam o desvio da umidade ótima na estimativa do MR. No tocante à variação no grau de saturação, constatou-se uma ausência de correlações significativas, evidenciadas por valores de R^2 inferiores a 0,60.

Pascoal et al (2021) analisaram a influência da energia de compactação no comportamento resiliente de solos lateríticos argilosos coletados em três diferentes horizontes pedológicos (A, B e C). Como esperado, foi observado um aumento no módulo de resiliência com o aumento da energia de compactação, no entanto esse aumento não foi proporcional para os solos dos três horizontes em estudo. Além disso, os autores observaram a perda considerável no valor do MR com a saturação de uma das amostras, o que reforça a importância dos sistemas de drenagem em projetos de pavimentação, visto que alguns solos podem perder completamente a capacidade de suporte quando saturados, levando a ruptura total do pavimento.

2.7 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A partir da revisão bibliográfica previamente apresentada, é possível destacar os principais itens que interferem no estudo de solos para fins de pavimentação ferroviária:

- Influência da natureza do solo no seu comportamento mecânico;

- Metodologia de classificação tradicional baseada nos ensaios de caracterização física;
- Metodologia de classificação desenvolvida para solos tropicais;
- Metodologia Tradicional x Metodologia Mecanística de dimensionamento de pavimento ferroviário
- Comportamento resiliente dos solos;

Notou-se uma carência de dados disponíveis na bibliografia para a determinação dos parâmetros mecânicos dos solos nos projetos de ferrovia do Brasil, necessária para o melhor aproveitamento dos materiais disponíveis.

Adicionalmente, a aplicação rotineira das propriedades resilientes dos solos ainda é limitada devido à complexidade dos ensaios triaxiais cíclicos. Essa realidade tem impulsionado a investigação de correlações que viabilizem a estimativa do módulo de resiliência utilizando parâmetros obtidos a partir de ensaios mais simples, especialmente durante a fase de anteprojeto.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Para se atingir os objetivos esperados, a pesquisa foi realizada utilizando-se dados de 40 amostras de Solos Residuais de Arenitos da Bacia Sedimentar do Paraná, coletadas no Município de São José do Rio Preto/SP.

Neste capítulo, são apresentadas as características geomorfológicas e as peculiaridades da região onde foram coletadas as amostras que integram o banco de dados desta pesquisa. Adicionalmente, serão relacionados os ensaios conduzidos nas amostras contidas no referido banco de dados, abrangendo as especificações adotadas e a quantidade de ensaios disponíveis.

A primeira etapa da pesquisa contemplará a análise e tratamento dos resultados dos ensaios disponibilizados, bem como os critérios para escolha das amostras que irão compor a base de dados da presente pesquisa.

Na segunda etapa será realizada uma análise estatística para tentativa de relação entre o módulo de resiliência das amostras estudadas com os índices físicos (granulometria, umidade ótima, densidade máxima, limite de liquidez e limite de plasticidade). Na terceira etapa, apresentam-se as análises e discussões dos resultados, para posterior verificação do modelo de relacionamento proposto na segunda etapa.

Por último, será realizada a verificação da aplicabilidade dos solos em estudo para camadas de pavimento ferroviário, identificando os níveis de tensões na estrutura e deformações atuantes nas camadas de lastro, sublastro e subleito, frente às cargas aplicadas pelo material rodante, por meio do software Sysstrain 1.8, da Elgayer Engenharia. Trata-se de um modelo que permite implementar as rotinas computacionais de simulação numérica do comportamento estrutural, considerando o método dos elementos finitos - MEF.

A Figura 3-1 apresenta um fluxograma que esquematiza as etapas que serão adotadas para o desenvolvimento da presente pesquisa.

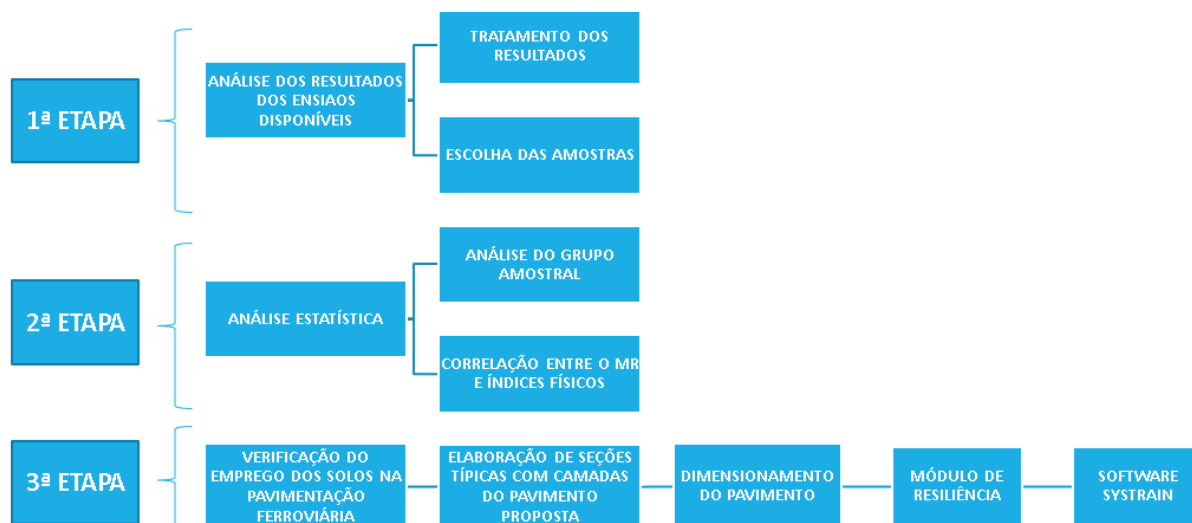


Figura 3-1 – Fluxograma representativo da metodologia em estudo

3.1 REGIÃO DE COLETA DAS AMOSTRAS

As amostras foram coletadas no Município de São José do Rio Preto/SP, em uma região localizada entre as bacias dos Rios Grande, ao norte e do Rio Tietê, ao sul, ambos pertencentes à Bacia do Rio Paraná.

3.1.1 Clima

Segundo a classificação do IBGE, dois tipos climáticos ocorrem na região do trecho em estudo. Na parte inicial do traçado o clima é do tipo Tropical do Brasil Central Quente e úmido, com média de temperatura maior que 18°C em todos os meses do ano e pelo menos 3 meses secos no inverno. Nas porções central e final do traçado o clima é do tipo Tropical Subquente e Úmido, com temperatura média entre 15°C e 18°C em pelo menos um mês, com verões chuvosos e 1 a 2 meses secos no inverno. Na região do trecho, a precipitação máxima total anual situa-se entre 1300 mm e 1400 mm, com o trimestre mais chuvoso em dezembro/janeiro/fevereiro e o trimestre mais seco em junho/julho/agosto.

3.1.2 Geomorfologia

Os solos que ocorrem na região são do tipo Argilossolo Vermelho-Amarelo Eutrófico, com Argilossolo vermelho Eutrófico e Latossolo Vermelho Distrófico, desenvolvido em fase de Floresta Decidual, sobre relevo plano a suave ondulado.

A unidade do relevo que domina a região é a Unidade Morfoestrutural Bacia Sedimentar do Paraná, que apresenta topografia bem aplainada, do tipo chapada, mas com ligeiro caimento dos estratos de E (leste) para O (oeste).

Na extensa bacia as camadas de arenito de várias formações se alternam em uma sucessão de estratos horizontalizados, eventualmente intercaladas com o basalto, o que gera a forma característica do relevo em degraus, comum no planalto da Bacia do Paraná. Por sobre estas litologias foram depositados sedimentos cretáceos do Grupo Bauru.

O Planalto Ocidental Paulista, que ocupa cerca de 50% do território do Estado, é conformado por rochas do Grupo Bauru, constituído por diversas formações predominantemente areníticas.

O relevo é, no geral, levemente ondulado, com predomínio de colinas amplas e baixas, com topos aplainados.

A Figura 3-2 exibe um recorte do mapa geológico regional da área em estudo, destacando em vermelho o segmento onde foram coletadas as amostras que constituíram o banco de dados desta pesquisa.

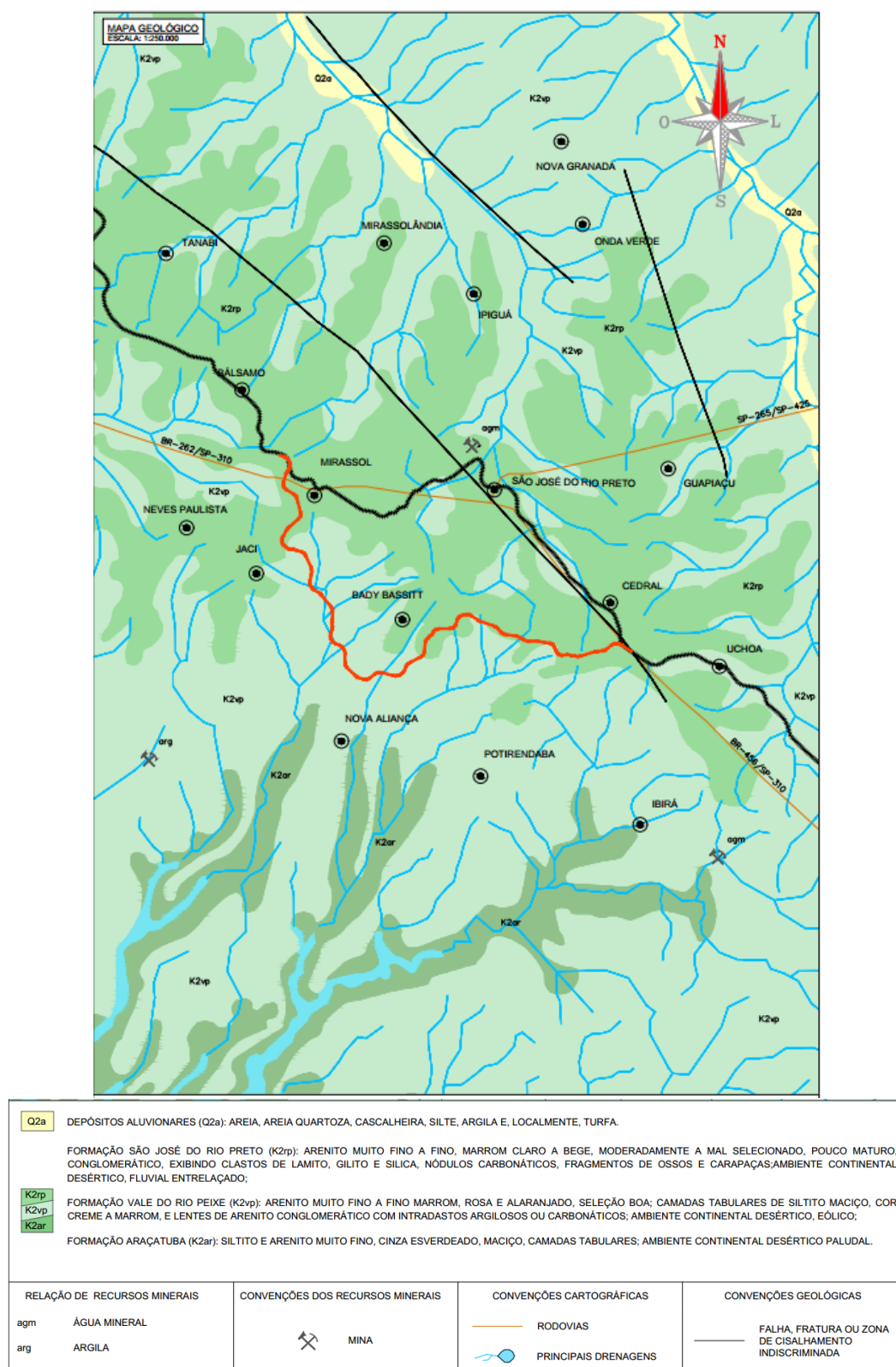


Figura 3-2 – Mapa Geológico regional, fonte Mapa Geológico do Estado de São Paulo, escala 1:750.000 – CPRM - 2006.

3.2 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS ANALISADOS

Na Tabela 3-1 está apresentada a relação da quantidade de ensaios executados e as respectivas normas de execução seguidas. Posteriormente está descrito, de forma sucinta, os procedimentos e especificidades dos ensaios realizados.

Tabela 3-1 – Relação ensaios executados

Ensaio	Norma	Qnt
Análise granulométrica por sedimentação e peneiramento	ABNT NBR 7181/2018	74
Limite de liquidez	DNER-ME 122/94	74
Limites de plasticidade	DNER-ME 082/94	74
Método de Classificação de Solos Tropicais	Método Expedito das Pastilhas	40
Compactação (Proctor Intermediário)	ABNT NBR 7182	74
ISC (Proctor Intermediário)	DNIT 172/2016	74
Módulo de Resiliência	DNIT 134/2018-ME	74

3.2.1 Ensaios de caracterização física

- Análise granulométrica

A análise granulométrica da fração gráuda e fina dos solos foi realizada de acordo com o método ABNT NBR 7181 (Solo – Análise granulométrica), realizada pela combinação de sedimentação e peneiramento.

- Limites de Atteberg

Os ensaios de Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP) foram conduzidos de acordo com as diretrizes estabelecidas nas normas DNER-ME 122/94 (Solos – Determinação do Limite de Liquidez – Método de referência e método expedito) e DNER – ME 082/94 (Solos – Determinação do Limite de Plasticidade).

3.2.2 Método de classificação dos solos tropicais

No presente estudo, a identificação do comportamento laterítico das amostras foi realizada através do método expedito das pastilhas proposto por Nogami e Villibor (1994), em pastilhas

de solo moldadas em anéis de 20 mm de diâmetro e 5 mm de altura. O coeficiente c' é obtido através da medida da contração diametral das pastilhas sujeitas a secagem:

- Contração (C_t) de 0,1 a 0,5 mm: $c' = (\log_{10} C_t + 1)/0,904$ (3.1)

- Contração (C_t) > 0,6 mm: $c' = (\log_{10} C_t + 0,7)/0,5$ (3.2)

O coeficiente e' foi obtido partir da medida de penetração de um penetrômetro padrão na pastilha de solo seca e, posteriormente, após ser submetida a umedecimento por ascensão capilar. Os solos lateríticos são caracterizados por valores de penetração inferiores a 2 mm.

3.2.3 Ensaios mecânicos

- Compactação

Para determinar a umidade ótima de compactação e a densidade máxima dos solos, foi conduzido o ensaio de compactação com a energia do Proctor Intermediário (PI). Essa escolha se deve ao fato de que a camada de sublastro especificada requer uma compactação com energia equivalente a 100% das condições deste ensaio. O procedimento adotado seguiu as diretrizes da norma NBR 7182 (ABNT, 1988).

A determinação do Índice de Suporte Califórnia (ISC) seguiu a metodologia especificada na norma do DNIT 172/2016 – ME, realizada em amostras deformadas, não trabalhadas de material passante na peneira de 19 mm, correspondente à umidade ótima e massa específica aparente seca máxima.

- Ensaio triaxial de cargas repetidas

A determinação do Módulo de Resiliência se deu a partir da realização dos ensaios triaxiais de cargas cíclicas, executados conforme a norma DNIT 134/2018. As amostras de solo são homogeneizadas, no teor de umidade ótima de compactação, e posteriormente compactadas no cilindro tripartido. As amostras que fazem parte do banco de dados desta pesquisa foram compactadas empregando a energia equivalente à 100% do Proctor Intermediário. As dimensões do corpo de prova empregado são 100 x 200 mm.

Antes da inicialização do ensaio propriamente dito, é realizada a etapa do condicionamento, com a finalidade de eliminar as deformações permanentes que podem ocorrer nas primeiras aplicações da tensão desvio. A norma do DNIT 134/2018 indica a aplicação de 500 repetições

de cada tensão desvio, correspondente aos pares constantes na Tabela 3-2, na frequência de 1 Hz (60 ciclos por minuto), que corresponde a duração do pulso de carga de 0,1 segundo e 0,9 segundo de repouso. A norma recomenda que o ensaio seja interrompido e o resultado desconsiderado se durante a fase do condicionamento, ou em qualquer outra fase, seja atingida a deformação permanente acumulada maior ou igual a 5% da altura do corpo de prova.

Tabela 3-2 – Sequência de tensões aplicadas na fase de condicionamento (DNIT 134/2018)

Tensão Confinante σ_3 (MPa)	Tensão Desvio σ_d (MPa)
0,070	0,070
0,070	0,210
0,105	0,315

Após a fase de condicionamento, deve ser iniciado o procedimento para determinação do módulo de resiliência. O procedimento do DNIT especifica a aplicação da sequência de 18 pares das tensões indicadas na Tabela 3-3 para obtenção das leituras das deformações específicas. Para cada par de tensões é aplicado no mínimo, 10 ciclos de carga e se faz a aquisição dos dados de pelo menos 5 repetições de carga, onde seja observada a constância das leituras, com diferença entre elas de, no máximo, 5%. Para o cálculo do MR é utilizada a média destas 5 leituras.

Tabela 3-3 – Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência (DNIT 134/2018)

Tensão Confinante σ_3 (MPa)	Tensão Desvio σ_d (MPa)	σ_d/σ_3
0,020	0,02	2
	0,04	3
	0,06	4
0,035	0,035	2
	0,07	3
	0,105	4

Tensão Confinante σ_3 (MPa)	Tensão Desvio σ_d (MPa)	σ_d/σ_3
0,050	0,05	2
	0,1	3
	0,15	4
0,070	0,07	2
	0,14	3
	0,21	4
0,105	0,105	2
	0,21	3
	0,315	4
0,140	0,14	2
	0,28	3
	0,42	4

O procedimento do DNIT ainda admite, a critério do projetista, para solos de subleito a utilização de subleitos os pares de tensão apresentados na Tabela 3-4.

