**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA POLITÉCNICA**

FERNANDO SGAVIOLI RIBEIRO

**Contribuição para análise do custo do ciclo de vida de um sistema de
gerência de pavimento ferroviário**

São Paulo

2017

FERNANDO SGAVIOLI RIBEIRO

**Contribuição para análise do custo do ciclo de vida de um sistema de gerência de
pavimento ferroviário**

Tese apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo como parte dos
requisitos para obtenção do título de Doutor em
Ciências no Programa de Pós-Graduação em
Engenharia de Transportes.

Área de Concentração: Infraestrutura de
Transportes

Orientadora: Prof.^a Dr.^a Liedi Legi Bariani
Bernucci

São Paulo

2017

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

Catálogo na publicação
Serviço de Biblioteca e Documentação
Biblioteca de Engenharia da Universidade de São Paulo

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 30 de novembro de 2017

Assinatura do autor:

Assinatura do orientador:

Catálogo-na-publicação

RIBEIRO, FERNANDO SGAVIOLI RIBEIRO

Contribuição para análise do custo do ciclo de vida de um sistema de gerência de pavimento ferroviário / F. S. R. RIBEIRO -- versão corr. -- São Paulo, 2017.

314 p.

Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes.

1.Gerência de pavimentos ferroviários 2.Via permanente 3.Custo do ciclo de vida 4.Índices de Qualidade 5.Modelos de desempenho de pavimento I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Transportes II.t.

Nome: RIBEIRO, Fernando Sgavioli

Título: Contribuição para análise do custo do ciclo de vida de um sistema de gerência de pavimento ferroviário

Tese apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Doutor em Ciências no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes.

Aprovado em: 27 de outubro de 2017

Banca Examinadora

Profa. Dra. Liedi Légi Bariani Bernucci

Instituição: PTR-EPUSP

Prof. Dr. José Leomar Fernandes Junior

Instituição: EESC/USP

Prof. Dr. Luiz Francisco Muniz da Silva

Instituição: UFF

Prof. Dr. Guilherme Fabiano Mendonça dos Santos

Instituição: UFES

Profa. Dra. Laura Maria Goretti da Motta

Instituição: COPPE/UFRJ

AGRADECIMENTOS

A conclusão de um doutorado implica, ao seu final, o dever de agradecer a todos que direta e indiretamente me ajudaram na concretização desse objetivo. A realização desta Tese só foi possível graças à colaboração de várias pessoas e instituições, às quais gostaria de exprimir algumas palavras de agradecimento e profundo reconhecimento, em particular:

À Prof.^a Dr.^a Liedi Legi Bernucci, minha orientadora, por todo incentivo, toda cooperação e todos os ensinamentos contínuos durante todos esses anos. Não há como descrever o privilégio que sinto de ser seu aluno e seu orientando. A você Professora, só tenho a dizer muito obrigado por tudo.

Aos funcionários do LTP pelas amizades e doutrinas, em especial aos Professores Rosângela Motta e Edson de Moura (se todas universidades tivessem pessoas como vocês, este País seria diferente), à secretária Diomária e ao Catedrático MSc. Robson por todo apoio e pela frase que permanece, ajudando os meus estudos: “Você é iluminado! ”. Confesso aqui minha consideração por toda a equipe do LTP.

À minha mãe, a quem tudo devo, principal responsável pela meus estudos e minha carreira, grande incentivadora e admiradora dos meus passos, o meu eterno agradecimento.

À minha amada esposa, Thalita, pelo companheirismo de sempre, paciência e incentivo ao término da pesquisa.

À minha família: pai, irmão, cunhada e Dudu, obrigado pelo apoio e me desculpem pela ausência. Em especial, agradeço ao meu irmão Alexandre, um grande médico e ser humano extraordinário, sou grato por todo companheirismo, incentivo e amizade. Às minhas preciosas: avó Anízia e tia Jú, obrigado pelos ensinamentos de toda a vida.

À Vale S.A. por propiciar o projeto de pesquisa e apoiar os estudos. Também a toda a equipe da engenharia de via permanente da Estrada de Ferro Vitória Minas e da Estrada de Ferro Carajás pelos ensinamentos técnicos e práticos. Aos amigos da turma de trainee de Engenheiros Ferroviários 2006, um muito obrigado!

A coisa mais indispensável a um homem é
reconhecer o uso que deve fazer do seu próprio
conhecimento. (Platão)

RESUMO

RIBEIRO, F. S. **Contribuição para análise do custo do ciclo de vida de um sistema de gerência de pavimento ferroviário.** 2017. 314 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017.

Uma nova abordagem de sistema de gerência de pavimentos ferroviários é exposta nesta tese. O objetivo principal da pesquisa foi o desenvolvimento de um sistema de gerência em nível de rede e análises do custo do ciclo de vida em nível de projeto, adotando como estudo de caso a Estrada de Ferro Vitória Minas. A revisão bibliográfica apresenta modelos de avaliação da qualidade geométrica e estrutural no Brasil e no mundo. O desenvolvimento iniciou-se com a composição do sistema de gerência em nível de rede utilizando um inventário do trecho em estudo, a subdivisão dessa via em segmentos homogêneos de comprimento variável de acordo com a geometria (curva e tangente), e a aplicação de seis códigos: (i) classe de via; (ii) inventário da estrutura do pavimento com base no tipo de dormente; (iii) geometria com a definição da metodologia de avaliação da qualidade geométrica, propondo um índice que aplica o desvio padrão dos parâmetros geométricos (bitola, empeno, alinhamento e nivelamento transversal), a contagem de exceções e os respectivos limites de alerta, intervenção e segurança; (iv) superfície pela análise do desgaste do trilho e defeitos superficiais; (v) segurança pelo coeficiente de atrito; e (vi) capacidade estrutural com a aplicação do módulo de via parametrizado pelo carro controle. A partir dos seis códigos, foi possível categorizar a estratégia de manutenção aplicável e, em nível de projeto, foram analisadas as degradações do lastro e do desgaste do trilho, com definições de equações de predição, o que permitiu simular o custo do ciclo de vida das estratégias. Por fim, para verificar a viabilidade técnica da estratégia de manutenção apontada, foram estudadas as tensões no topo do lastro e do subleito e ainda o módulo de via por retroanálise das deflexões medidas da via permanente em duas seções da EFVM.

Palavras-chave: Gerência de pavimentos ferroviários. Via permanente. Custo do ciclo de vida. Índices de Qualidade. Modelos de desempenho de pavimento.

ABSTRACT

F. S. RIBEIRO, **Life cycle cost analysis contribution for a railroad track management system**. 2017. 314 p. Thesis (Ph.D.) - University of São Paulo, São Paulo, 2017.

A new approach to the railroad track management system is presented in this thesis. The main objective of the research was the development of a network management system and life cycle cost analysis in a project level, adopting as a case study of the Estrada de Ferro Vitoria Minas. The bibliographic review has exposed geometric and structural track quality evaluation models in Brazil and in the world. The development began with the composition of the network management system using an inventory of the track under study, the subdivision of the railway into homogeneous segments of variable lengths depending on the geometry (curve and tangent), and the application of six codes: (i) class, (ii) pavement structure inventory based on tie type, (iii) geometry with definition of quality assessment methodology proposing an index that applies the exception counting and the standard deviation of the parameters – cross level, warp, alignment and gauge - and safety, alarm and intervention limits, (iv) surface by analysis of rail wear and rail surface defects, (v) safety by friction coefficient, and (vi) structural capacity with the application of the track modulus parameterized by the track geometry car. From the six codes, it was possible to categorize the applicable maintenance strategy at a project level, create prediction equations of the ballast and the rail wear degradation and simulate life cycle cost of the strategies. In order to verify the technical feasibility of the mentioned maintenance strategy, it was measured the stress at the top of the ballast and subgrade and the track modulus by retroanalysis deflections in two sections of the EFVM.

Keywords: Railroad track management. Railroad track. Life cycle cost. Quality index. Pavement performance models.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Distribuição da produção de cargas no sistema ferroviário brasileiro por concessionária em 2014 (em bilhões de TKU)	33
Figura 1.2 – Principais mercadorias transportadas por ferrovias no período de 2011 a 2014 (em % do total de TU)	33
Figura 1.3 – Principais tipos de investimentos das concessionárias ferroviárias, Brasil – 2006/2014 (valores em R\$ milhões correntes)	34
Figura 3.1– Elementos da ferrovia.....	41
Figura 3.2 – Modelo geral de sistemas	41
Figura 3.3 – Sistema de gerência de pavimentos: principais componentes	50
Figura 4.1 – Ilustração esquemática de curvas de desempenho do pavimento ferroviário.....	55
Figura 4.2 – Fluxo de análise dos dados de geometria da via	56
Figura 4.3 – Índice de degradação do trilho em função do raio de curva	65
Figura 4.4 – Relação entre RCF, desgaste e do trilho.....	66
Figura 4.5 – Modelo de degradação do lastro	67
Figura 4.6 – Esquema estrutural da via com lastro: perfil transversal.....	71
Figura 4.7 – Tensões, deformações e deslocamentos nas camadas do pavimento	71
Figura 4.8 – Deflexão máxima (mm) para 13,39 ton por roda.....	77
Figura 4.9 – Viga Benkelman sob prova de carga.....	80
Figura 4.10 – (a) Ensaio com a viga Benkelman para medidas das deflexões no subleito; (b) Ensaio com a viga Benkelman para medidas das deflexões na superestrutura	83
Figura 4.11 – Bacias de deformação obtidas para a superestrutura (Seções 1 a 6) conforme 4.10b	83
Figura 4.12 – <i>Track Loading Vehicle</i> com detalhe do sistema a laser.....	85
Figura 4.13 – (a) Estação total (b) Régua alvo de medição da estação total.....	86
Figura 4.14 – Esquema de medição do módulo com estação total.....	87
Figura 4.15 – Equipamento de medição de deslocamento LTP-USP	87
Figura 4.16 – (a) Representação da seção transversal de um trilho e (b) critério de desgaste dos trilhos.....	94
Figura 4.17 – Medição de perfil do EM100 da EFC (Tutorial Plasser).....	95
Figura 4.18 – Representação das irregularidades da via permanente	101
Figura 4.19 – Layout EM-80	106
Figura 4.20 – Antigo EM-80 e novo EM-100, em operação na EFC	107

Figura 4.21 – Equipamento TrackSTAR operando na MRS.....	107
Figura 4.22 –Carro controle EM 40 operando na ALL.....	108
Figura 4.23 – Tela de linhas limite do EMGraph EM-80	109
Figura 4.24 – Exemplo de tela de exceções do EMGraph EM-80	110
Figura 4.25 – Função senoidal.....	115
Figura 4.26 – Manutenção Preventiva EFVM.....	119
Figura 4.27 – Evolução do índice de acidentes	121
Figura 4.28 – Contato roda/trilho e forças envolvidas.....	123
Figura 4.29 – Representação gráfica da Equação de Nadal	124
Figura 4.30 - Exemplo de lubrificação na face da bitola	126
Figura 4.31 – Fluxo para elaboração do LCCA.....	127
Figura 4.32 – Três parâmetros básicos da via permanente ferroviária que influenciam o desempenho	128
Figura 5.1– Roteiro Metodológico da presente pesquisa	131
Figura 5.2 – Mapa da malha ferroviária da EFVM.....	132
Figura 5.3 – Evolução da carga transportada na EFVM em MTBT.....	133
Figura 5.4 – Capacidade e demanda analisados em 2014.....	134
Figura 5.5 – Dormente de aço com fixação fast clip na EFVM	139
Figura 5.6 – Seção tipo para entrevista variável	140
Figura 5.7 – Níveis de degradação do trilho por RCF	148
Figura 5.8 – Dormentes poliméricos no km 233 linha 2 da EFM	149
Figura 5.9 – Escória fragmentada pela expansão de óxido de magnésio no trecho próximo a Governador Valadares	150
Figura 5.10 – Material coletado no pátio da Vale em Cariacica/ES e ensaio triaxial de grande escala.....	152
Figura 5.11 – Caracterização física do agregado da pedreira Brasitália	153
Figura 5.12 – Resultados dos ensaios cíclicos para amostras de grande escala e pequena escala (a) Módulo de resiliência (b) Deformação permanente	154
Figura 5.13 – Precipitação por trecho	160
Figura 5.14 – Fluxograma de um Sistema de Gerência de Pavimento Ferroviário (SGPP)..	161
Figura 5.15 – Trecho representativo para estudo da implantação de SGPF.....	162
Figura 5.16 – Método de inspeção e tratamento dos dados proposto nesta tese	169
Figura 5.17 – Malha de elementos finitos para simulação do carro controle.....	174
Figura 5.18 – Característica da força vertical mínima para deflexão correspondente.....	174

Figura 5.19 – Deslocamento vertical EM-80 simulado no Sysrain.....	175
Figura 5.20 – Simulação da relação Módulo de via e deflexão estimada D_{CP}	175
Figura 5.21 – Contagem de Exceções por limite para as doze inspeções do EM80 na EH 20-21	179
Figura 5.22 – Contagem de Exceções de 12 inspeções da EH 20 a EH 33.....	180
Figura 5.23 – Bitola Curva 7-EH20- Inspeção 7.2013	180
Figura 5.24 – Empeno Curva 7-EH20- Inspeção 7.2013	181
Figura 5.25 – Alinhamento Curva 7-EH20- Inspeção 7.2013.....	181
Figura 5.26 – Desnívelamento transversal Curva 7-EH20- Inspeção 7.2013	182
Figura 5.27 – IGVM EH 20 – Resultados de 11 inspeções.....	183
Figura 6.1 - Submodelos de degradação para diferentes estratégias de manutenção proposto nesta tese	189
Figura 6.2 – Análise da base de dados de E7 pelo software Gretl.....	191
Figura 6.3 – Análise da base de dados E1 e E4 pelo software Gretl	192
Figura 6.4 – Predição da demanda de manutenção no trecho teste para as equações E1, E4 e E7 proposto nesta tese	193
Figura 6.5 –Exemplo de trecho com lastro colmatado.....	194
Figura 6.6 – Socadora 08-16 da EFVM	195
Figura 6.7 – Esquema da socaria com complementação de lastro novo.....	195
Figura 6.8 – esquema da recuperação com aumento da altura de lastro	196
Figura 6.9 – Desguarnecedora.....	197
Figura 6.10 – Renovação do lastro na EFVM	197
Figura 6.11 – Árvore de desdobramento de custos para análise desta pesquisa	198
Figura 6.12 – Valor do custo total acumulado após 50 anos das alternativas estudadas nesta pesquisa.....	202
Figura 6.13 – Trem hora parado acumulado após 50 anos nas estratégias desta pesquisa	202
Figura 6.14 – (a) Quantidade de passes de socaria e (b) Árvore de custos da atividade de recuperação	203
Figura 6.15 – (a) Volume total de lastro (b) Volume total de rejeito	203
Figura 6.16 – Fotos da esmeriladora Speno da EFVM.....	205
Figura 6.17 – (a) Visualização do perfil do trilho externo km 286,350, em medição antes e após esmerilamento e (b) Foto do aspecto do trilho externo km 286,350.....	206
Figura 6.18 – Verificação da degradação do trilho externo para curva de raio 2° (572 m) nesta pesquisa.....	208

Figura 6.19 – Verificação da degradação do trilho externo para curva de raio 3,56° (321 m) nesta pesquisa.....	209
Figura 6.20 – Verificação da degradação do trilho externo para curva de raio 6,36° (180 m) nesta pesquisa.....	209
Figura 6.21 –Degradação do trilho para 450 MTBT e 900 MTBT em função do raio de curva	210
Figura 6.22 – Propagação de trincas e fissuras devido fluidos no topo do trilho	210
Figura 6.23 – Excesso de lubrificante e aumento significativo de defeito superficial km 71	211
Figura 6.24 – a. Medição do COF no canto do boleto no trilho externo das curvas b. Perfil ideal de lubrificação.....	213
Figura 6.25 – Limites de controle do COF no trilho.....	214
Figura 6.26 – Curvas onde foi avaliado o COF	214
Figura 6.27 – Avaliação do COF para os três lubrificantes nas sete curvas de teste.....	217
Figura 6.28 – Contatos roda/trilho na tangente na EFVM	217
Figura 6.29 – COF médio no canto do boleto das curvas	218
Figura 6.30 – COF médio no canto do boleto em tangentes	218
Figura 6.31 – COF médio no canto do boleto	219
Figura 6.32 – Definição de <i>carrydown</i>	219
Figura 6.33 – <i>Carrydown</i> dos lubrificantes avaliados	220
Figura 6.34 – Relação COF x Posição Quilométrica x Trens Carregados no teste da Transrail 6042	221
Figura 6.35 – Relação COF x Posição Quilométrica x Trens Carregados no teste da G. Beslux Biogrease M-1/G.....	221
Figura 6.36 – Relação COF x Posição Quilométrica x Trens Carregados no teste da Gadus S2 V220AD 2	222
Figura 6.37 – Aumento do CGA pela eficiência do <i>carrydown</i> desta pesquisa.....	224
Figura 6.38 – Tipos genéricos de contato roda/trilho	225
Figura 6.39 – Detalhe dos dois pontos de contato roda/trilho ampliado.....	226
Figura 6.40 – Exemplos de dois pontos de contato encontrados em trilhos externos de curvas na EFVM.....	227
Figura 6.41 – Um ponto de contato roda/trilho ampliado	227
Figura 6.42 – Exemplo de contato roda/trilho por um ponto	228
Figura 6.43 – Contato conformal roda/trilho ampliado	228

Figura 6.44 – Filme de lubrificante na face do boleto varia conforme o tipo de contato roda/trilho desta pesquisa.....	229
Figura 6.45 – Contato conformal em situação de roda nova e gasta sobre trilho novo	230
Figura 6.46 – Desgaste lateral em seção de via tangente, sendo uma indicação de pobre alinhamento dos truques nas tangentes.....	230
Figura 6.47 – Esquema do alívio do canto do boleto nos trilhos em tangentes devido ao esmerilamento	231
Figura 6.48 – Custo de esmerilamento por passe-km x velocidade.....	233
Figura 6.49 –Análise de sensibilidade com a redução do custo de esmerilamento	236
Figura 6.50 – Síntese da metodologia de retroanálise do pavimento ferroviário desta tese ..	237
Figura 6.51 – Detalhe dos perfis em alumínio num trilho do trecho em estudo	238
Figura 6.52 – Detalhe do posicionamento do hub	238
Figura 6.53 – Sequência de eixos e espaçamento para medidas de deflexão.....	239
Figura 6.54 – Seção 1, Medição 1	241
Figura 6.55 – Seção 1, Medição 2	241
Figura 6.56 – Seção 1, Medição 3	242
Figura 6.57 – Seção 1 Medição 4	242
Figura 6.58 – Seção 1 Medição 5	243
Figura 6.59 – Seção 1 Medição 6	243
Figura 6.60 – Seção 2 Medição 1	244
Figura 6.61 – Seção 2 Medição 2	244
Figura 6.62 – Seção 2 Medição 3	245
Figura 6.63 – Seção 2 Medição 4	245
Figura 6.64 – Seção 2 Medição 5	246
Figura 6.65 – Seção 2 Medição 6	246
Figura 6.66 – Composição e posicionamentos das cargas num pavimento ferroviário virtual	248
Figura 6.67 – Foto do elemento 4 da EH21 com seções 1 e 2 avaliados nesta pesquisa.....	250
Figura 6.68 – Abertura de cava para análise da geometria das camadas	250
Figura 6.69 – Geometria das camadas	251
Figura 6.70 – DCP do subleito para seção 1	253
Figura 6.71 – DCP do subleito para seção 2	253
Figura 6.72 – Análise granulométrica conjunta (lastro superior e inferior) e graduação AREMA nº 24.....	254

Figura 6.73 – Análise granulométrica separada (lastro superior e inferior) e graduação AREMA nº 24.....	255
Figura 6.74 – ISC do lastro inferior da seção 1	255
Figura 6.75 – Resultado 3D do deslocamento vertical do trilho neste estudo com programa Sysstrain	257
Figura 6.76 – Resultados de análises de tensão em um pavimento ferroviário utilizando o Programa Sysstrain (a) Tensão Confinante (b) Tensão Cisalhante XY	258
Figura 6.77 – Resultados de (a) deslocamentos e (b) módulo de via	259
Figura 6.78 – Resultado Sysstrain para deslocamento da E1 desta pesquisa	260
Figura 6.79 – Resultados de tensões de contato calculadas pelo Sysstrain e pelo Kentrack nesta pesquisa.....	261
Figura 6.80 – Resultado de tensão de contato entre dormente e lastro para E1 para este estudo	261
Figura B.1 – Software greatl Modelo de Mínimos Quadrados	283
Figura B.2 – Software greatl Teste Reset de Ramsey.....	283
Figura C.1 – Resultados Sysstrain Retroanálise Seção 1 Medição 4	284
Figura C.2 – Resultados Kentrack Tensões para Situação Atual	292
Figura C.3 – Resultados Kentrack Tensões para E7.....	295
Figura C.4 – Resultados Kentrack Tensões para E4.....	295
Figura C.5 – Resultados Kentrack Tensões para E4.....	295

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1– Expert Systems para manutenção de via permanente	49
Tabela 4.1 – Dados para avaliação da condição e previsão da degradação	57
Tabela 4.2 – Código atual de identificação do subtrecho homogêneo	60
Tabela 4.3 – Código referente à Irregularidade da superfície	60
Tabela 4.4 – Descrição da segmentação da via e utilização típica	63
Tabela 4.5 – Estratégia de esmerilamento vs. vida do trilho para Canadian Pacific Railway .	66
Tabela 4.6 – Resultados de ensaios de campo realizados nos trechos estudados da FLUMITRENS.....	82
Tabela 4.7 – Limites de coeficiente de qualidade da via	91
Tabela 4.8 – Definição da classe de ferrovia pela FRA.....	99
Tabela 4.9 – Definição da classe de ferrovia pela AREMA	99
Tabela 4.10 – Limite de segurança de bitola para defeitos isolados.....	102
Tabela 4.11 – Limite de segurança de diferença entre bitola nominal e bitola média em 100 m (mm)	102
Tabela 4.12 – Nivelamento longitudinal – defeitos isolados – Diferença entre a média e o valor de pico.....	102
Tabela 4.13 – Nivelamento transversal – defeitos isolados – Diferença entre a média e o valor de pico.....	103
Tabela 4.14 – Alinhamento – defeitos isolados – Diferença entre a média e o valor de pico	103
Tabela 4.15 – Desvio padrão para nivelamento e alinhamento	104
Tabela 4.16 – Desvio permitido de J, baseado na velocidade da via	113
Tabela 4.17 – Valores de desvio padrão (SD).....	114
Tabela 4.18 – Classificação TGI para manutenção	114
Tabela 4.19 – Diferenças entre bitola especificada e média para segmentos de 100 m	115
Tabela 4.20 – Resultados quantitativos das regressões válidas por trecho	120
Tabela 5.1 – Extensões de linha da EFVM	137
Tabela 5.2 – Características da Via Permanente da EFVM	138
Tabela 5.3 – Localização dos tipos de perfis de trilho da EFVM	139
Tabela 5.4 – Localização e valor de inclinação do perfil longitudinal da EFVM.....	141
Tabela 5.5 – Raios mínimos e velocidade máxima da EFVM	141
Tabela 5.6 – Capacidade de produção das máquinas de via da EFVM	142
Tabela 5.7 – Homem-Hora por atividade e manutenção.....	146

Tabela 5.8 – Vida útil média de trilhos por limites de geometria da via	147
Tabela 5.9 – Limite de desgaste de trilhos TR68 na EFVM	147
Tabela 5.10 – Taxa de dormentes de madeira inservíveis admissível	148
Tabela 5.11 – Sequência de dormentes de madeira inservíveis admissível para EFVM.....	149
Tabela 5.12 – Limite técnico dos dormentes	149
Tabela 5.13 – Granulometria de lastro padrão 24.....	151
Tabela 5.14 – Índice de qualidade do lastro	151
Tabela 5.15 – Limites técnicos para desguarnecimento total do lastro	151
Tabela 5.16 – Ciclo de correção geométrica	154
Tabela 5.17 – Velocidade operacional (km/h).....	157
Tabela 5.18 – Previsões anuais de transportes	157
Tabela 5.19 – Parâmetros limites de geometria de via para bitola métrica.....	158
Tabela 5.20 – Exemplo de divisão de elemento em comprimento variável para análise da qualidade geométrica	162
Tabela 5.21 – Inspeções do carro controle no âmbito de estudo	163
Tabela 5.22 – Histórico de construção, desguarnecimento e recuperação.....	164
Tabela 5.23 – Manutenção no período de análise das inspeções de geometria Dezembro de 2013 a Dezembro de 2015.	164
Tabela 5.24 – Restrições de velocidade em dezembro de 2013	165
Tabela 5.25 – Inspeção de avaliação da qualidade do lastro em 2014	166
Tabela 5.26 – Histórico do ciclo de correção geométrica	166
Tabela 5.27 – Vantagens e desvantagens da forma de cálculo dos índices de geometria.....	168
Tabela 5.28 – Limites de segurança, intervenção e alerta em análise	170
Tabela 5.29 – Limites de segurança, intervenção e alerta para desvio padrão para velocidade até 64 km/h.....	171
Tabela 5.30 – Codificação para identificação dos segmentos homogêneos	171
Tabela 5.31 – Código referente à qualidade da geometria proposto nesta tese.....	172
Tabela 5.32 – Código referente à quantidade de exceções proposto nesta tese	172
Tabela 5.33 – Código de identificação da superfície do trilho por desgaste percentual.....	172
Tabela 5.34 – Código para identificação da superfície por defeito superficial	172
Tabela 5.35 – Código para identificação da segurança por coeficiente de atrito na face da bitola proposto nesta tese	173
Tabela 5.36 – Código para identificação da capacidade estrutural proposto nesta tese	176
Tabela 5.37 – Frequência de intervalos de medições proposto nesta tese	176

Tabela 5.38 – Índice de condição geral para priorização dos elementos	176
Tabela 5.39 – Critério de escolha da estratégia de manutenção	178
Tabela 5.40 – Contagem do número de exceções dos elementos da EH 20-21 da inspeção 7 (2013).....	178
Tabela 5.41 – Exemplo de cálculo do IGVM dos blocos do elemento tangente 1 da EH20 -- Inspeção 7.2013.....	182
Tabela 5.42 – Exemplo de cálculo do IGVM da EH 20 - Inspeção 7.2013.....	183
Tabela 5.43 – Identificação dos segmentos homogêneos da EH 21	184
Tabela 6.1 – Critérios de estratégia de manutenção dos equipamentos desta pesquisa.....	199
Tabela 6.2 – Critérios da estratégia de substituição de componentes desta pesquisa.....	200
Tabela 6.3 – Premissas para nivelamento das alternativas de manutenção desta pesquisa ...	201
Tabela 6.4 – Análise comparativa do valor presente líquido	204
Tabela 6.5 – Dados de desgaste artificial lateral sem lubrificação após ciclo de esmerilamento	206
Tabela 6.6 – Modelo Mecanístico -Empírico de análise da estratégia de manutenção do trilho	207
Tabela 6.7 – Características geométricas das curvas onde foi avaliado o COF	215
Tabela 6.8 – Características dos lubrificantes avaliados.....	216
Tabela 6.9 – Parâmetros de avaliação do LCCA para gerenciamento de atrito da face de bitola	224
Tabela 6.10 – Parâmetros de avaliação do LCCA para gerenciamento de atrito da face de bitola desta pesquisa	225
Tabela 6.11 – Parâmetros de estudo do LCCA para esmerilamento de trilho desta pesquisa	235
Tabela 6.12 – Análise do valor presente líquido do esmerilamento dos trilhos desta pesquisa	235
Tabela 6.13 – Seções e medições do elemento 4 da EH 21 desta pesquisa	240
Tabela 6.14 – Carga por eixo dos vagões testados	247
Tabela 6.15 – Geometria de trilhos e dormentes das seções 1 e 2.....	251
Tabela 6.16 – Geometria do lastro e subleito das seções 1 e 2	252
Tabela 6.17 – Dados do trilho e dormente usados nesta pesquisa.....	257
Tabela 6.18 – Dados do lastro superior, lastro inferior e subleito	257
Tabela A.1 – Caracterização do subleito da EFVM	280

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AAR	Association of American Railroads
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ALL	América Latina Logística do Brasil S.A.
AMV	Aparelho de Mudança de Via
ANTF	Agência Nacional dos Transportes Ferroviários
ANTT	Agência Nacional de Transportes Terrestres
AREMA	American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association
BNSF	Burlington Northern Santa Fe
CEN	Comité Européen de Normalisation
CN	Canadian National Railway Company
CNT	Confederação Nacional do Transporte
CPT	Cone Penetration Test
CVRD	Companhia Vale do Rio Doce
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
ECOTRACK	Economical Track
EFVM	Estrada de Ferro Vitória a Minas
EFC	Estrada de Ferro Carajás
ERRI	European Rail Research Institute
ES	Expert Systems
FWD	Falling Weight Deflectometer
FCA	Ferrovias Centro-Atlântica
FIOL	Ferrovias da Integração Oeste-Leste
FMECA	Failure Mode, Effects and Criticality Analysis
FNS	Ferrovias Norte-Sul
FRA	Federal Railroad Administration
GE	General Electric
GPR	Ground Penetration Radar
IET	Índice de Exceção do lote
IMD	Índice Médio de Defeitos
IGG	Índice de Gravidade Global
IRI	International Roughness Index

LCCA	Life Cycle Cost Analysis
Marpas	Maintenance and Renewal Planning Aid System
MIT	Massachusetts Institute of Technology
MTBA	Milhões de Toneladas Brutas Anuais
MTBF	Mean Time Between Failures (Tempo Médio entre Falhas)
MTBT	Milhões de Toneladas Brutas Trafegadas
MTTR	Mean Time To Repair (Tempo Médio para Reparo)
M&R	Manutenção e Reabilitação
NPV	Net Present Value (Valor Presente Líquido)
MRS	Malha Regional Sudeste
PIB	Produto Interno Bruto
PIL	Programa de Investimentos em Logística
PNV	Plano Nacional de Viação
RAMS	Reliability, Availability, Maintainability, and Safety
RCF	Rolling Contact Fatigue
Repoman	REPlace Or MAiNtain
SGP	Sistema de Gerência de Pavimentos
SGPF	Sistema de Gerência de Pavimento Ferroviário
SuMM	Substructure Maintenance Management
TAC	Transportation Association of Canada
TCS	Trilho Contínuo Soldado
TGI	Track Geometry Index
TDM	Track Degradation Model
TKU	Tonelada por Quilômetro Útil
TLS	Trilho Longo Soldado
TLV	Track Loading Vehicle
TMS	Track Management System
TQI	Track Quality Index
TRACS	Total Right-of-Way Analysis and Costing System
TTCI	Transportation Technology Center Inc.
TU	Tonelada útil
UIC	International Union of Railways
VLI	Valor da Logística Integrada S.A.
VMD	Volume Médio Diário

LISTA DE SÍMBOLOS

α	Ângulo de atrito
λ	Fator de amortecimento
c'	Coesão
C	Constante
C_v	Coeficientes de variação
D	Diâmetro das rodas em polegadas (locomotivas e vagões)
D_0	Deflexão máxima no ponto de prova, em centésimos de milímetros
e_N	Recalque do lastro (mm)
e_N	Recalque depois de um ciclo N de carregamento (mm)
e_1	Recalque depois do primeiro ciclo de carregamento (mm)
$E(x)$	Média das medidas do parâmetro x efetuadas no segmento
E	Módulo de Elasticidade
$Est_{(i)}$	Extensão da seção em que o parâmetro i ultrapassa sua tolerância
e_T	Recalque após carregamento operacional
F_e	Carga de roda equivalente (kN)
F_i	Carga estática da roda tipo i (kN)
h	Quantidade de levantes realizados pela socaria mecanizada (mm)
kg/m	Quilogramas por metro
$Kips$	Quilopounds por segundo
km/h	Quilômetros por hora
kN	Quilonewtons
k_s	Coeficiente de ajuste geométrico resultado do segmento em estudo
K_w	Coeficiente desgaste (m^2/N)
K_1	Placa de apoio (N/m)
m	Massa intermediária do dormente, lastro e subleito (ton)
M_{sub}	Módulo do subleito (N/m^3)
mph	Milhas por hora
P_i	Carga de cada eixo
ρ	Massa específica
rpm	Rotações por minuto
SD_{med}	Desvio padrão dos parâmetros geométricos medidos
SD_n	Desvio padrão para uma via recém-construída

SD_{man}	Desvio padrão prescrito para manutenção
S_z	Desvio padrão das irregularidades verticais
S_y	Desvio padrão das irregularidades horizontais
S_w	Desvio padrão de empenamento
S_e	Desvio padrão da bitola
$S(x)$	Desvio padrão das medidas do parâmetro x efetuadas no segmento
$II_{sII} =$	Distância de deslizamento
t	Tempo ou toneladas trafegadas
u	Módulo de via
V	Velocidade (km/h)
w	Volume perdido devido desgaste (m^3)
W_{hr_top}	Volume perdido devido desgaste no topo do boleto (m^3)
W_{lr_top}	Volume perdido devido desgaste na lateral do boleto (m^3)
μ_{meas}	Coefficiente de atrito medido no trilho
x_i	Valor do parâmetro no ponto i
$\bar{x}$	Valor médio do sinal
γ	Coefficiente de Poisson
y_e	Desalinhamento esquerdo
y_d	Desalinhamento direito
y_0	Valor máximo no segmento
y	Desalinhamento
y_i	Deflexão no trilho no iésimo dormente (m)
z_e	Desnívelamento transversal esquerdo
z_d	Desnívelamento transversal direito
Δ vert. Level	Diferença de nível vertical entre dois pontos (mm)
Δ horiz. Level	Diferença de nível horizontal entre dois pontos (mm)
Δ horiz. Level	Diferença de nível transversal entre dois pontos (mm)
Ψ	Ângulo de ataque entre roda e trilho (rad)
δ	Profundidade do desgaste (m)

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	29
2	OBJETIVOS E MOTIVAÇÃO DO TRABALHO.....	35
2.1.	Objetivos.....	37
2.2.	Organização da tese	38
2.3.	Materiais e métodos	39
3	CONCEITO DE SISTEMAS E SUA IMPORTÂNCIA NA GERÊNCIA DA VIA PERMANENTE FERROVIÁRIA	40
3.1	Metodologia de sistemas.....	42
3.1.1	Ferramentas analíticas para implementação de sistemas.....	43
3.1.2	Sistemas de informação	44
3.2	Desenvolvimento de um sistema de gerência de pavimento ferroviário.....	45
3.3	<i>Expert Systems</i> para manutenção da via permanente	48
3.4	Níveis da gerência de pavimentos	49
3.4.1	Gerência em nível de rede	51
3.4.2	Gerência em nível de projeto	51
3.5	Componentes mínimos de um SGPF	53
4	AValiação DA VIA PERMANENTE FERROVIÁRIA	54
4.1	Requisitos de inventário para avaliação da condição	56
4.2.	Identificando segmentos homogêneos.....	59
4.3	Formas de avaliação da Via Permanente	63
4.4	Avaliação da Qualidade Estrutural da Via	70
4.4.1	A via permanente como uma estrutura.....	70
4.4.2	Parâmetros estruturais	72
4.4.3	Valores limites de avaliação da via	76
4.4.4	Monitoramento da estrutura da via permanente.....	78
4.4.5	Classificação de equipamentos deflectométricos.....	80
4.4.6	Índices de avaliação estrutural do lastro ferroviário	88
4.4.7	Índices de avaliação estrutural do trilho	94
4.5	Avaliação da Qualidade Geométrica da Via	98
4.5.1	Classes de via	98

4.5.2 Parâmetros geométricos.....	99
4.5.3 Valores limites de avaliação da via	101
4.5.4 Monitoramento da geometria da via permanente.....	104
4.5.5 Índices de avaliação geométrica da via permanente	110
4.5.6 Gerenciamento do atrito para segurança operacional.....	121
4.6 Análise do Custo do Ciclo de Vida.....	127
 5 PROPOSTA DE METODOLOGIA DE SGPF	130
5.1 Roteiro Metodológico	130
5.2 Ferrovia Brasileira em estudo.....	131
5.2.1 Características da Estrada de Ferro Vitória Minas.....	131
5.2.2 Fatos importantes na História da Estrada de Ferro Vitória Minas	134
5.2.3 Características da Via Permanente da EFVM.....	137
5.2.4 Planejamento e controle da manutenção	141
5.2.5 Geologia regional e perfil geológico da via.....	155
5.2.6 Classe de via permanente.....	157
5.2.7 Limites de segurança para monitoramento geométrico.....	158
5.2.8 Caracterização climática.....	159
5.3 Desenvolvimento do sistema de gerência para a EFVM.....	160
5.3.1 Processamento de dados para análise por estratégia de manutenção	161
5.3.2 Dados históricos	163
5.3.3 Tipos de estrutura do trecho em estudo	167
5.3.4 Método de monitoramento da geometria em nível de rede	167
5.3.5 Subdivisão e priorização dos trechos	171
5.3.6 Verificação do método de monitoramento em nível de rede.....	178
5.4. Considerações finais sobre os resultados em nível de rede	185
 6 ESTUDO DE CASO: DEGRADAÇÃO DA VIA PERMANENTE E ANÁLISE DE	
LCCA	187
6.1 LCCA para o lastro ferroviário.....	187
6.1.1. Análise de degradação do lastro.....	187
6.1.2 Equação de predição de vida útil do lastro	190
6.1.3. Desenvolvimento do modelo de LCCA para o lastro ferroviário	193
6.2 LCCA para gestão do trilho.....	204

6.2.1	Análise de degradação do trilho por desgaste.....	204
6.2.2	Equação de predição de vida útil do trilho	207
6.2.3	Custos e desenvolvimento do gerenciamento de atrito	211
6.2.4.	Custos de esmerilamento do trilho	225
6.3	Estratégia de reabilitação em nível de projeto.....	236
6.3.1	Método e equipamentos para avaliação estrutural	236
6.3.2	Modelagem e simulação numérica	256
6.4.	Considerações finais sobre os estudos de degradação e LCCA	262
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS.....	265
REFERÊNCIAS.....		268
APÊNDICE A – CARACTERIZAÇÃO DO SUBLEITO DA EFVM (KM 0 AO 200).		280
APÊNDICE B – VERIFICAÇÃO ESTATÍSTICA PARA MODELO DE		
DEGRADAÇÃO GEOMÉTRICA.....		283
APÊNDICE C – RESULTADOS DO PROGRAMA PARA ANÁLISE EM NÍVEL DE		
PROJETO.....		284
ANEXO A – DADOS DE GEOMETRIA DO ESTUDO DE CASO		296

1 INTRODUÇÃO

A via permanente oferece contribuição essencial ao sistema de transporte ferroviário através de seus componentes: trilho, dormente, conjunto de fixação, aparelhos de mudança de via, passagens em nível, lastro, sublastro e subleito.

Cada um desses componentes possui vida útil e taxas de degradação diferentes que influenciam na capacidade operacional da ferrovia. Para manter a via permanente disponível e em condições seguras, dois aspectos devem ser levados em consideração: medições de qualidade da via em uma base contínua e meios para atingir a qualidade requerida quando os resultados das medidas estiverem fora dos níveis aceitáveis.

Esta qualidade da via é composta pela confiabilidade e manutenibilidade baseadas em uma relação custo-benefício. A confiabilidade deve estudar as falhas de seus componentes, que crescem com o aumento da carga por eixo, toneladas transportadas, velocidade etc., e tornam-se uma barreira que impede o alcance da performance financeira desse meio de transporte.

Neste cenário, para aperfeiçoar a gestão de manutenção, tem-se que uma análise sistemática é requerida. Essa análise é correspondida pelo Sistema de Gerência de Pavimentos (SGP), cuja implantação no Brasil se deu no início da década de 1980, pelo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), para a malha rodoviária federal.

Já para as ferrovias, o SGP é quase inexistente em consequência do contexto brasileiro de gestão da infraestrutura ferroviária, marcado por graves crises financeiras do Estado, o que o tornou incapaz de gerar orçamento para financiar os investimentos necessários. O rápido declínio dos investimentos das estatais se deu particularmente a partir de 1984, quando os investimentos do setor público representavam 70% do nível atingido em 1980 ou 3,3% do Produto Interno Bruto (PIB) nacional. Esse período foi marcado pela recessão e inflação que levaram à deterioração dos serviços e do estoque de capital de infraestrutura, provocando a elevação dos custos gerais da economia e perdas substanciais de competitividade interna e externa.

O atraso no desenvolvimento da metodologia do SGP no Brasil também é verificado na carência de histórico de medições da evolução da condição do pavimento ao longo do tempo. Tal estimativa pode ser obtida por uma função que relaciona as causas e os efeitos da

deterioração dos pavimentos, geralmente denominada por modelo de desempenho. Os modelos de desempenho são elaborados para estimar a variação das condições funcional e estrutural dos pavimentos em função de fatores que provocam sua deterioração, como idade, solicitações de tráfego e defeitos.

Os modelos de que se tem conhecimento na literatura foram formulados, desenvolvidos e calibrados atendendo a objetivos vinculados às características das regiões de estudo, com base histórica de dados e experiência na avaliação da condição do pavimento. Em nível de rede, esses modelos apresentam uma previsão do desempenho do pavimento, permitindo obter custos de manutenção e reabilitação e, conseqüentemente, propor estratégias de manutenção que resultem em menor custo total; para isso, os estudos recomendam os modelos probabilísticos.

Em nível de projeto, os modelos são incorporados a métodos de dimensionamento estrutural de pavimentos e possibilitam a obtenção da eficácia econômica, pois criam alternativas de projetos estruturais para pavimentos novos e reforços estruturais para pavimentos deteriorados. Entre os diversos tipos de modelos para dimensionamento de pavimentos ferroviários, os mais utilizados são os determinísticos (mecanístico -empírico) por serem mais adequados a projetos estruturais e por utilizar parâmetros mecânicos (tensão, deformação ou deslocamento), muito relacionados à deterioração funcional ou estrutural através de equações de regressão (HAAS et al., 1994).

Não se tem conhecimento na literatura brasileira de modelos utilizados nas ferrovias, apesar da retomada do desenvolvimento ferroviário brasileiro com a privatização em 1997, quando o setor brasileiro de transporte ferroviário de cargas apresentou um crescimento de 90%. Outro fato notório foi apresentado pela Associação Nacional dos Transportadores Ferroviários (ANTF): de 1997 a 2013, foram investidos R\$ 38,1 bilhões pelas concessionárias.

Em 2016, o sistema ferroviário brasileiro era composto por 30.129 quilômetros de extensão (1.121 eletrificados), distribuídos entre 16 malhas ferroviárias e divididos em 4 tipos de bitola. A malha ferroviária de cargas correspondia a 28.030 quilômetros de extensão, sendo que 27.782 quilômetros estavam sob responsabilidade de 10 concessionárias privadas, responsáveis por 11 concessões que correspondiam a 25% da matriz de transportes do Brasil.

De 2006 a 2014, o total de toneladas por quilômetro útil (TKU) produzido pelo transporte ferroviário cresceu 28,9%, passando de 238,4 bilhões para 307,3 bilhões. Em 1997, a então privatizada Companhia Vale do Rio Doce (CVRD, posteriormente denominada Vale S.A.)

obteve a concessão da exploração dos serviços de transporte ferroviário de cargas e de passageiros na Estrada de Ferro Carajás (EFC) e na Estrada de Ferro Vitória Minas (EFVM).

Além disso, a Vale, que possuía participação acionária na Ferrovia Centro-Atlântica (FCA), passou a ter o controle desta em 2003 e obteve, em 2007, a concessão, pelo prazo de 30 anos, da Ferrovia Norte-Sul (FNS) em seu trecho norte (de Açailândia, no Maranhão, a Palmas, no Tocantins), pertencente à Valec. Para tanto, criou uma nova empresa, denominada Ferrovia Norte-Sul S.A. (FNS). Em 2010, a Vale alocou o controle da FCA e da FNS a uma empresa dedicada à logística, chamada Valor Logística Integrada S.A. – VLI. Com isso, a VLI passou a administrar e operar ambas as malhas. Além disso, a empresa transporta na EFC e na EFVM mediante contrato com a Vale. Em 2014, a Vale realizou a venda de parte de sua participação na VLI para outras empresas e, como resultado da conclusão da transação, detém 36,7% do capital total da VLI.

Conforme pesquisa divulgada pela Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2017), no segmento das resoluções da Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT) publicadas em 2011, entrou em vigor em 2013 o Decreto nº 8.129, que visou instituir a política de livre acesso ao Subsistema Ferroviário Federal. Esse decreto trouxe alterações significativas ao marco regulatório vigente das ferrovias, no que tange à segregação vertical da rede – em que a construção, a manutenção e a exploração da infraestrutura são separadas da prestação do serviço de transporte – e à política de livre acesso – conhecida como *open access*. Pretendeu-se, assim, estimular a concorrência entre os operadores independentes na prestação dos serviços e ampliar o acesso dos usuários ao sistema ferroviário.

Para a operacionalização dessa nova etapa, foram atribuídas à Valec (empresa estatal) a aquisição e a venda do direito de uso da capacidade de transporte – em parte ou no todo. À estatal caberia ainda a antecipação de parte dos recursos relativos aos contratos de cessão de direito de uso da capacidade em favor das concessionárias, com o objetivo de garantir o atendimento à demanda por transporte e a modicidade tarifária aos usuários. Ressalta-se que a aquisição do direito de uso da capacidade de transporte pela Valec aplica-se às ferrovias que vierem a ser concedidas a partir da publicação do decreto, como:

- EF 151 – Ferrovia Norte-Sul, cujo traçado, com extensão de 3.100 km, é iniciado em Belém, no Pará, e segue até o município de Panorama, em São Paulo;

- EF 267 – de Panorama, em São Paulo, a Porto Murtinho, no Mato Grosso do Sul, com 750 km;
- EF 334 – Ferrovia da Integração Oeste-Leste (FIOL), entre Ilhéus, na Bahia, a Figueirópolis, no Tocantins, onde se liga à Ferrovia Norte-Sul, num total de 1.490 km;
- EF 354 – Ferrovia Transcontinental.

