

UNIVERSIDADE FEDERAL DE JUIZ DE FORA
FACULDADE DE ENGENHARIA
PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Douglas de Castro Mendes

Projeto de instrumentação, monitoramento por imagens e retroanálise de pavimento

Juiz de Fora
2022

Douglas de Castro Mendes

Projeto de instrumentação, monitoramento por imagens e retroanálise de pavimento

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas e Materiais

Orientador: DSc. Mario Vicente Riccio Filho

Coorientador: DSc. Rafael Cerqueira Silva

Coorientador: DSc. Flavio de Souza Barbosa

Juiz de Fora

2022

Ficha catalográfica elaborada através do programa de geração automática da Biblioteca Universitária da UFJF, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

Mendes, Douglas de Castro.

Projeto de instrumentação, monitoramento por imagens e retroanálise de pavimento / Douglas de Castro Mendes. -- 2022.

113 f. : il.

Orientador: Mario Vicente Riccio Filho

Coorientadores: Rafael Cerqueira Silva, Flavio de Souza Barbosa
Dissertação (mestrado acadêmico) - Universidade Federal de Juiz de Fora, Faculdade de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2022.

1. pavimento ferroviário. 2. instrumentação. 3. monitoramento por câmera. 4. retroanálise. I. Riccio Filho, Mario Vicente, orient. II. Silva, Rafael Cerqueira, coorient. III. Barbosa, Flavio de Souza, coorient.
IV. Título.

Douglas de Castro Mendes

Projeto de instrumentação, monitoramento por imagens e retroanálise de pavimento

Dissertação apresentada ao Programa de Pós graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas e Materiais.

Aprovada em 03 de agosto de 2022.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Mario Vicente Riccio Filho - Orientador
Universidade Federal de Juiz de Fora

Prof. Dr. Rafael Cerqueira Silva - Coorientador
Universidade Nacional de Brasília

Prof. Dr. Flavio de Souza Barbosa - Coorientador
Universidade Federal de Juiz de Fora

Prof. Dr. Geraldo Luciano de Oliveira Marques
Universidade Federal de Juiz de Fora

Prof. Dr. Ivonne Alejandra Maria Gutiérrez Góngora
Universidade Católica de Brasília

Juiz de Fora, 15/08/2022.



Documento assinado eletronicamente por **Geraldo Luciano de Oliveira Marques, Professor(a)**, em 15/08/2022, às 14:23, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **IVONNE ALEJANDRA MARIA GUTIERREZ GONGORA, Usuário Externo**, em 15/08/2022, às 14:57, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Flavio de Souza Barbosa, Professor(a)**, em 15/08/2022, às 15:51, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Mario Vicente Riccio Filho, Professor(a)**, em 29/08/2022, às 13:46, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Rafael Cerqueira Silva, Usuário Externo**, em 22/09/2022, às 13:12, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no Portal do SEI-Ufjf (www2.ufjf.br/SEI) através do ícone Conferência de Documentos, informando o código verificador **0907688** e o código CRC **8D29A108**.

AGRADECIMENTOS

Aos meus coorientadores, Mário, Rafael e Flávio, por tornarem este trabalho possível e o acompanharem de perto com total solicitude.

Ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e à Universidade de Brasília (UnB) pela parceria e por me proporcionarem a participação em um projeto tão singular, Termo de Execução Descentralizado (TED) firmado entre DNIT e UnB.

À minha família, Glicia e Vanessa em especial, por promoverem um ambiente acolhedor e de grande incentivo dentro de casa.

À Tamara, minha companheira de todas as horas e dona da maior empatia desse mundo.

Aos amigos da Frente Ferroviária de pesquisa e aos amigos da graduação e da pós-graduação.

Aos colaboradores, principalmente Mayara e Luiz, que fomentaram o monitoramento em campo.

Ao José Carlos, um dos idealizadores do SysTrain, e ao Gabriel por licenciarem o uso do *software* que possibilitou as modelagens de pavimento ferroviário.

RESUMO

As ferrovias têm ganhado destaque nacional em razão dos vultosos investimentos e expansões da malha planejados para os próximos anos. Os métodos brasileiros para analisar o comportamento dos pavimentos ferroviários, no entanto, apresentam simplificações defasadas e inspiradas em países com solos de climas distintos das 5 regiões climáticas do Brasil. Dessa forma, esta dissertação, peça integrante do Termo de Execução Descentralizado (TED) entre o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e a Universidade de Brasília (UnB) em parceria com a Universidade Federal de Juiz de Fora (UFJF), colabora com a execução de um trecho experimental (TE) composto por instrumentação específica para medir as tensões, as deformações e as modificações nas condições dos materiais do pavimento ferroviário resultantes das ações do tráfego. Para tanto, definiu-se os instrumentos que integrarão o TE, tendo como referência as poucas experiências nacionais e internacionais. Da instrumentação projetada, utilizou-se somente a medição das deflexões por meio do tratamento de imagens quando da passagem do trem, deixando o legado para futuras pesquisas. Em consonância a essas experiências, o monitoramento das deflexões por meio de imagens digitais, utilizada na pesquisa, apresentou-se como um diferencial. O projeto de instrumentação foi norteado por uma prévia modelagem numérica, com uso do *software* SysTrain. Assim, procedeu-se com o monitoramento do potencial trecho a ser instrumentado, sendo realizadas filmagens que captassem o deslocamento de alvos locados em trilhos e em dormentes. Em seguida, foi realizada retroanálise no *SysTrain*, a partir da deflexão do trilho e validando-a com os deslocamentos dos dormentes, uma vez que houve consonância entre os resultados modelados e de campo. Pelo tipo de retroanálise analisada, constatou-se módulo de resiliência com valor indicativo de processo avançado de degradação do subleito. Condição razoável considerando o tempo de operação da via. Por meio de análises de sensibilidade dos parâmetros que podem afetar o comportamento do pavimento férreo, verificou-se a influência do módulo de resiliência, principalmente do subleito, nos deslocamentos mobilizados no trilho. Por outro lado, não houve impacto significativo da condição do lastro no comportamento do pavimento analisado. Assim, os resultados destacam a importância da iteração entre as camadas do pavimento e da condição do subleito para um melhor desempenho da linha férrea.

Palavras-chave: pavimento ferroviário, instrumentação, monitoramento por câmera, retroanálise.

ABSTRACT

Railroads have gained national prominence due to the large investments and network expansions planned for the coming years. Brazilian methods for analyzing the behavior of railways, however, present outdated simplifications inspired in countries with soils with climates distinct from the 5 climatic regions of Brazil. Thus, this master thesis, an integral part of the Decentralized Execution Term (TED) between the National Department of Transportation Infrastructure (DNIT) and the University of Brasilia (UnB) in partnership with the Federal University of Juiz de Fora (UFJF), collaborates with the execution of an experimental section (TE) composed of specific instrumentation to measure the stresses, strains, and modifications in the conditions of the railway materials resulting from traffic actions. To this end, the instruments that will integrate the TE were defined, with reference to the few national and international experiences. Of the instrumentation designed, only the measurement of deflections by means of image treatment was used when the train was passing, leaving a legacy for future research. In comparison to these experiences, the monitoring of deflections by means of digital images, used in the research, presented itself as a differential. The instrumentation project was guided by a previous numerical modeling, using the SysTrain software. Thus, we proceeded with the monitoring of the potential stretch to be instrumented, filming the displacement of targets located on rails and ties. Next, a back analysis was performed in SysTrain, starting from the rail deflection, and validating it with the sleeper displacements, once there was agreement between the modeled and field results. The back analysis showed a resilience module with a value indicating an advanced subgrade degradation process. This is a reasonable condition considering the track's operation time. Through sensitivity analysis of the parameters that can affect the behavior of the railway, the influence of the resilience modulus, especially of the subgrade, on the displacements mobilized in the rail was verified. On the other hand, there was no significant impact of the ballast condition on the behavior of the analyzed structure. Thus, the results highlight the importance of the iteration between the layers of the structure and the condition of the subgrade for a better performance of the railway.

Keywords: railway structure, instrumentation, camera monitoring, back analysis.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Seção típica de uma ferrovia com lastro	29
Figura 2 – Trilho do tipo Vignole, composto por boleto (parte superior), alma (parte central) e patim (parte inferior)	32
Figura 3 – Conjunto e-Clip com sistema resiliente individual (SRS), que atenua ruídos e vibrações.....	34
Figura 4 – À esquerda, dormente biblocos (estruturas independentes); à direita, dormente misto (também chamado de RS).....	36
Figura 5 – Dormente monobloco de concreto das ferrovias da Alemanha	36
Figura 6 – Sublastro imprimado em trecho de duplicação da Estrada de Ferro Carajás	39
Figura 7 – Distribuição típica de carregamentos em ferrovias lastreadas	42
Figura 8 – Esquematização de solicitações no contato roda-trilho	43
Figura 9 – Posição de carregamento para momento fletor máximo	46
Figura 10 – Variação de deslocamento e momentos fletores no trilho	48
Figura 11 – Faixas de deflexão máxima na via	49
Figura 12 – Tensões aplicadas e deslocamentos no ensaio de carga repetida.....	52
Figura 13 – Distribuição granulométrica de algumas amostras em escala real e reduzida	52
Figura 14 – Resultado dos ensaios cíclicos para GE e PE.....	53
Figura 15 – Fluxograma da metodologia adotada no SysTrain.....	55
Figura 16 – Aspecto gráfico típico do modelo resiliente coesivo	56
Figura 17 – Aspecto gráfico típico do modelo resiliente granular	57
Figura 18 – Aspecto gráfico típico do modelo resiliente combinado.....	57
Figura 19 – Aspecto gráfico típico do modelo resiliente composto.....	58
Figura 20 – Domínio de cálculo do software em destaque.....	60
Figura 21 – Esquematização da modelagem executada no SysTrain.....	61
Figura 22 – Detalhe da inserção das CTTs nos dormentes de madeira.....	65
Figura 23 – Posicionamento de uma CTT à esquerda e implantação de geogrelha em lastro desguarnecido à direita	66
Figura 24 – Posicionamento de uma CTT na interface lastro-asfalto à esquerda e lastro-sublastro à direita.....	67
Figura 25 – Detalhe de uma célula esbelta e outra robusta	68
Figura 26 – Aspecto geral dos componentes de um <i>H-gauge</i>	70
Figura 27 – Exemplo de posicionamento de <i>H-gauges</i> em um pavimento ferroviário.....	71
Figura 28 – Aspecto geral de um <i>SCG</i>	72
Figura 29 – Esquematização básica de um transdutor de deslocamento.....	72
Figura 30 – Transdutor de deslocamento	73
Figura 31 – Posicionamento dos sensores resistivos na camada de sublastro.....	74
Figura 32 – Detalhe do sensor de umidade, umidostato.....	75
Figura 33 – Detalhe do sensor de temperatura, termopar.....	76
Figura 34 – Componentes de um tensiômetro comum.....	77
Figura 35 – Dispositivo de medição de deslocamento com LVDTs	78
Figura 36 – Monitoramento da deflexão no pavimento por meio de filmagem.....	79
Figura 37 – Monitoramento da oscilação da ponte por meio de filmagem.....	79
Figura 38 – Tubo rígido em trechos retilíneos e tubos flexíveis em mudanças de direção.....	81
Figura 39 – Visão superior de um pluviômetro sem e com funil direcionador.....	82
Figura 40 – Câmara de calibração para CTTs	83
Figura 41 – Detalhes do ensaio de calibração das células de tensão total.....	84
Figura 42 – Detalhes do ensaio de calibração dos extensômetros.....	85

Figura 43 – Aspecto geral do posicionamento das cargas de dois truques, um de cada vagão, para modelagem	87
Figura 44 – Pressão de contato entre o lastro e o dormente em seção transversal.....	88
Figura 45 – Visão esquemática longitudinal dos trechos instrumentados em pátio ferroviário	90
Figura 46 – Concepção do trecho instrumentado.....	92
Figura 47 – Aspecto geral da estação em Itu, sentido Norte (decrecente)	95
Figura 48 – Aspecto geral da estação em Itu, sentido Sul (crescente).....	95
Figura 49 – Estação de monitoramento de temperatura dos trilhos.....	96
Figura 50 – Vista de satélite do ponto monitorado	98
Figura 51 – Detalhe do conjunto de monitoramento, composto de tripé e câmera à frente e alvos ao fundo	99
Figura 52 – Mira utilizada, com medidas em centímetros.....	99
Figura 53 – Procedimento de limiarização	100
Figura 54 – Exemplo de histograma da imagem em escala de cinza.....	101
Figura 55 – Tela do <i>software</i> de processamento de imagens.....	102
Figura 56 – Visada da filmagem na campanha v0021	103
Figura 57 – Visada da filmagem na campanha v0022	103
Figura 58 – Esquematização da inclinação do eixo do sensor da câmera em relação aos Eixos Y (vertical) e X (horizontal).....	104
Figura 59 – Deslocamentos na direção x no alvo direito da campanha v0022.....	105
Figura 60 – Deslocamentos verticais do alvo direito da campanha v0021	106
Figura 61 – Deslocamentos verticais do alvo esquerdo da campanha v0021	106
Figura 62 – Deslocamentos verticais do alvo direito da campanha v0022.....	106
Figura 63 – Deslocamentos verticais do alvo esquerdo da campanha v0022.....	107
Figura 64 – Correção de tendência no alvo esquerdo da campanha v0022	108
Figura 65 – Pontos de referência analisados em v0022	109
Figura 66 – Deslocamento no alvo esquerdo da campanha v0021 (4k30fps)	110
Figura 67 – Deslocamento no alvo direito da campanha v0022 (FullHD60fps)	111
Figura 68 – Fluxograma da retroanálise executada para a campanha v0022.....	114
Figura 69 – Aspecto gráfico de deslocamento vertical da campanha v0021, versão 1 de retroanálise	116
Figura 70 – Aspecto gráfico de deslocamento vertical da campanha v0022, versão 12 de retroanálise	116

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Granulometria recomendada para lastro.....	38
Tabela 2 – Modelos para cálculo do módulo de resiliência no SysTrain	59
Tabela 3 – Resumo dos principais dados que compõem a instrumentação com CTT	68
Tabela 4 – Resumo das tensões máxima e mínimas calculadas pela modelagem.....	88
Tabela 5 – Resumo das principais recomendações para os sensores do trecho instrumentado	93
Tabela 6 – Resumo das características e resultados de deflexão.....	110
Tabela 7 – Comparativo dos deslocamentos monitorados e modelados	117
Tabela 8 – Resumo das tensões obtidas na modelagem preliminar e nas retroanálises	118

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	25
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO.....	25
1.2	JUSTIFICATIVA.....	26
1.3	OBJETIVOS	27
1.3.1	Objetivo Geral.....	27
1.3.2	Objetivos específicos	27
1.4	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	28
2	O PAVIMENTO FERROVIÁRIO	29
2.1	ELEMENTOS DO PAVIMENTO FERROVIÁRIO.....	30
2.1.1	Trilho.....	31
2.1.2	Fixações	33
2.1.3	Dormente.....	35
2.1.4	Lastro	37
2.1.5	Sublastro.....	38
2.1.6	Subleito	39
2.2	MECÂNICA DO PAVIMENTO FERROVIÁRIO.....	40
2.2.1	Esforços atuantes.....	40
2.2.2	Forças Verticais.....	41
2.2.3	Caráter dinâmico das solicitações	43
2.2.4	Métodos clássicos de análise de esforços	45
2.2.5	Módulo de Resiliência	49
3	<i>SOFTWARE</i> SYSTRAIN.....	54
3.1	ABORDAGENS DO PROGRAMA.....	55
3.1.1	Geometria.....	55
3.1.2	Materiais.....	55
3.1.3	Carregamento	59
3.1.4	Método dos Elementos Finitos.....	60
3.1.5	Visualização	62
3.1.6	Verificação	62
4	INSTRUMENTAÇÃO DE UM PAVIMENTO FERROVIÁRIO	63
4.1	SELEÇÃO DOS INSTRUMENTOS.....	63
4.1.1	Célula de Tensão Total (CTT)	63
4.1.2	Sensores de deformação (<i>H-gauges</i>).....	69
4.1.3	Termopares e umidostatos	74

4.1.4	Tensiômetros	76
4.1.5	Deslocamento por vídeo registro	77
4.1.6	Cabeamentos e eletrodutos	80
4.1.7	Pluviômetros e termômetros de temperatura ambiente	81
4.1.8	Sistema de aquisição de dados (SAD).....	82
4.2	CALIBRAÇÃO DOS INSTRUMENTOS	83
4.2.1	Calibração das Células de Tensão Total.....	83
4.2.2	Calibração dos sensores <i>H-gauges</i>	85
4.2.3	Calibração dos demais sensores	86
4.3	MODELAGEM PRELIMINAR DO TRECHO INSTRUMENTADO	86
4.4	CONCEPÇÃO E LOCAÇÃO DO TRECHO INSTRUMENTADO	89
5	MONITORAMENTO INICIAL E RETROANÁLISE	94
5.1	APRESENTAÇÃO DO TRECHO MONITORADO.....	94
5.2	EXECUÇÃO DO ENSAIO POR VÍDEO REGISTRO	99
5.2.1	Metodologia de monitoramento	100
5.2.2	Campanhas de monitoramento executadas.....	102
5.2.3	Resultados da campanha de monitoramento	104
5.2.4	Discussões acerca dos resultados	107
5.2.5	Conclusão sobre o monitoramento	110
5.3	RETROANÁLISE	111
6	CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	119

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

O modal ferroviário é um dos protagonistas no transporte de carga. Não coincidentemente, grandes economias estão associadas a desenvolvidos sistemas férreos capazes de deslocar, principalmente, importações e exportações de maneira segura, planejada e eficiente. Vultosos recursos financeiros são destinados às vias permanentes para garantir a construção de novas linhas, a manutenção das já existentes, e a operação dos trechos (SELIG; WATERS, 1994).

As dimensões continentais do território brasileiro não significam destaque para o tamanho da rede ferroviária nacional, que representa apenas a décima maior do mundo. Em 2014, a China possuía 131 mil km, Estados Unidos mais de 293 mil km e a Argentina quase 37 mil km (CIA, 2021). O Brasil tem uma malha de 31.344 quilômetros, sendo 29.933 concedidos à iniciativa privada. A velocidade média operacional brasileira é de 22 km/h, enquanto nos Estados Unidos é de 80 km/h (CNT, 2021).

Segundo ANTT (2021), os investimentos previstos para um futuro próximo ultrapassam 63 bilhões de reais, sendo quase 25 bilhões para novas concessões. Por essa razão, espera-se que a relevância do modal ferroviário seja ampliada nos anos seguintes e demandem estudos nacionais que elevem o grau de entendimento acerca do comportamento desses pavimentos.

Embora haja grandes investimentos, por ser um meio de transporte secular, o caráter empírico e simplificado dos projetos de dimensionamento e de manutenção possui grande aceitação. Entretanto, o arcabouço de práticas bem-sucedidas não consegue representar a variabilidade de situações que a ferrovia projetada está inserida. Dessa forma, soluções pouco adequadas podem comprometer indefinidamente a otimização da via, gerando dispendiosas manutenções futuras (SELIG; WATERS, 1994).

Para elevar o nível de entendimento sobre a ferrovia, a mecânica dos pavimentos ajuda a explicar o comportamento das estruturas submetidas às cargas dos veículos. Calcula-se tensões, deformações e deslocamentos a partir de parâmetros de deformabilidade dos materiais empregados. Essa abordagem traz conceitos mais refinados advindos da Teoria da Elasticidade, bem como das modernas análises numéricas, capazes de demonstrar melhor a realidade (MEDINA; MOTTA, 2015).

Medina e Motta (2015) também ressaltam que os recursos computacionais podem incrementar a complexidade das análises sem, efetivamente, melhorar o entendimento sobre o comportamento do pavimento. Por essa razão, faz-se fundamental as pesquisas experimentais que retratem a condição *in situ*, servindo de sustentação aos modelos numéricos.

Nesse sentido, este trabalho avalia o desempenho de um pavimento ferroviário por meio de análises das tensões e deformações mobilizadas pela ação do tráfego obtidas de forma indireta a partir dos deslocamentos medidos pela técnica do tratamento de imagens digitais das deflexões oriundas da passagem do trem.

1.2 JUSTIFICATIVA

Pode-se dizer que os diferentes modais de transporte estabelecem uma concorrência entre si em algumas situações. Embora essa competição estimule o desenvolvimento de tecnologias ligadas ao transporte ferroviário para ganho de eficiência, também há uma pressão para redução de custos, que podem impactar diretamente investimentos em pesquisas (INDRARATNA *et al.*, 2011; SELIG; WATERS, 1994).

Os métodos de dimensionamento ferroviário, essencialmente empíricos, desenvolvidos pelos Estados Unidos e países da Europa foram incorporados ao Brasil em razão da escassa pesquisa nacional. Todavia, o país conta com condições climáticas e pedogeomorfológicas dissonantes das nações do Hemisfério Norte e, assim, gera-se consideráveis incertezas sobre o desempenho e custos de manutenção de pavimentos construídos em território nacional durante sua vida útil.

Fenômeno semelhante fora visto no pavimento rodoviário: os métodos importados não são suficientes para explicar as condições brasileiras, principalmente sobre os solos lateríticos. Os trabalhos de Franco (2007) e Fritzen (2016), por exemplo, contribuíram significativamente para uma nova abordagem mecanística-empírica para os pavimentos rodoviários. O Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), desenvolvido a partir desses estudos, possui fundamentação experimental e teórica mais adequada à realidade brasileira, seja em termos de tráfego, de materiais, ou de solos.

Nesse sentido, este trabalho pretende contribuir para um entendimento mais refinado do pavimento ferroviário, de modo semelhante ao visto nos pavimentos rodoviários nacionais. Assim, a iminente expansão da malha ferroviária brasileira poderá contar com métodos mais acurados para compreender o comportamento *in situ*.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

Dividida em três pilares principais, esta dissertação tem como objetivos gerais:

- Formular um projeto de instrumentação de pavimento ferroviário, que suporte aos esforços do processo executivo e da operação da via;
- Implantar a técnica de monitoramento de deslocamentos da superestrutura ferroviária por meio de análises de imagens captadas por câmera;
- Obter, por retroanálise das tensões e deformações, os parâmetros de deformabilidade dos materiais do pavimento, visando avaliar a influência destes em seu desempenho.

1.3.2 Objetivos específicos

Primeiramente, apresentar uma bibliografia sobre os tipos e os princípios de funcionamento dos sensores utilizados nas instrumentações ferroviárias na esfera mundial nos últimos anos e os seus respectivos métodos executivos. A partir disso, definir o projeto de instrumentação do trecho experimental, com ajuda de uma modelagem preliminar que identifique a ordem de grandeza das tensões e dos deslocamentos, juntamente com sua descrição. Posteriormente, realizar monitoramento de deslocamento *in loco* de elementos do pavimento ferroviário por vídeo registro e obter as propriedades de deformabilidade dos materiais constituintes do pavimento por meio de retroanálise das tensões e deslocamentos em software específico.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A dissertação possui subdivisão em seis capítulos, com as seguintes temáticas:

- *Capítulo 1 – Introdução:* há uma contextualização do tema do trabalho, além da explicitação dos objetivos e da estrutura da dissertação;
- *Capítulo 2 – O pavimento ferroviário:* aborda-se as descrições e as funções de cada componente do pavimento a partir da literatura especializada, além da mecânica do pavimento ferroviário e dos métodos de análise mais correntes;
- *Capítulo 3 – Software Sysstrain:* explicação do funcionamento do programa e quais resultados podem ser obtidos provenientes de seu uso;
- *Capítulo 4 – Instrumentação de um pavimento ferroviário:* discorre-se sobre os instrumentos mais utilizados e adequados para utilização em ferrovias. Também é descrito o projeto de instrumentação idealizado, além do método de execução do trecho e da modelagem preliminar;
- *Capítulo 5 – Monitoramento inicial e retroanálise:* apresenta-se o potencial trecho a ser instrumentado; explica-se a forma de monitoramento executada, com destaque para a metodologia de processamento de imagens e dos resultados obtidos. Ademais, é exposta a retroanálise e as conclusões que são possíveis de inferir;
- *Capítulo 6 – Conclusões e sugestões para trabalhos futuros.*

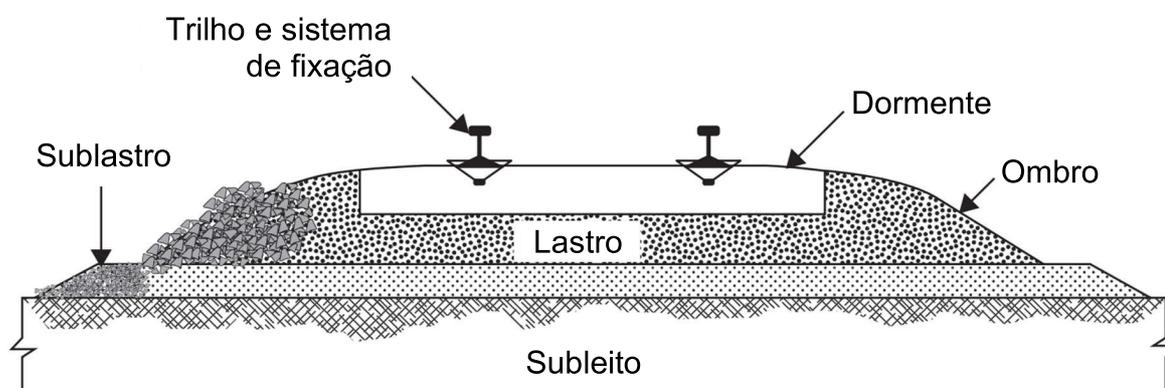
2 O PAVIMENTO FERROVIÁRIO

A via permanente surge de aprimoramentos dos caminhos utilizados pelas carruagens. Com a implementação de trens sobre uma estrutura mais robusta e moderna, foi possível garantir a trafegabilidade das composições mesmo em situações climáticas adversas de chuva e de neve. O fato não presenciado até então garantiu a alcunha de “permanente” ao sistema (MUNIZ DA SILVA, 2002).

Dotada de uma complexa interação entre trem e estrutura – por vezes compreendida apenas em âmbito empírico –, as vias férreas objetivam um transporte estável, seguro e econômico. Deve-se garantir, dessa forma, uma pista de rolamento adequada dissipação de tensões para cada camada subjacente, além de capacidade para resistir aos mais diversos esforços gerados pela aceleração e pela frenagem do material rodante (INDRARATNA *et al.*, 2011).

O pavimento ferroviário (Figura 1) é definido como um conjunto subdividido em grade composta por trilhos, fixadores e dormentes; além das camadas de solo como o lastro, o sublastro e o subleito, sendo este último a fundação (MEDINA; MOTTA, 2015).

Figura 1 – Seção típica de uma ferrovia com lastro



Fonte: adaptado de Indraratna *et al.* (2011).

Medina e Motta (2015) instituíram a terminologia “pavimento ferroviário” ao estabelecer uma convergência de conceitos entre as vias permanentes e os pavimentos rodoviários. Para além da simples criação do termo, há significativa mudança de abordagem sobre o comportamento das ferrovias, passando-se, pois, a adotar conceitos da Mecânica dos Pavimentos, possibilitando um tratamento mecanístico-empírico da estrutura em camadas sujeita a cargas dinâmicas. Dessa forma, a mecânica dos pavimentos busca compreender a

resposta dos materiais da via sob carregamentos cíclicos, que são responsáveis por deformações elásticas e plásticas.

Diferentemente do pavimento rodoviário, o ferroviário possui uma estrutura que não sofre afundamento de trilha de roda (comportamento plástico) e nem trincamento da camada superior (consequência da fadiga). Todavia, observa-se desnivelamento e alterações de rigidez do sistema, os quais são diagnosticados por alterações no trilho, majoritariamente (SPADA, 2003).

Tem-se, ainda, por efeito da repetição de deformações elásticas, a quebra dos grãos do lastro e deformações plásticas no sublastro e subleito, refletindo em deformações permanentes, como discutido em Lundgren, Martin e Hay (1970, *apud* SADEGHI; BARATI, 2010). Outra questão é a exposição do material de lastro que fica submetido à preenchimentos de finos, por vezes, até mesmo do material transportado, como é o caso do minério de ferro, alterando a rigidez do lastro e da condutividade hidráulica. A diferença de granulometria entre os materiais é mais brusca, podendo haver contaminação do sublastro para o lastro por meio de bombeamento de finos (COSTA, 2016).

2.1 ELEMENTOS DO PAVIMENTO FERROVIÁRIO

Existe um caminho natural de cargas que perpassam a cada componente de uma via ferroviária e que visa a distribuir, de maneira controlada, os esforços gerados pelas rodas das composições:

- (i) Trilhos: apoiam as rodas dos vagões, mantendo-as na via, impedindo deslocamentos laterais por meio das fixações.
- (ii) Dormentes: transferem as cargas recebidas dos trilhos à camada inferior. Variam de dimensão conforme a bitola da via e do material constituinte.
- (iii) Lastro: camada granular subjacente aos dormentes. Possui rigidez que concilia a constância da geometria da via com a adequada absorção de vibração do material rodante, evitando o desgaste prematuro deste.
- (iv) Sublastro: situado entre lastro e subleito. Assim como o lastro, atua distribuindo as tensões recebidas da interface superior. Também atua mitigando possíveis contaminações do lastro decorrentes do bombeamento de finos oriundos do subleito. Essa camada possibilita a diminuição dos custos ao reduzir a espessura da camada de lastro, que apresenta materiais mais nobres.

- (v) Subleito: camada sobre a qual toda a estrutura do pavimento ferroviário é montada. Sua porção superior pode ser constituída pelo terreno natural, solo melhorado ou camada de aterro.