Tabela 3-4 - Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência para solos de subleito (DNIT 134/2018)

Tensão Confinante σ_3 (MPa)	Tensão Desvio σ_d (MPa)	σ_d/σ_3
0,020	0,02	2
	0,04	3
	0,06	4
0,035	0,035	2
	0,07	3
	0,105	4
0,05	0,05	2
	0,1	3
	0,15	4

Tensão Confinante σ_3 (MPa)	Tensão Desvio σ_d (MPa)	σ_d/σ_3
0,07	0,07	2
	0,14	3
	0,21	4

Com os valores obtidos são calculados os módulos de resiliência para cada par de tensões. Os resultados do ensaio são expressos por relações matemáticas entre o Módulo de Resiliência (modelos de comportamento elástico linear ou não linear), e as tensões aplicadas, obtidos por regressão. Os modelos empregados na presente pesquisa são os apresentados a seguir:

$$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \quad (3.3)$$

$$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \quad (3.4)$$

$$MR = k_1 \theta^{k_2} \quad (3.5)$$

$$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (3.6)$$

Onde: MR = módulo de resiliência;

k_1 , k_2 e k_3 = constantes de regressão do modelo;

θ = primeiro invariante das tensões ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$), onde $\sigma_2 = \sigma_3$;

σ_3 = tensão de confinamento;

σ_d = tensão desvio ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$)

4 ANÁLISE DO BANCO DE DADOS

A análise dos dados levantados envolveu a categorização dos resultados em conjuntos de ensaios com características em comum, visando avaliar se essas particularidades conduziam a um padrão de comportamento.

As características dos conjuntos de dados analisados estão detalhadas na Tabela 4-1, enquanto os resultados específicos dos ensaios para as 74 amostras são apresentados na Tabela 4-2 e Tabela 4-3.

Tabela 4-1 – Resumo das características dos materiais do banco de dados

Característica das amostras	Número de amostras
Conjunto total de amostras	74
Solos que apresentam classificação MCT	40
Solos de comportamento laterítico (L)	13
Solos de comportamento não laterítico (N)	27

Tabela 4-2 – Resumo ensaios de granulometria, Limites de Atteberg, Compactação (PI), ISC, Expansão, e Classificação MCT

Amostra	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N.º 4	N.º 10	N.º 16	N.º 30	N.º 40	N.º 60	N.º 80	N.º 100	N.º 200	LL (%)	LP (%)	IP	W _{ótima} (%)	ρ _{max} (g/cm³)	Exp. (%)	ISC (%)	Classificaçã o MCT
CAD01	100	100	100	100	100	100	100	100	99,6	89,6	71,7	65,2	46,7	22	19	3	15,2	1,842	0,1	6,5	NA'/(NG'-NS')
CAD02	100	100	100	100	100	100	100	100	99,9	89,6	71,2	62,2	53	22	18	4	11,2	1,86	0,3	9,6	
CAD03	100	100	100	100	100	99,9	99,9	99,9	99,9	93,6	79,5	71,1	46,4	NP	NP	NP	12,2	1,78	0,1	2,8	NA'-NS'
PII01	100	100	100	100	100	99,9	99,9	99,8	99,2	95,7	85,1	78,3	55,8	23	17	6	14,2	1,656	1,3	3,2	LA'
CAD04	100	100	100	100	100	100	100	99,7	98,8	84,9	64,2	57,1	55,8	24	17	7	12	1,83	0,3	7,7	
CAD05	100	100	100	100	100	100	100	99,9	99,5	89	66,6	57,3	25,2	NP	NP	NP	10	1,922	0,1	12,8	LA'
PII01A	100	100	100	100	100	100	100	100	100	94,4	80,5	71,7	45,1	NP	NP	NP	12,4	1,652	0,6	1,6	LA-LA'
CAD06	100	100	100	100	100	100	100	100	99,3	88,9	71,4	56,8	38,3	21	13	8	13,2	1,805	0,3	2,8	
CAD07	100	99,4	97,9	97,8	97,1	96,4	96,4	96,4	96,1	88,1	70,1	60,6	41	22	15	7	11,4	1,785	0,8	6,4	NA'/NS'
CAD08	100	100	100	100	100	99,9	99,9	99,9	99,6	91	61,5	31,2	19,9	NP	NP	NP	10,4	1,97	0,2	5,6	
CAD10	100	100	99,1	98,1	94	92,7	92,7	92,6	92,6	81,7	56,7	48,1	35,7	NP	NP	NP	7,2	1,734	0,4	8,6	
PII02	100	100	100	100	100	100	100	100	99,6	88,4	70,9	63,3	43,9	NP	NP	NP	13,2	1,745	0,5	4,8	NA
CAD11	100	100	100	100	100	100	100	100	100	93,8	80,1	71,2	53,5	25	18	7	13,6	1,768	0,2	4,7	NA'-NS'
CAD12	100	100	100	100	100	100	100	100	99,9	94,3	77,2	65	42,8	24	18	6	13	1,838	0,1	7,7	

Amostra	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N.º 4	N.º 10	N.º 16	N.º 30	N.º 40	N.º 60	N.º 80	N.º 100	N.º 200	LL (%)	LP (%)	IP	W _{ótima} (%)	ρ _{max} (g/cm ³)	Exp. (%)	ISC (%)	Classificaçã o MCT
CAD14	100	100	100	100	100	100	100	100	99,2	91,8	73,4	66,2	52,8	23	17	6	12,4	1,798	0,1	3,3	
PII03	100	100	100	100	100	100	100	99,9	99,6	95,4	81,9	74	46,5	21	15	6	12,2	1,768	0,9	3,5	NA'-NS'
CAD15	100	100	100	100	100	99,9	99,6	97,5	93,8	89,1	86,8	85,9	84,1	23	18	5	12,2	1,794	0,4	8,2	NS'/NA'
CAD16	100	100	100	100	100	100	100	100	99,6	87,9	68,1	58,6	39,3	23	18	5	14,2	1,758	0,2	3,9	
CAD19	100	100	100	100	100	100	99,9	99,5	98,4	87,6	66,5	55	44,3	22	17	5	14	1,77	0,8	5,2	NS'-NG'
CAD20	100	100	100	100	100	99,7	99,6	99,3	98,1	84,6	65,9	57,6	44,3	NP	NP	NP	9	1,84	0,7	8,8	
PII03A	100	100	100	100	100	100	98,5	94,5	91,2	64,4	50,9	32,1	25,1	NP	NP	NP	14,2	1,625	0,4	4,3	NS'-NA'
CAD21	100	100	100	100	100	99,3	97,1	93,4	89,8	76,2	50,8	39,9	24,9	0	0	0	15	1,758	0,6	9	NS'-NG'
CAD22	100	98,6	91,4	88,2	82,9	81,7	77,9	69,8	66,4	61,6	53,8	44,9	27,4	27	20	7	14,4	1,704	0,5	17,6	
CAD23	100	100	100	100	99,6	99,4	98,6	97,1	96,3	91,4	83,8	63,5	36,4	23	17	6	12,4	1,809	0,7	8,6	NA'-NS'
CAD24	89,7	74,6	55,7	48,2	38,2	36,4	34,9	32,4	31,5	30,6	28,3	27	16,5	26	19	7	13	1,702	0,6	19,6	
CAD25	100	100	99,3	98,9	94	91	88,9	84,4	82,7	78,3	71,6	64,4	44,6	21	16	5	11,4	1,72	0,6	10,2	LA'-LG'
PII05	100	100	100	100	100	100	99,9	99,5	98,8	87,8	67,5	56,8	37,4	20	14	6	10,6	1,815	0,6	3,5	NA'/NS'
CAD26	100	100	100	100	99,8	99,6	98,9	98,8	98,5	94,9	86,8	78,6	56,2	22	17	5	10,4	1,83	0,6	9	
CAD27	100	100	100	99,9	99,4	99,1	99,1	98,4	97,8	87,8	69,4	58,8	48,1	NP	NP	NP	10,4	1,766	0,2	3,5	NS'-NA'

Amostra	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N.º 4	N.º 10	N.º 16	N.º 30	N.º 40	N.º 60	N.º 80	N.º 100	N.º 200	LL (%)	LP (%)	IP	W _{ótima} (%)	ρ _{max} (g/cm ³)	Exp. (%)	ISC (%)	Classificação o MCT
CAD28	100	100	100	100	100	99,9	99,9	99,8	99,6	93,5	73,1	61,3	48	20	16	4	11	1,804	0,5	4,4	
CAD29	100	100	100	100	100	100	100	99,9	99,7	96,5	77,7	67,2	47	22	17	5	13,2	1,806	0,5	14,4	NS'-NG'
PII05A	100	100	100	100	100	100	100	100	100	97,7	86,3	77,9	51	22	19	3	14	1,705	0,1	1,6	LA
CAD30	100	100	100	100	100	100	99,7	99,6	99,3	95	72,2	61,7	41,8	22	18	4	15,4	1,854	0,5	15,3	
CAD1J	100	100	100	100	100	99,9	99,9	99,8	99,6	96,3	75,6	61,7	35,1	NP	NP	NP	12,4	1,752	0,2	5,9	NS'/NA'
CAD2J	100	100	100	100	99,5	99,4	99,3	98,9	98,6	93,5	77,6	73,6	51	26	21	5	10,6	1,75	0,7	7,9	
CAD34	100	100	100	100	100	99,9	99,9	99,9	99,9	97,5	86	77,3	49,7	21	18	3	12,2	1,849	0,2	2,5	
CAD35	100	100	100	100	100	99,9	99,9	99,9	99,9	97,6	84,7	73	37,3	46	17	29	11	1,828	0,3	4,1	NA
CAD36	100	100	100	100	100	99,8	99,8	99,8	99,8	95,3	84,4	68,6	39,3	21	16	5	13,4	1,784	0,4	4,2	
CAD37	100	100	100	100	99,7	99,2	99,2	99,2	99,1	98,8	94,3	83,1	53	21	17	4	12,2	1,754	0,7	4,2	LA-LA'
PII07	100	100	100	100	100	99,9	99,9	99,6	98,8	86,6	64,4	57,3	36,4	NP	NP	NP	11,4	1,832	0,3	3,8	NA'/NS'
CAD38	100	100	100	100	100	99,9	99,9	99,9	99,8	93,6	73,7	58,7	42,5	19	16	3	13	1,83	0,5	2,9	
CAD39	100	100	100	100	100	99,9	99,9	99,8	99,5	95	79,6	66,4	34,8	20	13	7	11	1,804	0,8	4,4	NS'/NA'
CAD40	100	100	100	98,7	84,8	73,9	72,1	69	67,7	63,3	52,4	44,7	24,5	NP	NP	NP	13,8	1,784	0,5	14,2	
PII07A	100	100	100	100	100	100	100	100	100	98,9	89	78,1	44,8	NP	NP	NP	13,2	1,718	0,1	1,9	LA

Amostra	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N.º 4	N.º 10	N.º 16	N.º 30	N.º 40	N.º 60	N.º 80	N.º 100	N.º 200	LL (%)	LP (%)	IP	W _{ótima} (%)	ρ _{max} (g/cm ³)	Exp. (%)	ISC (%)	Classificação o MCT
CAD41	100	100	100	100	99,9	99,8	99,4	99,1	98,9	96,6	84,1	77,6	57,4	25	18	7	13,4	1,78	0,3	6,3	LA'-LA'
CAD42	100	100	100	100	100	100	100	100	100	98,9	90,3	80,4	42,2	22	17	5	12,4	1,76	0,2	7	
CAD44	100	100	100	100	100	100	100	100	100	97,6	84,7	74,9	43,9	22	18	4	13	1,732	0,1	5,1	
CAD45	100	100	100	100	100	100	100	99,9	99,3	88,4	71	61,8	57,8	22	18	4	12,4	1,853	0,2	5,6	LA'-LA'
CAD46	100	100	100	100	100	100	100	100	100	96,7	78,2	66	44,5	21	15	6	8,8	1,776	0,4	4,5	
PII08	100	100	100	100	100	99,9	99,9	99,8	99,4	92,6	76,7	70,8	45,3	24	17	7	13,2	1,785	0,4	3,4	LA-LA'
CAD47	100	100	100	100	100	100	100	100	100	85	71,4	65	48,8	23	17	6	12,2	1,831	0,3	7,4	NS'/NA'
CAD48	100	100	100	98,9	97,3	96,4	96,4	96,1	96	94,2	81,7	72,2	49,5	19	15	4	10,4	1,841	1	13,2	
CAD49	100	100	100	100	100	99,2	99,2	99,1	98,8	91,3	69,6	63,7	42,7	20	15	5	10,8	1,892	0,3	8,2	LA'
CAD50	100	100	91,9	83,1	62,7	57,5	57,3	56,8	56,2	50,7	40,1	35	18,4	18	13	5	8	1,684	0,1	10,9	
PII09	100	100	100	100	100	100	100	99,9	99,3	84,7	61,4	52,5	25,5	19	15	4	8,2	1,624	0,3	2,3	NA'/NS'
CAD51	100	99	97,6	95,6	89,6	86,5	83,6	74,5	70,3	63,8	55,1	52,3	40,8	24	18	6	12	1,722	0,7	15,7	NA'-NS'
CAD53	100	100	100	100	100	99,9	99,9	99,9	99,9	92,8	80,6	72,8	56,5	28	20	8	12	1,624	0,3	2	NA'/NS'
CAD54	100	100	100	100	100	100	100	100	100	87,7	73,2	65,4	50	28	22	6	13,6	1,717	0,7	5,5	
CAD55	95,5	90,6	89,2	88,6	83,1	80,1	78,5	75,8	74,7	68,2	47,3	44,1	31	24	18	6	12,2	1,628	0,5	8,1	NA'-NS'

Amostra	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N.º 4	N.º 10	N.º 16	N.º 30	N.º 40	N.º 60	N.º 80	N.º 100	N.º 200	LL (%)	LP (%)	IP	W _{ótima} (%)	ρ _{max} (g/cm ³)	Exp. (%)	ISC (%)	Classificação o MCT
PII10	100	100	100	100	100	100	100	99,9	99,6	96,5	81,3	69,5	25,7	NP	NP	NP	10,2	1,868	0,4	6,6	LA'-LG'
CAD56	100	100	100	100	100	100	100	99,7	98,9	83,7	58,8	49,1	49,1	19	16	3	8,4	1,812	0,4	9,9	
CAD57	100	100	100	100	100	100	100	99,9	98,9	80,8	54	43,2	42,6	17	13	4	10,4	1,841	0,3	13,6	NA'/(NA'-NS')
CAD58	100	100	100	100	100	100	100	99,7	98,7	84,6	62,3	53,7	50,9	22	18	4	9,2	1,582	0,3	1,1	
CAD59	100	100	100	100	100	100	100	100	100	89,9	72,6	62,9	47,7	29	20	9	15	1,568	0,5	2,5	NA'/(NG'-NS')
CAD63	100	100	100	100	100	100	100	99,9	98,5	83,8	62,2	53,5	16,3	16	15	1	9,4	1,816	0,4	10,4	LA'-LG'
CAD64	100	100	100	100	100	100	100	99,7	99,1	88,9	72,4	66,6	46,1	22	17	5	12,4	1,757	0,6	3,2	
CAD3J	100	100	100	100	99,9	99,9	95,3	88,5	85,6	84,2	63,1	51,9	37,6	NP	NP	NP	12,2	1,731	0,8	14,3	NS'-NA'
CAD4J	96,9	93,6	82	75	56,1	49,5	47,4	44,9	44,2	42,6	37,7	32,5	18,5	NP	NP	NP	11	1,86	0,3	13,8	
CAD5J	100	100	99,8	99	91	86,3	86,2	84,9	83,9	82,5	79,1	78	48,1	NP	NP	NP	12,2	1,732	0,4	7,6	NA-NS'
CAD6J	100	95,4	87,4	83,5	73,6	69,5	66,4	62,1	60,5	57,7	49,2	43,4	22,1	NP	NP	NP	6,4	1,726	0,1	20,1	
CAD7J	100	100	100	100	99,7	99	98,9	98,6	88	87,8	68,5	59,9	37,1	NP	NP	NP	12,4	1,704	0,3	2,2	
CAD8J	100	100	99,8	99,6	96,9	93,9	93,5	92,8	92	84,8	70,3	58,8	39,3	22	18	4	10,2	1,64	0,3	2,6	
CAD9J	100	100	99,2	97,2	87,7	82,1	79,2	73,2	70,7	61,2	52,3	45,6	36,7	NP	NP	NP	14,4	1,702	0,3	4,2	
CAD10J	100	100	100	100	100	100	100	99,7	99,1	85,9	62,6	52,5	39,1	21	19	2	13,3	1,833	0,3	13,4	

Tabela 4-3 – Resumo resultados ensaios triaxiais de cargas cíclicas para determinação do módulo de resiliência

Amostra	MR médio (MPa)	Modelo dependente da tensão confinante			Modelo dependente da tensão desvio			Modelo dependente invariante de tensões			Modelo combinado			
		K1	K2	R²	K1	K2	R²	K1	K2	R²	K1	K2	K3	R²
CAD01	109,97	61,71	-0,19	0,27	57,32	-0,27	0,8	77,43	-0,25	0,49	78,46	0,24	-0,44	0,94
CAD02	256,22	312,64	0,08	0,07	231,41	-0,04	0,04	256,58	0,02	0	407,48	0,35	-0,26	0,58
CAD03	333,85	467,75	0,12	0,46	357,81	0,03	0,05	370,54	0,09	0,27	511,23	0,27	-0,16	0,8
PII01	352,75	186,75	-0,21	0,38	196,18	-0,25	0,73	250,52	-0,25	0,56	220,78	0,09	-0,32	0,75
CAD04	243,11	344,12	0,13	0,26	238,21	0	0	259,01	0,06	0,08	451,81	0,42	-0,27	0,87
CAD05	186,73	685,9	0,47	0,93	310,52	0,26	0,54	286,86	0,4	0,8	752,2	0,56	-0,08	0,95
PII01A	308,27	597,36	0,24	0,82	405,05	0,13	0,35	392,9	0,21	0,66	635,7	0,34	0,11	0,9
CAD06	281,60	384,37	0,11	0,27	276,93	0	0	296,73	0,05	0,07	491,15	0,34	-0,2	0,87
CAD07	219,29	757,03	0,45	0,73	422,72	0,35	0,82	347,34	0,44	0,85	577,7	0,19	0,24	0,86
CAD08	219,92	878,06	0,5	0,99	398,72	0,31	0,69	354,09	0,44	0,92	860,65	0,48	0,02	0,99
CAD10	168,21	1879,36	0,9	0,91	520,36	0,62	0,86	378,75	0,82	0,96	1291,16	0,55	0,3	0,97
PII02	333,37	467,29	0,12	0,43	350,54	0,03	0,03	368,01	0,09	0,23	518,81	0,3	-0,18	0,87
CAD11	242,97	331,24	0,11	0,25	235,36	-0,01	0	260,17	0,06	0,08	382,97	0,38	-0,27	0,92
CAD12	256,22	312,64	0,08	0,07	231,41	-0,04	0,04	256,58	0,02	0	407,48	0,35	-0,26	0,58