O direito de uso dessa capacidade, assim, será sucedido aos usuários por meio de ofertas públicas, a título oneroso, por um preço de venda. O serviço de operação será prestado pelas concessionárias, que seriam remuneradas pela Valec com uma tarifa de disponibilidade e pelos usuários com uma tarifa de fruição.

Ainda conforme a pesquisa, com o lançamento da segunda etapa do Programa de Investimentos em Logística (PIL 16), em junho de 2015, o Governo Federal buscou aprimorar a concorrência no modelo de operador verticalizado. O programa, tal como proposto, mantém o atual modelo de concessão vertical para as novas concessões, prevendo investimentos projetados na ordem de R\$ 86,4 bilhões entre 2015 e 2018 – sendo R\$ 70,4 bilhões para a construção e conclusão de novas ferrovias e R\$ 16,0 bilhões para a melhoria e o aumento de capacidade nas concessões existentes.

As maiores produções ferroviárias, conforme Figura 1.1, em termos de TKU, estão concentradas nas malhas da EFC, da EFVM e da Malha Regional Sudeste (MRS), que responderam por, respectivamente, 33,9%, 23,6% e 21,0% do total produzido em 2014.

Figura 1.1 – Distribuição da produção de cargas no sistema ferroviário brasileiro por concessionária em 2014 (em bilhões de TKU)

Fonte: CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE, 2015.

No período de 2011 a 2014, as principais mercadorias transportadas nas ferrovias brasileiras foram o minério de ferro, com 76,0% do total de toneladas úteis (TU) transportadas; seguido pela soja, com 3,4%; e pelo milho, com 2,5%. Açúcar e carvão mineral, por sua vez, representaram 2,3% e 2,1% do total transportado no período, respectivamente. Na EFC e EFVM, esse percentual chega a 96% e 92%, respectivamente. Juntas, as dez principais mercadorias responderam por 90,8% do total de TU transportadas de 2011 a 2014, o que indica que, apesar da diversificação do setor, com a captação de cargas anteriormente movimentadas por outros modais, a exemplo dos contêineres, o modal ainda é majoritariamente utilizado para o escoamento de commodities agrícolas e minerais. A distribuição percentual das principais mercadorias transportadas no período analisado é apresentada na Figura 1.2.

Figura 1.2 – Principais mercadorias transportadas por ferrovias no período de 2011 a 2014 (em % do total de TU)

Fonte: CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE, 2015.

Em 2014, os aportes realizados pela iniciativa privada foram direcionados, principalmente, para intervenções relacionadas à infraestrutura ferroviária, que consumiu 35,5% (R\$ 2,16 bilhões) do valor investido (Figura 1.3). Destacam-se, ainda, inversões para ações ambientais, edificações e informatização dos sistemas, material rodante e superestrutura. Além dos investimentos na malha concessionada, foram investidos R\$ 2,92 bilhões em expansão da malha ferroviária entre 2012 e 2014 (CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE, 2015).

Figura 1.3 – Principais tipos de investimentos das concessionárias ferroviárias, Brasil – 2006/2014 (valores em R\$ milhões correntes)

Tipo de Investimento	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014
Infraestrutura ⁽¹⁾	362,30	347,00	525,40	426,10	1.024,20	1.523,10	1.388,02	1.714,00	2.160,20
Outros Investimentos ⁽²⁾	230,50	338,80	336,40	294,80	523,70	838,00	1.100,01	1.871,80	1.585,50
Material Rodante ⁽³⁾	1.039,70	1.075,50	2.031,90	829,20	765,70	1.534,10	929,06	873,30	1.170,10
Superestrutura	2,30	85,80	161,20	127,40	730,20	715,40	1.047,75	494,70	669,20
Sinalização	57,30	81,50	89,20	115,60	75,00	167,20	193,68	160,20	315,50
Telecomunicações	16,60	8,10	6,90	10,20	11,10	33,70	54,25	42,10	70,80
Veículos Rodoviários	2,70	0,90	4,40	0,90	4,40	3,50	4,77	10,60	52,40
Oficinas	60,40	64,70	186,40	75,80	74,10	85,70	127,45	121,70	40,20
Capacitação de Pessoal	14,90	18,30	21,10	18,00	26,50	26,00	32,38	25,10	18,70
Total	1.786,70	2.020,70	3.363,00	1.898,00	3.234,90	4.926,70	4.877,36	5.313,60	6.082,70

(1) Manutenção de obras de arte especiais, obras de arte correntes, taludes e plataforma ferroviária.

(2) Meio ambiente, edificações, informatização e outros.

(3) Vagão, Locomotiva, outros veículos e equipamentos e carros de passageiro.

Fonte: CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE, 2015.

Os investimentos em material rodante, trilhos e componentes de sistemas de controle de tráfego feitos pelas concessionárias têm mantido crescimento constante. Os trilhos são adquiridos no exterior. As encomendas de vagões levaram a indústria nacional a aumentar fortemente seu índice de ocupação. A capacidade instalada de produção é da ordem de 5.616 unidades/ano, podendo ser facilmente ampliada. Quanto às locomotivas, algumas já estão sendo fabricadas no Brasil na fábrica da General Electric (GE) em Contagem/MG, que atua na área de transporte ferroviário como fabricante de locomotivas e equipamentos de tração.

2 OBJETIVOS E MOTIVAÇÃO DO TRABALHO

O planejamento estratégico das ferrovias brasileiras precisa de ferramentas de suporte à decisão. A manutenção regular de uma ampla rede ferroviária gera custos altos e um consumo excessivo de tempo, quando realizada sem uma estratégia definida (PITA et. al, 2007). Além do mais, a manutenção corretiva pode ser extremamente custosa devido à interrupção do tráfego, envolvendo um custo adicional com atrasos e cancelamento de trens, e penalidades impostas pelos contratos de operação.

Larsson (2004) ressalta que pequenas mudanças na estratégia de manutenção podem estender a vida do ativo em 10%, resultando na melhoria do retorno sobre o investimento. Larson em seu estudo na Suécia, verificou que um segmento de 10 quilômetros pode custar R\$ 7,5 milhões para ser renovado, ou seja, ao estender 10% da vida do segmento, pode-se economizar ao menos R\$ 750 mil; uma estratégia de manutenção adequada para a ferrovia traz impactos significativos no orçamento.

Historicamente, nos Estados Unidos o desenvolvimento e os avanços de maior monta ocorreram em nível de projeto (métodos de dimensionamento, projetos de renovação, etc.). Hyslip (2007) descreve que os pesquisadores e estudiosos envolvidos com a gerência de pavimentos chegam a supor que no futuro será possível incorporar definitivamente a gerência em nível de projeto para toda uma rede, dispensando, assim, tratamento diferenciado para cada nível de operação de um SGP.

Selig (1997) apresentou uma proposta de Sistema de Gerência de Manutenção de Infraestrutura Ferroviária (Substructure Maintenance Management – SuMM) e Hyslip (2007) atualizou a metodologia com o advento de novas tecnologias. Na opinião de Selig e Hyslip, os benefícios do SGP são:

- Via permanente com maior confiabilidade para um determinado nível de serviço.
- Aumento da disponibilidade da via permanente, minimizando a interferência de manutenção.
- Redução da taxa de deterioração da via.

- Redução dos custos de manutenção em virtude de os recursos serem aplicados no momento e local em que são mais eficazes, e de abordar a causa-raiz do problema, e não somente os seus efeitos.
- Capacidade de lidar com questões do subleito com baixo desempenho em uma gerência de rede, na qual os orçamentos estão disponíveis para uma abordagem sistemática e economia de escala.

Selig (1997) propõe que o sistema de gerência tenha três componentes:

- i. A identificação das diferentes necessidades de manutenção de cada trecho (seções homogêneas).
- ii. Identificação dos fatores que afetam o desempenho de cada trecho.
- iii. Formulação de um plano de manutenção considerando a relação benefício-custo das alternativas de tratamento.

Hyslip (2007) introduziu mais quatro componentes ao SuMM:

- iv. Investigação, incluindo uma revisão do histórico de informações e investigações de campo.
- v. Análises de engenharia, incluindo aspectos técnicos e econômicos para a solução.
- vi. Implementação, incluindo a estratégia e prática do plano de trabalho.
- vii. Monitoramento, em ordem para avaliar a eficiência do trabalho e prover uma base para a aplicabilidade da solução para outros segmentos da via.

Pela proposta dos autores citados, o indicador fundamental da condição da via que agrupa esses componentes é a geometria da via permanente. Os dados de geometria provenientes dos veículos de inspeção, denominados de carro controle, proporcionam a informação de irregularidade da via, e são úteis para distinguir os segmentos com diferentes performances. Segundo Selig (1997) – provavelmente referindo-se à prática norte-americana –, a indicação rotineira de manutenção de via, quase que de forma invariável, era a correção geométrica, com adição de lastro e socaria, sem preocupação em estabelecer as causas, num círculo vicioso e progressivo de intervalos mais curtos, até que a velocidade de degradação da via fosse tão

grande que tornasse necessário buscar então uma remodelação, ou mesmo uma renovação. Afirmar Selig (1997) que, se a resiliência da via é alta ou baixa em excesso, ocorrerá um aumento na velocidade de degradação da geometria.

A abordagem apresentada por Hyslip (2007) é, na verdade, uma abordagem de gerência em nível de rede e da estratégia de atuação em nível de projeto, com as seguintes tarefas:

- a) coleta de dados históricos e obtenção dos dados de tráfego;
- b) análise dos dados do carro controle;
- c) realização de inspeção *in situ*;
- d) estratégias de manutenção com custos e duração;
- e) aplicação da alternativa escolhida e monitoração para realimentação do sistema.

Selig (1997) descreve um tratamento estatístico para os dados do carro controle que explicita a aceleração da degradação a partir de diversos registros, de modo a permitir o estabelecimento de um critério de priorização de segmentos do trecho estudado.

Consoante aos conceitos introduzidos a hipótese nesta tese consistiu na possibilidade de melhorar a manutenção da superestrutura da via permanente ferroviária testando a teoria de gerência de pavimentos, enriquecendo a explicação desta teoria e estendendo a teoria para novos assuntos.

2.1. Objetivos

A pesquisa visa desenvolver e testar um Sistema de Gerência de Pavimento Ferroviário (SGPF) em níveis de rede e de projeto para uma ferrovia de carga. Os objetivos são os seguintes:

- propor uma estratégia de manutenção aplicável baseada no custo do ciclo de vida;
 - propor uma metodologia de subdivisão da via permanente;
 - idealizar uma metodologia de controle da qualidade geométrica em nível de rede;

- criar modelos de desempenho mecanístico-empírico a partir de uma base de dados do trecho em estudo;
- estabelecer um procedimento em nível de projeto para avaliação estrutural da estratégia proposta.

2.2. Organização da tese

A tese está organizada em 7 (sete) capítulos, a saber:

- Primeiro: introdução, com a apresentação do problema.
- Segundo: objetivos e motivação do trabalho, bem como sua organização.
- Terceiro: conceito de sistemas e sua importância na gestão da via permanente ferroviária.
- Quarto: requisitos de inventário, classificação, serventia e modelos de avaliação geométrica e estrutural da via permanente, por fim o conceito de análises do custo do ciclo de vida.
- Quinto: desenvolvimento da metodologia do sistema de gerencia em nível de rede, incluindo um inventário da ferrovia em estudo.
- Sexto: estudo, em nível de projeto, da degradação do lastro e do trilho em conjunto com análises do custo do ciclo de vida e uma metodologia de avaliação estrutural da estratégia de manutenção proposta
- Sétimo: conclusões e sugestão para trabalhos futuros;

2.3. Materiais e métodos

A metodologia adotada neste trabalho compreendeu a organização da base de dados, testes de hipóteses paramétricos e validação com simulação computacional. A etapa de testes de hipóteses pode ser dividida em duas fases, a saber:

- ✓ A primeira fase com a aplicação da metodologia em nível de rede com a avaliação geométrica da via permanente, com dados adquiridos do carro controle EM-80 da EFVM.
- ✓ Na segunda, foram estudados em nível de projeto os dados estruturais obtidos do segmento em estudo com a definição da melhor alternativa de manutenção. A etapa de validação estrutural foi complementada com ensaios de campo, utilizando-se de equipamentos específicos e simulação computacional com o software Systrain e Kentrack.

Paralelamente à primeira etapa, foi constituído um modelo de SGPF por meio de índices de controle de qualidade obtidos para a ferrovia em estudo e modelos de desempenho da geometria com análise de dados por regressão linear, utilizando o software Gretl. Através dos modelos, pode-se inferir a qualidade da via permanente determinando os limites técnicos dos componentes e quais ações de intervenção devem ser realizadas, a fim de garantir a segurança do transporte ferroviário.

3 CONCEITO DE SISTEMAS E SUA IMPORTÂNCIA NA GERÊNCIA DA VIA PERMANENTE FERROVIÁRIA

No início, houve uma tendência segundo a qual a gestão de pavimentos trabalhava primeiramente com dados, sendo excluídos o projeto, a construção e a manutenção. A definição e o escopo, inicialmente, foram compreendidos como:

Um sistema de gerência de pavimentos abrange um amplo espectro de atividades, incluindo o planejamento da programação de investimentos, projeto, construção, manutenção e avaliação periódica de desempenho. A função de gestão em todos os níveis envolve comparar alternativas, coordenação das atividades, a tomada de decisões e vendo que eles são implementados de forma eficiente e econômica (ROADS AND TRANSPORTATION ASSOCIATION OF CANADA, 1977, p. XCIII).

Essa definição é a mesma em Haas e Hudson (1978) e Haas et al. (1994), e foi mantida pela Transportation Association of Canada (TAC, 1997), de forma inteiramente coerente com o Guia da American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 1993, p. XXX), que afirma:

A gestão do pavimento em seu sentido mais amplo engloba todas as atividades envolvidas no planejamento, projeto, construção, manutenção, avaliação e reabilitação do pavimento de um programa de obras públicas, um sistema de gerência de pavimento fornece uma maneira organizada de coordenar o processo de gestão de pavimento.

Um outro enfoque para o tema foi a introdução da gestão de ativos ativo, sendo que ativo se caracteriza por todo objeto, tangível ou intangível, que uma empresa pode controlar, que recebeu literalmente uma explosão de interesse no final da década de 1990 e no início deste século, justamente devido à quantidade de ativos na ferrovia, conforme a Figura 3.1: “A gestão de ativos é uma estratégia de negócios global para empregar pessoas, informação e tecnologia de forma a alocar eficaz e eficiente os fundos disponíveis entre as necessidades dos ativos” (TRANSPORTATION ASSOCIATION OF CANADA, 1999, p. CXLVI). A gestão de ativos parece ter sido o tema escolhido atualmente por muitas das agências de transportes.

Pode-se dizer que o enfoque ferroviário mundial está na transição entre a gerência de pavimentos, com diversas metodologias de avaliação, e a gestão de ativos com análises do custo do ciclo de vida.

Figura 3.1– Elementos da ferrovia

Fonte: LI et al., 2014.

Introduzido o conceito, vale arrebatar o motivo do emprego de sistemas para a solução dos problemas de gerência de pavimentos. Em geral, um sistema é um “modelo de ordenação que se aplica em uma determinada organização que opera em um ambiente de mudanças” (KOVACEVIC, 1990, p. CXV) e compreende uma coleção de elementos inter-relacionados, a qual opera em conjunto para atingir um objetivo. A eficácia de cada um dos elementos depende de como ele atua com cada um dos elementos do conjunto. Ao aplicar a teoria dos sistemas, pode-se simplificar uma situação para poder analisar e compreender as suas implicações no entorno. Para explicar um pouco mais a ideia, apresenta-se a Figura 3.2.

Figura 3.2 – Modelo geral de sistemas

Fonte: KOVACEVIC, 1990.

Na Figura 3.2, distinguem-se:

- Entorno: é o meio em que está inserido o sistema em questão.
- Fronteiras: correspondem às restrições e limitações que distinguem o sistema do seu entorno.

- Entradas: são os elementos que ingressam no sistema; correspondem ao necessário para cumprir os objetivos.
- Saídas: são os resultados que outorgam o sistema com base nos dados de entrada.
- Processo: é a atividade que transforma as entradas em saídas dentro do sistema.
- Retroalimentação: é a informação que o sistema recebe do entorno, uma vez entregues as saídas e o mecanismo para corrigir o seu desempenho.

O enfoque do sistema inclui, para os que o utilizam, o efeito de obter uma visão do conjunto, com inter-relação entre as partes, e a aplicação de um processo analítico sobre um modelo da realidade. As entradas do sistema podem ser, como exemplo, os fatores de carga por eixo, MTB, por exemplo, e as saídas serão parte da resposta aos problemas.

3.1 Metodologia de sistemas

Há dois usos principais para a metodologia de sistemas (HAAS et al., 1994):

- a) a estruturação de um problema;
- b) o uso de ferramentas analíticas para modelar e resolver o problema.

A estruturação de qualquer processo de solução de problemas deve incluir uma incorporação sistemática de todos os fatores técnicos, sociais e econômicos que o compreendem, e ainda deve ser uma simulação lógica da progressão de atividades envolvidas na solução de problemas.

Há algumas limitações que devem ser cuidadosamente analisadas ao aplicar métodos sistemáticos (VALE e SIMÕES, 2012): a capacidade técnica da equipe; os pontos de vista dos indivíduos e das demais partes interessadas, os quais devem ser claramente reconhecidos e identificados; os componentes ou a extensão do sistema com pouco estudo, que também devem ser identificados; o excesso de simplificação de muitos problemas; e o perigo de gerar soluções específicas baseando-se em um problema entendido, ou seja, gerando soluções erradas.

Por isso, o processo de retroalimentação deve analisar se o problema foi solucionado ou se foram modificadas as condições que motivaram o referido problema.

3.1.1 Ferramentas analíticas para implementação de sistemas

A estruturação do problema pode ser muito geral para encontrar uma solução útil e operacional, por isso as aplicações de técnicas analíticas para um problema estruturado inadequadamente podem ter como resultado uma solução inapropriada. As técnicas analíticas que são utilizadas como parte dos métodos de sistemas para resolver os problemas têm uma máxima utilidade quando os problemas estão bem formulados ou estruturados; de outra maneira, não servem aos seus propósitos.

Há uma ampla variedade de técnicas disponíveis para um método de sistemas resolver um problema, entre elas estão (VALE e SIMÕES, 2012):

a) Programação linear

A programação linear consiste em um conjunto de técnicas que permitem resolver o problema de otimização. Em grande parte das aplicações, modelos lineares refletem apenas aproximações dos modelos reais. Fenômenos físicos ou econômicos são geralmente melhor representados por modelos não lineares.

b) Programação não linear

A programação não linear trata dos problemas em que a função objetivo ou algumas das restrições do problema são funções não lineares das variáveis envolvidas. Em geral, os métodos de programação não linear são classificados em métodos determinísticos (ou clássicos) e não determinísticos.

Dentre os métodos de programação não linear determinísticos conhecidos na literatura técnica, destacam-se: Método do Máximo Declive, Método de Newton-Raphson, Método dos Gradientes Conjugados e os quase-Newton. Já com relação à minimização com restrições, destacam-se: Método das Penalidades, Método das Barreiras, Método da Programação Quadrática Sequencial e o Método Lagrangeano Aumentado.

Os métodos não determinísticos são aqueles que procuram imitar fenômenos ou processos encontrados na natureza e, por esse motivo, pertencem a uma área denominada computação natural. Uma grande variedade de técnicas se destaca nesse conjunto de métodos, como a inteligência computacional e suas subáreas: fractais, lógica nebulosa, redes neurais artificiais e computação evolucionária.

c) Modelagem estocástica

A modelagem estocástica é utilizada quando há uma variável que se comporta, ao longo do tempo, de uma maneira considerada pelo menos parcialmente randômica. De maneira mais formal, é definida pela probabilidade de evolução de uma variável x durante o tempo t .

Um processo estocástico pode ser classificado como um processo de tempo discreto, quando o valor da variável só muda em um determinado instante de tempo, ou de tempo contínuo, quando a variável assume valores a qualquer instante.

Os processos estocásticos de tempo contínuo podem ser divididos em três propriedades:

- I. O processo de Markov é um caso particular de processo estocástico, no qual somente o valor atual de uma variável é relevante para se prever seu valor futuro. Os dados históricos dessa variável são irrelevantes.
- II. A distribuição de probabilidade da variável aleatória em qualquer instante do tempo futuro depende, unicamente, de seu atual valor. Pode-se dizer com isso que possui incrementos independentes.
- III. Mudanças durante qualquer intervalo de tempo são normalmente distribuídas, e a variância cresce linearmente durante o tempo.

3.1.2 Sistemas de informação

Os sistemas de informação são ferramentas desenvolvidas para poder administrar uma grande quantidade de dados que são coletados ao longo do tempo com o objetivo de analisar e processar a informação de forma segura, obtendo resultados rapidamente.

Os sistemas se baseiam em pessoas altamente capacitadas, tecnologia computacional e equipes encarregadas na coleta de dados (LONG, 1989); esse conjunto forma um sistema de informação, e sua boa operação depende especificamente do funcionamento coordenado destes elementos. A necessidade de tomar decisões rápidas tem feito com que os sistemas de informação sejam as ferramentas mais utilizadas nos últimos tempos; seu desenvolvimento tem alcançado níveis jamais imaginados, chegando ao ponto de ter sistemas espertos o suficiente para utilizar dedução e redes neurais que podem aprender com base nos dados que vão recebendo ao longo do tempo.

Vale e Simões (2012) referem que a implantação de um sistema de informação não é uma tarefa fácil, já que normalmente implica mudanças importantes nas organizações; sendo necessário existir um balanço entre estratégia, organização e tecnologia. Para o sistema de informação tornar-se um sistema de gestão de pavimento ferroviário, é necessária a combinação de procedimentos de análise, formulários detalhados para aquisição de dados, medições, critérios de decisão e ferramentas, nas quais se baseiam os programas computacionais.

O grau de complexidade de um sistema pode ser muito variado e ir desde uma base de dados até uma otimização total, e está geralmente definido pelos objetivos do sistema. Ao desenvolver um sistema de gestão, deve-se ter em conta: disponibilidade de recursos, requisitos de informação, nível de sofisticação, manipulação de dados, relatórios e gestão.

Portanto, para a fundamentação de um SGPF antes de se desenvolver um sistema, a estratégia de gestão de coleta de dados, relatórios, e os critérios de decisão devem ser amplamente examinados.

3.2 Desenvolvimento de um sistema de gerência de pavimento ferroviário

Um bom SGPF tem de ser adaptado ao organismo ferroviário, conforme suas necessidades, seus recursos e seu estado de desenvolvimento, e articular-se entre as seguintes atuações básicas (ILDEFONSO, 2013):

1. Elaborar um banco de dados onde fiquem inventariadas as características de rede ou de projeto que se deseja gerir.

2. Proceder uma coleta sistematizada e periódica de informação quantitativa do estado do pavimento e do restante dos elementos.
3. Estabelecer os índices e parâmetros para a quantificação global de nível de serviço da ferrovia.
4. Definir o método de eleição de prioridades para estabelecer uma ordem de aplicação dos recursos disponíveis.
5. Eleger as técnicas de conservação que devem se aplicar em cada caso, em função da informação coletada, e proceder à valoração.

Os objetivos a longo prazo se referem essencialmente à programação plurianual, que possibilitará a definição de programas ao longo de um período considerado, os quais, por sua vez, constituem um instrumento valioso para determinar os orçamentos necessários para manter a via permanente em nível de serviço desejado. Nesses termos, os objetivos a longo prazo são basicamente os seguintes (MARCON, 2009):

- ✓ Fornecimento de diferentes objetivos para as políticas de manutenção.
- ✓ Definição das políticas de manutenção ferroviária.
- ✓ Redução das degradações das redes ferroviárias.
- ✓ Contribuição na redução dos custos de operação do material rodante.
- ✓ Contribuição no desenvolvimento econômico, reduzindo os custos dos transportes ferroviários.
- ✓ Constituição de uma base sólida à alocação de recursos e à otimização dos orçamentos para obras de manutenção e reabilitação.
- ✓ Elaboração de programas de longo prazo.

Os objetivos ao planejamento anual que um sistema de gerência de pavimentos deve corresponder se relacionam com intervenções em nível de trecho ou de segmento. Dentre esses objetivos, devem-se ressaltar os seguintes (MARCON, 2009):

- ✓ Otimização de intervenções ou de soluções em nível de segmento.
- ✓ Participação na definição de estruturas de pavimentos para trechos que se encontrem em estudo.

- ✓ Controle e acompanhamento dos trabalhos de manutenção ferroviária, e verificação da sua eficiência.
- ✓ Elaboração do “*as built*” das intervenções efetuadas.

Sobre a metodologia de implantação de um SGPF, tem-se contribuições sobre o método de coleta de Zarembski (1997), que descreve uma abordagem que denominou de sistemas integrados de planejamento de manutenção da via. Consiste na junção de sistemas automatizados de inspeção e base de dados amigável, associados a aplicativos computacionais de planejamento da manutenção.

O desenvolvimento de veículos automatizados de inspeção, com aquisição contínua e automática de dados, redundante na geração de uma considerável massa de dados, que necessitam de uma capacidade compatível de armazenamento, processamento e interpretação para permitirem uma utilização condizente desse potencial. Segundo Zarembski (1997), boa parte desse potencial se dissipa em virtude da falta de integração entre sistemas de inspeção, de base de dados e de planejamento.

Houve um expressivo desenvolvimento nos sistemas de inspeção, dispondo-se atualmente de sofisticadas ferramentas exclusivas para medidas de geometria sob carga e para identificação de defeitos e desgastes de trilhos. Poder visualizar esses registros de inspeção conjuntamente, em leitura fácil, para correlacionar as ocorrências em trilhos e na geometria da via, torna-se fundamental.

Zarembski (1997) aponta, ainda, que houve um avanço na análise dos dados e no desenvolvimento de modelos de previsão, com base nos dados anteriores de registros sucessivos, para indicação das diferentes velocidades de degradação, permitindo um planejamento mais racional da manutenção com critérios de priorização.

Ebersohn (1997) introduziu um método compreensivo de manutenção produtiva total, sugerindo informações de tráfego, custos e histórico de desempenho dos ativos como falha dos trilhos, mas, com relação aos parâmetros, adverte que os seguintes aspectos, necessária e minimamente, devem ser “gerenciados” em um sistema de gerência de pavimentos ferroviários, garantindo-se a não violação das tolerâncias clássicas e tradicionais: (i) nivelamento longitudinal; (ii) alinhamento; (iii) desgaste de trilho; (iv) uniformidade de rigidez da via; (v) resiliência da via; e (vi) estabilidade da via.

Jendel (1999) propôs um modelo matemático para prever o desgaste de trilho e introduziu um plano de manutenção através da lubrificação. Magel e Kalousek (2002) estudaram

diferentes métodos eficientes baseados no esmerilamento para manter o perfil do trilho. Reddy (2007), em uma análise compreensiva de diferentes componentes que afetam a manutenção do trilho, sugeriu um método de redução do custo total.

Conclui-se a existência de uma larga quantidade de autores pesquisando a degradação dos materiais de superestrutura em busca da melhor confiabilidade da via permanente.

3.3 *Expert Systems* para manutenção da via permanente

Ferramentas vêm sendo estudadas e utilizadas na manutenção de pavimentos, conforme Gonçalves (1997) detalhou em sua tese, as quais denominou de *Expert Systems* (ES). De acordo com o grupo de estudos em ES da Sociedade Britânica de Computação, esses sistemas podem ser definidos da seguinte maneira:

Um ES é considerado como um conjunto de componentes, baseados no conhecimento de um especialista prático, inseridos em um computador, de forma que o sistema concebido possa oferecer conselhos e/ou tomar decisões inteligentes. Uma característica desejável, a qual muitos consideram fundamental, é a capacidade do sistema para justificar sua própria linha de raciocínio, de uma maneira direta e inteligível para o usuário (GONÇALVES, 1997, p. , ANO, p. IX).

Há ES baseados em programação linear, não linear e métodos estocásticos. Atualmente, estão em desenvolvimento métodos não determinísticos para análise de riscos de eventos naturais. A tarefa principal de um ES no domínio da manutenção de pavimentos é direcionar a seleção de novas medidas de forma que sejam evitadas as que tenham uma eficácia econômica inferior. Os ES servem como sistemas interativos inteligentes para resolução de problemas, e como sistemas conselheiros que aumentam as capacidades do usuário, chegando a ampliar o escopo de um problema.

Dessa forma, são apresentados na Tabela 3.1 os primeiros ES de via permanente dos quais se tem conhecimento, baseados na filosofia dos SGPF ou, pelo menos, com elementos deles, comerciais, institucionais ou acadêmicos, constituídos em programas computacionais (QUEENSLAND UNIVERSITY OF TECHNOLOGY, 2015). Atualmente pode-se dizer que existem centenas de ES para gestão da manutenção da via permanente.

Tabela 3.1– Expert Systems para manutenção de via permanente

Desenvolvedor e usuário	Nome do sistema	Descrição	Referência
British Rail	Maintenance and Renewal Planning Aid System (Marpas)	Modelos para contato roda/trilho (visualiza o benefício de melhorar o desempenho dos vagões). Utiliza a renovação, o consumo de energia e o cálculo do efeito da frequência da socaria para a melhor situação financeira e um resultado otimizado.	Shenton; Tunna, 1991
European Rail Research Institute (ERRI) UIC	Economical Track (ECOTRACK)	ES baseado em regras, exclui manutenções urgentes e spot, exclui AMV e resulta em decisões de manutenção entre três meses e três anos e de um a cinco anos de renovação.	EUROPEAN RAIL RESEARCH INSTITUTE, 1995
Netherlands Railways	BINCO	Sistema de informação e controle para manutenção por seção. O banco de dados inclui: geometria da via e defeito dos trilhos, histórico de manutenção e custos. Utiliza o conceito de manutenção por seção para agregar informação para análises de regressão.	Esvel, 1990
Canadian National Railways	Track Management System (TMS)	Utiliza o conceito de segmentos de via homogênea. O banco de dados possui medições das condições dos trilhos e dormentes combinando inspeções a pé, e com carro controle e veículos de inspeção. Estabelece padrões para perfil de trilho e imperfeições na superfície de rolamento. Deterioração baseada na tonelada total transportada e em um percentual de diferentes cargas por eixo. Consiste em três informações principais: planta, condições dos componentes de via e modelo de degradação de via (TDM)	Trask; Fraticelli, 1991
Association of American Railroads / MIT	Total Right-of-way Analysis and Costing System (TRACS)	Engenharia baseada em modelos de deterioração, técnicas de avaliação, orçamento e incremento de custos. Técnicas de custo do ciclo de vida. Utilizado em diferentes níveis de departamento.	Martland, 1993
MIT / Burlington Northern	REPlace Or MAiNtain (Repoman)	Planeja substituição e manutenção de trilhos. Utiliza o conceito de segmentos homogêneos de trilho. Faz uma avaliação econômica de compra e venda. Sistema baseado principalmente na gestão da manutenção de trilhos.	Acharya et al., 1991
Burlington Northern	Track Management System (TMS)	Integra dados de trilho, dormentes e modelos de predição. Utiliza análises de custo-benefício para obter planos de manutenção a curto e longo prazo (um ano a 5 anos).	Hide et al., 1991
Burlington Northern	Surface Management System (SMS)	Sistema que integra dados de geometria, orçamento, custos e planejamento. Provê planos anuais de desguarnecimento.	McCarthy; Lees Jr., 1991
U.S. Army Construction Engineering Research Laboratory	Railer Engineering Management System	Utiliza um índice para classificar as condições da via e a severidade. Utiliza programação linear e análises de custo-benefício para obter uma aproximação ótima conforme prioridade.	Uzarski et al., 1993
Japanese Rail	Labocs-II+ (Database for Railway Track Maintenance Management)	Compila dados de irregularidade da via, vibrações dos veículos etc., dados estatísticos de manutenção e operação.	Yoshimura et al., 1995
BHP Research	Track Management Model	Utiliza o conceito de peso do índice de via para representar o custo do impacto de diferentes índices.	Tew; Twindle, 1991
BHP Research / HK-MTRC	Rail Management Model	Combinação de análises de engenharia e estatística e técnicas de predição. Determina o plano de esmerilamento, lubrificação e substituição de trilho.	Keefe; Soeleiman, 1994

Fonte: QUEENSLAND UNIVERSITY OF TECHNOLOGY, 2015.

3.4 Níveis da gerência de pavimentos

Segundo Haas et al. (1994) e Ildefonso (2013), a gerência de pavimentos desenvolveu-se sob dois grandes grupos: gerência de pavimentos em nível de rede e gerência de pavimentos em nível de projeto. As decisões globais afetam a rede como um todo e as decisões específicas afetam os projetos individuais. A Figura 3.3 mostra as relações entre as atividades mais importantes de um sistema de gerência de pavimentos, que são atividades em nível de rede, projeto e retroalimentação.

Figura 3.3 – Sistema de gerência de pavimentos: principais componentes

Fonte: Adaptado de HUDSON, 1985.

As atividades de gestão se definem segundo o nível em que se está trabalhando. Desse modo, encontra-se as seguintes características:

- Em nível de rede, deparar-se com um processo de observação de conjunto de pavimentos que conformam uma rede de linhas completa, a fim de otimizar a aplicação dos recursos.
- Em nível de projeto, o processo de observação é particular do pavimento, com o propósito de determinar o momento que se deve realizar a manutenção ou reabilitação. Usar dados específicos de cada projeto e várias opções, de acordo com os objetivos e os modelos usados nesse nível, requer informação detalhada das seções.

Assim sendo, em nível de rede, tem-se o propósito de desenvolvimento de um programa prioritário e organizado de reabilitação, manutenção e construção de novos pavimentos, tendo em conta a restrição de pressupostos correspondentes. Por outro lado, o nível de projeto corresponde a decisões de conservação, reconstrução ou construção de um novo pavimento.

3.4.1 Gerência em nível de rede

O enfoque em nível de rede é abranger uma grande parte ou a totalidade de ativos; está ligada à estratégia institucional (MARCON, 2009). É procedido um inventário para avaliações funcional, estrutural e de segurança, e são definidos níveis mínimos de serventia, adequação estrutural e tolerâncias geométricas (no caso das ferrovias); são aplicados modelos de previsão de desempenho e deterioração (SILVA, 2002). Determinam-se as necessidades atuais e futuras e avaliam-se os tratamentos frente à disponibilidade de recursos financeiros.

São indicadas alternativas, cria-se um programa de prioridades e define-se, então, um plano de trabalho.

As perguntas-chave são:

- O que fazer?
- Onde?
- Quando?

3.4.2 Gerência em nível de projeto

O sistema de gerência em nível de projeto é uma espécie de “malha fina” do sistema de gerência em nível de rede; aquele complementa esse, e constitui-se em um detalhamento de questões mais gerais levantadas nas atividades em nível de rede (MARCON, 2009).

Em nível de projeto, o direcionamento vai para estudos específicos ou para trechos localizados da rede de ativos. São realizados ensaios de laboratório e campo. É levada a efeito uma análise técnico-econômica das alternativas de projeto e selecionada a mais adequada. São levantados as quantidades e os custos. Implementa-se a construção. O sistema de gerência em nível de projeto termina por permitir uma melhor avaliação das causas de deterioração e a seleção de estratégias mais adequadas para manutenção.

As perguntas-chave são:

- O que é melhor fazer?
- Como?

No sistema de gerência de pavimentos em nível de projeto, observa-se mais detalhadamente um determinado trecho que foi priorizado em nível de rede. Os dados são coletados de forma mais aprofundada, com estudos de estrutura das camadas do pavimento, determinando, sempre que possível, as causas do aparecimento de defeitos e as consequências que estes poderão induzir em camadas adjacentes, procurando avaliar e selecionar o tipo e a data de execução do serviço de M&R.

Para esse nível, as decisões, além de administrativas, são técnicas e econômicas, incluindo a previsão da durabilidade do pavimento após a execução de diferentes estratégias de manutenção e de reabilitação, para cada segmento específico, e a avaliação das causas de deterioração. A inter-relação existente entre os dois níveis de SGP, nível de rede e nível de projeto, é que este último é o complemento do primeiro. Em nível de projeto, o direcionamento vai para estudos específicos em trechos situados na rede em questão, que foram priorizados em nível de rede.

Inicialmente, é feito um diagnóstico nos diversos segmentos do pavimento, identificando, por meio de avaliações funcionais e estruturais, os problemas neles existentes. As alternativas de projeto são avaliadas e, em função da análise técnico-econômica, é escolhida a mais adequada, permitindo-se que, além de executar a restauração, sejam efetuadas avaliações que possibilitem determinar as causas da deterioração e selecionar as estratégias mais adequadas para a manutenção.

Nos estudos de um SGP em nível de projeto, além da realização de levantamentos e ensaios específicos, são determinados as quantidades de serviços e os custos das diferentes alternativas de intervenção. Os benefícios advindos das melhorias da condição do pavimento e, conseqüentemente, de sua vida útil, são avaliados, as necessidades são quantificadas e as prioridades são estabelecidas, contemplando programas; depois de selecionadas as estratégias, os custos são estimados. Enfim, o SGP em nível de projeto possibilita que seja feita uma melhor avaliação das causas de deterioração, ensejando a seleção de estratégias que sejam mais adequadas para a manutenção dos trechos.

A análise econômica permite que sejam avaliadas as alternativas de M&R e se constitui numa ferramenta de tomada de decisão, em função de critérios pré-estabelecido. Devem ser levados em consideração, nesta análise, os fatores políticos, econômicos e sociais. A função social de uma ferrovia não pode ser desprezada quando se efetua a análise de relação benefício/custo. As análises das prioridades se fazem necessárias para que sejam otimizadas as aplicações dos recursos. A finalidade é maximizar os benefícios ou minimizar os custos sob

restrições orçamentárias. Para a determinação das prioridades, devem ser estabelecidos procedimentos objetivos, que possibilitem reduzir ao mínimo as subjetividades inerentes ao processo.

3.5 Componentes mínimos de um SGPF

Observa-se que cada ferrovia implanta um SGPF de acordo com sua realidade e possibilidade. Porém, Hudson et al. (1992), Vale e Simões (2012) sustentam uma estrutura organizacional mínima para SGP como:

- a) Inventário: descrição e identificação da seção; classificação funcional e administrativa; característica da estrutura do pavimento; histórico, incluindo custos, tráfego, geometria e características de drenagem.
- b) Avaliação da condição atual: pode ser obtida pela ponderação de defeitos da superfície do pavimento, da irregularidade longitudinal, da condição estrutural e das características de atrito da superfície do pavimento.
- c) Estratégias: com base na avaliação da condição de cada seção e no conhecimento das causas de deterioração, são estabelecidas estratégias de intervenção para manter a condição da seção de pavimento acima de um nível mínimo predeterminado. As estratégias consistem em um conjunto de atividades como manutenção corretiva, manutenção preventiva, reabilitação e reconstrução. Para a tomada de decisão é necessário efetuar-se a análise dos defeitos de cada ação ao longo do tempo, o que permite a apreciação dos custos e benefícios presentes e futuros.
- d) Necessidades: com o custo médio das ações previstas para cada estratégia e com o volume de serviços fornecidos pelo inventário, pode-se quantificar as necessidades.
- e) Prioridades: quando os recursos não são suficientes para atender a todas as necessidades, é estabelecida uma lista de prioridades.
- f) Programas: contemplam as intervenções para atender às necessidades presentes e futuras.
- g) Orçamento: estabelecido a partir da estimativa de custos e após a seleção das estratégias.

4 AVALIAÇÃO DA VIA PERMANENTE FERROVIÁRIA

Sobre a avaliação da via permanente, Silva (2002) descreveu em sua tese que a serventia pode ser definida como a medida da adequação do comportamento de um pavimento às suas funções precípua, num tempo t determinado ao longo da sua vida, mas sempre associada à irregularidade da superfície de rolamento.

Patra (2014) também relaciona a serventia a duas variáveis: as informações de geometria de um período e a combinação dos dados de geometria de diferentes períodos. Realizando esta avaliação pode-se concluir se o pavimento está adequado às suas funções.

Silva (2002) e o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (2011), em seu Manual de Gerência de Pavimentos, expõem que a análise da condição de um pavimento, ou da medida de serventia, pode ser dividida em três:

- a) Estrutural – visa a quantificar, de alguma forma, a capacidade de a estrutura do pavimento resistir aos mecanismos de deterioração provocados pela ação repetida das solicitações de serviço (cargas do tráfego). É uma análise das condições do pavimento de maneira a definir se todas as camadas se encontram bem ou se estão próximas do fim de suas vidas úteis. Podem ser realizadas avaliações destrutivas, através da retirada de amostras das diversas camadas para a realização de ensaios de laboratório; podem, também, ser conduzidas avaliações não destrutivas como viga Benkelman, ensaio do módulo de via, Cone Penetration Test (CPT), Ground Penetration Radar (GPR), etc.
- b) Funcional – analisa o grau de atendimento ao usuário, nas condições operacionais a que a via se destina; diz respeito às condições de conforto, no caso de transporte de passageiros, ou, de forma mais geral, à qualidade de rolamento oferecida pela via permanente à passagem dos trens, estando condicionada, entre outros, ao nível de irregularidade do boleto, à incidência de juntas, à abertura da bitola ou a parâmetros de geometria da via. Poderá estar também ligada a uma resposta resiliente inadequada; mas a avaliação funcional não se preocupa em definir as causas dos defeitos e, algumas vezes, nem os quantifica; só faz uma classificação qualitativa da qualidade de rolamento.

- c) Segurança – visa quantificar aspectos de risco de descarrilamentos, em geral relacionados à relação entre forças verticais e horizontais exercidas sobre o trilho no instante da passagem dos trens, ao atendimento às tolerâncias de geometria da via permanente e a defeitos dos trilhos.

Sobre os modelos de previsão de desempenho, pode-se obter a análise continuada da condição de um pavimento, a qual permite uma avaliação retrospectiva do desempenho; a previsão de condição enseja uma visão perspectiva do desempenho. A Figura 4.1 ilustra esses conceitos.

Figura 4.1 – Ilustração esquemática de curvas de desempenho do pavimento ferroviário

Fonte: SILVA, 2002.

Desenvolvendo relações entre os parâmetros, podem-se obter índices de qualidade e desempenho, como demonstrado na Figura 4.2.

Figura 4.2 – Fluxo de análise dos dados de geometria da via

Fonte: Adaptado de EL-SIBAIE, 2004.

Os dados reduzidos a um grupo de vários parâmetros representam séries matemáticas que podem ser analisadas como uma equação do estado da via em um determinado período. Após obter várias equações em diferentes períodos desses índices, pode-se extrair a relação de degradação para previsão. Enquanto matematicamente complexa em conceito, a atual execução dessa aproximação pode ser relativamente simples com a utilização de *Expert Systems* para a manipulação de uma vasta quantidade de dados geométricos.

4.1 Requisitos de inventário para avaliação da condição

Patra (2014), analisando a padronização europeia, destacou em sua tese de doutorado que a combinação dos dados para a análise da condição e da previsão de desempenho da via abrange informações de tráfego, estrutura e histórico de manutenção, conforme a Tabela 4.1.

Esses dados abarcam o desenvolvimento de modelos empíricos, uma maneira valiosa de tentar obter e entender a resposta do sistema. Nesse sentido, várias relações de predição têm sido desenvolvidas no âmbito da gerência de pavimentos e, em todos casos, tem-se buscado prever o momento dos índices de qualidade críticos para o planejamento da manutenção.

Tabela 4.1 – Dados para avaliação da condição e previsão da degradação

Categoria	Parâmetros	Unidade
Tráfego	Tonelagem cumulativa	MTBT
	Eixos padrão	%
	Velocidade	Km/h
Estrutura	Curva	Graus
	Peso do trilho	Kg/m
	Tipo do trilho	TLS/TCS
	Fadiga do trilho	MTBT acumulada
	Percentual de desgaste do trilho	%
	Fadiga dos dormentes	MTBT acumulada
	Fadiga do lastro	MTBT acumulada
	Índice de colmatação do lastro	%
	Subleito	Rigidez
	Renovação (trilho, dormente, lastro)	MTBT acumulada
Manutenção	Correção geométrica	Exceções
	Esmerilamento	Taxa de desgaste
	Manutenção corretiva de componentes	Taxa de falhas

Fonte: COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION, 2005.

Em geral, nem todos os parâmetros da Tabela 4.1 são utilizados nas equações de degradação para definir um índice futuro (COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION, 2005). Alguns parâmetros apresentam considerável variação estatística, por isso as equações mais utilizadas aplicam apenas os dados de geometria obtidos pelo carro controle e os parâmetros de tráfego (JIANMIN, 2007).

Silva (2002) ressalta que os parâmetros devem ser analisados de acordo com as características de tráfego, ou seja, se a ferrovia é de carga ou de passageiros. Guler (2014) destaca que o transporte de passageiros, uma tradição dos países europeus e do Japão, privilegia altas velocidades, atingindo até 350 km/h em operação comercial tendo em vista o nível leve da carga (média de 170 kN por eixo), buscando, em paralelo, padrões maiores de conforto. Para ferrovias de carga, os esforços chegam a mais de 360 kN por eixo, como exemplo a EFC, cujas composições com trens de mais de 330 vagões circulam com velocidades relativamente baixas (média de 30 a 40km/h), dependendo do traçado. Paiva, Guimarães e Correia (2007) também apresentaram a importância do estudo comparativo entre modais.