2.1.1 Trilho

Trilhos são perfis metálicos posicionados paralelamente ao eixo da via de maneira contínua. Uma de suas principais funções é servir de guia para o rodeiro das composições, além de ser o único elemento a ter contato com o trem, recebendo diretamente seus esforços (SELIG; WATERS, 1994).

Sua composição química possui de 0,40 a 0,80% de carbono (C), sendo que o aumento desse elemento melhora a dureza e a resistência ao desgaste. Em contrapartida, reduz-se ductibilidade, favorecendo rupturas frágeis, por exemplo. O manganês (Mn) varia de 0,80 a 1,70% e confere ganhos de rigidez. Um arranjo que priorize Mn ante C pode conferir maior resistência à tração, mas sem grandes perdas da ductibilidade (PROFILLIDIS, 2014).

Em se tratando de esforços, a carga de cada roda de um vagão operando em *heavy haul* (linhas de carga pesada) brasileira chega a 16 tf, e ultrapassa 20 tf nas australianas, por exemplo. Dessa forma, os trilhos também possuem a função estrutural de distribuir essas cargas pontuais ao elemento subjacente (no caso, o dormente), de modo a operar como uma viga de considerável rigidez.

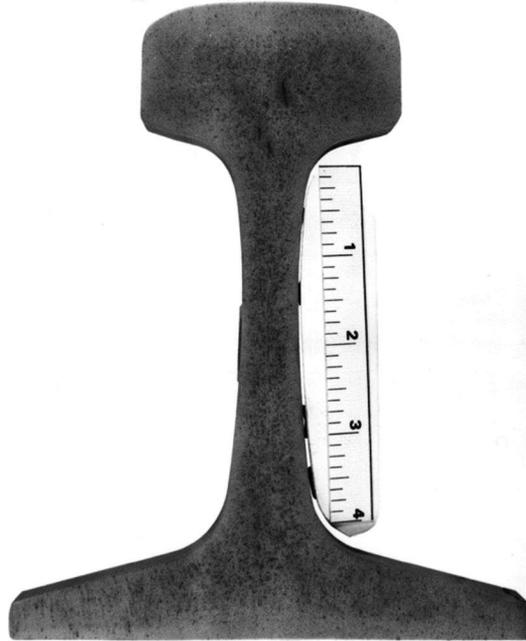
A concepção de viga também é devido ao comprimento médio dos trilhos convencionais ser de 36 metros (trilhos com livre dilatação), ou praticamente infinitos (trilhos longos soldados - TLS) (DNIT, 2015b). Os TLS apresentam vantagens em relação ao desgaste, uma vez que não possuem descontinuidades capazes de aumentar a perturbação e a concentração de tensões. Como o pavimento rodoviário é um sistema bem integrado, solicitações excessivas dos trilhos convencionais impactam na distribuição de tensões para as camadas inferiores (SILVA, F. H. P., 2018).

Para além das premissas básicas de sua função, a concepção do formato dos trilhos é uma busca incessante pelo maior momento de inércia com a menor massa possível. Essa condição é alcançada quando se concentra a massa o mais distante do centro de gravidade, representando, portanto, alto grau de dificuldade em se alterar o estado de movimento de um corpo.

No início da era comercial das ferrovias, já se tinha esses conceitos, os quais culminaram em um perfil “duplo T”. Mas a dificuldade de fixação aos dormentes o fez obsoleto. O tipo

Vignole (Figura 2) – representou a evolução, significando melhor fixação e almas mais esbeltas (BRINA, 1988).

Figura 2 – Trilho do tipo Vignole, composto por boleto (parte superior), alma (parte central) e patim (parte inferior)



Fonte: adaptado de AREMA (2010).

A junção de incertezas sobre as solicitações atuantes e de seções padronizadas dos trilhos tendem a um superdimensionamento desses elementos no projeto. Por essa razão, a literatura sugere impor coeficientes conservadores.

Como consequência, os trilhos passam a ter papel de alta relevância nos projetos, haja vista que seu custo chega aos 24% do total gasto na construção da superestrutura ferroviária, segundo Rangel (2017). No atual contexto de *boom* nos preços de commodities, como o minério de ferro, e da desvalorização cambial, esse percentual pode aumentar.

No dimensionamento, a filosofia é de se considerar menores tensões admissíveis à medida em que há maior solicitação da via. Esse critério visa a mitigar rupturas por ações intensas do alto tráfego, como o desgaste, a fadiga e, conseqüentemente, a probabilidade de falha.

Sadeghi e Barati (2010) discorrem sobre metodologias de AREMA (*American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association*) para previsão da tensão de flexão recebida pelo trilho. São diversos fatores de segurança e empíricos para essa determinação. A tensão admissível (σ_{adm}), por esse método segue na Equação 1:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_y - E_t \times \alpha \times \Delta t}{(1 + A)(1 + B)(1 + C)(1 + D)} \quad (1)$$

Em que:

σ_y é a tensão de escoamento do aço;

$E_t \times \alpha \times \Delta t$ é a tensão advinda pela mudança de temperatura, sendo E_t o módulo de elasticidade do trilho, α o coeficiente de dilatação térmica e Δt a variação térmica observada;

As letras no denominador são fatores de segurança inerentes a cada situação, sendo A para flambagem lateral (varia de 15% a 20%), B para condição da linha (25%), C para desgaste e corrosão (varia de 10% a 35%), e D para desbalanceamento da superelevação (varia de 15% a 25%).

A tensão atuante, por sua vez, depende da metodologia de modelagem do pavimento ferroviário que serão vistas mais à frente. De toda forma, pode-se lançar mão da tradicional tensão na flexão da Resistência dos Materiais, mostrada na Equação 2 (RANGEL, 2017):

$$\sigma_{adm} \geq \frac{FS \times M_{m\acute{a}x}}{W} \quad (2)$$

Em que:

FS é o coeficiente de transformação de cargas estáticas (força das rodas) para cargas dinâmicas (força combinada com acelerações, frenagem e trepidações);

$M_{m\acute{a}x}$ é o máximo momento fletor observado pela passagem do material rodante;

W é o módulo resistente à flexão do trilho.

2.1.2 Fixações

O sistema de fixação busca garantir a união dos trilhos nos dormentes, sendo capaz de suportar os esforços verticais, laterais e longitudinais causados pela passagem do material rodante ou pela dilatação térmica em trilhos longos soldados.

As fixações rígidas são utilizadas, geralmente, em dormentes de madeira. Esse tipo de fixação promove uma rigidez mais próxima da adequada, pois a vibração da passagem das composições e o fato de a madeira ser um elemento que sofre variações volumétricas consideráveis em razão da umidade tende a atenuar as ligações do conjunto. Cita-se, como exemplo desse sistema, os pregos de linha e os tirefond (RANGEL, 2017). O tirefond é

aparafusado na madeira, sendo mais solidário e evitando danos às fibras lenhosas. Dessa forma, chega a oferecer uma resistência a arrancamento de aproximadamente 7 toneladas (BRINA, 1988).

As fixações elásticas, como o próprio nome sugere, visam a fornecer deformações elásticas controladas, de modo a evitar a rápida perda de pressão entre patim e dormente. Entretanto, a característica cíclica do carregamento solicitante também tende a diminuir a rigidez de ligação (RANGEL, 2017).

Silva Filho (2013) aborda uma classificação para os apoios: apoio direto e apoio indireto. O primeiro indica o trilho apoiado diretamente sobre os dormentes, sendo necessário um corte na madeira para garantir a inclinação. O segundo dispensa mudança geométrica no trilho por usar uma placa de apoio já com a inclinação necessária.

O autor ainda comenta que a o apoio direto ficou obsoleto, pois o trilho penetra no dormente, diminuindo a resistência deste, modificando a inclinação, além de afrouxar a fixação. Mesmo com apoios indiretos, os dormentes de madeira ainda sofrem com afundamentos e necessidade de correções dessa natureza, gerando elevado custo de manutenção.

Embora cada modelo de fixação tenha sido criado para um tipo de dormente, a fixação elástica Pandrol e-Clip (Figura 3) é muito popular no Brasil, tanto para dormentes de concreto, quanto para de madeira. Nos de concreto, porém, é comum o uso de palmilhas poliméricas no contato trilho-dormente para diminuir vibrações.

Figura 3 – Conjunto e-Clip com sistema resiliente individual (SRS), que atenua ruídos e vibrações



Fonte: Pandrol (2021).

2.1.3 Dormente

Indraratna *et al.* (2011) descrevem os dormentes como estruturas achatadas, resilientes e capazes de restringir as movimentações do trilho com o auxílio do conjunto de fixação. São assentados sobre uma camada compactada de material granular, o lastro, a uma distância pré-determinada pelo projeto.

A função estrutural do dormente é receber os esforços pela passagem das composições no trilho e distribuí-las ao lastro de maneira uniforme e em tensão compatível. Além disso, deve impedir seu próprio deslocamento ao sofrer esforços laterais, longitudinais e verticais a partir de sua ancoragem no lastro (SELIG; WATERS, 1994).

Evidentemente, quanto maior o espaçamento entre dormentes, maior solicitação será gerada aos componentes da superestrutura. Geralmente contabilizados em unidade por quilômetro, espaçamentos entre 50 e 55 cm (1800 a 2000 unid./km) são considerados dimensionamento conservadores, enquanto de 60 a 65 cm (1540 a 1670 unid./km) são propostas arrojadas. O projetista deve definir a quantidade com cautela, visto que espaçamentos estreitos podem ser insuficientes para a manutenção (desguarnecimento do lastro).

A matéria-prima do dormente é variada. Tem-se madeira, aço, concreto, material sintético e combinações, como aço e concreto. Os dormentes de madeira, entretanto, são cada vez menos usados em razão da difícil aquisição de boas madeiras e de restrições ambientais para a preservação florestal (SILVA FILHO, 2013). Os de concreto, por outro lado, ganharam esse espaço graças à sua elevada durabilidade, sendo usuais substitutos de dormentes de madeira e de aço (PROFILLIDIS, 2014).

Os primeiros dormentes de concreto foram inspirados nos de madeira, ou seja, possuíam uma seção contínua (prismática). Mesmo sendo de concreto armado, os resultados não foram satisfatórios: observou-se trincas na parte média do elemento que rapidamente avançavam para uma ruptura. França, Bélgica e Alemanha nortearam estudos para outras concepções, das quais são utilizadas até hoje, como o concreto protendido, biblocos e misto, que possui uma barra de aço em formato “T” invertido unindo as duas partes (BRINA, 1988). Estes dois últimos são mais utilizados no sistema metroviário (Figura 4).

Figura 4 – À esquerda, dormente biblocos (estruturas independentes); à direita, dormente misto (também chamado de RS)

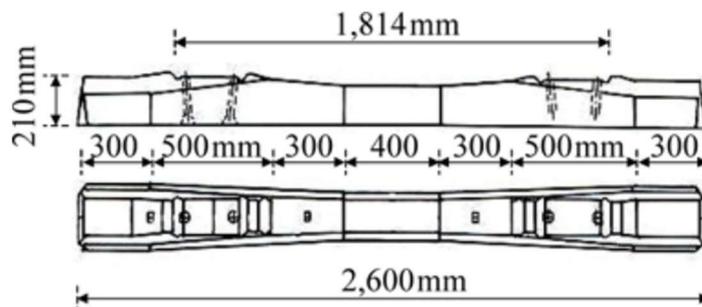


Fonte: Rangel (2017).

Os dormentes monoblocos de concreto são majoritariamente dotados de protensão de pré-tensionamento. Isso significa que as barras de aço são tracionadas por elementos externos no momento da concretagem; após cura e ganho de resistência, as forças de tração externas são cessadas. Com isso, as barras buscam o retorno à sua condição inicial, mas são impedidas pela aderência ao concreto.

A protensão também garante que os dormentes trabalhem apenas sob melhor característica: resistência à compressão. São várias configurações possíveis para o formato da estrutura, mas os britânicos – com base retangular – e os alemães (Figura 5) – com base central estreitada – são as mais usuais (PROFILLIDIS, 2014).

Figura 5 – Dormente monobloco de concreto das ferrovias da Alemanha



Fonte: Profillidis (2014).

A quantidade de fios usados na protensão varia de 8 a 40, geralmente do tipo CP 170 RB ou CP 175 RB (aço para concreto protendido com relaxação baixa) com 6 mm de diâmetro.

Armaduras passivas são dispensáveis, mas, quando usadas, emprega-se CA-50 ou CA-60 (RANGEL, 2017).

Esses dormentes são estruturas potencialmente mais duráveis, fortes, pesadas e rígidas que os dormentes de madeira. Também possuem fácil modificação de sua geometria na fabricação, embora alterações em campo sejam quase inexequíveis (INDRARATNA *et al.*, 2011). Para além de sua elevada resistência mecânica e boa ancoragem no lastro, esses dormentes podem aumentar a rigidez da via ao não amortizar os esforços como se espera (SILVA FILHO, 2013).

2.1.4 Lastro

A função estrutural fundamental do lastro é transmitir, de forma dissipada, os esforços recebidos dos dormentes para o sublastro (quando este existir) ou para o subleito de maneira elástica. Os dormentes são cravados nessa camada, que geralmente varia de 25 a 35 cm (a contar da base do dormente) (INDRARATNA *et al.*, 2011). O comprimento sobressalente do topo do lastro em relação ao dormente é chamado de ombro (Figura 1) e ajuda a confinar a grade (PROFILLIDIS, 2014).

Brina (1988) comenta a necessidade de o material de lastro ser altamente permeável e possibilitar fácil correção de greide nas manutenções. A pedra britada, amplamente utilizada no país e no mundo, fornece esses requisitos, desde que seja advinda de rochas resistentes, como basalto, granito e gnaisse.

Silva Filho (2013) ressalta a grande discussão acerca das formulações para se projetar o lastro no país. Os dados estrangeiros importados, como ângulo de espraiamento, valores de módulo e granulometria, não tiveram a sua adequada correlação com os materiais nacionais, dispensando-se embasamento técnico mecanístico e incorporando-se métodos empíricos defasados, quando comparados aos conceitos já difundidos no modal rodoviário.

Embora a maioria dos projetistas brasileiros recomendem a utilização da Faixa 3 da AREMA nos lastros (Tabela 1), a aplicação de brita nº 3 (malha entre 25 mm e 50 mm) também é recorrente (SILVA FILHO, 2013). O desempenho do lastro em suas funções está intimamente ligado a característica de graduação aberta, ou seja, partículas grosseiras de tamanho razoavelmente constante (SELIG; WATERS, 1994).

Tabela 1 - Granulometria recomendada para lastro

Faixa	Malha quadrada nominal	Porcentagem Passante									
		3"	2½"	2"	1½"	1"	¾"	½"	d"	Nº 4	Nº 8
24	2 ½" - ¾"	100	90-100		25-60		0-10	0-5	–	–	–
25	2½" - d"	100	80-100	60-85	50-70	25-50	–	5-20	0-10	0-3	–
3	2" - 1"	–	100	95-100	35-70	0-15	–	0-5	–	–	–
4A	2" - ¾"	–	100	90-100	60-90	10-35	0-10	–	0-3	–	–
4	1½" - ¾"	–	–	100	90-100	20-55	0-15	–	0-5	–	–
5	1" - d"	–	–	–	100	90-100	40-75	15-35	0-15	0-5	–
57	1" – Nº 4	–	–	–	100	95-100	–	25-60	–	0-10	0-5

Fonte: adaptado de AREMA (2010).

2.1.5 Sublastro

Essa camada está localizada entre o lastro e o subleito. Composta por granulometria bem graduada, o sublastro impede a penetração das britas do lastro diretamente no subleito, uma vez que aquele gera considerável concentração de tensão em função do formato das partículas e da graduação aberta (INDRARATNA *et al.*, 2011).

Sua função primária, porém, é a mesma do lastro: absorver trepidações, induzir resposta elástica às solicitações e dissipar as tensões recebidas para a camada subjacente. Ademais, a utilização dos sublastros está associada a economia e racionalidade de recursos, pois é constituída de materiais menos nobres, mas que desempenham função estrutural adequada. Essa condição só é possível em razão do alívio de tensões que o lastro promoveu.

Outrossim, Selig e Waters (1994) ressaltam a capacidade do sublastro em mitigar o bombeamento de finos – que levam à colmatação (preenchimento de vazios) do lastro –, além de garantir o direcionamento da água pluvial para fora do pavimento, impedindo a saturação do subleito e sua consequente perda de resistência.

Alternativamente, há a abordagem de o sublastro ser uma camada filtrante e, portanto, não impermeável. Todavia, práticas como a imprimação do topo do sublastro e o seu alinhamento com a captação pluvial (Figura 6) indicam a desconsideração de infiltração pluvial na maioria dos casos (SILVA FILHO, 2013).

Figura 6 – Sublastro imprimado em trecho de duplicação da Estrada de Ferro Carajás



Fonte: adaptado de Silva Filho (2013).

Há outras opções à tradicional camada de sublastro para o correto desempenho de uma via férrea, como solos estabilizados com asfalto, lajes de concreto, ou geossintéticos, como geocélulas e geogrelhas (SELIG; WATERS, 1994).

Rangel (2017) compara sublastros de cascalho e de misturas solo-brita variando de 15 a 30 cm de espessura. Enquanto o primeiro apresenta bom desempenho, o segundo perde facilmente seus finos durante a chuva. Dessa forma, a utilização da metodologia MCT pode ajudar a selecionar solos que percam pouca massa nos ensaios de imersão em água.

2.1.6 Subleito

O subleito, em linhas gerais, pode ser definido como uma camada semi-infinita, ou seja, apresenta limite apenas no contato com o sublastro. Trata-se da fundação do pavimento ferroviário, sobre o qual toda a superestrutura está assentada. Sua capacidade de suporte é o ponto chave para todo o dimensionamento, visto que tensões inadequadas podem gerar rupturas e recalques capazes de prejudicar o desempenho e segurança da via.

VALEC (2018) versa sobre algumas preconizações para a qualidade da camada final de terraplenagem (CFT). A principal delas é em função do Índice de Suporte Califórnia (ISC) inferior a 8%, necessitando de substituição ou melhoria nesses casos. ISC menores que 2% precisam de melhoria nos 60 cm finais; ISC entre 2% e 4% nos 40 cm finais; e ISC entre 4% e 8% nos 20 cm finais.

As tensões podem chegar a 5 metros de profundidade e, em razão da espessura e variabilidade do subleito, podem ser responsáveis por quase a totalidade das deformações permanentes verticais. Por essa razão, a contribuição do subleito na rigidez da via é considerável. Seu comportamento influencia não só a deterioração de toda a infraestrutura, mas também comanda parte da deflexão elástica (SELIG; WATERS, 1994).

2.2 MECÂNICA DO PAVIMENTO FERROVIÁRIO

2.2.1 Esforços atuantes

Intuitivamente, é evidente a incumbência da via férrea em suportar os esforços originados do peso das composições e as forças centrífugas em curvas. Entretanto, existem outras solicitações de igual relevância para o dimensionamento, sendo elas em função da via e do material rodante.

Além de classificar a angulação dos esforços – vertical e horizontais (transversalmente e longitudinalmente à linha) –, Esveld (2001) apresenta duas categorias bem definidas relacionadas à natureza das cargas, classificando-as em dois agrupamentos:

- Quase estáticas:
 - Peso dos veículos;
 - Força centrífuga em curvas;
 - Carregamentos de vento.
- Dinâmicas:
 - Irregularidades no greide e diferenciações de rigidez devido à variabilidade dos recalques no lastro;
 - Descontinuidades em soldas, ligações e aparelhos de mudança de via (AMV);

- Corrugações no trilho (desgaste do boleto);
- Defeitos nas composições, como deformações em rodas, vibrações naturais e oscilações.

2.2.2 Forças Verticais

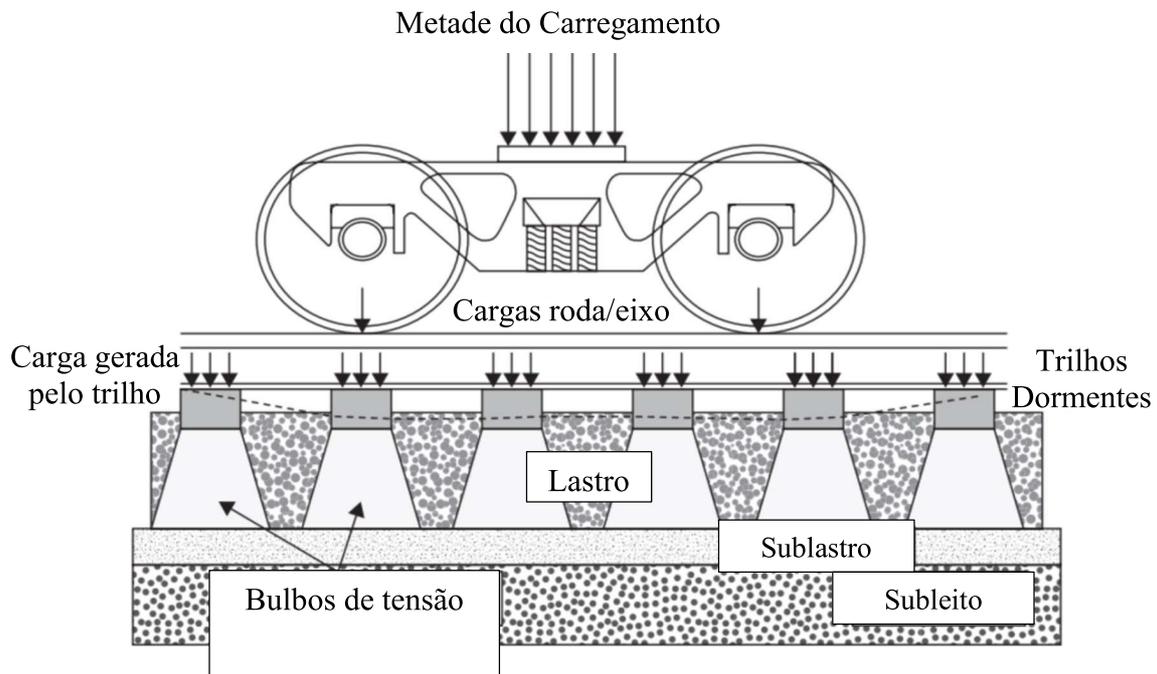
O caminhamento típico das forças verticais, que representam quase a totalidade das considerações nos dimensionamentos, pode ser vista na Figura 7. A configuração de uma ferrovia com múltiplas camadas proporciona um gradual aumento de área sob influência, reduzindo a tensão quanto maior a profundidade. Para um carregamento de 10 tf por roda, por exemplo, Profillidis (2014) propõe as seguintes tensões por interface:

- Roda/trilho: área de 1,3 cm² e tensão média de 755,1 MPa;
- Trilho/placa de apoio: área de 200 cm² e tensão média de 1900 kPa;
- Placa de apoio/dormente: área de 500 cm² e tensão média de 785 kPa;
- Dormente/lastro e sublastro: área de 2.000 cm² e tensão média de 196 kPa;
- Lastro e sublastro/subleito: área de 10.000 cm² e tensão média de 39 kPa;

Ressalta-se que esses valores consideram uma abordagem moderna da distribuição de carga feita pelo trilho aos dormentes, com o dormente logo abaixo da aplicação da carga absorvendo 40% de todo o carregamento atribuído a esses componentes. Outros autores, como Esveld (2001), consideram uma aplicação de 50%, o que induz a maiores tensões para cada interface.

Em relação ao contato roda-trilho, há uma elevada complexidade para o descrever. Como a roda possui um formato tronco de cone, a situação idealizada tornaria a área de pressão entre as duas estruturas reduzidas a um único ponto, elevando a tensão ao infinito.

Figura 7 – Distribuição típica de carregamentos em ferrovias lastreadas



Fonte: adaptado de Indraratna *et al.* (2011).

Heirich Rudolf Hertz, por sua vez, descreve que a pressão de contato entre duas superfícies curvas é aplicada numa área de formato elíptico. A distribuição de tensões não é de caráter homogêneo, sendo a tensão máxima localizada no centro da elipse (SEMPREBONE, 2005).

Schramm (1961 *apud* SILVA FILHO, 2013) apresenta a formulação de Hertz para tensão máxima ($\sigma_{m\acute{a}x}$) como segue (Equação 2):

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 178 \times \left(\frac{1}{R} + \frac{1}{r} \right)^{2/3} \times (Q)^{1/3} \quad (2)$$

Em que:

R é o raio da roda da composição (m);

r é o raio de arredondamento do boleto do trilho (m);

Q é a carga estática por roda (kgf).

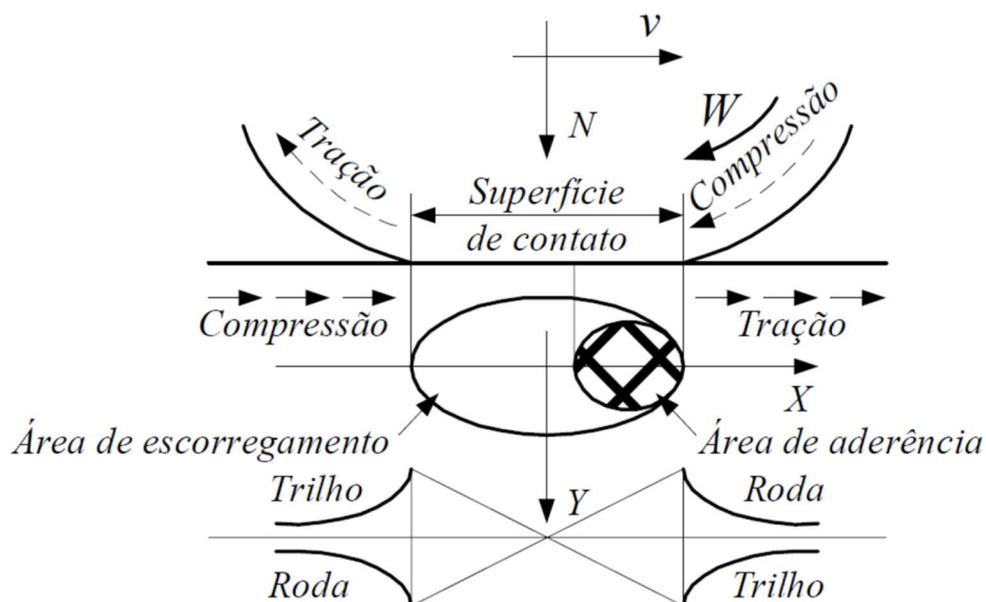
Ainda segundo o autor, a área de contato (A) pode ser facilmente calculada pela Equação

3:

$$A = 2 \times Q / \sigma_{\max} \quad (3)$$

Uma esquematização desse conceito pode ser vista na Figura 8, em que se observa apenas uma parte da superfície de contato sendo responsável pela aderência dos dois elementos. As tensões de compressão e de tração estão presentes tanto na roda quanto no trilho, e se contrapõem com a mesma intensidade, promovendo o equilíbrio.

Figura 8 – Esquematização de solicitações no contato roda-trilho



Fonte: Semprebone (2005)

2.2.3 Caráter dinâmico das solicitações

Profillidis (2014) comenta que as forças dinâmicas, exemplificadas no início do capítulo, podem elevar os esforços em até 50% da carga estática da roda, sendo que é possível uma classificação a partir da frequência de vibração:

- Defeitos advindo do material rodante são de 0,5 Hz a 15 Hz;
- Defeitos de dormentes, trilhos e rodas são de 20 Hz a 100 Hz;
- Defeitos de corrugação no boleto dos trilhos são de 100 Hz a 2 000 Hz.

Dada as simplificações da análise do pavimento ferroviário, diversas metodologias adotam um coeficiente dinâmico para majorar a carga estática e, a partir disso, prever a real solicitação imposta pelas composições. Essa majoração leva em consideração esforços adicionais promovidos por impactos, acelerações, frenagens, vibrações. A Equação 4 conceitua a abordagem:

$$P_d = IF \times P \quad (4)$$

Em que:

P_d é a carga de roda vertical dinâmica;

P é a carga de roda estática;

IF é o fator de ponderação dinâmico.

AREMA (2010) propõe um fator dinâmico (Equação 5) a partir de uma constante multiplicada pela razão entre velocidade média das composições (V) em milhas por hora e do diâmetro da roda (D) em polegadas. Dessa forma, o fato de impacto (IF) obtido só pode ser estimado conhecendo-se a condição de trafegabilidade da via e a composição passante no trecho.

$$IF = 1 + 0,33 \times V/D \quad (5)$$

Brina (1988) reuniu alguns resultados para o fator dinâmico de diversas pesquisas, geralmente correlacionando a carga estática a um acréscimo dinâmico:

- Barlow: solicitação dinâmica é 40% da carga estática a 30 km/h;
- Henry: solicitação dinâmica é 50% da carga estática (não estudou o efeito da velocidade);
- Loewe: solicitação dinâmica é 100% da carga estática;
- Guide: solicitação dinâmica é 185% da carga estática;
- Stevenson: formulou uma função quadrática, governada pela velocidade (V), que é $C_d = 1 + V/100 + (V/100)^2$.

- Schramm: também apresenta uma expressão de terceira ordem para relacionar o fenômeno com a velocidade, $C_d = 1 + 4,5V^2/10000 - 1,5V^3/10000000$.

As expressões de AREMA (2010) e Schramm são metodologias mais modernas, obtidas a partir de vias de elevado padrão construtivo e operacional. Por essa razão, os coeficientes calculados a partir delas tendem a ser inferiores a outros estudos. Brina (1988) ainda comenta que fatores de ponderação entre 1,3 e 1,4 correspondem bem a vias de padrão médio ou inferior.