Amostra	MR médio (MPa)	Modelo dependente da tensão confinante			Modelo dependente da tensão desvio			Modelo dependente invariante de tensões			Modelo combinado			
		K1	K2	R²	K1	K2	R²	K1	K2	R²	K1	K2	K3	R²
CAD14	319,96	266,57	-0,06	0,11	258,03	-0,1	0,49	284,15	-0,09	0,29	314,97	0,12	-0,18	0,65
PII03	258,18	425,08	0,18	0,64	295,91	0,07	0,12	304,17	0,14	0,41	469,46	0,35	-0,18	0,94
CAD15	218,09	297,56	0,11	0,23	212,31	-0,01	0	230,5	0,06	0,07	372,99	0,35	-0,21	0,78
CAD16	255,14	269,48	0,02	0,02	232,67	-0,04	0,14	249,44	-0,01	0,01	313,6	0,19	-0,16	0,72
CAD19	196,28	190,56	-0,01	0	154,17	-0,1	0,27	179,44	-0,06	0,06	241,4	0,31	-0,31	0,77
CAD20	184,70	458,4	0,33	0,78	249,65	0,16	0,33	245,33	0,26	0,6	538,83	0,49	-0,15	0,87
PII03A	196,40	436,86	0,29	0,8	274,71	0,16	0,35	263,61	0,25	0,65	467,63	0,41	-0,12	0,87
CAD21	137,41	378,51	0,36	0,85	196,27	0,18	0,37	191,58	0,3	0,67	439,42	0,53	-0,14	0,93
CAD22	129,89	299	0,3	0,76	173,58	0,14	0,33	171,29	0,24	0,6	341,36	0,44	-0,12	0,83
CAD23	118,75	534,01	0,55	0,83	272,83	0,42	0,91	211,46	0,53	0,94	392,79	0,23	0,28	0,96
CAD24	156,13	169,14	0,03	0,03	142,13	-0,04	0,08	153,75	-0,01	0	202,27	0,23	-0,19	0,61
CAD25	99,31	651,43	0,69	0,82	282,93	0,54	0,92	204,7	0,69	0,95	445,1	0,28	0,37	0,97
PII05	251,19	500,23	0,25	0,84	328,68	0,13	0,32	322,21	0,21	0,65	538,64	0,38	-0,13	0,95
CAD26	144,46	765,53	0,61	0,96	278,99	0,34	0,56	249,93	0,51	0,83	874,09	0,74	-0,12	0,98
CAD27	256,70	616,67	0,32	0,81	374,36	0,18	0,38	354,47	0,28	0,67	658,53	0,43	-0,11	0,86
CAD28	213,96	488,48	0,3	0,84	301,83	0,16	0,36	289,78	0,26	0,68	523,9	0,42	-0,13	0,91

Amostra	MR médio (MPa)	Modelo dependente da tensão confinante			Modelo dependente da tensão desvio			Modelo dependente invariante de tensões			Modelo combinado			
		K1	K2	R²	K1	K2	R²	K1	K2	R²	K1	K2	K3	R²
CAD29	134,79	196,53	0,14	0,24	132,56	0	0	146,06	0,08	0,09	245,22	0,45	-0,3	0,77
PII05A	206,88	365,86	0,21	0,5	236,78	0,07	0,08	247,38	0,16	0,31	415,51	0,43	-0,23	0,78
CAD30	142,61	668,62	0,56	0,91	250,09	0,29	0,45	235,73	0,47	0,75	819,5	0,78	-0,18	0,97
CAD1J	358,22	783,94	0,28	0,73	476,71	0,14	0,25	471,36	0,24	0,55	865,46	0,45	-0,17	0,86
CAD2J	312,45	541,62	0,2	0,92	405,75	0,12	0,51	386,33	0,18	0,8	554,33	0,23	-0,04	0,94
CAD34	240,75	558,62	0,3	0,84	338,19	0,16	0,34	326,66	0,26	0,66	605,92	0,44	-0,14	0,92
CAD35	256,73	632,45	0,32	0,91	389,99	0,2	0,5	360,8	0,29	0,79	659,96	0,39	-0,07	0,93
CAD36	208,56	682,68	0,43	0,91	315,71	0,21	0,44	303,91	0,34	0,73	804,65	0,59	-0,14	0,96
CAD37	155,82	588,96	0,49	0,93	284,31	0,29	0,49	255,17	0,44	0,8	631,97	0,61	-0,12	0,96
PII07	242,17	669,96	0,37	0,95	391,76	0,23	0,53	356,7	0,34	0,84	698,05	0,44	-0,07	0,97
CAD38	197,05	742,72	0,48	0,93	311,9	0,24	0,48	300,21	0,39	0,77	860,04	0,62	-0,11	0,96
CAD39	218,12	525,63	0,32	0,91	324,42	0,19	0,46	303,65	0,28	0,77	554,63	0,41	-0,1	0,95
CAD40	208,37	336,11	0,17	0,45	231,96	0,05	0,06	241,96	0,13	0,27	375,93	0,37	-0,2	0,72
PII07A	265,06	399,88	0,15	0,53	290,59	0,05	0,07	301,79	0,11	0,31	439,68	0,32	-0,17	0,87
CAD41	354,74	284,26	-0,07	0,08	246,77	-0,16	0,52	300,92	-0,12	0,24	337,29	0,25	-0,33	0,82
CAD42	266,57	646,69	0,32	0,96	413,74	0,21	0,58	376,13	0,29	0,87	660,59	0,35	-0,04	0,96

Amostra	MR médio (MPa)	Modelo dependente da tensão confinante			Modelo dependente da tensão desvio			Modelo dependente invariante de tensões			Modelo combinado			
		K1	K2	R²	K1	K2	R²	K1	K2	R²	K1	K2	K3	R²
CAD44	369,11	483,94	0,1	0,24	360,79	-0,01	0	392,13	0,06	0,08	553,72	0,33	-0,24	0,84
CAD45	238,95	579,96	0,32	0,92	358,12	0,19	0,48	333,93	0,29	0,79	609,7	0,4	-0,09	0,95
CAD46	279,57	451,33	0,17	0,77	331,38	0,08	0,24	331,03	0,14	0,56	483,58	0,29	-0,12	0,94
PII08	291,53	436,54	0,14	0,52	318,83	0,04	0,07	331,2	0,11	0,31	479,87	0,32	-0,18	0,87
CAD47	322,45	457,94	0,12	0,65	357,34	0,05	0,14	362,73	0,1	0,43	491,1	0,24	-0,12	0,92
CAD48	231,00	506,98	0,28	0,85	323,65	0,16	0,39	309,26	0,25	0,7	538,17	0,39	-0,11	0,91
CAD49	282,57	547,26	0,24	0,87	371,62	0,13	0,38	360,02	0,21	0,7	582,55	0,34	-0,1	0,95
CAD50	275,70	645,68	0,31	0,95	408,02	0,19	0,51	380,28	0,28	0,82	673,64	0,37	-0,07	0,97
PII09	278,58	448,74	0,17	0,85	343,82	0,1	0,41	333,45	0,15	0,71	464,44	0,23	-0,06	0,9
CAD51	189,85	267,6	0,12	0,53	206,35	0,04	0,08	212,13	0,09	0,33	289,1	0,26	-0,14	0,84
CAD53	393,58	596,9	0,15	0,25	376,74	-0,01	0	428,87	0,09	0,08	741,6	0,5	-0,35	0,87
CAD54	297,63	406,32	0,11	0,34	305,26	0,02	0,01	324,2	0,08	0,16	450,54	0,3	-0,2	0,81
CAD55	172,71	420,78	0,32	0,91	261,17	0,2	0,48	242,28	0,29	0,79	440,33	0,4	-0,08	0,94
PII10	231,44	715,16	0,41	0,96	401,42	0,26	0,58	356,61	0,38	0,86	735,27	0,46	-0,05	0,96
CAD56	205,22	714,7	0,45	0,96	383,92	0,3	0,62	331,87	0,42	0,88	724,9	0,48	-0,02	0,96
CAD57	205,22	714,7	0,45	0,96	383,92	0,3	0,62	331,87	0,42	0,88	724,9	0,48	-0,02	0,96

Amostra	MR médio (MPa)	Modelo dependente da tensão confinante			Modelo dependente da tensão desvio			Modelo dependente invariante de tensões			Modelo combinado			
		K1	K2	R²	K1	K2	R²	K1	K2	R²	K1	K2	K3	R²
CAD58	328,52	485,18	0,14	0,62	370,12	0,06	0,15	374,83	0,11	0,42	521,76	0,26	-0,13	0,84
CAD59	472,21	309,51	-0,14	0,16	273,02	-0,23	0,64	358,35	-0,2	0,35	396,65	0,29	-0,43	0,86
CAD63	212,67	1228,74	0,65	0,99	540,12	0,46	0,74	417,76	0,61	0,96	1173,87	0,58	0,07	0,99
CAD64	201,79	423,87	0,27	0,68	258,57	0,12	0,2	260,24	0,22	0,49	473,63	0,46	-0,2	0,85
CAD3J	157,08	329,38	0,27	0,8	210,27	0,14	0,31	205,38	0,23	0,62	355,45	0,4	-0,13	0,89
CAD4J	157,08	329,38	0,27	0,8	210,27	0,14	0,31	205,38	0,23	0,62	355,45	0,4	-0,13	0,89
CAD5J	336,34	571	0,19	0,7	405,48	0,09	0,22	405,08	0,16	0,51	614,47	0,31	-0,13	0,85
CAD6J	173,34	485,59	0,37	0,94	286,12	0,24	0,55	257,58	0,34	0,84	500,93	0,43	-0,05	0,95
CAD7J	291,60	390,92	0,11	0,35	298,47	0,01	0,01	316,04	0,07	0,16	433,54	0,29	-0,19	0,83
CAD8J	369,73	493,36	0,1	0,4	389,81	0,03	0,04	403,3	0,07	0,22	536,67	0,24	-0,14	0,74
CAD9J	205,78	393,99	0,23	0,79	268,22	0,13	0,32	261,21	0,2	0,63	418,28	0,34	-0,11	0,87
CAD10J	253,08	595,29	0,31	0,87	365,04	0,18	0,4	347,16	0,27	0,72	635,32	0,42	-0,12	0,93

4.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DOS SOLOS EM ESTUDO

A seguir estão apresentadas as características dos materiais que integram o banco de dados da presente pesquisa. Para melhor visualização e análise dos resultados, foram elaborados gráficos dos principais parâmetros físicos obtidos nos ensaios.

Na Figura 4-1, são apresentados graficamente os resultados da porcentagem passante na peneira de número 200 das amostras analisadas. Registrou-se uma média de 41,6%, com o valor máximo atingindo 84,1% e o mínimo situando-se em 16,3%. Aproximadamente 80% dos resultados indicam uma elevada presença de finos, excedendo 35% de passagem pela peneira de número 200, conforme estabelecido pela classificação do Sistema HBR (*Highway Research Board*). Este sistema classifica esses materiais com comportamento "sofrível a mau" para a camada de subleito, indicando a preferência por materiais de granulometria mais grossa, caracterizados por menos de 35% de passagem na peneira 200, conforme evidenciado pela linha de referência destacada no gráfico apresentado na Figura 4-1. No âmbito da seleção de materiais destinados à composição das camadas de sublastro ou ao reforço do subleito, tais solos seriam considerados inadequados à luz das classificações tradicionais.

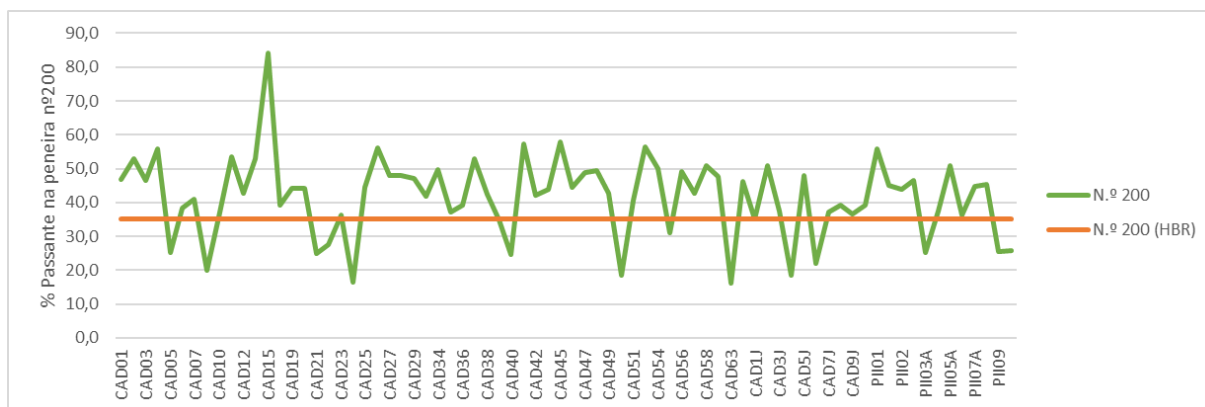


Figura 4-1 - Resultado da porcentagem passante na peneira de número 200

No entanto, apesar da granulometria fina dos materiais em estudo, estes apresentaram resultados de limite de liquidez (LL) e índice de plasticidade (IP), dos ensaios de Atterberg mais baixos, indicando amostras de frações finas, porém pouco plásticas. Cerca de 90% das amostras apresentaram LL menor que 25%, e 81% das amostras apresentaram IP menor que

6%, valores limites máximos segundo a ISF-212 do DNIT. As Figura 4-3 e Figura 4-4, apresentam graficamente os resultados dos ensaios de limite de liquidez e índice de plasticidade, respectivamente. Destacam-se nas figuras as linhas de referência dos valores limites especificados pela ISF-212 para solos aplicáveis em camada de sublastro.

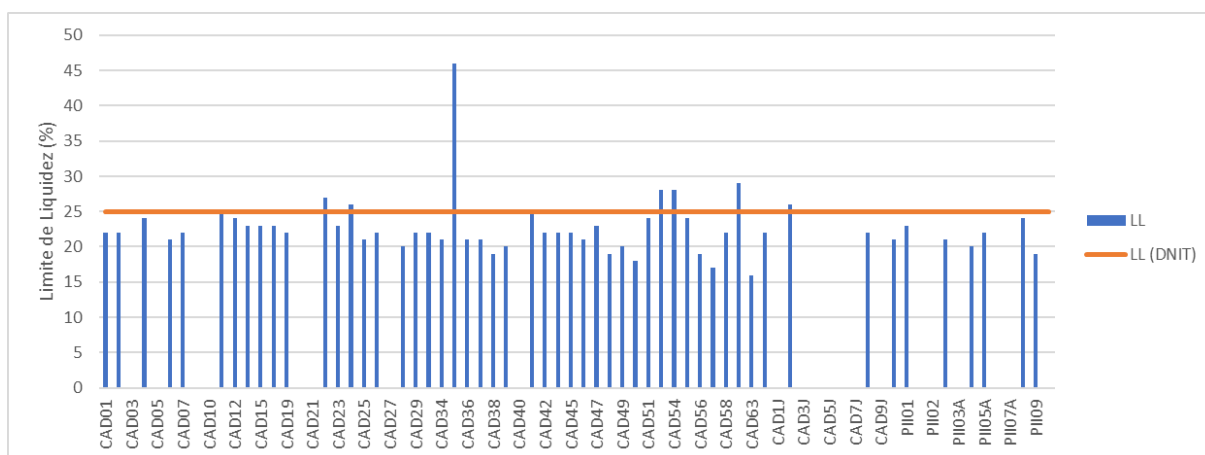


Figura 4-2 - Resultados dos ensaios para Limite de Liquidez

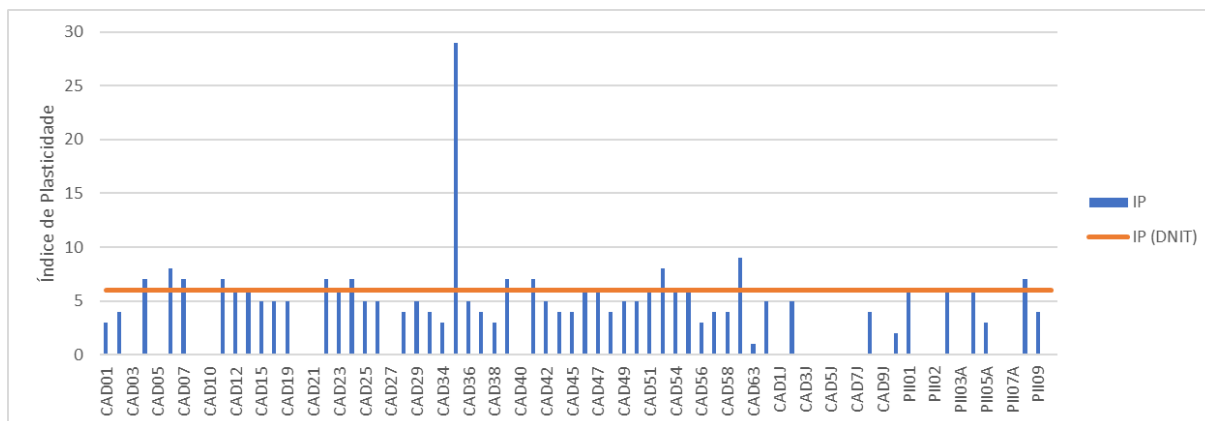


Figura 4-3 - Resultados dos ensaios para o Índice de Plasticidade

No que diz respeito aos resultados dos parâmetros obtidos nos ensaios de compactação, realizados sob a energia do Proctor Intermediário, constatou-se que a umidade ótima média ($W_{ótima}$) foi de 11,9%, com valores mínimo e máximo de 6,4% e 15,4%, respectivamente (Figura 4-4). Quanto à densidade máxima aparente seca (ρ_{max}), verificou-se uma média de 1,769

Wótioma (%)

Candidate	Wótioma (%)
CAD001	15,0
CAD003	11,0
CAD005	12,0
CAD007	10,0
CAD010	13,0
CAD012	7,0
CAD015	13,0
CAD019	14,0
CAD021	9,0
CAD023	15,0
CAD025	12,0
CAD027	13,0
CAD029	10,0
CAD034	10,0
CAD036	15,0
CAD038	11,0
CAD040	13,0
CAD042	14,0
CAD045	12,0
CAD047	8,0
CAD049	12,0
CAD051	12,0
CAD054	13,0
CAD056	12,0
CAD058	8,0
CAD063	15,0
CAD063J	9,0
CAD063J	12,0
CAD063J	10,0
CAD063J	11,0
CAD063J	12,0
CAD063J	6,0
CAD063J	12,0
CAD063J	10,0
CAD063J	14,0
CAD063J	13,0
CAD063J	14,0
CAD063J	12,0
CAD063J	13,0
CAD063J	12,0
CAD063J	14,0
CAD063J	10,0
CAD063J	14,0
CAD063J	11,0
CAD063J	13,0
CAD063J	13,0
CAD063J	8,0
CAD063J	10,0

Bar chart showing the maximum pressure (p_{max}) in g/cm^3 for 36 different samples. The y-axis ranges from 0,000 to 2,500 g/cm^3 . The x-axis lists the samples from CAD01 to PII09. The legend indicates that the orange bars represent p_{max} (g/cm^3).