Silva (2002) e Almeida (2006) definem que problemas e critérios específicos de manutenção são afetos a um e a outro tipo de transporte. Por exemplo, enquanto os trilhos, no transporte de minério, se desgastam com relativa rapidez, apresentando defeitos bastante característicos, já para linhas de passageiros, o trilho não é uma grande preocupação. O lastro, neste último, é o item crítico, pela possibilidade de limitação de velocidade que podem impor devido aos recalques, que provocam defeitos de geometria frente a problemas de colmatação,

com mudança acentuada de resiliência ou perda de suporte. Os lastros, igualmente, constituem um insumo da maior importância para as linhas de cargas, tendo em vista o nível de severidade com que são solicitados.

Os operadores podem compreender a necessidade de se conhecer a degradação quando indicadores de manutenção ou operacionais permanecem em níveis alarmantes, por exemplo (FERREIRA; MURRAY, 1997): atraso de trens; *Mean Time Between Failures* (MTBF), ou, em português, tempo médio entre falhas; *Mean Time To Repair* (MTTR), ou, em português, tempo médio para reparo; número de *backlog* de manutenção; total de horas de manutenção corretiva dividido pelo total de horas de manutenção preventiva; número de falhas; ou a taxa em que algumas tarefas de manutenção preventiva ou inspeção estão sendo executadas, como o comprimento de via inspecionada por um tempo determinado, e os quilômetros de socaria por um tempo determinado.

Rodrigues (2001) e Sadeghi e Askarinejad (2007) ressaltam a importância de os parâmetros estarem sujeitos às características dos materiais que influenciam o processo de degradação, podendo destacar entre as categorias de tráfego, estrutura e manutenção:

- Velocidade: os efeitos da velocidade operacional influenciam a degradação da via permanente através dos impactos dinâmicos provocados pelos veículos na via.
- Perfil do trilho: quanto melhor o perfil do contato roda e trilho, menor será a intensidade da degradação.
- Tipo do trilho: o comprimento da barra de trilho determina a quantidade de juntas, podendo ser um trilho longo soldado (TLS) ou um trilho contínuo soldado (TCS), sendo a junta um ponto crítico na via; maior ou menor quantidade irá determinar maior ou menor intensidade da degradação.
- Fadiga do trilho, dormente e fixações: a densidade anual de tráfego é intuitivamente reconhecida como a característica operacional mais relevante de degradação. É quantificada pelo tráfego em milhões de toneladas brutas trafegadas por ano, incluindo-se os pesos dos veículos utilizados no transporte, e exerce influência sobre todas as características anteriormente mencionadas (RIBEIRO, 2012). Os materiais apresentam uma vida útil média em MTBT.

Sadeghi e Askarinejad (2007) descrevem ainda que as atividades de manutenção influenciam o processo de degradação, como a correção geométrica, pois as irregularidades causam acréscimos de esforços gerados na interação veículo-via. Ao permitir a falta de precisão nos trabalhos de manutenção, acelera-se o processo de degradação da via e reduzem-se os intervalos de manutenção.

4.2. Identificando segmentos homogêneos

O diagnóstico da degradação da via permanente para toda a sua extensão é uma tarefa complexa devido à diversidade de parâmetros apresentados nos requisitos de inventário. A identificação de segmentos homogêneos no Brasil foi primeiramente introduzida pelo DNER e é uma contribuição significativa para o meio ferroviário. Em 1983, a subdivisão era realizada com as seguintes características:

- homogêneo quanto às condições de superfície;
- homogêneo quanto ao tipo de revestimento;
- homogêneo quanto à geometria;
- limites nos contratos de restauração;
- extensão máxima – 20 km;
- extensão mínima – 300 m;
- limites nos pontos do Plano Nacional de Viação (PNV).

A partir de 1992, por recomendação do Banco Mundial, a subdivisão dos trechos do PNV em subtrechos homogêneos passou a ser antecedida por uma avaliação de caráter funcional, estrutural e operacional de toda a rede rodoviária.

O atual código para classificação dos subtrechos homogêneos descrito pelo DNIT (2011) é composto por cinco campos inseridos após o código tradicional dos trechos do PNV. Nesses campos são inseridas informações referentes à região, à estrutura do pavimento, ao tráfego, à

irregularidade superficial, ao índice de gravidade global dos defeitos e aos dados de deflexão dos trechos em análise, conforme exemplificado pela Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Código atual de identificação do subtrecho homogêneo

5	407	B	1	C
Região	Estrutura do pavimento	Volume de tráfego	Irregularidade da superfície	Deflectometria e IGG

Fonte: DNIT, 2011.

O primeiro campo indica a região do Brasil em que os subtrechos estão inseridos. As regiões são identificadas pelos números de 1 a 5. O segundo campo do código de identificação dos subtrechos homogêneos refere-se à estrutura do pavimento.

O terceiro campo do código identificador dos subtrechos homogêneos refere-se ao volume de tráfego atuante, o Volume Médio Diário (VMD). O quarto campo do código identificador dos subtrechos homogêneos refere-se ao índice de irregularidade superficial, o *International Roughness Index* (IRI). Os limites de classificação de irregularidade superficial referem-se aos valores adotados atualmente para identificação de subtrecho homogêneo, podendo, entretanto, ser alterados mediante o aprimoramento do SGP. O dígito atribuído a este campo refere-se à condição da superfície dos pavimentos e está distribuído em quatro faixas, conforme a Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Código referente à Irregularidade da superfície

Código	Irregularidade superficial
0	IRI < 3 (BOM)
1	$3 \leq \text{IRI} < 4$ (REGULAR)
2	$4 \leq \text{IRI} < 5,5$ (MAU)
3	IRI $\geq 5,5$ (PÉSSIMO)

Fonte: DNIT, 2011.

Por fim, o quinto campo do código identificador dos subtrechos homogêneos está relacionado com a deflexão dos pavimentos e com o índice de gravidade global (IGG) das superfícies. Para o preenchimento deste último campo, utilizam-se tabelas que relacionam os dados de VMD, IRI, deflexão e IGG, e retornam o dígito alfabético (de A D) a ser utilizado.

Rodrigues (2001) fez uma apreciação da variação dos parâmetros de inventário e concluiu que os índices de condição também variam. Fez a subdivisão da via em trechos onde essas características se apresentaram de forma homogênea em toda a sua extensão, facilitando o processo de estimação e reduzindo a quantidade de variáveis explicativas. Não foi uma avaliação de caráter funcional, estrutural e operacional, mas apenas da alteração das

características dos elementos que indicaram a necessidade de delimitar trechos com extensões variáveis.

Rodrigues (2001) também procurou identificar a existência de tendências de diferenças positivas ou negativas, ou se elas ocorrem em função da planimetria do trecho (curva, tangente). Da mesma forma, também devem ser analisadas a ocorrência de trechos inválidos (trechos cuja relação entre os valores de sua extensão teórica e da extensão obtida com o processo de subdivisão da via for menor que 0,85, definida como premissa de análise) e suas tendências.

Rodrigues (2001) avaliou que, quanto menores os coeficientes de variação (CV), mais homogêneos eram os segmentos. Essa avaliação se produziu através da relação entre os valores do desvio padrão e da média de todas as medidas desse parâmetro, executadas no segmento (seção ou trecho).

$$CV = S(x) / E(x) \quad (4.1)$$

Onde:

$S(x)$ = desvio padrão das medidas do parâmetro x efetuadas no segmento;

$E(x)$ = média das medidas do parâmetro x efetuadas no segmento.

Finalmente, Rodrigues (2001) empregou um procedimento de avaliação da eficiência do processo de subdivisão proposto na definição de trechos com medidas dos parâmetros monitorados formados, tomando como base a extensão total da seção (1 quilômetro) com os respectivos conjuntos formados em cada um dos trechos nos quais essa seção se subdivide. Para efeitos de cálculo do desvio padrão, a representatividade estatística considerada deverá ser de 95%, especificando-se um erro de 10% como recomendado pelo autor.

Thomas (2004) descreveu os métodos disponíveis para a segmentação de trechos homogêneos em rodovias, com uma revisão da recomendação da AASHTO (1993), fazendo uma crítica da grande quantidade de dados que precisa ser processada, segundo o método de Rübensam e Schulze (1996) que primeiro atenua uma série de medições e identifica as fronteiras avaliando as diferenças absolutas dos segmentos e os valores limítrofes da série. Por fim, Thomas (2004) descreve seu procedimento, que parte de uma série de medições descritas por um único processo estatístico em particular, e que insere uma fronteira entre os segmentos sempre que houver uma mudança nos parâmetros que regulam o processo.

Vale ressaltar que a AASHTO (1993) define que a subdivisão é indicada sempre que a "tendência" na série de diferenças acumuladas muda de positivo para negativo ou vice-versa.

No entanto, a série de medição é relativamente variável, como os dados obtidos no levantamento a laser nas estradas modernas, e carece de critérios adicionais para restringir o número de segmentos identificados, já que as mudanças "não substanciais" na tendência são muito frequentes nessas séries e devem ser ignoradas.

A AREMA (2015) ressalta a importância da segmentação da via para análises de qualidade. Os seguintes fatores devem ser considerados:

- O tipo da estrutura da via permanente no segmento deve ser homogêneo. Combinar diferentes tipos de via permanente, como lastreada e sem lastro no mesmo segmento, deve ser evitado.
- O alinhamento do segmento deve ser homogêneo, ou seja, segmentos que combinam curva e tangente devem ser evitados.
- O comprimento do segmento não deve ser muito longo (maior que um quilômetro) ou muito curto (menor que 100 m).
- As práticas de manutenção que podem ser eficientes no segmento devem ser consideradas.
- Recomenda-se o uso de comprimentos fixos, variáveis ou janelas móveis.

A AREMA (2015) descreve resumidamente a análise de subdivisão da via conforme a tabela 4.4. A decisão de escolha do tamanho do segmento está correlacionada ao projeto da ferrovia e a seu histórico de manutenção. Por exemplo, uma ferrovia com curvas de raios pequenos pode gerar desgaste excessivo nos trilhos e consequentemente uma estratégia de manutenção diferenciada para curvas e tangentes.

Tabela 4.4 – Descrição da segmentação da via e utilização típica

Tipo	Descrição/Exemplos	Utilização típica para análises de índices
Comprimento variável	Mesmo tipo de estrutura, mas comprimento do segmento irá variar Geometria Curva Tangente AMV Passagem em nível Pontes Túneis Tipos de estruturas: Vias lastradas ou sem lastro Dormentes de madeira, aço ou concreto Fixação direta, elástica ou <i>slab track</i> Densidade de tráfego Territorial	Substituição de trilhos em tangentes e curvas Análises de degradação da via Esmerilamento de trilho Priorização da via
Comprimento fixo	Comprimento de segmentos fixos definidos pela localização 1/4 km, 1/10 km, 100 metros Postos de troca de maquinistas	Condição de todos os segmentos Priorização da via Análises de degradação da via
Janelas móveis	Comprimentos predeterminados que mudam ao longo da via Alterar locais de análise fixa	Planejamento de produção de manutenção Análises de degradação da via Crescimento de parâmetros Avaliação da eficiência de manutenção

Fonte: AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE-OF-WAY ASSOCIATION, 2015.

4.3 Formas de avaliação da Via Permanente

Este tópico descreve como o processo de degradação é complexo, uma vez que o mecanismo envolve parâmetros como carga por eixo, velocidade, clima, características da via e topografia. Em 2017, os esforços das pesquisas têm conduzido análises não apenas para os problemas da degradação, mas também para determinar a contribuição de cada parâmetro.

Nos últimos anos, houve várias tentativas de construir modelos de degradação, desde os mais simples com um único parâmetro até os mais compreensivos com diversas variáveis. Pode-se dizer que as formas de avaliação da via permanente estão conexas ao modelo de degradação e, da revisão da literatura, podem ser caracterizados em (SADEGHI; ASGARINEJAD, 2007):

- degradação estrutural da via permanente;

- degradação geométrica da via permanente.

Do ponto de vista estrutural, o modelo desenvolvido é baseado na progressão dos defeitos na estrutura física, como o recalque do lastro, sublastro e subleito, o desgaste e a corrugação do trilho. Shenton (1984), Sato (1997), Chrismer e Selig (1993), e Santos (2015) têm desenvolvido modelos nessa área. Já do ponto de vista geométrico, a reflexão do estado atual da condição da via usa parâmetros de geometria, como alinhamento longitudinal e transversal. Alguns desses modelos foram desenvolvidos por Bing (1983), Silva (2002), Madejski (2014), Roghani e Macciotta (2015) e Ildefonso (2013) e, recentemente, passaram a ser aplicados em diversos países. De fato, ambos os pontos de vista estão correlacionados, pois qualquer desvio na geometria é resultado de problemas estruturais (BERGGREN, 2009).

Pesquisadores observaram que a via permanente degrada rapidamente e que o conhecimento do processo de degradação colabora para análises de mitigação dos problemas associados à segurança operacional. As exposições seguintes constituem teorias e práticas correntes relacionadas ao processo de degradação da via permanente.

Ferreira e Murray (1997), por exemplo, investigaram os fatores físicos que mais impactam na deterioração da via. De acordo com os resultados, os autores abordam que o declínio da qualidade da via está especialmente condicionado a três parâmetros dependentes: forças dinâmicas, carga por eixo e velocidade da composição. A velocidade contribui para o processo de degradação, pois aumenta as forças dinâmicas. A carga contribui para o desgaste e a fadiga do trilho, o desgaste da roda, e as deformações nos trilhos e dormentes. Como consequência dos defeitos nos trilhos e dormentes, o boleto do trilho perderá resistência, a fixação perderá a pressão, e o lastro redistribuirá a tensão. Essas situações vão reduzir a segurança e o conforto, e aumentar a degradação dos componentes da via.

Outra abordagem reportada por Larsson (2004) analisou que, para uma mesma carga por eixo e velocidade, foi constatado que o desgaste e a fadiga do trilho são consideravelmente afetados pela geometria da via. Por exemplo:

- Curvas de raios pequenos implicam em desgastes maiores no boleto;
- Tangentes implicam em falhas no trilho por fadiga.

Larsson (2004), utilizando dados de ferrovias suecas, correlacionou vários raios de curvatura e o índice de degradação do trilho (Figura 4.3).

Figura 4.3 – Índice de degradação do trilho em função do raio de curva

Fonte: LARSSON, 2004.

Como indicado na Figura 4.3, os raios menores apresentam um índice de degradação maior comparado com uma tangente. Índices altos indicam uma menor vida útil dos trilhos. O desgaste, nesse caso, resultou na degradação e em uma vida útil pequena, enquanto a ruptura por fadiga demora a acontecer sendo menos suscetível ao raio (ZAREMBSKI, 1997).

Para ilustrar melhor a vida útil do trilho, a Tabela 4.5 esboça o efeito da estratégia de esmerilamento da Canadian Pacific para reabilitação do trilho. Pode ser observado na tabela que, quando a estratégia de esmerilamento se move de corretiva para preventiva, a vida do trilho aumenta consideravelmente por diminuir os defeitos de Rolling Contact Fatigue (RCF). O esmerilamento corretivo exige cortes profundos e pouco frequentes, enquanto o preventivo exige cortes pequenos, mas mais frequentes (KALOUSEK et al., 1989). Geralmente, para ferrovias de carga pesada, o intervalo mínimo para esmerilamento está na faixa de 10-15 milhões de toneladas brutas (CANNON et al., 2003).

A taxa de desgaste é o parâmetro que controla a vida do trilho porque, quando o desgaste atinge o limite de manutenção/segurança, o trilho deve ser substituído. Já a vida do trilho por fadiga é atingida quando o número de defeitos de RCF numa seção de via específica atinge o seu limite. A Tabela 4.5 também apresenta uma comparação entre a vida útil do trilho em três cenários segundo (MAGEL e SROBA, 2007).

Tabela 4.5 – Estratégia de esmerilamento vs. vida do trilho para Canadian Pacific Railway

Critério	Sem esmerilamento	Esmerilamento corretivo	Esmerilamento preventivo
Taxa de desgaste do trilho (mm/MTBT)	0,04	0,06	0,03
Vida do trilho (MTBT)	469	367	844
Fadiga do trilho (MTBT)	331	496	1322

Fonte: MAGEL; SROBA, 2007.

A diferença entre a vida do trilho por desgaste e por fadiga é ilustrada na Figura 4.4. Pode-se observar que, à medida que a taxa de remoção de material aumenta, a resistência ao desgaste do trilho diminui, aproximando-se do limite de segurança do trilho. Por outro lado, o aumento da taxa de remoção de material aumenta a vida do trilho, porque tira o RCF antes que as trincas se tornem críticas.

A Figura 4.4 também ilustra o fenômeno denominado de "taxa de desgaste mágica" ou "*magic wear*". A taxa de desgaste mágica é a taxa de desgaste em que a estratégia preventiva de esmerilamento deve atingir a mais alta confiabilidade para o trilho. Como mostrado na figura, quando a taxa de desgaste está abaixo da taxa de desgaste mágica, a vida do trilho é determinada por RCF, ao passo que, quando a taxa de desgaste é maior que a taxa de desgaste mágica, a vida do trilho é determinada pelo desgaste.

Figura 4.4 – Relação entre RCF, desgaste e do trilho

Fonte: MAGEL; SROBA, 2007.

Outra avaliação da via permanente foi descrita por Pita et al. (2007) e Berggren (2009), na qual investigaram a influência da rigidez da via na deterioração, sendo a rigidez da via a relação entre a força aplicada e o deslocamento dos trilhos. Baseados em seus estudos experimentais, os autores encontraram valores de rigidez que produziam efeitos negativos, especialmente nas

tensões verticais no contato da roda com o trilho. Foram analisados valores ótimos de rigidez vertical da via, para minimização de custos. O equilíbrio foi obtido com valores entre 70-80 kN/mm para linhas com trens em alta velocidade e carga por eixo de até 22 toneladas.

Pita e Berggren também se referiram ao efeito da manutenção (socaria, esmerilamento, lubrificação etc.) na melhoria da qualidade da via permanente. Pode-se observar que, quanto maiores as áreas de contato entre os dormentes e os lastros, maior era a distribuição da carga e menor a degradação da via.

Mais análises foram realizadas por Lichtberger (2001), que debateu o efeito da condição inicial da via e a degradação rápida em uma fase inicial e mais lenta em uma segunda fase conforme a Figura 4.5. Esveld (2002) e Zwanenburg (2006) discutiram que a utilização de palmilhas sob os dormentes poderia ajudar a reduzir as vibrações e minimizar o desalinhamento da via. Também que as utilizar materiais com qualidade superior podem auxiliar na resistência e reduzir o efeito da degradação.

Assim como os estudos de degradação do trilho temos que todos os estudos sobre degradação de materiais de via permanente possuem um objetivo único que é definir o limite de qualidade e a decisão do momento de intervir na via. Por exemplo, a Figura 4.5 apresenta um esquema de degradação do lastro.

Figura 4.5 – Modelo de degradação do lastro

Fonte: LICHTBERGER, 2001.

A figura demonstra que após a construção ou atividade de manutenção, um novo ciclo de degradação se inicia e que durante a operação dos trens, a qualidade é afetada por diversos parâmetros e, quando os defeitos somados atingem um limite, as atividades de manutenção como a correção geométrica são necessárias para retomar um patamar de segurança.

A fase inicial descrita na Figura 4.5 corresponde a uma curva, caracterizada pelo recalque do lastro devido à acomodação dos agregados até a compactação (LICHTBERGER, 2001). A segunda fase da degradação é caracterizada por uma degradação lenta e com crescimento linear proporcional ao ciclo de carregamento (LYNGBY, 2009). Vários mecanismos de lastro e subleito podem ser analisados durante o processo de degradação, como a redução de volume devido ao rearranjo das partículas do lastro ou a penetração do lastro no subleito. Subsequentemente, a eficiência da manutenção diminuirá e o período entre duas manutenções também diminuirá. Quando a correção geométrica for ineficiente, torna-se necessária a reconstrução da linha.

Para ser possível gerenciar as decisões de manutenção deve-se contabilizar riscos e custos ao longo da vida da via permanente. Os tipos de modelos de previsão de desempenho, que são ferramentas analíticas discutidas, no Capítulo 3, foram classificados (SILVA, 2002):

- a) Modelos de simulação: podem ser em escala real ou reduzida. Os processos de degradação podem ser acelerados para a formulação matemática do modelo.
- b) Modelos analógicos: são criadas analogias; por exemplo, com modelos reológicos conhecidos de materiais componentes do pavimento.
- c) Modelos mecanísticos: baseiam-se em modelos teóricos (por exemplo, teoria da elasticidade, teoria da plasticidade, teoria dos estados críticos etc.). Têm como vantagem não necessitarem de dados históricos e, como grande desvantagem, em geral não permitem previsão de desempenho por não serem expressos como uma função do tempo. Prestam-se muitas vezes, no entanto, como suporte para outros modelos.
- d) Modelos empíricos: utilizam extrapolações de linha reta (mais precárias) ou técnicas de regressão estatística linear ou não linear. As regressões estatísticas são muito utilizadas, por isso há uma experiência acumulada no seu emprego; por outro lado, exigem a disponibilidade de dados históricos.
- e) Modelos mecanístico-empíricos: nesses modelos, o parâmetro de controle da condição do pavimento é relacionado à medidas de deterioração estrutural ou funcional que se constituem em variáveis independentes, em equações de

regressões não lineares, se necessário, e os critérios de ajuste ao campo podem fazer uso de fatores experimentais de “correção”.

f) Modelos probabilísticos:

– curvas de sobrevivência: as curvas de sobrevivência expressam a porcentagem de extensão de pavimento, no trecho em estudo, que permanece sem necessidade de manutenção significativa em função do tempo ou do tráfego acumulado. As curvas são obtidas a partir de dados históricos.

– processos de transição de Markov: com base na experiência de especialistas, o processo de Markov estima, por meio de uma matriz de probabilidades, o estado futuro a partir da medição do estado atual do pavimento. A grande vantagem oferecida pelo método é não requerer base de dados históricos; ao mesmo tempo, essa característica pode ser um problema: o método não tem “memória”.

Selig (1997), Silva (2002) e Pita et. al (2007) definem modelos mecanístico-empíricos para análise de desempenho de pavimentos em nível de gerência de projeto para avaliar as melhores alternativas de reabilitação do pavimento. Para essas atividades existem ganhos significativos de produtividade a serem realizados na manutenção da via permanente com o advento da mecanização, possibilitando maior qualidade funcional e menores tempos de intervenção.

Aliados aos modelos de desempenho foram introduzidos conceitos de suporte a decisão, tal como, Patra (2014) descreve que desde a fase de concepção do projeto é preciso considerar não só o custo, mas também aspectos como confiabilidade, disponibilidade, manutenção, segurança (Reliability, Availability, Maintainability, and Safety – RAMS) e o custo do ciclo de vida (Life Cycle Cost – LCC).

Outro conceito aliado à análise da degradação dos materiais é a ferramenta de modo de falha, efeitos e análise crítica (Failure Mode, Effects and Criticality Analysis – FMECA) o qual pode ser muito útil para revelar os mecanismos de falha. Para apoiar essa tarefa, quatro progressões de falha são definidas, a saber (JOVANOVIĆ, 2006):

1. O componente é submetido à degradação progressiva, que pode ser observada por equipamento adequado.
2. O componente é submetido à degradação progressiva que não pode ser observada.

3. O componente é submetido a uma degradação súbita, que pode ser observada pelo equipamento adequado.

4. O componente é submetido ao choque, conduzindo à falha imediata.

Após descrever diversos conceitos e estudos realizados sobre formas de avaliação da via permanente, pode-se realizar as seguintes perguntas para serem respondidas na presente pesquisa:

- Quais são as condições atuais da via permanente (índices de qualidade)?
- O que vai ser necessário a curto prazo, bem como a longo prazo (previsão de ações de manutenção)?
- O que deve ser feito primeiro (priorização das atividades de manutenção)?

4.4 Avaliação da Qualidade Estrutural da Via

4.4.1 A via permanente como uma estrutura

Hay (1982) descreve que a excelência da via permanente possibilita o aumento gradativo de carga das rodas e de velocidade. A via aparentemente é uma estrutura simples com um arranjo de poucos componentes individuais, mas é ao mesmo tempo uma estrutura com características complexas sujeita a uma variedade de forças e tensões.

A estrutura da via férrea pode ser subdividida em dois grandes conjuntos de acordo com (SELIG, WATERS, 1994) e adaptado nesta tese para: i) superestrutura e ii) infraestrutura. A superestrutura é composta pelos trilhos, elementos de ligação, dormentes, lastro e sublastro. A infraestrutura é composta pelo subleito, que se divide em reforço do subleito e terreno natural, como mostra a Figura 4.6.

Figura 4.6 – Esquema estrutural da via com lastro: perfil transversal

Fonte: Adaptado de SELIG; WATERS, 1994.

Para seu dimensionamento, ultimamente faz-se o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos com a utilização de programas de computação melhores identificadas na Figura 4.7.

Figura 4.7 – Tensões, deformações e deslocamentos nas camadas do pavimento

Fonte: Adaptado de BRANCO et al., 2006.

Os esforços principais que interferem no dimensionamento da via são oriundos das cargas verticais. Para Hay (1982), a distribuição desses esforços se dá através do contato aço-aço, que ocorre entre as rodas do vagão e os trilhos.

Este contato roda/trilho é melhor estimado com o cálculo do coeficiente de impacto (coeficiente dinâmico), comumente utilizando a fórmula da American Railway Engineering and Maintenance of Way Association (AREMA, 2015):

$$I = 1 + (33 V / 100 D); \quad (4.2)$$

Onde:

I = Fator de impacto dinâmico;

V = Velocidade operacional em milhas por hora;

D = Diâmetro das rodas em polegadas (locomotivas e vagões).

Sobre a análise de impacto dinâmico existem muitas diretrizes de projeto para esses que usam cargas históricas das rodas e fatores que podem não ser necessariamente representativos do carregamento experimentado no pavimento. Sem uma compreensão clara da natureza dessas cargas e da forma como os processos se refletem, é impossível avaliar adequadamente a superestrutura para fazer melhorias no projeto. Portanto, há de se medir as cargas reais para estabelecer as bases para uma compreensão aprimorada e completa do ambiente de carregamento usando, por exemplo, as cargas das rodas capturadas pelos detectores de impacto de roda.

4.4.2 Parâmetros estruturais

Definida a estrutura do pavimento ferroviário e a introdução do impacto dinâmico, vale descrever os parâmetros que comumente são utilizados em programas computacionais:

1- Superestrutura:

- Trilhos: tipo, base (m), altura (m), massa específica (ρ) [kg/m^3], módulo de elasticidade (E) [N/m^2], coeficiente de Poisson (ν).
- Elementos de fixação: rigidez da fixação (k) [N/m].
- Dormente: tipo, base, altura, comprimento, massa específica (ρ) [kg/m^3], módulo de elasticidade (E) [N/m^2], coeficiente de Poisson (ν).
- Lastro, sublastro: massa específica (ρ) [kg/m^3], módulo de resiliência (MR) [N/m^2], coeficiente de Poisson (ν), ângulo de atrito (ϕ) [$^\circ$], coesão (c') [Pa], geometria da seção.

2- Infraestrutura:

- Reforço do subleito e terreno natural: massa específica (ρ) [Kg/m^3], módulo de resiliência (MR) [N/m^2], coeficiente de Poisson (ν), ângulo de atrito (α) $^\circ$, coesão (c') [Pa], permeabilidade (k), altura da camada utilizada para análise das tensões.

Contudo, autores como Zarembski (2005), Sadeghi e Askarinejad (2007), Patra (2014) e Fateh e Carr (2015) concordam que a obtenção dos dados de campo de cada subtrechos para a gerência em nível de projeto é uma tarefa com altos custos e que pode não atender ao prazo para a priorização dos serviços de manutenção.

Assim, vale retomar uma lista de contribuintes que otimizaram a análise estrutural *in situ* da via permanente, sendo eles: da Europa, Winkler, Schwedler, Cuenot, Corini, Zimmermann e as pesquisas da British Railways; nos Estados Unidos, Timoshenko, Talbot, Westergard, Kilyeni, Meachan, Lundgren, Martin, Tayabji e Thompson; e, no Canadá, Raymond e Caldwell.

Winkler (1867) descreveu a hipótese de que a reação de suporte longitudinal abaixo do trilho é proporcional a sua deflexão. O Projeto ASCE-AREA Special Committee on Stresses in Railway Track coordenado por A. N. Talbot, propôs um modelo de análise (método de Talbot) basicamente análogo ao apresentado por Zimmermann (1888). A sua diferença fundamental é que o modelo não admite de forma explícita a hipótese de Winkler (1867). Introduz o conceito de módulo de via, definido como o carregamento linear uniformemente distribuído, de baixo para cima, de reação do lastro às cargas de tráfego, que permite uma deflexão unitária no trilho, e pode ser expresso por:

$$p = -uy \quad (4.3)$$

Onde:

p = o carregamento linear uniformemente distribuído de reação do lastro às cargas de tráfego;

u = o módulo de via, cuja dimensional é $[F][L]^{-2}$;

y = deflexão do trilho.

O módulo de via é determinado a partir de uma prova de carga estática sobre a via e tem a característica de ser um parâmetro global que representa o comportamento da via como um

todo, não sendo possível distinguir-se a contribuição isolada de cada camada do pavimento ferroviário, composto por materiais tão díspares do ponto de vista da rigidez individual como são o dormente, as fixações, o lastro e o subleito. Deve ser realçado que se considerar um “módulo de via” único não permite quantificar isoladamente cada fator que está contribuindo para o comportamento da via e, portanto, impede de se propor em correções coerentes quando os problemas surgem. Outrossim, o módulo de via não determina separadamente a contribuição das camadas de lastro, sublastro e subleito.

A equação diferencial, constituída a partir da hipótese fundamental de Winkler (1867) e conforme proposta por Talbot (1918), é dada por:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + uy = 0 \quad (4.4)$$

Onde:

E - módulo de elasticidade do trilho;

I - momento de inércia do trilho;

u - módulo de via; e

y - deflexão do trilho.

A solução para a equação 4.4, considerando-se a deflexão do trilho, $y(x)$, a qualquer distância x , ao longo do trilho, a partir de um carregamento simples P , é:

$$y = \frac{P}{(64EIu^3)^{1/4}} e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sen \lambda x) \quad (4.5)$$

Onde:

P = carga por roda;

$e = 2,7183$ (neperiano);

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

x = distância para qualquer ponto a partir do carregamento sobre curva de deflexão.

As sucessivas derivações da equação da deflexão (4.5) fornecem a inclinação, o momento fletor, o esforço cisalhante e a intensidade do carregamento, sequencialmente. A deflexão e o momento máximos ocorrem no ponto de aplicação do carregamento (debaixo da roda), onde $x = 0$. A equação, a seguir, foi obtida inserindo-se $x = 0$ na equação 4.5:

$$Y_0 = -\frac{P}{(64EIu^3)^{1/4}} \Rightarrow \text{Deflexão máxima} \quad (4.6)$$

O módulo da via não pode ser determinado através de uma medida direta. Contudo, pode-se medir a deflexão e, substituindo-se este valor na equação da deflexão (4.7), obtém-se o módulo da via:

$$u = \left[\left(\frac{P}{Y_0} \right)^4 \frac{1}{64EI} \right]^{1/3} \quad \text{ou} \quad u = \sqrt[3]{\frac{P^4}{64EIY_0^4}} \quad (4.7)$$

Na avaliação dos três diferentes métodos de cálculo do módulo de via vertical apresentados por Zarembski e Choros (1979), esses autores chegaram à conclusão de que a proposição de Talbot (1918) se mostrou mais aplicável às medições obtidas em campo, requerendo um número mínimo de valores de deflexão da via.

Segundo Selig e Waters (1994), o módulo de via deve ser calculado a partir de medições das deflexões impostas pelo carregamento no campo. Além disso, os autores citam que existem basicamente três meios de se calcular, a partir de dados experimentais, os quais são: i) ensaio de carga pontual (equação 4.8); ii) ensaio da bacia de deflexão (equação 4.7); e iii) ensaio com veículos de cargas múltiplas (equação 4.9).

$$P = u.Ay \quad (4.8)$$

Onde:

Ay = bacia de deflexão, diferença entre duas deflexões ocasionada por carregamento leve e pesado (m).

$$u = \sum P_i / a \sum_{i=1}^m y_i \quad (4.9)$$

Onde:

P_i = carga de cada eixo (KN);

a = espaçamento entre dormentes (m);

m = número de dormentes;

y_i = deflexão no trilho no i ésimo dormente (m).

4.4.3 Valores limites de avaliação da via

As tensões, deformações e deslocamentos poderão ser então abrangidos no pavimento ferroviário como o módulo de via. Através dos valores modulares, pode-se verificar a rigidez das camadas constituintes do pavimento. Segundo Ahlf (1975), valores inferiores a 13,7 MPa indicam um baixo desempenho da via; valores entre 13,7 e 27,5 MPa indicam um desempenho médio; e módulos maiores que 27,5 MPa indicam um bom desempenho. Para Patra (2014), o limite superior para módulos adequados de via é de 69 MPa. Segundo o autor, esse valor garante que as tensões no lastro não superarão o valor máximo de 4,56 kgf/cm² permitido pela AREMA para lastros de boa qualidade e elevada resistência a abrasão. Não menos importantes serão as etapas de verificação da vida de fadiga e a determinação dos modelos de fadiga.

Ao mesmo tempo em que módulos de via mais elevados equivalem a maiores tensões nos trilhos nas proximidades do ponto de aplicação de carga, significa também menores deflexões nos trilhos. No entanto, a equação teórica não considera a deflexão causada pela deformação permanente, que ocorre devido à degradação mais acelerada dos componentes quando submetidos a carregamentos mais elevados. Por outro lado, para módulos pouco elevados, as tensões nos trilhos são menores, mas as deflexões são maiores. Isso mostra que existe uma faixa ótima para o módulo de via, na qual não ocorrem grandes deflexões ou tensões.

As características do suporte de via, incluindo medição do módulo de via, rigidez ou deflexão, são importantes porque afetam significativamente o desempenho e a manutenção da via. Baixo módulo de via tem demonstrado causar recalques diferenciais, que subsequentemente, aumenta as necessidades de manutenção (SUSSMANN et al., 2001; READ et al., 1993). Grandes variações na faixa do módulo de via, tais como aquelas que são frequentemente, encontradas nas proximidades de pontes e passagens em nível, têm sido

estudadas, pois aumentam a carga dinâmica (DAVIS et al., 2003; ZAREMBSKI; PALESE, 2003). O aumento da carga dinâmica reduz a vida útil dos componentes da via, o que resulta ciclos de manutenção mais curtos (DAVIS et al., 2003).

Tutumluer et al. (2015) conduziram estudos de recalques na zona de transição de pontes, verificando a degradação do lastro de diferentes fornecedores, em treze seções, por um modelo discreto de imagens, também foi analisado uma alteração da geometria criando uma rampa para mitigar os defeitos na zona de transição.

Demonstrou-se que a redução das variações na faixa módulo de via em passagens em nível conduz a um melhor desempenho e menos manutenção (ZAREMBSKI; PALESE, 2003). Também tem sido sugerido que módulos de via elevados permitem velocidades de circulação mais elevadas e, por conseguinte, aumentam o desempenho e a receita (HEELIS et al., 1999). A qualidade do percurso, tal como indicado pela aceleração vertical, é também dependente do módulo de via.

O elemento principal para iniciar a avaliação estrutural de pavimentos é o levantamento deflectométrico, ou seja, a medida das deflexões ocorridas no pavimento quando sujeito à ação do tráfego: deformada, deformada completa, bacia de deflexão, bacia de deformação; deflexão máxima; raio de curvatura. A Figura 4.8 apresenta faixas de variação do módulo de via como proposta de gestão estrutural da via permanente.

Figura 4.8 – Deflexão máxima (mm) para 13,39 ton por roda

VARIAÇÃO	COMPORTAMENTO DA VIA
A	Variação de deflexão onde a via pode durar indefinidamente
B	Máxima deflexão desejada para a via de tráfego pesado prover a combinação de flexibilidade e rigidez
C	Limite desejável para vias de tráfego leve
D	Via pobre e mal mantida cuja deterioração foi acelerada

Fonte: Adaptado de Hay, 1982.

Os levantamentos de informações para definição dos segmentos de estudo dependem do conhecimento básico sobre a modelagem do trilho como viga e os parâmetros estruturais que influenciam nesse cálculo, o que possibilitará o planejamento inicial das medições de campo e dos parâmetros envolvidos na análise.

A AREMA (2015) recomenda para linhas com fundação elástica, para cargas de 16,07 ton, com velocidade de 88,5 km/h um limite de deflexão de 6,35 mm e para fundações rígidas uma deflexão mínima desejável de 3,18 mm.

4.4.4 Monitoramento da estrutura da via permanente

A avaliação da capacidade estrutural possibilita conhecer a competência da via permanente resistir aos efeitos da deterioração produzida pelas cargas de tráfego. A partir dessa informação, pode-se selecionar e dimensionar alternativas de reabilitação e reconstrução mais adequadas para os segmentos priorizados.

Fateh e Carr (2015) apresentam o módulo de via como um dos indicadores aceitos pelos operadores ferroviários dos Estados Unidos, mas anteriormente foram realizados apenas ensaios de campo localizados nos quais foi demonstrado que é possível medirem-se os valores de baixo módulo via, módulo de via variável, deflexão nula, deformação total variável e deflexão inconsistente. No passado, tais sistemas foram utilizados para identificar segmentos de baixo desempenho. Essas medidas têm sido úteis; no entanto, são caras e só são realizadas em distâncias curtas (dezenas de metros). A capacidade de fazer essas medições continuamente ao longo de grandes segmentos ainda é desejável.

Silva (2002) elucidou, em termos de análise teórica, os métodos de Zimmermann (1888) e de Talbot (1918), que são os mais difundidos. Ambos são baseados na hipótese da viga continuamente apoiada.

Há processos destrutivos, não destrutivos e, segundo Bernucci et al. (2008), há equipamentos semidestrutivos para avaliação estrutural de pavimentos.

a) Procedimentos destrutivos

Os procedimentos destrutivos consistem na coleta de amostras deformadas ou indeformadas *in situ* para inspeção visual ou ensaios de laboratório, e para obter informações

de cada camada da superestrutura e do subleito: espessuras, o tipo de material constituinte; teor de umidade; California Bearing Ratio (CBR), módulo de resiliência, resistência a tração e compressão, comportamento a fadiga e deformações permanentes sob cargas repetidas.

b) Procedimentos não destrutivos

Trata-se do escopo desta pesquisa, com as medidas de deflexões recuperáveis na superfície do pavimento por meio de equipamentos denominados deflectômetros. A deflexão recuperável representa a resposta das camadas do pavimento e do subleito, quando submetidos a uma determinada carga. O carregamento gera tensões e deformações provocando flexão na superestrutura, cuja repetição é responsável pelo fenômeno de fadiga nos trilhos, afundamentos e deformação plástica.

A deflexão superficial sob o ponto de aplicação da carga depende das características do conjunto de todo o pavimento; sendo que a medição do deslocamento elástico em vários pontos a partir da carga é denominada bacia de deflexão ou linha de influência da carga sobre um ponto do pavimento, pois quanto mais distante do centro de aplicação da carga é influenciada pelas características do subleito, e quanto as deflexões intermediárias são influenciadas pelas características da camada de lastro e sublastro.

As deflexões recuperáveis indicam o comportamento elástico da estrutura da via permanente sob um carregamento conhecido, mas a deflexão máxima não é suficiente para caracterizar a condição estrutural, pois estruturas de pavimentos distintos podem apresentar a mesma deflexão máxima.

A partir da bacia de deflexão, é possível estimar parâmetros de deformabilidade elástica de cada camada da via permanente por meio de técnicas de retroanálise. Os parâmetros que influenciam devem ser estudados, como umidade, temperatura e módulo de resiliência das camadas.

A determinação dos módulos de elasticidade das camadas de um pavimento, por meio de levantamento deflectométrico, não só avalia a condição estrutural de cada camada, mas também permite uma previsão confiável das respostas da estrutura submetida às cargas de tráfego, na forma de tensões e deformações. Essas respostas formarão a base para previsões de desempenho de modelos do tipo mecanísticos-empírico.

4.4.5 Classificação de equipamentos deflectométricos

A maioria dos equipamentos para medidas de deflexão amplamente divulgados pertencem ao meio rodoviário e, segundo Lytton (1987), são classificados em estáticos e quase estáticos, dinâmico vibratórios, dinâmicos de impulso e equipamentos para análise de deflexão em desenvolvimento.

a) Estáticos e quase estáticos:

Medem as deflexões sob carregamento estático ou sob deslocamento muito baixo, variando de 1,6 a 1,8 km/h. Inclui o ensaio de placa e a viga Benkelman (Figura 4.9) para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis.

Figura 4.9 – Viga Benkelman sob prova de carga

Fonte: DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1994.

Consiste de uma viga, normalmente de alumínio, com três pés, sendo um traseiro e dois dianteiros. Um braço de prova é articulado na parte frontal da viga; o braço maior contém a ponta de prova da viga e o braço menor aciona um extensômetro com precisão de 0,01 mm. Dispõe ainda de um pequeno vibrador, para evitar travamentos do ponteiro do extensômetro. A relação entre o braço maior e o menor é de 2:1, 3:1 ou 4:1. A ponta de prova é colocada sob o centro de uma roda dupla traseira direita de um caminhão basculante com carga de 40 kN. Uma vez instalada a ponta de prova, faz-se uma leitura inicial L_0 no extensômetro. A leitura final L_f

é obtida quando o caminhão se desloca lentamente para frente, a mais de 5 metros do ponto de ensaio, espaço que permite ao pavimento recuperar sua condição inicial. A deflexão máxima é dada pela expressão:

$$D_0 = (L_0 - L_f) \times F \quad (4.10)$$

Onde:

D_0 : deflexão máxima no ponto de prova, em centésimos de milímetros;

L_0 e L_f : leituras inicial e final, em centésimos de milímetros;

$F = a/b$: constante da viga, onde a e b são as dimensões do braço maior e menor em centímetros.

Para determinar a bacia de deflexão, há necessidade de afastar o caminhão a cada 25 cm a partir do ponto de prova do pavimento, fazendo-se leituras intermediárias.

No Brasil, esse tipo de medição é realizada há mais de 30 anos, e seu uso é normalizado pelos métodos de ensaio DNER-ME 24/94 – Determinação das linhas de influência longitudinal da bacia de deformação por intermédio da viga Benkelman (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1994) e pelo procedimento DNER-PRO 175/94- Aferição de viga Benkelman (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1994b).

Silva (2002) registrou em sua tese as bacias de deflexão com a viga Benkelman para a via permanente no projeto denominado FLUMITRENS. Os ensaios consistiram no registro das deflexões produzidas (Tabela 4.6) por um vagão carregado de lastro, com cerca de 232 kN por eixo, tendo sido tomadas leituras a espaçamentos regulares, a cada 70 cm de deslocamento do vagão de teste. Realizaram-se, pelo menos, três ensaios por local estudado, e tomou-se a média como representativa do comportamento do trecho.

Tabela 4.6 – Resultados de ensaios de campo realizados nos trechos estudados da FLUMITRENS

TRECHO	DORMENTE E FIXAÇÃO	ESTADO DA DORMENTAÇÃO	ÍNDICE DE CONTAMINAÇÃO	MÓDULO DE VIA(*)		DEFLEXÃO MÁXIMA (10 ⁻² mm)
				TD (MPa)	TE (MPa)	
DP	madeira/Pandrol	Médio	MC/C	41	25	276 (TE)
M	madeira/Pandrol	Ruim	C	10,4	10,4	586 (TE)
NI	madeira/Pandrol	Médio	C	42	46,5	812 (TE)
DC	madeira/Pandrol	Bom	C/AC	33,3	25	548 (TE)
OC	madeira/tirefão	Ruim	MC/C	13,7	15,3	346 (TE)
BR	madeira/tirefão	Médio	C	21,5	40	282 (TE)
R	madeira/tirefão	Ruim	C	18	13	470 (TE)
P5	monobloco/Pandrol	Bom	L/C	22	17	-
P15	monobloco/Pandrol	Bom	ML	16	54	-
P25	monobloco/Pandrol	Bom	ML/C	5,2	13,5	750 (TD)
P35	monobloco/Pandrol	Bom	AC	7,7	11	492 (TD)
C	monobloco/Pandrol	Bom	AC	7,7	36,4	268 (TE)
EP	monobloco/Pandrol	Bom	MC/C	53	53	215 (TE)
VF	monobloco/Pandrol	Bom	L/C	56	86	194 (TD)
CB	monobloco/Pandrol	Bom	M/C	40	50	114 (TE)
SD	bibloco/RN	Ruim	AC	63,5	-	282 (TD)
CS	bibloco/RN	Bom	C	38	16,5	204 (TD)
T	bibloco/RN	Médio	C	13	42,5	296 (TE)

(*)Módulo de Via referido à carga de 200 kN no eixo (TD) = trilho direito, (TE) = trilho esquerdo

Fonte: SILVA, 2002.

A Tabela 4.6 apresenta os resultados obtidos, em cada trecho estudado, referentes aos ensaios de campo de módulo de via e deflexão máxima com a viga Benkelman, acompanhados dos respectivos índices de colmatção (AC – altamente colmatado; MC – moderadamente contaminado; C – contaminado; L – limpo; ML – moderadamente limpo) e da avaliação local do estado de conservação dos dormentes. Deve ser ressaltado que o módulo de via indicado na Tabela 4.6 é referente à carga por eixo de 200 kN, e foi obtido utilizando-se a expressão (4.7) representando, pontualmente, a resposta da via a um nível de solicitação compatível com o tráfego da FLUMITRENS, referido anteriormente para a viga Benkelman. O objetivo de se dispor desse dado é compará-lo com módulos de via indicados em literatura, obtidos com o mesmo procedimento.