2.2.4 Métodos clássicos de análise de esforços

As primeiras modelagens remontam ao século XIX. Winkler, em 1867, formulou a hipótese de apoios rígidos para ferrovias. O método consiste em duas vigas paralelas e contínuas, os trilhos, apoiados nos dormentes que estão assentados em lastro e em subleitos considerados indeformáveis (ESVELD, 2001). Assim, tem-se uma proporcionalidade entre o deslocamento no trilho e a carga aplicada, sendo o sistema regido por constante elástica similarmente à Lei de Hooke.

Dotada de pouca aplicação prática, a proposição de Winkler se limita a infraestruturas mais rígidas, como pontes de aço ou de concreto. O máximo momento fletor ($M_{máx.}$) será obtido por carregamentos alternados entre dormentes e aplicados no meio dos vãos (Figura 9). A expressão é dada pela Equação 6 e explicada em Brina (1988):

$$M_{máx.} = 0,1875 \times P \times C_d \times a \quad (6)$$

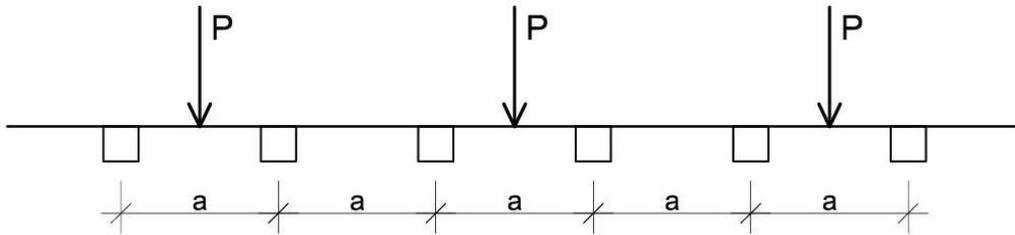
Em que:

P é a carga estática de cada roda;

C_d é o fator de ponderação dinâmico;

a é a distância entre eixos dos dormentes (vão da viga contínua).

Figura 9 – Posição de carregamento para momento fletor máximo



Fonte: adaptado de Brina (1988)

O Método de Zimmermann é considerado uma evolução das concepções iniciais de Winkler. Dessa forma, as deflexões dos dormentes mantêm a proporcionalidade às tensões do contato com o lastro. Entretanto, o autor considera a flexibilidade da via, o que reduz a zona de influência da carga a um comprimento de trilho mais limitado.

Spada (2003) comenta que o Método de Talbot introduziu um conceito simples para analisar vias férreas: o módulo de via (u). Esse parâmetro assegura a direta proporcionalidade entre força por unidade de comprimento (p) e a deflexão (y) (Equação 7):

$$p = -u \times y \quad (7)$$

O modelo foi definido com base em uma equação diferencial de quarto grau, de forma que fosse possível obter a deflexão em qualquer ponto ao longo do trilho ($y(x)$) submetido a uma carga simples (Equação 8):

$$y(x) = \frac{P}{(64 \times EI \times u^3)^{1/4}} \times e^{-\lambda x} \times [\cos(\lambda x) + \text{sen}(\lambda x)] \quad (8)$$

Em que:

P é a carga de cada roda;

λ é o fator de amortecimento, equivalente a $(u/4 \times EI)^{1/4}$.

As derivações da equação acima são capazes de descrever os máximos valores de deflexão (Equação 9), de momento fletor (Equação 10), de cisalhamento (Equação 11) e de intensidade de carregamento (Equação 12).

$$Y_0 = \frac{P}{(64 \times EI \times u^3)^{1/4}} \quad (9)$$

$$M_0 = P \times \left(\frac{EI}{64 \times u} \right)^{1/4} \quad (10)$$

$$S_0 = \frac{-P}{2} \quad (11)$$

$$P_0 = P \times \left(\frac{u}{64 \times EI} \right)^{1/4} = \text{força máxima por metro contra o trilho} = -u \times Y_0 \quad (12)$$

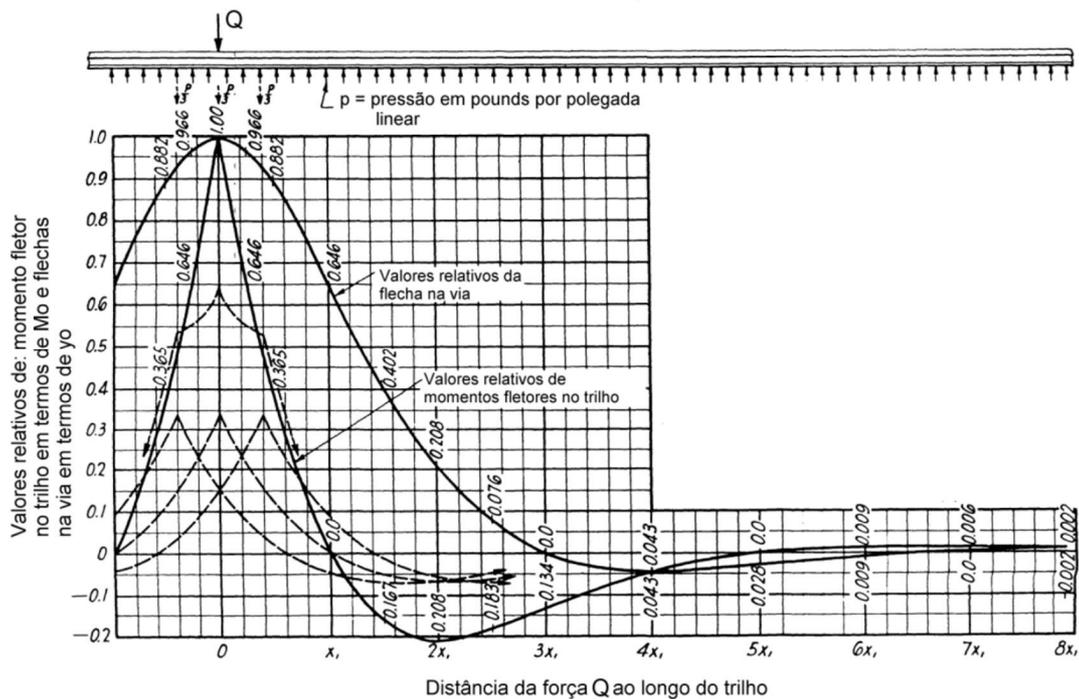
O módulo de via (Equação 13), por sua vez, é alcançado a partir de uma deflexão máxima, ou seja, pode-se lançar mão da Equação 9 a fim de se obter esse parâmetro:

$$u = \left[\left(\frac{P}{Y_0} \right) \times \frac{1}{64 \times EI} \right]^{1/3} \quad (13)$$

Em que a razão P/Y_0 é definida como a rigidez da via (K).

Naturalmente, é possível gerar um gráfico que represente o comportamento ao longo do trilho submetido a uma carga pontual (Figura 10). O momento fletor e o deslocamento serão nulos a uma distância de x_1 e de $3x_1$, respectivamente (RANGEL, 2017). Também se nota uma flecha positiva em pontos afastados da aplicação da carga. Isso significa que o modelo de Talbot é capaz de prever uma suave elevação do trilho à frente, fenômeno observado em diversos estudos e responsável por um acréscimo de impacto na interface entre o dormente e o lastro.

Figura 10 – Variação de deslocamento e momentos fletores no trilho



Fonte: adaptado de Talbot (1918 *apud* RANGEL, 2017)

O Manual de AREMA (2010) apresenta algumas preconizações baseadas em estudos de Talbot usando câmeras para medir a deflexão em trechos homogêneos. Entre elas, há valores mínimos recomendados para o módulo de via como, por exemplo, 41 MPa para vias compactadas pelo tráfego e com dormentes de concreto.

Ademais, o manual fornece uma equação de Talbot para determinar a pressão máxima aplicada ao subleito. A expressão (Equação 14) fora obtida de dados experimentais com modelos físicos laboratoriais e instrumentações com células de carga:

$$\sigma_c = \frac{16,8 \times \sigma_{m\acute{a}x.}}{h^{1,25}} \quad (14)$$

Em que:

σ_c é a tensão no topo do subleito;

$\sigma_{m\acute{a}x.}$ é tensão na interface dormente-lastro;

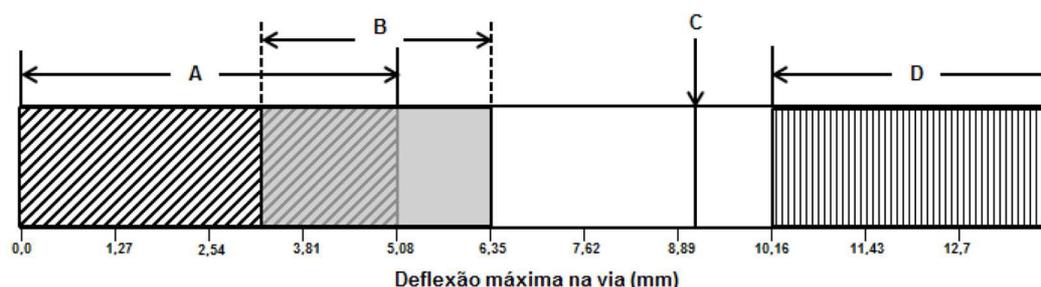
h é a espessura do material lastreado da base do dormente ao topo do subleito.

Conhecendo-se a tensão na interface dormente-lastro e a tensão admissível para o subleito, é possível dimensionar a espessura do somatório de lastro e sublastro. AREMA define,

ainda, uma espessura mínima de 30,5 cm para o lastro e de 15 cm para o sublastro (INDRARATNA et al., 2011).

Lundgren, Martin e Hay (1970, *apud* Sadeghi; Barati, 2010) apresentam intervalos de deflexão para diagnosticar a condição do pavimento ferroviário (Figura 11), cabendo-se, aqui, destacar a influência direta do peso das composições e a velocidade a qual a via está constantemente submetida como cruciais para a medição dos deslocamentos.

Figura 11 – Faixas de deflexão máxima na via



Fonte: Lundgren, Martin e Hay (1970, *apud* Costa, 2016)

Os intervalos de deflexão são assim classificados (SADEGHI; BARATI, 2010):

- A: deflexão a qual a vida útil do pavimento é indefinida, embora possa haver desgaste prematuro às composições em razão do excesso de vibração;
- B: deflexão normal e desejável para ferrovias com alta solicitação, combinando absorção de vibração e durabilidade. Este intervalo foi inicialmente sugerido por AREMA;
- C: deflexão limite para vias de baixa solicitação;
- D: deflexão indicativa de má conservação e, conseqüentemente, alta deterioração.

2.2.5 Módulo de Resiliência

Medina e Motta (2015) remontam o histórico de um dos conceitos mais importantes em se tratando de pavimentos, o módulo resiliente (*MR*). Ainda no século XX, estudiosos americanos promoveram pesquisas sistemáticas acerca da deformabilidade dos pavimentos rodoviários. A hipótese inicial era de que os pavimentos rodoviários sofriam um trincamento progressivo em função da deformação elástica, ou resiliente, das camadas inferiores ao revestimento, principalmente no subleito.

O termo “resiliente” se mostrou mais adequado, uma vez que as deformações elásticas nos pavimentos possuem uma ordem de grandeza diferente dos materiais de construção civil. A resiliência, portanto, é a energia armazenada em um corpo elasticamente deformado capaz de retornar à condição inicial quando findadas as tensões que foram submetidas (MEDINA; MOTTA, 2015).

A adoção do módulo de resiliência para pavimentos tem se revelado uma representação mais fidedigna ante métodos tradicionais. No passado, ensaios como o ISC (Índice de Suporte Califórnia) utilizavam cargas estáticas para a previsão da resposta mecânica da estrutura, algo pouco semelhante à condição de campo.

Bernucci *et al.* (2006) elenca três razões para a adoção do módulo de resiliência como um dos pilares da análise mecanística do pavimento:

- O *MR* fornece uma propriedade básica do material utilizada em análises de múltiplas camadas de um pavimento;
- É um método aceito internacionalmente para caracterização e análise de desempenho;
- Possibilita comparação com resultados de campo – para pavimentos novos ou reforços – a partir de ensaios não destrutivos, como medidas de deflexão, e a posterior retroanálise para uma deflexão correspondente.

No caso de pavimentos rodoviários flexíveis, as misturas asfálticas são ensaiadas por carga cíclica aplicadas diametralmente em corpos de prova cilíndricos de pouca altura (aproximadamente, 100 mm de diâmetro e 63,5 mm de altura). Já os solos são submetidos a um equipamento triaxial passível de impor uma tensão confinante à amostra.

Geralmente, o corpo de prova para solos possui uma altura maior (200 mm) ou igual a duas vezes o diâmetro (100 mm). Bernucci *et al.* (2006) cita que os materiais ensaiados são abrangentes, desde solo-cimento a algumas britas graduadas simples ou tratadas com cimento, embora pontuem que, para estes, o corpo de prova precisa ser maior (150 mm de diâmetro por 300 mm de altura) em função do diâmetro máximo do agregado.

Pesquisas bibliográficas de Guimarães (2009) denotam a dificuldade em se modelar o comportamento deformável de solos. Isso se deve ao fato de haver inúmeras formulações matemáticas distintas uma das outras e, por vezes, utilizando diferentes variáveis para a solução do problema.

Em linhas gerais, porém, o módulo resiliente nos ensaios triaxiais de carga repetida é decorrente da aplicação de carga por 0,1 segundo e repouso de 0,9 segundo. Comumente, utiliza-se 18 pares de tensões, sendo 6 diferentes tensões confinantes e uma razão entre tensão axial e tensão confinante de 2, 3 e 4. Os resultados podem ser expressos em relações matemáticas diversas, as quais são exploradas mais adiante neste trabalho, com comportamento elástico linear ou não linear. A Equação 15 exprime o conceito geral:

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (15)$$

Em que:

σ_d é a tensão desvio, ou seja, tensão aplicada (σ_1) subtraída da tensão confinante (σ_3);

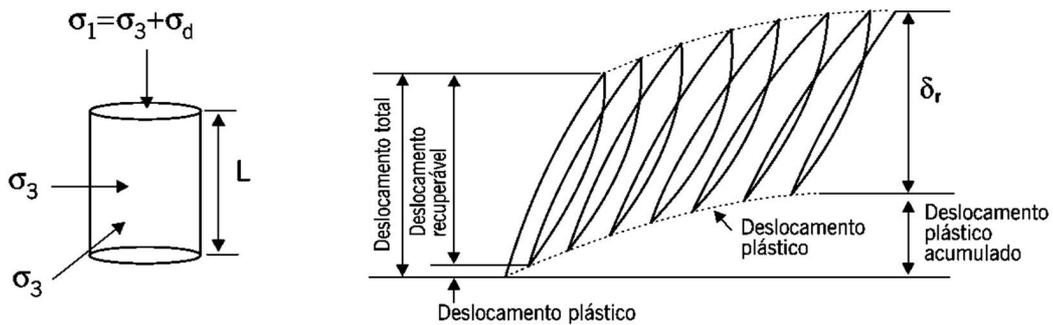
ε_r é a deformação resiliente axial (vertical), sendo calculada pela razão entre deslocamento vertical máximo e a altura inicial do corpo de prova após a aplicação de um ciclo de carga.

Antes de iniciar o ensaio, aplica-se uma sequência de carregamentos cíclicos à amostra para eliminar deformações permanentes que possam aparecer logo no início. A normatização brasileira sugere 500 ciclos para cada um dos três pares de tensão sugeridos. Além disso, caso a deformação permanente atinja 5% da altura do corpo de prova, o ensaio é interrompido e desconsiderado (DNIT, 2018). Embora alguns autores considerem muitos milhares de ciclos para garantir a eliminação do histórico de tensões a qual o solo já foi submetido (SELIG; WATERS, 1994), a tradição brasileira, principalmente no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, possui consonância com a norma nacional (MUNIZ DA SILVA, 2002).

Cabe salientar que o módulo resiliente está associado a uma deformação elástica em materiais de pavimentação. Todavia, há uma segunda parcela deformável que não retorna à condição inicial, sendo nomeada como deformação permanente ou plástica (MEDINA; MOTTA, 2015). Esse fenômeno é responsável pela ocorrência de afundamentos plásticos de trilha de roda nos pavimentos rodoviários ou de perdas geométricas em pavimentos ferroviários.

A cada ciclo de carga imposto ao pavimento, haverá um acréscimo de deformação plástica. Dessa forma, espera-se alterações no comportamento do material à medida em que o ensaio é realizado. Na Figura 12, pode-se observar o regime de tensão imposto na amostra à esquerda e o caminhamento de deformações à direita.

Figura 12 – Tensões aplicadas e deslocamentos no ensaio de carga repetida

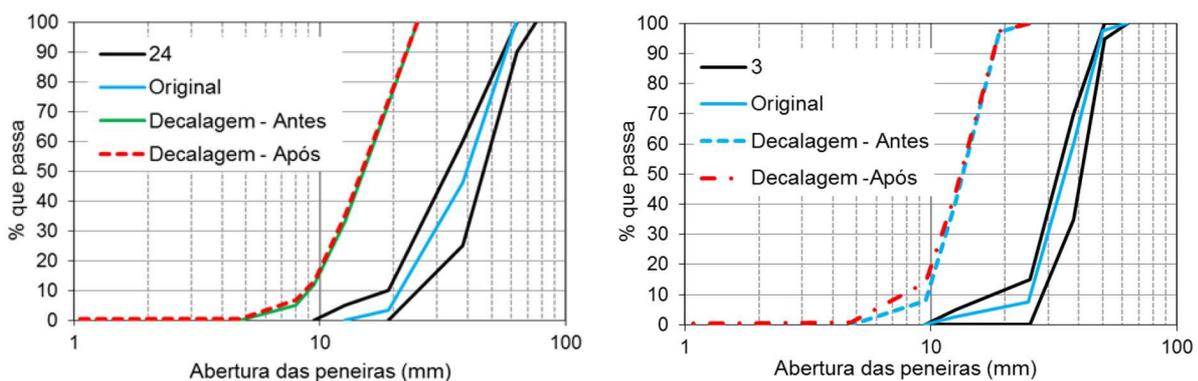


Fonte: adaptado de Bernucci *et al.* (2006)

Em se tratando de lastro, todavia, o tamanho das partículas utilizadas é dessemelhante, o que dificulta a adoção de métodos aplicados aos materiais rodoviários para sua caracterização mecânica. A maioria dos projetistas brasileiros recomendam a utilização da Faixa 3 da AREMA nos lastros, embora a aplicação de brita nº 3 (malha entre 25 mm e 50 mm) também seja recorrente (SILVA FILHO, 2013). O desempenho do lastro em suas funções está intimamente ligado à característica de graduação aberta, ou seja, partículas grosseiras de tamanho razoavelmente constante (SELIG; WATERS, 1994).

Merheb (2014) avaliou a eficiência de um aparelho triaxial cíclico de larga escala (400 mm por 800 mm) empregado ao material de lastro e o comparou à técnica de graduação paralela, que viabiliza ensaios em corpos de prova cilíndricos convencionais (150 mm por 300 mm). A decalagem foi conduzida para amostras das faixas 3 e 24 de AREMA, conforme Figura 13.

Figura 13 – Distribuição granulométrica de algumas amostras em escala real e reduzida

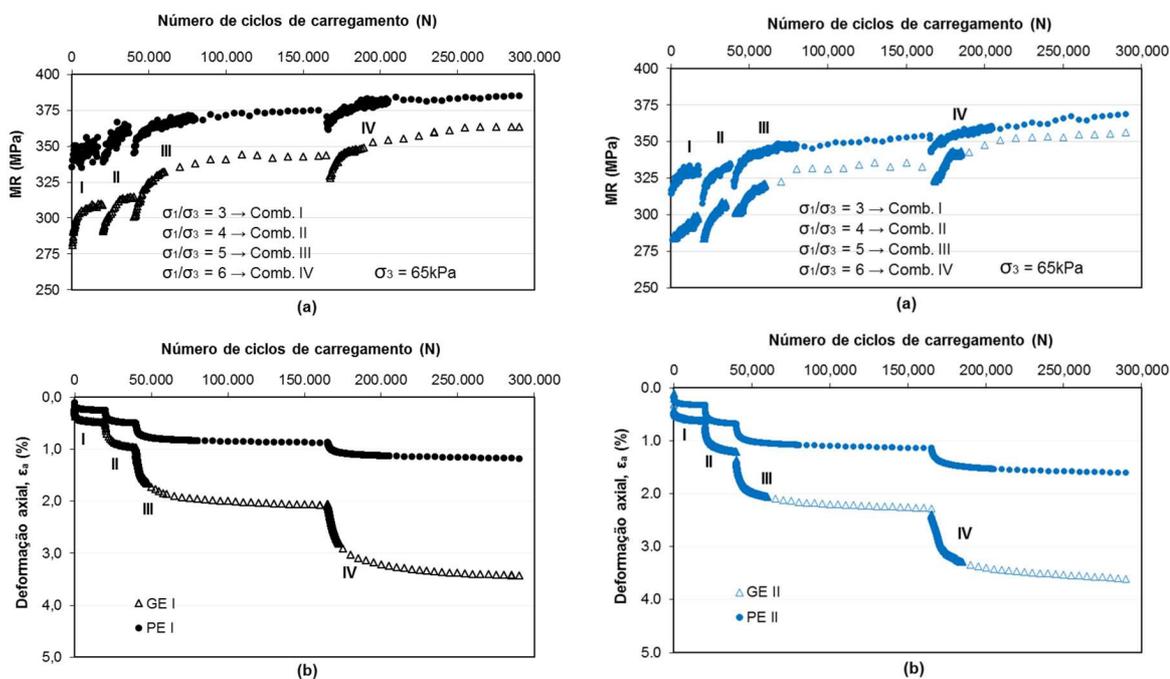


Fonte: adaptado de Merheb (2014).

Os ensaios de deformação permanente foram conduzidos a uma tensão confinante σ_3 constante de 65 kPa. Na Figura 14, compara-se os resultados de módulo de resiliência (MR) em (a) e deformação permanente em (b) para as amostras de escala real (GE) e escala reduzida (PE) para a faixa 24 de AREMA em I e faixa 3 em II. Nota-se que as amostras decaladas apresentam

uma estrutura mais organizada, impactando diretamente em módulos de resiliência maiores e deformações permanente menores quando comparadas as amostras em verdadeira grandeza.

Figura 14 – Resultado dos ensaios cíclicos para GE e PE



Fonte: adaptado de Merheb (2014).

O autor considerou válida a técnica de decalagem da curva granulométrica para analisar o comportamento do lastro, ainda que tenha havido diferenças para a granulometria original. As amostras de escala reduzida não conseguem preservar caracterizações físicas, tais como massa específica, índice de vazios e porosidade. As partículas menores conseguem produzir um intertravamento melhor, com mais pontos de contato, reduzindo concentrações de tensão e dificultando eventuais quebras de grãos.

3 SOFTWARE SYSTRAIN

O SysTrain é uma ferramenta computacional aplicada a pavimentos ferroviários. Analisando o comportamento estrutural da via, o programa é capaz de calcular os esforços e os deslocamentos gerados em decorrência da passagem de composições. Os cálculos de deslocamentos, tensões e forças são obtidos pelo Método dos Elementos Finitos e fornecem subsídios para dimensionamento de trilhos, de dormentes e das camadas inferiores, como lastro, sublastro e subleito.

Como já discutido anteriormente, a resposta do pavimento está condicionada às condições de operação da via. Dessa forma, o *software* depende de informações iniciais para a modelagem. São elas:

- Bitola da via;
- Perfil dos trilhos;
- Dimensões geométricas do dormente;
- Geometria das camadas;
- Materiais constituintes da infraestrutura e superestrutura, bem como seus parâmetros;
- Vagão adotado e suas características inerentes.

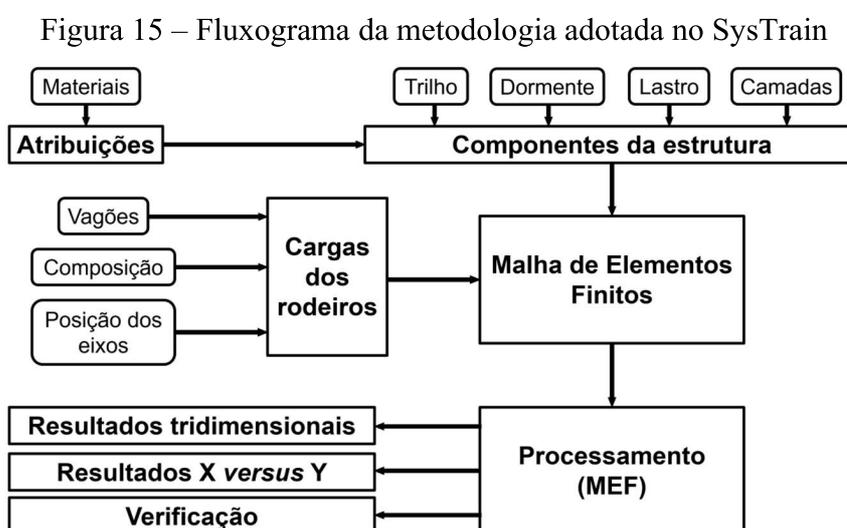
Após toda a análise, é possível obter uma gama de resultados úteis ao dimensionamento, à condição inicial e à condição futura do pavimento estudado:

- Esforços e deslocamentos no trilho;
- Reações nos grampos;
- Pressões no lastro nas áreas de contato com os dormentes;
- Tensões e deslocamentos em todos os componentes do pavimento;
- Resumo dos principais resultados máximos e mínimos calculados.

3.1 ABORDAGENS DO PROGRAMA

Nesta seção é mostrada as considerações do SysTrain para diversas situações que envolvem um pavimento ferroviário. Explicações complementares estão acrescidas às fornecidas pelo Manual de Uso para que haja uma contextualização e um embasamento teórico bem fundamentado.

O procedimento de análise pode ser resumido em um fluxograma, que aborda desde a inserção dos dados elementares até a obtenção dos resultados (Figura 15):



Fonte: adaptado de ELGAYER (2016)

3.1.1 Geometria

O item “Geometria” no SysTrain permite a configuração de medidas do trilho (altura, largura do boleto, do patim, espessura), dos dormentes, do lastro e das camadas de solo (sublastro e subleito).

3.1.2 Materiais

Este item, no menu do *software*, define as propriedades dos materiais a cada componente constituinte do pavimento ferroviário. Cada elemento exigirá especificações próprias a partir do modelo escolhido. Para os trilhos e os dormentes, por exemplo, um modelo linear isotrópico

é sugerido, uma vez que o módulo de elasticidade do aço e do concreto apresentam pouca variabilidade. Além desse parâmetro, pede-se o coeficiente do Poisson e a massa específica.

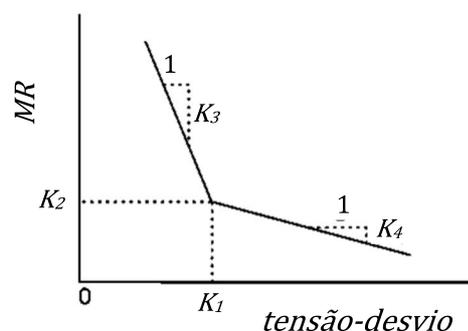
Para a definição do grampo, há um modelo pré-idealizado com subdivisões para a rigidez imposta pelo elemento de fixação:

- Rigidez K_x : constante de mola na direção longitudinal à via;
- Rigidez K_y : constante de mola na direção transversal à via;
- Rigidez K_z (tração): constante de mola para levantamento do trilho em direção vertical;
- Rigidez K_z (compressão): constante de mola para afundamento do trilho em direção vertical;

Os solos, por sua vez, contam com diversos modelos para cálculo do módulo resiliente disponíveis. Cada modelo possui uma melhor correlação a determinado tipo de solo, sendo comum a granulometria do material como fator determinante.

Em solos coesivos, por exemplo, a deformação resiliente axial está intimamente ligada à tensão-desvio imposta. Camadas de subleito, onde são mais empregados, possuem baixas tensões-desvio uma vez que a carga aplicada no topo do pavimento já sofreu considerável dissipação ao percorrer as camadas superiores. Nessa condição, observa-se valores de MR mais elevados quando comparados a situações de menor tensão-desvio (Figura 16) (BERNUCCI *et al.*, 2006).

Figura 16 – Aspecto gráfico típico do modelo resiliente coesivo

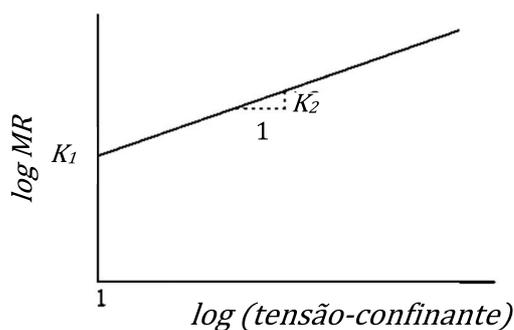


Fonte: adaptado de Bernucci *et al.* (2006)

Bernucci *et al.* (2006) ainda comentam que os solos granulares apresentam outro comportamento (Figura 17). Além de o módulo resiliente se correlacionar melhor com a tensão

confinante, o acréscimo desta tende a elevar o MR . Dessa forma, níveis altos de tensão-desvio decorrentes de pouco confinamento podem gerar deformações plásticas excessivas. Estudos mostrados em Selig e Waters (1994) para lastros expõem essa elevada correlação, seja em amostras compactadas como também para as não compactadas.