Sample	p_{max} (g/cm^3)
CAD01	1850
CAD02	1880
CAD03	1750
CAD04	1820
CAD05	1920
CAD06	1780
CAD07	1950
CAD08	1720
CAD09	1800
CAD10	1750
CAD11	1820
CAD12	1780
CAD13	1750
CAD14	1720
CAD15	1750
CAD16	1780
CAD17	1820
CAD18	1750
CAD19	1780
CAD20	1720
CAD21	1750
CAD22	1780
CAD23	1720
CAD24	1750
CAD25	1780
CAD26	1720
CAD27	1750
CAD28	1780
CAD29	1720
CAD30	1750
CAD31	1780
CAD32	1720
CAD33	1750
CAD34	1780
CAD35	1720
CAD36	1750
CAD37	1780
CAD38	1720
CAD39	1750
CAD40	1780
CAD41	1720
CAD42	1750
CAD43	1780
CAD44	1720
CAD45	1750
CAD46	1780
CAD47	1720
CAD48	1750
CAD49	1780
CAD50	1720
CAD51	1750
CAD52	1780
CAD53	1720
CAD54	1750
CAD55	1780
CAD56	1720
CAD57	1750
CAD58	1780
CAD59	1720
CAD60	1750
CAD61	1780
CAD62	1720
CAD63	1750
CAD64	1780
CAD65	1720
CAD66	1750
CAD67	1780
CAD68	1720
CAD69	1750
CAD70	1780
CAD71	1720
CAD72	1750
CAD73	1780
CAD74	1720
CAD75	1750
CAD76	1780
CAD77	1720
CAD78	1750
CAD79	1780
CAD80	1720
CAD81	1750
CAD82	1780
CAD83	1720
CAD84	1750
CAD85	1780
CAD86	1720
CAD87	1750
CAD88	1780
CAD89	1720
CAD90	1750
CAD91	1780
CAD92	1720
CAD93	1750
CAD94	1780
CAD95	1720
CAD96	1750
CAD97	1780
CAD98	1720
CAD99	1750
CAD100	1780
PII01	1720
PII02	1750
PII03	1780
PII04	1720
PII05	1750
PII06	1780
PII07	1720
PII08	1750
PII09	1780

4.2 CARÁTER LATERÍTICO DAS AMOSTRAS

78

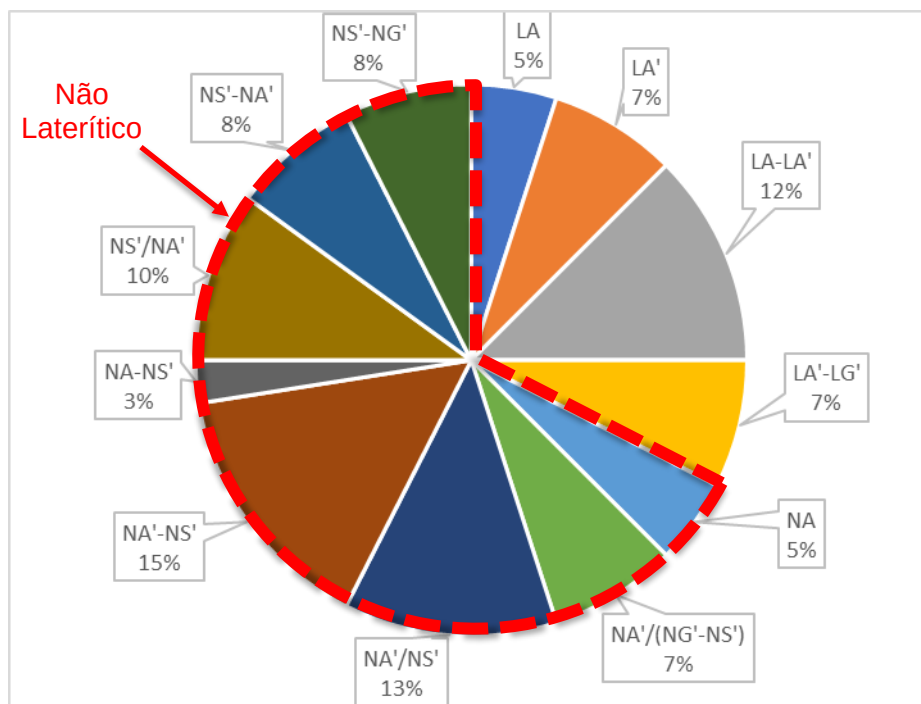


Figura 4-6 - Gráfico da distribuição quantitativa do caráter laterítico das amostras em estudo

4.3 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS SOLOS EM ESTUDO

Conforme já fora extensivamente abordado na revisão bibliográfica apresentada, o do Índice Suporte Califórnia (ISC) não é o parâmetro mais indicado para avaliação das propriedades mecânicas dos materiais típicos das regiões de clima tropical.

No entanto, os resultados dos valores de ISC foram analisados para indicar a não aplicabilidade dos materiais em estudo em camadas de pavimento ferroviário, mais especificamente como camada de sublastro

Como ilustrado na Figura 4-7, dentre as 74 amostras analisadas, apenas uma amostra atende ao critério especificado pela ISF-212 do DNIT, que estabelece um ISC mínimo de 20% para os materiais que irão compor a camada de sublastro. Isso implicaria no descarte de 73 solos, dentre as 74 amostradas, segundo este critério vigente. As linhas destacadas em verde e azul, representam, respectivamente, os valores mínimos indicados por Brina (1979) e pela ISF-212 do DNIT para o valor de ISC dos materiais destinados à camada de sublastro.

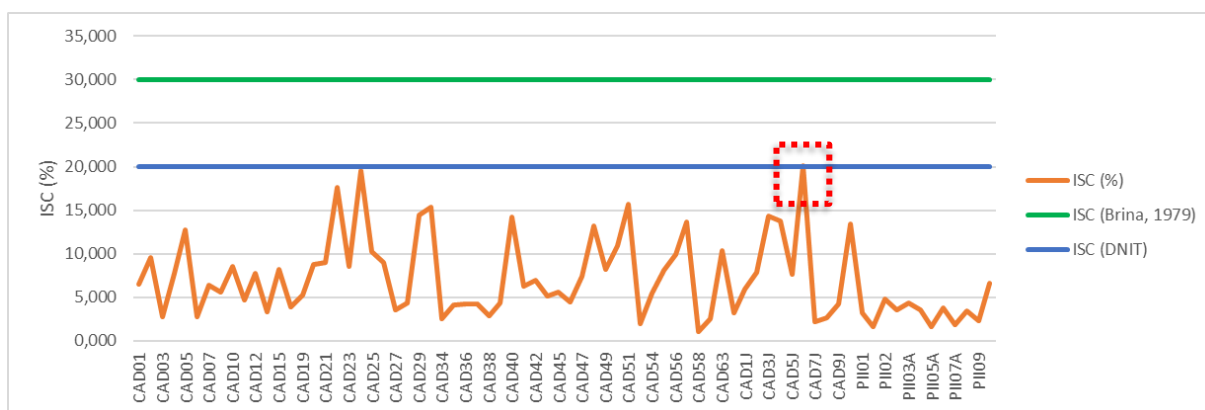


Figura 4-7 - Resultados do Índice de Suporte Califórnia (ISC), destacando os limites mínimos estabelecidos por Brina (1979) e pela ISF-212 do DNIT para a camada de sublastro.

No que diz respeito aos resultados do módulo de resiliência, obtidos por meio do ensaio triaxial de cargas cíclicas, foram apresentados na Figura 4-8 os valores médios obtidos nos ensaios, com a finalidade meramente didática de fornecer uma percepção da ordem de grandeza do valor do MR das amostras analisadas. Conforme evidenciado pela Figura 4-8, os materiais apresentaram, de maneira geral, valores satisfatórios de módulo resiliente (MR), apresentando uma média global de 241 MPa, conforme destacado na linha em verde. Os valores mínimo e máximo foram registrados em 99 MPa e 472 MPa, respectivamente.

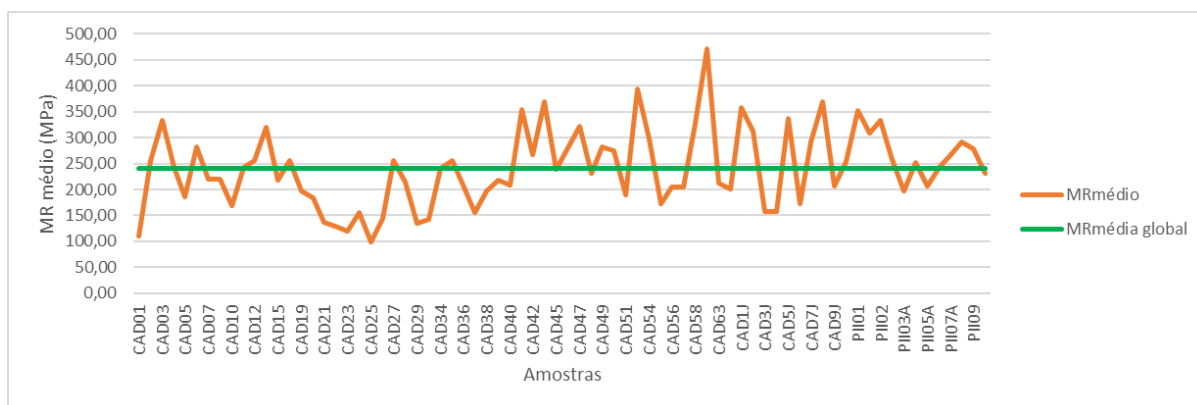


Figura 4-8 - Valores médios de MR

Quando comparados com resultados apresentados por Guimarães et al. (2021), que avaliaram a utilização de materiais alternativos em camadas de sublastro com valores do módulo resiliente (MR) variando entre 148 e 259 MPa, observa-se que as amostras analisadas no presente estudo exibem um desempenho mecânico adequado para servirem como

camada de sublastro em estruturas de pavimento ferroviário de transporte pesado. Essa constatação ressalta a viabilidade e a resistência dos materiais em estudo quando analisados à luz da teoria mecanicista para uso em projetos de pavimentação.

Na tentativa de analisar a influência da granulometria sobre o valor do Módulo Resiliente, foi elaborado o gráfico apresentado na Figura 4-9. Neste, o valor médio do MR (eixo y) é plotado em relação à porcentagem de material passante na peneira de número 200 (eixo x). Observou-se que não houve padrão de comportamento ao comparar o teor de finos no valor do módulo resiliente médio.

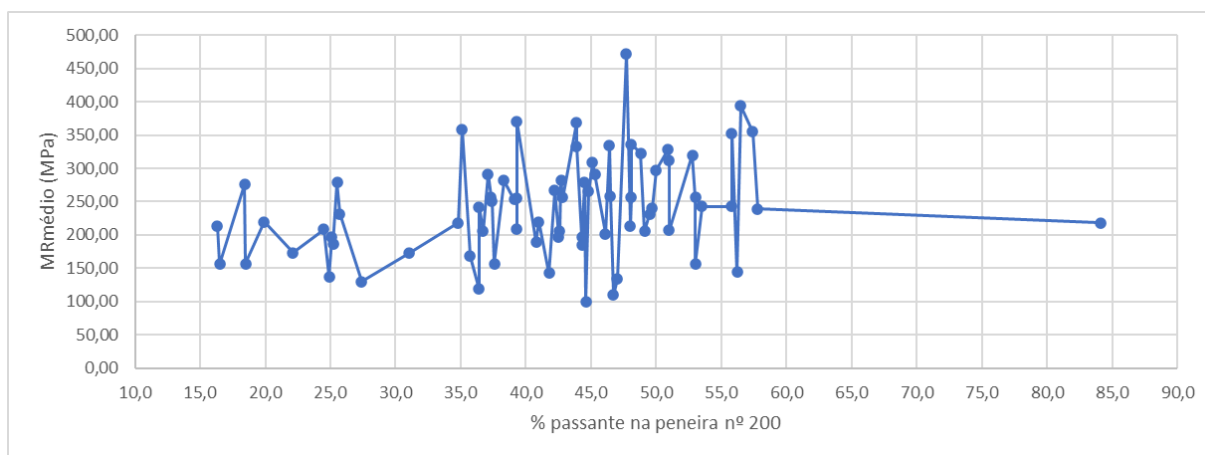


Figura 4-9 - Valor do MRmédio versus teor de finos (% passante na peneira nº 200)

Esse padrão de comportamento indica que outros fatores desempenham um papel significativo na determinação do módulo resiliente, não se limitando apenas à percentagem de finos presente nos materiais sob investigação.

Na tentativa de avaliar o valor do módulo resiliente (MR) em relação à natureza do material, foram analisados os valores médios dos módulos de resiliência apenas das 40 amostras em que se dispunha, concomitantemente, a classificação MCT dos materiais. Conforme é possível observar na Tabela 4-4, a classe laterítica LA'-LG' apresentou o menor valor de módulo resiliente (99,31 MPa), enquanto a classe não laterítica NA'/(NG'-NS') registrou o maior valor observado (472,21 MPa). Tal comportamento não era esperado, visto que geralmente solos de caráter laterítico apresentam maiores valores de MR quando comparados a solos não lateríticos.

Tabela 4-4 - Faixa de valores de MR de acordo com a classificação MCT dos materiais

Classificação MCT	Nº Amostras	MR min (MPa)	MR máx (MPa)
NS'-NG'	3	134,79	196,28
NS'-NA'	3	157,08	256,70
NS'/NA'	4	218,09	358,22
NA-NS'	1	336,34	336,34
NA'-NS'	6	118,75	333,85
NA'/NS'	5	219,29	393,58
NA'/(NG'-NS')	3	109,97	472,21
NA	2	256,73	333,37
LA	2	206,88	265,06
LA'	3	186,72	352,75
LA-LA'	5	155,82	354,74
LA'-LG'	3	99,31	231,44

4.4 RELAÇÃO ENTRE O MR E AS PROPRIEDADES FÍSICAS DO SOLO

De acordo com Spada (2003), o módulo de resiliência é influenciado não apenas pelo estado de tensões atuantes, mas também por diversas características geotécnicas do solo, como umidade, densidade, plasticidade, constituição mineralógica e grau de saturação. Hicks e Monismith (1971, apud VIANA, 2007) destacaram que a granulometria exerce uma influência direta sobre o comportamento resiliente dos solos, sendo diretamente afetada pela porcentagem de material que passa na peneira de número 200. Estudos conduzidos por Rodrigues (1997), Santos (1998), Chagas (2004) e Viana (2007), Ferreira (2005), Gomes (2018), Freitas et al (2020) e Wei et al. (2023) buscaram correlacionar parâmetros físicos com o módulo resiliente.

Nesse sentido, foi realizada uma análise estatística com o intuito de viabilizar a formulação de um modelo preditivo para o Módulo Resiliente a partir de ensaios de caracterização física desses solos. A relevância desse esforço é ressaltada pelo alto custo associado ao ensaio para obtenção do Módulo de Resiliência. Dessa forma, justifica-se a necessidade de buscar correlações para estimar o módulo de resiliência, especialmente durante a fase de anteprojeto, visando otimizar custos e recursos.

Na análise estatística, em que se busca obter como variável resposta os coeficientes da regressão matemática de um modelo do Módulo Resiliente, derivado de ensaios triaxiais de cargas cíclicas, a primeira etapa envolveu a análise dos resultados dos ensaios de MR. Esta avaliação teve como objetivo selecionar o modelo mais apropriado para ser empregado nas análises subsequentes.

A fim de identificar o modelo mais adequado para representar o comportamento do módulo de resiliência em função do estado de tensões atuantes no solo, conduziu-se uma análise baseada nos coeficientes de determinação (R^2) dos quatro modelos distintos obtidos nos ensaios (Tabela 4-5). Foram consideradas apenas as amostras que apresentam o valor de R^2 maior que 0,8.