Fernandes (2005) realizou o ensaio de viga Benkelman na construção e na superestrutura já em condição de tráfego na Estrada de Ferro Vitória Minas. Nos ensaios, utilizou-se um caminhão carregado com 82 kN no eixo traseiro e rodas duplas com pneus calibrados com 560 kPa. Os ensaios foram realizados em todas as sete seções experimentais, sobre o subleito e sublastro durante o processo de construção, como parâmetro de qualidade (Figura 4.10). Após a ferrovia entrar em tráfego, foram realizados novos ensaios em todas as seções utilizando uma locomotiva de 1600 kN com eixos de 200 kN.

Figura 4.10 – (a) Ensaios com a viga Benkelman para medidas das deflexões no subleito; (b) Ensaios com a viga Benkelman para medidas das deflexões na superestrutura

Fonte: FERNANDES, 2005.

Nas análises de Fernandes, foi utilizado o programa computacional RETRAN – 2CL, Versão 2.0 (ALBERNAZ, 1997). O monitoramento estendeu-se de maio de 2003 a abril de 2005. Ao longo desse período, o tráfego ferroviário total foi da ordem de 75.860.070 toneladas brutas de carga, com magnitudes compreendidas entre 36 e 300 kN por eixo (vagões vazios até carga máxima de vagões carregados)

Figura 4.11 – Bacias de deformação obtidas para a superestrutura (Seções 1 a 6) conforme 4.10b

Fonte: FERNANDES, 2005.

Do conjunto dos ensaios realizados com a viga Benkelman, Fernandes (2005) concluiu que as deflexões totais nas seções reforçadas com geogrelhas (localizadas na parte superior ou na parte inferior do sublastro) foram equivalentes ou menores que aquelas previstas na seção de

projeto, atestando a viabilidade da utilização dos materiais alternativos conjugados com geossintéticos em obras de infraestrutura ferroviária. Por outro lado, os registros das deflexões da superestrutura foram inferiores aos recomendados pela AREMA como sendo um intervalo desejado, entre 3,3 e 5,1 mm (HAY, 1982), sendo possível compreender que tais limites devem ser reavaliados para cada caso.

b) Dinâmicos vibratórios:

São equipamentos que aplicam cargas verticais dinâmicas geradas por um vibrador, de forma senoidal e numa frequência conhecida. As deflexões são medidas em vários pontos do pavimento através de geofones (sensores sísmicos). São incluídos nesse grupo de equipamentos: Dynaflect, Road Rater e WES-16.

c) Dinâmicos de impulso

São equipamentos que medem a deflexão a partir de um carregamento dinâmico de impacto ou impulso. O Falling Weight Deflectometer (FWD) utiliza um peso que é elevado a uma altura conhecida num sistema guia. Em seguida, o peso é liberado e cai livremente até atingir uma placa apoiada na superfície do pavimento. O impacto gera, através da placa, forças de impulso na estrutura do pavimento, as quais podem ser variadas, pela combinação do conjunto de peso e/ou altura de queda, por meio de um processo de tentativa e erro para a resposta adequada do pavimento. As deflexões, inclusive a deflexão máxima, são registradas por um conjunto de sensores, dispostos longitudinalmente a partir do centro de aplicação da carga.

As vantagens de um equipamento FWD são:

- ✓ Mede as deflexões similares às deflexões provocadas por uma roda de um veículo em movimento.
- ✓ Permite variar com rapidez a carga aplicada e avaliar a não linearidade no comportamento tensão-deformação das camadas do pavimento.
- ✓ Assegura acurácia e repetibilidade das medidas de cargas e deflexões, em qualquer tipo de estrutura de pavimento.
- ✓ Realiza medição e registro automático das temperaturas do ar e da superfície do pavimento, e da distância percorrida entre os pontos de ensaio.

✓ Reduz a necessidade de coleta de amostras para ensaios de laboratório.

d) Equipamentos em desenvolvimento para análise de deflexão da via permanente

As medidas de deflexão estáticas foram utilizadas para identificar subtrechos com baixo desempenho. No entanto, elas são caras e só têm sido feitas ao longo de distâncias curtas (de dezenas de metros). A capacidade de fazer essas medições continuamente ao longo de grandes trechos é desejável (EBERSOHN, 2005; SELIG e WATERS, 1994).

Fatech e Farritor (2013) apresentaram um veículo chamado de Track Loading Vehicle (TLV), usando a abordagem de Thompson e Li (2002). Esse veículo é capaz de medir deslocamentos em velocidades de até 16,1 km/h. O TLV usa dois vagões, cada um com capacidade de aplicar cargas de 4,45 a 267 kN. Uma carga leve (13,3 kN) é aplicada pelo primeiro vagão, ao passo que uma carga maior é aplicada pelo segundo veículo.

Figura 4.12 – *Track Loading Vehicle* com detalhe do sistema a laser

Fonte: FATECH; FARRITOR, 2013.

Um sistema a laser instalado em cada veículo mede os deslocamentos de cada trilho provocados. O procedimento de teste envolve dois vagões que passam ao longo de um trecho de via – primeira aplicação de 44,5 kN de carga e, em seguida, uma carga de 178 kN (THOMPSON; LI, 2002). A utilização de duas cargas elimina os problemas com as premissas de Winkler (1867) e gap 's como existentes entre o dormente e o lastro. Tanto a carga leve quanto a carga mais pesada são grandes o suficiente para remover a "folga" (isto é, baixa rigidez com cargas pequenas).

Os testes do TLV foram em velocidades abaixo de 16,1 km/h; portanto, é difícil testar seções longas de via (centenas de quilômetros). Em segundo lugar, despesas significativas em equipamentos e pessoal são necessárias para a operação. Por essas razões, o TLV ainda não é amplamente aplicado.

Outro método muito utilizado é o método da estação total que, como mostrado na Figura 4.13, mede independentemente a deflexão vertical do trilho. Tais instrumentos são comumente disponíveis com uma precisão de menos de um milímetro. Nesse cenário, réguas utilizadas como alvos foram instaladas ao lado do boleto do trilho por ímãs.

Figura 4.13 – (a) Estação total (b) Régua alvo de medição da estação total

Fonte: FATECH; FARRITOR, 2013.

A Figura 4.14 mostra o cenário de um teste de medição realizado por Fatech e Farritor (2013). Treze réguas foram instaladas a cada 3 pés ou 0,914 m ao lado do trilho, de modo que a gama total de medição fosse de 36 pés ou 10,97 m. Essa distância é geralmente suficiente para cobrir toda a bacia de deflexão. Em primeiro lugar, o perfil sem carregamento é medido usando a estação total e um prisma. Em seguida, a estação total é usada para medir a altura de cada régua ao lado do trilho, enquanto o trilho é descarregado. Após as medições serem registradas, os eixos das locomotivas medidas no trecho devem estar exatamente em cima do centro, como mostrado na Figura 4.14. A estação total é então utilizada para fazer a medição da altura de cada régua uma segunda vez. A diferença entre as duas medições de altura para a mesma régua é a deflexão no trilho local de cada régua. Adicionando a medição de deflexão para o perfil do trilho descarregado, o perfil do trilho carregado pode então ser determinado. Analisando-se as medições resultantes, prevê-se a confirmação da leitura da deflexão medida.

Figura 4.14 – Esquema de medição do módulo com estação total

Fonte: FATECH; FARRITOR, 2013.

No Brasil, desde o ano de 2012, tem-se desenvolvido um equipamento de medição (Figura 4.15) pelo Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Universidade de São Paulo (LTP-USP). Foi utilizado em uma primeira versão na EFVM e, em um segundo momento, na EFC. Costa et al. (2015) apresentaram o equipamento constituído de um “braço” metálico com sensores do tipo LVDT em uma das extremidades, o qual fica apoiado no patim do trilho. O sensor fica conectado a um sistema de aquisição de dados, que registra os deslocamentos.

Figura 4.15 – Equipamento de medição de deslocamento LTP-USP

Fonte: COSTA et al., 2015.

O dispositivo permitiu, de forma indireta, o cálculo do módulo de via e mostrou-se uma ferramenta útil para gerenciar a manutenção da via permanente. Os deslocamentos obtidos *in situ*, independente do carregamento, época do ano e MTBT acumulada foram em média 1,38 mm quando da aplicação da maior carga por eixo (31,6 ton).

4.4.6 Índices de avaliação estrutural do lastro ferroviário

Indraratna et. al (2011) descreveram a necessidade de considerar um modelo de deformação elastoplástico e que as quebras das partículas afetam significativamente os modelos. Outros modelos conhecidos na literatura serão citados a fim de comparar os modelos estudados.

a) *Shenton settlement model*

Shenton (1984) investigou diversos parâmetros que influenciam a degradação da via. A pesquisa foi realizada por diferentes ferrovias espalhadas na Inglaterra, nos Estados Unidos e em outros países europeus. Combinando teorias de funcionalidade e hipóteses testadas na prática, ele derivou uma equação geral para quantificar o recalque do lastro (SHENTON, 1984). O modelo proposto foi o seguinte:

$$e_N = k \times \frac{F_e}{10} [(0,69 + 0,028) \times N^{0,2} + 2,7 \times 10^{-6} \times N] \quad (4.11)$$

Onde:

e_N = recalque do lastro (mm)

k = fator que descreve a estrutura da via ($\approx 1,1$)

F_e = carga de roda equivalente (kN)

N = número total de eixos

Shenton também calculou a carga de roda equivalente (F_e) de acordo com a seguinte equação:

$$F_e = \left(\frac{\sum F_i^5 \times N_i}{\sum N_i} \right)^{0,2} \quad (4.12)$$

Onde:

F_e = carga de roda equivalente (kN)

F_i = carga estática da roda tipo i (kN)

N_i = número de carga de rodas tipo i

b) Sato degradation model

O estudo da degradação do recalque do lastro foi reproduzido por Sato (1995). A equação utilizada para estimar o recalque da via após a ação repetida de cargas em vias de bitola estreita e de bitola larga é a seguinte:

$$y = \gamma \times (1 - e^{-ax}) + \beta \times x \quad (4.13)$$

Onde:

y = recalque da via (mm)

x = número de solicitações de carga ou tonelada transportadas (ciclos de toneladas)

a : coeficiente de inclinação da curva

β : coeficiente de velocidade de crescimento do recalque na segunda etapa

γ = coeficientes que expressa o nível do recalque

Sato (1995) define o modelo em duas partes. A primeira parte se refere ao início do recalque imposto pela compactação do lastro. O recalque nessa etapa é relativamente rápido e pode ser melhor modelado utilizando a função $\gamma (1 - e^{-ax})$. Assim que o lastro estiver consolidado, a segunda etapa irá ocorrer. O recalque aumentará linearmente em proporção com o carregamento cíclico ($\beta \cdot x$), quando é denominado de recalque longo.

c) Sugiyama model

Sugiyama analisou o crescimento do recalque dentro de 100 dias de operação de trens no Japão. Ao aplicar a teoria de regressão, ele propôs o modelo de degradação em função da tonelada trafegada, influência dos trilhos e da velocidade dos trens (IWNICKI et al., 1999) dado por:

$$S = 2,09 \times 10^{-3} \times T^{0,31} \times V^{0,98} \times M^{1,1} \times P^{0,26} \quad (4.14)$$

Onde:

S = crescimento médio das irregularidades no segmento (mm/100 dias)

T = toneladas transportadas (MTBT/ano)

V= velocidade média (km/h)

M = fator estrutural

P = fator de influência do subleito (1 para bom e 10 para ruim)

O fator estrutural é derivado da seguinte equação:

$$M = \frac{P_b \times \sqrt{k_1}}{\sqrt{m \times EI \times K}} \quad (4.15)$$

Onde:

P_b = máxima pressão no dormente durante o carregamento (Pa)

k_1 = placa de apoio (N/m)

m = massa intermediária do dormente, lastro e subleito (ton)

EI = rigidez a flexão do trilho (Nm²)

K = rigidez da via (N/mm)

Como indicado na fórmula, M é um valor relativo; quanto menor o valor, menor será a deterioração.

d) ORE model

Com base em um amplo estudo no campo, a ORE desenvolveu vários modelos utilizados para estimar a degradação da via. Um deles foi publicado na década de 1970, e considerou o recalque como uma função logarítmica (LICHTBERGER, 2001). O modelo é dividido em duas partes. A primeira parte expressa a deterioração diretamente após compactação, enquanto a segunda parte descreve a deterioração em proporção ao volume de tráfego (carregamento cíclico). O modelo de degradação ORE é dado pela seguinte fórmula:

$$e_N = e_1 \times (1 + b \times \log N) \quad (4.16)$$

Onde:

e_N = recalque depois de um ciclo N de carregamento (mm)

e_1 = recalque depois do primeiro ciclo de carregamento (mm)

N = número de carregamento cíclico

b = constante (0,2 para um dormente individual e 0,43 para a grade)

Em uma publicação subsequente em 1975, apresentou outra equação para os recalques. A equação era em função do carregamento operacional, da carga por eixo e da condição da via.

$$e_T = a_1 + a_0 \times \log \frac{T}{2 \times 10^6} \quad (4.17)$$

Onde:

e_T = recalque após carregamento operacional (mm)

T = toneladas trafegadas

a_1 e a_0 = coeficiente que depende da qualidade da via (Tabela 4.7)

Tabela 4.7 – Limites de coeficiente de qualidade da via

Condição da via	a_0	a_1
Alta qualidade	2-4	6-10
Qualidade média	4-6	10-15
Baixa qualidade	6-10	15-20

Fonte: LICHTBERGER, 2001.

e) *TU Munich model*

Um experimento sob condições bem controladas de laboratório foi realizado pela TU Munique para calcular a taxa de recalque na via. A pressão do lastro foi multiplicada pelo logarítmico do número de eixos que passam como se segue (DEMHARTER, 1982):

$$S_{opt} = 1,57 \times p \times \Delta N + 3,04 \times + p^{1,21} \times \ln N \quad (4.18)$$

$$S_{med} = 1,89 \times p \times \Delta N + 5,15 \times + p^{1,21} \times \ln N \quad (4.19)$$

$$S_{pess} = 2,33 \times p \times \Delta N + 15,20 \times + p^{1,21} \times \ln N \quad (4.20)$$

Onde:

S= valor relativo do recalque (valor otimista, médio, pessimista)

P = pressão no lastro (Pa)

ΔN = número de eixos no período inicial de recalque. Deve ser menor que 10.000 eixos

N = número de eixos em um segundo período de recalque

A pressão do lastro calculado pelo método de Zimmerman (1888):

$$p = M_{sub} \times \frac{V_0}{2000 \times b \times M_{sub} \times L_e} \times \sum_{eixos} \frac{\sin\left(\frac{x}{L_e}\right) + \cos\left(\frac{x}{L_e}\right)}{e^{\frac{x}{L_e}}} \quad (4.21)$$

Onde:

M_{sub} = módulo do subleito (N/m³)

b = largura do dormente (m)

x = distância longitudinal entre o carregamento e a posição onde a deflexão será calculada, caso não esteja embaixo do carregamento

$$L_e = \text{comprimento da linha elástica (m)} = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{b \times M_{sub}}} \quad (4.22)$$

f) *TU graz Model*

TU Graz sugeriu um modelo para representar o recalque utilizando um número de qualidade chamado MDZ (HUMMITSZCH, 2005). A fim de obter esse número, todas as

mudanças na aceleração do veículo devido à imperfeição da via devem ser somadas e, então, através da análise do progresso de MDZ ao longo do tempo, a tendência de degradação é correlacionada com uma função exponencial:

$$Q = Q_0 \times e^{-b \times t} \quad (4.23)$$

Onde:

Q = qualidade da via representada pelo número MDZ (-)

Q_0 = qualidade inicial da via (-)

b = taxa de deterioração

t = tempo ou toneladas trafegadas

Tem-se que e^{-bt} representa o comportamento de deterioração da via. Para obter o número MDZ, a equação deve ser:

$$MDZ = c \times \frac{1}{L} \times v^{0,65} \times \sum_{i=1}^{L/\Delta x} \sqrt{(\Delta vert. level)^2 + (\Delta horiz. level + \Delta cant)^2} \quad (4.24)$$

Onde:

Δ vert. level=diferença de nível vertical entre dois pontos (mm)

Δ horiz. level=diferença de nível horizontal entre dois pontos (mm)

Δ horiz. level=diferença de nível transversal entre dois pontos (mm)

v = velocidade (km/h)

c= coeficiente

L = distância medida (m)

Δx = intervalo de amostragem

4.4.7 Índices de avaliação estrutural do trilho

Zhang et al. (2004) descreveram que veículos ferroviários tem eixos rígidos, o que impede o direcionamento individual de cada roda. O raio diferencial das rodas (conicidade) compensa a diferença de comprimento dos trilhos em curva, entre o lado de dentro e o de fora. Todavia, para curvas de médias a severas, no que se refere ao raio de curvatura, a conicidade não é suficiente e ocorre um escorregamento lateral e longitudinal que, somado à força centrífuga, resulta no segundo ponto de contato entre a flange da roda e o boleto interno do trilho que, consequentemente, gera desgaste do trilho.

O desgaste do trilho (perda de metal) é predominante em curvas (ZAREMBSK et al., 2005). Martland et al. (1990) descreve que este desgaste depende diretamente das tensões e deformações que podem ocorrer em um ou dois pontos de contato, podendo ser descrito, conforme mostra a Figura 4.16, como: desgaste do topo (h); desgaste da face interna do boleto (B); combinação topo e face interna do boleto ($h+B$); desgaste da área (A); e ângulo de desgaste lateral (ϕ). Em geral, os limites são definidos em função do tamanho do trilho e da seção do boleto.

Figura 4.16 – (a) Representação da seção transversal de um trilho e (b) critério de desgaste dos trilhos

Fonte: MARTLAND et al., 1990.

Os carros controle são capazes de medir o perfil do boleto do trilho, por um sistema sem contato denominado *Laserail* ou KLD, que projeta feixes de laser sobre os trilhos, criando um padrão geométrico computadorizado.

Figura 4.17 – Medição de perfil do EM100 da EFC (Tutorial Plasser)

Fonte: PLASSER; THEURER, 2015.

O desgaste de trilho objeto de numerosos estudos empíricos, com a taxa de desgaste indicada em função de: curvatura, metalurgia, lubrificação, carga por eixo, densidade de tráfego, velocidade, superelevação não compensada e perfil. Zarembski et al. (2005) mostram que a substituição dos trilhos por desgaste é decorrente de solicitações repetidas de carga por eixo relativamente baixas, enquanto a substituição dos trilhos por fadiga é predominantemente decorrente do efeito da repetição de cargas por eixo que são maiores que aquelas que causam desgaste.

a. ITDM Model

Um modelo para estimar a degradação por desgaste foi proposto pela Universidade de Queensland. A função leva em conta o ângulo de ataque entre a roda e o trilho, que pode ser utilizado para prever defeito por desgaste, quer no topo do boleto, quer na face da bitola separadamente (ZHANG et al., 2004). As equações são as seguintes:

Desgaste para o topo do boleto dos trilhos interno e externo:

$$w_{hr_top} = 7,6 \times 10^{-6} \times k_h \times k_{l_hrtop} \times W_{hr_hrtop} \times \sin\psi \quad (4.25)$$

$$w_{hr_top} = 9,5 \times 10^{-6} \times k_h \times k_{l_hrtop} \times W_{hr_hrtop} \times \sin\psi \quad (4.26)$$

Desgaste na face da bitola do trilho externo:

$$w_{hr_{gauge}}(R)$$

$$\begin{cases} = 12,1 \times 10^6 \times k_h \times k_{l_{hr_{gauge}}} \times C_1 \times P_1 \times \sin\psi & \Leftarrow R \leq 500 \\ = 12,1 \times 10^6 \times k_h \times k_{l_{hr_{gauge}}} \times C_1 \times P_1 \times \sin\psi (1,7 - 0,0014 \times R) & \Leftarrow 500 < R < 1200 \end{cases}$$

(4.27)

Onde:

$k_{l_{hr_{top}}}$, $k_{l_{lr_{top}}}$, $k_{l_{hr_{gauge}}}$ = fator de lubrificação (variando de 0,115 para condição de melhor lubrificação e 0,497 para atrito)

$k_h = 51,05 \times e^{-0,0152H}$, onde H é a dureza do trilho

$W_{hr_{top}}$, $W_{lr_{top}}$ = carga vertical da roda (kN)

C_1 = fator constante (-)

P_1 = carga lateral (kN)

Ψ = ângulo de ataque ente roda e trilho (rad)

R = raio da curva (m)

b. Archard Wear Model

O modelo Archard estabelece o volume de metal perdido pelo desgaste em proporção com a tensão normal aplicada à superfície e para o módulo de deslizamento local, mas inversamente à dureza do material do trilho (ARCHARD, 1953). A equação é dada como segue:

$$w = \frac{k_w}{H} \times F \times \| s \|$$

(4.28)

Onde:

w = volume perdido devido ao desgaste (m³)

k_w = coeficiente desgaste (m²/N)

F = força normal

H = dureza do material (Hb)

II_{sII} = distância de deslizamento

A equação 4.28 pode também ser reescrita para medir a profundidade da taxa de desgaste em um trilho particular:

$$\delta = \frac{k_w}{H} \times P \times \|s\| \quad (4.29)$$

Onde:

δ= profundidade do desgaste (m)

P = pressão de contato da roda no trilho (Pa)

c. Larsson

Larsson (2004) verificou que propriedades da seção requerida para análise das tensões fletoras no trilho são estimadas a partir da área do boleto com desgaste, entre a seção idealizada e a reduzida. O mecanismo de desgaste de trilhos pode ser analisado através da equação:

$$d(r) = k_s \times f(\mu) \times F(r) \times \sum (k_{sf} \times P(r) \times n) \quad (4.30)$$

Onde d (r): índice de desgaste de trilho em função do raio de curvatura;

k_s: coeficiente de ajuste geométrico resultado do segmento em estudo;

f(μ): função que relaciona o coeficiente de atrito medido na curva;

F(r): função que relaciona o desgaste ao raio de curvatura;

k_{sf}: coeficiente de peso que relaciona a capacidade do modelo do vagão em dissipar energia pelo atrito;

P(r): carga por eixo considerando o carregamento dinâmico; e

n: número de eixos padrão por ano por tipo de veículo.

A função $f(\mu)$ tem sido calculada para uma curva de regressão de dados proposta pela Association of American Railroads (AAR), conforme indicado na expressão:

$$f(\mu) = 6,0122 \times \mu_{means}^2 + 0,4267 \times \mu_{means} - 0,1322 \quad (4.31)$$

Onde μ_{means} : coeficiente de atrito medido no trilho.

Cabe mencionar que essa equação é válida para coeficientes de atrito entre $0,1 < \mu < 0,4$. A função $F(r)$ foi formada com base em medições de desgaste em campo, com curvas de diferentes raios, e uma curva de regressão logarítmica pode ser plotada com base na equação:

$$F(r) = 1/r^{0,9} \quad (4.32)$$

Por fim, o coeficiente k_{sf} classifica cada veículo conforme a sua capacidade de gerar desgaste. O coeficiente é baseado na fórmula de dissipação de energia apresentada por Anderson e Stichel (1999), utilizando uma lista de dados de diferentes veículos e uma curva pré-selecionada de raio de 800 m.

4.5 Avaliação da Qualidade Geométrica da Via

4.5.1 Classes de via

Guler (2014) ressalta a importância da classificação das vias, que diferem pelas velocidades de operação estipuladas, bem como pela densidade de tráfego. Nos Estados Unidos, os limites de velocidade são regulados pela Federal Railroad Administration (FRA), segundo a Tabela 4.8, embora as ferrovias possam também implementar e impor os seus próprios limites de velocidade. As restrições de velocidade são baseadas em um certo número de fatores, incluindo o raio de curva, a sinalização, o estado da via, a interação veículo-via e a presença de passagens de nível.

Tabela 4.8 – Definição da classe de ferrovia pela FRA

Tipo da via	Carga	Passageiro
Classe 1	10 mph (16 km/h)	15 mph (24 km/h)
Classe 2	25 mph (40 km/h)	30 mph (48 km/h)
Classe 3	40 mph (64 km/h)	60 mph (97 km/h)
Classe 4	60 mph (97 km/h)	79 mph (127 km/h)
Classe 5	80 mph (129 km/h)	90 mph (145 km/h)
Classe 6	110 mph (177 km/h)	
Classe 7	125 mph (201 km/h)	
Classe 8	160 mph (257 km/h)	
Classe 9	200 mph (322 km/h)	

Fonte: Adaptado de FEDERAL RAILROAD ADMINISTRATION, 2014.

A AREMA (2015) classifica as ferrovias usando a velocidade e a densidade do tráfego, conforme a Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Definição da classe de ferrovia pela AREMA

Densidade de tráfego (MTBA)	Velocidade (km/h)			
	>160	120-160	80-120	<80
>15	A1	B1	C1	D1
10-15	A2	B2	C2	D2
5-10	A3	B3	C3	D3
<5	A4	B4	C4	D4

Fonte: Adaptado de AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE-OF-WAY ASSOCIATION, 2015.

4.5.2 Parâmetros geométricos

Os defeitos geométricos podem ocorrer nos três eixos em relação à via ou em forma de torção. Santos (2015) descreve a utilização prática de quatro tipos de parâmetros geométricos para definir as irregularidades de uma via permanente em tangente (reta), já que o mesmo cálculo para curvas seria apenas uma variação deste:

- a. Desalinhamento horizontal: média da posição lateral dos trilhos com relação ao centro da via, sendo também conhecido como alinhamento;

$$\text{Desalinhamento} = (y_e - y_d) / 2 \quad (4.33)$$

- b. Desnívelamento transversal: diferença entre as cotas verticais dos dois trilhos. A diferença de nivelamento transversal em uma determinada distância é chamada de empeno (RIBEIRO, 2012). Esse defeito é muito comum nas ferrovias e de certa forma inevitável nas curvas de transição.

$$\text{Desnivelamento transversal} = z_e - z_d \quad (4.34)$$

O empeno é um defeito crítico na geometria por forçar a caixa do vagão a oscilar; pode permitir o levantamento de roda das diagonais do truque, estando as demais apoiadas. No Brasil, os valores usuais para medição de empeno são: base de 1,75 m (distância entre eixos de vagão GDE), 3,5 m e 5 m.

- c. Desnivelamento longitudinal: média entre as cotas verticais dos dois trilhos;

$$\text{Desnivelamento vertical} = (z_e + z_d) / 2 \quad (4.35)$$

- d. Bitola: distância estática perpendicular aos trilhos da via, medida entre as faces internas dos boletos, quando sem carregamento lateral. O ponto de medição deverá ser feito a 16 mm do topo do boleto. Podem ser realizadas medições dinâmicas sob carregamento lateral de, no mínimo, 3000 psi. Pode ser maior (aberta) ou menor (fechada) que a bitola padrão. A variação rápida de bitola com base de 5 metros é um defeito geométrico que também afeta a qualidade da geometria.

$$\text{Bitola} = y_e - y_d \quad (4.36)$$

Sendo x, y, z as coordenadas nas direções definidas pela Figura 4.18, “e” representa o trilho esquerdo e “d”, o direito. Embora existam normas internacionais para limitação e definição das tolerâncias das irregularidades, no Brasil cada ferrovia adota seus próprios critérios baseando-se em suas experiências e em sua capacidade de manutenção, pois, quanto mais limitada a tolerância, maiores são os investimentos necessários (RIBEIRO, 2012).

Figura 4.18 – Representação das irregularidades da via permanente

Fonte: SANTOS, 2015.

4.5.3 Valores limites de avaliação da via

Atualmente, a norma europeia EN 13848-5 (COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION, 2005) e a norma americana AREMA (2015) apresentam os seguintes níveis de limites: segurança, intervenção e alerta.

Um conceito importante da EN 13848-5 é que os limites de segurança e intervenção são dados apenas para defeitos isolados, enquanto os limites de alerta são avaliados pelo desvio padrão.

As tolerâncias retratam situações-limite definidas em valores máximos atingíveis de cada parâmetro no nível considerado, baseando-se, principalmente, no conhecimento adquirido pelas ferrovias durante longos anos de experiência (MOURA, 2010) e, por consequência, diferem de uma ferrovia para a outra. Rodrigues (2001) descreveu também como as tolerâncias em nível de construção se constituem, para o recebimento de vias novas, renovadas e remodeladas, como um dos meios de avaliar a qualidade do trabalho realizado.

a. Limite de segurança:

Os valores das tolerâncias em nível de segurança são definidos com base nos esforços máximos admissíveis resultantes do conjunto das irregularidades da geometria da via, de modo a evitar a existência de irregularidades que conduzam à possibilidade de ocorrência de descarrilamentos e de esforços acima das resistências de apoio e fixação da via. São os valores limites de tolerância, a partir dos quais a circulação de veículos se torna insegura. Refere-se ao valor que, quando excedido, requer a tomada de medidas imediatas que podem levar à diminuição da velocidade máxima ou mesmo à interrupção temporária da linha até que o defeito seja corrigido. As tabelas de 4.10 a Tabela 4.14 apresentam os limites de segurança instituídos pela EN 13848-5.

Tabela 4.10 – Limite de segurança de bitola para defeitos isolados

Velocidade (km/h)	Valor de bitola nominal (mm)	
	Mínimo	Máximo
$V \leq 80$	-13	+35
$80 < V \leq 120$	-13	+35
$120 < V \leq 160$	-13	+35
$160 < V \leq 220$	-7	+27
$220 < V \leq 300$	-7	+27

Fonte: COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION, 2005.

Tabela 4.11 – Limite de segurança de diferença entre bitola nominal e bitola média em 100 m (mm)

Velocidade (km/h)	Valor de bitola nominal (mm)	
	Mínimo	Máximo
$V \leq 80$	-9	+32
$80 < V \leq 120$	-7	+27
$120 < V \leq 160$	-5	+20
$160 < V \leq 220$	-5	+20
$220 < V \leq 300$	-5	+20

Fonte: COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION, 2005.

Tabela 4.12 – Nivelamento longitudinal – defeitos isolados – Diferença entre a média e o valor de pico

Velocidade (km/h)	Comprimento de onda (mm)
$V \leq 80$	29
$80 < V \leq 120$	26
$120 < V \leq 160$	24
$160 < V \leq 220$	20
$220 < V \leq 300$	17

Fonte: COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION, 2005.

Tabela 4.13 – Nivelamento transversal – defeitos isolados – Diferença entre a média e o valor de pico

Velocidade (km/h)	Diferença entre a média e o valor máximo
$V \leq 80$	16
$80 < V \leq 120$	14
$120 < V \leq 160$	12
$160 < V \leq 220$	11
$220 < V \leq 300$	10

Fonte: COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION, 2005.

Tabela 4.14 – Alinhamento – defeitos isolados – Diferença entre a média e o valor de pico

Velocidade (km/h)	Comprimento de onda (mm)
$V \leq 80$	22
$80 < V \leq 120$	17
$120 < V \leq 160$	14
$160 < V \leq 220$	12
$220 < V \leq 300$	10

Fonte: COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION, 2005.

b. Limite de intervenção:

Alude ao valor que, quando excedido, requer que as condições de geometria da via sejam analisadas e consideradas nas manutenções previstas. A maioria das empresas ferroviárias de transporte de passageiros adota esse nível como balizador do padrão de qualidade de suas vias. As tolerâncias para o nível são estabelecidas partindo do pressuposto de que o bem-estar do ser humano é afetado por acelerações e vibrações a que ele estiver sujeito. Seus valores são definidos de modo a evitar que determinados limites, estabelecidos empiricamente para as acelerações e vibrações na direção longitudinal, transversal e perpendicular à via, sejam atingidos.

c. Limite de alerta:

Refere-se ao valor que, quando excedido, requer medidas corretivas de manutenção para que não seja atingido o limite de segurança até a próxima inspeção. As tolerâncias de manutenção são estabelecidas considerando que valores mais brandos geram ciclos de manutenção mais espaçados; em contrapartida, provocam a redução da vida útil dos materiais utilizados na superestrutura da via. Os valores das tolerâncias de alerta são definidos de modo a minimizar o custo total da manutenção, estabelecendo-se, assim, o momento mais conveniente

para a intervenção de manutenção. São os limites da Tabela 4.15 que, ultrapassados, aceleram de forma anormal o processo de degradação da via.

Tabela 4.15 – Desvio padrão para nivelamento e alinhamento		
Velocidade (km/h)	Comprimento de onda dominante (mm)	
	Nivelamento	Alinhamento
$80 < V \leq 120$	1.8 – 2.7	1.2 – 1.5
$120 < V \leq 160$	1.4 – 2.4	1.0 – 1.3
$160 < V \leq 220$	1.2 – 1.9	0.8 – 1.1
$220 < V \leq 300$	1.0 – 1.5	0.7 – 1.0
Fonte: COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION, 2005.		

4.5.4 Monitoramento da geometria da via permanente

Li et. al (2014) definem que o monitoramento da geometria da via permanente pode ser realizado por métodos indiretos e diretos. O método indireto pode ser executado com a utilização de acelerômetros ou por instrumentação dos vagões. O método direto consiste na utilização do carro controle, o qual, por ser um veículo automatizado de inspeção, pode testar vários parâmetros geométricos da via sem obstruir as operações normais da ferrovia. Os dados levantados são intervalares, ou seja, são dados ordinais nos quais as diferenças entre cada observação são constantes.

Nos carros mais modernos, os sistemas de medição mecânicos foram substituídos por sensores óticos, que, pela utilização de raios laser, medem, com maior precisão e velocidade, os valores dos parâmetros geométricos. Esses carros podem estar adaptados para executar outros tipos de medidas, tais como de desgaste dos trilhos, estado da fixação, trincas internas nos trilhos e outras. A variedade de sensores, sistemas de medição e sistemas de gerenciamento de dados permite criar um perfil da via inspecionada, mas esse é um método de avaliação dinâmica, isto é, em marcha, em velocidades que podem variar de 30 a 200 km/h, sob carregamento, e com precisão de até milésimo de milímetro quanto aos parâmetros da superestrutura ferroviária.

Nos Estados Unidos, as ferrovias ainda procuram novas maneiras de fazer as inspeções de geometria sem interferir na operação. O Transportation Technology Center Inc. (TTCI), em Pueblo, no Colorado, conduziu testes usando equipamentos portáteis de monitoramento da

qualidade em vagões de carga e interferometria. O TTCI também está desenvolvendo um programa baseado na performance da geometria que considera a dinâmica veicular com base nas condições da via.

De modo a garantir a qualidade da via em termos de segurança e de conforto da circulação dos trens, o monitoramento deve ser feito com regularidade. Nesse sentido, a FRA (2014) regula tanto o padrão dos equipamentos como as inspeções, com as seguintes frequências:

- a. Se a tonelagem transportada anual excede 40 MTBT para as Classes 4 e 5 da linha principal e para a Classe 3 da linha principal com trens de passageiro frequente, ao menos duas vezes no ano deve ser realizada a inspeção automatizada, com, no mínimo, 160 dias entre as inspeções.
- b. Se a tonelagem transportada anual for menor que 40 MTBT para as Classes 4 e 5 da linha principal e para a Classe 3 da linha principal com trens de passageiro frequente, ao menos uma inspeção automatizada deve ser realizada no ano.
- c. Para Classes 3, 4 e 5 da linha principal com serviço exclusivo de trens de passageiro, uma inspeção automatizada ou a pé deve ser conduzida no ano.
- d. Vias com dormentes de concreto devem ser inspecionadas duas vezes ao ano.

A situação do monitoramento geométrico das ferrovias no Brasil, até 2017, está intrinsecamente ligada aos equipamentos em operação. Seguem os principais e suas características:

- EM-80, fabricado pela Plasser, operando na Estrada de Ferro Vitória a Minas (EFVM), cujos detalhes técnicos estão informados a seguir por serem a ferramenta básica desta presente pesquisa:

Bitola: 1.000 mm

Comprimento: 18.610 mm

Largura: 2.700 mm

Altura máxima acima do boleto: 3.780 mm

Base do eixo do truque: 2.200 mm

Distância entre pino de centro: 12.000 mm

Diâmetro da roda: 850 mm

Velocidade máxima em via plana: 80 km/h

Velocidade máxima em desnível de 3.8 %: 44 km/h

Velocidade máxima de medição: 80 km/h

Raio mínimo de curva: 75 m

Peso total: 50.280 kg

Carga sobre o truque dianteiro: 27.480 kg

Eixo 1: 13250 kg; Eixo 2: 14230 kg

Carga sobre o truque traseiro: 22.800 kg

Eixo 3: 11250 kg; Eixo 4: 11550 kg

Motor de tração: SCANIA DC 12 50 A (316kW/2100)

Motor do gerador: DEUTZ BF04M2012 (60kW/1800rpm)

Gerador: STAMFORD BCI184J26 / 40kVA

Figura 4.19 – Layout EM-80

Fonte: BACHETTI, 2015.

- EM-100, fabricado pela Plasser, operando na Estrada de Ferro Carajás (EFC)

Figura 4.20 – Antigo EM-80 e novo EM-100, em operação na EFC

Fonte: BACHETTI, 2015.

- TrackSTAR é um equipamento rodoferroviário que pode circular sobre os trilhos ou sobre os pavimentos das estradas. Desenvolvido no início da década de 1990, nos EUA, pela Holland Company (Holland) em conjunto com a Burlington Northern Santa Fe (BNSF), é homologado pela FRA e seu processo tem certificação ISO 17026; está em operação na MRS.

Figura 4.21 – Equipamento TrackSTAR operando na MRS

Fonte: AGUIAR, 2011.

- EM-40, de procedência austríaca, fabricado pela Plasser, operando na Companhia Brasileira de Trens Urbanos, e da Rumo Logística Operadora Multimodal S.A.

Figura 4.22 –Carro controle EM 40 operando na ALL

Fonte: ILDEFONSO, 2014.

- PV6, de procedência suíça, fabricado pela Matisa, operando nas linhas da VLI.

Cumprе descrever a geração e a análise dos dados que são acumulados em forma digital; cada parâmetro, em particular, é analisado, sendo os valores encontrados acima das tolerâncias previamente definidas informados ao operador, durante os serviços de medição, por relatórios no terminal de bordo. Simultaneamente, cada parâmetro é registrado no gráfico emitido pelo registrador analógico.

Além dos parâmetros anteriormente mencionados, esses veículos são capazes de medir e registrar sua própria velocidade operacional e a posição relativa de outros pontos notáveis da via, como: marcos quilométricos, pontes, túneis, sinais, passagens em nível, aparelhos de mudança de via, plataforma de estações, postes etc.

Geralmente, o software padrão instalado no computador de bordo dos carros permite emitir a cada quilômetro dois tipos de relatórios impressos: o de exceção, que informa o tipo do parâmetro que excede as tolerâncias de manutenção e segurança estabelecidas e sua localização, utilizado normalmente para execução da manutenção corretiva emergencial; e o relatório resumido, emitido ao final de cada quilômetro, informando as extensões totais, no quilômetro, de cada parâmetro em exceção (fora da tolerância), normalmente utilizado para avaliação da qualidade da via e para o planejamento dos serviços de manutenção.

Para exemplificar, mostram-se os relatórios do EM-80 da EFVM transcorrem com uma análise no programa EMGraph que abrange oito classes. Cada classe, por sua vez, abrange três subclasses. A classe de análise é selecionada pelo usuário ou, alternativamente, é derivada a partir da velocidade da via selecionada pelo usuário.

Os parâmetros são analisados simultaneamente e comparados aos três valores independentes, positivos e negativos, dos limites que podem ser definidos pelo usuário e para as subclasses. Se um parâmetro ultrapassar um limite, a análise gera uma linha de relatório informando sobre a localidade, o comprimento e a amplitude da exceção. A análise da Plasser permite a execução de análise absoluta de parâmetro, análise relativa de parâmetro (superelevação e alinhamento, por exemplo) e análise baseada no projeto. A análise padrão também permite a criação de relatórios de qualidade da via e relatórios resumo.

A Figura 4.23 é uma tela extraída do programa EMGraph, mostrando traços de geometria de vias com linhas limite.

Figura 4.23 – Tela de linhas limite do EMGraph EM-80

Fonte: PLASSER; THEURER, 2015.

O exemplo de tela do EMGraph exibe as linhas limite, as exceções reais de bitola e as exceções direita e esquerda do perfil longitudinal. As exceções são relacionadas no relatório de exceção, conforme mostrado na Figura 4.24. O relatório relaciona localidades, amplitudes, comprimento e categorias (classe, subclasse, classe de severidade) para cada exceção.

Figura 4.24 – Exemplo de tela de exceções do EMGraph EM-80

Track	Exception Start and End Location [km, m]		Exception Length [m]	Exception Maximum Amplitude [mm]	Severity Class				
	Parameter Name	Analyzed Class			Sub Class				
TRK	--FROM-- KM M	--TO-- KM M	LENGTH M	PARAMETER	MAXIMUM VALUE	EXCEPTION LOCATION	CLASS EXC	SEV	SUBCLASS
2	22,193	22,194	0	PROFILE LEFT 5M	-4	22,193	1A	1	D
						[25.34657179 25.07596642			57]
2	22,193	22,194	2	PROFILE RIGHT 5M	-5	22,194	1A	1	D
						[25.34657396 25.07596755			57]
2	22,249	22,250	2	PROFILE LEFT 5M	-5	22,249	1A	1	D
						[25.34705448 25.07621835			57]
2	22,249	22,250	1	PROFILE RIGHT 5M	-5	22,250	1A	1	D
						[25.34706101 25.07622177			57]
2	22,656	22,657	1	PROFILE RIGHT 5M	-4	22,657	1A	1	D
						[25.35060073 25.07804937			59]
2	22,736	22,737	0	PROFILE LEFT 5M	-4	22,736	1A	1	D
						[25.35128709 25.07840556			59]
2	22,866	22,867	1	PROFILE RIGHT 5M	4	22,866	1A	1	D
						[25.35241531 25.07898894			59]
2	23,176	23,177	1	ALIGNMENT LEFT 20M	7	23,176	1A	1	D
						[25.35513364 25.08039190			59]
2	23,325	23,326	1	PROFILE LEFT 5M	5	23,325	1A	2	D
						[25.35642878 25.08106155			58]
2	23,340	23,342	2	PROFILE RIGHT 5M	-5	23,341	1A	1	D
						[25.35656596 25.08113224			58]
2	23,343	23,345	2	SUPERELEVATION	-6	23,344	1A	1	D
						[25.35659032 25.08114459			58]

Exception Maximum Location [km, m]

Exception Maximum GPS Location
Latitude [deg]. Longitude [deg]. Altitude [m]

Fonte: PLASSER; THEURER, 2015.

4.5.5 Índices de avaliação geométrica da via permanente

Pode-se dividir os métodos de síntese da avaliação geométrica em três (FORTUNATO, 2005):

- Métodos com base nos valores dos parâmetros geométricos medidos em um determinado ponto.
- Métodos que usam a avaliação sintética dos parâmetros geométricos medidos continuamente ao longo da via.

- Métodos da avaliação indireta em que os parâmetros geométricos são os principais fatores que influenciam o coeficiente de avaliação final.

A AREMA (2015) define o índice de qualidade da via como um número derivado de uma fórmula que caracteriza os dados coletados de um veículo automatizado de medição de um segmento de via. Sumariza a grande quantidade de medidas geradas dos parâmetros geométricos. A fórmula deve ser capaz de verificar a alteração na qualidade da via, com a passagem do tempo e do tráfego. Também é muito útil quando considerada para reduzir a velocidade máxima dos trens. Alguns usos típicos dos índices são:

- Definir prioridades de manutenção e renovação.
- Suportar decisões para a reclassificação de vias.
- Identificar tendências na condição geométrica da via, incluindo taxas de degradação.
- Avaliar a qualidade e eficiência da manutenção da via.
- Realizar uma avaliação comparativa entre os demais segmentos de uma ferrovia.

A AREMA (2015) descreve também que análises estatísticas podem ser realizadas com os dados dos índices de qualidade geométrica, como a indicação dos piores segmentos com valores que excedem 95% ou o número de exceções acima do limite, a indicação da média dos parâmetros no segmento, a indicação do intervalo de variação pelo desvio padrão ou dos valores absolutos de cada parâmetro geométrico, e a combinação de dois ou mais indicadores.

Madejski e Grabczyk (2002) relatam que métodos de síntese de avaliação geométrica podem ser divididos em três grupos: métodos baseados em valores dos parâmetros de geometria medidos em um ponto particular, métodos de síntese medidos continuamente ao longo da via e métodos de avaliação indireta em que alguns parâmetros influenciam no coeficiente de avaliação. Os coeficientes de síntese podem ser: quantidade de valores em um certo número de classes com respectivos pesos, métodos estatísticos e métodos de análise espectral.

Roghani e Macciotta (2015) elucidam que, matematicamente, as irregularidades são tratadas utilizando-se funções especiais que melhor as representam, seja por funções periódicas (em caso de juntas) ou randômicas (utiliza-se a densidade espectral de frequência). Índices de

qualidade utilizados na Inglaterra e na Austrália são baseados no desvio padrão; o que os diferencia é o comprimento dos segmentos analisados (XU, 2015).

São alguns índices estudados e utilizados pelas ferrovias:

a) *J Synthetic Coefficient*

O coeficiente de síntese da qualidade da via (J) proposto por Madejski e Grabczyk (2002) fornece uma avaliação quantitativa da condição da via. Esse coeficiente é calculado utilizando a equação:

$$J=(S_z+S_y+S_w+0.5*S_e)/3,5 \quad (4.37)$$

Onde:

S_z : desvio padrão das irregularidades verticais;

S_y : desvio padrão das irregularidades horizontais;

S_w : desvio padrão de empenamento; e

S_e : desvio padrão da bitola.