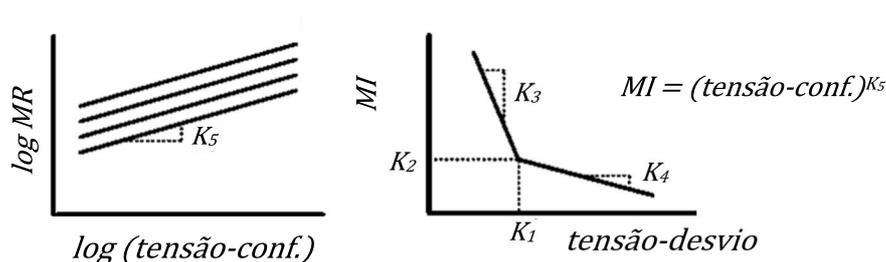
Figura 17 – Aspecto gráfico típico do modelo resiliente granular



Fonte: adaptado de Bernucci *et al.* (2006)

Para além dos comportamentos coesivo e granular, existem solos que dependem tanto da tensão-desvio quanto da tensão confinante. Uma das formas de descrever essa particularidade é lançar mão dos modelos combinado (Figura 18) – em que há duas expressões, uma para cada tipo de tensão; utilizado em Aranovich (1985 *apud* FRANCO, 2007) para modelar solos lateríticos com boa correspondência – ou composto – quando a expressão contempla os dois tipos de tensão, podendo ser representado em gráficos tridimensionais.

Figura 18 – Aspecto gráfico típico do modelo resiliente combinado

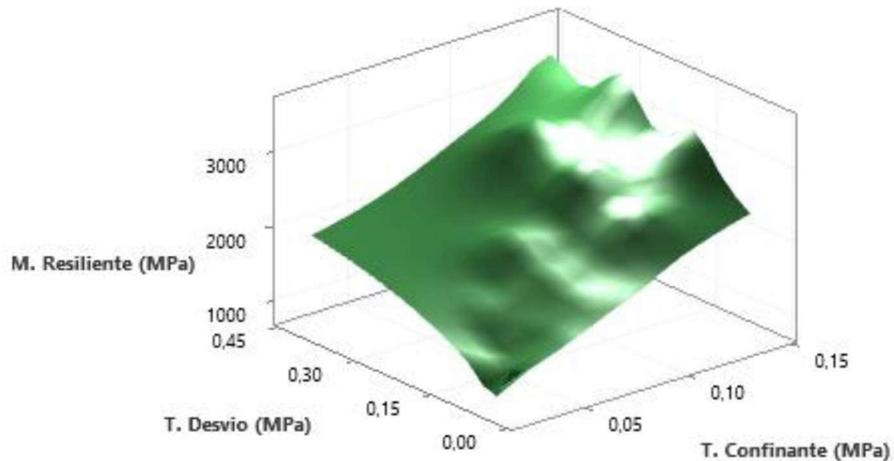


Fonte: adaptado de Bernucci *et al.* (2006)

O modelo composto, em especial, consegue abarcar melhor o desempenho do material ensaiado. Isso ocorre pela não necessidade de saber se haverá dependência direta da tensão confinante ou da tensão desvio. Além disso, estudos indicam sua superior precisão frente a outros modelos (FRANCO, 2007). Sua visualização depende de gráficos em três dimensões, tal como exemplificado para um solo predominantemente arenoso na Figura 19, em que possível

verificar aumento do módulo resiliente com o aumento da tensão confinante e uma menor influência da tensão-desvio no *MR*.

Figura 19 – Aspecto gráfico típico do modelo resiliente composto



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Bernucci *et al.* (2006) também salientam que solos compactados no ramo úmido possuem uma deformação resiliente maior quando comparados ao ramo seco. Dimensionar estruturas sem considerar a possibilidade do aumento da umidade ao longo da vida útil do pavimento pode incorrer em subdimensionamentos, principalmente no subleito ferroviário, que não há um rigoroso controle de infiltração de água pluvial nas camadas.

No manual do *software*, são apresentados os modelos de módulo de resiliente disponíveis para compor as camadas do pavimento, os quais estão resumidos abaixo (Tabela 2). Entre a Figura 16 e a Figura 18, observa-se o aspecto gráfico dos respectivos modelos Resiliente Coesivo, Resiliente Granular 1 e Resiliente Combinados.

Tabela 2 – Modelos para cálculo do módulo de resiliência no SysTrain

Nome do modelo	Expressão numérica para MR
Resiliente Argiloso	$MR = K_1 \times \sigma_d^{K_2}$
Resiliente Granular 1	$MR = K_1 \times \sigma_3^{K_2}$
Resiliente Granular 2	$MR = K_1 \times \theta^{K_2} \quad p/\theta = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$
Resiliente Coesivo	$MR = K_2 + (K_1 - \sigma_d) \times K_3 \quad p/\sigma_d < K_1$ $MR = K_2 + (\sigma_d - K_1) \times K_4 \quad p/\sigma_d \geq K_1$
Resiliente Combinado	$MR = [K_2 + (K_1 - \sigma_d) \times K_3] \times \sigma_3^{K_5} \quad p/\sigma_d < K_1$ $MR = [K_2 + (\sigma_d - K_1) \times K_4] \times \sigma_3^{K_5} \quad p/\sigma_d \geq K_1$
Resiliente Composto	$MR = K_1 \times \sigma_3^{K_2} \times \sigma_d^{K_3}$
Resiliente Elástico Linear	$MR = K_1 = constante$

Fonte: adaptado de ELGAYER (2016).

Cada constante dos modelos tem o papel de promover uma proporcionalidade entre tensão e deformação resiliente, as quais dependem diretamente do material utilizado. Somando-se aos parâmetros para formular a função de MR , deve-se fornecer a massa específica, para cálculo de tensões pelo peso próprio, e o coeficiente de Poisson.

3.1.3 Carregamento

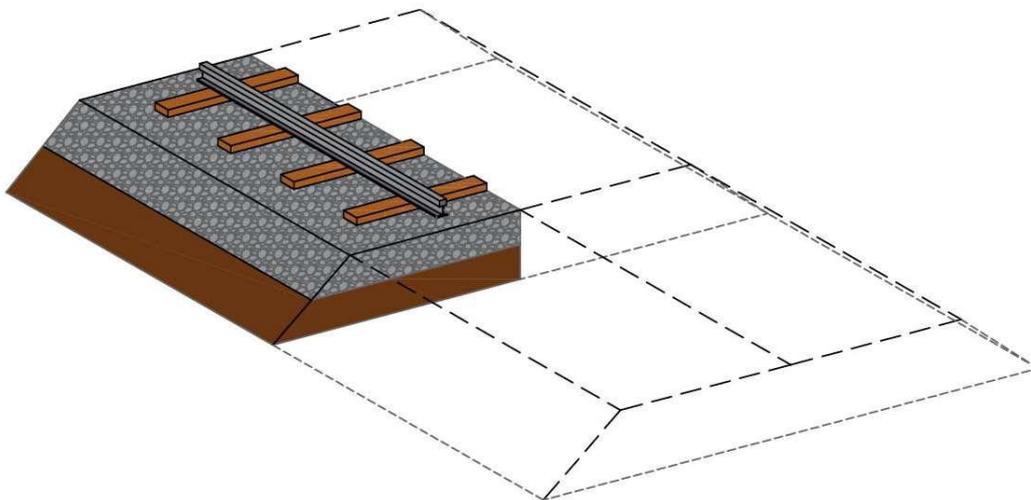
Nesta seção, são definidas as condições de carregamento aplicadas ao trilho. Primeiramente, o usuário pode utilizar vagões pré-concebidos pela biblioteca disponibilizada ou personalizar a seu critério. Há opções de vagões Hopper, gôndola ou fechado. A configuração com 2 truques é ideal para vagões que possuam quatro rodeiros, segmentados em dois truques. Também é possível definir a quantidade de rodeiros e a distância entre eles.

No subitem “Posicionamento” define-se não só o local de aplicação da carga – meio do vão entre dormentes ou no centro –, mas também a magnitude das cargas a serem utilizadas nas análises. Há, ainda, definições acerca das posições e dos eixos de referência, bem como a quantidades de dormentes que farão parte da análise numérica.

3.1.4 Método dos Elementos Finitos

Para modelar o problema, o *software* adota simetria tanto sobre o eixo transversal à via, quanto no eixo longitudinal. Dessa forma, o domínio de resolução limita-se à quarta parte do pavimento idealizado para a modelagem. Na Figura 20, há a indicação tracejada dos três quartos que não são calculados para redução do custo computacional, pois entende-se que os resultados seriam análogos.

Figura 20 – Domínio de cálculo do software em destaque



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

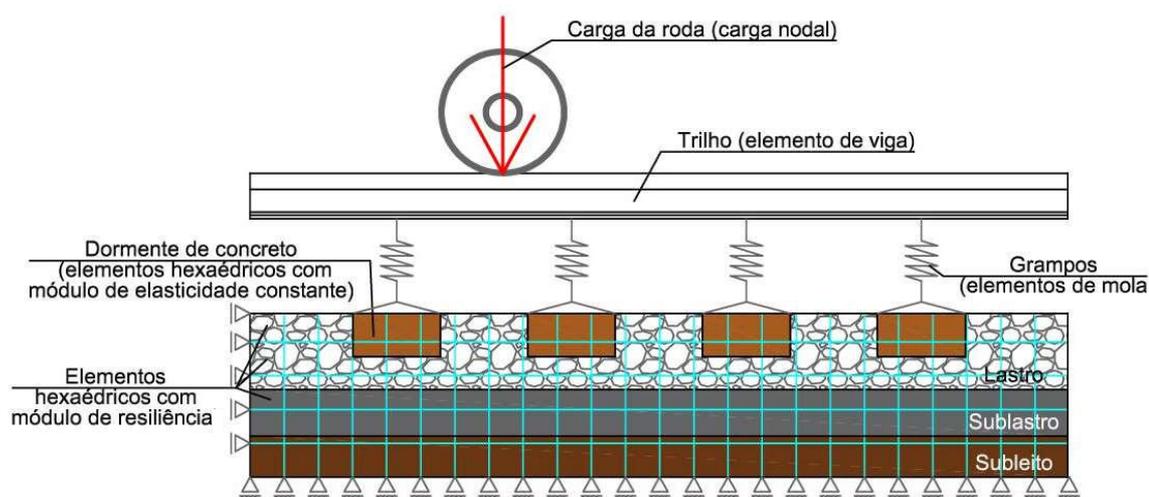
Os trilhos são modelados como vigas. Isso permite a aplicação de carga pontual que simula o contato roda-trilho e sua posterior dissipação ao elemento subjacente de acordo com o diagrama de tensão da base do trilho. Os valores dessas tensões estão relacionados, principalmente, à carga exercida pela roda e às propriedades geométricas (momento de inércia) e mecânicas (módulo de elasticidade) do trilho. A ligação entre os trilhos e os dormentes é feita a partir de apoios elásticos, os quais lançam mão das propriedades de mola presentes nos grampos.

Os dormentes, o lastro, o sublastro e o subleito são modelados pelo Método dos Elementos Finitos (MEF). Para tanto, forma-se uma malha de hexaedros inicialmente regulares em que cada um desses elementos possui 4 vértices (nós). Cada nó será calculado de acordo com as definições do programa. O refinamento da modelagem pode ser alcançado quando se

diminui o tamanho de cada hexaedro, pois levar-se-á a uma maior quantidade de elementos e, conseqüentemente, a um maior número de nós a calcular.

A Figura 21 resume a forma de modelagem adotada no *software*. Vê-se a carga pontual advinda da roda aplicada sobre o trilho, que transfere os esforços aos nós da malha de elementos finitos do dormente a partir de apoios elásticos. Também há, de maneira ilustrativa, apoios representados para explicar as condições de contorno. Como o programa calcula um quarto do pavimento idealizado, é necessário induzir restrições de deslocamentos nas superfícies que façam fronteiras com os três quartos não calculados. Essa restrição se aplica a deslocamentos longitudinais e transversais, ou seja, é impossibilitado que a área de cálculo avance às áreas não calculadas, sendo possível apenas o deslocamento no eixo vertical. A base da malha também precisa de apoios que impeçam o livre deslocamento do pavimento, pois uma estrutura hipostática não terá equilíbrio para a realização dos cálculos numéricos.

Figura 21 – Esquemática da modelagem executada no SysTrain



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

O *software* SysTrain faz análise não-linear da estrutura trilho/dormente/pavimento através da verificação do equilíbrio entre forças internas e externas aplicadas, utilizando-se o método de Newton-Raphson. Os cálculos da malha de elementos finitos, portanto, são realizados por método iterativo até a convergência sob um critério de parada configurado pelo usuário.

3.1.5 Visualização

Este item apresenta os principais resultados em formatos gráficos XY e em ambiente tridimensional da modelagem. É possível visualizar quais cargas advindas das composições foram efetivamente empregadas no cálculo do modelo, bem como verificar como a malha foi composta.

Os gráficos XY estão disponíveis para trilhos (força axial, esforços cortantes, momento fletor, torção e deslocamento), grampos (reações de cada grampo, ou seja, a força transmitida do trilho ao dormente), e pressão no lastro (esforço na interface entre dormente e lastro)

A apresentação tridimensional, por sua vez, está disponível para acompanhar deslocamentos verticais, transversais e longitudinais da via. Além disso, permite-se exibição de tensões verticais (totais e desviatórias), horizontais (transversais e longitudinais), além das horizontais confinantes, as quais conservam equivalência aos ensaios de módulo de resiliência. Por fim, há, também, tensões cisalhantes e de von Mises.

3.1.6 Verificação

Aqui, trata-se dos resultados primordiais para analisar o desempenho de um pavimento ferroviário. Dessa forma, o relatório resume os valores máximos e mínimos de cada solicitação de interesse em seu respectivo componente da via no dimensionamento da estrutura.

Em relação às camadas granulares e de solo – como o lastro, sublastro e subleito –, os valores máximos e mínimos se resumem às tensões normais nas direções longitudinais, transversais e verticais da via; tensões cisalhantes nos três principais planos; tensão de von Mises.

4 INSTRUMENTAÇÃO DE UM PAVIMENTO FERROVIÁRIO

Esta seção discorre, inicialmente, sobre um projeto de instrumentação de pavimento ferroviário. A partir da observância da bibliografia nacional e internacional, além das experiências prévias do autor na instrumentação de pavimento rodoviário (Silva *et al.*, 2019), selecionou-se instrumentos capazes de fornecer os dados necessários. A instrumentação visa a obtenção das deflexões, as tensões e as deformações mobilizadas no pavimento durante a passagem do material rodante, ou seja, pretende-se quantificar o esforço dinâmico promovido pelas composições de trens e vagões e seu conseqüente efeito sobre a estrutura. Além dessas grandezas, sensores de temperatura e umidades podem fornecer condições ambientais do meio e serem associados a determinados comportamentos dos pavimentos.

4.1 SELEÇÃO DOS INSTRUMENTOS

4.1.1 Célula de Tensão Total (CTT)

As células de tensão total são largamente utilizadas para monitorar tensões em barragens de terra, aterros, no contato do paramento de contenção ao maciço estabilizado, modelos físicos e outras aplicações, algumas menos comuns, como no caso de pavimentos. Esse sensor é construído a partir de dois pratos circulares de aço soldados entre si nas suas periferias. Normalmente, um transdutor de pressão é acoplado ao sistema, ou podem ser instalados *strain gauges* (extensômetros elétricos), ligados em ponte completa, nas paredes internas dos pratos circulares.

No caso de célula de tensão total com transdutor de pressão, a partir da cavidade interna criada pelos pratos, usa-se do vácuo para preencher a CTT com um líquido apropriado. Essa parte do sensor é conectada a um tubo transdutor externo, gerando um sistema hidráulico fechado. A solicitação imposta ao meio onde a célula está inserida incidirá em alterações de pressão no tubo transdutor, sendo este capaz de converter as oscilações de pressão em variação de voltagem comumente via *strain gauges* ou corda vibrante.

A voltagem e suas oscilações são registradas em sistema de aquisição de dados (*dataloggers*) e posteriormente convertidos em valores de engenharia através de uma prévia calibração do instrumento, que associa cada magnitude de voltagem à sua respectiva tensão.

Embora inicialmente idealizadas para leituras estáticas, as aplicações de células de tensão total em solicitações dinâmicas são inúmeras. Cabe ressaltar que essa aplicação está condicionada ao tipo de transdutor utilizado: enquanto os de corda vibrante são recomendados para leituras estáticas, os de *foil strain gauge* (FSG, extensômetro de folha) aplicam-se a solicitações dinâmicas.

Experiências em Silva *et al.* (2019), DNIT (2008) e Fritzen (2005), por exemplo, denotaram a boa correspondência desses sensores no monitoramento dinâmico de rodovias. Estudos como esses subsidiam metodologias para interpretar e antever o comportamento do pavimento ao longo do tempo, introduzindo tensões solicitantes de cada camada à análise. Dessa forma, torna-se viável abordagens mecanísticas, que lançam mão, principalmente, da Teoria da Elasticidade.

No que se refere a ferrovias, pouco são os avanços nacionais quando comparados às rodovias. Não há normatizações claras que considerem as tensões e as deformações atuantes, sendo necessário a utilização de métodos indiretos – geralmente importados dos Estados Unidos, como apresentado pela AREMA, ou da Europa, com a UIC (União Internacional de Caminhos de Ferro) –, como deflexão da via ou a análise granulométrica da quebra de grãos.

Alguns estudos se destacam e servem de inspiração ao presente projeto quanto ao uso de células de tensão total na análise da solicitação dinâmica:

- Fattah *et al.* (2019): os autores conduziram experimentos laboratoriais em um modelo físico em escala real para investigar os efeitos da amplitude de carga, o posicionamento de geogrelha, além da influência na mobilização dos reforços em razão da espessura de lastro e de camada subjacente argilosa, que simulava o subleito. A CTT utilizada, Model 3515 da Geokon, que possui 100 mm de diâmetro e suporte de até 250 kPa, foi posicionada na interface inferior do lastro e na direção dos trilhos. Observou-se que os primeiros 500 ciclos geram elevados recalques em razão da acomodação e intertravamento dos grãos (*i.e.*, Imbricamento). Além disso, o lastro de menor espessura e um subleito mais rígido induzem a maiores tensões, enquanto a geogrelha pouco interferiu em razão do baixo intertravamento dos grãos dentro do modelo.
- Rose *et al.* (2018): o artigo descreve um método de medição da tensão de interface dormente-lastro através de CTTs em campo. As células utilizadas também foram a Model 3515, mas com 200 mm de diâmetro e suporte até 2500

kPa. O estudo foi administrado por vários meses e utilizou dormentes de madeira para melhor acomodar os sensores. Além disso, os cabos foram conduzidos internamente aos dormentes, o que reduziu significativamente a taxa de mortalidade dos sensores (Figura 22). Embora o artigo discuta a influência de variáveis, como capacidade de suporte do lastro, carga dos vagões e impactos dinâmicos, tem-se, em suma, uma tensão na interface variando de 140 a 210 kPa quando submetida a composições de alta carga.

Figura 22 – Detalhe da inserção das CTTs nos dormentes de madeira



Fonte: adaptado de Rose *et al.* (2018).

- Indraratna *et al.* (2011): o livro apresenta recomendações diversas sobre a instrumentação em campo. Para as células de pressão, há indicação para que a inserção dos sensores não altere o estado de tensões real e que os sensores possam sofrer as mesmas solicitações de seu meio. As células adotadas no estudo são de 230 mm de diâmetro e foram posicionadas não só verticalmente nas interfaces dormente-lastro, lastro-*capping* e *capping*-subleito, mas também horizontalmente em dormente-lastro e lastro-*capping*. As maiores tensões verticais foram registradas abaixo do contorno do dormente e alcançaram 375 kPa para vagões de 100 toneladas. As tensões horizontais variaram de 50 a 30 kPa.
- Costa *et al.* (2017): os pesquisadores brasileiros analisaram o desempenho da Estrada de Ferro Vitória-Minas em diferentes concepções estruturais mediante a medição de deflexão no trilho e de tensão na estrutura durante a passagem de materiais rodantes. Na interface dormente-lastro, as CTTs possuíam suporte a 1000 kPa; já nas interfaces entre o lastro desguarnecido e não desguarnecido – a

qual estava a uma profundidade média de 50 cm em relação ao trilho—, a capacidade era de 250 kPa. O modelo dos sensores não foi especificado, mas guardam semelhança física aos trabalhos já citados (Figura 23). Observou-se que os trechos com a utilização de geogrelha sofreram menores deflexões, mas a tensão experimentou acréscimo, uma vez que a via se tornou mais rígida.

Figura 23 – Posicionamento de uma CTT à esquerda e implantação de geogrelha em lastro desguarnecido à direita



Fonte: adaptado de Costa *et al.* (2017).

- Yu *et al.* (2019): o estudo se propôs a avaliar a influência de camada estrutural de asfalto em vias lastradas ao longo de tempo. Para isso, utilizaram um modelo físico em larga escala com diferentes configurações de rigidez do subleito. As células de tensão total foram posicionadas em duas concepções estudadas: interface lastro-sublastro ou lastro-asfalto. O sensor escolhido foi o Model 3515 da Geokon (Figura 24) e colocado a uma profundidade de 40 cm; a capacidade de suporte não foi indicada. A solicitação imposta seguiu os conceitos de milhões de toneladas brutas, que busca representar a passagem dos vagões por meio de aplicação de carga cíclica por centenas de milhares de repetições, e corresponderam a 11 anos e meio de uma via com alta tráfego. A frequência de aplicação foi de 6 Hz e força máxima de 61 kN, que, segundo os autores, significa 25 toneladas por eixo. Yu e colegas constataram que a camada de reforço induz um “escudo” (*sic*) contra altas tensões no subleito, sendo especialmente efetivo quando este apresenta baixa capacidade de suporte.

Figura 24 – Posicionamento de uma CTT na interface lastro-asfalto à esquerda e lastro-sublastro à direita



Fonte: adaptado de Yu *et al.* (2019).

Consoante apresentado nos estudos, o sensor *Model 3515 Granular Materials Pressure Cell* mostrou-se adequado ao registro das tensões presentes no pavimento ferroviário. O manual disponibilizado pela Geokon assegura sua confiabilidade sob esforços dinâmicos e em lastro ferroviários devido a resistência dos pratos em impedir deflexões pontuais de material britado. Dessa forma, células com essa concepção serão adotadas no trecho instrumentado deste trabalho para medição de tensão vertical.

Esse modelo, porém, não apresenta viabilidade para a medição de tensão horizontal, pois haveria uma concentração de forças verticais em sua pequena espessura, favorecendo a ocorrência de flambagem ou de deformações permanentes. Por essa razão, uma célula mais robusta (na ordem de 100 mm de diâmetro e 20 mm de espessura), semelhante das utilizadas em Silva *et al.* (2019), é recomendada. Uma comparação visual entre as formas de CTT é mostrada na Figura 25. Ainda que a relação entre o diâmetro da célula e a espessura (D/e) seja próxima do valor limite para minimizar o efeito de arqueamento devida à diferença de rigidez, a CTT de 100 mm para medições em campo pode ser mais interessante devida à sua robustez. A CTT com diâmetro de 230 mm apresenta boa relação D/e , mas tem um ponto frágil na sua estrutura, que é o tubo que liga o corpo da célula no transdutor de pressão, estando sujeito a danos mecânicos e, consequentes, vazamentos.

Figura 25 – Detalhe de uma célula esbelta e outra robusta



Fonte: ACE INSTRUMENT (2021).

A faixa de trabalho das CTTs também merece ênfase, uma vez que tensões superiores à sua capacidade de suporte podem danificar permanentemente esses aparelhos. Tomando-se como base a Tabela 3, uma estimativa conservadora de máximas tensões para dormente-lastro, lastro-sublastro e sublastro-subleito podem ser, respectivamente, 400 kPa, 250 kPa e 150 kPa.

Além das tensões de serviço, buscou-se impedir que as células trabalhassem acima de sua capacidade durante o processo executivo do trecho instrumentado. Por essa razão, foi utilizado o modelo de Ehrlich e Mitchell (1994) para estimar a tensão horizontal e vertical induzidas por compactação de rolos. Mesmo adotando parâmetros conservadores e um modelo de rolo robusto, a tensão vertical e horizontal na compactação aproximou-se, respectivamente, de 160 kPa e de 70 kPa.

Tabela 3 – Resumo dos principais dados que compõem a instrumentação com CTT

Estudo	Posição da CTT	Força máx. aplicada	Tensão máx. registrada	Observações
Fattah <i>et al.</i> (2019)	Lastro-subleito	2 ton. (total)	~180 kPa	Lastro de 20 cm; frequência de 2 Hz
Rose <i>et al.</i> (2018)	Dormente-lastro	15 ton. (por roda)	~207 kPa	Velocidade de 72 km/h
Indraratna <i>et al.</i> (2011)	Dormente-lastro; Lastro-capping; Capping-subleito;	25 ton. (por eixo)	~375 kPa; ~125 kPa; ~75 kPa	Velocidade de 60 km/h
Costa <i>et al.</i> (2017)	Dormente-lastro; Desg. vs não desg.	11 ton. (por roda)	~360 kPa; ~115 kPa	Velocidade de 60 km/h
Yu <i>et al.</i> (2019)	Lastro-sublastro; Lastro-asfalto	25 ton. (por eixo)	~60 kPa; ~10 kPa	Frequência de 6 Hz

Fonte: elaborado pelo autor (2022).

É importante ressaltar que medições de tensão vertical total e a tensão vertical que efetivamente ocorrem no plano da célula de tensão total podem divergir devido à diferença de rigidez entre a célula e o meio circundante. Dessa forma as tensões totais medidas podem ser ligeiramente superiores às tensões reais. Uma discussão sobre esse assunto é apresentada em Ribas (1980).

4.1.2 Sensores de deformação (*H-gauges*)

A medição de deformações associada às tensões pode fornecer o módulo de elasticidade em diferentes cenários. Quando se trata de uma instrumentação *in situ*, é possível compreender a deformação resiliente e permanente dos materiais presentes no pavimento. Esses conceitos são pouco explorados no modal ferroviário e, por isso, a experiência das aplicações rodoviárias se faz presente.

Extensômetros de resistência elétrica (*strain gauges*) para a leitura de deformação dinâmica são soluções adequadas por possuírem versatilidade e confiabilidade. Entretanto, sua fragilidade impede aplicação direta nas camadas de um pavimento. O *H-gauge*, todavia, consiste em um material resistente em formato H que possa abrigar os extensômetros colados na alma (Figura 26).

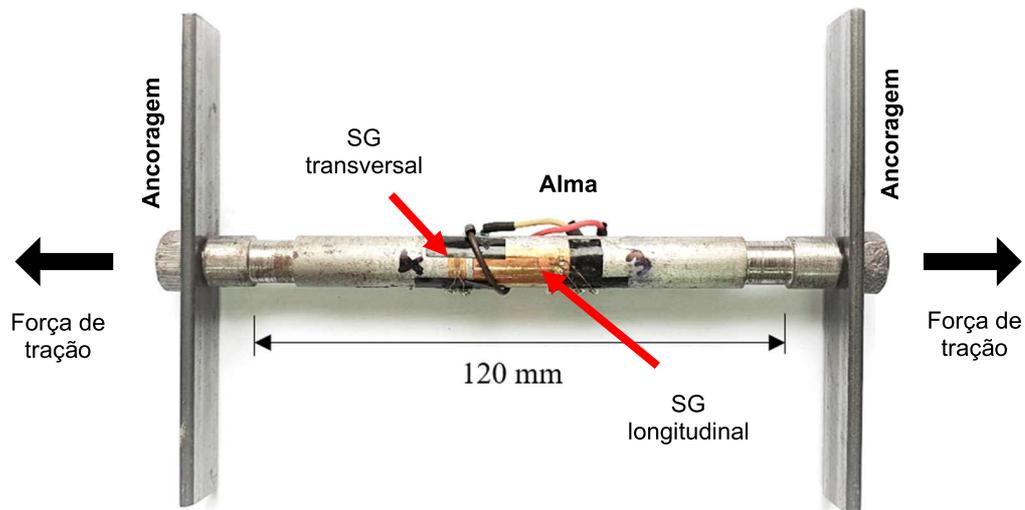
As ancoragens são encarregadas de acompanhar os deslocamentos do meio onde estão inseridas e, por conseguinte, deformam axialmente a alma da peça. Os extensômetros encapsulados podem ser dispostos em ponte completa de Wheatstone, de forma que:

- Dois *strain gauges* sejam dispostos longitudinalmente à alma e em face diametralmente opostas. Sob solicitação de tração, esse posicionamento acompanhará a deformação axial da peça, gerando um aumento da impedância desses sensores;
- Dois *strain gauges* sejam dispostos transversalmente à alma e em face diametralmente opostas. Sob solicitação de tração, esse posicionamento culminará retração dos sensores em função do efeito Poisson na alma do *H-gauge*, ocasionando diminuição da impedância.

A configuração em ponte completa aliada a uma variação antagônica de impedância nos pares de sensores fornece um desequilíbrio de ponte mais pronunciado a cada solicitação,

quando comparado a sistemas com apenas um *strain gauge*. Além do arranjo proporcionar leituras mais precisas, há automática compensação de temperatura e de esforços fletores.