Tabela 4-5 – Modelos utilizados para representação do MR que apresentaram $R^2 > 0,8$

Modelo	Equação do modelo	Nº amostras com $R^2 > 0,8$
I	$MR = k_1 \sigma_3^{k_2}$	34
II	$MR = k_1 \sigma_d^{k_2}$	4
II	$MR = k_1 \theta^{k_2}$	15
IV	$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$	62

Onde: MR = módulo de resiliência;

k_1 , k_2 e k_3 = constantes de regressão do modelo;

θ = primeiro invariante das tensões ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$), onde $\sigma_2 = \sigma_3$;

σ_3 = tensão de confinamento;

σ_d = tensão desvio ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$)

A técnica empregada para a seleção das variáveis significativas foi análoga ao método estatístico *Forward Stepwise*. O método estatístico *Forward Stepwise* constitui uma técnica de seleção de variáveis aplicada em análises de regressão. Inicialmente, parte-se de um modelo vazio e, em cada iteração subsequente, incorpora-se a variável independente que confere o maior ganho estatístico ao modelo. Este ganho é avaliado mediante critérios como a redução no erro padrão residual ou a melhoria em estatísticas de ajuste, como o coeficiente

de determinação (R^2). O processo persiste até que não se verifique mais ganho estatisticamente significativo na qualidade do modelo ao introduzir novas variáveis. Tal abordagem é valiosa na construção de modelos mais simplificados e interpretáveis, preservando, simultaneamente, a relevância estatística das variáveis incorporadas.

O coeficiente de determinação ajustado (R^2 ajustado) é uma métrica que avalia a qualidade de ajuste de um modelo linear, corrigindo as estimativas otimistas proporcionadas pelo R^2 . Enquanto o R^2 tende a aumentar à medida que mais variáveis são adicionadas ao modelo, o R^2 ajustado compensa essa tendência, buscando oferecer uma representação mais precisa da variação explicada pela entrada ou entradas no modelo. Esta correção é particularmente importante em análises estatísticas, pois o R^2 ajustado considera não apenas o ajuste do modelo, mas também penaliza a inclusão de variáveis desnecessárias que não contribuem significativamente para a explicação da variação na variável dependente. Portanto, foi analisado o valor do R^2 ajustado na presente pesquisa, de forma a garantir uma abordagem mais cautelosa e equilibrada na avaliação da eficácia do modelo, evitando a superestimação do ajuste e assegurando que apenas as variáveis relevantes sejam consideradas.

O coeficiente de determinação (R^2) é uma medida que indica a proporção da variabilidade da variável dependente que é explicada pelas variáveis independentes em um modelo estatístico. Em outras palavras, ele quantifica o quanto as variações nas variáveis independentes influenciam nas variações da variável dependente. Um R^2 próximo de 1 indica que as variáveis independentes explicam quase toda a variabilidade da variável dependente, enquanto um R^2 próximo de 0 indica que as variáveis independentes não explicam a variabilidade da variável dependente.

No entanto, à medida que mais variáveis são adicionadas ao modelo, o R^2 tende a aumentar, mesmo que essas variáveis não contribuam significativamente para a explicação da variação na variável dependente. Para corrigir essa tendência, utiliza-se o coeficiente de determinação ajustado (R^2 ajustado), que leva em conta não apenas o ajuste do modelo, mas também penaliza a inclusão de variáveis desnecessárias. Isso é particularmente importante em análises estatísticas, onde a precisão do modelo é crucial. Portanto, na presente pesquisa, o critério para escolha do melhor modelo foi baseado na avaliação do R^2 ajustado, visando garantir uma avaliação mais cautelosa da eficácia do modelo, evitando a superestimação do ajuste e garantindo a inclusão apenas das variáveis verdadeiramente relevantes.

Para desenvolver e analisar as relações indiretas entre o módulo de resiliência e as propriedades dos solos em estudo, na energia do Proctor Intermediário, foram selecionadas as variáveis independentes apresentadas a seguir:

- $\rho_{\max}$ – Densidade máxima
- W_{ot} – Umidade ótima
- LL – Limite de liquidez
- IP – Índice de plasticidade
- % passa #10 – Porcentagem de material que passa na peneira nº 10
- % passa #200 – Porcentagem de material que passa na peneira nº 200

A análise estatística dos modelos propostos neste estudo foi conduzida utilizando a ferramenta de Análise de Dados do Excel, considerando-se um nível de confiança de 95%. Para cada modelo, foram examinados os coeficientes de determinação ajustados (R^2 ajustado) de cada regressão, os quais avaliam o ajuste do modelo estatístico linear, e o valor da probabilidade de rejeição da hipótese nula. Quanto menor esse valor, melhor é o grau de correlação entre as variáveis independentes e a variável resposta. Para cada variável resposta (coeficientes de regressão apresentados na Tabela 4-5, foram realizadas as combinações apresentadas na Tabela 4-6.

Tabela 4-6 – Combinações dos coeficientes de regressão do MR com as propriedades do solo

Caso	Combinação
1	f(%passa#10)
2	f(%passa#200)
3	f(%passa#10; %passa#200)
4	f(W_{ot})
5	f($\rho_{\max}$)
6	f(W_{ot} ; $\rho_{\max}$)
7	f(LL, IP)
8	f(%passa#10; %passa#200; W_{ot} ; $\rho_{\max}$)
9	f(LL, IP; W_{ot})

10	f(LL, IP; %passa#10)
11	f(LL, IP; %passa#200)
12	f(LL, IP; %passa#200; Wot)
13	f(LL, IP; %passa#200; %passa#10)
14	f(LL, IP; %passa#200; %passa#10; Wot)
15	f(LL, IP; %passa#200; %passa#10; Wot; pmax)

Primeiramente foram consideradas na análise todas as amostras da pesquisa que apresentaram o valor de R^2 maior que 0,8. O modelo para estimativa do MR que se mostrou mais adequado, apresentando o maior quantitativo dentre o banco de dados, foi o modelo combinado (Modelo IV), totalizando 62 amostras. Os modelos fornecidos pela regressão múltipla para estimativa do coeficiente k_1 do modelo combinado apresentaram coeficiente de determinação significativamente baixos, menores que 15%. Esses resultados sugerem uma falta de relação significativa entre as variáveis analisadas, especialmente considerando solos de naturezas distintas. Tal fato ocorreu de maneira semelhante na pesquisa realizada por Gomes (2018) na tentativa de estimar os coeficientes k_1 e k_2 do modelo dependente da tensão desvio (Modelo II) com os índices físicos e por Chagas (2004), na tentativa de correlacionar os coeficientes k_1 do modelo composto com os índices físicos.

Buscou-se agrupar então as amostras em função da natureza do solo, com base nos resultados de classificação MCT, dividindo-os em solos lateríticos e solos não lateríticos, a fim de observar alguma melhoria nas correlações.

Portanto, em uma segunda análise foram consideradas as amostras que apresentaram como resultado da classificação expedita MCT o caráter laterítico (LA, LA', LA'-LG'). Na Tabela 4-7 está apresentada a relação da quantidade de amostras de cada modelo utilizado para representação do MR que apresentaram R^2 maior que 0,80.

Tabela 4-7 – Modelos utilizados para representação do MR de solos lateríticos que apresentaram $R^2 > 0,8$

Modelo	Equação do modelo	Nº amostras com $R^2 > 0,8$
I	$MR = k_1 \sigma_3^{k_2}$	8
II	$MR = k_1 \sigma_d^{k_2}$	1

Modelo	Equação do modelo	Nº amostras com $R^2 > 0,8$
II	$MR = k_1 \theta^{k_2}$	3
IV	$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$	11

Novamente, o modelo para estimativa do MR que se mostrou mais adequado, apresentando o maior quantitativo dentre o banco de dados, foi o modelo combinado (Modelo IV), totalizando 11 amostras. Nas tabelas Tabela 4-8, Tabela 4-9 e Tabela 4-10, estão apresentados os resultados das estimativas dos coeficientes k_1 , k_2 e k_3 , considerando as combinações apresentadas anteriormente na Tabela 4-6.

Tabela 4-8 - Resultado da estatística de regressão para solos lateríticos - Coeficiente k1 do modelo combinado

Estatística de Regressão	Casos														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
R múltiplo	0,28	0,79	0,81	0,8	0,34	0,82	0,84	0,92	0,92	0,86	0,96	0,96	0,98	0,98	0,99
R ²	0,08	0,63	0,66	0,64	0,11	0,67	0,71	0,85	0,85	0,73	0,92	0,92	0,96	0,96	0,98
R² ajustado	-0,03	0,58	0,58	0,6	0,01	0,58	0,63	0,75	0,79	0,62	0,88	0,86	0,93	0,92	0,95
Erro padrão	226,86	144,43	145,44	141,22	222,41	144,79	135,66	111,44	103,43	138,31	76,89	83,05	59,96	62,12	51,09

Tabela 4-9 - Resultado da estatística de regressão para solos lateríticos - Coeficiente k2 do modelo combinado

Estatística de Regressão	Casos														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
R múltiplo	0,31	0,54	0,59	0,62	0,39	0,62	0,71	0,74	0,75	0,74	0,74	0,75	0,78	0,80	0,80
R ²	0,10	0,29	0,35	0,39	0,15	0,39	0,50	0,55	0,57	0,55	0,55	0,57	0,60	0,65	0,65
R² ajustado	0,00	0,21	0,19	0,32	0,05	0,23	0,378	0,26	0,379	0,36	0,36	0,28	0,34	0,29	0,12
Erro padrão	0,13	0,11	0,11	0,11	0,12	0,11	0,10	0,11	0,10	0,10	0,10	0,11	0,10	0,11	0,12

Tabela 4-10 - Resultado da estatística de regressão para solos lateríticos - Coeficiente k3 do modelo combinado

Estatística de Regressão	Casos														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
R múltiplo	0,74	0,30	0,84	0,43	0,30	0,79	0,36	0,93	0,45	0,91	0,38	0,47	0,91	0,91	0,94
R ²	0,55	0,09	0,70	0,18	0,09	0,63	0,13	0,87	0,20	0,82	0,15	0,22	0,83	0,83	0,88
R² ajustado	0,50	-0,01	0,62	0,09	-0,01	0,53	-0,09	0,78	-0,14	0,74	-0,22	-0,30	0,71	0,65	0,71
Erro padrão	0,13	0,18	0,11	0,17	0,18	0,13	0,19	0,09	0,20	0,09	0,20	0,21	0,10	0,11	0,10

A análise estatística retornou valores de R^2 ajustado de até 0,95 para o coeficiente k_1 , 0,38 para o coeficiente k_2 e 0,78 para o coeficiente k_3 . As melhores combinações verificadas para cada variável resposta k_1 , k_2 , k_3 foram as combinações 15, 9 e 8, respectivamente, resultando nas equações 4.1, 4.2, 4.3, apresentadas a seguir; resultantes dos coeficientes de regressão.

$$k_1 = -111 + 31,81 \times \#10 - 5,72 \times \#200 + 22,47 \times LL - 76,8 \times IP - 84,1 \times w_{ot} - 707 \times \rho_{max} \quad R^2=0,95 \quad (4.1)$$

$$k_2 = 0,742 + 0,012 \times LL - 0,06 \times IP - 0,03 \times w_{ot} \quad R^2=0,38 \quad (4.2)$$

$$k_3 = 6,901 - 0,03 \times \#10 - 0,002 \times \#200 - 0,11 \times w_{ot} - 1,32 \times \rho_{max} \quad R^2=0,78 \quad (4.3)$$

O coeficiente k_2 do modelo combinado retornou o menor coeficiente de determinação dentre os três obtidos. Esse coeficiente corresponde ao multiplicador da tensão desvio no modelo proposto por Pezo et al., 1992. A expressiva variabilidade da variável dependente em relação às variáveis independentes no modelo estatístico evidenciou uma correlação limitada entre as variáveis em estudo, motivando assim uma terceira investigação.

Nesta nova análise, optou-se por descartar os modelos dependentes da tensão desvio, dado que o coeficiente multiplicador associado apresentou o menor coeficiente de determinação. Foram considerados então os coeficientes k_1 e k_2 do modelo dependente exclusivamente da tensão confinante (Modelo I), com intuito de aprimorar o coeficiente de determinação das equações propostas. Além disso, este modelo se mostrou como o segundo mais adequado dentre as amostras de solos de caráter laterítico, conforme Tabela 4-7. A investigação envolveu um total de 8 amostras, cujos resultados das estimativas dos coeficientes k_1 e k_2 , contemplando as combinações anteriormente propostas, estão apresentados nas tabelas subsequentes.

Tabela 4-11 - Resultado da estatística de regressão para solos lateríticos - Coeficiente k1 do modelo combinado

Estatística de Regressão	Casos														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
R múltiplo	0,13	0,76	0,76	0,70	0,08	0,81	0,86	0,86	0,96	0,91	0,98	1,00	0,99	1,00	1,00
R ²	0,02	0,58	0,58	0,49	0,01	0,66	0,74	0,73	0,92	0,83	0,96	0,99	0,98	0,99	1,00
R² ajustado	-0,15	0,50	0,41	0,41	-0,16	0,52	0,63	0,37	0,86	0,70	0,93	0,984	0,96	0,978	0,981
Erro padrão	236,97	155,79	170,52	170,49	238,31	153,47	134,78	175,25	83,55	122,10	59,29	28,12	44,50	32,48	30,21

Tabela 4-12 - Resultado da estatística de regressão para solos lateríticos - Coeficiente k2 do modelo combinado

Estatística de Regressão	Casos														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
R múltiplo	0,57	0,39	0,77	0,42	0,11	0,61	0,45	0,79	0,60	0,90	0,66	0,76	0,93	0,94	0,97
R ²	0,33	0,15	0,60	0,17	0,01	0,37	0,20	0,62	0,36	0,80	0,43	0,57	0,86	0,88	0,95
R² ajustado	0,22	0,01	0,44	0,04	-0,15	0,11	-0,12	0,11	-0,12	0,66	0,01	0,00	0,67	0,59	0,65
Erro padrão	0,15	0,17	0,13	0,17	0,18	0,16	0,18	0,16	0,18	0,10	0,17	0,17	0,10	0,11	0,10

A análise estatística retornou valores de R^2 de até 98% para o coeficiente k_1 e 67% para o coeficiente k_2 . As melhores correlações verificadas foram obtidas a partir da combinação que incorpora como variáveis independentes o limite de liquidez, índice de plasticidade, umidade ótima e percentagem passante na peneira número 200 para estimativa da variável resposta k_1 , enquanto para a variável resposta k_2 , foi verificado um melhor ajustamento da combinação que incorpora o limite de liquidez, índice de plasticidade e percentagens passantes nas peneiras de números 10 e 200. As equações 4.4 e 4.5, apresentadas a seguir, correspondem ao resultado dos coeficientes de regressão.

$$k_1 = -586 - 29,5 \times \#200 + 29,19 \times LL - 74,9 \times IP + 202,1 \times w_{ot} \quad R^2=0,98 \quad (4.4)$$

$$k_2 = 5,16 - 0,0466 \times \#10 - 0,0041 \times \#200 + 0,0219 \times LL - 0,1005 \times IP \quad R^2=0,67 \quad (4.5)$$

Os coeficientes de ajustamento mais elevados, derivados exclusivamente da análise das amostras de solos lateríticos, podem estar correlacionados à homogeneidade desses solos após o processo de laterização, os quais apresentam uma granulometria menos complexa e maior estabilidade.

As equações 4.4 e 4.5 fornecem evidências adicionais da notável influência das características geotécnicas do solo no valor do módulo resiliente, conforme apontado em estudos anteriores de Spada (2003), Hicks e Monismith (1971, apud Viana, 2007), entre outros pesquisadores. Isso se torna especialmente evidente, uma vez que as combinações que consideram a porcentagem de material que passa pelas peneiras de números 10 e 200, juntamente com os limites de liquidez e índice de plasticidade, resultaram em equações com os melhores coeficientes de ajustamento, variando entre 0,67 e 0,98.

Utilizando os modelos descritos pelas equações de regressão (equações 4.4 e 4.5), foram calculados os valores previstos para os coeficientes k_1 e k_2 do modelo dependente da tensão confiante das amostras LA, LA', LA'-LG', conforme detalhado na Tabela 4-13. Os gráficos apresentados na Figura 4-10 e na Figura 4-11 ilustam a comparação entre os valores previstos pelas equações propostas e os valores medidos nos ensaios triaxiais de carga cíclica para os coeficientes mencionados. Os valores dos coeficientes k_1 e k_2 de cada amostra estão representados no eixo x.