O desvio padrão pode ser calculado pela fórmula:

$$\sigma_i = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{j=1}^n (x_{ij}^2 - \bar{x}_i^2)} \quad (4.38)$$

Onde:

n: o número de sinais registrados na seção de via analisada;

x_i : valor do parâmetro no ponto i; e

$\bar{x}$: valor médio do sinal.

O coeficiente de síntese de qualidade da via (J) também especifica o desvio permitido (SADEGHI; ASKARINEJAD, 2007), determinando a operação apropriada de um lado e a manutenção requerida de outro, conforme indicado na Tabela 4.16.

Tabela 4.16 – Desvio permitido de J, baseado na velocidade da via

Velocidade (km/h)	Coeficiente J (mm)	Velocidade (km/h)	Coeficiente J (mm)
80	7,0	110	4,9
90	6,2	120	4,0
100	5,5	130	3,5

Fonte: MADEJSKI; GRABCZYK, 2002.

b) *Indian TGI*

As ferrovias indianas desenvolveram uma fórmula que representa a qualidade da via permanente denominada TGI. Esse modelo é baseado no desvio padrão de diferentes parâmetros de geometria em segmentos de 200 m. O TGI é calculado para cada segmento e o valor médio de tais segmentos em cada quilômetro dá o valor geral TGI (TALUKDAR et al. 2006). No que diz respeito ao efeito de cada parâmetro de geometria na qualidade da via, o TGI produziu valores diferentes para vários parâmetros de geometria, como indicado na seguinte fórmula:

$$TGI = (2UI + TI + GI + 6AI) / 10 \quad (4.39)$$

Onde UI, TI, GI, e AI são o nivelamento, o empeno, a bitola, e o alinhamento, respectivamente. Para cada um dos parâmetros da via medidos, o índice é calculado a partir da relação:

$$GI, TI, AI, UI = 100 * e^{-\left(\frac{SD_{med} - SD_n}{SD_{maint} - SD_n}\right)} \quad (4.40)$$

Onde SD_{med} é o desvio padrão dos parâmetros geométricos medidos, SD_n representa o desvio padrão para uma via recém-construída e SD_{man} é o desvio padrão prescrito para manutenção.

Os desvios-padrão usados nas equações 4.41, 4.42 e 4.43 são especificados na Tabela 4.17 e calculados conforme as equações:

$$\frac{\frac{SDU_{med}}{SDT_{med}}}{\frac{SDG_{med}}{SDA_{med}}} = \text{valores de desvio padrão medidos} \quad (4.41)$$

$$\frac{\frac{SDU_n}{SDT_n}}{\frac{SDG_n}{SDA_n}} = \text{valores de desvio padrão prescritos para vias recém construídas} \quad (4.42)$$

$$\frac{\frac{SDU_{man}}{SDT_{man}}}{\frac{SDG_{man}}{SDA_{man}}} = \text{valores de desvio padrão prescritos para manutenção} \quad (4.43)$$

Tabela 4.17 – Valores de desvio padrão (SD)

Parâmetros	Desvio Padrão para via nova	Desvio Padrão para manutenção com velocidade > 105 km/h	Desvio Padrão para manutenção com velocidade < 105 km/h
UI	2,50	6,20	7,20
TI	1,75	3,80	4,20
GI	1,00	3,60	3,60
AI	1,50	3,00	3,00

Fonte: SADEGHI; ASKARINEJAD, 2007.

Para classificação da condição da via de acordo com os requisitos de manutenção, é apresentada a Tabela 4.18. O TGI não é uma medida direta dos parâmetros, sendo um valor obtido pela média dos diferentes parâmetros. Por isso, a necessidade de manutenção é regida pelos valores de desvio padrão de parâmetros individuais (SADEGHI; ASKARINEJAD, 2007).

Tabela 4.18 – Classificação TGI para manutenção

Nº	Valor TGI	Manutenção requerida
1	TGI > 80	Manutenção não requerida
2	50 < TGI < 80	Manutenção básica
3	36 < TGI < 50	Manutenção planejada
4	TGI < 36	Manutenção urgente

Fonte: TALUKDAR et al., 2006.

c) European Standard EN 13848-5

O comitê europeu de padronização criou um grupo de cinco padrões para avaliação da qualidade geométrica da via permanente para ser aplicado em um conjunto de países (COMITÉ

EUROPÉEN DE NORMALISATION, 2005). A primeira parte integra a terminologia e a estrutura da especificação dos parâmetros de geometria, incluindo bitola, nivelamento, alinhamento, superelevação e empeno. As partes 2 a 4 do padrão cobrem o sistema de medição, carro controle (Parte 2), equipamentos de construção e manutenção (Parte 3), e dispositivos manuais (Parte 4).

A medição do nivelamento longitudinal e do alinhamento na referida norma é conduzida com base no desvio padrão de irregularidades em segmentos de 200 m, enquanto as irregularidades de bitola são medidas em segmentos médios de 100 m. Segundo essa norma, os limites de nivelamento e de alinhamento são definidos para duas gamas de comprimentos de onda denominados de D1 e D2, aos quais correspondem, respectivamente, comprimentos de onda entre 3 m e 25 m, e entre 25 m e 70 m. Numa onda senoidal, o comprimento de onda é a distância entre picos (ou máximos), tal como se mostra na Figura 4.25.

O eixo x representa a distância e o eixo y a amplitude da onda senoidal. Na figura, pode-se observar o comprimento de onda marcado entre dois máximos da função.

Figura 4.25 – Função senoidal

Fonte: Adaptado de COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION, 2005.

Os limites permitidos para os parâmetros de geometria com base nas normas europeias são dados na Tabela 4.19.

Tabela 4.19 – Diferenças entre bitola especificada e média para segmentos de 100 m						
Velocidade (km/h)	Limite de segurança		Limite de Intervenção		Limite de Alerta	
$80 < V \leq 120$	-7	+27	-6	+25	-5	+22
$120 < V \leq 160$	-5	+20	-4	+18	-3	+16
$160 < V \leq 220$	-5	+20	-4	+18	-3	+16
$220 < V \leq 300$	-5	+20	-4	+18	-3	+16

Fonte: COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION, 2005.

A política de manutenção pode ser direcionada apenas para aspectos de segurança operacional, ou pode ter em consideração parâmetros relacionados ao conforto dos passageiros para operadores que optem pela prestação de serviços mais atrativos, como viagens a velocidades superiores, sem que se deixe de garantir a segurança.

Os limites de alerta e intervenção estabelecidos são definidos de modo a assegurar, no mínimo, a segurança, embora possam ser revisados para que se atinja um determinado nível de qualidade na circulação.

d) *Track quality index (TQI)*

A FRA desenvolveu o TQI, método que representa quantitativamente a qualidade da via, com base na estimativa da soma das distâncias entre dois pontos consecutivos σ em segmentos de 85 m, que representam perfil, alinhamento, nível e bitola expressos na equação abaixo:

$$TQI = \left[\frac{Ls}{L0} - 1 \right] \cdot 10^6 \quad (4.44)$$

Sendo Ls : Comprimento percorrido [ft]; e

$L0$: Comprimento que o segmento deveria ter [ft].

e) *Track roughness index*

O *track roughness index*, ou índice de irregularidade da via, foi proposto pela Amtrak em 1998. Significa a média do desvio padrão do parâmetro geométrico para o segmento, conforme a equação abaixo:

$$TRI_i = \sum_{j=1}^n \frac{(x_{ij})^2}{n} \quad (4.45)$$

f) *CNs Track Quality Index*

A Canadian National Railway Company (CN) utiliza uma equação polinomial de segunda ordem do desvio padrão σ_i dos valores medidos do parâmetro geométrico de um segmento de via, como demonstrado na equação abaixo:

$$TQI_i = 1000 - C * \sigma_i^2 \quad (4.46)$$

Sendo C: constante cujo valor é 700 para linhas principais;

Quanto maior o valor do índice, de melhor qualidade é o segmento.

g) *Q Index*

A ProRail, na Noruega, converteu o desvio padrão em uma maneira universal para avaliação de todas as classes de via, como demonstrado na equação 4.47 (onde N significa o *Q index* para a qualidade de um segmento de 200 m, σ_i é o desvio padrão para o parâmetro de geometria, e σ_i^{80} representa oitenta por cento do desvio padrão para o segmento de 200 m em uma seção de manutenção de comprimento entre 5 a 10 quilômetros. O *Q index* varia de 10 a 0. Quanto maior o seu valor, melhor é a qualidade da via.

$$N = 10 * 0,675^{\sigma_i^{80}/\sigma_i} \quad (4.47)$$

h) *P Index*

O *P Index* é adotado pelas ferrovias japonesas, e é a relação entre o número de pontos de amostragem cuja qualidade está acima de ± 3 mm e o número de todos os pontos de amostragem em um segmento de via. Há dois comprimentos de via em que o segmento é aplicado: 100 m e 500 m. Quanto maior o valor do *P Index*, pior é a qualidade do segmento.

i) *SNCFs Mean Deviation Index*

O índice da SCNF é diferente dos demais índices. Ele não é baseado no desvio padrão, mas na média ponderada ao longo de um segmento de via, como ilustrado na equação seguinte:

$$TL^i(y_0) = \frac{1}{300} \int_{-\infty}^{y_0} n^i(y) \exp\left(\frac{y-y_0}{300}\right) dy \quad (4.48)$$

Sendo y_0 : valor máximo no segmento

$n^i(y)$: o valor medido do parâmetro geométrico no ponto y do segmento.

j) *Chinese Track Quality Index*

As ferrovias da China e o Nantijing Metro utilizam a soma do desvio padrão de sete parâmetros geométricos para obter a qualidade total do segmento de via, como apresentado na

equações 4.49, 4.50 e 4.51. Há dois comprimentos de segmentos de 200 m e 500 m. O comprimento da via de 500 m é aplicado a ferrovias de alta velocidade. Quanto maior o valor do TQI, pior é a qualidade geral do segmento.

$$TQI = \sum_{i=1}^7 \sigma_i \quad (4.49)$$

$$\sigma_i = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{j=1}^n (x_{ij}^2 - \bar{x}_i^2)} \quad (4.50)$$

$$\bar{x}_i = \sum_{j=1}^n \frac{x_{ij}}{n} \quad (4.51)$$

k) Estrada de Ferro Vitória a Minas (EFVM)

Rodrigues (2001) apresentou um método adotado pela Estrada de Ferro Vitória a Minas para calcular seu Índice Médio de Defeitos (IMD) pela integração das áreas, definidas pelas curvas analógicas dos parâmetros de nivelamento ou alinhamento. Tal área é indicativa da posição relativa atual do trilho e de sua localização ótima definida em planta e no perfil em seu projeto executivo.

Um índice correspondente a essa área entre dois pontos (marcos quilométricos, ou início e fim de um elemento de planta) representa quantitativamente a qualidade da linha, para o parâmetro que está sendo medido (alinhamento ou nivelamento). Convenciona-se denominar respectivamente cada um dos modelos de EFVM_Niv e EFVM_Al.

Esses índices obtidos, independente de limites (tolerâncias) ou multiplicadores arbitrários, foram avaliados considerando que seus valores calculados para toda a linha se distribuem segundo uma curva normal de média (μ) e desvio padrão (σ), priorizando, assim, os serviços de manutenção naqueles em que os valores de IMD excedam a média mais um desvio padrão.

Figura 4.26 – Manutenção Preventiva EFVM

Fonte: RODRIGUES, 2001.

A manutenção de um banco de dados dos valores históricos do IMD permitiria comparar graficamente sucessivos registros e emitir os seguintes relatórios:

- EM50 - IMD comparativo por *house*;
- EM51 - Distribuição de defeitos de geometria;
- EM52 – Extensão de defeitos de geometria;
- EM53 - IMD por distrito;
- EM56 - Defeitos de geometria de linha e TCS;
- EM59 - IMD por elemento de planta;
- EM6R - IMD por quilômetro;
- EM5V - IMD comparativo por quilômetro.

Rodrigues (2001) desenvolveu metodologia própria para correlacionar a degradação da qualidade da via, com base em registros sucessivos do carro controle na Estrada de Ferro Vitória a Minas. O autor concluiu em adotar o desvio padrão dos valores relativos das medidas do empeno (D_{Empeno}) como índice mais adequado para medir e estimar a degradação da geometria da superestrutura da via permanente da Estrada de Ferro Vitória a Minas, conforme regressões apresentadas na Tabela 4.20.

Rodrigues considera, ainda, um equívoco as operadoras nacionais e estrangeiras, em geral, tomarem os parâmetros alinhamento e nivelamento longitudinal como referências para o estabelecimento dos seus índices de qualidade.

Tabela 4.20 – Resultados quantitativos das regressões válidas por trecho

ÍNDICE		CURVA		TANGENTE		TOTAL	
		Quant.	%	Quant.	%	Quant.	%
D E S V I O P A D R O	D_Alin	9	28,1	6	16,2	15	21,7
	D_Alin.Abs	9	28,1	6	16,2	15	21,7
	D_Niv.Long	5	15,6	6	16,2	11	15,9
	D_Niv.L.Abs	8	25,0	8	21,6	16	23,2
	D_Niv.Trans	20	62,5	24	64,9	44	63,8
	D_Niv.T.Abs	19	59,4	21	56,8	40	58,0
	D_Empeno	26	81,3	30	81,1	56	81,2
	D_Emp.Abs	23	71,9	28	75,7	51	73,9
	Sem Repres	3	9,4	2	5,4	5	7,2

Fonte: RODRIGUES, 2001.

l) Estrada de Ferro Carajás (EFC)

Rodrigues (2001) também apresentou o método que era utilizado pela Estrada de Ferro Carajás, considerado relativamente simples e eficiente. Partindo da subdivisão de suas linhas em segmentos de 1.000 metros de extensão e em lotes de 10 segmentos, calcula-se a extensão total da seção em que os parâmetros medidos ultrapassam as tolerâncias preestabelecidas, expurgando-se as extensões de defeitos que se sobrepõem e calculando-se um índice de exceção, cujo valor é igual ao percentual da extensão de cada seção que se encontra fora das tolerâncias, de acordo com a expressão:

$$IE_s = E^{-1} \cdot \sum Est_{(i)} \quad (4.52)$$

Onde:

E = extensão real do lote;

IE_s = índice de exceção da seção;Est_(i) = Extensão da seção em que o parâmetro i ultrapassa sua tolerância.

O Índice de Exceção do lote (IEt) é calculado pela média aritmética dos IEs dos segmentos que o compõem. O sistema mantém ainda um banco de dados que permite: verificar, para cada parâmetro, seu valor real registrado; acompanhar a evolução histórica desses índices e a frequência com que os defeitos se repetem em cada ponto; e calcular a média e o desvio padrão. Com base nos IEs e IEts e na análise dos demais dados fornecidos pelo sistema, a área de planejamento da manutenção prioriza as intervenções de manutenção nos lotes e segmentos.

Esse novo índice passou a ser calculado, por seção ou lote, através da média ponderada das áreas sob a curva em que cada um dos parâmetros medidos excede a sua tolerância. Embora não se tenham obtido os valores dos índices de ponderação, sabe-se que, à exceção do

nivelamento transversal e da torção, que têm pesos relativos superiores a um, a todos os demais são atribuídos pesos iguais a um.

4.5.6 Gerenciamento do atrito para segurança operacional

A. Segurança operacional

Segundo CNT (2017) houve uma redução do número de acidentes, de 2006 a 2016, nas ferrovias brasileiras (Figura 4.27), embora ainda seja um valor alto e a gestão destas ocorrências depende de uma maneira eficaz de evitá-las.

Figura 4.27 – Evolução do índice de acidentes

Fonte: CNT, 2017.

Para a gestão da segurança operacional, deve-se ter claro conceito como confiabilidade, o qual, de acordo com Souza (2003), entende-se como “a probabilidade de um item executar a sua função sob condições predefinidas de uso e manutenção por um período de tempo específico”. De certa forma pode-se entender que confiabilidade é a probabilidade de um item funcionar de maneira predeterminada sob um período de tempo predeterminado.

A superestrutura perde a confiabilidade quando transcorre o descarrilamento principalmente pela falha no contato roda/trilho. O fenômeno do descarrilamento é determinado pela interação de múltiplos efeitos não lineares, incluindo a variação do ponto de contato entre a roda e o trilho, ângulo de contato, geometria da região de contato e as forças de interação.

Segundo Iwnicki (2006), as principais falhas no contato roda/trilho podem ser divididas em:

- descarrilamento por sobreposição do flange da roda sobre o trilho (critério do rodeiro com sentido para fora da bitola).
- descarrilamento por dimensão indevida da bitola e rolamento do trilho (critério do rodeiro com sentido para dentro da bitola).
- descarrilamento causado por aumento da bitola (critério do rodeiro com sentido para dentro da bitola).
- descarrilamento por instabilidade lateral do veículo, que está relacionado tanto para fora como para dentro da bitola.

Sobre os descarrilamentos LI et al. (2007) mostram por simulações computacionais, que tão somente cerca de 40% dos locais identificados com irregularidades na via permanente acima de um determinado limite de manutenção em uma ferrovia na Suécia, resultariam em elevada carga dinâmica na via. Dessa forma, dever-se-ia intervir apenas em 40% das exceções registradas. Observa-se que, aliado à avaliação da qualidade da geometria, deve-se realizar a análise do processo de descarrilamento.

O processo de descarrilamento por sobreposição do flange sempre é relacionando com a razão entre as forças lateral e vertical na região de contato (SANTOS, 2015). Comumente chamado de razão ou coeficiente de descarrilamento, este parâmetro é denotado por L/V , na qual L e V são as forças lateral e vertical no friso da roda respectivamente. O coeficiente L/V é utilizado como uma medida de segurança operacional para os veículos ferroviários, sendo que há diversos limites estabelecidos para ele. A equação de Nadal é a mais famosa e utilizada no meio ferroviário (SANTOS, 2015) A Figura 4.28 apresenta vista transversal da seção de contato entre a roda/trilho e as forças envolvidas podem ser obtidas as Equações 4.53 a 4.55.

Figura 4.28 – Contato roda/trilho e forças envolvidas

Fonte: SANTOS, 2015.

$$L = T2 \cos(\alpha) - T3 \sin(\alpha) \quad (4.53)$$

$$-V = T2 \sin(\alpha) + T3 \cos(\alpha) \quad (4.54)$$

$$T2 = \mu T3 \quad (4.55)$$

Na qual:

L = a força lateral;

V = a força vertical;

$T2$ = a força de atrito no plano de contato;

$T3$ a força normal ao plano de contato;

α = é o ângulo do plano de contato;

μ = é o coeficiente de atrito entre as partes em contato.

Substituindo as Equações (4.53) na (4.54) e (4.55), tem-se a Equação (4.56) dividindo-se uma equação pela outra.

$$\frac{L}{V} = \frac{\tan(\alpha) - \mu}{1 + \mu \tan(\alpha)} \quad (4.56)$$

A Equação (4.56) é a ilustre equação de Nadal que é uma das mais práticas equações e fornece o valor crítico para o coeficiente de descarrilamento (L/V).

Figura 4.29 – Representação gráfica da Equação de Nadal

Fonte: SANTOS, 2015.

A Figura 4.29 apresenta a Equação de Nadal de forma gráfica, na qual pode ser observada a grande influência do valor do coeficiente de atrito na determinação do limite de descarrilamento. Desta forma, a lubrificação de curvas pode contribuir fortemente para a segurança operacional. Por exemplo, para um ângulo típico de contato de 65° tem-se do gráfico que o limite para um trilho seco ($\mu=0,5$), L/V igual a 0,80, enquanto se a superfície de contato estiver lubrificada de modo que μ igual 0,2, o valor limite de L/V , segundo Nadal é de 1,35, ou seja, 68% maior ou mais difícil de descarrilar.

B. Gerenciamento do atrito

Enfatizada a importância do coeficiente de atrito para a confiabilidade deve-se ensartar a ciência de como gerenciá-lo; sendo assim, originou-se o gerenciamento do atrito que é o processo de controlar o coeficiente de atrito existente no contato roda/trilho para atingir valores mais apropriados para a operação ferroviária e os melhores índices de desgaste, forças laterais em curvas e economia de combustível (SROBA et al., 2001).

O gerenciamento do atrito é o controle do atrito em duas partes distintas da interface roda/trilho através da lubrificação da face de bitola do trilho e flange das rodas e o controle do atrito no topo do trilho e na banda de rodagem das rodas. A lubrificação face de bitola (GF)

requer um lubrificante de alta qualidade, sólido ou líquido; enquanto o controle do atrito no topo do trilho (TOR) requer modificadores de atrito, também sólidos ou líquidos. A diferença entre lubrificante e modificador de atrito é conceitual, enquanto o lubrificante reduz o coeficiente de atrito a níveis mínimo; o modificador de atrito controla o atrito a níveis considerados ideais, que não interferem na tração e frenagem dos trens.

A lubrificação de trilhos com aplicação de lubrificante diretamente na face do boleto dos trilhos ferroviários tem sido usada por mais de 100 anos, de acordo com a literatura (EADIE, 2010). O objetivo principal desta prática é aumentar a vida útil dos trilhos nas ferrovias de transporte de carga, mas outros benefícios são obtidos como a redução de RCF e forças laterais. De acordo com Eadie et al. (2002), os principais benefícios do gerenciamento de atrito na interação entre roda e trilho são:

- redução do desgaste de trilhos e rodas (incluindo a redução da corrugação);
- redução de ruído e vibração;
- economia significativa de energia (combustível); e
- confiabilidade.

Reiff, R. (2007) afirma que benefícios adicionais devem ser considerados na redução dos defeitos de RCF, como *head checking* e *spalling*. Esta redução demonstrada nos programas de teste das ferrovias norte-americanas, cujos princípios do TOR são usados eficientemente na diminuição da geração de RCF. Situações com altos valores de coeficiente de atrito e de carregamento resultam na formação de trincas. O controle da área de contato e do atrito reduzem a formação do RCF. É importante ressaltar que a utilização de lubrificantes líquidos em trilhos com defeitos pré-existentes pode acelerar sua deterioração.

Segundo Magel et. al (2004), de acordo com estatísticas da Federal Railway Administration (FRA), entre 1995 e 2002, a existência de RCF está relacionada a 122 acidentes e pode ter contribuído com mais 160 outros. Magel et. al (2006) destaca sob o ponto de vista de segurança que a lubrificação GF combate o risco de subida de roda no trilho.

Nos últimos 25 anos, a indústria ferroviária tem desenvolvido estudos sobre gerenciamento de atrito. Os conceitos utilizados evoluíram, assim como os materiais, equipamentos de

aplicação e mensuração de resultados. Foram desenvolvidos conceitos e equipamentos TOR e GF (Figura 4.30).

Figura 4.30 - Exemplo de lubrificação na face da bitola

Fonte: RIBEIRO, 2015.

Estima-se que no Brasil existem mais de 250 lubrificadores em aproximadamente um mil quilômetro de ferrovias, vale ressaltar que a maioria dos lubrificadores está instalada nas linhas operadas pela MRS Logística.

As reduções de desgaste de trilho com aplicação do TOR e GF têm sido substanciais em ferrovias da Canadian Pacific (EADIE et al. 2003), Canadian National (EADIE et al., 2005) e Union Pacific (REIFF et al., 2005). Em geral, as diminuições típicas de taxas de desgaste (vertical e na face da bitola) variam de 40% a 60%.

Reduções no desgaste de trilho e roda têm sido incorporadas nas análises de custo-benefício, baseadas na extensão da vida do ativo. A maioria dos estudos de caso é confidencial, mas pode-se citar uma análise econômica baseada na aplicação do TOR em um test-site da Union Pacific, que foi publicada por Guins (2005). O resultado do projeto foi um valor presente líquido de US\$ 366.000,00 e taxa de retorno de 90% utilizando um horizonte de 10 anos, baseado na aplicação em uma modesta área de 9,6 quilômetros. Quando estendida para uma zona de 32 quilômetros, o valor presente líquido e a taxa de retorno seriam US\$ 6.999.000,00 - US\$ 1.300.000,00 e 70% - 90%, respectivamente.

A Canadian Pacific também construiu um estudo de caso em colaboração com a NRC-CSTT. Neste, foram obtidos resultados para uma aplicação em 1400 quilômetros, especificamente entre Calgary, Alberta, Vancouver e British Columbia. Os benefícios consideraram incluir projeções de vida de trilho baseadas no estudo de desgaste dos trilhos,

como também inferir a extensão da vida útil do trilho. Em suma, os benefícios incorporados foram reduções no consumo de combustível, no desgaste de trilho e no desgaste de roda.

4.6 Análise do Custo do Ciclo de Vida

Ribeiro (2015) definiu a análise do custo do ciclo de vida (Life Cycle Cost Analysis – LCCA) como um somatório de estimativas de custo, desde a concepção até a baixa de um ativo, por meio de um estudo analítico e de uma estimativa do total de custos envolvidos durante a vida do ativo. O objetivo do LCCA é escolher a melhor aproximação de uma série de alternativas para que o menor custo de longo prazo seja atingido.

O LCCA inclui todos os custos que são viáveis, devendo-se considerar as mudanças necessárias para cada caso específico. Para estudos de LCCA pode-se seguir o fluxo da Figura 4.31.

Figura 4.31 – Fluxo para elaboração do LCCA

Fonte: RIBEIRO, 2015.

Um conceito importante para LCCA é o valor presente líquido, ou Net Present Value (NPV). O NPV é a fórmula matemático-financeira capaz de determinar o valor presente de pagamentos futuros descontados a uma taxa de juros apropriada, menos o custo do investimento inicial. Basicamente, é o cálculo de quanto os futuros pagamentos, somados a um custo inicial, estariam valendo atualmente.

Assim sendo, para garantir os melhores resultados de um SGPF, os efeitos das decisões devem ser avaliados sistematicamente (ZOETEMAN, 1999). Putallaz (2003) destaca três parâmetros (ver Figura 4.32) que influenciam o desempenho da via permanente: capacidade (número de trens), substância (idade média da superestrutura) e qualidade (qualidade dos parâmetros geométricos). Ajustes podem ser feitos para a capacidade através das políticas de investimento, renovação e manutenção. Esses três parâmetros não podem ser ajustados independentemente. Uma via permanente antiga exige mais manutenção (para aumentar a

qualidade), ao passo que uma geometria inadequada (baixa qualidade) aumenta o desgaste da via permanente. Da mesma forma, mais obras de engenharia (manutenção e renovação) exigem mais utilização da via (menos capacidade), enquanto mais tráfego (alta capacidade) induz maior desgaste da via permanente.

Figura 4.32 – Três parâmetros básicos da via permanente ferroviária que influenciam o desempenho

Para verificar a robustez dos modelos LCCA, são utilizados dois métodos:

- **Análise de sensibilidade:** a desvantagem da análise de sensibilidade é que apenas uma variável é testada por vez. Assim, possíveis interações entre fatores não são reveladas.
- **Análise de incerteza:** Nessa abordagem, os parâmetros de entrada do modelo LCCA são considerados variáveis aleatórias a partir das quais as amostras são definidas. As técnicas de simulação são usadas para determinar a interação dos parâmetros de entrada com os resultados.

O custo do ciclo de vida da via permanente depende de dois aspectos principais: da configuração de rede e da complexidade de utilização da rede. Complexidade é um parâmetro predominante para o investimento e os custos de manutenção. Alguns dos principais indicadores são (ZHANG et. al, 2008):

- densidade de aparelhos de mudança de via;
- comprimento de linhas em pontes, túneis e linhas em via dupla;

- grau de eletrificação.

Em adição aos parâmetros de configuração, raios de curvas, carga por eixo e velocidade também têm o seu impacto nas despesas ciclo de vida. A utilização de dados operacionais tem um forte impacto sobre os custos de manutenção e na vida dos componentes até a substituição. Alguns dos principais indicadores são:

- frequências médias de trens por ano;
- tonelada média transportada por ano (carga e passageiros).

É difícil generalizar o LCCA por quilômetro de via devido à variabilidade em termos de complexidade e utilização. Um modelo de harmonização pode ser utilizado para comparar os dados de custo das diferentes configurações de via e utilizá-los da melhor maneira possível (STALDER, 2001). Alguns aspectos do modelo de harmonização são:

- Via singela ou dupla: a manutenção e renovação de via de linha singela requerem mais trabalho por quilômetro do que a de linhas em via dupla ou múltipla (por exemplo, para a logística do local de trabalho e preparação). Com base em uma análise detalhada dos dados da Companhia Nacional de Trem Francesa (SNCF) e de levantamentos de outras ferrovias, conclui-se que o custo de manutenção por quilômetros de via única é tipicamente 40% maior do que em via dupla. Por conseguinte, esse aspecto deve ser levado em conta quando da estimativa do LCCA por quilômetro de via.
- Densidades de aparelhos de mudança via: os AMV da via principal têm uma parte importante no custo de manutenção (com um impacto elevado na sinalização). Como as densidades de AMV variam nas linhas principais, a necessidade de harmonização é evidente.
- Utilização da via: a manutenção e renovação, bem como a vida útil dos elementos de via, dependem fortemente da utilização dos dados operacionais. A análise dos dados comprovou que as despesas de manutenção podem ser melhor harmonizadas de acordo com as frequências de trens, em particular por causa da forte correlação entre os tempos de interrupção e o custo de manutenção. Despesas de renovação são harmonizadas de acordo com a tonelada bruta transportada, que tem um grande impacto sobre o desgaste da via.

5 PROPOSTA DE METODOLOGIA DE SGPF

5.1 Roteiro Metodológico

Para conduzir a pesquisa, foi essencial escolher uma metodologia. Isso forneceu um meio para a integração dos diferenciais técnicos, comerciais, gerenciais e de aspectos do estudo. O estudo de metodologias de pesquisa fornece o conhecimento e habilidades necessárias para resolver os problemas e enfrentar os desafios de um ambiente de tomada de decisão (COOPER; SCHINDLER, 2006).

De acordo com a literatura, a pesquisa pode ser dividida em três categorias principais: propósito exploratório (para explorar um tópico novo), propósito descritivo (para descrever um fenômeno) e o propósito explicativo (para explicar por que algo ocorre). Como o conceito no Brasil de SGPF é novo, não está implantado nas ferrovias em estudo e há a necessidade de verificar um conjunto de parâmetros, índices e curvas de desempenho e custo de ciclo de vida, a tese foi categorizada para um modo exploratório, pois propõe:

- testar previsões de uma teoria ou princípio;
- elaborar e enriquecer explicação de uma teoria;
- estender uma teoria para novos assuntos ou tópicos;
- apoiar ou refutar uma explicação ou previsão;
- fazer a ligação de questões ou tópicos com um princípio geral;
- determinar qual das várias explicações é a melhor.

Para cumprir esse caráter exploratório, seguiu-se o roteiro metodológico da Figura 5.1, iniciando-se com a definição dos parâmetros.

Figura 5.1– Roteiro Metodológico da presente pesquisa

Fonte: Elaboração própria, 2016.

5.2 Ferrovia Brasileira em estudo

5.2.1 Características da Estrada de Ferro Vitória Minas

A EFVM está localizada nos Estados de Minas Gerais e Espírito Santo (Figura 5.2). Há integração com a malha da MRS, com a qual se conecta em Ouro Branco (MG) e com a FCA, com pontos de intercâmbio em Cariacica (ES), Ouro Preto, Santa Luzia e Sabará (todos em MG). Tem acesso, ainda, aos portos do Estado do Espírito Santo: Tubarão, Barra do Riacho e Vitória, sendo o terminal portuário de Tubarão o principal destino das cargas transportadas pela ferrovia.

Localizada na região Sudeste, a EFVM faz conexão com outras ferrovias integrando os estados de Minas Gerais, Goiás, Espírito Santo, Mato Grosso, Mato Grosso do Sul, Tocantins e o Distrito Federal, além de ter acesso privilegiado aos principais portos do Espírito Santo, entre eles os de Tubarão e Praia Mole.

Figura 5.2 – Mapa da malha ferroviária da EFVM

Fonte: RIBEIRO, 2012.

A EFVM também realiza transporte de passageiros, entre os Municípios de Belo Horizonte (MG) e Cariacica (ES). Anualmente, são transportados cerca de 1 milhão de passageiros nesse trecho ferroviário. Por meio da Estrada de Ferro Vitória a Minas e dos portos do Espírito Santo, a Vale para acesso dos produtos brasileiros ao mercado internacional.

Em 2015, a EFVM existia, em operação, uma frota composta de 315 locomotivas e 19.285 vagões. Transportou em 2014, 126,2 milhões de TU e apresentou uma produção de 72,7 bilhões de TKU. Os principais produtos transportados pela EFVM foram minério de ferro, carvão mineral, produtos siderúrgicos – bobina e coque, das quais 80% são minério de ferro e 20% correspondem aos demais.

A linha principal tem a seguinte frequência média de trens por dia:

- Carga - Minério e Carvão: 49

- Carga - Aço, Fertilizantes, Insumos Siderúrgicos, Combustíveis, Granito, Vagões Vazios de Retorno, etc.: 8,5
- Carga - Celulose e Madeiras: 2,5
- Carga - Grãos e Concentrado de Cobre: 7
- Passageiro: 2
- Trens de Serviço (exceto Auto de Linha): 6

As informações de volume de produção projetado são fornecidas em Milhões de Toneladas Úteis (MTU) ao ano e transformadas em Milhões de Toneladas Brutas Transportadas (MTBT), para atender às estratégias de manutenção da via permanente. Para converter o volume de MTU para MTBT, foi utilizado um coeficiente que considera o peso dos vagões vazios mais a capacidade de carregamento dos mesmos, em relação ao volume útil transportado.

Este fator de conversão faz-se necessário, visto que, a manutenção da via permanente em linhas gerais é impactada pelos esforços, utilização e desgastes gerados pelo somatório da carga útil mais a tara dos ativos de material rodante que trafegam sobre a via.

Figura 5.3 – Evolução da carga transportada na EFVM em MTBT

Fonte: PIEDADE, 2014.

Souza (2013) apresentou análises de capacidade da linha tronco (em pares de trens), as quais apontaram alguns pontos de restrição ao volume projetado (Figura 5.4).

Figura 5.4 – Capacidade e demanda analisados em 2014

5.2.2 Fatos importantes na História da Estrada de Ferro Vitória Minas

1903 – Tem início a construção da Estrada de Ferro Vitória-Minas (EFVM) com finalidade de ligar as cidades de Vitória – ES e Diamantina – MG, decreto lei nº 4337 de 01.02.1902 Governo Campos Salles.

1904 – O primeiro trecho de 30 km, entre Porto Velho, Cariacica-ES e Alfredo Maia foi inaugurado em 13 de maio, com a presença do Ministro Lauro Muller.

1908 – A EFVM alcança 244,74 km e 92m de altitude em relação ao nível do mar.

1910 – Remodelação da linha EFVM.

1911 – O controle da EFVM passa para a Itabira Iron Ore Co (inglesa) com a nova meta de ligar Vitória – ES a Itabira – MG para escoar o minério de ferro das minas de propriedade da mesma.

1915 – Paralisação das obras da EFVM pela escassez de material em decorrência da 1ª Guerra Mundial.

1932 – Concluída a ligação ferroviária Vitória – ES a Desembargador Drumond – MG atual km 507 da EFVM.

1940 – A EFVM transporta minério de ferro pela 1ª vez. Em julho, é efetuado o primeiro embarque de minério de ferro através do Porto de Vitória – ES. O navio Finlandês “Modesta” é carregado com 5.750 toneladas destinadas ao EUA.

1942 – Em 1º de junho, é criada a Companhia Vale do Rio Doce (CVRD), fundada por Getúlio Vargas, assumindo o controle da ferrovia e das minas de Itabira decorrente do acordo de Washington, assinado entre Brasil, Estados Unidos e Inglaterra em 03 de março deste ano. Neste ano, foram exportadas 66.000 toneladas de minério.

1944 – Finalizada a ligação ferroviária Desembargador Drummond – MG a Itabira – MG.

1947 – Remodelação e redução do trecho Vitória-Colatina, em 29 km.

1955 – Criação do depósito geral de britas na Via Permanente.

1962 – É finalizada a substituição de trilho de secção 35 kg/m pelo de secção 57 kg/m na linha principal.

1964 – 10 Milhões de toneladas de minério de ferro transportadas.

1966 – Em abril é inaugurada a 1ª fase do Porto de Tubarão formando o sistema integrado Mina-Ferrovia-Porto.

1968 – Início da soldagem de trilhos em barras de 216 metros (TLS).

1970 – 29 Milhões de toneladas de minério de ferro transportadas e início da duplicação e sinalização da Linha Tronco (Tubarão – Itabira), com término em 1979.

1971 – Construção do Ramal Costa Lacerda à Fábrica com 107 km.

1972 a 1978 – É feita a substituição do trilho de secção 57 kg/m pelo de secção 68 kg/m em toda linha principal e é iniciada a utilização de fixação elástica.

1974 – A operação de trens na Linha Tronco passa a ser controlada pelo CTC.

1975 – A empresa torna-se a maior exportadora de minério de ferro do mundo.

1976 – Concluída a duplicação da Linha Tronco (Tubarão – Itabira).

1977 – 66 Milhões de toneladas de minério de ferro transportadas ao ano.

- 1978 – Início da construção do Ramal do Porto de Barra do Riacho em Aracruz-ES.
- 1983 – Em novembro, foi atingida a marca de um bilhão de toneladas úteis acumuladas.
- 1985 – Pela primeira vez a marca de 100 milhões de toneladas úteis transportadas em um ano é ultrapassada.
- 1986 – A operação de trens no Ramal de Fábrica passa a ser controlada pelo CTC.
- 1987 – Início da substituição dos dormentes de madeira por dormentes de aço.
- 1988 – É feita a sinalização da linha do Ramal Desembargador Drumond – Fábrica.
- 1991 – É concluída a retificação da 1ª etapa da Variante Costa Lacerda-Capitão Eduardo, trecho adquirido pela EFVM da RFFSA/SR-2 em 1989, com 46 km de extensão.
- 1992 – Início da experiência com escória de aciaria como lastro ferroviário e que finalmente passou a ser utilizada em 1997.
- 1994 – Em 29 de julho, foi atingida a marca de 2 bilhões de toneladas úteis acumuladas. O trem de passageiros, que antes ligava Vitória – ES a Itabira – MG, chega a Belo Horizonte – MG.
- 1995 – Transporte de 100 milhões de toneladas de minério de ferro ao ano e início da construção da 2ª etapa da Variante Costa Lacerda – Capitão Eduardo, com término previsto para 1998.
- 1997 – No dia 05 de maio, a empresa foi privatizada em leilão na Bolsa de Valores do Estado do Rio de Janeiro.
- 1998 – É inaugurada, no dia 29 de julho, a 2ª Etapa da Variante Costa Lacerda - Capitão Eduardo. Recorde no transporte de contêineres e celulose, sendo respectivamente 240.244 e 707.521 toneladas.
- 1999 – No dia 19 de novembro, é entregue a 2ª linha do túnel de Nova Era, com 2.250 m, faltando até então, apenas 7 km de linha para a conclusão da duplicação do trecho Desembargador Drumond – Costa Lacerda, prevista para junho de 2000.

2000 – Criação do CCO no Porto de Tubarão. A operação do tráfego passa a ser computadorizada.

2002 – Dia 17 de setembro, é inaugurada a “Alça Ferroviária” de General Carneiro no Ramal de Belo Horizonte.

2003 – Recorde do transporte de carga, 119,7 milhões de toneladas.

2005 – Conclusão da construção da variante de Aymorés – MG. Início da experiência com dormentes de plástico do fabricante USPL.

2007 – Apresentação da nova marca mundial da empresa (Vale).

2010 – Início da experiência com jacarés endurecidos por explosão da fabricante Hewitt.

2012 – Início da utilização da Renovadora nas Renovações de EH e RH.

5.2.3 Características da Via Permanente da EFVM

A linha tronco estende-se em via dupla, na região do Vale do Rio Doce, ligando o porto de Tubarão em Vitória – ES a Itabira – MG, onde se localizam as jazidas de minério de ferro. Considera-se atualmente, as extensões de linha da Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Extensões de linha da EFVM

Extensão Linha Principal	1065,2 km
Extensão Ramal Fábrica	248,7 km
Extensão Ramal Belo Horizonte	119,3 km
Extensão Ramal Tubarão	41,9 km
Extensão Ramal Aracruz	46,2 km

Fonte: PIEDADE, 2014.

Em Desembargador Drumond – MG, à altura do km 507, está localizado o entroncamento que dá origem à denominada linha Desembargador Drumond – Fábrica (linha DD-FA) ou ramal de Fábrica, que se estende em via singela, até o pátio de Fábrica, situado na região das minas de minério de ferro de Serra Geral.

Um outro entroncamento na localidade de Costa Lacerda – MG, na linha DD-FA, dá origem à linha Costa Lacerda – Capitão Eduardo (Linha CS-CD) ou ramal de Belo Horizonte, que segue, em via singela, até a estação de Capitão Eduardo.

A Linha Tronco é configurada em via dupla, com pontos de cruzamento formados por travessões universais, espaçados em média de 7,5 km, também denominados Entre House (EH). Nestes pontos, estão situados os aparelhos de mudança de via (AMV) tipo AREMA (1:20) e abrigados os equipamentos dos sistemas de energia, sinalização e telecomunicações via cabo coaxial (House), num total de 92 locações.

Os AMV's são acionados remotamente pelo Centro de Controle de Tráfego (CCO) localizado no terminal de Tubarão, cidade de Vitória – ES. A linha DD-FA possui configuração de via singela, com 18 pátios de cruzamentos e distribuídos ao longo de sua extensão. A linha CS-CD também possui configuração de via singela, com um total de sete pátios de cruzamento, sem sistema de sinalização automático.

O terminal ferroviário de Tubarão tem a forma de pera, é constituído por cinco pátios interligados (recepção, alimentação, estacionamento e reparos leves, classificação de vagões e formação de trens), por um sistema de sinalização, com sete locações e um total aproximado de 130 km de vias sinalizadas.

A tabela 5.2 mostra as características da via permanente da EFVM ao final do ano de 2014.

Tabela 5.2 – Características da Via Permanente da EFVM	
Características	
Bitola	1,00 m
Perfil de trilhos Padrão	TR-68
Dormente Padrão	Aço
Taxa de dormentação	1.667 dormentes / km
Quantidade de dormente de Aço	1.786.331 unidades
Quantidade de dormente de Madeira	741.580 unidades
Quantidade de dormente de Plástico / borracha	775 unidades
Geometria Horizontal (Planta)	
Em Tangente	53%
Em Curva	47%
Total de curvas	2.549
Raio Mínimo	127,8m
Raio Médio	527m
Obras de Arte Especiais (pontes e viadutos ferroviários)	
Pontes ferroviárias	137
Viadutos ferroviários	32
Pontes/viadutos rodoviários	62
Túneis	44

Fonte: PIEDADE, 2014.

Embora o perfil TR68 seja um padrão na EFVM, ainda se encontram os perfis TR57 conforme demonstrado na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Localização dos tipos de perfis de trilho da EFVM

Tipo de Trilho	Km		Linha Tronco/Ramal
	Inicial	Final	
TR68	000+000	540+518	Linha Tronco
TR57	000+000	024+631	Ramal Aracruz
TR68	024+631	026+356	
TR57	026+356	046+186	
TR68	000+000	166+496	Ramal Fábrica
TR68	000+000	077+291	Ramal Capitão Eduardo
TR57	077+489	087+613	

Fonte: PIEDADE, 2014.

A fixação predominante dos trilhos nos dormentes é elástica, sendo que, na linha tronco, para dormentes de madeira e plástico, são do tipo Denick e para dormentes de aço podem ser do tipo Denick ou Fastclip (Figura 5.5).

Figura 5.5 – Dormente de aço com fixação fast clip na EFVM

Fonte: RIBEIRO, 2012.

A fim de padronizar a EFVM para novas construções, o dimensionamento da seção tipo de superestrutura é baseada nos seguintes dados (RIBEIRO, 2012):

- velocidade máxima constante, 80 km/h, velocidade média de cerca de 60 km/h;
- operação com três locomotivas tipo Dash-9 e 252 vagões GDE, com locotrol;
- carga por eixo das locomotivas: 29,6 toneladas;
- carga por eixo dos vagões: 36 toneladas; (prevendo um futuro aumento de carga);
- número de trens carregados por dia (em uma direção): 21;
- trilhos: TR 68;

- dormentes: em aço UIC 865 dimensões 230x09x25, em centímetros;
- espessura do lastro pétreo: 35 cm.

Ribeiro (2012) descreve a adoção de 35 cm para espessura do lastro e 30 cm de espessura para o sublastro, em virtude de ser essa a espessura que, constituída por um material com 24% de CBR, garante uma espessura de lastro equivalente igual à distância entre eixos dos dormentes e a tensão que chega no subleito. Os parâmetros do subleito de 200 quilômetros foram ensaiados em laboratório e encontram-se no anexo A.

A seção típica da via permanente está representada esquematicamente na Figura 5.6 para um ponto específico.

Figura 5.6 – Seção tipo para entrelaça variável

Fonte: RIBEIRO, 2012.

As rampas máximas por sentido de importação e exportação são apresentadas na Tabela 5.4. Os raios mínimos e a velocidade máxima para cada segmento são apresentadas na Tabela 5.5.

Tabela 5.4 – Localização e valor de inclinação do perfil longitudinal da EFVM

Linha	Trecho	Rampa Sentido	
		Importação	Exportação
Tronco - LT (via dupla)	Vitória – D.Drumond	1,0 %	0,3 %
	D.Drumond – Itabira	2,1 %	
Ramal de Fábrica	D.Drumond – Costa Lacerda	1,0 %	0,5 %
	Costa Lacerda – Fábrica	1,5 %	0,5 %
Ramal de Belo Horizonte	Costa Lacerda – Gongo Soco	1,8 %	1,1 %
	Gongo Soco – Cap.Eduardo	1,5 %	1,5 %

Fonte: PIEDADE, 2014.