Figura 26 – Aspecto geral dos componentes de um *H-gauge*

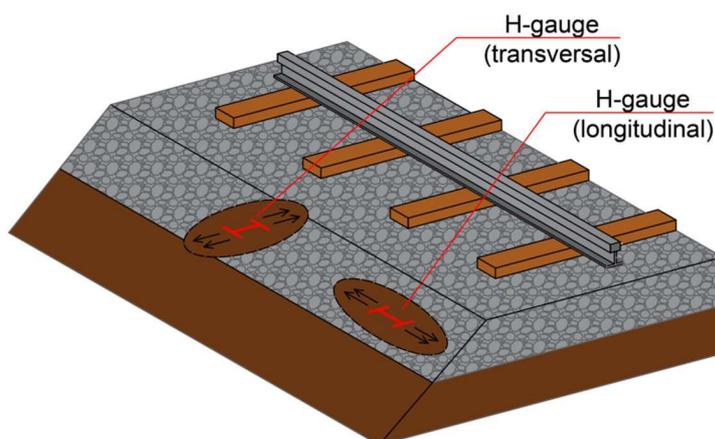


Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Nos pavimentos, esses sensores são comumente dispostos na direção do tráfego (longitudinal) ou na direção perpendicular (transversal). À medida em que o veículo impõe uma força vertical à estrutura, há uma reação horizontal (dada por K , coeficiente de empuxo lateral) que causa uma deformação horizontal. Esse fenômeno é responsável pelo surgimento de trincas em camadas internas dos pavimentos, sendo, portanto, um dos parâmetros chave para o avaliar o desempenho.

A Figura 27 mostra como os *H-gauges* podem ser colocados em uma ferrovia. Embora a deformação ocorra em todas as direções, as longitudinais e as transversais são as mais citadas na literatura e nos modelos de desempenho de pavimento. Além disso, oferecem maior facilidade para serem posicionadas em campo, uma vez que o eixo da ferrovia serve de orientação. No exemplo, os instrumentos estão posicionados na interface lastro-subleito.

Figura 27 – Exemplo de posicionamento de *H-gauges* em um pavimento ferroviário



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Os *H-gauges* mais comuns são de alumínio ou de aço. Apesar da alta durabilidade e comportamento uniforme sob carga cíclica, esses materiais possuem elevado módulo de elasticidade, o que pode subquantificar as deformações monitoradas em solo. Por essa razão, sua aplicação se destaca na camada asfáltica dos pavimentos rodoviários, possuindo nome comercial de ASG (*Asphalt Strain Gages*).

Ainda assim, Silva *et al.* (2019) foram capazes de utilizar *H-gauges* de aço em camadas de pavimento rodoviário, obtendo valores condizentes com modelagem numérica. A boa resistência dos sensores garantiu baixa taxa de mortalidade e as leituras perduraram por diversos meses.

De modo a contornar as diferenças de rigidez entre solo e material do sensor, alguns fabricantes passaram a introduzir novos componentes. Os *Soil Compression Gages* (SCG), por exemplo, são produzidos em PVC e, embora usem potenciômetros lineares para obter a deformação, o princípio dos *H-gauges* de captar as deformações em direção normal às ancoragens é preservado (Figura 28).

Figura 28 – Aspecto geral de um SCG

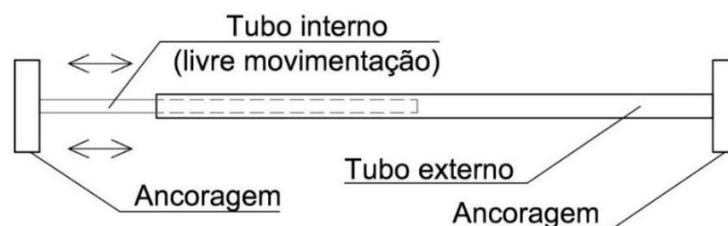


Fonte: adaptado de GEOCOMP (2021).

As soluções para medição de deformação em pavimentos ferroviários, por sua vez, ainda não estão bem consolidadas. A característica granular do lastro somada à elevada acomodação das partículas, além do processo executivo de socaria, conferem solicitações extremas aos sensores ali inseridos. Dessa forma, há riscos de os equipamentos extrapolarem sua deformação máxima admissível antes de o trecho instrumentado iniciar a operação da via.

Indraratna *et al.* (2011) idealizou transdutores de deslocamento (facilmente convertidos em deformação por manipulação algébrica) para monitorar a movimentação transversal à via. Os equipamentos eram dotados de um tubo interno e um tubo externo, sendo capazes de movimentarem livremente governados por ancoragens quadradas. Registrava-se os deslocamentos do lastro por potenciômetros com extremidades presas a cada um dos tubos (Figura 29). Seu princípio de funcionamento assemelha-se aos LVDTs.

Figura 29 – Esquemática básica de um transdutor de deslocamento

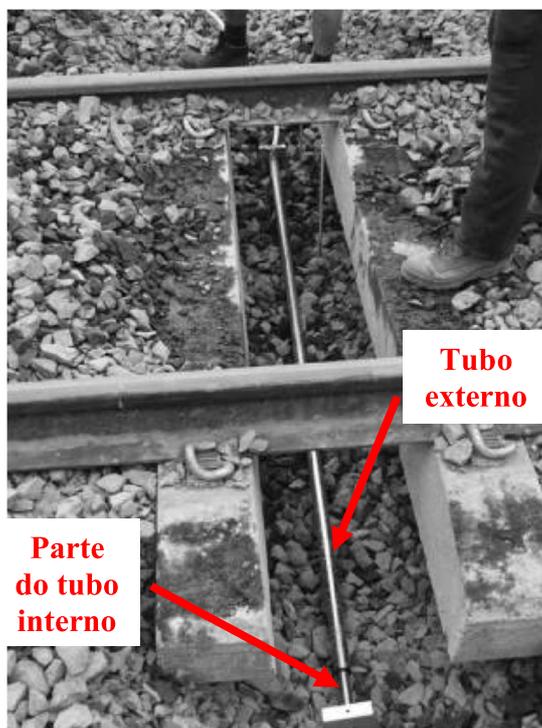


Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Na Figura 30, observa-se que o sensor foi instalado em um nicho escavado para esse propósito. Provavelmente, a instalação em um trecho novo submetido a socaria incorreria na inviabilidade citada anteriormente. Em 14 meses de monitoramento, Indraratna *et al.* (2011)

registraram deformações finais de 0,48% para lastros novos e 0,28%, em média, para lastros reciclados com ou sem geossintéticos.

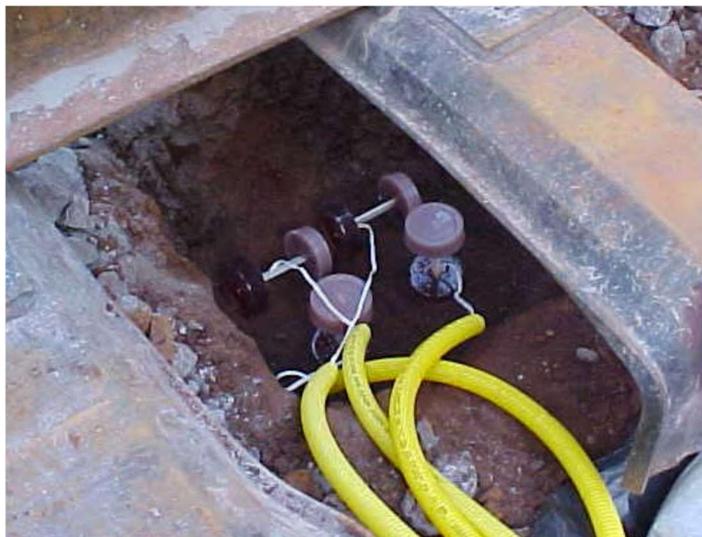
Figura 30 – Transdutor de deslocamento



Fonte: adaptado de Indraratna *et al.* (2011).

G. Fernandes (2005) monitorou deformações horizontais e verticais de sublastros e subleitos de uma via com *H-gauges* (Figura 31) moldados em resina acrílica tipo PA-154. Montando uma ponte completa de Wheatstone, um dos sensores era responsável por captar as deformações, enquanto os demais eram resistências passivas. Cada ancoragem possuía 8 cm de diâmetro e 2 cm de altura. A carga máxima do trecho foi de 30 toneladas por vago. As deformações dinâmicas verticais tiveram amplitude por volta de 800 microstrains, as horizontais na faixa de 100 microstrains. A deformação acumulada em quase dois anos aproximou-se de 15000 microstrains.

Figura 31 – Posicionamento dos sensores resistivos na camada de sublastro



Fonte: adaptado de G. Fernandes (2005).

As deformações acumuladas monitoradas por G. Fernandes (2005), 15000 microstrains ($\mu\epsilon$) e Indraratna *et al.* (2011), 4800 microstrains, ultrapassam a faixa típica de leitura de extensômetros de resistência elétrica, que é de 3500 microstrains. Dessa forma, este projeto pretende utilizar diferentes materiais como sensores de instrumentação.

H-gauges fabricados em polipropileno (PP) podem alcançar resistência à tração de 30 MPa e 1300 MPa de módulo de elasticidade; o polietileno de alta densidade (PEAD) possui a mesma resistência à tração com módulo de 1000 MPa; o PVC possui 100 MPa contra à tração e módulo de 30000 MPa. Em contraponto, também se pretende utilizar *H-gauges* de aço, os quais possuem assegurada confiabilidade e resistência para suportar as solicitações que ultrapassem a condição de serviço, além da experiência prévia com esses sensores pela equipe da pesquisa desenvolvida junto ao DNIT.

4.1.3 Termopares e umidostatos

A temperatura e o teor de umidade podem exercer influência no comportamento dinâmico das estruturas analisadas. Os sensores de temperatura (termopares) e de umidade (umidostatos) são equipamentos de baixo custo e boa confiabilidade para obtenção desses parâmetros. Inseridos no meio de interesse, a magnitude da voltagem observada é diretamente relacionada a uma leitura de engenharia (temperatura ou teor de umidade) que guarda correspondência a partir de uma calibração prévia.

DNIT (2008) recomenda que os umidostatos (Figura 32) utilizem tecnologia TDR (*Time Domain Reflectometer*), a qual quantifica a permissividade dielétrica gerado por um pulso eletromagnético entre seus dois bastões cravados no solo. Um teor de água mais elevado reduz a velocidade de propagação, haja visto a maior dificuldade de polarização das moléculas de H₂O. A variação do tempo de resposta do pulso é então correlacionada à uma umidade correspondente (BEJA *et al.*, 2015).

Figura 32 – Detalhe do sensor de umidade, umidostato



Fonte: Silva *et al.* (2019).

Os termopares (Figura 33) são sensores de temperaturas simples, robustos e de fácil utilização. Dois fios condutores com diferentes composições (*e.g.*, ferro e uma liga de cobreníquel) unidos pela extremidade são excitados eletricamente. A diferença de potencial desse circuito é diretamente proporcional à variação de temperatura do meio de onde estão inseridos (DNIT, 2008). Assim sendo, basta uma calibração que associe a variação de voltagem à temperatura.

Esses instrumentos são categorizados em diferentes faixas de trabalho a depender de sua utilização. Em pavimentos asfálticos submetidos a elevadas temperaturas, o Tipo J é adequado e compreende leituras de -210 a 760°C; no caso de ferrovias, as quais são submetidas apenas a temperaturas ambientes, o Tipo T (de -270°C a 400°C) torna-se vantajoso por possuir uma menor faixa de medição, o que tende a aumentar a precisão de leitura.

A influência da temperatura, por sua vez, é pouco explorada nos estudos de pavimentos ferroviários. Diferentemente dos asfaltos, que são termoviscoplasticos, os componentes presentes na via férrea não tendem a sofrer interferências significativas da temperatura em seu

comportamento. Entretanto, os termopares podem ser úteis para o controle das condições ambientais, principalmente quando a temperatura é associada à umidade dos materiais de subleito e sublastro.

Fernandes (2005) monitorou as variações internas de temperatura em seções teste de pavimento ferroviário, observando valores de até 65°C, certamente induzidas pelas elevadas temperaturas externas e pelos efeitos térmicos dos trilhos e dos dormentes e das reações de carbonatação da escória de aciaria utilizada no lastro. Ao longo do período de monitoramento, os parâmetros ambientais registrados foram precipitações pluviométricas, temperaturas internas da camada, temperaturas do ar e umidades das camadas. Identificou-se uma grande variação de temperaturas e umidades nas diversas seções, com interferência clara na magnitude das deformações, principalmente nas do subleito.

Figura 33 – Detalhe do sensor de temperatura, termopar



Fonte: BEJA *et al.* (2015).

4.1.4 Tensiômetros

Tensiômetro (Figura 34) é um instrumento constituído de tubo plástico com uma das extremidades tamponada e a outra revestida com placa porosa de cerâmica ou porcelana. Um manômetro de pressão, geralmente com escala graduada de 0 a 100 kPa, é acoplado à estrutura para monitorar o vácuo interno ao tubo (FERNANDES, M., 2016).

M. Fernandes (2016) ainda explica que, quando cravado ao solo de interesse, a água contida no interior do instrumento não sofre pressão atmosférica, mas fica sujeita a ser

succionada pelo meio, indicando o valor da sucção matricial pelo manômetro. A aquisição de dados pode ocorrer manualmente ou através de manômetros digitais, devendo-se sempre efetuar a correção da leitura em função do comprimento do aparelho.

Esse sensor pode auxiliar a compreensão dos pavimentos ferroviários sob condição não saturada e indicar em que nível os valores de sucção tornam-se relevantes para alteração do comportamento da estrutura.

Figura 34 – Componentes de um tensiômetro comum



Fonte: M. Fernandes (2016).

4.1.5 Deslocamento por vídeo registro

A análise por vídeo registro da deflexão do trilho remonta um passado longínquo. Talbot lançou mão desse recurso para acompanhar os deslocamentos dos trilhos e propor um dos conceitos mais difundidos para desempenho do pavimento ferroviário: o módulo de via, que busca traduzir, em termos quantitativos, a situação do pavimento analisado a partir da carga aplicada e da consequente deflexão medida (COSTA, 2016).

Existem diversos métodos para obtenção dos deslocamentos. Costa (2016), por exemplo, propôs um dispositivo de medição composto por uma estrutura treliçada e LVDTs nas extremidades em contato com componentes da ferrovia (Figura 35). Esse aparato permitiu resultados condizentes com a literatura, mas pode sofrer com vibrações geradas pela passagem do material rodante e perturbações advindas das molas dos LVDTs, uma vez que se encontram distantes do ponto de apoio.

Sistema semelhante já foi produzido substituindo-se os LVDTs por sensores a laser. Por dispensar contato direto ao trilho e gerar leituras de alta frequência, a resposta tende a ser mais fidedigna. Entretanto, o elevado custo do sensor e a persistência de vibração nos apoios da estrutura treliçada limitam sua aplicação.

Figura 35 – Dispositivo de medição de deslocamento com LVDTs



Fonte: Costa (2016).

Por essa razão, Rocha *et al.* (2007) utilizaram o vídeo registro e o posterior processamento das imagens para captação de deflexões (Figura 36). Munidos de um tripé, câmera VHS e uma taxa de captura de 30 quadros por segundo (*frames per second, fps*), a gravação era iniciada com o trem a centenas de metros do ponto, já que a bacia de deflexão ferroviária possui elevada extensão.

Para cada quadro registrado, o alvo é automaticamente identificado e posicionado em relação ao restante da imagem. Dessa forma, o pós-processamento computadorizado faz uma conversão de pixels para milímetros para quantificar a movimentação do alvo ao longo da filmagem e, assim, obtém-se gráficos de deslocamento vertical *versus* tempo.

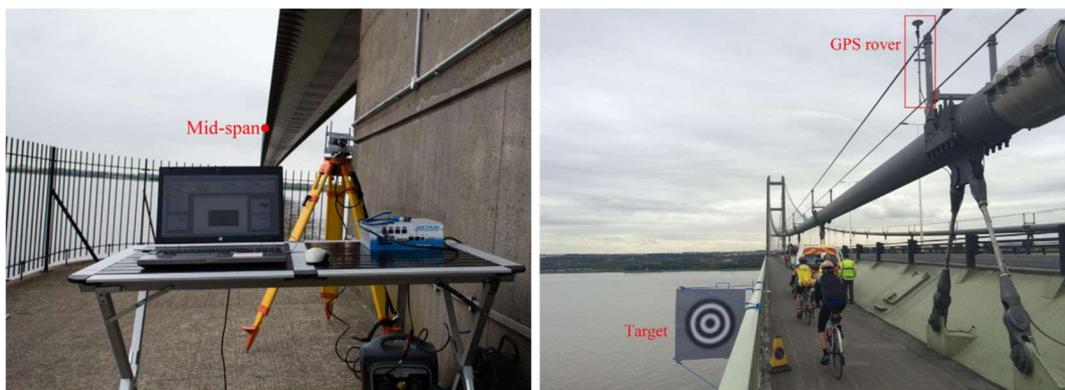
Figura 36 – Monitoramento da deflexão no pavimento por meio de filmagem



Fonte: Rocha *et al.* (2007).

Em trabalho mais recente, Brownjohn *et al.* (2017) monitorou a deflexão no meio de uma ponte com vão principal de 1410 metros. Após ajustes no sistema de fixação da câmera ao tripé, os pesquisadores conseguiram obter resultados satisfatórios com uma lente de 300 mm e capturas a 850 x 400 pixels por quadro.

Figura 37 – Monitoramento da oscilação da ponte por meio de filmagem



Fonte: adaptado de Brownjohn *et al.* (2017).

Murray *et al.* (2015) utilizaram câmeras de alta frequência (100 quadros por segundo), resolução próxima a FullHD e lentes de 85 mm. A alta frequência permitiu a introdução de diversos filtros para aumentar a confiabilidade das análises em trens de menor velocidade (as composições variavam de 50 a 110 km/h), embora a filtragem diminuísse a frequência de saída.

Isso posto, definiu-se que este projeto de instrumentação deve possuir uma câmera digital capaz de filmar a: (i) resolução FullHD a, pelo menos, 60 quadros por segundo; (ii) resolução 4K a, pelo menos, 25 quadros por segundo. Essas duas possibilidades de filmagens

poderão ser comparadas em campo e governar instrumentações futuras, concluindo qual a variável mais relevante, a resolução de gravação ou a frequência de leitura.

Os cartões de memória devem seguir as especificações do fabricante para a leitura exigida. Normalmente, exige-se as certificações Classe 10, U3, UHS-II e V60, sendo todas elas relacionadas à confiabilidade e à capacidade de receber alto fluxo de dados. São necessários 3 cartões de memória com armazenamento de 256 GB ou mais, cada um.

Além disso, possuir lente compatível e distância focal de 250 mm ou maior. A fixação do sensor será em um tripé topográfico que consiga estabilizar o conjunto câmera-lente sem vibrações excessivas. Também é de fundamental importância que a câmera possa suportar algumas horas de trabalho, uma vez que o trecho instrumentado pode carecer de infraestrutura elétrica.

4.1.6 Cabeamentos e eletrodutos

Cabeamentos de instrumentações sensíveis necessitam de especial proteção contra interferências eletromagnéticas, danos físicos, térmicos e de umidade. Estima-se um comprimento mínimo de 20 metros para cada cabeamento, de forma a permitir a sua passagem por dutos enterrados desde o pavimento ferroviário à edícula que abriga o sistema de aquisição de dados sem nenhuma emenda.

A susceptibilidade a interferências eletromagnéticas, geradoras de ruídos, também exige blindagem dos cabeamentos. Dessa forma, deve-se utilizar, no mínimo, cabos blindados com 4 fios 22 AWG (0,33 mm²). Sendo recomendável, entretanto, seção de 20 AWG (0,52 mm²).

Onde aplicável, a preferência será por eletrodutos rígidos, os quais resistem melhor a deformações, e flexíveis – reforçados contra esmagamento – em regiões próximas aos sensores e que, porventura, precisem realizar mudanças de direção do cabeamento. Uma organização esquemática da seleção e posição dos eletrodutos rígidos e flexíveis são apresentados na Figura 38.

Figura 38 – Tubo rígido em trechos retilíneos e tubos flexíveis em mudanças de direção



Fonte: adaptado de Silva *et al.* (2019).

4.1.7 Pluviômetros e termômetros de temperatura ambiente

Pluviômetro é um instrumento capaz de quantificar a precipitação do ambiente onde estiver inserido durante determinado período. Os pluviômetros de balança (Figura 39), em especial, guardam simples funcionamento e boa estimativa do volume de chuva *versus* tempo. A balança presente nesse aparelho armazena, geralmente, 0,25 mm de precipitação até transbordar todo esse volume e emitir um impulso elétrico. Dessa forma, um simples sistema de aquisição de dados, como o Arduino, captará os ciclos de enchimento e esvaziamento da balança, registrando o tempo necessário para chover tal volume, associando, portanto, a intensidade da precipitação.

A recomendação é de que esse instrumento seja inteiramente de alumínio para evitar danos por corrosão e que possua recipiente interno autoesvaziante. O sensor de temperatura, por sua vez, terá sistema semelhante ao pluviômetro, atentando-se aos mesmos cuidados quanto à durabilidade e à confiabilidade de leitura.

Figura 39 – Visão superior de um pluviômetro sem e com funil direcionador



Fonte: adaptado de Silva *et al.* (2019).

4.1.8 Sistema de aquisição de dados (SAD)

A edícula para abrigar o sistema de aquisição de dados deve ser construída, sendo previstas, ainda, escavações entre os sensores e a edícula para o embutimento dos cabamentos. Dessa forma, mitigar-se-á ações de vandalismo e de furto da instrumentação.

Sensores em ponte completa de Wheatstone necessitam de uma voltagem de excitação (*input*) e uma voltagem de saída (*output*), que é ligada à aquisição (*dataloggers*). Enquanto, comumente, aquela é de 5 V, esta é de 12 V. Assim, deve-se instalar conversores de voltagem apropriados para alimentar as diferentes necessidades da instrumentação.

Os *dataloggers* são caracterizados por permitir altas taxas de leitura, com considerável resolução e trabalhando com sensores analógicos ou digitais. Sua configuração costuma ser intuitiva e facilmente definida por um computador portátil ligado à sua entrada USB. Pretende-se garantir uma frequência de leitura de, pelo menos, 100 dados por segundo por canal, a fim de se proporcionar a coleta das solicitações mais críticas a cada ciclo de carga dinâmica imposta pelas composições. Os dados serão armazenados em cartões de memórias convencionais que podem ser transferidos para computadores em formato de planilha eletrônica.

4.2 CALIBRAÇÃO DOS INSTRUMENTOS

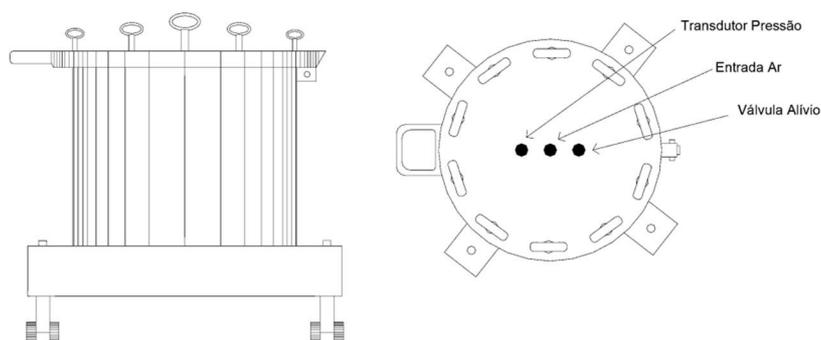
A calibração dos instrumentos permite associar medidas elétricas dos sensores analógicos (*e.g.*, variações de voltagem, de impedância ou de corrente) a grandezas de engenharia (*e.g.*, tensão, deformação, deslocamento).

Neste trabalho, idealizou-se a calibração dos instrumentos no mesmo SAD que será instalado em campo para reduzir ao máximo as variáveis inerentes aos cabeamentos e equipamentos de leitura. Outrossim, a solicitação imposta no momento da calibração não deve ultrapassar a capacidade de suporte do instrumento, tampouco a faixa de operação esperada em campo.

4.2.1 Calibração das Células de Tensão Total

Gonçalves (2002) construiu uma câmara de calibração em aço (Figura 40), com 50 de diâmetro e 40 cm de profundidade para reproduzir as condições de campo em laboratório. Para tanto, o pesquisador aplicou uma pressão de ar controlada automaticamente por um transdutor de pressão. Diferentes meios foram testados: areia, solo argiloso e brita graduada. As leituras variaram de 0,48 V a 2,1 V e a pressão de 0 MPa a 1 MPa. As respostas das células tiveram boa repetibilidade mesmo entre os diferentes materiais que preencheram a câmara.

Figura 40 – Câmara de calibração para CTTs



Fonte: adaptado de Gonçalves (2002).

Silva *et al.* (2019) calibraram as células utilizando um tubo suficientemente rígido para desempenhar o papel de câmara (Figura 41). Utilizando um prato metálico no topo, aplicou-se força conhecida e a transformou em pressão, já que a área era conhecida. Os resultados obtidos

corroboraram os certificados de calibração emitidos pela fabricante dos instrumentos, atestando, então, a aplicabilidade do método.

Figura 41 – Detalhes do ensaio de calibração das células de tensão total



Fonte: adaptado de Silva *et al.* (2019).

A calibração sugerida neste trabalho buscará introduzir os conceitos apresentados no trabalho de Gonçalves (2002), mas lançando mão de uma menor escala, como presenciado em Silva *et al.* (2019). À vista disso, pretende-se utilizar um tubo metálico rígido com pequeno orifício, para a passagem do cabeamento. Deve-se garantir total vedação da parte inferior e superior do tubo. A pressão será induzida por ar comprimido e controlada por manômetro de precisão ou, em último caso, utilizar-se-á o método indireto (aplicar força e convertê-la em pressão).

4.2.2 Calibração dos sensores *H-gauges*

A calibração dos *H-gauges* requer especial atenção em virtude de serem equipamentos com diversas etapas construtivas pouco industrializadas e, mesmo assim, serem responsáveis por leituras de elevada precisão.

Silva *et al.* (2019) e Hornyak *et al.* (2007) desenvolveram métodos semelhantes para a calibração desse sensor (Figura 42). Os dois estudos trataram de produzir forças de tração e compressão pelas extremidades do sensor e medir o deslocamento correspondente à variação de tensão elétrica gerado pelo desequilíbrio da ponte de Wheatstone. O primeiro estudo, por exemplo, utilizou de sistema de rosqueamento para solicitar a peça e adotou precisão de décimo de milivolt para a tensão elétrica e centésimo de milímetro para o deslocamento. A correspondência para a linha de tendência linear (r^2) foi superior a 0,96 para a maioria dos sensores.

Figura 42 – Detalhes do ensaio de calibração dos extensômetros



Fonte: adaptado de Silva *et al.* (2019) e de Hornyak *et al.* (2007), respectivamente.

A partir da experiência desses dois trabalhos, sugere-se efetuar calibração semelhante. Entretanto, como a utilização de materiais menos rígidos que o aço deve ser adotado para o corpo do sensor, torna-se possível a aplicação de cargas em quilogramas-força conhecidas para solicitar a peça, gerando uma associação tripla à curva de calibração: peso (kgf), voltagem (mV) e deslocamento (mm).

4.2.3 Calibração dos demais sensores

As calibrações de termopares e umidostatos possuem grau de complexidade diminuto. Os sensores de umidade devem ser, preferencialmente, calibrados no mesmo solo encontrado em campo e para três teores de umidade distintas, pelo menos. Já os de temperatura podem ser introduzidos em água a diferentes temperaturas e comparados a um termômetro de precisão de mercúrio, por exemplo.

A câmera para vídeo registro, pluviômetro e sensor de temperatura ambiente dispensam calibração. Ainda assim, é recomendável testes que simulem a operação de campo antes da execução do trecho instrumentado.

4.3 MODELAGEM PRELIMINAR DO TRECHO INSTRUMENTADO

Foi realizada uma modelagem preliminar do trecho instrumentado a fim de verificar a magnitude de solicitações presentes em campo pelo *software* SysTrain. Essa verificação ajuda não só a escolher os instrumentos com uma faixa de leitura compatível com a operação da via, mas também a localizá-los de forma mais eficiente para compreender o comportamento do pavimento.