Tabela 4-13 – Valores medidos e previstos para os coeficientes k_1 e k_2 , do modelo dependente da tensão confinante, para amostras LA, LA' e LA'-LG

Amostra	k_1 (MPa)		k_2 (MPa)	
	Medido	Previsto	Medido	Previsto
CAD05	685,90	691,57	0,470	0,398
CAD25	651,43	640,19	0,690	0,695
CAD37	588,96	628,94	0,490	0,379
CAD45	579,96	556,91	0,320	0,344
CAD49	547,26	545,80	0,240	0,299
CAD63	1228,74	1224,54	0,650	0,684
PII01A	597,36	589,58	0,240	0,316
PII10	715,16	717,24	0,410	0,396

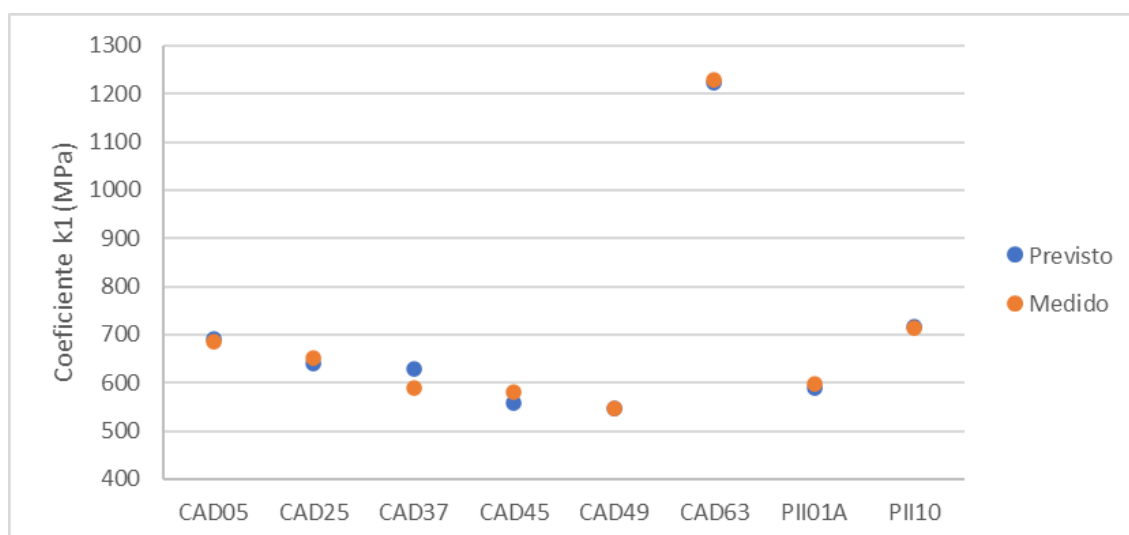


Figura 4-10 - Valores previstos x medidos para o coeficiente k_1 do modelo dependente da tensão confinante ($MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2}$).

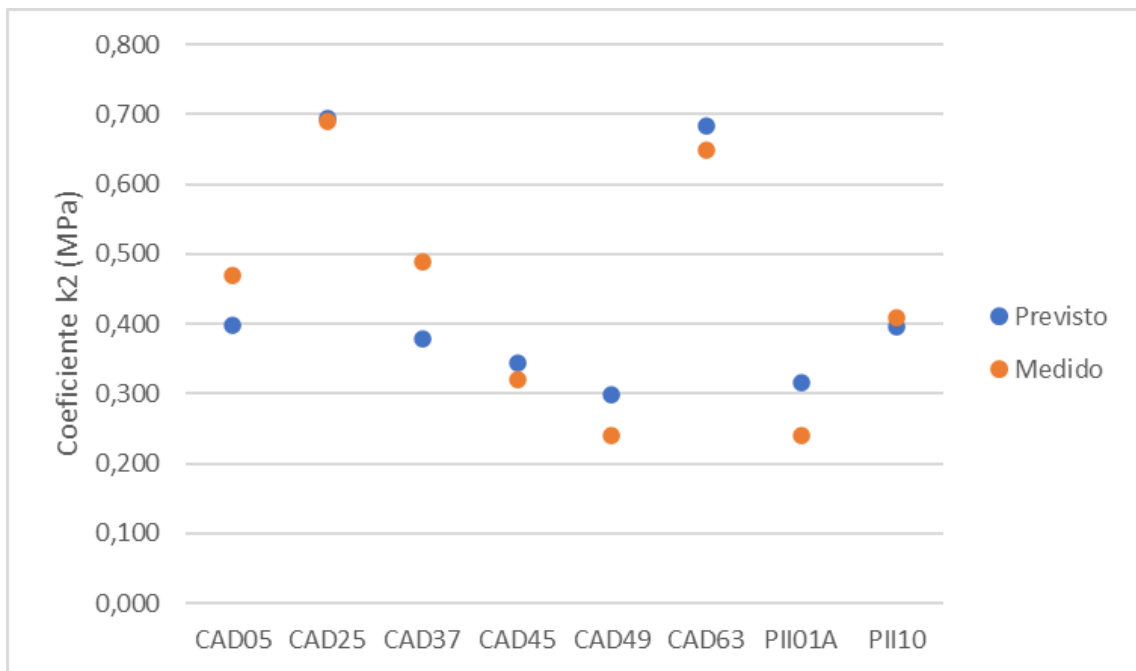


Figura 4-11 - Valores previstos x medidos para o coeficiente k_2 do modelo dependente da tensão confinante ($MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2}$)

Para fins de comparação e avaliação da diferença entre o módulo de resiliência estimado através de equações de regressão e o módulo de resiliência obtido nos ensaios triaxiais de cargas cíclicas, foram calculados os valores do módulo resiliente em função da tensão confinante. Este cálculo considerou o intervalo de tensões aplicado nos ensaios triaxiais de cargas cíclicas para as amostras de solo laterítico (LA, LA', LA'-LG'), conforme demonstrado nas figuras seguintes.

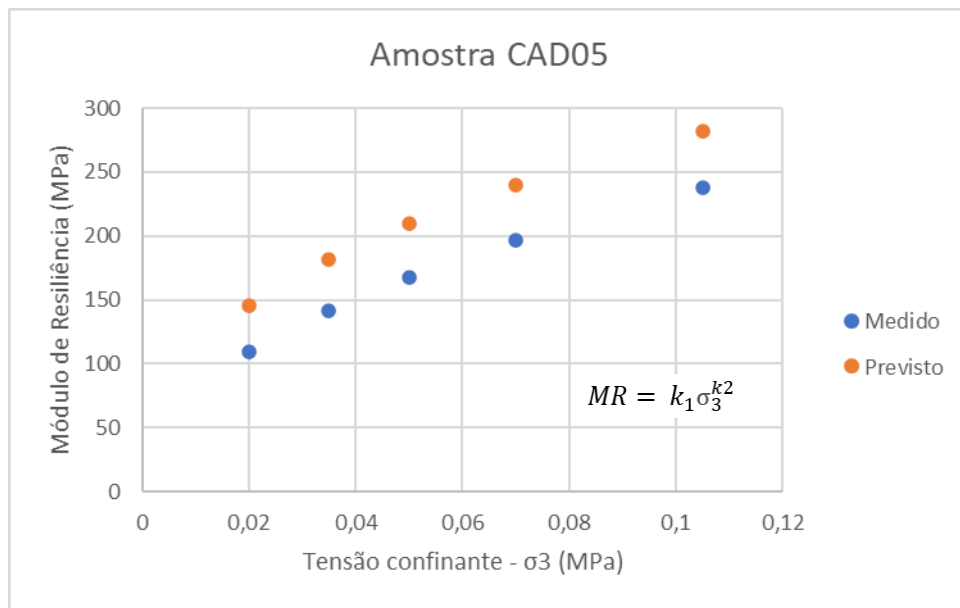


Figura 4-12 – Valores medidos x previstos do Módulo de Resiliência da amostra CAD05 calculado a partir do modelo dependente da tensão confinante ($MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2}$)

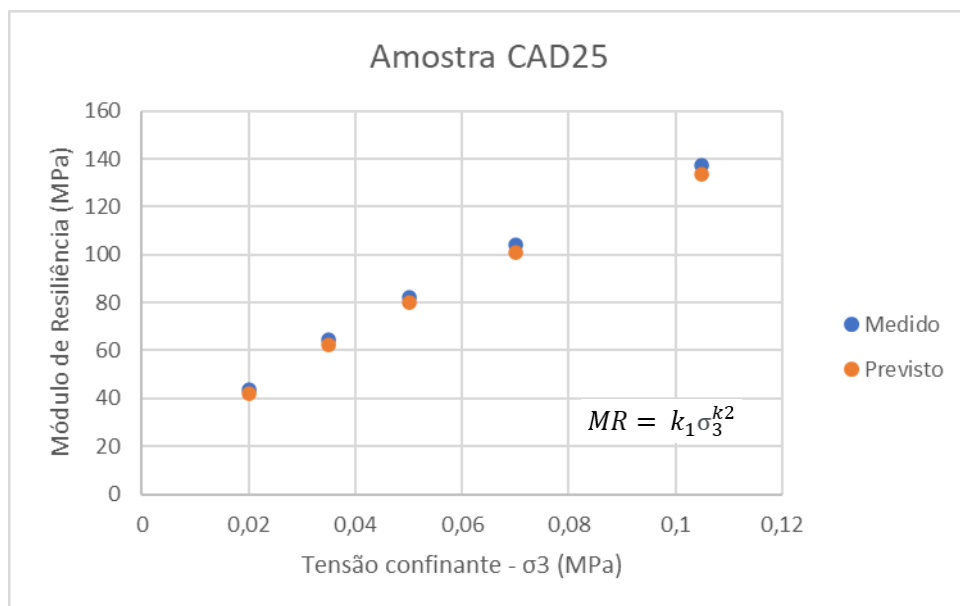


Figura 4-13 – Valores medidos x previstos do Módulo de Resiliência da amostra CAD25 calculado a partir do modelo dependente da tensão confinante ($MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2}$)

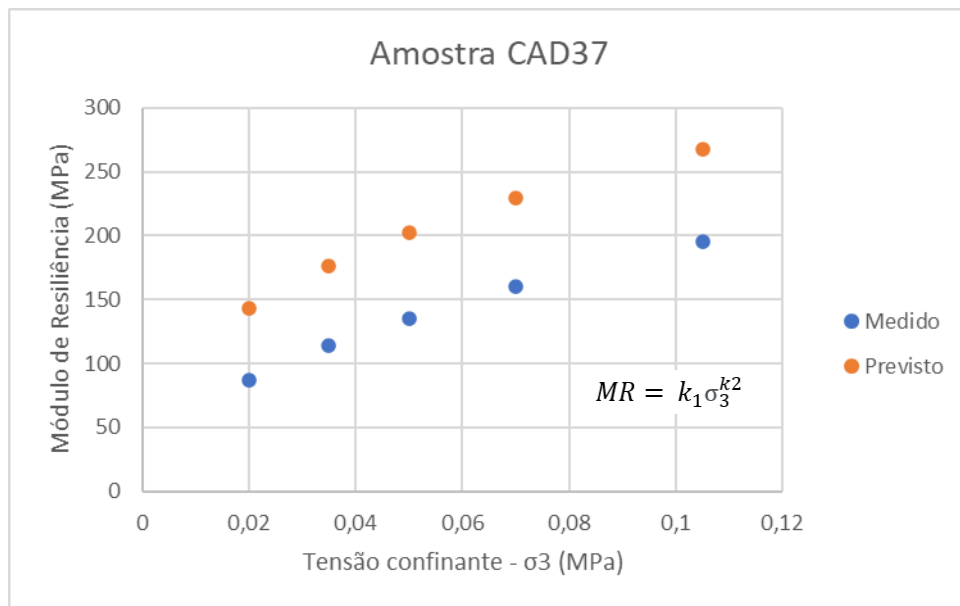


Figura 4-14 – Valores medidos x previstos do Módulo de Resiliência da amostra CAD37 calculado a partir do modelo dependente da tensão confinante ($MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2}$)

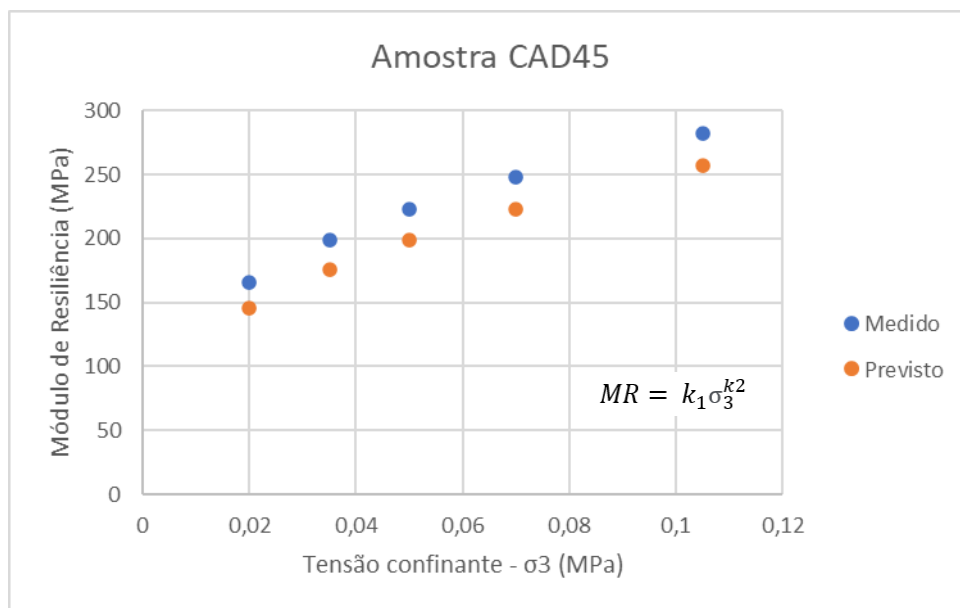


Figura 4-15 – Valores medidos x previstos do Módulo de Resiliência da amostra CAD45 calculado a partir do modelo dependente da tensão confinante ($MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2}$)

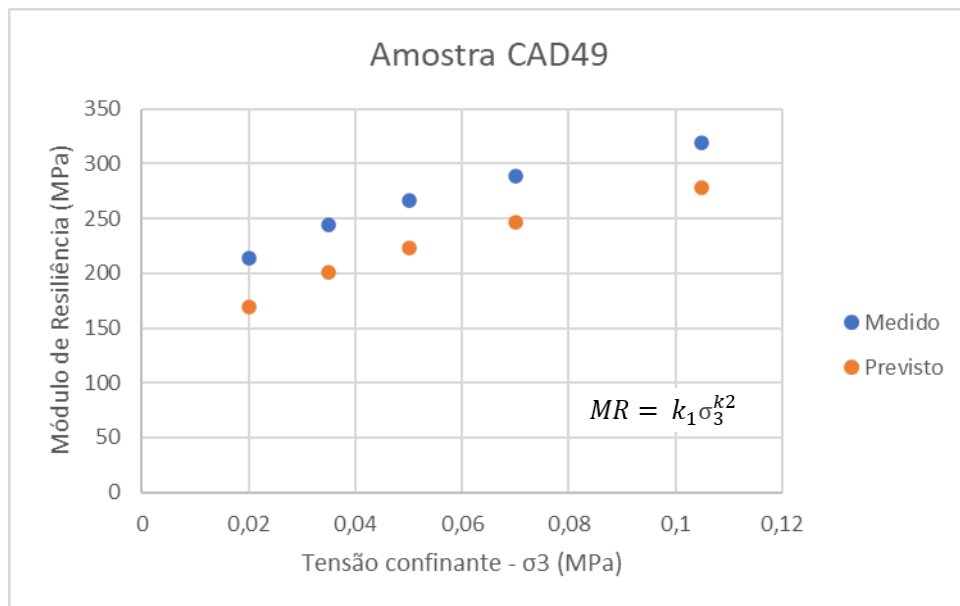


Figura 4-16 – Valores medidos x previstos do Módulo de Resiliência da amostra CAD49 calculado a partir do modelo dependente da tensão confinante ($MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2}$)

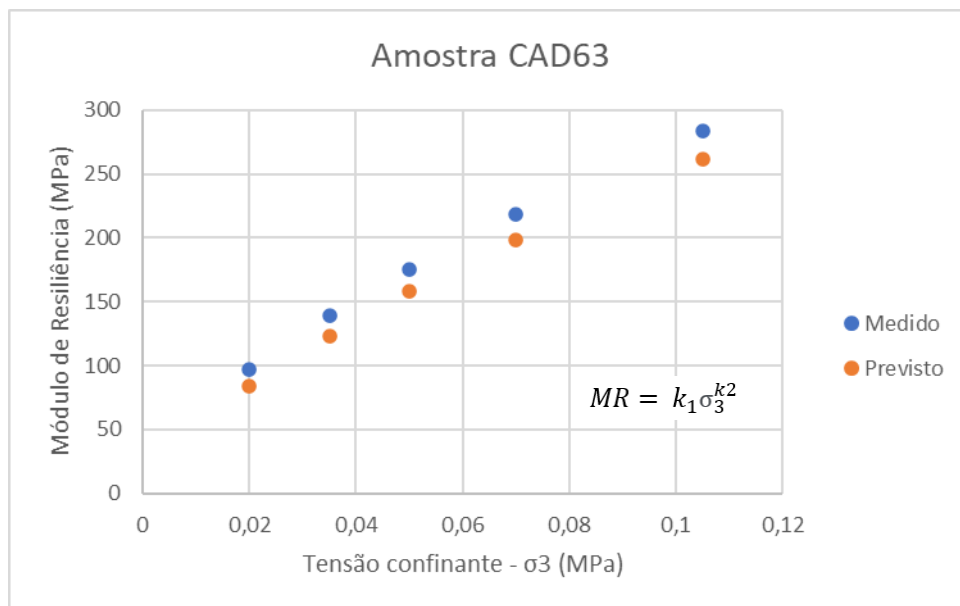


Figura 4-17 – Valores medidos x previstos do Módulo de Resiliência da amostra CAD63 calculado a partir do modelo dependente da tensão confinante ($MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2}$)

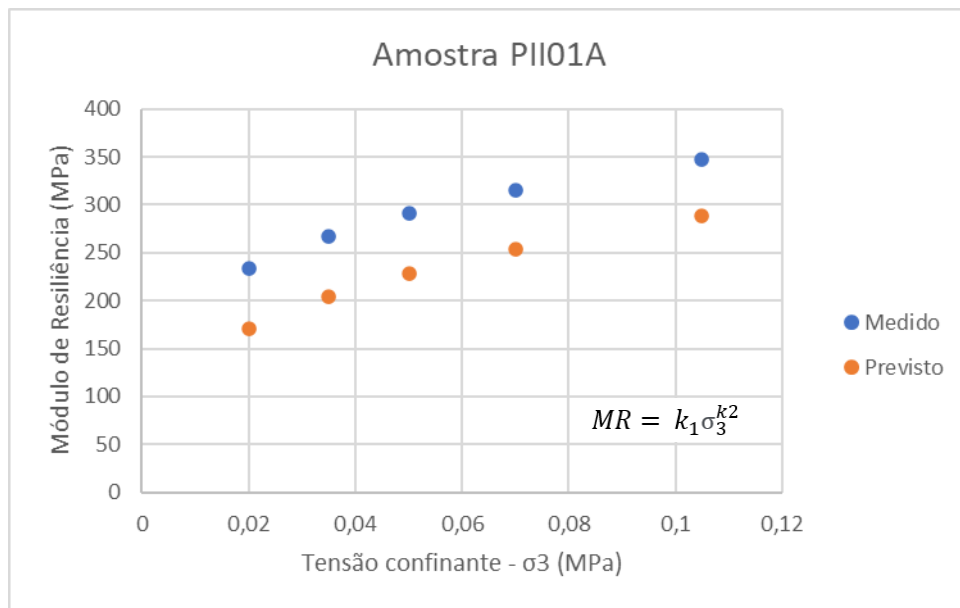


Figura 4-18 – Valores medidos x previstos do Módulo de Resiliência da amostra PII01A calculado a partir do modelo dependente da tensão confinante ($MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2}$)