Tabela 5.5 – Raios mínimos e velocidade máxima da EFVM

Linha	Trecho	Raios em metros		Velocidade em km/h
		Mínimo	Predominante	
Tronco - LT	Vitória – D.Drumond	208,35	343,82	60
	D.Drumond – Itabira	110,52	143,24	45
Ramal de Fábrica	D.Drumond – C. Lacerda Costa Lacerda – Fábrica	103,55	202,22	54
Ramal de B.Horizonte	C.Lacerda – Cap.Eduardo	90,47	245,55	30 /54

Fonte: PIEDADE, 2014.

5.2.4 Planejamento e controle da manutenção

5.2.4.1. Estrutura de manutenção

A estrutura de manutenção em 2015 contemplava:

- 3 oficinas de manutenção de máquinas de via e um total de 167 colaboradores;
- 11 sedes de manutenção de via e um total de 1.102 colaboradores.

As máquinas de via subdividem-se ao longo da EFVM conforme Tabela 5.6 para atendimento aos programas de manutenção corretiva, preventiva e preditiva.

Tabela 5.6 – Capacidade de produção das máquinas de via da EFVM

Equipamento	Capacidade bruta (km/ano)
Ultrassom	3367
Carro Controle	9186
Esmerilamento de linha	1899
Correção Geométrica de linha	
SL2029	257
SL2030	340
SL2031	302
SL2032	395
SL2033	131
SL2034	444
Correção Geométrica de AMV	
SC1019	20
SC1901	51
SC1903	44
Desguarnecimento	
DL1354	21
DL1355	60
DL1356	28
Renovadora de linha	64

Fonte: PIEDADE, 2014.

Para a correção geométrica de linha, o número de passes da socadora (processo onde a brita é empurrada para baixo dos dormentes e compactada para elevar a resistência mecânica do lastro à passagem do trem) foi resultado da experiência e realizado no ano 2013 (PIEADADE, 2014), sendo:

- Renovação de Linha – 5,73 passes em média
- Recuperação de Linha – 2,72 passes em média
- Socaria cíclica – 1,65 passes em média
- Serviços Spot – 1,65 passes em média

O consumo médio de lastro resultado da experiência para as respectivas atividades de manutenção e renovação foi de:

- Correção geométrica de AMV – 105 m³/AMV
- Correção geométrica de linha – 210 m³/km
- Desguarnecimento de AMV – 631 m³/AMV

- Desguarnecimento de linha – 504 m³/km
- Recuperação de AMV – 216 m³/AMV
- Recuperação de linha – 283 m³/km
- Socaria spot – 150 m³/km.

Os colaboradores distribuídos ao longo da ferrovia realizam as seguintes atividades de manutenção de superestrutura:

a) Trilhos:

- Alívio de Tensões Térmicas no TR 68 nos dormentes de aço e na fixação elástica.
- Substituição de Trilhos Longos Soldados (TLS) TR68 em dormentes de aço e fixação elástica.
- Substituição de Trilhos Longos Soldados (TLS) TR68 em dormentes de madeira e fixação elástica.
- Soldagem aluminotérmica de trilhos.
- Substituição de trilho TR68 em AMV.
- Corte de trilhos com maçarico.
- Corte de trilhos com policorte.

b) Dormentes

- Substituição de dormentes de madeira por aço bitola métrica, sem levante.
- Substituição de dormentes de madeira por aço bitola métrica, com levante (atividade realizada com equipamento denominado “mamute” que desloca verticalmente os trilhos e dormentes do lastro e facilita a substituição dos dormentes).

- Substituição de dormentes de aço por aço, bitola métrica, sem levante.
- Substituição de dormentes de aço por aço, com levante, bitola métrica.
- Substituição de dormentes de madeira por madeira chapeada, bitola métrica, sem levante.
- Substituição de dormentes de madeira por madeira, com levante.
- Substituição de dormentes de aço por madeira, bitola métrica, sem levante.
- Substituição de dormentes de madeira em AMV núemro 10 ou 20 (os AMV são identificados pelo valor da tangente do ângulo de abertura entre a via direta e a via desviada, a que corresponde também o ângulo do jacaré).
- Assentamento de dormente de madeira em pontes metálicas não lastradas.
- Substituição de dormentes de madeira ou aço por madeira ou aço sem desguarnecimento, em túneis.
- Substituição de dormentes de madeira de 2,80 m por madeira, fixação elástica, sem desguarnecimento, bitola mista.
- Espalhamento de dormentes, madeira ou aço.
- Empilhamento de dormentes, madeira ou aço.

c) Lastro

- Desguarnecimento e limpeza manual de lastro de linha de bitola métrica/mista até a face inferior do dormente.
- Desguarnecimento e limpeza manual de lastro de linha de bitola métrica/mista até 30cm abaixo da face inferior do dormente.
- Limpeza de materiais sobre a linha, minério, carvão, argila.
- Limpeza de brita sobre a linha.

- Descarga de lastro ferroviário.
- Nivelamento manual de bitola métrica, fixação elástica.
- Nivelamento manual de AMV, bitola métrica, n.20.
- Desguarnecimento e limpeza de lastro, até a face inferior dos dormentes, de aparelho de mudança de via, AMV n.10 ou 20, bitola métrica.

d) Aparelho de mudança de via

- Substituição de AMV Completo número 10 ou 20.
- Substituição de jacaré em AMV número 10 ou 20.
- Substituição de contratrilho em AMV número 10 ou 20.
- Esmerilamento de jacaré número 10 ou 20.

e) Acessórios

- Carregamento manual de materiais metálicos.
- Descarga manual de materiais metálicos (chapas, pregos, tirefonds, grampos).
- Assentamento de juntas isoladas coladas.
- Reaperto geral das fixações.
- Substituição de almofada isolante de dormentes de aço.

Dentre as atividades de manutenção, pode-se listar cinco que consomem cerca de 80% de homem-hora disponível para manutenção conforme Tabela 5.7.

Tabela 5.7 – Homem-Hora por atividade e manutenção

Atividade de manutenção	Homem-hora (hh)	Unidade
Substituição de trilhos com dormente de madeira	6,51	hh/ton
Substituição de trilhos com dormente de aço	5,62	hh/ton
Substituição de dormentes de madeira por aço com levante	0,16	hh /dormente
Substituição de dormentes de aço por aço com levante	0,15	hh /dormente
Espalhamento de dormentes, madeira / aço	0,06	hh /dormente

Fonte: PIEDADE, 2014.

5.2.4.2. Estratégias de manutenção da via permanente da EFVM

A necessidade de se definir a vida útil dos materiais e ciclos de serviços de acordo com o volume de carga transportada é fundamental para o planejamento da manutenção. Nas seções seguintes serão descritas algumas das estratégias de manutenção em andamento na EFVM.

O orçamento de manutenção para 2015 para atender às atividades listadas e os limites técnicos apresentados nas seções seguintes foi aproximadamente de R\$ 94 milhões para pessoal, serviço, etc., e um orçamento de investimentos de R\$ 330 milhões divididos nas atividades de melhoria e renovação já contemplando os materiais (trilhos, dormente e lastro).

a. Trilhos

Os trilhos especificados para EFVM atualmente são fabricados na seção 136-10 RE (TR-68), conforme a AREMA, em aço carbono ou micro ligados com boletos termicamente tratado, dureza média de 370 Hb. A tensão máxima no trilho devido a flexão (σ_T) é de 25 psi (175 MPa) ou 17,5 kg/mm², segundo AREMA Chapter 16, Part 10, item 10.2.2.5.

A gestão dos trilhos é efetivada com a análise de seus limites técnicos estruturais que podem ser divididos em: fadiga, desgaste e defeito superficial. A Tabela 5.8 apresenta uma estimativa de vida útil média por fadiga (MTBT), sendo que o controle de data de instalação de cada TLS e do MTBT são realizados por um sistema de manutenção.

Tabela 5.8 – Vida útil média de trilhos por limites de geometria da via
Vida útil média de trilhos por geometria na EFVM

Faixa geométrica de raio (m)		MTBT
De	Até	
Tangentes		1800
	1146	1319
1146	573	1201
573	382	1012
382	286	854
286	229	668
229	191	421
191	164	432
164	143	374
143	127	351

Fonte: BACHETTI et al., 2015.

Outro item de controle é o desgaste dos trilhos que atualmente pode ser monitorado com o carro controle em cada uma de suas inspeções, sendo o limite de desgaste praticado na ferrovia conforme Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Limite de desgaste de trilhos TR68 na EFVM

Desgaste percentual dos trilhos (boleto)				
Trilho	Curvas	Curvas	Curvas	Tangentes
	Acima de 3,5°	De 2° a 3,49°	Até 1,99°	
TR68	30%	35%	40%	50%

Fonte: BACHETTI et al., 2015.

Por último, e não menos importante, os defeitos superficiais dos trilhos ou Rolling Contact Fatigue – RCF são inspecionados visualmente e categorizados conforme Figura 5.7. Para se minimizar o RCF, a estratégia de esmerilamento por vezes definida como ideal, seria o ciclo de 30 MTBT, considerando-se esmerilamento perfil assimétrico para as curvas e perfil simétrico para as tangentes. Ainda está por se desenvolver equipamento capaz de realizar a identificação e classificação automática dos defeitos dispensando a inspeção visual ao longo da ferrovia.

Figura 5.7 – Níveis de degradação do trilho por RCF

Fonte: BACHETTI et al., 2015.

Outro monitoramento dos trilhos é a inspeção de ultrassom com ciclos de 25 MTBT. Vale destacar que uma das atividades em desenvolvimento na EFVM é a implantação do processo da lubrificação fixa que se iniciou em 2012 e contemplará a instalação de aproximadamente 129 lubrificadores, a fim de aumentar a vida útil média dos trilhos.

b. Dormentes

A gestão dos dormentes também é realizada com base nos limites técnicos estruturais e podem ser divididos em: taxa de dormentes inservíveis (Tabela 5.10), sequência de dormentes inservíveis (Tabela 5.11), e fadiga (Tabela 5.12).

Tabela 5.10 – Taxa de dormentes de madeira inservíveis admissível

Tangente	$R \geq 350$	$250 < R < 350$	$R < 250$
20%	20%	15%	10%

Fonte: BACHETTI et al, 2015.

Tabela 5.11 – Sequência de dormentes de madeira inservíveis admissível para EFVM

Velocidade (km/h)	30	40	50	60	70
Sequência	2	2	1	1	1

Fonte: BACHETTI et al, 2015.

Tabela 5.12 – Limite técnico dos dormentes

Dormente	Anos
Madeira	12
Aço	25

Fonte: BACHETTI et al, 2015.

Vale ressaltar que o limite técnico deve ser analisado pela tensão de ruptura a tração no dormente de madeira, sendo de 8 MPa, para a espécie pinho-do-paraná, podendo chegar a 17 MPa em eucaliptos, e até 23 MPa em aroeiras (PFEIL, 2003). Além do mais, os dormentes minimamente devem obedecer aos requisitos da norma da ABNT quanto ao fornecimento e classificação (NBR 7511 e NBR 12083). Já o módulo de elasticidade do dormente de aço é de aproximadamente 200 MPa, segundo Ballarin (2006).

No ano de 2013, a Vale realizou a primeira homologação de dormentes poliméricos para linha corrida após testes laboratoriais e em campo, sendo, a partir de então, uma alternativa. Entretanto, conforme alertado por Rodrigues (2010), esse dormente possui módulo de elasticidade nominal de 1,17 MPa, cerca de 5 a 6 vezes menor que o dormente de madeira, constituindo a sua maior fragilidade.

Figura 5.8 – Dormentes poliméricos no km 233 linha 2 da EFM

Fonte: Elaboração própria, 2013.

c. Lastro

A EFVM utilizou escória de aciaria durante muitos anos e após diversas inspeções na ferrovia e nas siderúrgicas, como também reuniões com participação do autor da presente pesquisa para a definição da norma de aplicação deste produto compreendeu-se os potenciais problemas associados ao uso como lastro:

- Geração excessiva de finos.
- Instabilidade da estrutura do agregado devido à presença de óxidos de magnésio e cálcio livres que sofrem expansão e com isso há a intensa desagregação de partículas.

Dessa forma, após interrupção do fornecimento, desde 2014, depara-se com a tentativa de elaboração da norma para efetiva estabilização antes da disponibilização como lastro, dentre outros, a realização de testes *in situ* para avaliação do desempenho. Os locais onde foram aplicados estão sendo removidos pelo processo de desguarnecimento ao longo dos anos.

Figura 5.9 – Escória fragmentada pela expansão de óxido de magnésio no trecho próximo a Governador Valadares

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Visando melhorar a performance e confiabilidade do lastro, foi realizada, em 2011, uma revisão da especificação técnica de lastro da EFVM, que segue desde então o padrão 24 da AREMA (2015), descrito na Tabela 5.13.

Tabela 5.13 – Granulometria de lastro padrão 24

Peneira lado da malha (mm)	Percentagem passante em relação à massa total (%)
76 (3")	100
64 (2 ½ ")	90-100
38,0 (1 ½ ")	25-60
19 (3/4)	0-10
12,5 (1/2)	0-5

Fonte: AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE-OF-WAY ASSOCIATION, 2015.

A gestão do lastro ferroviário na ferrovia após o desenvolvimento da pesquisa em 2011 seguiu-se com a proposta de ser realizada com base no índice de qualidade do lastro -IQL (RIBEIRO et al, 2015) e calculado pela expressão:

$$IQL = P_{0,075} + P_{12,7} \quad (5.0)$$

Sendo:

$P_{0,075}$ = percentual em peso retido na peneira de 0,075 mm

$P_{12,7}$ o percentual em peso retido na peneira de 12,7mm

A classificação foi subdividida conforme a Tabela 5.14.

Tabela 5.14 – Índice de qualidade do lastro

Índice de Qualidade do Lastro (IQL)	
Limpo	$IQL < 1$
Moderadamente Limpo	$1 < IQL < 20$
Moderadamente Colmatado/Contaminado	$20 < IQL < 30$
Colmatado/Contaminado	$30 < IQL < 40$
Altamente Colmatado/Contaminado	$IQL > 40$

Fonte: RIBEIRO et al, 2015.

Definido o índice de qualidade, a estratégia de desguarnecimento proposta na ferrovia está de acordo com a Tabela 5.15.

Tabela 5.15 – Limites técnicos para desguarnecimento total do lastro

Descrição	Limites Técnicos
Desguarnecimento total de lastro em curvas e tangentes	$IQL > 40$

Fonte: RIBEIRO et al, 2015.

Sobre o lastro utilizado na EFVM, Merheb (2014) expôs o projeto de pesquisa concretizado entre o Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo e a Vale S.A. O resultado principal da pesquisa foi um trabalho experimental da caracterização física do material coletado no pátio da Vale em Cariacica, e análise das propriedades mecânicas através do ensaio triaxial de grande escala com corpo de prova de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura (Figura 5.10), 290.000 ciclos divididos em quatro níveis de tensões diferentes.

A pedreira que forneceu o lastro em questão tem plano de lavra com bancadas constituídas de granito, embora ocorram intrusões de basalto, concluindo-se que o material não possuía impedimentos para a produção de agregados, sob o ponto de vista petrográfico.

Figura 5.10 – Material coletado no pátio da Vale em Cariacica/ES e ensaio triaxial de grande escala

Fonte: Merheb, 2014.

A Figura 5.11 sintetiza os resultados da caracterização física e os limites das especificações técnicas adotadas.

Figura 5.11 – Caracterização física do agregado da pedreira Brasitália

Parâmetro	ABNT	AREMA (Granito)	Resultados
	Limites		
Partículas não cúbicas (1ª coleta)	máx. 15,0%	-	43,7%
Partículas não cúbicas (2ª coleta)	máx. 15,0%	-	27,2%
Partículas lamelares e/ou alongadas (1ª Coleta)	-	máx. 5,0%	13,0%
Partículas lamelares e/ou alongadas (2ª Coleta)	-	máx. 5,0%	7,0%
Forma das partículas	Cúbica	Cúbica	Cúbica
% passante na peneira nº 200	-	máx. 1,0%	0,45%
Material pulverulento	máx. 1,0%	-	0,45%
Massa específica aparente	mín. 2500 kg/m³	-	2796 kg/m³
Densidade	-	mín. 2,60	2,8
Absorção de água	máx. 0,8%	máx. 1,0%	0,35%
Porosidade aparente	máx. 1,5%	-	0,9%
Resistência à intempérie (ABNT)/ Sanidade (AREMA)	máx. 10,0%	máx. 5,0%	0,1%
Resistência ao choque (Índice de tenacidade Treton máximo)	máx. 25,0%	-	21%
Resistência ao desgaste Los Angeles	máx. 30,0%	máx. 35,0%	26,5%
Teor de fragmentos macios e friáveis	máx. 5,0%	-	0%
Torrões de argila	máx. 0,5%	máx. 0,5%	0%
Limite de massa unitária no estado solto	1,25 g/cm³	-	1,43 g/cm³

Fonte: Merheb, 2014.

Com os resultados das análises de grande e pequena escala (Figura 5.12), percebeu-se que as amostras estabilizavam após os ciclos iniciais e que as deformações plásticas continuam se acumulando até atingir um novo ponto de equilíbrio ou alcançar a ruptura (teoria shakedown). Ainda, pelos ensaios mecânicos de grande escala, pode-se concluir que a colmatação do lastro resulta em taxas de deformação maiores que o lastro limpo devido à redução da resistência ao cisalhamento.

Figura 5.12 – Resultados dos ensaios cíclicos para amostras de grande escala e pequena escala (a) Módulo de resiliência (b) Deformação permanente

Fonte: Merheb, 2014.

Um estudo que ainda está por se fazer é a análise do desempenho do lastro por meio da correlação das deformações plásticas e o ciclo de correção geométrica, já que os recalques das camadas de lastro, sublastro e subleito irão gerar irregularidades geométricas definindo assim a necessidade de socaria. Em 2015, a ferrovia planejava o ciclo de correção geométrica de acordo com a Tabela 5.16.

Tabela 5.16 – Ciclo de correção geométrica

Local	Ciclo
Linha principal	180 MTBT
Linhas de cruzamento de pátios	180 MTBT

Fonte: BACHETTI et al, 2015.

5.2.5 Geologia regional e perfil geológico da via

O traçado da linha-tronco da EFVM está posicionado mais especificamente sobre a faixa Araçuaí, no vale do Rio Doce e Serra do Espinhaço. O estado do Espírito Santo ocupa uma área de 46.184,1 km² na região Sudeste do Brasil, fazendo divisa com o estado de Minas Gerais a oeste, Bahia a norte e Rio de Janeiro a sul. É banhado pelo Oceano Atlântico a leste.

Encontra-se na porção sudeste do Escudo Atlântico em que o embasamento cristalino pré-cambriano aflora. Tal região foi formada durante o ciclo neo-proterozoico Brasileiro-Pan Africano (850/500 Ma) que descreve a formação da porção ocidental do continente Gondwana, a partir da quebra do supercontinente anterior Rodínia/Pannotia.

Um dos fragmentos originários da fragmentação do Paleocontinente Rodínia é o Cráton do São Francisco que, durante a fase divergente desse processo, foi cercado por antigos oceanos. As faixas orogênicas que cercam o Cráton São Francisco foram divididas em três províncias geotectônicas: Borborema, Tocantins e Mantiqueira. O projeto da EFVM está inserido na Província da Mantiqueira, particularmente nas faixas orogênicas de Araçuaí e Ribeira. Registros de atividades magmáticas são expostos pela presença de rochas plutônicas tais como o granito. Os processos orogenéticos induziram o metamorfismo das rochas pré-existentes gerando gnaisses, xistos e quartzitos.

O relevo do estado é constituído de duas unidades: a Baixada Espírito-Santense e a Serra Capixaba. É formado por rochas cristalinas, sobretudo gnaisses e granitos. A nordeste do Rio Doce, o relevo é de origem sedimentar e, a noroeste, é formado por gnaisses e granitos. De largura variável, a Baixada Espírito-Santense acompanha toda a costa capixaba, da divisa com a Bahia até o limite com o Rio de Janeiro. Estreita ao sul, alarga-se consideravelmente a partir de Aracruz, no sentido norte. Ocupa cerca de 40% do território estadual.

A segunda unidade do relevo são os planaltos, que ocupam 60% do território do estado. Tem uma altitude média de 758 m. O Espírito Santo é coroado por maciços montanhosos, e, entre os quais, destacam-se os picos da Serra do Caparaó. Ao norte do Rio Doce, as altitudes diminuem sensivelmente, porém apresentam-se algumas elevações rochosas, os pontões, impropriamente chamados de serras, entre as quais a do Serra do Pancas e a do Serra do Cunha.

A rede hidrográfica é constituída pelas bacias dos rios Itaúnas, São Mateus, Doce, Riacho, Pequerê Açu, Reis Magos, Santa Maria da Vitória e Jucu.

O Estado de Minas Gerais ocupa uma área de 586.528 km², com altitudes variando entre 100 e 1.500m, tipicamente planaltos. Mais da metade do estado localiza-se no Planalto Atlântico, com relevos de mares de morros, enquanto que, na sua porção noroeste, o estado apresenta platôs do Planalto Central.

Do relevo, destaca-se em uma Faixa central, de sentido N-S, com quase 2.000 km de Extensão, onde se formou a Cordilheira do Espinhaço, cujo início se dá ao sul de Ouro Preto. Esta cadeia de montanhas é formada por diversos tipos de rochas metassedimentares (quartzitos, xistos, formações ferríferas, mármore, etc.), além de intrusões básicas e ultrabásicas, cujas idades se situam entre o arqueano e o algonquiano. Essa cordilheira também possui numerosos planaltos acima da cota 1.000 e Picos como o Itacolomi (1.797 m), Piedade (1.845 m) e Itabira (1.550 m).

O Espinhaço, pela sua localização, separa as principais bacias hidrográficas de Minas, destacando-se, a oeste, a bacia do Rio São Francisco, com sentido aproximado S-NE, com seus afluentes como o Cipó, o Rio das Velhas, o Pará, o Paraopeba, o Abaeté e o Paracatu, entre outros, com extensos aluviões auríferos e diamantíferos. O São Francisco é um rio de planalto, mas seu curso médio é de planície, quando corta a bacia formada por calcários e xistos da Série Bambuí. Seguindo em direção ao oeste para as bacias dos rios Grande e Paranaíba, até o extremo oeste do Estado, encontra-se na zona do Triângulo Mineiro diversas formações do período triássico (conglomerados, arenitos eólicos e fossilíferos).

A leste do Espinhaço, numa extensa faixa situada entre os paralelos 15 ° e 20°S, corre, no sentido NE-E, o rio Doce e seus afluentes, que cortam a principal província pegmatítica de Minas Gerais, de onde são extraídas desde meados do século passado gemas como águas marinhas, turmalinas, kunzitas, além de outros minerais industriais. Nas regiões situadas ao norte e nordeste, numa faixa limitada pelos paralelos 15° e 17°S, ocorre a extensa bacia do rio Jequitinhonha, com nascentes na Serra do Espinhaço, com sentido geral SW-NE e exploração intensa no passado de aluviões de ouro e diamante.

5.2.6 Classe de via permanente

Assim como há a classificação de via permanente das normas americana e europeia, descritas no Capítulo 4, está em desenvolvimento no Comitê Brasileiro Metroferroviário (CB-06), as classes para as vias operacionais, sendo que as vias em manutenção não são classificadas, enquanto persistirem nesta condição. Sobre a norma, pode-se dizer que a diferença entre cada uma das classes se constitui nas velocidades de operação estipuladas bem como nas previsões de transportes.

Cada classe de via tem uma velocidade operacional máxima permitida para trens de cargas e trens de passageiros, conforme Tabela 5.17, e previsões anuais de transportes, conforme Tabela 5.18.

Tabela 5.17 – Velocidade operacional (km/h)

Codificação (N _A)	Trens de carga	Trens de passageiro
1	< 15	< 25
2	16 a 40	26 a 45
3	41 a 65	46 a 95
4	66 a 95	96 a 125
5	96 a 125	Não aplicável

Fonte: CB-06, 2015.

Tabela 5.18 – Previsões anuais de transportes

Codificação (N _B)	Milhões de toneladas brutas (ano)
1	< 30
2	31 a 60
3	61 a 90
4	91 a 140
5	141 a 190
6	Acima de 190

Fonte: CB-06, 2015.

Por estes critérios, a EFVM, em sua linha tronco seria classificada como C36, para uma velocidade de 60 km/h e 222 MTBT conforme exibido nas seções anteriores. Uma vez feita a classificação, a ferrovia é responsável por manter sua via permanente nos padrões correspondentes para a classe determinada.

5.2.7 Limites de segurança para monitoramento geométrico

Ao mesmo tempo, está em desenvolvimento no Comitê Brasileiro Metroferroviário (CB-06), os limites para as classes das vias operacionais. De acordo com o comitê os valores contidos na Tabela 5.19 indicam os limites a partir dos quais devem ser programadas intervenções de manutenção ou rebaixada a classe da via em bitola de 1000 mm.

Tabela 5.19 – Parâmetros limites de geometria de via para bitola métrica

Descrição do parâmetro de geometria da via			Bitola	Faixas de velocidades autorizadas				
				0 - 15 km/h	16 - 40 km/h	41 - 64 km/h	65 - 96 km/h	96 - 128 km/h
Bitola	1	Limite de bitola aberta (Bitola estática)	Métrica	40 mm	40 mm	40 mm	40 mm	40 mm
		Limite de bitola fechada (Bitola estática)	Métrica	-15 mm	-15 mm	-15 mm	-15 mm	-15 mm
	2	Variação Rápida de Bitola em 5m (Bitola estática)	Métrica	25 mm	25 mm	25 mm	16 mm	16 mm
Nivelamento Transversal	3	Variação do nivelamento transversal a cada 2 metros	Métrica (Tangente)	47mm	18mm	11mm	7mm	6mm
			Métrica (Curva)	26mm	10mm	6mm	4mm	3mm
	4	Variação do nivelamento transversal a cada 10 m	Métrica	53mm	37mm	33mm	31mm	30mm
Alinhamento	5	Desalinhamento de curva em 10 m Variação máxima de flecha horizontal entre pontos adjacentes medidas a cada 2,5m no centro de corda de 10m.	Métrica	31mm	24mm	18mm	13mm	8mm
	6	Defeito de alinhamento em tangente Variação máxima de flecha horizontal entre pontos adjacentes medidas a cada 2,5m no centro de corda de 10m	Métrica	31mm	24mm	18mm	13mm	8mm
Curvatura	7	Superelevação máxima em curva	Métrica	100 mm	100 mm	100 mm	100 mm	100 mm

Fonte: Adaptado CB-06, 2015.

NOTA 1 Os valores da tabela foram estabelecidos considerando-se os limites superiores das faixas de velocidade. Para valores intermediários de cada faixa, os valores devem ser interpolados ou calculados proporcionalmente à velocidade de circulação.

NOTA 2 Cada ferrovia pode utilizar tabelas específicas para uso interno, desde que nelas sejam respeitados os limites especificados e as proporcionalidades às velocidades.

5.2.8 Caracterização climática

A pluviometria é importante para o comportamento dos pavimentos devido à variação do teor de umidade dos materiais que os constituem e em função das condições de drenagem (RIBEIRO, 2012). Para caracterizar-se a precipitação na EFVM, pode-se dividir a malha em 12 trechos climatológicos:

- Vitória/Colatina
- Piraqueçú/Aracruz
- Colatina/Conselheiro Pena
- Conselheiro Pena/Governador Valadares
- Governador Valadares/Ipatinga
- Ipatinga/Drumond
- Drumond/Itabira
- Drumond/Costa Lacerda
- Costa Lacerda/Capitão Eduardo
- Costa Lacerda/Engenheiro Bandeira
- Engenheiro Bandeira/Ouro Branco
- Engenheiro Bandeira/Fábrica

A Figura 5.13 apresenta o histórico da precipitação, dividida pelos respectivos trechos no período de outubro de 2010 a outubro de 2012. Percebe-se que o local que mais sofre com chuvas é o trecho de “Costa Lacerda a Capitão Eduardo”, com precipitação acumulada de 3724,85 mm, seguido do trecho de Vitória a Colatina com precipitação de 3651,78 mm.

Figura 5.13 – Precipitação por trecho

Fonte: RIBEIRO, 2012.

As condições ambientais e climáticas têm, igualmente, um peso grande no comportamento das ferrovias, quer pela pluviometria característica de cada região quer pela altitude onde se desenvolve comportamentos diferentes (temperaturas baixas ou altas, etc.).

5.3 Desenvolvimento do sistema de gerência para a EFVM

A proposta de desenvolvimento do SGPF para a EFVM segue o plano proposto na Figura 5.14 abordando em nível de rede a avaliação do estado da superfície por parâmetros de desgaste de trilhos e RCF, a avaliação funcional pela definição do índice de qualidade geométrica da EFVM (IGVM), a segurança pela avaliação do coeficiente de atrito (μ) e a avaliação estrutural pelo levantamento do módulo de via (u). Finalmente em nível de projeto o desenvolvimento de equações de predição para análises do custo do ciclo de vida e a validação estrutural da estratégia adotada.

Figura 5.14 – Fluxograma de um Sistema de Gerência de Pavimento Ferroviário (SGPP)

Fonte: Elaboração própria, 2017.

5.3.1 Processamento de dados para análise por estratégia de manutenção

A segmentação do trecho em estudo, de acordo com a Tabela 4.4, será de comprimento variável, pois atende ao objetivo da pesquisa de analisar a degradação comparando os segmentos e gerando índices que possibilitem o planejamento das atividades principais de manutenção tais como substituição de trilhos e renovação da superestrutura.

Para avaliação da condição atual cada elemento (curva e tangente) será subdividido em 10 blocos, segundo exemplo da Tabela 5.20. Vale lembrar que esta segmentação é bem compreendida na EFVM, visto que as atividades de manutenção comumente utilizam essas marcações ao longo da ferrovia.

Tabela 5.20 – Exemplo de divisão de elemento em comprimento variável para análise da qualidade geométrica

Linha	Nº Elemento	Quilometragem		Extensão	Curva/Tangente	Lado	Raio (m)
1	1	005+564	006+781	1.217.000	Tangente		0,000
	1.1			121.700			
	1.2			121.700			
	1.3			121.700			
	1.4			121.700			
	1.5			121.700			
	1.6			121.700			
	1.7			121.700			
	1.8			121.700			
	1.9			121.700			
	1.10			121.700			

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Definidos os blocos para realização desta pesquisa, o principal banco de dados foi as inspeções do carro controle EM-80, que entre dezembro de 2013 e dezembro de 2015, houve 12 inspeções descritas na Tabela 5.21. Para esta pesquisa, foi adotado, como representativo da malha da EFVM, o trecho do km 113+196 (EH20) ao km 215+652 (EH33) pertencentes a linha 1 da linha tronco ou principal, exposta na Figura 5.15. O anexo A apresenta a característica geométrica do trecho em estudo.

Figura 5.15 – Trecho representativo para estudo da implantação de SGPF

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Tabela 5.21 – Inspeções do carro controle no âmbito de estudo

Ano	Inspeção	Mês
2013	7	Dezembro
2014	1	Janeiro
2014	2	Fevereiro/março
2014	3	Julho
2014	4	Setembro
2014	5	Novembro
2015	1	Fevereiro
2015	2	Abril
2015	3	Junho
2015	4	Agosto
2015	5	Outubro
2015	6	Dezembro

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Sobre o banco de dados, pode-se dizer que a fase de conversão dos arquivos de registro das medições realizadas pelo carro controle EM-80 é executada com uma ferramenta cuja linguagem de programação é C# / VBA / Excel, cuja sintaxe do C# é familiarizada com C, C++ ou Java. Com a disposição dos dados gerados pelo Carro Controle para 321 elementos em uma subdivisão de 3120 blocos resultaram em 396.000 medições de cada parâmetro geométrico. A quantidade de dados é similar gerada também para as medições de perfil de trilho.

5.3.2 Dados históricos

a. Construção e reabilitação

A malha em estudo contempla um histórico de atividades de construção, desguarnecimento e recuperação conforme Tabela 5.22.

Tabela 5.22 – Histórico de construção, desguarnecimento e recuperação

Locação	Construção	Renovação		Recuperação
EH 20-21		2007	2014	
EH 21-22			2002	
EH 22-23			2003	
EH 23-24			2004	
EH 24-25			2009	
EH 25-26			2008	
EH 26-27		2000	2012	
EH 27-28			1999	2008
EH 28-29			1992	2008
EH 29-30			1993	2008
EH 30-31	2005			
EH 31-32	2005			
EH 32-33	2005			

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Sobre o histórico vale ressaltar que foram realizadas manutenções preventivas para substituição de dormentes de madeira por aço em curvas como a recuperação da EH 25-26 e a renovação da RH 29 descritas na tabela 5.23 o qual será um fator importante de análise nas fronteiras dos elementos.

Tabela 5.23 – Manutenção no período de análise das inspeções de geometria Dezembro de 2013 a Dezembro de 2015.

Tipo de Serviço / Local	km início	km fim	Data Inicio	Data Fim
RENOVAÇÃO RH 29			23/06/2014	01/08/2014
RECUPERAÇÃO EH 25/26 L01	150+912	158+054	17/11/2014	13/12/2014

Fonte: Elaboração própria, 2016.

b. Restrições de velocidade

O histórico de restrições de velocidade no trecho em estudo e seus respectivos motivos para o ano de 2013 estão relacionados na Tabela 5.24.

Tabela 5.24 – Restrições de velocidade em dezembro de 2013

Local	Velocidade (km/h)	Descrição do defeito	Extensão Real (km)	km início	km fim
26/27	30	Lastro colmatado	0	157+400	162+600
28/29	30	Lastro colmatado	0,012	173+100	178+312
22/23	30	Geometria	0,03	129+250	134+480
23/24	30	Trilho com defeito superficial	0,05	137+900	143+150
25/26	30	Flambagem	0,01	149+590	154+800
28/29	30	Consolidação de Lastro	0,03	172+200	177+430
25/26	30	Dormente de madeira podre	0,309	152+904	158+413
26/27	30	Trilho corrugado	0,264	159+757	165+221
23/24	30	Geometria	7,439	133+117	145+756
25/26	30	Flambagem	0,01	150+100	155+310
26/27	30	Dormente de aço quebrado	0,02	160+300	165+520
30/31	30	Empeno	0,04	185+362	190+602
23/24	30	Erosão na plataforma	0,01	138+000	143+210
26/27	30	Lastro colmatado	6,906	155+716	167+822
23/24	30	Trilho com defeito superficial	0,66	139+400	145+260

Fonte: Elaboração própria, 2016.

c. Qualidade do lastro

Através de inspeções para avaliação da qualidade do lastro em 2014 foram listadas as extensões de via onde o lastro encontrava-se colmatado conforme o índice de qualidade do lastro ($30 < IQL < 40$). Estes locais estão descritos na Tabela 5.25.

Tabela 5.25 – Inspeção de avaliação da qualidade do lastro em 2014

EH/RH	km Início	km Fim	Extensão (m)
19/20	112+100	112+120	20
24/25	147+300	147+340	40
26/27	160+500	160+700	200
29/30	178+640	179+850	1.210
29/30	183+200	183+450	250
29/30	183+200	183+450	250
30/31	189+076	189+389	313
30/31	190+167	190+199	32
30/31	190+600	190+728	128
30/31	190+872	190+904	32
30/31	191+230	191+866	636
30/31	192+797	193+174	377
30/31	193+202	193+234	32
30/31	193+272	193+282	10
30/31	193+314	193+324	10
30/31	193+436	193+446	10
30/31	193+510	193+554	44
30/31	193+586	193+682	96
30/31	193+714	193+776	62
30/31	193+810	193+822	12
30/31	194+105	194+128	23
31/32	194+381	194+422	41
31/32	195+272	195+287	15
31/32	195+336	195+368	32
31/32	195+389	195+417	28
31/32	195+416	195+768	352
31/32	197+198	197+228	30
31/32	197+320	197+338	18
31/32	197+316	197+336	20
31/32	198+902	198+938	36
31/32	198+968	199+002	34
31/32	199+051	199+107	56
31/32	199+352	199+365	13
31/32	200+067	200+287	220

Fonte: Elaboração própria, 2016.

d. Correção Geométrica

O histórico do ciclo de correção geométrica no trecho em estudo está relacionado na Tabela 5.26.

Tabela 5.26 – Histórico do ciclo de correção geométrica

Locação	Ciclo 1	Ciclo 2
EH020/021	Abril/12	
EH024/025	Janeiro/13	Abril/15
EH027/028	Maio/12	Novembro/14
EH028/029	Maio/12	
EH029/030	Maio/12	Janeiro/15
EH030/031	Novembro/12	Fevereiro/15
EH031/032	Novembro/12	Novembro/14

Fonte: Elaboração própria, 2016.

5.3.3 Tipos de estrutura do trecho em estudo

Dentre as entre-housings do trecho em estudo, apenas as EH 21-22, 24-25 e 25-26 possuem dormentes de madeira, sendo que as demais EH foram renovadas com dormentes de aço.

5.3.4 Método de monitoramento da geometria em nível de rede

A proposta de análise em nível de rede da EFVM deve ser integrada, de forma a não haver descontinuidade no processo decisório de execução da estratégia de manutenção. Ao longo da experiência do autor da presente pesquisa, foi confirmado que elaborar projetos e estratégias de manutenção sem que haja capacidade financeira definida para proceder a execução é prática inadequada, levando ao acúmulo de projetos que, principalmente no caso do programa de renovação, estarão rapidamente obsoletos. O método proposto tem como objetivo planejar uma manutenção eficiente a ponto de minimizar o risco envolvido.

A Tabela 5.27 apresenta as vantagens e desvantagens das diferentes formas de monitorar os defeitos e de calcular índices de qualidade geométrica.

Tabela 5.27 – Vantagens e desvantagens da forma de cálculo dos índices de geometria

Forma de cálculo	Vantagens	Desvantagens
Valores das Exceções	Simples para reportar Reconhecimento fácil Destaca a condição	Afetado pela calibração da instrumentação Afetado pelos parâmetros das exceções
Contagem de exceções	Simples de contar Reconhecimento fácil Destaca a condição	Os resultados não são uniformes Problemas de Instrumentação Fortemente afetada pela Análise Limite dos sinais de fronteira podendo produzir um elevado número de exceções
Comprimento das exceções	Simples de calcular Qualifica a comparação dos segmentos	Fortemente afetado por problemas de instrumentação Fortemente afetada pela Análise Limite dos sinais de fronteira podendo produzir um elevado número de exceções
Média (comprimento fixo ou variável)	Simples de calcular Monitora a calibração da instrumentação Simples para filtrar ruídos Tendência geral de degradação Condição geral de parâmetros específicos	Sensível a erros de instrumentação Filtra parâmetros de exceções máximas Não se aplica a parâmetros com média igual a zero Específico para tipo de segmento (curva ou tangente). Sensível ao comprimento do segmento
Desvio Padrão	Bom indicador de variabilidade. Combina múltiplos parâmetros para um IQG geral. Não filtra os valores de exceções máximos	Difícil de entender, não relaciona a um valor direto de medida da via Não é prático calcular, somente por métodos automatizados Comprimentos fixos requerem uma comparação cuidadosa da segmentação
Área Cumulativa	Bom indicador de variabilidade Menos afetado pela instrumentação	Limitado a segmentos de comprimento fixo Difícil de entender, não está relacionado diretamente à medição da via Não é prático de calcular e necessita métodos automatizados Sensível ao comprimento do segmento Parâmetro específico
Índice relacionado ao comprimento	Menos sensível às grandes amplitudes de exceções Bom descritivo da qualidade da via	Sensível a ruídos. Difícil de entender, pois não está relacionado diretamente com a medição da via Não é prático para calcular sem métodos automatizados
Valor quadrático médio	Combina múltiplos parâmetros para um IQG geral Não filtra valores de exceções máximas	Não é prático de calcular sem métodos automatizados. Requer uma segmentação precisa para uma comparação eficiente

Fonte: Elaboração própria, 2016.

As formas de cálculo que mais se adequam a esta presente pesquisa são a contagem de exceções que destaca a condição e o cálculo do desvio padrão que melhor combinam os parâmetros para obtenção de um índice de qualidade geral. A revisão bibliográfica também reforça esta decisão, visto que dos 11 índices apresentados, nove utilizam o desvio padrão. Outro ponto é que a definição das análises de utilização do desvio padrão se caracteriza também pela sua utilização nas análises de degradação.

Ainda justificando a escolha do método de análise verificou-se que o banco de dados apresentou irregularidades geométricas com propriedades estatísticas suficientemente semelhantes para processos aleatórios e permitiu a utilização do desvio padrão dos dados para representá-los. Portanto, será utilizado o método da contagem de exceções e do desvio padrão no desenvolvimento da metodologia de avaliação da qualidade geométrica da EFVM. Pode-se resumir o método proposto conforme mostra a Figura 5.16.

Figura 5.16 – Método de inspeção e tratamento dos dados proposto nesta tese

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Os quatro parâmetros de via analisados serão: bitola, nivelamento transversal, empeno na corda 1,72 m e alinhamento. O relatório dos resultados será sintetizado em:

- I. Contagem do número de exceções (NE) para cada elemento (curva e tangente).
- II. Índice de qualidade geométrica da EFVM (IGVM).

A proposta de análise dos resultados é embasada na priorização definindo-se limites de segurança, intervenção e alerta. O número de exceções de cada elemento auxiliará na subdivisão da via e na priorização da manutenção, segundo mostra a Tabela 5.28. Nesta análise, quanto menor o número de exceções, melhor a qualidade do segmento, embora deva-se levar em consideração as limitações deste tipo de categorização, tais como:

- O número de exceções (NE) apenas é contado em caso de ultrapassagem do limite de alerta, segurança e intervenção;
- Magnitude das exceções não são considerados para a categorização.

O cálculo do número de exceções (NE) será realizado de acordo com os limites da Tabela 5.28. Os valores foram estabelecidos com base na experiência da ferrovia ora pesquisada e que devem ser confirmados em simulações com interação entre vagão tipo e via permanente com os respectivos defeitos.

Tabela 5.28 – Limites de segurança, intervenção e alerta em análise

Descrição do parâmetro de geometria da via		Limite de segurança	Limite de intervenção	Limite de alerta
		Velocidade: 41 - 64 km/h		
Bitola	Limite de bitola aberta (Bitola estática)	40 mm	36 mm	30 mm
	Limite de bitola fechada (Bitola estática)	-15 mm	- 4mm	0 mm
Nivelamento Transversal	Variação do nivelamento transversal	39 mm	20 mm	15 mm
Empeno	Curva	16 mm	10 mm	7 mm
	Tangente	39 mm	19 mm	15 mm
Alinhamento	-	34 mm	19 mm	15 mm

Fonte: Elaboração própria, 2016.

O Índice de Qualidade Geométrica da Vitória a Minas (IGVM) é calculado primeiramente para cada parâmetro geométrico conforme expressão 5.2, sendo: empeno (E), nivelamento transversal (NT), bitola (B) e alinhamento horizontal (AL).

$$\sigma_i = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{j=1}^n (x_{ij}^2 - \bar{x}_i^2)} \quad (5.2)$$

Em seguida é calculado o índice para cada bloco (IGVM_B), sendo que cada bloco corresponde à média ponderada da expressão 5.3, e a determinação do peso incidu na avaliação do número de exceções de cada parâmetro para a segurança operacional.

$$IGVM_B = \frac{(4 \times E + 2 \times NT + B + 0,5 \times AL)}{7,5} \quad (5.3)$$

Por fim para obter o índice de cada curva ou tangente (IGVM_{EL}), calcula-se a média dos índices dos blocos pela equação 5.4. Para melhorar o planejamento da manutenção é ainda sintetizado um índice para cada entre-housing (EH) (Equação 5.5) denominado de IGVM_{EH} calculando-se a média dos índices dos elementos que correspondem a extensões de via entre 5 a 10 quilômetros.

$$IGVM_{EL} = \overline{IQG_B} \quad (5.4)$$

$$IGVM_{EH} = \overline{IQG_{EL}} \quad (5.5)$$

Quanto maior o valor do IGVM, pior é a qualidade da via, embora para análise de urgência de manutenção e restrição de velocidade, os critérios de decisão propostos na Tabela 5.29.

Tabela 5.29 – Limites de segurança, intervenção e alerta para desvio padrão para velocidade até 64 km/h

Parâmetro	Valores de segurança (σ)	Valores de intervenção (σ)	Valores de alerta (σ)
IGVM	≥ 3	1 a 3	≤ 1

Fonte: Elaboração própria, 2016.

5.3.5 Subdivisão e priorização dos trechos

Após calculados os índices de qualidade geométrica é realizado o processo de subdivisão da via para identificação dos segmentos homogêneos, para em seguida propor seis códigos como indicado na tabela 5.30.

Tabela 5.30 – Codificação para identificação dos segmentos homogêneos

i-Na/Nb	ii - M/A/P	iii - Geometria (CG)	iv - Superfície (CSP)	v - Segurança (CSG)	vi - Estrutural (CE)
Classe da Via	Estrutura do Pavimento	IGVM e Quantidade de Exceções	Desgaste RCF	Coefficiente de atrito (μ)	Módulo de via (u)

Fonte: Elaboração própria, 2016.

O primeiro campo indica a classe de via que o subtrecho está inserido. A classe Na é identificada com números de 1 a 5 e a classe Nb é classificada com números de 1 a 6, conforme apresentado no item 5.18.

O segundo campo do código de identificação do subtrecho homogêneo refere-se à estrutura do pavimento, que será identificada pelo tipo do dormente: madeira (M), aço (A), concreto (C) e plástico (P). O terceiro campo é a qualidade da geometria definida por dois códigos, sendo o IGVM de acordo com a Tabela 5.31 e o número de exceções conforme Tabela 5.32. Sobre a categorização da contagem de exceções a proposta do autor é utilizado tão somente para o limite de segurança, já que os limites de alerta e intervenção são ligados ao IGVM da presente tese.