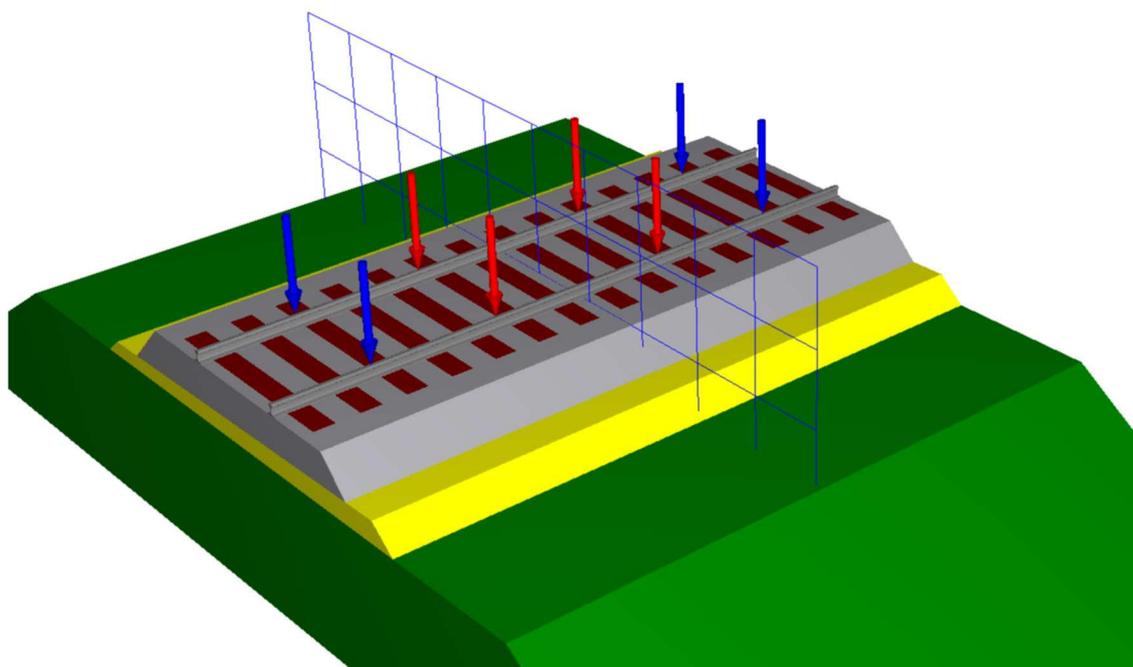
Provavelmente, o trecho experimental (TE) a ser implementado seja de bitola larga (1,60 m). Para essa bitola, normalmente o lastro possui altura próxima a 30 cm, abaixo do dormente, e o sublastro 25 cm. As composições, por sua vez, podem atingir até 40 toneladas por eixo em situações extremas. Outras especificações definidas conjuntamente com colaboradores do potencial trecho a ser instrumentados são expostas abaixo:

- Trilhos: TR-50. Comportamento linear isotrópico e módulo de elasticidade convencional para aço (210 GPa) e massa específica de 7850 kg/m³;
- Dormente: feitos de concreto, com espaçamento de 60 cm, comprimento de 2,8 metros, altura de 20 cm, largura superior de 30 cm e largura inferior de 30 cm. Comportamento linear isotrópico, massa específica típica de concreto, módulo de elasticidade de 32 GPa e coeficiente de Poisson de 0,3;
- Lastro: ombro de 40 cm e inclinação lateral de 45°. Comportamento resiliente elástico linear, com massa específica de 1900 kg/m³, *MR* de 200 MPa e coeficiente de Poisson de 0,3;

- Sublastro: comportamento resiliente argiloso, massa específica de 1200 kg/m^3 , coeficiente de Poisson de 0,4, de K_1 de $93,1 \text{ MPa}^{1,37}$ e de K_2 de $-0,37$, tensão de desvio mínima e máxima de $0,021$ e de $0,0206 \text{ MPa}$, respectivamente.
- Subleito: comportamento resiliente elástico linear, com massa específica de 1800 kg/m^3 , MR de 80 MPa e coeficiente de Poisson de 0,4.
- Vagão: modelo Hooper fechado com carga total de 160 toneladas.

A definição e a locação das cargas podem ser vistas na Figura 43. Entende-se que a solitação crítica é atingida quando dois vagões estão conectados e há, portanto, uma proximidade entre dois truques, gerando sobreposição de esforços. Esse posicionamento foi comparado à análise com apenas um truque do vagão.

Figura 43 – Aspecto geral do posicionamento das cargas de dois truques, um de cada vagão, para modelagem



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

O relatório final do *software* exibe, entre outras informações, o deslocamento máximo de trilho, que foi de $-3,77 \text{ mm}$ na configuração com dois vagões e $-3,57 \text{ mm}$ para análise de um único truque. As tensões normais máximas e mínimas encontradas na direção longitudinal, transversal e vertical quando aplicada a carga vertical configurada são, respectivamente, S_{xx} , S_{yy} e S_{zz} , e estão organizadas na Tabela 4 para as duas configurações idealizadas.

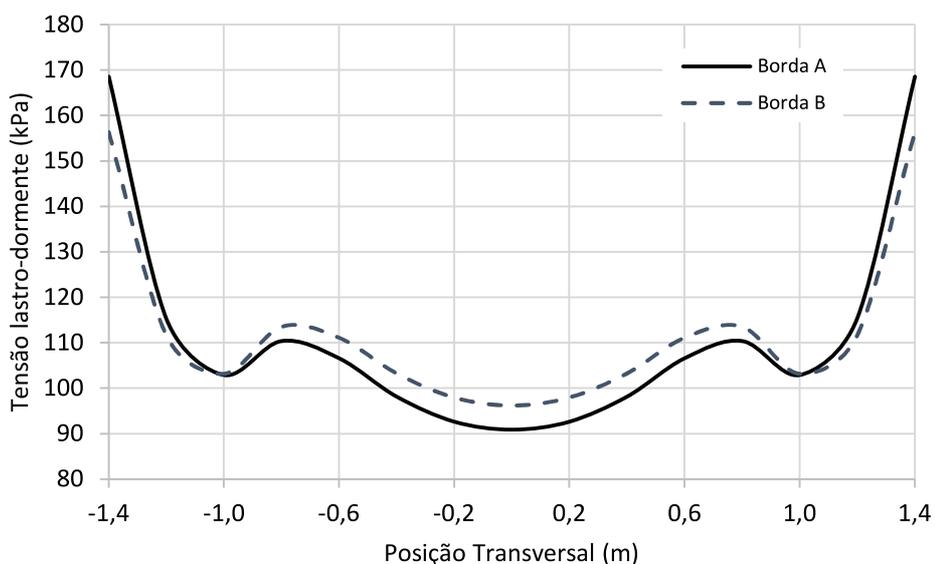
Tabela 4 – Resumo das tensões máxima e mínimas calculadas pela modelagem

Camada	Dois vagões						Um vagão					
	S_{xx} (kPa)		S_{yy} (kPa)		S_{zz} (kPa)		S_{xx} (kPa)		S_{yy} (kPa)		S_{zz} (kPa)	
	máx.	mín.										
Lastro	58	-76	101	-78	18	-177	70,5	-83	101	-81	17,4	-171
Sublastro	105	-36	192	-53	53	-147	104	-40	187	-52	48	-149
Subleito	40	-118	98	-62	28	-253	38	-118	97	-61	25	-247

Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Outro dado possível de ser obtido pela modelagem é a tensão de interface entre dormente e lastro. Na Figura 44, apresenta-se a variação dessa tensão para a condição de dois vagões, em que a Borda A é primeira aresta (no sentido do fluxo da composição) transversal do dormente e a Borda B é a segunda aresta. Os valores máximos obtidos não ultrapassam 170 kPa. Tal parâmetro ajudou a nortear a capacidade de suporte mínima da célula a ser utilizada nesta região.

Figura 44 – Pressão de contato entre o lastro e o dormente em seção transversal



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

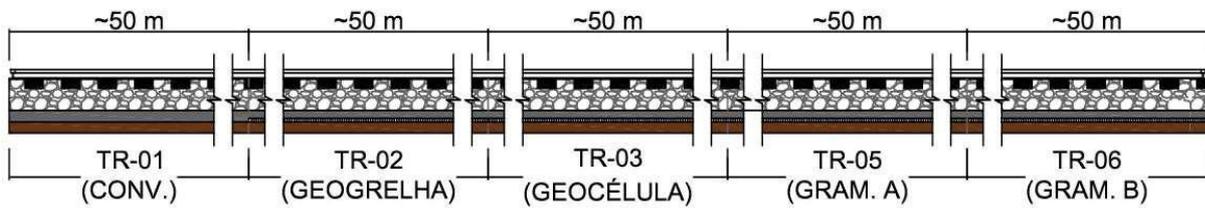
4.4 CONCEPÇÃO E LOCAÇÃO DO TRECHO INSTRUMENTADO

Como já comentado, este trabalho é peça integrante do Projeto de Pesquisa “Aprimoramento e consolidação do método mecanístico-empírico de dimensionamento para pavimentos rodoviários flexíveis (MeDiNa) e estudos complementares com geossintéticos e drenagem para pavimentos ferroviários”. Ao total, serão seis trechos de instrumentação com diferentes características a serem estudadas. São eles:

- TR-01: trecho idealizado nesta dissertação. Servirá como um comportamento de referência aos demais, uma vez que conta com uma maior gama de sensores e a estrutura de seu pavimento é convencional (CONV.), sendo amplamente difundida nas ferrovias brasileiras;
- TR-02: trecho de pavimento ferroviário convencional acrescido de geogrelha, provavelmente executado no mesmo pátio de TR-01, mas com distanciamento na ordem de 50 m de modo que zona de influência de cada vagão esteja inteiramente abarcado pela característica do TR;
- TR-03: trecho de pavimento ferroviário convencional acrescido de geocélula, provavelmente executado sequencialmente a TR-02 e com mesmo distanciamento;
- TR-04: zona de transição (encontro) de ponte com pavimento ferroviário convencional. Sua execução não será próxima aos trechos já citados, devido a necessidade de uma obra de arte especial (OAE);
- TR-05: trecho de pavimento ferroviário convencional acrescido de geotêxtil de gramatura A (GRAM. A), provavelmente executado a 50 m posteriores a TR-03. Entretanto, as instrumentações se limitam a tensiômetros, umidostatos e termopares;
- TR-06: trecho de pavimento ferroviário convencional acrescido de geotêxtil de gramatura B (GRAM. B), subsequente ao TR-05 e com a mesma limitação de instrumentação;

À exceção do TR-04, a esquematização dos trechos instrumentados é apresentada na Figura 45.

Figura 45 – Visão esquemática longitudinal dos trechos instrumentados em pátio ferroviário



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

O processo executivo da construção da linha demanda cuidados especiais a serem tomados acerca da compactação e socaria para preservar a integridade dos instrumentos e manter o desempenho esperado de um pavimento ferroviário.

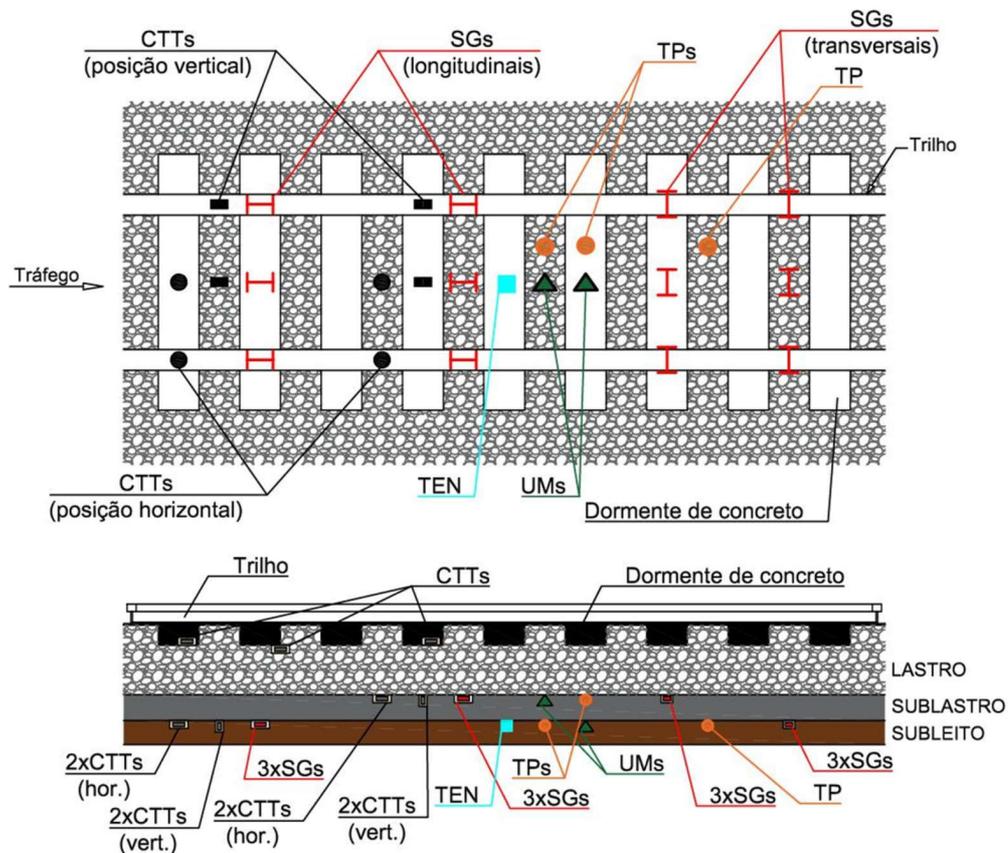
Em vista de todo o exposto neste trabalho, a concepção foi idealizada para o recurso financeiro disponível, levando-se em consideração uma eventual mortalidade dos sensores (Figura 46). Tal condição exige algumas redundâncias, principalmente para grandezas primordiais para o entendimento do comportamento da via, como tensão e deformação. Abaixo, explica-se o projeto:

- CTTs:
 - Duas células verticais na interface lastro-sublastro e duas no sublastro-subleito na direção do trilho e na direção do eixo da via. Embora não sejam redundantes, o caminhamento de tensões até essas profundidades tende a ser equalizado;
 - Duas células verticais embutidas no dormente. Essa aplicação só será viável caso seja possível interceptar a fabricação dos dormentes e introduzir um molde de CTT durante sua concretagem;
 - Uma célula vertical na extremidade do dormente com lastro. O comportamento dinâmico de rotação do dormente durante a passagem do trem concentra as máximas tensões nessa região e serão, portanto, fundamentais para compreender os esforços gerados.
 - Duas células horizontais na interface lastro-sublastro e duas no sublastro-subleito na direção do trilho e na direção do eixo da via. Aplica-se, aqui, os mesmos conceitos de redundância das CTTs verticais, sendo esperado

variação ainda menores em função da magnitude inferior de tensões confinantes.

- SGs (*H-gauges*):
 - Através de experiência anteriores, sabe-se que a mortalidade desses sensores tende a ser mais elevada. Dessa forma, três SGs serão instalados longitudinalmente e três transversalmente na interface lastro-sublastro, sendo dois na direção do trilho e um no eixo da via;
 - Três SGs serão instalados longitudinalmente e três transversalmente na interface sublastro-subleito, sendo dois na direção do trilho e um no eixo da via.
- UMs (umidostatos):
 - Um sensor na interface lastro-sublastro e outro no sublastro-subleito, posicionados sempre na direção do eixo da via.
- TP (termopares):
 - Um sensor posicionado na interface lastro-sublastro e dois sensores na interface sublastro-subleito, sendo esta redundância em função da expectativa de maior relevância da temperatura do subleito no comportamento de toda a via.
- TEN (tensiômetro):
 - Instalado na interface sublastro-subleito. Entende-se que apenas essa interface terá condições de fornecer dados palpáveis para futuras análises em função da granulometria presente.

Figura 46 – Concepção do trecho instrumentado



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Baseando-se nos resultados da modelagem preliminar e das demais bibliografias de instrumentação ferroviária, é possível sintetizar os requisitos recomendáveis para garantir uma instrumentação segura, confiável e que não exceda a capacidade de leitura para cada tipo de sensor instalado. O resumo encontra-se na Tabela 5:

Tabela 5 – Resumo das principais recomendações para os sensores do trecho instrumentado

Sensor	Posição	Faixa mínima de leitura	Instrumento recomendado
CTT (horiz.)	Dormente-lastro	0 a 400 kPa	CTTs com strain gauges ou com transdutores de pressão
	Lastro-sublastro	0 a 250 kPa	
	Sublastro-subleito	0 a 300 kPa	
CTT (vert.)	Lastro-sublastro	0 a 250 kPa	CTTs com strain gauges ou com transdutores de pressão
	Sublastro-subleito	0 a 250 kPa	
SG	-	0 a 3500 $\mu\epsilon$	Fabricação de <i>H-gauge</i> , SCGs ou similares
TP	Os modelos disponibilizados no comércio atendem às requisições		
UM			
TEN			

Fonte: elaborado pelo autor (2022).

5 MONITORAMENTO INICIAL E RETROANÁLISE

Um dos principais parâmetros na análise de ferrovias é o deslocamento vertical da superestrutura quando da passagem do material rodante. O monitoramento de deflexão da via férrea por meio de imagens, aqui apresentado, tem como objetivo fornecer subsídios em termos de modo de execução e de resultados esperados aos futuros trechos instrumentados. Dessa forma, com a aplicação da técnica, será possível comparar as deflexões dos TEs com e sem geossintéticos ao longo do tempo.

5.1 APRESENTAÇÃO DO TRECHO MONITORADO

O lugar escolhido para monitoramento dos deslocamentos por meio do tratamento de imagens digitais localiza-se na cidade de Itu. O local conta com instalações para pernoite de maquinistas, além de central de controle e de operações. O pátio também é utilizado para troca de maquinistas e para manobras.

Na Figura 47 e na Figura 48, é possível identificar parte das construções, localizadas próximo ao km 202 da ferrovia. Em relação às linhas ferroviárias, a via mais próxima da imagem é utilizada apenas em manobras e possui um único AMV (aparelho de mudança de via); a via central é geralmente utilizada por composições descarregadas que seguem no sentido decrescente (direção a Campinas); e a via mais distante na imagem é utilizada por composições carregadas no sentido crescente, rumo ao Porto de Santos. As três vias possuem compatibilidade para trens de bitola larga (1,60 m) e de bitola métrica (1,00 m).

Figura 47 – Aspecto geral da estação em Itu, sentido Norte (decrecente)



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Figura 48 – Aspecto geral da estação em Itu, sentido Sul (crescente)



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

O pátio contém uma estação de monitoramento de temperatura de trilhos, que consiste em um pequeno trecho ferroviário composto por 5 dormentes (Figura 49), mas que possui todos os componentes e características das vias de operação da região para uma simulação mais precisa. Nos trilhos, há a colocação de termopares, os quais orientam as equipes de operação da concessionária sobre qualquer alteração indesejada de temperatura.

Conforme pode ser visto na estação de monitoramento, o pavimento ferroviário possui dormentes de madeira de dimensões padrão para via de bitola larga (280 cm de extensão, 17 cm de altura e 24 cm de largura). Os grampos são do tipo elástico Pandrol e-Clip, dispensando-se outros sistemas de amortecimento, haja vista a adequada flexibilidade dos dormentes de madeira. A solidariedade dos componentes de fixação aos dormentes é feita por parafusos do tipo tirefond. Os trilhos são da classificação TR-68, ou seja, aproximadamente 68 kg por metro. O lastro, por sua vez, é predominantemente composto por britas de origem basáltica, embora se note trechos em que há correções de geometria com britas graníticas.

Figura 49 – Estação de monitoramento de temperatura dos trilhos



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Há condições favoráveis à implementação de trechos experimentais nesse local, tais como:

- Variabilidade de cargas transportadas. Há materiais rodantes de grãos, como milho e soja; além de minério e de celulose. Também há variação quanto ao tipo de composição, sendo possível a passagem de trens de bitolas larga ou métrica. Essas diversificações possibilitam analisar o comportamento do pavimento sob diferentes solicitações tanto em termos de peso, quanto em termos de produto transportado.
- Alto fluxo de composições. O intervalo entre a passagem de duas composições é da ordem de 30 minutos, o que facilita e agiliza o monitoramento.
- Duas linhas em operação. Via de regra, uma linha é utilizada sentido norte, em direção a Campinas, a qual os trens passam descarregados. A outra linha é sentido sul, em direção ao Porto de Santos, constituindo-se de trens carregados. Essa separação favorece que apenas trens carregados sejam monitorados, o que representa as situações de maior solicitação sobre a via.
- Região de troca de maquinistas. Em função de ser um ponto de parada, a estação possui uma velocidade de tráfego limitada. Essa condicionante aumenta a precisão dos instrumentos pelo fato de que a resposta dinâmica terá uma frequência menor, o que permite maior captura de dados dos sensores. Além disso, a proximidade entre trecho instrumentado e a central de controle também inibe possíveis vandalismos e furtos de equipamentos.

Na imagem abaixo (Figura 50), tem-se o posicionamento do monitoramento a partir da estação. Os dois pontos distam-se, aproximadamente, 1,1 quilômetro e está logo após uma obra de arte especial que sobrepõe uma rodovia, a qual contorna as cidades de Itu e de Salto.

Figura 50 – Vista de satélite do ponto monitorado



Fonte: Google Earth (2022).

Uma vez que o local exato da instalação dos instrumentos não está definido, a posição do monitoramento por câmera realizado neste trabalho foi arbitrada com base nas mesmas premissas que nortearão os trabalhos futuros. Dessa forma, o ponto escolhido é a menor distância da Estação em que se garanta as seguintes condições:

- Boa visibilidade da linha férrea, de modo a permitir o preparo dos equipamentos para filmagem antes das composições se aproximarem e garantir a segurança dos operadores;
- Região em que a velocidade das composições é relativamente constante, sem que nenhuma parte do trem fique estacionado sobre o ponto monitorado no momento de troca entre maquinistas;
- Topografia que permita adequado distanciamento entre a câmera e o trilho, evitando trepidações significativas durante passagem do material rodante;
- Ausência da zona de influência do encontro de ponte, ou seja, acréscimo de rigidez em relação a aterros ou cortes convencionais.

5.2 EXECUÇÃO DO ENSAIO POR VÍDEO REGISTRO

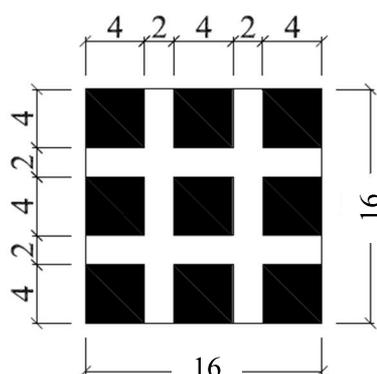
Atendendo às especificações de equipamento citadas no projeto de instrumentação, o ensaio utilizou câmera Canon EOS Rebel SL3 com conjunto de lentes de 50 a 250 mm, cartões de memória compatíveis a um alto fluxo de dados e tripé de topografia em alumínio (Figura 51). Os alvos implementados na superestrutura férrea estão expostos na Figura 52 e foram confeccionados consoante trabalho de Rocha *et al.* (2007), ressaltando-se o alvo aplicado diretamente no trilho, o qual possuía apenas um quadrado central.

Figura 51 – Detalhe do conjunto de monitoramento, composto de tripé e câmera à frente e alvos ao fundo



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Figura 52 – Mira utilizada, com medidas em centímetros

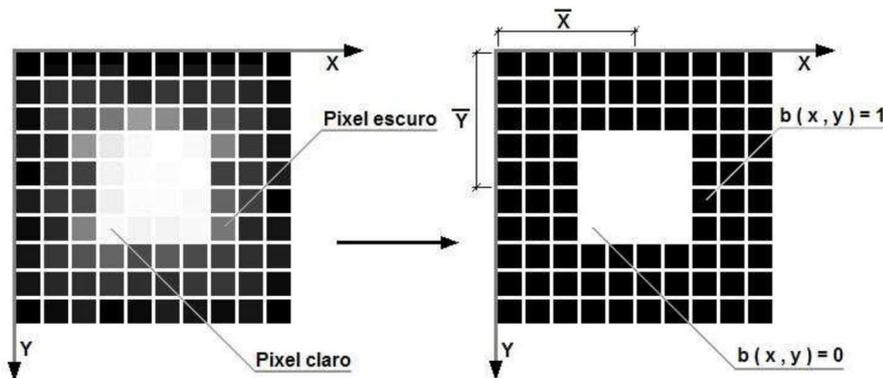


Fonte: Rocha *et al.* (2007).

5.2.1 Metodologia de monitoramento

O pós-processamento dos vídeos começa com uma identificação binária dos alvos, ou seja, delimitar as partes constituintes de uma imagem (pixels) apenas em branco ou preto. Essa distinção é fundamental, pois em uma filmagem em tons de cinza, mesmo no caso de um alvo com alto contraste, haverá diversos níveis de intensidade entre o branco e o preto. O procedimento de limiarização, portanto, analisa o pixel em escala de cinza e o transforma em branco ou em preto (Figura 53). Assim, haverá um alvo bem definido para que a programação registre a sua posição em cada instante de tempo do vídeo.

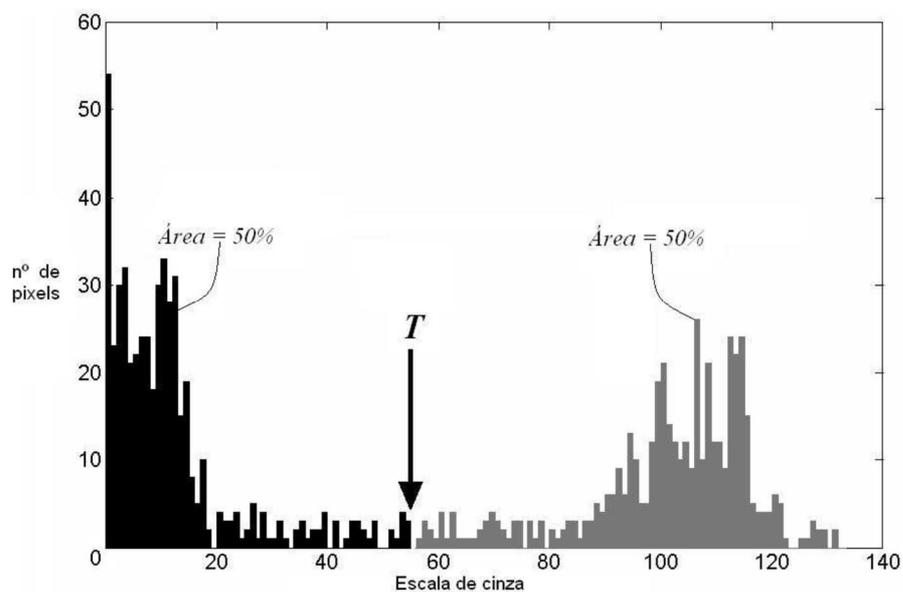
Figura 53 – Procedimento de limiarização



Fonte: Rocha *et al.* (2007).

Por uma simples seleção de parte da imagem para análise, é possível definir uma região onde se tenha uma área com pixels em tons de cinza claro e escuro com aproximada proporção. Dessa forma, a tomada de decisão entre pixel branco ou preto feita pela limiarização é proveniente de um determinado valor limite T (limiar para binarização) que separe o histograma em duas áreas iguais de incidência de pixels mais claros e pixels mais escuros. Se o pixel possuir escala maior que T , seu valor atribuído será 1 (pixel preto); caso contrário será 0 (pixel branco) (Figura 54). Observa-se que pequenas variações no valor adotado para o limiar para binarização afetam relativamente pouco a imagem final binarizada, uma vez que, no presente caso, tem-se um alvo composto apenas por branco e preto. Esta estratégia leva a um histograma de intensidades dos pontos da imagem a uma configuração bimodal, onde a grande maioria dos pixels aparecem agrupados ou em torno dos valores médios de intensidades mais próximas do branco ou do preto.

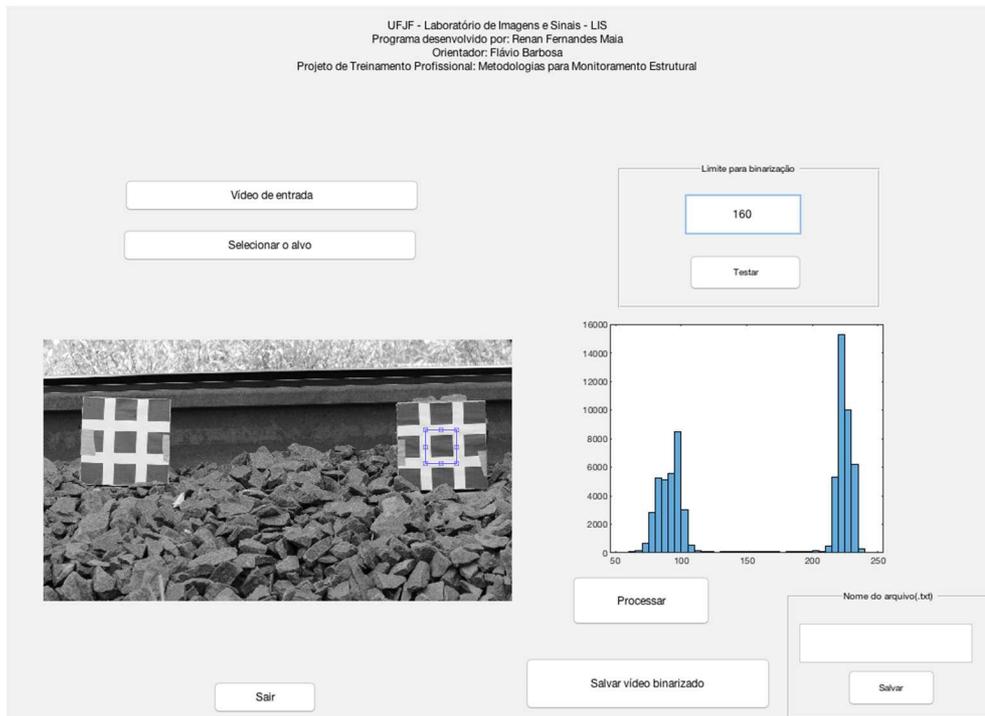
Figura 54 – Exemplo de histograma da imagem em escala de cinza



Fonte: Rocha *et al.* (2007).

O alvo binário, portanto, pode ser monitorado a partir de seu centro de massa e com acompanhamento pixel a pixel em cada quadro de imagem. Isso significa que a gravação do vídeo define não só a frequência de leitura, geralmente entre 30 e 60 quadros por segundo, mas também a precisão da limiarização em função da resolução de imagem.

Parte integrante do Treinamento Profissional “Metodologias para o Monitoramento Estrutural” do Laboratório de Imagens em Sinais da Universidade Federal de Juiz de Fora, o *software* desenvolvido por Maia (2022) possibilita o rastreamento do alvo e define sua posição quadro a quadro a partir dos conceitos anteriormente explicados. Os resultados dos monitoramentos desta dissertação foram obtidos pelo programa (Figura 55), sendo que o tratamento dos dados se deu por planilhas eletrônicas de forma ulterior.

Figura 55 – Tela do *software* de processamento de imagens

Fonte: elaborado pelo autor (2022).

5.2.2 Campanhas de monitoramento executadas

A primeira campanha, v0021, foi executada no dia 10 de fevereiro de 2022 na parte da tarde e a segunda, v0022, no dia seguinte pela manhã. As duas campanhas de monitoramento possuíram diferentes configurações de filmagem, para que se pudesse comparar o desempenho entre elas e o aspecto gráfico gerado.