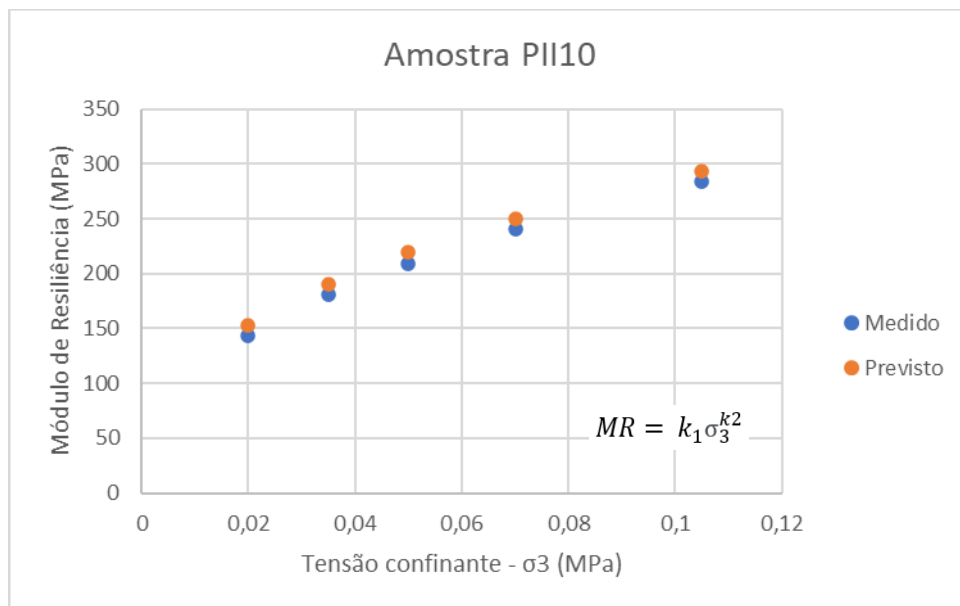


Figura 4-19 – Valores medidos x previstos do Módulo de Resiliência da amostra PII10 calculado a partir do modelo dependente da tensão confinante ($MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2}$)

Nota-se que os valores medidos e previstos possuem certa variabilidade, havendo ocasiões em que os valores previstos são superestimados, sendo contra à segurança. Contudo, para propósitos preliminares de projeto, a seleção de materiais com base em modelagens

numéricas, utilizando valores favoráveis de R^2 ajustado, é válida para estimar a ordem de grandeza do módulo resiliente.

5 EMPREGO DOS SOLOS TROPICAIS EM PAVIMENTO FERROVIÁRIO

A fim de comprovar a viabilidade dos solos em estudo para camadas de pavimento ferroviário, realizou-se a análise numérica do comportamento de uma estrutura proposta, considerando o método dos elementos finitos e o método das camadas finitas.

Para identificação dos níveis de tensões na estrutura e deformações atuantes nas camadas de lastro, sublastro e subleito frente às cargas aplicadas pelo material rodante, empregou-se o software Sysrain 1.8. Trata-se de um modelo que permite implementar as rotinas computacionais de simulação numérica do comportamento estrutural, considerando o método dos elementos finitos e o método das camadas finitas – MEF.

Neste método, os trilhos e os dormentes são modelados como um sistema de vigas, interligadas pelas fixações, estas consideradas como molas de constante conhecida. A fundação (lastro, sublastro e subleito) que suporta este sistema de vigas é modelada pelo método das camadas finitas, com o qual se determina a matriz de rigidez da fundação, a qual é associada à matriz de rigidez do sistema trilho-dormente. Dessa forma, torna possível distinguir a contribuição isolada de cada camada do pavimento ferroviário.

A Tabela 5-1 apresenta os principais parâmetros relacionados aos elementos da grade ferroviária que foram adotados na simulação realizada, além dos dados relacionados à geometria para as camadas de lastro, sublastro e subleito.

Tabela 5-1 - Dados da geometria da seção analisada (*Input Sysrain*)

Trilho	
Bitola	1,6 m
Seção	TR-68
Dormente	
Espaçamento	60 cm
Comprimento	2,8 m
Altura	25 cm

Largura inf.	30 cm
Largura sup.	20 cm
Lastro	
Altura	30 cm
Ombreira	30 cm
Declividade Talude (H:V)	1,5
Declividade Fundo	3%
Tipo declividade do fundo	Direita
Encobrimento do dormente	Sim
Sublastro	
Altura	30 cm
Ombreira	2,1 m
Declividade Talude (H:V)	1,5
Declividade Fundo	3%
Subleito	
Altura	100 cm
Ombreira	1,5 m
Declividade Talude (H:V)	1,5
Declividade Fundo	3%

Quanto aos dados da composição ferroviária inseridos no software, foi considerado o carregamento de transporte pesado, composto por dois vagões do modelo Hopper, com 32,5 t/eixo. Analisou-se a pior condição da solicitação, ou seja, considerando dois vagões engatados e os quatro eixos para a verificação.

A tabela a seguir apresenta uma síntese dos parâmetros relacionados aos materiais adotados na simulação numérica para as camadas de lastro, sublastro e subleito. O material da camada de sublastro foi adotado considerando a amostra de solo laterítico PII05A (LA) e para o subleito, a amostra CAD37 (LA—LA-).

Tabela 5-2 - Dados gerais da simulação

Camada	Amotra	Material	Esp. (cm)	Tipo	Coef. De Poisson
Lastro*	Adotado*	Material Granular / Pedra Britada	30	Resiliente. Elast. Linear	0,3

Camada	Amostra	Material	Esp. (cm)	Tipo	Coef. De Poisson
Sublastro	PII05A	Areia Argilo-Siltosa ou Silto-Argilosa	30	Resiliente Composto**	0,3
Subleito	CAD37	Areia Argilo-Siltosa ou Silto-Argilosa	100	Resiliente Composto**	0,3

* Foram utilizados para material do Lastro, assim como também para os materiais do Aço do Trilho, Grampo e Concreto, os parâmetros fornecidos pelo próprio software Sysstrain.

** Os parâmetros dos materiais do tipo “Resiliente Composto” (k_1 , k_2 e k_3 e tensões desvio/confinante máximas e mínimas) foram obtidos com base nos ensaios de Módulo de Resiliência realizados, na energia do Proctor Intermediário e estão apresentados na Tabela 5-3.

Tabela 5-3 - Dados de entrada dos materiais adotados para sublastro e subleito na simulação

Amostra	Peso Esp.	Modelo Combinado			Tensões de Ensaio			
		k_1	k_2	k_3	σ_d mín. (Mpa)	σ_3 mín. (Mpa)	σ_d máx. (Mpa)	σ_3 máx. (Mpa)
PII05A	1,944	415,51	0,43	-0,23	0,02	0,02	0,42	0,14
CAD37	1,968	631,97	0,61	-0,12	0,02	0,02	0,42	0,14

Dentre os resultados obtidos com as simulações, será avaliada a tensão de flexão nos trilhos, o deslocamento vertical máximo no trilho, a tensão de interface no dormente concreto-lastro e a tensão máxima atuante no subleito, conforme detalhados a seguir.

5.1 VERIFICAÇÃO DA TENSÃO DE FLEXÃO ADMISSÍVEL NOS TRILHOS

Considerando a imprecisão do cálculo dos momentos fletores, as sobrecargas a que o trilho pode estar sujeito e os desgastes decorrentes que diminuem o momento de inércia e aumentam a tensão, o valor da tensão admissível (σ_{adm}) foi fixado em 150.000 KPa, conforme Brina (1988). Logo, foram verificadas as tensões solicitantes segundo a equação:

$$\sigma = \frac{M}{W}$$

Onde:

M = momento fletor máximo atuante, em kN.m;

W = módulo resistente do patim TR-68, em cm³ (foi utilizado o valor de 462,12 cm³, conforme a PIM-DNIT, 2015).

O valor do momento máximo obtido na simulação numérica foi de 28,77 kN.m, resultando numa tensão atuante de 62.256,56 kPa, que atende ao limite máximo adotado de 150.000 kPa.

5.2 VERIFICAÇÃO DAS DEFLEXÕES MÁXIMAS NOS TRILHOS

A verificação de deflexão máxima será analisada a partir da comparação entre o deslocamento vertical total no pavimento com o valor limite para deflexão máxima no trilho de 6,35mm, definido pela AREMA (2010).

O valor máximo obtido na análise foi de 1,73 mm (Figura 5-1), e atende ao valor limite para deflexão máxima no trilho de 6,35 mm (AREMA).

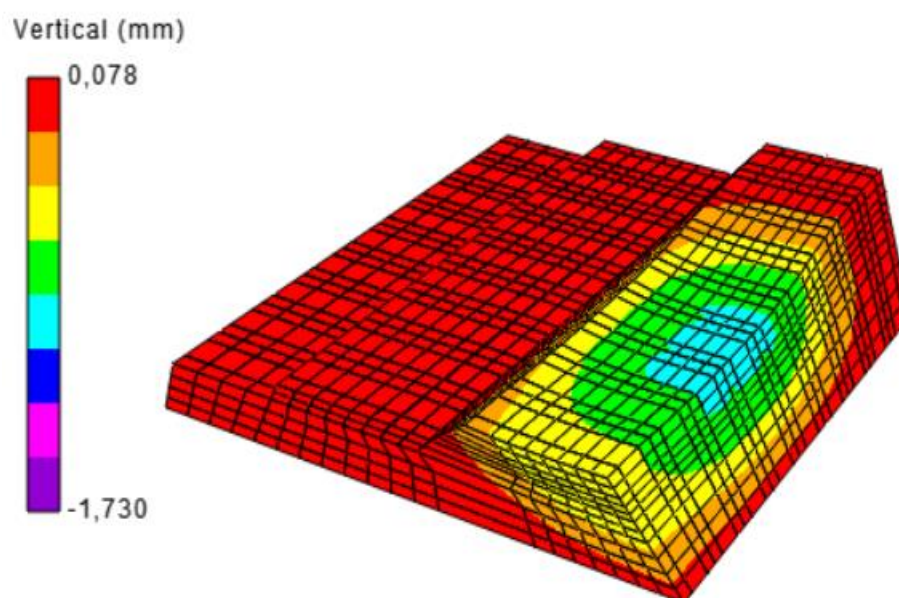


Figura 5-1 – Deslocamento vertical total no pavimento obtido na análise numérica

5.3 TENSÕES DE INTERFACE CONCRETO-LASTRO

De acordo com AREMA (2010), a pressão máxima na interface dormente de concreto/lastro deve ser da ordem de 85 psi (586 kPa). Esse limite é assumido considerando um lastro de boa qualidade e alta resistência a abrasão.

O valor máximo obtido na análise numérica foi de 133,94 kPa, identificado no dormente número 5, bem abaixo do limite proposto, conforme Figura 5-2.

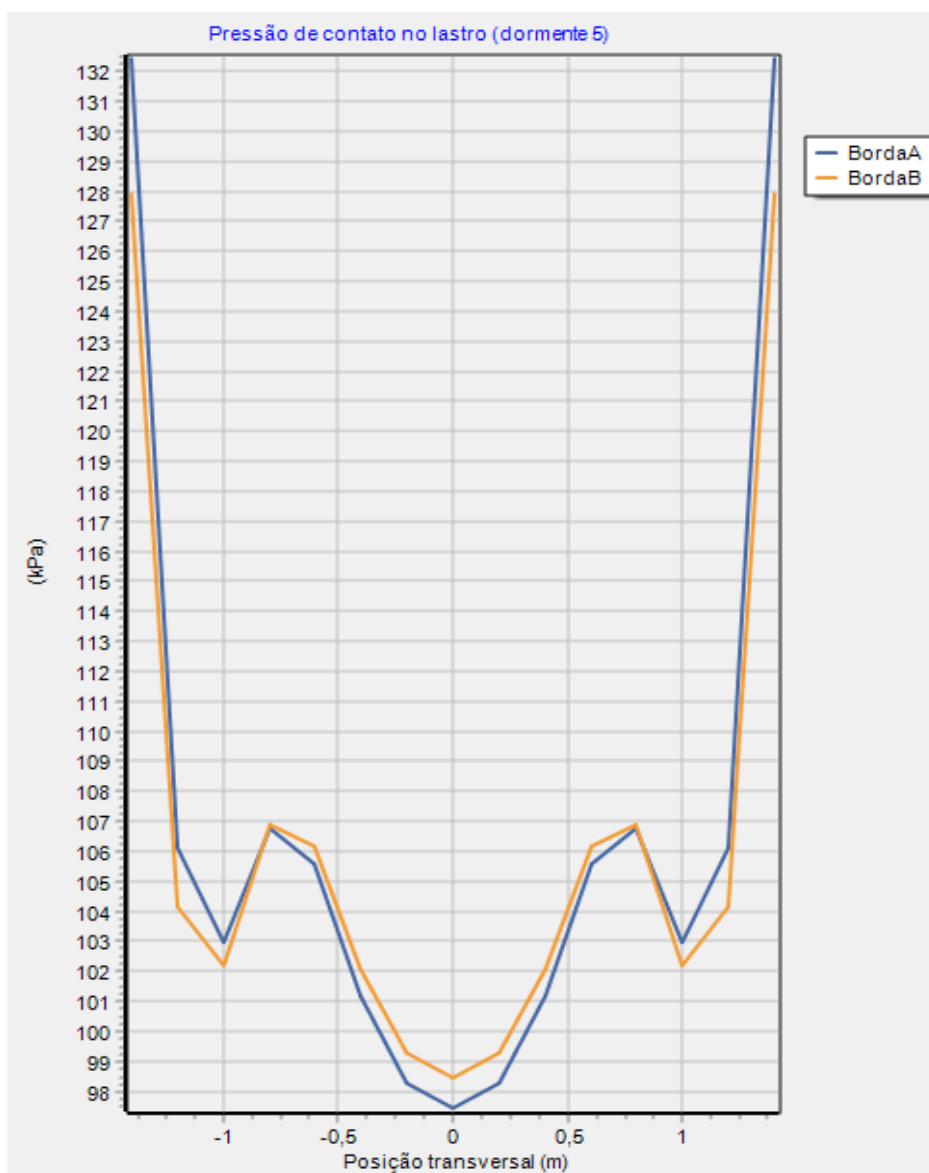


Figura 5-2 -Pressão de contato no lastro (dormente 5)

5.4 VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES MÁXIMAS NO SUBLEITO

Para verificar a condição da estrutura no âmbito das tensões atuantes versus tensões admissíveis no subleito, empregou-se a equação de Heukelom apresentada abaixo:

$$\sigma_{adm} = \frac{0,006 \times MR}{1 + 0,7 \times \log N}$$

Onde: MR = módulo de resiliência do material (kgf/cm²)

N = número de ciclos de repetição de carga

O valor do MR considerado para a verificação da tensão admissível no subleito foi o valor correspondente ao ensaio triaxial de cada amostra, ponderando o menor valor obtido com os pares de tensão confinante/tensão desvio: 50kPa/50kPa; 100kPa/50kPa e 50kPa/150kPa.

Para o número de ciclos, foi adotado maior valor definido nos grupos da RFFSA, classificados em função do volume de produtos transportados, segundo Tabela 5-4.

Tabela 5-4 – Número de ciclos em função dos grupos da RFFSA

Grupo	N
1	2,20E+06
2 e 3	1,60E+06
4,5 e 6	1,00E+06
7,8 e 9	6,00E+06

O valor para a tensão admissível calculado está apresentado a seguir:

$$\sigma_{adm} = \frac{0,006 \times MR}{1 + 0,7 \times \log N} = \frac{0,006 \times 127,63}{1 + 0,7 \times \log(6 \times 10^6)} = 151,59 \text{ kPa}$$

O valor máximo da tensão atuante no subleito identificado na análise numérica foi de 59,80 kPa (Figura 5-3) e atende ao valor da tensão máxima admissível calculada, de 151,59 kPa.

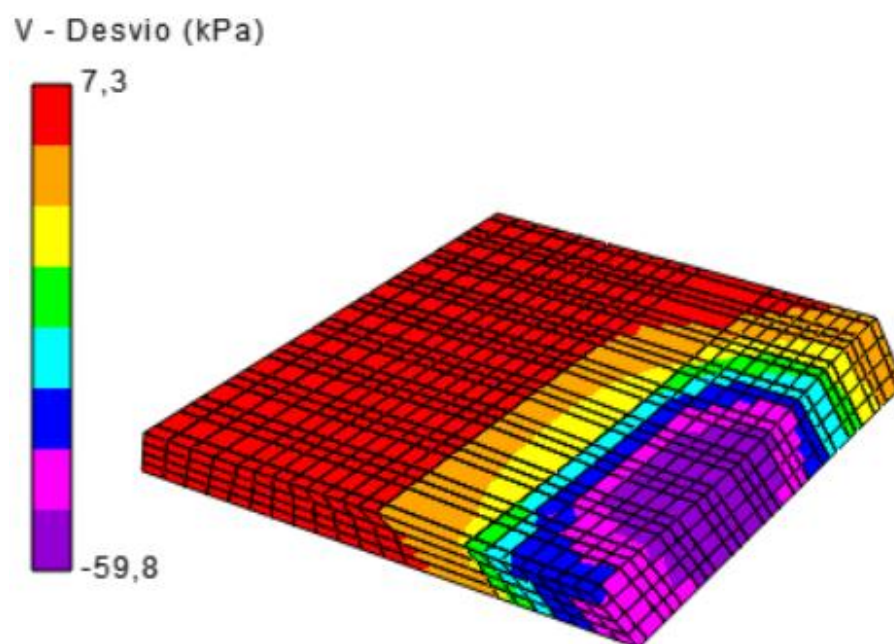


Figura 5-3 - Tensão vertical na camada de subleito

Com base nos resultados mencionados anteriormente, torna-se evidente que o solo investigado possui as características técnicas necessárias para ser utilizado como camada de sublastro e subleito. Suas propriedades mecânicas estão dentro dos limites aceitáveis para o projeto de pavimentação ferroviária.