Tabela 5.31 – Código referente à qualidade da geometria proposto nesta tese

Código	Qualidade geométrica
0	$IGVM < 1$ (BOM)
1	$1 \leq IGVM < 1,5$ (REGULAR)
2	$1,5 \leq IGVM < 3$ (RUIM)
3	$IGVM \geq 3$ (MUITO RUIM)

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Tabela 5.32 – Código referente à quantidade de exceções proposto nesta tese

Elemento	Categorização da contagem de exceções		
	Limite de alerta Código (1)	Limite de intervenção Código (2)	Limite de segurança Código (3)
Tangente	$NE < 2$	$2 \leq NE \leq 7$	$NE > 7$
Curva	$NE < 1$	$1 \leq NE \leq 5$	$NE > 5$

Fonte: Elaboração própria, 2016.

O quarto campo é a identificação pela parcela do desgaste de trilho, cujo dígito atribuído a este campo refere-se ao percentual de desgaste do boleto e está distribuído em 5 campos, sendo que o sistema adota sempre o maior valor de desgaste do elemento (curva ou tangente).

Tabela 5.33 – Código de identificação da superfície do trilho por desgaste percentual

Desgaste percentual	Código
$< 10\%$	0
$< 20\%$	1
$< 30\%$	2
$< 40\%$	3
$< 50\%$	4

Fonte: Elaboração própria, 2016.

A segunda parcela do quarto campo está ligada ao RCF, cuja divisão está descrita na Figura 5.7 pelos níveis de degradação.

Tabela 5.34 – Código para identificação da superfície por defeito superficial

Defeito superficial	Código
Leve	0
Moderado	1
Pesado	2
Severo	3

Fonte: Elaboração própria, 2016.

O quinto campo de identificação caracteriza o coeficiente de atrito medido na face da bitola, segundo a Tabela 5.35.

Tabela 5.35 – Código para identificação da segurança por coeficiente de atrito na face da bitola proposto nesta tese

μ	Código
$\mu > 0,25$	0
$0,25 > \mu > 0,5$	1
$0,5 > \mu$	2

Fonte: Elaboração própria, 2016.

O último campo é um estudo inicial para analisar o módulo de via obtido dos dados do EM-80 no Gage Restraint Measurement System (GRMS). Este sistema projeta uma carga para medição da bitola considerando um critério mínimo de resistência do trilho e um fator que extrapola as cargas para simular condições severas de esforços que permitiriam a queda da roda.

O fator utilizado no GRMS admite uma força lateral de 106,75 kN e uma força vertical de 140,80 kN. Este cenário de carga produz uma abertura de bitola de 3,81 cm, assim como 2,54 cm de deflexão. Esta é uma condição representativa de vários carregamentos severos que podem ocorrer com a combinação de defeitos na superestrutura. Para obter uma deflexão estimada (D_{CP}) deve-se somar a deflexão inicial (D_0) devido ao peso próprio do EM-80 e somando-se ao fator que extrapola a carga para simular o vagão tipo desejado multiplicado pela diferença entre a deflexão inicial e final simulada, conforme a equação 5.6.

$$D_{CP} = D_0 + (Fe \times \delta m) \quad (5.6)$$

Onde:

D_{CP} : deflexão estimada, em mm, sobre uma designada força vertical;

D_0 : deflexão inicial, em mm, sem a aplicação da força;

Fe : fator utilizado para extrapolar a carga e simular condições severas;

δm : diferença entre a deflexão inicial e final.

Para definir a deflexão inicial foi simulada uma malha de elementos finitos (Figura 5.17) no programa Systrain. A avaliação se deve como descrito por Medina e Motta (2005) onde a deflexão se dá no plano vertical, sendo a soma de dois deslocamentos um horizontal e outro vertical.

Figura 5.17 – Malha de elementos finitos para simulação do carro controle

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Para definição do fator que extrapola a carga e simula o vagão tipo GDE foi verificado a força vertical e a deflexão correspondente conforme Figura 5.18. Para extrapolar a carga por eixo do carro controle, estima-se um fator de 65% para corresponder à carga por eixo de 21,4 t, cujo valor é análogo ao vagão GDE com impacto dinâmico para velocidades médias de 40 km/h.

Figura 5.18 – Característica da força vertical mínima para deflexão correspondente

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Fazendo-se uma simulação computacional para uma carga por eixo de 6,2 t ou 60,78 kN, tem-se que D0 igual a 0,56 mm, conforme Figura 5.19.

Figura 5.19 – Deslocamento vertical EM-80 simulado no Sysrain

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Finamente pode-se estimar a deflexão final (D_{CP}), conforme equação 5.7:

$$D_{CP} = 0,56 + (1,65 \times \delta m) \quad (5.7)$$

A relação entre módulo de via e D_{CP} pode ser expressada por meio da Figura 5.20 cujo coeficiente de ponderação foi de 0,89.

Figura 5.20 – Simulação da relação Módulo de via e deflexão estimada D_{CP}

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Calculando-se as deflexões estimadas e os módulos obtidos nas EH 24/25, 29/30, 30/31 e 31/32 antes e após a correção geométrica, nas EH 26/26 após recuperação e na EH 21 antes e após a renovação, foi possível propor-se o código, avaliando 65,2 MPa para deflexões de 1,25 mm e 29,78 MPa para deflexões de 2,25 mm, sendo respectivamente, os limites superior e inferior desejáveis para resposta elástica da via permanente da EFVM. Também foi considerado um código maior para as deflexões maiores, pois o autor desta tese considera mais prejudicial à estrutura da via permanente. Estes valores são pressuposições iniciais para âmbito de estudo e aprofundamento.

Tabela 5.36 – Código para identificação da capacidade estrutural proposto nesta tese

Condição da via	Código
29,78 MPa > u > 65,2 MPa	0
u > 65,2 MPa	1
u < 29,72 MPa	2

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Para atualizar os dados e garantir-se a aderência da estratégia de manutenção, os levantamentos devem ser obtidos no mesmo intervalo entre medições, conforme proposto na tabela abaixo.

Tabela 5.37 – Frequência de intervalos de medições proposto nesta tese

Geometria	IGVM	6 meses
	Quantidade de Exceções	
Superfície	Desgaste	
	RCF	
Segurança	Coefficiente de atrito (μ)	
Estrutural	Módulo de via (u)	

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Configurado os códigos de subdivisão da via, vale ressaltar que mais de um tipo de defeito com distintos graus de severidade podem ocorrer em um mesmo elemento. A fim de ajustar a criticidade dos elementos, propõe-se que a soma total de valores individuais caracterizará a severidade e com isso, propõe-se avaliar a condição global do elemento (curva ou tangente) da forma indicada na equação 5.8.

$$ICG_{EL} = \Sigma CG + \Sigma CSP + \Sigma CSG + \Sigma CE \quad (5.8)$$

Tabela 5.38 – Índice de condição geral para priorização dos elementos

ICG _{EL}	Condição da via
0 a 3	Muito boa
3 a 6	Boa
6 a 10	Regular
10 a 14	Ruim
14 a 17	Muito ruim

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Enfim, após análise da situação atual é possível compreender-se a priorização pelo índice de condição geral, sendo que os locais onde já foram atingidos os limites de segurança da contagem de exceções necessitam da definição do que fazer e os que ainda não atingiram e permanecem na condição dentro dos limites de intervenção e alerta carecem do estudo de implantação de estratégias combinadas de manutenção, aliadas ao nivelamento da condição dos demais trechos da ferrovia, da capacidade dos equipamentos e principalmente do orçamento que são discutidos no capítulo 6, juntamente com as verificações do que é melhor fazer e como fazer em nível de projeto.

Neste momento, propõe-se apenas o critério de escolha das estratégias de manutenção para cálculo da necessidade de serviços respondendo à pergunta do que é melhor fazer para cada um dos defeitos elencados dos elementos e EH. O enfoque da definição do que fazer será ICG_{EL} podendo-se escolher entre:

- ✓ E1 – Renovação: Desguarnecimento do lastro, substituição de trilhos, dormentes e conjunto de fixações;
- ✓ E2– Renovação: Desguarnecimento do lastro e substituição de dormentes;
- ✓ E3– Renovação: Desguarnecimento do lastro;
- ✓ E4- Recuperação: Levante da grade com implantação de 10 cm de lastro novo e substituição parcial de trilhos e dormentes;
- ✓ E5- Substituição de trilho;
- ✓ E6- Substituição de dormente;
- ✓ E7-Correção Geométrica;
- ✓ E8 - Esmerilamento;
- ✓ E9 –Gerenciamento do atrito;
- ✓ E10 – Substituição do conjunto de fixação (grampos e/ou palmilhas).

Ainda pode-se incrementar a estratégia de recuperação da do sublastro e subleito, assim como o sistema de drenagem superficial e profunda.

Tabela 5.39 – Critério de escolha da estratégia de manutenção

Estratégia	Modelo	Estrutura	Σ CG	Σ CSP	Σ CSG	Σ CE
E1	Renovação	Madeira	4 a 6	6 a 7	0	2
E2		Aço	4 a 6	6 a 7	0	2
E3		Madeira	4 a 6	4 a 6	0	2
E4	Recuperação	-	2 a 6	4 a 6	0	1
E5	Manutenção Corretiva	-	0 a 4	4 a 7	0	1
E6		-	4 a 6	0 a 4	0	1
E7	Manutenção Preventiva	-	4 a 6	0 a 4	0	2
E8		-	0 a 4	4 a 6	1	1
E9		-	-	0 a 4	2	-
E10	Manutenção Corretiva	-	4 a 6	4 a 6	-	2

Fonte: Elaboração própria, 2017.

5.3.6 Verificação do método de monitoramento em nível de rede

Para testar as proposições feitas nesta tese, foram utilizados os dados disponíveis do banco de dados da EFVM para algumas simulações mostradas a seguir e escolheu-se um segmento para verificação dos critérios propostos e conforme mostra o exemplo da EH 20-21 correspondente aos dados da inspeção 7(2013), Tabela 5.40.

Tabela 5.40 – Contagem do número de exceções dos elementos da EH 20-21 da inspeção 7 (2013)

EH	Trecho			Inspeção 7_2013- Número de exceções		
	Nº Elemento	CT	Raio (m)	Alerta	Intervenção	Segurança
	1	T		11	1	0
	1	C	572,980	3	10	0
	2	T		14	2	0
	2	C	381,990	2	5	0
	3	T		5	0	0
	3	C	381,990	1	2	0
	4	T		5	1	0
	4	C	381,990	3	0	0
	5	T		7	0	0
	5	C	763,970	2	1	0
	6	T		8	0	0
	6	C	630,800	4	5	0
	7	T		0	0	0
	7	C	625,070	11	1	0
	8	T		3	0	0
	8	C	381,990	5	0	0
	9	T		2	4	0
	9	C	343,790	10	0	0
	10	T		3	1	0
	10	C	381,990	9	1	0
	11	T		9	1	0

Fonte: Elaboração própria, 2016.

A contagem de NE média para as doze inspeções da EH 20-21 foi de 102, 30 e 0, respectivamente para os limites de alerta, intervenção e segurança. Este número de exceções à primeira vista poderia compor o planejamento da manutenção corretiva, ou seja, cada inspeção do carro controle motivaria no mínimo 30 ordens de serviço de correção geométrica da via permanente para um trecho de 5,2 quilômetros. Esta análise está representada na Figura 5.21 para as doze inspeções.

Figura 5.21 – Contagem de Exceções por limite para as doze inspeções do EM80 na EH 20-21

Fonte: Elaboração própria, 2016.

A proposta de executar uma manutenção corretiva é inviabilizada quando verifica-se as doze EH do trecho em estudo, cuja contagem pode variar entre mil e dois mil e quinhentas exceções (Figura 5.22). Esta quantidade corresponderia a um número de manutenções corretivas que vincularia uma quantidade exorbitante de equipamentos e equipes de manutenção, além de interromper quase toda a operação da ferrovia.

Neste contexto, vale ressaltar a importância da estratégia de manutenção preventiva, como a implantação do ciclo de correção geométrica definido em 2011 e realizado em parte do trecho em estudo entre o final de 2014 e início de 2015. Foi perceptível a redução das exceções, conforme Figura 5.22, tal fato não poderia ser atingido sem a adoção de tal estratégia.

Figura 5.22 – Contagem de Exceções de 12 inspeções da EH 20 a EH 33

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Dando continuidade à implantação do método, as figuras 5.23 a 5.26 são exemplos dos parâmetros geométricos obtidos da Curva 7, EH 20 da inspeção 1 de 2013, caracterizando a subdivisão do elemento em 10 blocos em comprimentos variáveis

Figura 5.23 – Bitola Curva 7-EH20- Inspeção 7.2013

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Figura 5.24 – Empeno Curva 7-EH20- Inspeção 7.2013

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Figura 5.25 – Alinhamento Curva 7-EH20- Inspeção 7.2013

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Figura 5.26 – Desnívelamento transversal Curva 7-EH20- Inspeção 7.2013

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Após a subdivisão, foram calculados o IGVM de cada bloco, elemento e EH conforme exemplo das tabelas 5.41 e 5.42, respectivamente. Finalmente, para cada EH, foram calculados o IGVM das 12 inspeções realizadas pelo carro controle (Figura 5.27). A EH 20 sofreu um processo de renovação em 2014 e foi notável que o IGVM passou da condição de ruim para bom. Também pode-se notar um padrão na evolução do IGVM, que será analisado posteriormente com o intuito de avaliar-se a projeção dos defeitos combinados.

Tabela 5.41 – Exemplo de cálculo do IGVM dos blocos do elemento tangente 1 da EH20 -- Inspeção 7.2013

EH	Nº Bloco	Curva/ Tangente	B	E	AL	DT	IGVM- Bloco
20	1	T					
	1		1,28	0,58	2,24	1,48	1,02
	2		1,25	0,79	1,59	2,41	1,34
	3		1,46	0,73	2,22	2,71	1,45
	4		1,25	1,13	2,83	3,3	1,84
	5		2,51	1,64	4,29	2,11	2,06
	6		1,04	0,96	2,42	3,41	1,72
	7		1,36	0,76	2,26	1,59	1,16
	8		1,26	0,98	2,15	2,04	1,38
	9		1,04	0,57	1,3	1,32	0,88
	10		0,87	1,45	3,55	2,87	1,89

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Tabela 5.42 – Exemplo de cálculo do IGVM da EH 20 - Inspeção 7.2013

Ramal	Linha	EH	Nº Elemento	Quilometragem		CT	Lado	Raio	IGVM-Elemento	IGVM-EH
LT	1	20	1	113,196	113,647	T		0,000	2,47	2,58
LT	1	20	1	113,647	113,983	C	D	572,980	2,35	
LT	1	20	2	113,983	114,134	T		0,000	1,96	
LT	1	20	2	114,134	114,340	C	E	381,990	2,68	
LT	1	20	3	114,340	114,430	T		0,000	2,21	
LT	1	20	3	114,430	114,665	C	D	381,990	1,26	
LT	1	20	4	114,665	114,793	T		0,000	1,58	
LT	1	20	4	114,793	115,022	C	E	381,990	1,98	
LT	1	20	5	115,022	115,297	T		0,000	2,32	
LT	1	20	5	115,297	115,647	C	E	763,970	2,66	
LT	1	20	6	115,647	115,834	T		0,000	2,32	
LT	1	20	6	115,834	116,427	C	D	630,800	2,59	
LT	1	20	7	116,427	116,613	T		0,000	2,29	
LT	1	20	7	116,613	117,338	C	E	625,070	1,77	
LT	1	20	8	117,338	117,636	T		0,000	1,96	
LT	1	20	8	117,636	117,974	C	E	381,990	2,35	
LT	1	20	9	117,974	118,068	T		0,000	2,68	
LT	1	20	9	118,068	118,444	C	D	343,790	2,47	
LT	1	20	10	118,444	118,857	T		0,000	2,55	
LT	1	20	10	118,857	119,427	C	E	381,990	2,48	
LT	1	20	11	119,427	119,927	T		0,000	2,79	

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Figura 5.27 – IGVM EH 20 – Resultados de 11 inspeções

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Após o processamento dos índices, como exemplo, pode-se identificar os segmentos homogêneos como exemplo da EH 21 na Tabela 5.43, cujo os elementos 3, 4, 5 e 6 são

segmentos homogêneos de pior condição com ICG variando de regular a muito ruim. Esses subtrechos podem ser agrupados para uma estratégia de manutenção a curto prazo e minimizar ao máximo o risco de atingir o limite de segurança.

Para esses elementos, pode-se elencar, por exemplo, a estratégia E1 com a proposta de renovar o lastro e substituir os dormentes de madeira por aço a fim de se obter uma homogeneidade da estrutura na EH.

Tabela 5.43 – Identificação dos segmentos homogêneos da EH 21

Trecho			Na/Nb	Dormente	Σ CG		Σ CSP		Σ CSG	Σ CE	ICG _{EL}
EH	Nº EL	C/T	Classe da Via	M/A/C/P	IGVM	NE	Desgaste	RCF	Atrito	Módulo de via (u)	
21	1	T	C36	A	1	1	2	2	2	0	8
	1	C	C36	A	0	1	0	1	2	0	4
	2	T	C36	M	1	1	1	2	2	1	8
	2	C	C36	A	2	1	2	1	2	1	9
	3	T	C36	M	2	2	0	2	2	1	9
	3	C	C36	A	1	2	3	1	2	1	10
	4	T	C36	M	2	2	4	3	2	2	15
	4	C	C36	A	2	2	3	1	2	2	12
	5	T	C36	M	1	2	4	2	2	2	13
	5	C	C36	A	2	2	1	1	2	1	9
	6	T	C36	M	2	1	3	3	2	2	13
	6	C	C36	A	2	1	1	0	2	1	7
	7	T	C36	M	1	0	1	1	2	2	7
	7	C	C36	A	0	1	3	0	2	0	6
	8	T	C36	M	0	2	1	1	2	1	7
	8	C	C36	A	1	2	0	0	2	0	5
	9	T	C36	A	2	2	0	1	2	0	7
	9	C	C36	A	1	1	2	0	2	0	6
	10	T	C36	A	2	2	3	0	2	0	9
	10	C	C36	A	2	1	0	0	2	0	5
	11	T	C36	A	1	1	1	0	2	0	5

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Mesmo após a identificação dos segmentos homogêneos, quanto à sua criticidade pela avaliação da condição atual, fica pendente a definição da estratégia de manutenção, discutida no capítulo 6. Conclui-se da verificação da metodologia proposta que foi possível obter-se um resumo conveniente dos dados pelos métodos de interpolação, aproximação e previsão dos dados na elaboração.

Há de se deixar claro que há uma quantidade excessiva de dados, sendo necessário sistematizar-se a metodologia proposta, além de se criar um banco de dados que proporcione análises para períodos de 8 a 12 anos que contemplam a vida útil estudada para o lastro ferroviário e consequentemente, para as estratégias que englobam este componente.

5.4. Considerações finais sobre os resultados em nível de rede

a. Melhorias nos requisitos de inventário:

Verificou-se, durante a pesquisa, que a criação de uma base única de dados atrelada a um sistema de informações geográficas (SIG), assim como proposto por Baria (2015) no metrô de São Paulo, seria melhoria significativa para ampliar o SGPF. Até o momento de encerramento desta pesquisa, ainda não havia sido implantado o módulo de controle de trilhos na EFVM. Esta ferramenta realizaria o controle do tipo de trilho, tipo de solda, data de instalação, tonelage acumulada, todas informações imprescindíveis para análises de degradação do trilho e LCCA.

Da mesma maneira, os dados do lastro devem ser mantidos na mesma base, com a data de instalação, espessura do lastro, classificação granulométrica após renovação, classificação do grau de colmatção com o índice de qualidade do lastro proposto e o histórico de falhas. Os dormentes devem estar descritos por tipo (madeira, aço, plástico), data de instalação, tonelage acumulada e espaçamento. Juntamente com os dormentes, deve ser registrado um inventário da fixação pelo fato da inclusão do fastclip e devem ser consideradas as informações de tipo, quantidade em percentual que está faltando, quantidade em percentual que está sem pressão.

Este banco de dados pode ser visualizado em mapa juntamente com a vinculação dos registros de serviços apontadas para o ativo assim como as restrições de velocidade.

b. Resultado em nível de rede:

Os seis parâmetros de monitoramento foram inventariados para as doze inspeções do carro controle para o trecho escolhido como estudo de caso e mostraram-se representativos para a ferrovia.

O histórico de manutenção e as características do trecho em estudo foram fundamentais para definir a combinação do índice de avaliação da condição funcional. A contagem de exceções e o desvio padrão confirmaram o ajuste necessário para priorização e tendência de evolução dos defeitos de geometria entre os três níveis definidos: segurança, intervenção e alerta. Foi evidente que o ciclo de correção geométrica reduziu a quantidade de exceções em 2014 e, por isso, a verificação da estratégia no LCCA.

A metodologia de subdivisão da via em segmentos homogêneos de comprimento variável é uma característica da ferrovia em estudo e ressalta a importância da definição de metodologia

específica para cada ferrovia. A utilização de parâmetros geométricos e estruturais, com a introdução do desgaste de trilhos, demonstrou ser uma eficiente ferramenta para definir a estratégia de manutenção.

Uma atenção deve ser dada para novas análises dos parâmetros que não consistiram como regra uma distribuição normal. Também que seções homogêneas identificadas com o mesmo desvio padrão devem ser confrontadas, pois as que apresentarem piores condições de contato roda/trilho devem ser priorizadas.

6 ESTUDO DE CASO: DEGRADAÇÃO DA VIA PERMANENTE E ANÁLISE DE LCCA

Estão contidas neste capítulo análises de degradação em nível de rede para determinar quando intervir e o estudo de caso do LCCA em nível de projeto. Ambas as análises foram limitadas a EFVM, para as configurações do trecho estudado e exclusivamente para o lastro e para o trilho. A investigação dos custos do lastro deve-se pelo impacto significativo na geometria e consequentemente na segurança da operação. Por outro lado, as análises do trilho foram priorizadas visto que impactam expressivamente nos custos de manutenção.

As alternativas geradas neste capítulo são práticas correntes de manutenção e trazem para conhecimento da comunidade acadêmica uma lista de defeitos ou problemas, que devem ser associados a custos e ao respectivo tempo esperado de vida em serviço dos materiais. É evidente que, à medida que novas tecnologias ficam disponíveis e certas práticas vão tornando-se obsoletas, as estratégias de manutenção devem ser modificadas.

O processo para seleção de uma estratégia de manutenção, diante de um elenco de alternativas de serviços para tratamentos de defeitos, se dá considerando-se árvores de decisão e a combinação de vários fatores. A comparação entre as estratégias de manutenção deve ser pautada pela finalidade de maximizarem-se benefícios ou minimizarem-se custos sob restrições, ou seja, obter-se o máximo custo/benefício, ou o menor valor de investimento para preservar-se um nível mínimo de serventia.

6.1 LCCA para o lastro ferroviário

6.1.1. Análise de degradação do lastro

As pesquisas recentes sobre os modelos de degradação do lastro se concentraram em analisar as incertezas que caracterizam tais modelos. Corrobora com tal afirmação, a pesquisa sobre a necessidade de um indicador de confiabilidade para se aferirem os parâmetros que

influenciam a geometria, visando-se a obtenção de melhores resultados acerca das ações de manutenção.

A geometria da via permanente se deteriora principalmente devido à influência das cargas dinâmicas exercidas pelos vagões, mas o mecanismo que governa esse fenômeno é bastante complexo e depende fundamentalmente do lastro. Por exemplo, quando uma via é recém-renovada, sabe-se que recalques relativamente grandes ocorrerão devido à acomodação do lastro. Se toda extensão do lastro fosse afundar de forma igual, não haveria irregularidades. No entanto, os recalques estão muitas vezes longe de serem uniformes, devido à ausência de homogeneidade nos apoios e arranjo entre as pedras, provocando recalques diferenciais.

Uma análise grosseira utilizaria tão-somente as informações do grau de colmatação do lastro para decisões de desguarnecimento; contudo esta estratégia seria realmente necessária somente quando não fosse mais plausível manter a geometria em boas condições.

Portanto, o estudo de caso procura definir os parâmetros e criar um modelo de degradação que permita investigar a sensibilidade das saídas para suporte à decisão. Nessa conjuntura, será avaliado o desvio padrão dos dados de geometria, pois os mesmos se mostraram úteis para avaliação da qualidade geométrica atual. Estudos recentes para ferrovias tipo *Heavy Haul* abordados por Pires (2016) exibiram resultados para uma tendência linear do desvio padrão entre duas manutenções, principalmente em períodos pequenos de análise (2 anos).

Normalmente, a linha gráfica de deterioração exibe um formato padrão de "dente de serra", onde a qualidade se deteriora entre duas atividades subsequentes (neste caso, correção geométrica) que, normalmente é visto como um aumento nos valores medidos (ou valores processados como desvio padrão) e, após a compactação do lastro, ocorre um aumento repentino da qualidade (ou seja, queda / diminuição nos valores medidos).

No entanto, outros fatos mudam ao longo do tempo; primeiro é a eficiência da correção geométrica e, segundo, é a "taxa de deterioração" (inclinação da linha definida pelos pontos medidos). Os dois fatos impactam na frequência de correção geométrica necessária, que se torna maior e superior, ou seja, o período de tempo entre duas manutenções é menor. Eventualmente, a frequência de correção geométrica torna-se ineficiente, o que é uma indicação de que algo mais precisa ser feito, ou seja, uma atividade de recuperação e renovação total da via.

A pesquisa desta seção segue uma análise de princípios básicos, com o objetivo de desenvolverem-se equações de predição da degradação do lastro. Tais equações seriam flexíveis o bastante para representar várias condições verificadas nos dados de medição. Ponderando especialmente duas premissas nas atividades, sendo a primeira E1 (desguarnecimento do lastro, substituição de trilhos, dormentes e conjunto de fixações) que pode retornar à condição de qualidade inicial e, a segunda, as atividades temporárias como E4 (levantar a grade com implante de 10 cm de lastro novo, substituição parcial de trilhos e dormentes) e E7 (correção geométrica), que resultam em melhoria da condição geométrica, mas não retomam o IGVM inicial. De acordo com esta abordagem, pode-se inicialmente eliminarem-se vários submodelos de deterioração e simular, basicamente, três (E1, E4 e E7), ilustrados na Figura 6.1.

As simulações avaliadas foram para manter o IGVM dentro dos limites de intervenção e alerta, pois, como já foi explicado, com o passar do tempo, as manutenções temporárias não são capazes de retornar os padrões de qualidade para dentro dos níveis de alerta, sendo necessária uma manutenção essencial para retomar as condições iniciais.

Figura 6.1 - Submodelos de degradação para diferentes estratégias de manutenção proposto nesta tese

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Outra consideração foi de que os estudos da aplicação de E1 se adequam melhor para trechos de entre-housing (7,5 km em média), visto que extensões maiores apresentaram inviabilidade operacional, já para E4 e E7 podem ser estudadas para os elementos (curva e tangente).

A metodologia de cálculo utilizada será a econometria, por ser uma área do conhecimento direcionada a sumarização de dados relevantes para concepção de modelos que por sua vez, são tentativas de se representar a realidade de maneira simplificada.

Em outras palavras, os modelos econométricos podem ajudar no entendimento das variáveis do SGPF e o reflexo na tomada de decisões. O modelo de regressão será analisado pelo software Gretl por ser recomendado para aprofundamento no tema da regressão pretendida.

Sobre os modelos propostos, vale lembrar que normalmente apresentam erros nas estimativas de tempo para execução de serviços de manutenção ou de reabilitação. Esses erros costumam ser menores quando o pavimento se aproxima do final da vida útil e maiores no início da vida útil. Portanto, os modelos devem ser periodicamente atualizados, e as previsões devem restringir-se a períodos em que se tenha um grau de confiabilidade admissível.

Tem sido adotada, inclusive a nível internacional, a construção de gráficos em que, no eixo das abcissas, é plotado a variável tempo ou o número N (tonelagem acumulada) e, no eixo das ordenadas, é utilizado o parâmetro ou defeito que se quer avaliar a evolução. Também, são plotados os dados de trechos com características semelhantes com idades diferentes ou iguais e os dados de um mesmo trecho coletados em épocas diferentes. Com base neste conjunto de dados, são estabelecidas linhas de tendência (equações) que podem ser utilizadas para previsão de condições futuras dos pavimentos avaliados.

6.1.2 Equação de predição de vida útil do lastro

Ao se proceder aproximações de regressões, as quais assumem a possibilidade de correlação entre variáveis, deve-se avaliar a relação causal entre as variáveis, pois correlação não implica causação. A correlação entre as variáveis (x e y) medem o grau de associação entre elas. Assim, caso x e y estiverem correlacionadas, a variação de uma estará, em algum grau, associada à variação da outra sem que isso signifique necessariamente causação. Existem, neste caso analisado, apenas três "níveis de diagnóstico", ou seja, E7 (correção geométrica), E4 (recuperação) e E1 (renovação).

Os ciclos de E7 foram estudados para a EH 24/25, 29/30, 30/31 e 31/32 (Figura 6.2) e possibilitaram a visualização do padrão de degradação. Pode-se notar que o padrão E7 seguiu como linear, por se adequar a uma reta de melhor ajuste com coeficientes de ponderação variando de 0,96 a 0,98 e apresenta um aumento da degradação aproximado a uma taxa fixa.

As retas possuem contagem de MTBT diferentes, pois as correções geométricas nestes trechos foram realizadas em períodos diferentes.

Figura 6.2 – Análise da base de dados de E7 pelo software Gretl

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Ao mesmo tempo, se verificou que, após a atividade há uma redução média do $IGVM_{EH}$ de 1,58. A equações obtida que melhor representou E7 foi:

$$E7(MTBT) = 0,0111 \times MTBT + 0,98 \quad (6.1)$$

Uma avaliação dos mínimos quadrados ordinários é apresentada no Apêndice B onde se observa um p-valor variando de 56% a 75% indicando que há uma relação estatisticamente significativa entre as degradações das EH estudadas e a avaliação RESET de Ramsey com valor de 2,31, indicando que o modelo está bem especificado.

Já para as estratégias E4, foram estudadas a EH 25/26 e para E1, as EH 20/21, para as quais foram testadas equações polinomiais de 2ª ordem (Figura 6.3), tendo em vista que estas se adequaram melhor aos dados com coeficientes de ponderação variando de 0,99 a 0,96.

Figura 6.3 – Análise da base de dados E1 e E4 pelo software Gretl

Fonte: Elaboração própria, 2017.

As equações obtidas para as estratégias propostas foram:

$$E4(t) = 3 \times 10^{-6} \times MTBT^2 + 0.0001 \times MTBT + 0.5973 \quad (6.2)$$

$$E1(t) = 7 \times 10^{-6} \times MTBT^2 + 0,0053 \times MTBT + 0,2636 \quad (6.3)$$

Averiguando-se as equações, observa-se que, simulando apenas o modelo E7 pode resultar períodos entre manutenção menores que três meses, inviáveis para o planejamento. Dessa forma, para se verificar a melhor combinação das estratégias são impostas premissas de simulação no LCCA que garantam a aproximação das equações definidas. Com esta simulação, resultou a demanda de manutenção, conforme mostrada na Figura 6.4, para os 100 km do trecho em estudo em um período de 15 anos.

Figura 6.4 – Predição da demanda de manutenção no trecho teste para as equações E1, E4 e E7 proposto nesta tese

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Vale ressaltar que os 14 trechos de entre-housing analisados tiveram, na maioria, uma quantidade de manutenção distribuída, embora apenas no ano 2023 resultou um pico de 78,5 km de manutenção, pois as EH 30, 31 e 32 tiveram sua construção no ano de 2005 resultando na necessidade de renovação no mesmo período, mas para não impactar a operação, estes trechos podem ser distribuídos nos anos consecutivos.

Conclui-se que, com os resultados obtidos das equações de predição da degradação geométrica, torna-se possível simularem-se estratégias de manutenção e, consequentemente, compatibilizar e priorizar o orçamento, sendo que os modelos simulados devem ser completados com o LCCA, avaliando a sensibilidade dos parâmetros e limites técnicos para obtenção dos melhores resultados.

6.1.3. Desenvolvimento do modelo de LCCA para o lastro ferroviário

Atualmente, a estratégia de manutenção da EFVM planeja a substituição do lastro quando o índice se encontra colmatado conforme tabela 5.15 e figura 6.5; e assim a escavação de trincheiras para coleta de amostras (preferencialmente na zona de socaria, entre a superfície inferior dos dormentes e o topo da plataforma) e a identificação de problemas no subleito

tornam-se necessária, além da informação da geometria do lastro para auxílio na solução e para decisões de orçamento.

Figura 6.5 –Exemplo de trecho com lastro colmatado

Fonte: RIBEIRO, 2015.

A EFVM possui elevada taxa de contaminação por minério de ferro e este estudo de LCCA se propõe a avaliar as vantagens e desvantagens de 4 alternativas: E7, E4 e E1, sendo que para E1 uma análise econômica para renovação de 50% e 100% do lastro, além de indicar aquela que seria a mais econômica para esta ferrovia.

a. E7 - Socaria com complementação de lastro novo e “levantar” da linha

As deformações verticais ocorridas na via permanente podem ser elásticas ou resilientes (deflexões) e plásticas ou permanentes (recalques). Para manter ambas as deformações dentro de patamares seguros, a EFVM planeja a manutenção com serviço de socaria (Figura 6.6) a cada 180 MTBT, sendo este intervalo menor do que os calculados com equações propostas na seção anterior. Uma ação inadequada pois as deformações resilientes e permanentes são fruto do somatório de deformações do lastro, sublastro e subleito.

Segundo a norma europeia EN 13.450 (2002), a faixa de intervenção (havendo deformações longitudinais) varia de 12 mm a 19 mm para situações em que há circulação de

trens com velocidades de 60 a 80 km/h. Essa mesma norma especifica que o limite máximo de recalque absoluto não deve ultrapassar 25 mm, o que caracterizaria uma intervenção de emergência, com o risco da segurança da via ser definitivamente comprometida caso extrapole tal valor.

Figura 6.6 – Socadora 08-16 da EFVM

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Os trabalhos de socaria convencional na EFVM considerados no LCCA contam com um passe e dois levantes devido à utilização de dormentes de aço. Considerando-se um levante médio de 25 mm, estima-se um consumo de brita de 60 m³ por quilômetro. Pode-se assim descrever esta atividade, iniciando com o deslocamento da grade para a posição desejada (aumento de 25 mm) e assim mantida, são criados vazios sob os dormentes, que são parcialmente preenchidos com lastro novo lançado da superfície; as bancas de socaria penetram no lastro, de ambos os lados dos dormentes, socam (vibram por impacto) o lastro duas vezes, preenchendo o espaço vazio criado sob o dormente, restabelecendo suas condições de apoio na nova posição.

Figura 6.7 – Esquema da socaria com complementação de lastro novo

Fonte: Elaboração própria, 2016.

b. E4 - Recuperação com aumento da altura do lastro

A atividade de recuperação é recomendada quando a grade ferroviária se encontra em final de vida útil, quando o lastro está colmatado e com altura inferior a 35 cm. Basicamente, têm-se os serviços de recuperação da geometria e do lastro ferroviário, associados à substituição de dormentes, trilhos e acessórios de fixação, para fornecer uma sobrevida até que a linha seja desguarnecida. O serviço de recuperação para a linha principal da EFVM considera um consumo médio de lastro de 500 m³ por quilômetro de linha, em um levante médio de 100 mm.

Figura 6.8 – esquema da recuperação com aumento da altura de lastro

Fonte: Elaboração própria, 2016.

c. E1 - Renovação do lastro (50% e 100%)

O lastro deve ser limpo para remover a parte fina, a fim de restaurar sua elasticidade e suas propriedades de drenagem. A limpeza de lastro compreende a remoção da sujeira acumulada, do minério de ferro e do lastro quebrado/desgastado, ou da subpenetração das camadas subjacentes, havendo complementação com lastro novo.

A desguarnecedora (Figura 6.9) substitui o lastro parcial ou totalmente por meio de um sistema de dispositivo de arado com correntes, que passa por debaixo da grade, traz o lastro até uma correia transportadora que, por sua vez, o conduz a peneiras vibratórias, possibilitando uma seleção granulométrica das pedras. Respectivamente, para a renovação de 50% e 100% do lastro, o serviço de renovação parcial apresenta um consumo médio de 900 m³ e 2.100 m³ por quilômetro de linha.

Figura 6.9 – Desguarnecedora

Fonte: Elaboração própria, 2016.

A deposição do rejeito é o ponto chave na operação da desguarnecedora de lastro (Figura 6.10). Considerando-se as condições nominais da seção transversal do lastro da EFVM, a desguarnecedora gera um volume de rejeito de 700 a 2.000 m³ por quilômetro. A deposição deste material pode ser feita de três maneiras: (i) deposição do rejeito na lateral da via; (ii) acúmulo do material em um vagão ou (iii) deposição do material em um vagão específico para acúmulo de rejeito. Este último ainda serve de transporte de brita para reguladoras de lastro, pois dispõe de pirâmide invertida e com um orifício no vértice por onde escorrem as pedras, sendo que, nesta modalidade de operação, o vagão funciona como reserva para a reguladora de lastro, repondo a brita à medida que é necessária.

Figura 6.10 – Renovação do lastro na EFVM

Fonte: Elaboração própria, 2016.

6.1.3.1. *Árvore de desdobramento de custo e coleta de estimativas*

A segunda etapa consistiu no estudo das alavancas de custos existentes em cada uma das alternativas de análise. A identificação e classificação conforme a árvore de desdobramento da Figura 6.11 permite a investigação das fontes de custos altos e dos riscos envolvidos.

Figura 6.11 – Árvore de desdobramento de custos para análise desta pesquisa

Fonte: RIBEIRO, 2015.

6.1.3.2. *Coleta de estimativas de custo*

A etapa de coleta das estimativas de custo é considerada a mais importante do estudo de LCCA, devido ao tempo despendido para o levantamento de custos históricos de cada solução estudada, bem como dos custos projetados para as alternativas estudadas. Neste caso, as fontes consultadas para os custos de manutenção foram o Sistema Máximo de Manutenção utilizado na EFVM, além de documentos técnicos internos que remetiam aos custos do processo desde o ano de 2010 e da consulta a especialistas do processo de manutenção. Para o levantamento do custo de aquisição do lastro, foi utilizado o valor de fornecimento no Pátio da Tervix em Cariacica/ES, onde há a administração para recebimento e despacho do material por meio de vagões HNE.

O custo de mão de obra de operação e manutenção conta em média com 70 funcionários distribuídos em cargos administrativos, técnicos, topógrafo, operadores e mantenedores. Os equipamentos considerados nas alternativas são desguarnecedora, módulos de rejeito, socadora

de linha, reguladora, locomotivas de trens de serviço, pá carregadeira, caminhão comboio, micro-ônibus e caminhonete.

A Tabela 6.1 apresenta a estratégia de manutenção para estimativa dos custos dos equipamentos, baseados no horímetro, ressaltando a recomendação da utilização do plano de manutenção proposto pelos fornecedores. Há serviços preditivos e preventivos específicos para cada equipamento não seguindo um padrão, na Tabela 6.2, por exemplo o plano preventivo de 125 h adequa-se apenas a desguarnecedora. A Tabela 6.2 apresenta os principais componentes utilizados nas manutenções dos equipamentos.

Tabela 6.1 – Critérios de estratégia de manutenção dos equipamentos desta pesquisa

Tipo de Serviço		Socadora	Reguladora	Desguarnecedora	Módulo de rejeito
Preditiva	Análise de óleo motor diesel	250 h	250 h	250 h	250 h
	Análise de óleo do sistema hidráulico	500 h	500 h	750 h	750 h
	Análise de óleo da caixa de transm. hidr.	500 h	--	--	--
	Análise de óleo do sistema de tração	500 h	250 h	750 h	750 h
Preventiva	Plano preventivo de 125 h			125 h	
	Plano preventivo de 250 h	250 h	250 h	250 h	250 h
	Plano preventivo de 500 h	500 h	500 h		
	Plano preventivo de 750 h	750 h	750 h	750 h	750 h
	Plano preventivo de 1.000 h	1.000 h	1.000 h		
	Plano preventivo de 1.250 h	1.250 h	1.250 h		
	Plano preventivo de 1.500 h	1.500 h	1.500 h	1.500 h	1.500 h
	Plano preventivo de 3.000 h	3.000 h	3.000 h	3.000 h	
	Plano preventivo de 4.500 h	4.500 h	4.500 h	4.500 h	4.500 h

Fonte: RIBEIRO, 2015.

Tabela 6.2 – Critérios da estratégia de substituição de componentes desta pesquisa

Componente	Socadora	Reguladora	Desguarnecedora	Módulo de rejeito
Banca de socaria	800 h	--	--	--
Caixa satélite	2.000 – 6.000 h	--	--	--
Caixa de transmissão	4.500 h	--	--	--
Caixa de transferência	6.000 h	--	--	--
Caixa de tração hidr.	--	--	10.000 h -12.000 h	12.000 h
Diferencial	6.000 h	--	--	--
Motor diesel	4.500 – 9.000 h	4.500 – 9.000 h	6.000 – 12.000 h	12.000 h

Fonte: RIBEIRO, 2015.

Sobre os custos da manutenção não planejada, devido a não haver um histórico com estimativas de confiabilidade da via permanente e dos equipamentos, esses não foram considerados. Já no caso do custo de disponibilização do rejeito do lastro, foi utilizada a premissa de uma distância média de transporte de 30 quilômetros.

A projeção dos custos de aquisição, manutenção, operação e disposição para os anos de análise para cada alternativa são atrelados ao volume transportado na ferrovia. Em virtude disso, torna-se necessário o cálculo da projeção de horas que o trem fica parado em função dos serviços planejados para cada alternativa. A EFVM dispõe de diferentes equações baseadas no histórico, e que são analisadas diariamente para minimizar o impacto na circulação dos trens, como exemplo a equação 6.4 representa o trecho da ferrovia situado no Espírito Santo.

$$[\text{Trem x Hora}] = 1,7889 e^{0,1035[\text{EHxHora}]} \quad (6.4)$$

Onde:

EH: Entre-Housing (local com quatro aparelhos de mudança de via);

Hora: Quantidade de horas programadas para interrupção de uma linha.

6.1.3.3. Elaboração dos gráficos de nivelamento de alternativas

Nesta etapa são apresentados gráficos que apontam os custos acumulados de cada alternativa, corrigidos pela taxa de desconto de 12% para um período de 50 anos, pois ponderaram-se por dois ciclos da vida útil média dos dormentes de aço. As demais premissas utilizadas estão detalhadas na Tabela 6.3. Para nivelar as alternativas, foram considerados os custos para um quilômetro de linha.

Tabela 6.3 – Premissas para nivelamento das alternativas de manutenção desta pesquisa

Premissas	Unid.	Socaria com complementação de lastro novo e levante da linha	Recuperação com aumento da altura do lastro	Renovação de 50% do lastro	Substituição de 100% do lastro
Taxa de dormentes de aço	Dormentes/km	1.650			
Espaçamento entre dormentes	m	0,61			
Altura de lastro sob o dormente	m	0,4			
Largura do ombro do lastro	m	0,4			
Volume de lastro de projeto	m³/km	2.159,89			
Consumo de lastro para a manutenção	m³/km	60	500	900	2100
Taxa de reaproveitamento de lastro no desguarnecimento	%	100%	75%	50%	0%
Quantidade de socaria / ciclo de desguarnecimento	unid.	12	3 (1 passe)	4 (1 passe)	3 (1 passe)
Condição de socaria	passes/km	1	3	6	6
Ciclo de desguarnecimento projetado	MTBT	2.214	1.080	1.440	1.080
Volume de lastro no final do ciclo	m³/km	2.897	2.659	2.399	2.339
Volume de lastro novo no desguarnecimento	m³/km	0	164	959	2159
Volume de rejeito de desguarnecimento	m³/km	738	664	1.199	2.339
Produtividade de desguarnecimento	km/h	0,16	0,16	0,16	0,20
Produtividade de socaria	km/h	0,6	0,6	0,6	0,6
Horas programadas para descarga de lastro para o desguarnecimento / km	h	3,40	3,40	3,40	3,40
Horas programadas para descarga de lastro para a socaria / km	h	0,60	0,60	0,60	0,60
Horas programadas para socaria / km	h	1,67	1,67	1,67	1,67
Horas programadas para desguarnecimento / km	h	6,25	6,25	6,25	5,00

Fonte: RIBEIRO, 2015.

A elaboração do fluxo de caixa possibilitou quantificar a primeira alternativa que remete a uma solução proposta desde a década de 1990 para a EFVM, considerando 12 ciclos de socaria para corresponder a um volume de lastro igual a 40% de contaminação, e somente então realizar o desguarnecimento. Vale lembrar que a quantidade de socaria estimada para cada alternativa tem o intuito de manter as deformações dentro de parâmetros seguros.

O cálculo do volume de rejeito foi feito visando o retorno ao greide de projeto e, neste contexto, também foi proposto o aumento da produtividade da desguarnecedora devido à diminuição da taxa de reaproveitamento de lastro. Após as considerações das premissas,

priorizou-se, na primeira análise, o comportamento do custo acumulado ao longo dos anos, para identificar os pontos nos quais as alternativas tornam-se mais interessantes. A Figura 6.12 demonstra o valor total acumulado do fluxo de caixa após 50 anos, em que se verifica que a atividade de recuperação foi o maior valor acumulado.

Figura 6.12 – Valor do custo total acumulado após 50 anos das alternativas estudadas nesta pesquisa

Fonte: RIBEIRO, 2015.

A Figura 6.13 apresenta os resultados relativos ao trem hora parado acumulado que foi calculado pela equação (6.4), em função das horas programadas para as atividades descritas na Tabela 6.3, onde a recuperação também apresentou o maior valor acumulado.