A leitura v0021 foi realizada em resolução 4K (3840x2160 pixels) e com taxa de leitura de 24 quadros por segundo. Em função das restrições de segurança da via, não foi possível iniciar a filmagem antes da composição se aproximar dos alvos. Ainda assim, os últimos 53 vagões puderam ser monitorados em 6:22 minutos de filmagem. Todos os vagões eram de um mesmo modelo graneleiro, com peso total de 76700 kg cada um e de bitola métrica. Dois alvos foram apoiados sobre dormentes, enquanto o equipamento fotográfico registrava a uma distância perpendicular à via de, aproximadamente, 8,5 metros (Figura 56).

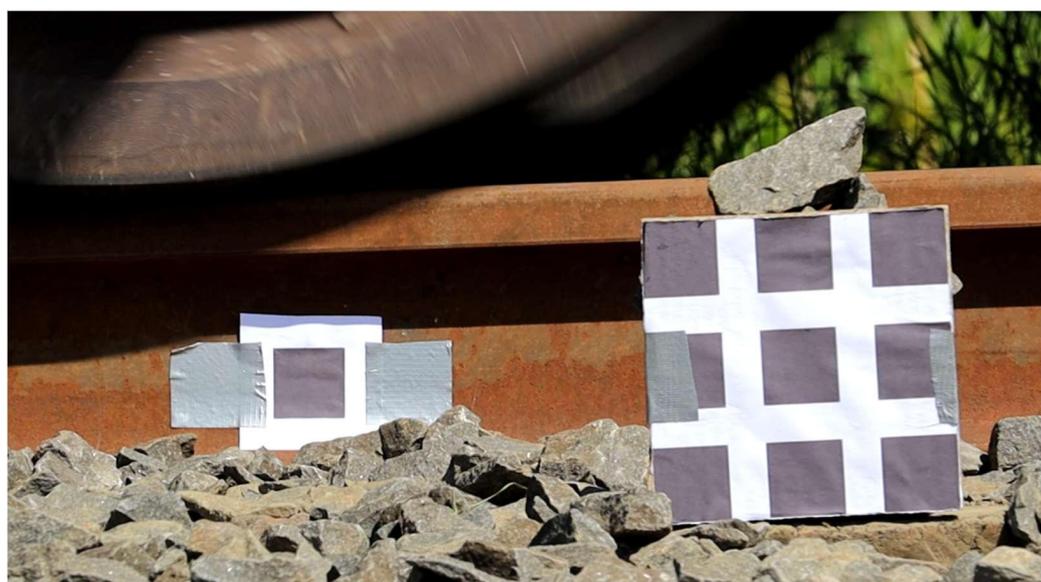
Figura 56 – Visada da filmagem na campanha v0021



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

A leitura v0022 foi configurada com menor resolução ante a v0021, mas com maior frequência: FullHD (1920x1080 pixels) e taxa de 60 quadros por segundo. A leitura foi iniciada cerca de 160 segundos antes da locomotiva passar pelo alvo e se sucedeu até 60 segundo após a passagem do último vagão, gerando leituras de repouso estáveis. O monitoramento registrou 88 vagões em 7:22 minutos totais de filmagem (Figura 57). O peso bruto máximo de cada vagão era de 130000 kg e o comprimento era de 17,1 metros.

Figura 57 – Visada da filmagem na campanha v0022



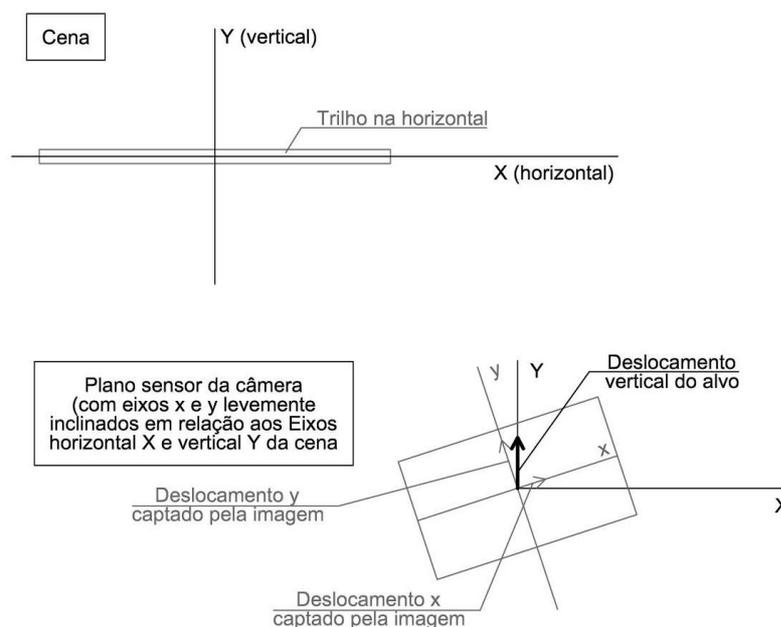
Fonte: elaborado pelo autor (2022).

5.2.3 Resultados da campanha de monitoramento

O tratamento dos dados seguiu uma mesma sistemática. Primeiramente, foi necessário converter os valores em pixel para medida de comprimento, o que só é possível quando há medidas conhecidas na filmagem, (*i.e.*, Alvos). Em função da resolução de filmagem e do zoom das lentes, cada pixel correspondeu de 0,2 a 0,3 mm, o que indicam precisão adequada a monitoramentos como esse.

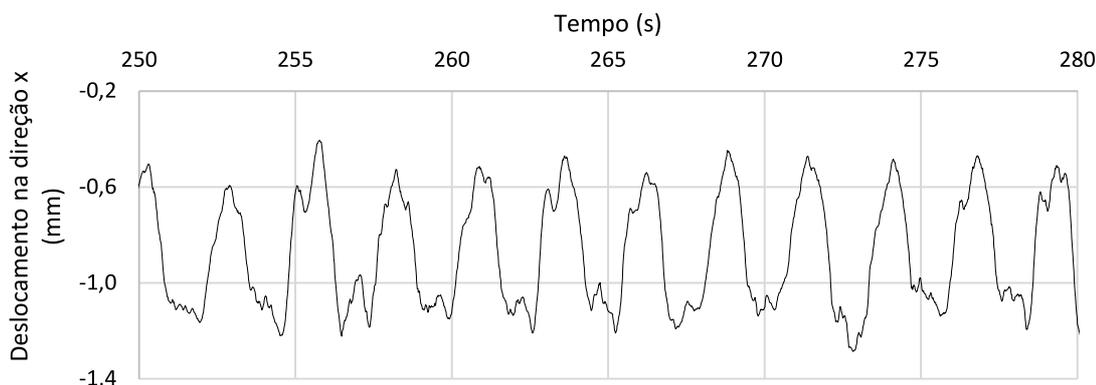
Posteriormente, procedeu-se com a análise do posicionamento da câmera. Isso é viável porque o *software* utilizado fornece, separadamente, os deslocamentos nas direções x e y (Figura 58) do alvo em função do tempo. Gerando gráficos de deslocamento na direção x (exemplificado na Figura 59), nota-se que há um aspecto similar ao comportamento esperado para deslocamentos na direção y. Por essa razão, entende-se que o eixo x da imagem não coincidiu com o eixo longitudinal do trilho, ou seja, a base do tripé que suporta a câmera estava ligeiramente inclinada.

Figura 58 – Esquemática da inclinação do eixo do sensor da câmera em relação aos Eixos Y (vertical) e X (horizontal)



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Figura 59 – Deslocamentos na direção x no alvo direito da campanha v0022



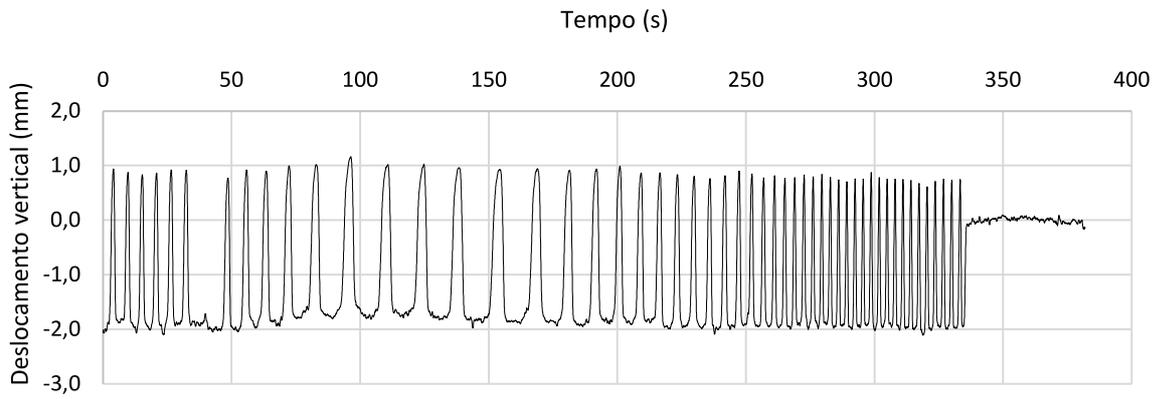
Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Portanto, a filmagem captou o deslocamento do alvo de forma inclinada. Considerando-se que o alvo se desloca apenas na vertical, é possível fazer uma manipulação geométrica exemplificada na Figura 58. A amplitude de deslocamento medida na direção y e na direção x formam os catetos de um triângulo retângulo. Assim, os deslocamentos verticais (Y) apresentados da Figura 60 à Figura 63 são, pois, calculados conforme a Equação 16 e a partir dos deslocamentos dos eixos x e y:

$$Y = \sqrt{(x^2 + y^2)} \quad (16)$$

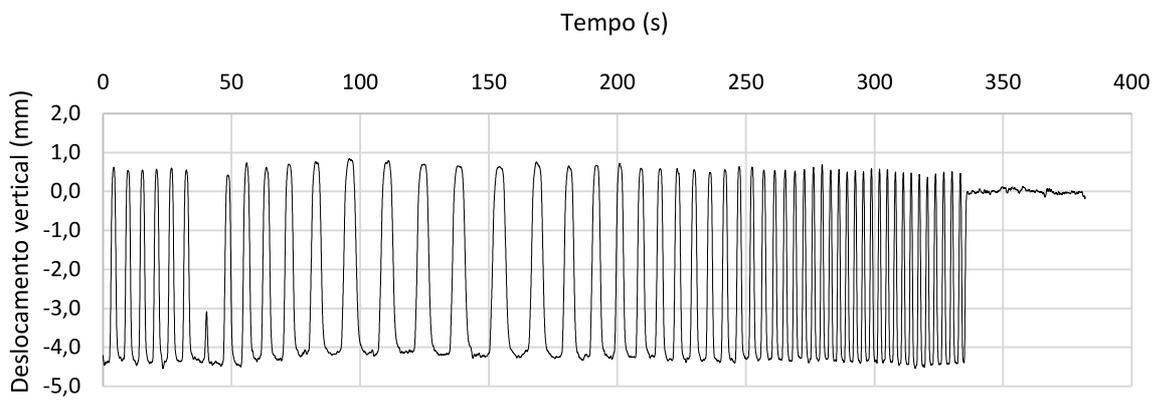
No caso do alvo direito da campanha v0022, por exemplo, a oscilação em x tinha ordem de 0,5 mm, enquanto a direção y de 3 mm. O fator de correção (k), representado pela razão entre deslocamento vertical e o deslocamento y advindo do programa, foi de 1,0138, significando 1,38% de acréscimo à magnitude dos deslocamentos. Ademais, aplicando-se trigonometria, pode-se extrair o ângulo entre a vertical (Y) e o eixo y: 9,46°.

Figura 60 – Deslocamentos verticais do alvo direito da campanha v0021



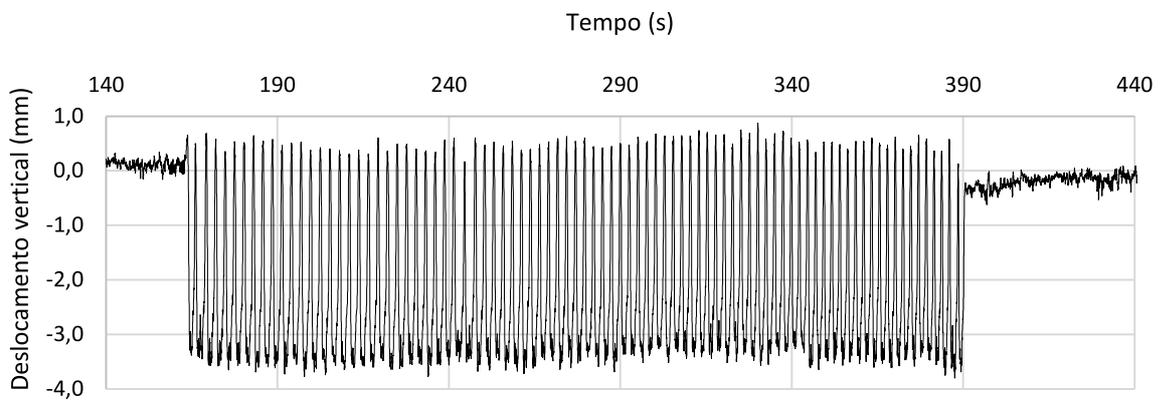
Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Figura 61 – Deslocamentos verticais do alvo esquerdo da campanha v0021



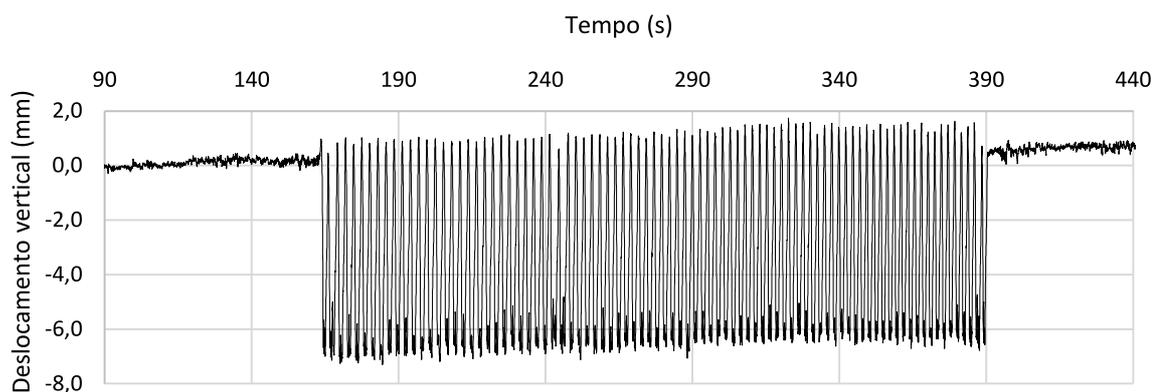
Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Figura 62 – Deslocamentos verticais do alvo direito da campanha v0022



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Figura 63 – Deslocamentos verticais do alvo esquerdo da campanha v0022



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Além das correções citadas, também se utilizou de média móvel para eliminar ruídos e gerar um aspecto gráfico mais claro. Em razão da diferença de leituras por segundo de cada campanha, v0021 precisou de média móvel de 12 períodos para atingir o resultado esperado, enquanto v0022 a alcançou com 5 períodos.

5.2.4 Discussões acerca dos resultados

Na campanha v0021, observa-se que a composição não se manteve em velocidade constante, com desaceleração no terço médio da filmagem (maior tempo de oscilação do gráfico) e aceleração no terço final (menor tempo para oscilar). A variação de período da oscilação não foi acompanhada pela amplitude relativamente estável, mas nota-se que velocidades mais elevadas aumentaram a deflexão da estrutura. Tal comportamento pode explicar a direta relação, explorada pela literatura, entre a degradação de vias, principalmente quebra de grão e perda de geometria, e a velocidade de tráfego.

A amplitude do alvo direito foi próxima dos 3 mm, enquanto do esquerdo foi de 4,5 mm. Tal alteração pode ser estar relacionada com a diferença de estado de conservação entre os dois dormentes, sendo o dormente esquerdo visivelmente próximo do fim de vida útil.

Por fim, há uma bacia de influência na ordem de 40 metros após a passagem do trem pelo alvo, que dura 10 segundos, aproximadamente, até a estabilização de leitura. O comprimento da bacia pôde ser estimado a partir da velocidade nos últimos instantes de filmagem (13,85 km/h), observando-se as frequências de pico das leituras e projetando um

comprimento de 10 m por vagão, que é típico de graneleiros de bitola métrica e peso total de 80 t.

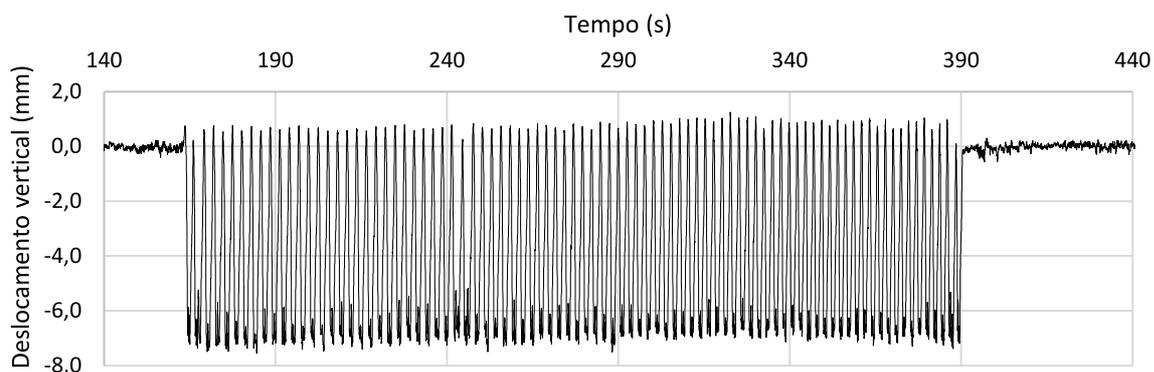
Na campanha v0022, não houve significativa variação de velocidade, o que tornou as oscilações relativamente constantes, em termos de amplitude e de período. A amplitude do alvo posicionado no dormente (alvo direito) se aproximou de 4 mm; no alvo esquerdo, fixado ao trilho, observou-se 8 mm.

A bacia de influência é mais bem notada no alvo do dormente e perdura por, aproximadamente, 20 segundos, tanto na aproximação do material rodante quanto após sua passagem. Considerando o comprimento real do vagão (17,1 m) e a velocidade média obtida pelo mesmo procedimento em v0021 (26 km/h), o comprimento da bacia é de 143 m.

No alvo posicionado no trilho, é possível verificar uma linha de tendência, obtida por regressão linear, crescente com a seguinte equação: $desloc. vertical [mm] = 0,0017 \left[\frac{mm}{s} \right] \times tempo[s] - 0,0565 [mm]$. Levantou-se hipóteses para esse comportamento, tais como:

- A bacia de influência afeta mais o trilho comparado ao dormente. Entretanto, seria esperado um comportamento simétrico em que o ponto baixo fosse a passagem do ponto central da composição, criando um formato em “U”;
- Movimentação da câmera. Pouco provável, pois o alvo esquerdo não foi influenciado;
- Ligeira movimentação do alvo. Apesar de ser pouco provável, em razão da forma de fixação do alvo no trilho, essa hipótese é a mais plausível. Por isso, procedeu-se com a interpolação da linha de tendência, obtida por regressão linear, com os valores de deslocamento totais, sendo apresentado na Figura 64.

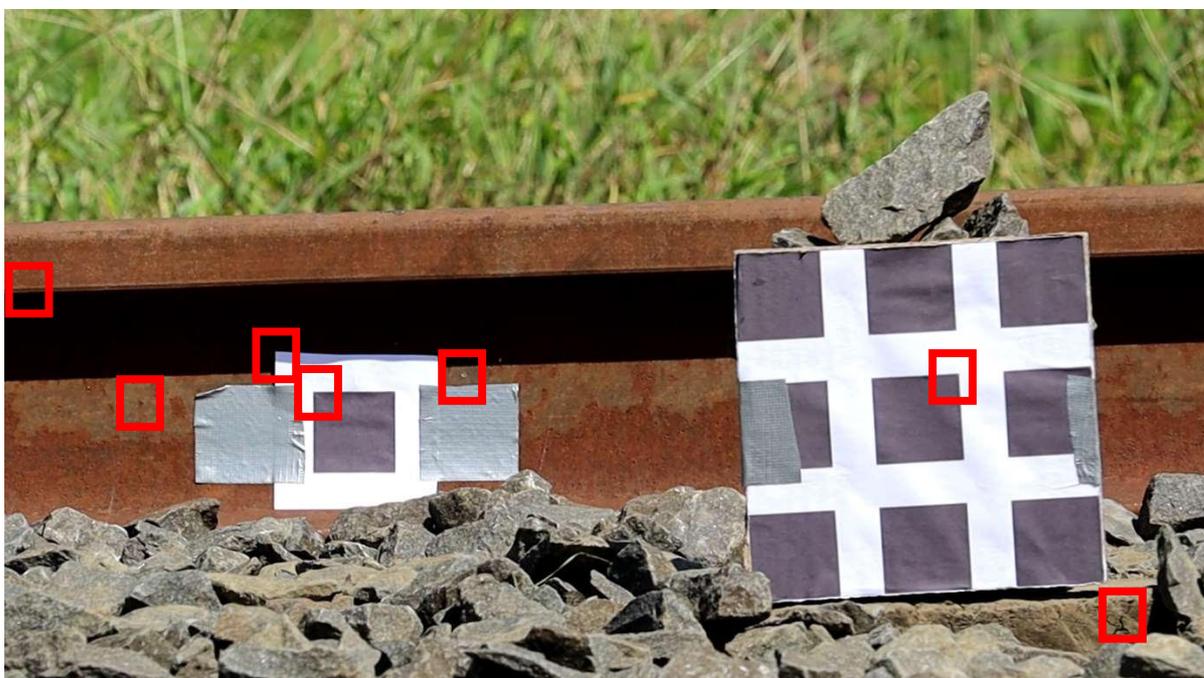
Figura 64 – Correção de tendência no alvo esquerdo da campanha v0022



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

De forma a ratificar a hipótese mais provável, foi realizado uma comparação entre um *frame* anterior a passagem do trem e um posterior em *software* de edição de imagens. Para isso, além de analisar a posição dos alvos, foram estudados pontos de referência em distintas partes da estrutura, conforme Figura 65. São eles: aresta do boleto; vértices dos alvos; imperfeições permanentes do trilho; fissura no dormente.

Figura 65 – Pontos de referência analisados em v0022



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Constatou-se que, de fato, a posição final do trilho acompanha a posição final de seu respectivo alvo. Assim como a posição do dormente não se alterou significativamente. Desse modo, há coerência da análise visual com os dados de deslocamentos originais.

Esse comportamento do trilho sugere que o desconfinamento repentino da estrutura – cessão do movimento cíclico da passagem do trem –, gera uma reação de deflexão positiva do conjunto trilho e dormente. Como não se observa o fenômeno no ponto extremo do dormente, pode-se dizer que se restringe à região central das peças, ou seja, pontos de momento fletor e tensão normal na interface dormente-lastro máximos. Ressalta-se, todavia, que não há descrição do ocorrido pela literatura.

5.2.5 Conclusão sobre o monitoramento

Conforme resumido na Tabela 6, houve coerência nos valores de deflexão obtidos em função das características apresentadas pelas campanhas de monitoramento. O trem de maior peso e velocidade promoveu maiores deslocamentos; o trilho deslocou mais que os dormentes, enquanto estes mais conservados deslocaram-se menos que os pouco conservados. Além disso, houve proporcionalidade entre a razão do produto da velocidade e do peso (3,15) ante a razão entre bacias de deflexão (3,57), o que gerou um coeficiente de ajuste de 1,13.

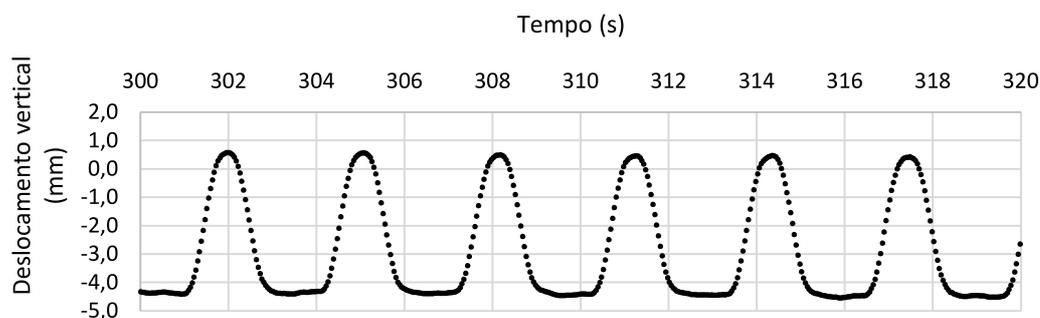
Tabela 6 – Resumo das características e resultados de deflexão

Campanha	Composição			Bacia de Deflexão (m)	Deslocamento (mm)					
	Peso bruto (t)	Comp. (m)	Veloc. (km/h)		Positivo		Negativo		Total	
					esq.	dir.	esq.	dir.	esq.	dir.
v0021 (4k-30fps)	76,7	10	14	40	0,5	1	4	2	4,5	3
v0022 (FullHD-60fps)	130	17,1	26	143	1	0,5	7	3,5	8	4

Fonte: elaborado pelo autor (2022).

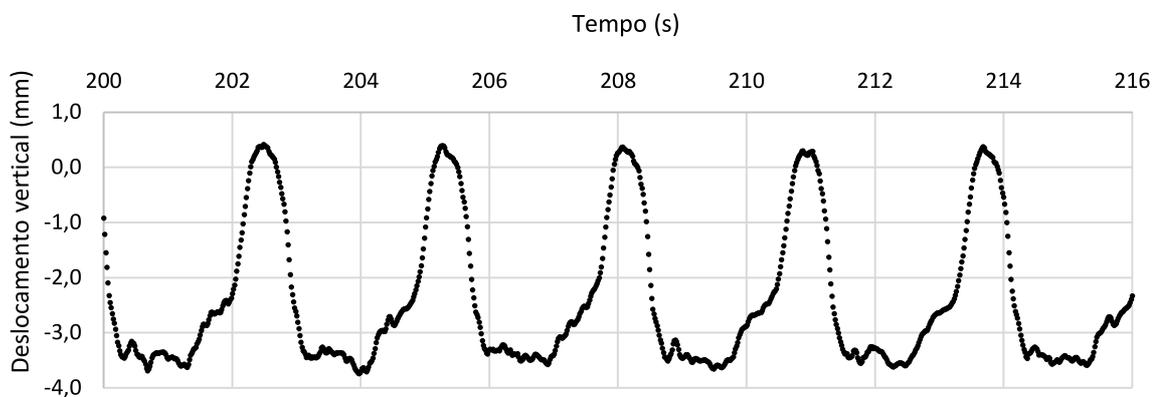
Por fim, cita-se o melhor aspecto gráfico da filmagem a 60 quadros por segundo. Mesmo com a composição a uma velocidade 1,8 vez maior que em v0021, é possível notar de maneira clara a passagem de cada rodeiro pelo alvo, o que não foi observado no vídeo em menor frequência. Por essa razão, a filmagem em maior frequência é recomendada ante em maior resolução, desde que o alvo possa ser suficientemente aproximado pelas lentes. O aspecto pode ser comparado pela Figura 66 e pela Figura 67.

Figura 66 – Deslocamento no alvo esquerdo da campanha v0021 (4k30fps)



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Figura 67 – Deslocamento no alvo direito da campanha v0022 (FullHD60fps)



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

5.3 RETROANÁLISE

Além do monitoramento de deflexões, também foi realizada uma retroanálise da condição do pavimento no *software* SysTrain. A modelagem buscou os mesmos deslocamentos observados no monitoramento. Para tanto, as camadas do pavimento tiveram seus parâmetros iniciais obtidos dos dados anteriormente utilizados na modelagem preliminar do item 4.3.

Então, procedeu-se com a retroanálise buscando os deslocamentos encontrados no trilho. Diferentemente da análise anterior, há, além da bitola larga (1,60 m), a bitola métrica (1 m). Também há diferenciação quanto às composições, outrora configuradas com 40 toneladas por rodeiro, as campanhas v0021 e v0022 registraram 19 t/rodeiro e 32,5 t/rodeiro, respectivamente. As especificações estão resumidas abaixo e as modificações promovidas foram feitas a partir de observações *in loco* e conversas com colaboradores de operação e infraestrutura da concessionária:

- Trilhos: TR-68 (ante TR-50 da modelagem preliminar). Comportamento linear isotrópico e módulo de elasticidade convencional para aço (210 GPa) e massa específica de 7850 kg/m³;
- Dormente: feitos de madeira (ante concreto da modelagem preliminar), com espaçamento de 54 cm, comprimento de 2,8 metros, altura de 17 cm, largura superior de 24 cm e largura inferior de 24 cm (e=54 cm e 2,8x17x24x24, ante e=60 cm e 2,8x20x30x30 da modelagem preliminar). Tais dimensões de

dormente do trecho monitorado são os requisitos mínimos da ABNT NBR 7511 (2013). Comportamento linear isotrópico; massa específica de 1043 kg/m^3 e coeficiente de Poisson de 0,3, conforme Rangel, Aragão e Motta (2015); e módulo de elasticidade pouco inferior aos estudos de Wagner e Nogueira (2003) para *Eucalyptus citriodora* (13 Gpa ante 16 Gpa), espécie comumente usada para dormentes, e idêntico às modelagens de Rangel, Aragão e Motta (2015);

- Lastro: ombro de 40 cm e inclinação lateral de 45° . Comportamento resiliente elástico linear, com massa específica de 1900 kg/m^3 , MR de 200 MPa e coeficiente de Poisson de 0,3;
- Sublastro: comportamento resiliente argiloso, massa específica de 1200 kg/m^3 , coeficiente de Poisson de 0,4, de K_1 de $93,1 \text{ MPa}^{1,37}$ e de K_2 de -0,37, tensão de desvio mínima e máxima de 0,021 e de 0,0206 MPa, respectivamente.
- Subleito: comportamento resiliente elástico linear, com massa específica de 1800 kg/m^3 , MR de 80 MPa e coeficiente de Poisson de 0,4.