6 CONCLUSÕES

Com base nos resultados obtidos e nas análises realizadas, foi evidente que para os solos não lateríticos não foi possível estabelecer um padrão de comportamento consistente entre os resultados da caracterização física e os valores do módulo resiliente. No entanto, para os solos lateríticos, observou-se uma notável coerência entre os dados obtidos na caracterização física e os valores do módulo resiliente, o que permitiu a formulação de um modelo preditivo para estimar o Módulo Resiliente a partir dos ensaios de caracterização física dos solos investigados.

A relevância desse esforço é enfatizada pela elevada despesa associada aos ensaios para obtenção do Módulo de Resiliência. Assim, justifica-se a necessidade de buscar correlações para estimar o módulo de resiliência, especialmente durante a fase de anteprojeto, visando à otimização de custos e recursos.

A constatação dos maiores valores de coeficientes de ajustamento ao considerar apenas as amostras de solos lateríticos pode ser atribuída à homogeneidade dos solos que passaram pelo processo de laterização, os quais apresentam uma granulometria menos complexa em comparação aos solos saprolíticos. Em pesquisas futuras, é recomendável incorporar mais resultados de ensaios de amostras de solos lateríticos, a fim de estabelecer uma correlação abrangente e mais representativa das características dos solos lateríticos encontrados em território nacional.

Por fim, este estudo também explora a possibilidade de utilizar materiais que, embora não estejam em conformidade com os critérios das classificações tradicionais atualmente em vigor, ainda possuem qualidades mecânicas que os tornam apropriados para aplicação em estruturas de pavimento ferroviário quando analisados à luz da teoria mecanicista. Essa abordagem abre precedentes para o aproveitamento de recursos disponíveis, ampliando as opções de materiais viáveis para construção e manutenção de pavimentos ferroviários, contribuindo assim para o desenvolvimento sustentável e a eficiência dos projetos de infraestrutura de transporte

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANTF. Associação Nacional Dos Transportadores Ferroviários. 2022. Disponível em: www.antf.org.br.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181. Solo — Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7182. Solo — Ensaio de COMpactação. Rio de Janeiro, 2018.

AREMA, Manual for Railway Engineering, Volume 1, 2010

BARROSO, S. H. A.; FABBRI, G. T. P. “Comparação entre as classes dos solos obtidas pelos sistemas de classificação HRB, USCS e MCT”. XI CONGRESSO DE ENSINO E PESQUISA EM TRANSPORTE, 11., 1997, Rio de Janeiro, RJ. Anais... Rio de Janeiro, RJ: [s.n], 1997. p. 60-70.

BENATTI, J. C. B., & MIGUEL, M. G. A proposal of structural models for colluvial and lateritic soil profile from southwestern Brazil on the basis of their collapsible behavior. Engineering Geology, 2013.

BERNUCCI L. B. “Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego”. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da USP – Universidade de São Paulo. 1995.

BRINA, H.L. Estradas De Ferro. V.1.2ª Edição. Rio de Janeiro, UFMG, 1988.

CAMAPUM J. C., DE REZENDE, L.R., DA CARDOSO, F.B.F., DE LUCENA, L.C.F.L., GUIMARÃES, R.C., VALENCIA, Y.G. “Tropical soils for highway construction: Peculiarities and considerations”. Transportation Geotechnics, 2015.

CAMAPUM, J. C. e GITIRANA JR, G. de F. N. “Unsaturated Soils in the context of tropical soils”. Soils and Rocks, 2021.

CERATTI, A. J., GEHLING, W. Y. Y., NÚÑEZ, W.P. “Seasonal variations of a subgrade soil resilient modulus in Southern Brazil”. Transp. Res. Rec. 1874, 165–173, 2004.

CHAGAS, L.C.M. “Estudos do comportamento mecanístico de solos da Região Amazônica e seu inter-relacionamento com as suas propriedades físicas e mecânicas”. Dissertação de

Mestrado em Ciências em Engenharia de Transportes. Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro, 2004

DELGADO, B. G. “Análise da deformabilidade de um solo tropical do oeste do Maranhão como material de sublastro na Estrada de Ferro Carajás”. Dissertação de M.Sc., UFOP, Ouro Preto, 2012.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 082/94: Solos-Determinação do Limite de Plasticidade.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 122/94: Solos-Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 134/2018 – Pavimentação – Solos – Determinação do Módulo de Resiliência. Rio de Janeiro, 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Instrução de Serviço Ferroviário - 212. Projeto de superestrutura da via permanente - lastro e sublastro. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro, 2015.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Procedimento para Inspeção de Material – Trilho, PIM-001, 2015.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. 172/2016 - Método de Ensaio – Solos Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. 258/2023 - Método de Ensaio – Solos – Compactação em equipamento miniatura – Ensaio Mini-MCV e perda de massa por imersão.

FABBRI, G. T. P. “Caracterização da fração fina de solos tropicais através da absorção de azul de metileno”. Tese de doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1994.

FERNANDES, E. “Estudo comparativa da aplicação de diferentes sistemas de classificações geotécnicas aplicadas aos solos tropicais”. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

FERREIRA, J. G. H. M. “Tratamento computacional de dados geotécnicos e predição de módulos de resiliência de solos de materiais não tratados quimicamente utilizando

ferramentas de Data Mining e Redes Neurais Artificiais”. Seminário de qualificação acadêmica ao doutorado – COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2005.

FREITAS, J. B. d.; REZENDE, L. R. d.; GITIRANA JR.; G. d. F. N. “Prediction of the resilient modulus of two tropical subgrade soils considering unsaturated conditions”. Engineering Geology, 2020.

FREDLUND, D. G., BERGAN, A. T. e WONG, P. K. “Relation between resilient modulus and stress conditions for cohesive subgrade soils”. Transportation Research Record, v. 642, p. 73-81, 1977.

GOMES, M. S.; GUIMARÃES, A. R.; MARQUES, M. E. S. Estudo da influência do tipo de finos no comportamento resiliente de solos tropicais para uso em pavimentos. Revista Ibero Americana de Ciências Ambientais, v.9, n.5, p.78-87, 2018.

GOMES, M. S. “Estudo de Solos Tropicais de Granulometria Transicional para emprego em Pavimento Ferroviário”. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Instituto Militar de Engenharia, 2018.

GODOY, H., BERNUCCI, L.B. “O método das pastilhas na compreensão das propriedades geotécnicas básicas dos solos: um recurso didático”. Anais do XVI ANPET, Natal-RN. V.1, pp. 145-156, 2002.

GUIMARÃES, A. C. “Estudo de Deformação Permanente em Solos e Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis”. Tese de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2001.

GUIMARÃES, A.C.R. “Um método mecanístico empírico para previsão da deformação permanente em solos Tropicais Constituintes de pavimentos”. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 2009

GUIMARÃES, A. C., SILVA, J. C. F., CASTRO, C. D. “Contribution to the use of alternative material in sub-ballast layer of heavy haul railroad”. Transportation Geotechnics, 2021.

GUIMARÃES, A. C. R, MOTTA, L. M. G, CASTRO, C. D. Permanent deformation parameters of fine – grained tropical soils, Road Materials and Pavement Design, 2018.

HEUKELOM, W. e FOSTER, C. R. “Dynamic testing of pavements”. Journal of the Structural Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, New York, n. 1, p. 1-28, 1960.

HEUKELOM, W. e KLOMP, A. J. G. "Dynamic testing AS A Means of Controlling Pavements During and After Construction". International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Arbor, Michigan. Proceedings p. 667-679, 1962.

HICKS, R. G. "Factors Influencing the Resilient Properties of Granular Materials". Tese de PhD, Universidade da Califórnia, Berkeley, 1970.

HICKS, R. G. e MONISMITH, C. L. "Factors influencing the resilient response of granular materials". Highway Research Board, v. 11, n. 345, p. 15-31, 1971.

HVEEM, F. N. "Pavement Deflections and Fatigue Failures". Highway Research Board Bulletin, n. 114, p. 43-87, 1955.

HVEEM, F. N., CARMANY, R. M. "The Factors Underlying the Rational Design of Pavements". Highway Research Board, n. 28, p. 101-136, 1948.

HAY, W.W. Railroad Engineering. Second, John Wiley And Sons, Inc., New York. 1982.

ISLAN, K. M. e GASSMAN, S. L. "Effect of the field-stress state on the subgrade resilient modulus for pavement rutting and IRI". Geotechnics, 3, 360-374, 2023.

JONES, M. P. e WITCZAK, M. W. "Subgrade modulus on the San Diego Test Road". Transportation Research Record, v. 641, p. 1-6, 1977.

KERR, A.D. A method for determining the track modulus using a locomotive or car on multi-axle trucks. In: BULLETIN 692, American Railway Engineering Association, 1977.

KUMAR, A., GEORGE, V., 2018. "Effect of Soil parameters on resilient modulus using cyclic triaxial tests on lateritic subgrade soils from Dakshina Kannada". India. Geotech. Geol. Eng. 36, 3987–4000, 2018.

MEDINA, J. Fundamentos da Mecânica dos Pavimentos. Tese de Concurso para Professor Titular, COPPE/UFRJ – Área de Mecânica dos Solos, Rio de Janeiro, 1988.

MEDINA, J. Mecânica dos Pavimentos. Rio de Janeiro, Editora UFRJ, 2005.

MEDINA, J. e PREUSSLER, E. S. "Características resilientes de solos em estudos de pavimentos". Solos e Rochas. São Paulo, p. 3-26, 1980.

MEDINA, J., MOTTA, L. M. G. e CERATTI, J. A. "Estudo de resiliência na mecânica dos pavimentos. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 8, Porto Alegre. Anais. Rio Grande do Sul, v.4, p. 137-148, 1986.

MEDINA, J. e MOTTA, L. M. G. "Mecânica dos Pavimentos". 3ª Edição, editora Interciência. Rio de Janeiro, 2015.

MOTTA, L. M. G. "Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: critério de confiabilidade e ensaio de cargas repetidas". Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1991.

MOTTA, L. M. G. e CERATTI, J. A. P. "Comportamento resiliente de solos arenosos finos". 21ª Reunião anual de pavimentação, Salvador. Anais p. 51-68, 1986.

MOOSSAZADEH, J. e WITCZAK, M. W. "Prediction of subgrade moduli for soil that exhibits nonlinear behavior. Transportation Research Record, 810, p. 9-17, 1981.

MUNIZ, L.F.S. "Fundamentos Para Um Sistema De Gerência De Manutenção De Pavimentos Ferroviários Utilizando Critério De Deformação Resiliente". Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 2002.

MUNIZ, L.F.S; SPADA, J. L. G., SOUZA, C. J.; SILVA, F. C. M., VIDON JR, W., RODRIGUES, C. M. O. "Sleeper Lay Out Redesign of the Brazilian Southeast Railroad Net". In: 8th International Heavy Haul Conference, Rio de Janeiro. Proceedings of 8th International Heavy Haul Conference, 2005. v. 1. p. 277-285, 2005

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Estudos geotécnicos e de drenagem aplicados à pavimentação. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 18., 1983, Porto Alegre. Anais... Porto Alegre, RS: ABPv (Associação Brasileira de Pavimentação), v. 2, p. 465-484, 1983.

NOGAMI, J. S. "Características dos solos tropicais". Reunião aberta da indústria de solo cal: o uso da cal na engenharia civil, São Paulo: EPUSP/Abpc, p. 47-55, 1985.

NOGAMI, J.S., VILLIBOR, D.F. Identificação tecnológica de solos pela metodologia MCT. 6º Congresso brasileiro de Geologia de Engenharia e IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos solos e Engenharia de Fundações. Salvador, Anais., p.242-256, 1990.

NOGAMI, J., & VILLIBOR, D. F. Use of lateritic fine-grained soils in road pavement base courses. Geotechnical and Geological Engineering, 1991.

NOGAMI, J.S., VILLIBOR, D.F. "Identificação expedita dos grupos da classificação MCT para solos tropicais". Anais do X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Foz do Iguaçu – PR. v. 4, pp. 1293-1300, 1994.

NOGAMI, J.S., BERNUCCI, L.B. VILLIBOR, D.F. “Contração de solos arenosos finos lateríticos: simplificação para escolha desses solos para pavimentos de baixo custo”. XXIX Reunião Anual de pavimentação. Cuiabá. Anais, v.I, p.345-363,1995.

OSTEN, F. B. “Avaliação de Solos Tropicais para Sublastro da Estrada de Ferro Carajás”. M.Sc., Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2012.

PAIVA, C.E.L. e GUIMARÃES, C.A.B. The Railway Subgrade and Its Construction in Brazil. In: Proceedings of XIX Pan American Railway Congress, pp. 44-72, Isla de Margarita, Venezuela, 1994.

PASCOAL, P. T.; SAGRILO, A. V.; BARONI, M.; SPECHT, L. P.; PEREIRA, D. S. Evaluation of the influence of compaction energy on the resilient behavior of lateritic soil in the field and laboratory. Soil and Rocks, 2021.

PARREIRA, A.B. e GONCALVES, R.F. “The influence of moisture content and soil suction on the resilient modulus of a lateritic subgrade soil”. ISRM International Symposium. International Society for Rock Mechanics, 2000.

PÉREZ-GARCÍA, N., ANGUAS, P.G., FREDLUND, D.G., MARTÍNEZ, N.M. “A model to predict changes in resilient modulus resulting from wetting and drying”. Infraestruct. Vial, 2015.

PEZO, R.F. “A General Method of Reporting Resilient Modulus Tests of Soils: A Pavement Engineer’s Point of View”. Presented at the 72nd Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C., Jan. 1993.

PINTO, S., PREUSSLER, E. S. Pavimentação Rodoviária: conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis. Rio de Janeiro: Copiarte. 2010.

POWELL, W. D., POTTER, J. F., MAYHEW, H.C. e NUNN, M. E. “The structural design of bituminous roads”. TRRL Report LR 1132, Department of Transport, U.K., 1984.

PREUSSLER, L. A. “Contribuição ao Estudo da Deformabilidade de Camadas de Pavimento”. Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, 2007

RADA G. e WITCZAK, M. W. “Comprehensive evaluation of laboratory resilient modulus results for granular material”. TRR 810, 1981.

RIVES, F.O., PITA, A.L. e PUENTE, M.J.M. “ Tratado de Ferrocarriles I – Via. Madrid, Editorial Rueda, 1977.

RODRIGUES, M. R. "Influência da sucção no módulo de resiliência de solos típicos de subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul". Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

SANTHA, B. L. "Resilient Modulus of subgrad soils: comparison of two constitutive equations". Transportation Research Record, v. 1462, p. 79-90, 1994.

SANTOS, J.D.G. "Contribuição ao estado dos solos lateríticos granulares como camada de pavimento". Tese de Doutorado em Ciências de Engenharia de Civil. COPPE/UFRJ. Rio De Janeiro, 1998.

SAWANGSURIYA, A.; EDIL, T. B.; BENSON, C. H. Effect of suction on resilient modulus of compacted fine-grained subgrade soils. Transportation Research Record, 2009.

SELIG, E. T., & WATERS, J. M. *Track Geotechnology and Substructure Management*. Londres, UK: Thomas Telford Services Ltd, 1994.

SILVA FILHO, J. C., GUIMARÃES, A. C. R., LOPES, L. S., & ARAGÃO, F. T. S. "Utilização de solo arenoso fino laterítico em camada de sublastro de ferrovia heavy haul. Revista Transportes, 2018.

.SILVA, B.A. "Aplicação Das Metodologias MCT E Resiliente A Solos Finos Do Centro Norte Do Mato Grosso". Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transporte. Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro, 2003

SOUSA, M.A.S. "Análise geotécnica de solos Tropicais de ocorrência ao longo da estrada de ferro Carajás para o uso como camadas de pavimento ferroviário". Dissertação de Mestrado em Ciências em Engenharia de Transportes. Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2016.

SPADA, J.L.G. "Uma Abordagem De Mecânica Dos Pavimentos Aplicada Ao Entendimento Do Mecanismo De Comportamento Tensão-Deformação Da Via Férrea". Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, Rio De Janeiro, 2003.

STOPATTO, S. "Via Permanente Ferroviária: conceitos e aplicações". São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo, 1987.

SVENSON, M. "Ensaio triaxiais dinâmicos de solos argilosos". Dissertação de Mestrado, Rio de Janeiro. UFRGS/COPPE, 1980.

THOMPSON, M.R. and Q.L. ROBNETT, "Resilient Properties of Subgrade Soils". Transportation Engineering Journal, Vol. 105, No. TE1, pp. 71–89, 1.89, 1979.

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- área de Transportes. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2007.

VILLIBOR, D. F., NOGAMI, J. S. "Pavimentos Econômicos: Tecnologia do Uso dos Solos Finos". Arte & Ciência, São Paulo, SP, 2009.

WITCZAK, M.W., Qi, X., e MIRZA, M.W. "Use of nonlinear subgrade modulus in AASHTO design procedure". Journal of Transportation Engineering, 121 (3), 273–282, 1995.

WEI, A., SUN, J., LI, C., BU, S., WANG, W. e XIANG, W. "Evaluation of gradation and stress stat effects on the resilient modulus of crushed aggregate materials". Journal of Physics: Conference Series, 2023.