Abaixo, apresenta-se o Quadro 1, que resume as doze modelagens feitas com os respectivos deslocamentos de trilho obtidos para a campanha de monitoramento v0022, a qual possuiu alvo afixado diretamente no trilho. Consta, também, os parâmetros modificados e da motivação dessas alterações. O *software SysTrain* não conta com um módulo de retroanálise, devendo-se, pois, executar as modificações manualmente para alcançar a deflexão do monitoramento.

Quadro 1 – Quadro resumo das retroanálises da campanha v0022

Versão	Parâmetros	Desloc. Trilho		Motivação da alteração
		Max (mm)	Min (mm)	
1	Trilho: TR-50 para TR-68. Dormente: concreto para madeira.	-0,02	-3,07	Adequação da modelagem preliminar para situação observada <i>in situ</i> .
2	Lastro: MR de 200 MPa para 150 MPa.	-0,01	-3,23	Testar a sensibilidade do MR do lastro para o deslocamento do trilho.

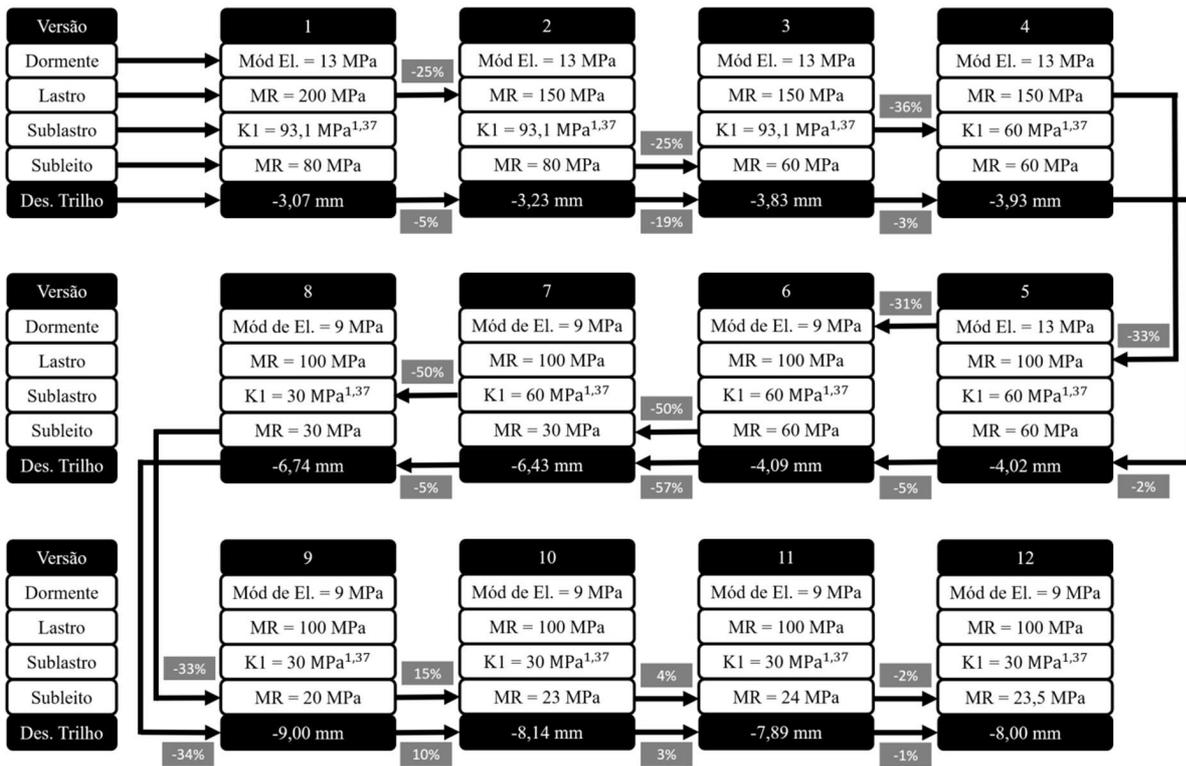
3	Subleito: <i>MR</i> de 80 MPa para 60 MPa.	-0,01	-3,83	Testar a sensibilidade do <i>MR</i> do subleito para o deslocamento do trilho.
4	Sublastro: coeficiente K_1 do <i>MR</i> de 93,1 MPa ^{1,37} para 60 MPa ^{1,37} .	-0,07	-3,93	Testar a sensibilidade do coeficiente K_1 do sublastro para o deslocamento do trilho.
5	Lastro: <i>MR</i> de 150 MPa para 100 MPa.	-0,04	-4,02	Ainda longe da deflexão do monitoramento, espera-se maior degradação do lastro.
6	Dormente: módulo de elasticidade de 13 MPa para 9 MPa.	-0,05	-4,09	Testar a sensibilidade do módulo de elasticidade do dormente para o deslocamento do trilho.
7	Subleito: <i>MR</i> de 60 MPa para 30 MPa.	-0,35	-6,43	Subleito é a camada mais sensível, portanto, deve possuir maior degradação.
8	Sublastro: coeficiente K_1 do <i>MR</i> de 60 MPa ^{1,37} para 30 MPa ^{1,37} .	-0,35	-6,74	Provável elevada degradação do sublastro tanto quanto do subleito.
9	Subleito: <i>MR</i> de 30 MPa para 20 MPa.	-0,74	-9,00	Degradação ainda maior do subleito.
10	Subleito: <i>MR</i> de 20 MPa para 23 MPa.	-0,58	-8,14	Correção do deslocamento exagerado da modelagem anterior.
11	Subleito: <i>MR</i> de 23 MPa para 24 MPa.	-0,54	-7,89	Ajuste fino do <i>MR</i> do subleito buscando o deslocamento monitorado.
12	Subleito: <i>MR</i> de 24 MPa para 23,5 MPa.	-0,56	-8,00	Ajuste fino do <i>MR</i> do subleito para alcançar o deslocamento monitorado.

Fonte: elaborado pelo autor (2022).

O fluxograma da Figura 68 indica cada alteração de parâmetro e resume os resultados de deslocamento com trilho, informando o percentual de acréscimo ou de decréscimo gerado.

Nota-se baixa sensibilidade do lastro na variação do deslocamento do trilho, assim como do sublastro. Portanto, as alterações de parâmetro mais relevantes à deflexão se resumem à condição do subleito. Tal comportamento do *software* está em consonância com a literatura.

Figura 68 –Fluxograma da retroanálise executada para a campanha v0022



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

De forma a buscar uma validação dos parâmetros finais do pavimento obtidas na retroanálise de v0022, procedeu-se com a retroanálise de v0021. Para isso, utilizou-se dos mesmos parâmetros de pavimento da versão 12 da modelagem anterior e alterou-se as características inerentes de cada campanha (bitola, comprimento e peso de vagão).

No Quadro 2 a seguir, resume-se as duas modelagens da campanha v0021 e os respectivos deslocamentos do trilho. Como esse monitoramento não contou com alvos no trilho e o SysTrain não apresenta valores numéricos para os dormentes, é necessário recorrer aos modelos gráficos do programa para estimar as deflexões nesses componentes.

Quadro 2 – Quadro resumo das retroanálises da campanha v0021

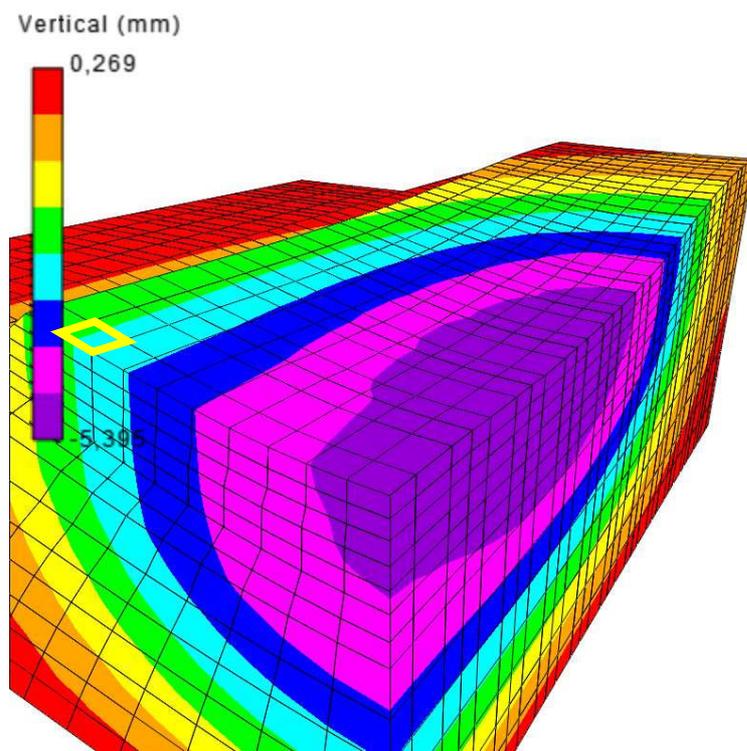
Versão	Parâmetros	Desloc. Trilho		Motivação da alteração
		Max (mm)	Min (mm)	
1	Vagão de 130 t para 76,7 t; bitola de 1,6 m para 1,0 m.	-0,48	-5,39	Adequação da retroanálise v0022 para a v0021.
2	Dormente: módulo de elasticidade de 9 MPa para 1 MPa.	-0,56	-5,98	Alcançar deslocamento do dormente mais degradado (alvo esquerdo).

Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Conforme descrito no Quadro 2, o valor de 1 MPa atribuído ao dormente degradado da segunda versão teve como objetivo aferir a contribuição desse elemento na alteração do deslocamento do trilho. Haja vista o decréscimo do módulo em 89% resultando em deslocamento de 11%, pode-se dizer que a sensibilidade do dormente é baixa quando comparada à sensibilidade do subleito, por exemplo.

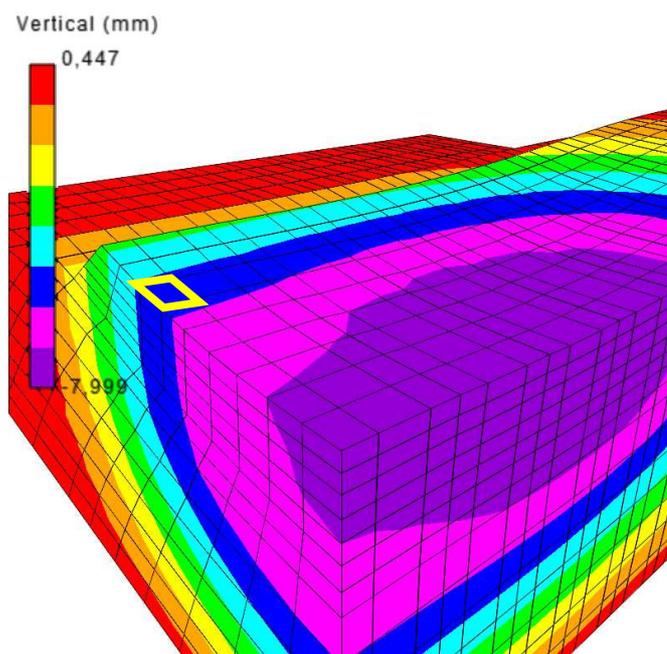
Na sequência, analisou-se os deslocamentos obtidos de forma gráfica para as regiões onde os dormentes foram monitorados. Na Figura 69 e na Figura 70, verifica-se, em destaque amarelo, os cubos correspondentes às extremidades dos dormentes, ou seja, onde os alvos foram posicionados. Essa avaliação permitiu uma segunda forma de validação dos parâmetros obtidos anteriormente a partir da comparação entre o deslocamento calculado e o monitorado em campo.

Figura 69 – Aspecto gráfico de deslocamento vertical da campanha v0021, versão 1 de retroanálise



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Figura 70 – Aspecto gráfico de deslocamento vertical da campanha v0022, versão 12 de retroanálise



Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Dadas as validações citadas acima, é possível resumir e comparar os resultados dos monitoramentos com as retroanálises, conforme Tabela 7. Observa-se que os parâmetros do pavimento retroanalizados foram norteados pela deflexão do trilho monitorado em v0022. A partir de então, a validação se deu ao comparar o monitoramento dos dormentes com o resultado medido em campo. O dormente modelado de v0022 sofreu deslocamentos menores que a medição, enquanto ocorreu o inverso no dormente v0021 degradado. O elemento em bom estado de v0021 teve estreita correspondência entre modelo e monitoramento.

Tabela 7 – Comparativo dos deslocamentos monitorados e modelados

Alvo	Trilho		Dormente	
	Monitorado (mm)	Modelado (mm)	Monitorado (mm)	Modelado (mm)
v0022	-8,00	-8,00	-4	-5,4
v0021 esq. (degradado)	-	-5,98	-4,5	-3,2
v0021 dir.	-	-5,39	-3	-2,9

Fonte: elaborado pelo autor (2022).

Essa conjuntura denota que, para o *software*, os pavimentos ferroviários possuem um comportamento solidário, ou seja, qualquer elemento que sofra degradação (trilho, dormente, lastro, ou demais camadas) influenciará no deslocamento de todo o conjunto. Por essa razão, não foram encontradas alternativas para que a deflexão no trilho fosse mantida em -8,00 mm e a do dormente se aproximasse dos -4,00 mm. Da mesma forma, o deslocamento do dormente degradado de v0021 só seria alcançado com alterações substanciais em outros elementos, haja vista o parâmetro mínimo em que ele já se encontrava (1 MPa).

Finalmente, foi realizada uma comparação entre as tensões obtidas na modelagem preliminar (que orientou o projeto de instrumentação e a respectiva seleção de instrumentos) e nas retroanálises (Tabela 8). Mesmo com parâmetros inferiores à modelagem preliminar, as tensões das retroanálises foram menores. Isso se deve ao tipo de composição considerado anteriormente, o qual representava uma condição extrema. Portanto, não é esperado que os instrumentos instalados em campo sofram solicitações excedentes às consideradas.

Tabela 8 – Resumo das tensões obtidas na modelagem preliminar e nas retroanálises

Análise		Trilho (mm)	Lastro			Sublastro			Subleito		
			S _{xx} (kPa)	S _{yy} (kPa)	S _{zz} (kPa)	S _{xx} (kPa)	S _{yy} (kPa)	S _{zz} (kPa)	S _{xx} (kPa)	S _{yy} (kPa)	S _{zz} (kPa)
Prelim.	Máx.	0,02	58	101	18	105	192	53	40	98	28
	mín.	-3,77	-76	-78	-177	-36	53	-147	-118	-62	-253
v0022	máx.	-0,56	55	130	20	103	193	50	38	97	26
(v12)	mín.	-8,00	-69	-50	-118	-31	48	-105	-114	-61	-238
v0021	máx.	-0,48	42	119	15	91	180	39	35	92	21
(v1)	mín.	-5,39	-48	-33	-95	-18	49	-92	-108	-60	-222
v0021	máx.	-0,56	45	120	19	90	180	39	35	91	20
(v2)	mín.	-5,98	-61	-56	-148	-14	65	-100	-108	-59	-223

Fonte: elaborado pelo autor (2022).

6 CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho organizou uma bibliografia sobre os principais sensores utilizados em pavimento ferroviário e descreveu os seus princípios de funcionamento. Também apresentou os respectivos métodos executivos, que são fundamentais para equipamentos de alta precisão e sensíveis a esforços não previstos. A modelagem preliminar se mostrou alinhada às expectativas iniciais em termos de tensão e deslocamento, possibilitando definir a faixa de operação adequada aos instrumentos sugeridos.

Segundo Lundgren, Martin e Hay (1970, *apud* SADEGHI; BARATI, 2010), o monitoramento por vídeo identificou deslocamentos do trilho próximos do limite C (Figura 11), que é recomendado apenas para vias de baixa solicitação. Dessa forma, foi possível constatar que o pavimento do local monitorado aparenta-se abaixo da expectativa para as composições que ali trafegam, o que é esperado para trechos com elevada idade de operação e sob alta solicitação, tanto em termos de carga quanto em termos de frequência. Ressalta-se que o caráter acadêmico desta dissertação não implica em um diagnóstico profissional do trecho.

A retroanálise executada quantificou a sensibilidade do módulo de resiliência de cada camada contribuinte para os deslocamentos do trilho, sendo o subleito a camada de maior relevância. Portanto, é possível que a atual condição do subleito do trecho monitorado não apresente os parâmetros necessários para garantir deflexões compatíveis. Foi observada coerência dos parâmetros obtidos na modelagem quando confrontados com os dados de campo, em razão da variabilidade dos alvos e das cargas monitoradas (dois tipos de composição e alvos afixados em trilho e em diferentes dormentes).

Mesmo com parâmetros estruturais menores, as tensões e deslocamentos advindos da retroanálise foram inferiores aos obtidos na modelagem preliminar. Tal comportamento é explicado pelo menor peso bruto das composições do monitoramento ante a consideração na modelagem preliminar. Dessa forma, a faixa de trabalho dos sensores anteriormente escolhidos foi ratificada.

Pelo monitoramento por câmera, observou-se que o desconfinamento repentino da estrutura – quando o material rodante cessa sua passagem pelo trecho – eleva a posição do trilho, sendo um fenômeno não observado no dormente, que retoma à posição original. Também se cita o aspecto gráfico mais fidedigno quando a frequência de filmagem é aumentada em detrimento da diminuição da resolução.

Finalmente, constatou-se uma proporcionalidade direta entre a razão do produto da velocidade e do peso ante a razão entre bacias de deflexão dos dois monitoramentos. Ademais, nos momentos de maior velocidade da composição, o deslocamento também aumentou.

Como sugestão a pesquisas futuras, cita-se a importância da continuidade em se investigar o comportamento do pavimento ferroviário sob solicitações dinâmicas dos materiais rodantes. Para tanto, faz-se necessária a execução dos trechos instrumentados e o posterior acompanhamento das leituras durante alguns meses.

Além disso, sugere-se um aprofundamento dos estudos realizados nesta dissertação a partir de modelagens em outros *softwares* que possam explorar não só os deslocamentos, mas também as deformações geradas pela passagem do tráfego.

REFERÊNCIAS

ACE INSTRUMENT (Coreia do Sul). **Geotechnical, Architectural, Rock Environmental instrumentation**. 2021. Disponível em: <http://www.aceinstrument.com/>. Acesso em: 10 ago. 2021.

ANTT (Brasil). **Novos projetos ferroviários**: agência nacional de transportes terrestres. Agência Nacional de Transportes Terrestres. 2021. Disponível em: <https://portal.antt.gov.br/novos-projetos-ferroviarios#wrapper>. Acesso em: 6 maio 2021.

AREMA. AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE-OF-WAY ASSOCIATION. **Manual for Railway Engineering**. Lanham: AREMA, 2010. 1312 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7511**: Dormentes de madeira – Requisitos e métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2013, 24 p.

BEJA, Igor Amorim; MORAIS, Diogo Bento de; FLORENCIO, Hugo André; CHAVES, José Mario; BESSA, Iuri Sidney; ANDRADE, Lucas Rodrigues de; VASCONCELOS, Kamilla; BERNUCCI, Liedi Légi Bariani. Instrumentação e pavimentos com diferentes estruturas: análise de tensões, deformações, umidade e temperatura. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE RODOVIAS & CONCESSÕES, 9., 2015, Brasília. **Anais [...]**. Brasília: ABCR, 2015.

BERNUCCI, Liedi Bariani; MOTTA, Laura Maria Goretti da; CERATTI, Jorge Augusto Pereira; SOARES, Jorge Barbosa. **Pavimentação asfáltica**: formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro: Petrobras, 2006. 739 p.

BRINA, Helvécio Lapertosa. **Estradas de Ferro**. Belo Horizonte: UFMG, 1988. 250 p.

BROWNJOHN, James Mark William; XU, Yan; HESTER, David. Vision-Based Bridge Deformation Monitoring. **Frontiers In Built Environment**, [S.L.], v. 3, 19 abr. 2017.

CIA (Estados Unidos da América). **THE WORLD FACTBOOK**. 2021. Disponível em: <https://www.cia.gov/the-world-factbook/>. Acesso em: 17 out. 2021.

CNT. **Boletim Técnico CNT**: abril 2021. Brasília: CNT, 2021. 47 p.

COSTA, Robson Correia da. **Proposição de dispositivo de medidas "in situ" para avaliação do comportamento mecânico de lastro ferroviário**: estudo de caso na estrada de ferro carajás. 2016. 176 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Transportes, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.

COSTA, Robson; MOTTA, Rosângela; PIRES, José; MORAES, Paulo; MOURA, Edson; BERNUCCI, Liedi Bariani; MENCHER, Edmar. Avaliação estrutural in situ de uma via férrea reforçada com geogrelha. In: CONGRESSO NACIONAL DE PESQUISA EM TRANSPORTE DA ANPET, 31., 2017, Recife. **Anais [...]**. Recife: Anpet, 2017. p. 1-12.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **ISF-213**: projeto de superestrutura da via permanente – trilhos e dormentes. Brasília: Ministério dos Transportes, 2015. 16 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **NORMA DNIT 134/2018-ME**: Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018, 18p.

Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Coppdissertação de Mestrado, COPPE/UFRJe, Rio de Janeiro, Brasil, 1980.

DNIT. Projeto de Instrumentação para Medição de Deformação do Pavimento. Brasília: DNIT, 2008. 62 p.

EHRlich, Mauricio; MITCHELL, James K.. Working Stress Design Method for Reinforced Soil Walls. **Journal Of Geotechnical Engineering**, [S.L.], v. 120, n. 4, p. 625-645, abr. 1994.

ELGAYER. **Manual de Utilização do software SysTrain**. Elgayer Engenharia, 2016.

ESVELD, Coenraad. **Modern Railway Track**. 2. ed. Zaltbommel: Dior Zwarthoed-Van Nieuwenhuizen, 2001. 740 p.

FATTAH, Mohammed Y.; MAHMOOD, Mahmood R.; ASWAD, Mohammed F.. Stress distribution from railway track over geogrid reinforced ballast underlain by clay. **Earthquake Engineering and Engineering Vibration**, [S.L.], v. 18, n. 1, p. 77-93, jan. 2019. Springer Science and Business Media LLC.

FERNANDES, Gilberto. **Comportamento de estruturas de pavimentos ferroviários com utilização de solos finos e/ou resíduos de mineração de ferro associados a geossintéticos**. 2005. 282 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2005.

FERNANDES, Mariana Alher. **Estudo dos mecanismos de instabilização em um talude de solo arenoso saturado localizado na região centro-oeste paulista**. 2016. 284 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

FRANCO, Filipe Augusto Cinque de Proença. **Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos**: SISPAV. 2007. 315 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

FRITZEN, Marcos Antonio. **Avaliação De Soluções De Reforço De Pavimento Asfáltico Com Simulador De Tráfego Na Rodovia Rio Teresópolis**. 2005. 291 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

FRITZEN, Marcos Antonio. **Desenvolvimento e validação de função de transferência para previsão do dano por fadiga em pavimentos asfálticos**. 2016. 286 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

GEOCOMP. **UnB Inquiry**. [mensagem pessoal] Mensagem recebida por: <douglas.mendes@engenharia.ufjf.br>. em: 31 mar. 2021.

GONÇALVES, Fernando José Pugliero. **Estudo experimental do desempenho de pavimentos flexíveis a partir de instrumentação e ensaios acelerados**. 2002. 507 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

GUIMARÃES, Antonio Carlos Rodrigues. **Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos**. 2009. 367 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Coppe, Rio de Janeiro, 2009.

HORNYAK, Nicholas J; A CROVETTI, James; NEWMAN, David E.; SCHABELSKI, Jay P.. **Perpetual Pavement Instrumentation for the Marquette Interchange Project: phase 1**. Milwaukee: Marquette University, 2007. 158 p.

INDRARATNA, Buddhima; SALIM, Wadud; RUJIKIATKAMJORN, Cholachat. **Advanced Rail Geotechnology: ballasted track**. London: Crc Press, 2011. 413 p.

MAIA, Renan Fernandes. **USO DE PROCESSAMENTO DE IMAGENS PARA A ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS EM ESTRUTURAS**. 2022. 71 f. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2022.
MEDINA, Jacques de; MOTTA, Laura Maria Goretti da. **Mecânica dos pavimentos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2015. 638 p.

MUNIZ DA SILVA, Luiz Francisco Muniz da. **Fundamentos teórico-experimentais da mecânica dos pavimentos ferroviários e esboço de um sistema de gerência aplicado à manutenção da via permanente**. 2002. 347 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Coppe, Rio de Janeiro, 2002.

MURRAY, Chris A.; TAKE, W. Andy; HOULT, Neil A.. Measurement of vertical and longitudinal rail displacements using digital image correlation. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 52, n. 2, p. 141-155, fev. 2015.

PANDROL. **E-Clip SRS**. Disponível em: <https://www.pandrol.com/pt-br/product/e-clip-srs/>. Acesso em: 10 ago. 2021.

PROFILLIDIS, V. A.. **Railway management and engineering**. 4. ed. Farnham: Ashgate, 2014. 517 p.

RANGEL, George Wilton Albuquerque. **Um método para a estimativa da deflexão do pavimento ferroviário lastreado**. 2017. 395 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Coppe, Rio de Janeiro, 2017.

RANGEL, George Wilton Albuquerque; ARAGÃO, Francisco Thiago Sacramento; MOTTA, Laura Maria Goretti da Motta. Proposto de uma metodologia para estimativa de deflexão do pavimento ferroviário. In: CONGRESSO NACIONAL DE PESQUISA EM TRANSPORTE DA ANPET, 29., 2015, Ouro Preto. **Anais [...]**. Ouro Preto: Anpet, 2015. p. 1-13.

RIBAS, J. B. M., “Evolução de Células de Pressão Total e Experiência da COPPE”. 1980.

ROCHA, Samuel Silveira; CORDEIRO, Graziani de Azevedo; BARBOSA, Flávio de Souza; NOGUEIRA, Fernando Marques de Almeida. Análise numérica e experimental da interação veículo-ferrovia em vias permanentes. In: ENCONTRO DE MODELAGEM COMPUTACIONAL, 10., 2007, Nova Friburgo. **Anais [...]**. Nova Friburgo: [S.E], 2007. p. 1-10.

ROSE, Jerry G.; CLARKE, David B.; LIU, Qinglie; WATTS, Travis J.. Application of Granular Material Pressure Cells to Measure Railroad Track Tie/Ballast Interfacial

Pressures. **Transportation Research Record**: Journal of the Transportation Research Board, [S.L.], v. 2672, n. 10, p. 146-155, 22 maio 2018.

SADEGHI, J.; BARATI, P. (2010). **Evaluation of conventional methods in Analysis and Design of Railway Track System**. International Journal of Civil Engineering, [S.l.]. (Vol. 8, No. 1, March 2010). 13 p.

SELIG, Ernest T.; WATERS, John M.. **Track Geotechnology and Substructure Management**. London: Thomas Telford, 1994. 450 p.

SEMPREBONE, Paula da Silva. **Desgastes em trilhos ferroviários: um estudo teórico**. 2005. 153 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2005.

SILVA FILHO, José Carlos. **Análise numérica do comportamento mecânico de um pavimento ferroviário para diferentes tipos de veículos de via**. 2013. 188 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2013.

SILVA, Fernando Henrique Paim da. **Estudo do comportamento de um lastro ferroviário sob carga repetida em modelo físico de verdadeira grandeza**. 2018. 204 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Coppe, Rio de Janeiro, 2018.

SILVA, R. C.; ALMEIDA, R. R.; VIANNA, K. K. L.; SOUZA JR, J. G.; LEITE, M. L.; MENDES, D.C., (2019). “Instrumentação e Monitoração de Pavimento (Trecho Experimental) – Calibração dos Instrumentos, Desenvolvimento de Strain Gages, Montagem de Sistema de Aquisição de Dados e Implantação da Instrumentação”. In: Relatórios Parcial de Projeto de Pesquisa de Recursos de Desenvolvimento Tecnológico RDT (Análises de Desempenho de Pavimentos Asfálticos e de Fator Campo Laboratório e Contribuição ao Método Medina através de Ensaio, Instrumentação e Monitoração realizados em Trechos Experimentais), Concessionária Via-040, Agência Nacional de Transportes Terrestres ANTT, 2019.

SPADA, Jorge Luís Goudene. **Uma abordagem de mecânica dos pavimentos aplicada ao entendimento do mecanismo de comportamento tensão-deformação da Via Férrea**. 2003. 251 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Coppe, Rio de Janeiro, 2003.

VALEC. **Especificação de projeto**: superestrutura de via permanente. SUPRO, 2018. 6 p.

WAGNER, Adriano Ballarin; NOGUEIRA, Marcelo. Caracterização elástica da madeira de eucalyptus citriodora. **Cerne**, Lavras, v. 9, n. 1, p. 1-16, jan. 2003.

YU, Z.; CONNOLLY, D.P.; WOODWARD, P.K.; LAGHROUCHE, O.. Settlement behaviour of hybrid asphalt-ballast railway tracks. **Construction And Building Materials**, [S.L.], v. 208, p. 808-817, maio 2019.