Figura 6.13 – Trem hora parado acumulado após 50 anos nas estratégias desta pesquisa

Fonte: RIBEIRO, 2015.

6.1.3.4. Análise dos custos altos e suas razões

O custo do trem hora parado representou de 70% a 90% do total dos custos das alternativas estudadas, sendo que o mais alto foi o da atividade de recuperação, que também se destacou das demais soluções devido à elevada quantidade de passes por quilômetro de socaria (Figura 6.14 a), sendo cada passe a atividade de elevar a grade efetuando o nivelamento, descer o conjunto de socaria, efetuar o fechamento das ferramentas utilizadas na socaria e consolidar o lastro, elevar a banca de socaria mantendo a linha suspensa pelo conjunto de nivelamento. Em seguida, resultaram os custos de aquisição de lastro (Figura 6.14 b).

Figura 6.14 – (a) Quantidade de passes de socaria e (b) Árvore de custos da atividade de recuperação

Fonte: RIBEIRO, 2015.

A Figura 6.15 (a) e (b) demonstra que o volume final de aquisição do lastro é proporcional ao de rejeito, justamente pela premissa de retornar a grade ferroviária à altura de projeto após o desguarnecimento. A EFVM consome em média 150.000 m³ de lastro por ano, demonstrando a importância deste estudo.

Figura 6.15 – (a) Volume total de lastro (b) Volume total de rejeito

Fonte: RIBEIRO, 2015.

Finalmente, a Tabela 6.4 resume o melhor custo presente líquido e o custo anual equivalente para a solução de renovação de 50% do lastro, considerando todos os custos, dentre eles o do trem hora parado. O risco da ocorrência ou não ocorrência dos custos altos, apontados

acima, pode vir a afetar o resultado global da análise. Para tanto, deve ser identificada a probabilidade da ocorrência dos eventos de trem hora parado.

Tabela 6.4 – Análise comparativa do valor presente líquido

	Correção geométrica com complementação de lastro novo e levante da linha	Recuperação com aumento da altura do lastro	Renovação de 50% do lastro	Substituição de 100% do lastro
Valor presente líquido / km	R\$ 1.386.845,20	R\$ 1.863.722,10	R\$ 1.175.575,95	R\$ 1.387.381,60
Valor anual equivalente	R\$ 166.999,27	R\$ 224.423,20	R\$ 141.558,93	R\$ 167.063,86

Fonte: RIBEIRO, 2015.

6.2 LCCA para gestão do trilho

O modelo mecanístico-empírico proposto para a degradação do trilho por desgaste utiliza hipóteses de manutenção como base para estender sua vida útil. Posto isto, os modelos foram descritos matematicamente para as hipóteses que aparecem nas equações, sendo que as hipóteses testadas foram: o esmerilamento (E8) e o gerenciamento do atrito (E9). As equações propostas quando resolvidas resultam em previsões dos dados.

6.2.1 Análise de degradação do trilho por desgaste

O estudo da degradação do trilho resultou da base de dados de desgaste do boleto de 12 inspeções do carro controle no trecho teste e comparações com 6 inspeções visuais para mensuração dos defeitos de RCF, modelo e fabricante do trilho.

Uma análise importante foi a realização da separação entre desgaste natural e artificial (esmerilamento), assim como a combinação do efeito da aplicação do gerenciamento do atrito. Nesta análise também foram construídos para criação de hipóteses e composição do modelo de desempenho.

Assim, para o estudo, vale destacar que as esmeriladoras da EFVM são máquinas Speno (Figura 6.16), que operam desde o início dos anos 1980, com 32 rebolos e motores de 22 kW. Em 2015, durante os testes, o programa de esmerilamento tinha o objetivo de centralizar o

contato em trilhos tangentes e criar um contato assimétrico em curvas (em direção à bitola no trilho externo e em direção ao campo no trilho interno). A qualidade do perfil esmerilado dependia, principalmente, da experiência dos operadores.

O ciclo praticado no trecho teste era de, aproximadamente, um intervalo de 40 MTBT, sendo que não era possível um intervalo mais curto, visto que as três máquinas não apresentavam capacidade de remover a quantidade desejada de metal em um pequeno número de passes. Sendo assim, o esmerilamento era realizado especificamente para manter as faixas de contato e não para controlar o RCF do trilho. O tema ligado ao contato roda/trilho é de extrema complexidade, ficando, nesta tese restrito a técnica necessária para definição da estratégia de manutenção e análise da degradação.

Figura 6.16 – Fotos da esmeriladora Speno da EFVM

Fonte: Elaboração própria, 2015.

O estudo experimental do cálculo das taxas de desgaste artificial dos trilhos consistiu de coleta dos perfis dos trilhos com o emprego do perfilômetro digital de trilhos Miniprof (Figura 6.17). A coleta foi sempre antes e depois da passagem da esmeriladora, sendo três pontos no trilho externo e três no trilho interno e, por fim, o cálculo do desgaste vertical e lateral dos trilhos com o uso do Miniprof Software.

Figura 6.17 – (a) Visualização do perfil do trilho externo km 286,350, em medição antes e após esmerilamento e (b) Foto do aspecto do trilho externo km 286,350

Fonte: Elaboração própria, 2015.

Com essa análise, foi possível subtrair o metal removido do desgaste (Tabela 6.5), obtendo, assim, a taxa de desgaste artificial. A taxa de desgaste foi expressa na unidade: mm (milímetros) /100 MTBT (Milhões de Toneladas Brutas Transportadas).

Tabela 6.5 – Dados de desgaste artificial lateral sem lubrificação após ciclo de esmerilamento

Medição	Linha	Eh	Quilometragem		Lado curva	Raio (m)	Desgaste Artificial Vertical (mm)		Desgaste Artificial Lateral (mm)
			Inicial	Final			Tr. Int.	Tr. Ext.	
1	1	44	286,315	286,802	D	572,980	0,092	0,035	0,058
2	1	44	287,050	287,259	E	286,490	0,091	0,129	0,369
3	1	44	288,331	288,527	D	381,990	0,066	0,078	0,118
4	1	45	289,512	289,692	D	763,970	0,123	0,182	0,123
5	1	45	290,145	290,375	D	1.145,960	0,149	0,158	0,021
6	1	46	296,850	297,000	E	229,190	0,125	0,104	0,156

Fonte: Elaboração própria, 2015.

Após o experimento, foi apurado que os perfis dos trilhos, após a passagem da esmerilhadora, não estavam 100% compatíveis com os perfis de esmerilamento definidos pela EFVM. Por exemplo, nas curvas com raio menor que 350 m, o perfil apresentou remoção de material desnecessário no lado de campo do boleto do trilho. Finalmente, nos trilhos internos os perfis estão significativamente incompatíveis após o esmerilamento e é perceptível amassamento do boleto.

Da mesma forma, foi investigada a influência do gerenciamento do atrito (debatido nos próximos tópicos) e, com isso pode-se propor um modelo mecanístico-empírico conforme Tabela 6.6. Importante constatar que a quantidade de fabricantes e a dureza do trilho podem influenciar a função, mas ainda assim a função auxilia a análise de qual possui o melhor desempenho.

Tabela 6.6 – Modelo Mecânico -Empírico de análise da estratégia de manutenção do trilho

Abordagem Empírica	Abordagem Mecânica		Sistema Experimental
Medições de desgaste com carro controle	Gerenciamento do atrito (E8)	Esmerilamento (E9)	Teste in situ
	Hipóteses de redução de desgaste natural	Hipóteses de desgaste artificial	Dados do experimento
Modelo Matemático	Modelo Matemático	Modelo Matemático	Comparar e testar validade do modelo

Fonte: Elaboração própria, 2017.

6.2.2 Equação de predição de vida útil do trilho

A equação 6.5 para a predição do desgaste do trilho foi desenvolvida pelo autor desta tese e confere apenas para o trecho em estudo da Estrada de Ferro Vitória Minas com limitações do ciclo de esmerilamento e do desenvolvimento do projeto de gerenciamento de atrito.

$$f(d) = C_R \times Hb \times \frac{1}{El_i} \sum_{R=0,2}^6 El_i(n \times f(\mu) \times f(e)) \quad (6.5)$$

Em que:

$f(d)$: função do desgaste de trilho (%);

C_R : Coeficiente do raio da curva (graus);

Hb : Coeficiente de dureza do trilho (Brinell);

n : milhões de toneladas brutas transportadas;

$f(\mu)$: função que relaciona o coeficiente de atrito medido na curva;

$f(r)$: função que relaciona o desgaste e o raio de curvatura; e

$f(e)$: função que relaciona a área de metal removido por ciclo de esmerilamento;

O coeficiente do raio de curva foi definido pela equação:

$$C_R = e^{R^{0,02}} - 2,32 \quad (6.6)$$

O coeficiente da dureza do trilho analisado foi definido pela equação:

$$H_b = 82,66 \times e^{-0,012 \times H} \quad (6.7)$$

A função $f(\mu)$ foi obtida pela regressão linear de dados medidos em intervalos de curva, conforme indicado na expressão:

$$f(\mu) = 6,3 \times \mu m^2 + 0,92 * \mu m - 0,32 \quad (6.8)$$

Em que μ_m : coeficiente de atrito medido no trilho.

A função do esmerilamento $f(e)$ foi formada com base em medições de desgaste em campo:

$$f(e) = Cl \times Ar^{3,2} \quad (6.9)$$

Em que

Cl: quantidade de ciclos de esmerilamento;

Ar: quantidade de metal removido por passe (mm^2)

Um teste inicial da equação avalia ciclos de esmerilamento a cada 30 MTBT, aumento da dureza de trilhos de 370 Hb para 440 HB e coeficiente do gerenciamento de atrito na face do boleto menor que 0,25. Nestas condições, observou-se, na Figura 6.18, que para uma curva de raio 2° em uma condição normal, o limite de desgaste de 30% seria atingido após 937 MTBT. Também foi observado que, inserindo as hipóteses das estratégias de manutenção, o desgaste se reduziria expressivamente e a retirada do trilho se daria por fadiga. Para uma curva de raio $3,56^\circ$ (Figura 6.19), o limite de desgaste seria atingido após 752 MTBT e, inserindo as hipóteses, o resultado seria análogo para curvas com raios maiores.

Figura 6.18 – Verificação da degradação do trilho externo para curva de raio 2° (572 m) nesta pesquisa

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Figura 6.19 – Verificação da degradação do trilho externo para curva de raio 3,56° (321 m) nesta pesquisa

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Contudo, para uma curva de raio 6,36° (Figura 6.20), o limite de desgaste seria atingido após 482 MTBT e, mesmo inserindo-se as hipóteses, o percentual de desgaste aumentaria 45% com o aumento da dureza do trilho para 440 HB, 70% com dois ciclos de esmerilamento, 82% com o bom emprego do gerenciamento do atrito e 122% com a implantação combinada das hipóteses.

Figura 6.20 – Verificação da degradação do trilho externo para curva de raio 6,36° (180 m) nesta pesquisa

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Corroborando com a análise da degradação do trilho para raios menores, uma verificação da equação de desgaste do trilho em função do raio de curva para 450 MTBT e 900 MTBT está

apresentada na Figura 6.21. O resultado apresenta uma linha de tendência potencial com coeficiente de determinação igual a 0,996 confirmando a plena dependência entre os parâmetros analisados. Vale ressaltar que foi utilizado o banco de dados do carro controle para gerar as curvas de desempenho essenciais para realizar a gerência.

Figura 6.21 –Degradação do trilho para 450 MTBT e 900 MTBT em função do raio de curva

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Sobre a combinação das estratégias de manutenção, pode-se dizer que foi constatado na ferrovia o aumento de defeito superficial (Figura 6.22) em função da lubrificação, por vezes não controlada, e também pela deficiência de esmerilamento. Este problema também foi difundido pelo The Journal of Wheel/Rail Interaction (HOOPER, 2010) alertando que após o esmerilamento, o coeficiente de atrito pode subir de 0,3 para 0,6 e criar um risco de descarrilamento, sendo necessário a aplicação do gerenciamento do atrito. Vale ratificar que é de suma importância a implantação destas duas estratégias combinadas.

Figura 6.22 – Propagação de trincas e fissuras devido fluidos no topo do trilho

Fonte: Adaptado de Wang (2017).

Makino (2012) diz que a deformação plástica fratura a superfície do trilho e o deslizamento da roda causa um aumento do coeficiente de tração acelerando a formação de novas trincas e fraturas. Além disso, as trincas se propagam não só devido à carga, mas também devido à influência de fluidos de baixa viscosidade.

Fletcher (2008) demonstrou que fluidos, como a água da chuva e lubrificantes, são comumente presentes na interface roda/trilho. A água na interface roda/trilho pode levar à ocorrência localizada de corrosão e hidrogênio no trilho, aumentando ainda mais a probabilidade de trincas e fraturas na superfície (Figura 6.23). Já os efeitos de diferentes lubrificantes sobre as formações de RCF ainda estão sendo investigados.

Figura 6.23 – Excesso de lubrificante e aumento significativo de defeito superficial km 71

Fonte: Elaboração própria, 2017.

O uso de lubrificantes coloca os materiais dentro do regime de shakedown, o que beneficia a redução do acúmulo de deformação plástica e demais danos causados pela fadiga. Sobre este aspecto, deve-se investigar a influência de diferentes lubrificantes sobre o desgaste e RCF e compreender as características de formação e propagação das fissuras.

6.2.3 Custos e desenvolvimento do gerenciamento de atrito

A EFVM implantou projetos de lubrificação de trilhos, cujo conceito era diferente do gerenciamento de atrito, e diversos foram os motivos para a retirada destes lubrificadores de operação. A partir da década de 1970 utilizaram lubrificadores mecânicos fixos e na década de 1990 foram utilizados lubrificadores móveis embarcados em veículos ferroviários. Com o

aumento do tráfego de trens, o ciclo desses veículos lubrificadores tornou-se ineficiente e houve a necessidade de desenvolver um novo projeto.

Em 2010, a EFVM retomou o projeto com o objetivo de minimizar o desgaste e aumentar a vida útil de rodas e trilhos, bem como promover redução de ruídos e do risco de descarrilamento. Algumas etapas foram realizadas para definir os parâmetros principais para o sucesso do projeto, sendo:

- determinação do modelo de lubrificador a ser adotado;
- testes dos lubrificadores e lubrificantes;
- planejamento de instalação e operação dos lubrificadores.

Para o teste dos lubrificantes, de acordo com Sroba et al. (2001), três características são importantes nesse tipo de produto: lubricidade, ou capacidade do lubrificante em reduzir o atrito; adesividade; uma medida do tempo (ou número de passagens de roda, ou MTBT), em que o lubrificante é capaz de manter a sua lubricidade; e, por último, a bombeabilidade, que tem relação com a capacidade do lubrificante ser continuamente aplicado na interface roda/trilho.

6.2.3.1 Metodologia do teste de lubrificante

A amostra de lubrificante foi inserida no reservatório do lubrificador e no quarto dia após o abastecimento do lubrificador, o coeficiente de atrito (COF) foi avaliado nas curvas adjacentes com o emprego de tribômetro e relacionado com a distância do ponto de aplicação e tráfego de trens para cada amostra de lubrificante.

O tribômetro (Figura 6.24), fabricado pela L.B. Foster/Salient Systems, mede a força de atrito nos trilhos e automaticamente calcula o COF. O propósito principal do equipamento é avaliar a lubrificação de trilhos ferroviários. Em cada ponto de medição, é realizada a leitura do COF na face do boleto e nos topos dos trilhos externo e interno. A medição no topo do trilho garante que o lubrificante não esteja migrando para essa região, eliminando o risco de patinação das locomotivas e preenchimento de trincas conforme alertado. A leitura do COF na face do

boleto é efetuada no ângulo de 70° do boleto do trilho, ou seja, na região de maior solicitação, ou canto do boleto.

Figura 6.24 – a. Medição do COF no canto do boleto no trilho externo das curvas b. Perfil ideal de lubrificação

(a)

Fonte: RIBEIRO, 2015.

(b)

O COF foi avaliado em sete curvas no sentido exportação (quilometragem decrescente) e, posteriormente, relacionado com a quantidade de trens passantes pelo local. As leituras do COF foram realizadas em, pelo menos, 30 metros da seção da curva, para fins de análise estatística. O COF foi o fator preponderante na avaliação dos lubrificantes. A análise visual do filme de lubrificante na face/canto do boleto também será considerada.

Seguindo recomendação do manual da AREMA 2010 (Seção 4.11.3.2), o COF deverá estar compreendido entre os valores seguintes e representados na Figura 6.25:

- Lubrificação na face do boleto (LFB) $\mu < 0,20$;
- Topo do trilho (TOR) deve ser o intervalo de 0,30 μ a 0,40 μ ;
- A máxima diferença entre o COF do trilho direito e do trilho esquerdo não deve ser superior a 0,1.

Figura 6.25 – Limites de controle do COF no trilho

Fonte: Kalousek et. al., 1989.

A experiência de campo em outras ferrovias tem mostrado que o desgaste de trilho é bem controlado quando o COF no canto do boleto é menor que 0,30. Uma característica primordial para a lubrificação da face do boleto é o *carrydown*, cujo objetivo é a verificação da distância em que o lubrificante é espalhado. Dessa forma foi demonstrado um estudo de caso com uma análise comparativa entre os três lubrificantes testados.

A. Local dos testes

Os testes foram realizados em Governador Valadares – MG, na EFVM, entre os km 325 e km 314, entre-housing 48/49, conforme Figura 6.26.

Figura 6.26 – Curvas onde foi avaliado o COF

Fonte: RIBEIRO, 2015.

As características geométricas das curvas são apresentadas na Tabela 6.7, sendo importante considerar o fato da existência de curvas com diferentes raios.

Tabela 6.7 – Características geométricas das curvas onde foi avaliado o COF

Quilometragem		Extensão	Curva ou tangente	Lado da curva	Grau	Raio (m)	Flexa (m)	Superelevação (mm)
Inicial	Final	(m)						
314,204	314,830	626	C	E	3,55	292,590	43	65
315,269	315,693	424	C	D	3,20	343,790	36	55
316,151	316,903	752	C	E	1,30	763,970	16	25
317,984	318,071	87	C	E	2,00	572,980	22	33
319,437	319,768	331	C	E	2,00	572,980	22	33
321,777	321,979	202	C	D	1,28	781,340	16	24
323,787	324,038	251	C	D	1,00	1145,960	11	16

Fonte: RIBEIRO, 2015.

B. Lubrificador hidráulico

O princípio de funcionamento básico do lubrificador utilizado (L.B . Foster Hydraulube 761) é a conversão da energia gerada pelas rodas do trem que passam em pulsos de energia hidráulica. Os pulsos são direcionados a um motor de engrenagem, através de um circuito hidráulico fechado.

O lubrificador possui duas barras aplicadoras, uma instalada em cada fila de trilho. As rodas passantes sobre as barras aplicadoras pegam o lubrificante e vão distribuindo-o ao longo da via, através do contato flange da roda e face do boleto do trilho. Teoricamente, em tangentes não existe o contato flange da roda e face do boleto do trilho e o lubrificante não é consumido, enquanto em curvas onde o contato flange e face do boleto existem, o lubrificante é consumido. Esse consumo de lubrificante está relacionado a vários fatores, entre eles, raio da curva, geometria da via, coeficiente de atrito e contato roda/trilho.

C. Características dos lubrificantes avaliados

As características dos lubrificantes avaliados estão relacionadas na Tabela 6.8 a seguir.

Tabela 6.8 – Características dos lubrificantes avaliados

TESTE ASTM	DESCRIÇÃO	Transrail 6042	G. Beslux Biogrease M-1/G	Gadus S2 V220AD 2
	Grau NLGI	2	1	2
D-217	Penetração Trabalhada	285	310/340	265-295
D-445	Viscosidade Cinemática (Óleo Base)			
	cSt @ 40° C	1500	n/d	220
	cSt @ 100° C	51,5		18
D-2265		>260	100	175
D-1831		7	n/d	
D-2783		800	n/d	
D-4049		5	n/d	
Espressante		Inorgânico Sintético	Sabão Cálcio	Sabão Cálcio Lítio3
Biodegradabilidade		Sim	Sim	Não

Fonte: RIBEIRO, 2015.

O lubrificante Transrail 6042 apresenta grau NLGI adequado à aplicação no contato roda/trilho, porém a viscosidade cinemática do óleo-base 1500 cSt @ 40°C pode acarretar incompatibilidade com o lubrificador hidráulico, pois em temperaturas inferiores a 40°C o lubrificante torna-se espesso e requer maior capacidade de bombeamento. Com a utilização de um óleo-base mais viscoso, consequentemente a capacidade *Four Ball* do lubrificante será maior, devido ao aumento da capacidade do óleo-base em resistir a forças de cisalhamento, ou seja, maior viscosidade fornece ao lubrificante um aumento da resistência contra o rompimento do óleo-base.

O lubrificante G. Beslux Biogrease M-1/G apresenta temperatura de trabalho incompatível com a interface roda/trilho. De acordo com as características técnicas fornecidas pelo fabricante, sua temperatura de trabalho é -20°/60°C e, em situações com aplicação de freio e rampas descendentes, o lubrificante depositado no flange da roda será consumido rapidamente.

O lubrificante Gadus S2 V220AD 2 tem características compatíveis com a aplicação, uma vez que a viscosidade cinemática do óleo-base 220 cSt @ 40°C indica que o lubrificante pode ser aplicado em diferentes condições de temperatura, sem dificuldade de bombeamento.

6.2.3.2 Desempenho do lubrificante quanto ao coeficiente de atrito

O coeficiente de atrito foi avaliado em sete curvas, posteriores ao lubrificador, no sentido exportação, após a passagem de trens carregados. O resultado das medições de todos os lubrificantes está relacionado na Figura 6.27.

Figura 6.27 – Avaliação do COF para os três lubrificantes nas sete curvas de teste

Fonte: RIBEIRO, 2015.

Seguindo a recomendação da AREMA, todos os lubrificantes testados só conseguiram manter o COF dentro do limite na primeira curva após o lubrificador. Essa situação peculiar ocorreu devido ao contato roda/trilho na EFVM onde, em seções tangentes, verificou-se o contato entre face do boleto do trilho e flange da roda, tipicamente no trilho externo das curvas (Figura 6.27).

Figura 6.28 – Contatos roda/trilho na tangente na EFVM

Fonte: RIBEIRO, 2015.

O COF teórico limite para proteção do canto do boleto do trilho é menor ou igual a 0,25, porém a experiência prática indica que até um valor de 0,30 o canto do boleto ainda haveria alguma proteção.

Analisando o COF médio nas curvas monitoradas, o lubrificante da Transrail 6042 apresentou um resultado ligeiramente melhor quanto à lubricidade nas condições de via da EFVM, porém vale destacar que os lubrificantes apresentaram COF médio acima do COF teórico (0,25 linha vermelha) e acima do COF prático (0,30 linha tracejada de cor verde) (Figura 6.28).

Figura 6.29 – COF médio no canto do boleto das curvas

Fonte: RIBEIRO, 2015.

Como existe contato de face do boleto em tangente, durante os testes foi medido o COF em três pontos na tangente em que o lubrificador estava instalado (Figura 6.30). As medidas comprovam o contato lateral e o consumo de lubrificante em seções de via tangente, sendo que todos os lubrificantes apresentaram o COF baixo na tangente.

Figura 6.30 – COF médio no canto do boleto em tangentes

Fonte: RIBEIRO, 2015.

Considerando as leituras do COF nas curvas e nas tangentes, têm-se os resultados indicados na Figura 6.31, que são uma média das duas situações.

Figura 6.31 – COF médio no canto do boleto

Fonte: RIBEIRO, 2015.

No geral, verificou-se que os lubrificantes da Transrail 6042 e Gadus S2 V220AD 2 apresentaram COF dentro do limite prático (0,30). Isto significa que, apesar do COF não ser o recomendado pela AREMA, o mesmo ainda fornece alguma proteção à face do boleto do trilho.

A. Relação COF x *Carrydown*

Além da redução do COF, uma característica primordial para a lubrificação da face do boleto é o *carrydown* (Figura 6.32).

Figura 6.32 – Definição de *carrydown*

Fonte: RIBEIRO, 2015.

A Figura 6.33 apresenta o *carrydown* de três lubrificantes analisados, além do valor relativo a um lubrificador, para fins de comparação. O *carrydown* de todas elas foram de 2,4 km, sendo 94% desta distância em tangente.

Figura 6.33 – *Carrydown* dos lubrificantes avaliados

Fonte: RIBEIRO, 2015.

B. Tráfego de trens durante a avaliação do COF

Durante a avaliação do COF, foi seguida a premissa da passagem de, pelo menos, um trem carregado de minério, no sentido exportação, antes das medições. A Figura 6.34 apresenta o teste do lubrificante Transrail 6042, no qual todas as medições foram realizadas após a passagem de três trens carregados. Também é indicado o valor de um lubrificador, para fins de comparação.

Figura 6.34 – Relação COF x Posição Quilométrica x Trens Carregados no teste da Transrail 6042

Fonte: RIBEIRO, 2015.

No teste do lubrificante da G. Beslux Biogrease M-1/G, a maioria das medições foi realizada após a passagem de trens carregados. A exceção foi uma medição feita após a passagem de um trem vazio, mas este fato parece não ter interferido no resultado (Figura 6.35), já que a medição após a passagem de um trem carregado apresentou um valor do COF maior. A Figura 6.34 também indica o valor de um lubrificador, para fins de comparação.

Figura 6.35 – Relação COF x Posição Quilométrica x Trens Carregados no teste da G. Beslux Biogrease M-1/G

Fonte: RIBEIRO, 2015.

No teste do lubrificante da Gadus S2 V220AD 2, todas as medições foram realizadas após a passagem de trens carregados, sendo os resultados apresentados na Figura 6.36, a qual também indica o valor de um lubrificador, para fins de comparação.

Figura 6.36 – Relação COF x Posição Quilométrica x Trens Carregados no teste da Gadus S2 V220AD 2

Fonte: RIBEIRO, 2015.

Analisando os gráficos das Figuras 6.34 a 6.36, pode-se concluir que o teste do lubrificante Transrail 6042 foi realizado em condições mais homogêneas que os dos outros fabricantes, e que essa condição pode ter influenciado ligeiramente nas leituras do COF.

6.2.3.3 Estudo de LCCA para gerenciamento do atrito

No estudo do LCCA deve-se recordar que a tecnologia deste processo está em franca melhoria, e por isso a base de dados deve ser revista com frequência. Sobre os benefícios, este autor da presente tese pode confirmar que é evidente, ao percorrer os trechos com e sem gerenciamento do atrito, a significativa redução de limalha nas curvas. Uma pesquisa extensiva deve ser desenvolvida com relação a três requisitos: a utilização de lubrificantes de alta qualidade, a frequência e o controle da quantidade aplicada.

A equação proposta para LCCA considera um trecho hipotético de uma EH para uma análise sobretudo econômica, sintetizada na equação 6.10.

$$CGA = \sum_{IT=1}^{IT} \sum_{N=1}^N \sum_{i=1}^{N-1} \frac{(C_{IT} + C_{AL} + C_{AE} + C_{EE} + (C_D \times C_L \times L_I)) \times N}{(1+r)^i} \quad (6.10)$$

Onde:

C_{IT} : Custo adicional por inversão de tráfego (R\$/MTBT)

C_{AL} : Lubrificador Hidráulico para face de bitola simples (uma via)

C_{AE} : Custo do equipamento (caminhão unidade)

C_{EE} : Custo anual de manutenção do lubrificador

C_L : Custo do Lubrificante (R\$/kg)

C_D : Consumo médio diário (kg/km)

C_L : Carregamento Cumulativo (MTBT)

L_I : Comprimento total do segmento de manutenção (km)

T_E : Tempo médio de manutenção e operação do lubrificador (h/lub)

C_T : Custo médio de homem-hora (R\$/hh)

r : Taxa de desconto

N : Período de vida do trecho em anos

Os parâmetros de avaliação detalhados na Tabela 6.9 são aproximações para verificação dos benefícios do gerenciamento do atrito, sendo que mais estudos estão por se fazer, a fim de trazer maior acurácia aos valores utilizados na análise.

Para o ponto de vista apenas econômico, pode-se obter para uma EH um CGA de R\$ 185.293,50, mas sendo, portanto, muito sensível ao *carrydown* que cada lubrificador pode cobrir, conforme verificado na Figura 6.37.

Tabela 6.9 – Parâmetros de avaliação do LCCA para gerenciamento de atrito da face de bitola

Seção do trilho	68
Metalurgia do trilho	Premium
C_{AT} : Custo de aquisição Trilho Premium (R\$/t)	R\$3.821,58
Tipo de trilho	TLS
C_{LO} : Transporte para estaleiro, solda elétrica e transporte para instalação (R\$/t)	R\$1.155,00
C_S : Sucata do trilho (R\$/t)	R\$1.372,00
C_{SA} : Custo da solda aluminotérmica (unidade)	R\$2.180,50
C_S : Substituição do trilho (R\$/m)	R\$412,08
T_E : Total médio de eixos/MTBT	22822,00
T_{EA} : Total médio de eixos por ano	2419200,00
C_{AL} : Lubrificador hidráulico para face de bitola simples (uma via)	R\$105.000,00
C_{AE} : Custo do equipamento para abastecimento (caminhão unidade)	R\$210.000,00
C_L : Custo de Lubrificante (R\$/kg)	R\$12,18
C_D : Consumo médio diário (kg/km)	1,8
L_I : Comprimento total do segmento de manutenção (km)	3,5
C_{IT} : Custo adicional por inversão de tráfego (R\$/MTBT)	R\$94.279,50
T_E : Tempo médio de manutenção e operação do lubrificador (h/lub)	3
C_T : Custo médio de homem hora (R\$/hh)	R\$123,00
C_{EE} : Custo anual de manutenção do lubrificador	R\$134.685,00
C_L : Carregamento Cumulativo (MTBT)	106
r: Taxa de desconto	10%
N: Período de vida do trecho em anos	7

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Figura 6.37 – Aumento do CGA pela eficiência do *carrydown* desta pesquisa

Fonte: Elaboração própria, 2017.

O retorno sobre o investimento seria de 78%, considerado uma inversão de tráfego constante, conforme Tabela 6.10.

Tabela 6.10 – Parâmetros de avaliação do LCCA para gerenciamento de atrito da face de bitola desta pesquisa

Custo anual para o segmento	Com lubrificação	Sem lubrificação	Benefício
Substituição de trilho	R\$2.505.173,23	R\$2.756.105,31	R\$250.932,09
Descarrilhamento	R\$9.549,21	R\$107.211,61	R\$97.662,40
Socaria	R\$351.198,82	R\$399.668,31	R\$48.469,49
Benefício do gerenciamento do atrito na face de bitola (R\$/ano)			R\$397.063,98
Custo Anual Lubrificação (R\$/ano)			R\$237.702,60
VPL para o segmento (R\$/ano)			R\$185.293,50
Retorno sobre o investimento (ROI)			78%

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Por fim, a tecnologia de gerenciamento do atrito é altamente benéfica para a ferrovia em estudo e, por sua vez, deve-se aprofundar na obtenção do maior *carrydown*, seja pela tecnologia do lubrificante utilizado seja no desenvolvimento do contato roda/trilho, incluindo as atividades de esmerilamento que serão melhor detalhadas no tópico seguinte.

6.2.4. Custos de esmerilamento do trilho

6.2.4.1 Inconsistências no contato roda/trilho

As inconsistências no contato roda/trilho interferem na lubrificação da face do boleto dos trilhos mas podem ser corrigidas pelo esmerilamento. Sobre a influência do contato roda/trilho na lubrificação, existem três opções para se considerar (Figura 6.38). Dependendo do tipo de contato, poderá existir ou não o filme de lubrificante na face do boleto, sendo que o tamanho e a espessura do filme também são definidos pelo tipo de contato.

Figura 6.38 – Tipos genéricos de contato roda/trilho

Fonte: RIBEIRO, 2015.

A. Dois pontos de contato

A existência de dois pontos de contato (Figura 6.39) está associada a um grande deslizamento e desgaste se a força do flange e o *creepage* lateral estão presentes, no caso de curvas. Sob essas condições, o flange se desgasta aceleradamente, até sua forma se conformar com a forma do trilho. O contato é tão severo que chega a haver escoamento de material no flange da roda. Assim, sob essas condições, o flange da roda frequentemente elimina qualquer filme de lubrificante aplicado na zona de contato. Essa situação de dois pontos de contato é predominante na via da EFVM.

Figura 6.39 – Detalhe dos dois pontos de contato roda/trilho ampliado

Fonte: RIBEIRO, 2015.

É relatado que a ocorrência de dois pontos de contato é menos prejudicial para o trilho, visto que o carregamento vertical é levado para longe do canto do boleto (Figura 6.40). Essa prática é muito usada em trilhos com defeitos de RCF no canto do boleto, mas é limitada em função da diferença de raio entre os rodeiros e o momento de inscrição de curva disponível.

Figura 6.40 – Exemplos de dois pontos de contato encontrados em trilhos externos de curvas na EFVM

Fonte: RIBEIRO, 2015.

Cabe mencionar que a existência de dois pontos de contato na EFVM resulta da prática de esmerilamento assimétrico dos perfis.

B. Um ponto de contato

Um ponto de contato (Figura 6.41 e 6.42) talvez seja a situação mais prejudicial para os veículos e para a via, pois altas tensões ocorrem sob extremos deslizamentos, resultando na fadiga do canto do boleto. Em sua forma mais amena, o ponto de contato único produz *head checks* e, na pior situação, provoca *spalling*.

O ponto único de contato ocorre quando o perfil da roda e do trilho for projetado incorretamente, quando o topo do trilho apresenta excessivo amassamento e quando a roda apresenta excessivo desgaste na banda de rodagem.

Figura 6.41 – Um ponto de contato roda/trilho ampliado

Fonte: RIBEIRO, 2015.

Figura 6.42 – Exemplo de contato roda/trilho por um ponto

Fonte: RIBEIRO, 2015.

C. Contato Conformal

O contato conformal (Figura 6.43) é observado quando o desgaste do canto do boleto e da flange da roda leva à formação de um perfil comum havendo extremo contato do flange no canto do boleto em curvas.

Figura 6.43 – Contato conformal roda/trilho ampliado

Fonte: RIBEIRO, 2015.

Nesse caso, pouco se conhece sobre as complexas condições de contato que mantêm as formas do contato da roda e do trilho similares. A forma similar do perfil da roda e do trilho adquirida é mantida e a vida útil em termos de fadiga é aumentada. A condição de contato conformal é ideal para a lubrificação da face do boleto (Figura 6.44), visto que como a área de contato é maior, a pressão de contato é distribuída e a solicitação de esforços no filme de lubrificante é menor.

Figura 6.44 – Filme de lubrificante na face do boleto varia conforme o tipo de contato roda/trilho desta pesquisa

Fonte: RIBEIRO, 2015.

O “contato roda/trilho em conformidade”, ou também “contato em conformidade”, contribui para redução da força lateral em curvas, e é também altamente benéfico na redução das tensões de contato, sendo preponderante no retardamento da formação das trincas tipo RCF.

Adicionalmente, o “desgaste conformal”, ou “contato roda/trilho em conformidade”, ou também “contato em conformidade”, é altamente favorável na inscrição dos veículos nas curvas de raio apertado ($R < 600\text{m}$), visto que garante a formação de ΔR (diferencial entre os raios de rolamento) entre as rodas do mesmo rodeiro, garantindo o giro dos truques para o mesmo lado da curva.

O “contato conformal” (Figura 6.45), ao propiciar o correto guiamento do rodeiro nas curvas, também reduz o coeficiente de tração dos rodeiros guias (relação T/N), isto é, os micros deslizamentos (creepages) das rodas desses rodeiros sobre a superfície de rolamento do trilho nas curvas. A redução do coeficiente de tração (Força Tangencial/Força Normal) é um fator de contribuição muito importante para a diminuição da formação das trincas tipo RCF.

Figura 6.45 – Contato conformal em situação de roda nova e gasta sobre trilho novo

Fonte: RIBEIRO, 2015.

D. Contato Roda/trilho nas Tangentes

A prática de esmerilamento de alívio do canto do boleto verificado no trecho teste (Figura 6.46) inibe o alinhamento dos truques nas tangentes e, conseqüentemente, causa contato na face do boleto de maneira similar ao que ocorre nos trilhos externos das curvas. Nesse caso, é possível perceber-se o desgaste lateral nos trilhos instalados em tangente.

Figura 6.46 – Desgaste lateral em seção de via tangente, sendo uma indicação de pobre alinhamento dos truques nas tangentes

Fonte: RIBEIRO, 2015.

Essa avaliação prévia deve identificar defeitos superficiais como RCF e corrugação, o que pode alterar significativamente a quantidade de passes e, conseqüentemente, os custos de manutenção.

Essa condição atípica de contato nas tangentes (Figura 6.47) é prejudicial à lubrificação, pois, em situações normais, não existe o contato do flange da roda na face do boleto das tangentes. Geralmente, o lubrificante só é consumido em curvas, assim o lubrificante existente nas rodas não é consumido em seções tangentes da via. Neste caso, o *carrydown* do lubrificante na via será menor, devido ao consumo do lubrificante nas tangentes.

Figura 6.47 – Esquema do alívio do canto do boleto nos trilhos em tangentes devido ao esmerilamento

Fonte: RIBEIRO, 2015.

6.2.4.2 Planejamento e monitoramento do esmerilamento

A fim de combater os problemas relatados no contato roda/trilho, o autor desta tese mostra um programa efetivo e acurado de esmerilamento, sendo essencial o monitoramento das condições do trilho, assim como da esmeriladora. Em muitos casos, o planejamento pode ser dividido em três itens:

- avaliação pré-esmerilamento e desenvolvimento do plano de esmerilamento;
- monitoramento do uso da esmeriladora;
- avaliação da efetividade do esmerilamento.

A avaliação do pré-esmerilamento determina onde o esmerilamento deve ser realizado, o número de passes e a velocidade requerida em cada local, e, não menos importante, os perfis que devem ser usados. A avaliação pode ser iniciada pelos perfis de trilho levantados pelo KLD do carro controle e que pode ser complementada por inspeções manuais com utilização de perfilômetros (MiniProf), ou mesmo com verificação dos gabaritos dos perfis de esmerilamento. Essas verificações podem direcionar revisões dos parâmetros.

Um avanço, já existente no Brasil, são inspeções automatizadas com softwares que podem definir rapidamente a quantidade de metal que deve ser removido para obter perfil desejado. Estas inspeções avaliam a qualidade do esmerilamento através de índices de qualidade que, podem ser utilizados para priorização das atividades de esmerilamento, como segue:

$$IQE = 100 \times \frac{A_b}{A_a + A_b} \quad (6.11)$$

Onde:

Aa: diferença de área acima do perfil desejado

Ab: diferença de área abaixo do perfil desejado

Por fim, o monitoramento do equipamento, minimamente, deve contemplar a verificação da amperagem dos motores.

6.2.4.3 Estudo do LCCA para esmerilamento de trilho

A compra de uma esmeriladora pode variar de 8 milhões de reais para pequenas máquinas (12 a 20 motores) a 32 milhões de reais para equipamentos com até 120 motores. Adicionalmente a esse custo, o custo de operação do equipamento é muito dispendioso, sendo os rebolos um dos principais consumíveis, que podem gastar até 100 unidades por dia com custo unitário aproximado de 200 reais por rebolo. Também são consideráveis os custos com combustível e com a equipe de operação e manutenção. Por este motivo, nos Estados Unidos as ferrovias têm o costume de contratar o serviço, diferentemente do Brasil, onde as ferrovias assumiram a gestão do equipamento.

De acordo com Zarembski (2005), para esmeriladoras de grande produção com 88 ou 96 rebolos, os custos diários variam de R\$ 63.000,00 a R\$ 112.000,00 por 12 horas. Outra análise se encontra na remoção de 0,25 mm de metal com um custo de R\$ 0,063, que corresponde para um passe o valor de R\$ 2.120,00 por quilômetro. Uma análise muito interessante se refere ao estudo do custo da relação entre velocidade de esmerilamento e o metal removido. Isso porque, para velocidades pequenas, a quantidade de metal removido é maior, com o aumento de velocidade a quantidade de metal removida é menor, conforme apresentado na Figura 6.48.

Figura 6.48 – Custo de esmerilamento por passe-km x velocidade

Fonte: Adaptado Zarembski (2005).

Esta análise é importante para o entendimento da necessidade de se realizar a manutenção preventiva para controlar o perfil do trilho com um passe a uma velocidade maior. Algumas análises de LCCA para esmerilamento podem ser feitas, dentre elas a principal seria a comparação da economia entre o esmerilamento para retirar defeitos e para manter o perfil, lembrando que a necessidade de retirar defeitos (RCE, corrugação) dos trilhos está associada ao risco de descarrilamento devido à dinâmica entre roda e trilho.

Além da redução do ruído, vibração e dos benefícios ao material rodante também podem ser ponderados no LCCA:

- Aumento da vida do trilho devido à diminuição da fadiga no impacto dinâmico.
- Redução da formação de defeitos superficiais.
- Redução do risco de descarrilamento devido à quebra de trilho.
- Redução do consumo de combustível.

- Aumento da vida útil dos componentes da superestrutura.
- Aumento do ciclo de socaria.

Pode -se estimar um aumento da vida útil dos trilhos em torno de 100 MTBT, mas esta análise pode variar por diversos fatores. A fim de contextualizar esta análise, propõe-se a equação 6.12 para avaliar o LCCA de esmerilamento.

$$CET = \sum_{RCF=1}^{RCF} \sum_{i=1}^R \sum_{j=1}^{N=1} \frac{(C_{RCF} + (T_E \times C_T \times L_i \times nt \times nc) + (T_E \times C_{EE} \times L_i \times nt \times nc) \times (C_L \div (M_{EC} + M_{ET}))}{(1+r)^j} \quad (6.12)$$

Onde:

C_{RCF} : Custo adicional para remover RCF (R\$/km)

T_E : Tempo médio de esmerilamento (km/h)

C_T : Custo médio de homem hora (R\$/hh)

nt : Número de passes em tangente

nc : Número de passes em curva

C_{EE} : Custo do equipamento (R\$/km)

M_{EC} : Intervalo para esmerilamento de curva (MTBT)

M_{ET} : Intervalo para esmerilamento de tangente (MTBT)

C_L : Carregamento cumulativo (MTBT)

L_i : Comprimento total do segmento de manutenção (m)

R : Número de classes de raio de curva

N : Período de vida do trecho em anos

r : Taxa de desconto

Uma análise que o autor desta pesquisa utilizou para testar o modelo proposto foi sobre o benefício do uso do esmerilamento para a remoção de defeitos, sendo os parâmetros desta análise apresentados na Tabela (6.11) e os resultados na Tabela (6.12). Importante ressaltar que uma análise de trem-hora parado pode ser considerada quando a estratégia de esmerilamento considerar baixas velocidades e vale lembrar que novos equipamentos apresentam velocidades similares às dos trens a fim de não impactar na operação da ferrovia.

Tabela 6.11 – Parâmetros de estudo do LCCA para esmerilamento de trilho desta pesquisa

Característica da via	
Tipo de esmerilamento	Remover Defeito
L _t : comprimento total do segmento de manutenção (m)	254
R: Número de classes de raio de curva	3
T _E : Tempo médio de esmerilamento (km/h)	30
C _L : Carregamento cumulativo (MTBT)	106
Carga por roda (tf)	12,8
Seção do trilho	68
Lubrificação	Não
Metalurgia do trilho	Premium
Tipo de trilho	TLS
r: Taxa de desconto	10%
N: Período de vida do trecho em anos	7
C _{RCF} : Custo adicional para remover RCF (R\$/km)	R\$514,50
C _T : Custo médio de homem hora (R\$/hh)	R\$123,00
N _p : Número de passes em tangente	2
N _c : Número de passes em curva	3
C _{EE} : Custo do equipamento ((R\$/km)	R\$26.720.000,00
M _{EC} : Intervalo para esmerilamento de curva (MTBT)	25
M _{ET} : Intervalo para esmerilamento de tangente (MTBT)	25

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Vale ressaltar que deve ser considerada a redução de socaria devido à conformação do contato roda e trilho e a redução do impacto dinâmico, mas que são preposições que devem ser estudadas.

Tabela 6.12 – Análise do valor presente líquido do esmerilamento dos trilhos desta pesquisa

Custo Anual para o segmento	Com esmerilamento	Sem esmerilamento	Benefício
Substituição de trilho	R\$181.804,00	R\$200.014,50	R\$18.210,50
Remoção de defeito	R\$514,50	R\$3.465,00	R\$2.950,50
Descarrilhamento	R\$693,00	R\$7.780,50	R\$7.087,50
Socaria	R\$25.487,00	R\$29.004,50	R\$3.517,50
Combustível	R\$2.240,00	R\$6.419,00	R\$4.179,00
Benefício de Esmerilamento (R\$/ano)			R\$35.945,00
Custo Anual Esmerilamento (R\$/ano)			R\$12.194,00
VPL para o segmento (R\$/ano)			R\$14.098,00
Retorno sobre o investimento (ROI)			116%

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Os benefícios do esmerilamento aumentam significativamente com os fatores de custo de operação e manutenção, além da velocidade. A Figura 6.49 apresenta uma sensibilidade com a redução do custo de esmerilamento reduzindo a quantidade de passes e optando por uma

estratégia de esmerilamento preventivo. O operador ferroviário deve priorizar investimentos nos estudos de contato roda/trilho, nos equipamentos de alta capacidade, no monitoramento dos perfis pré e pós-esmerilamento para o retorno sobre o investimento.

Figura 6.49 –Análise de sensibilidade com a redução do custo de esmerilamento

Fonte: Elaboração própria, 2017.

6.3 Estratégia de reabilitação em nível de projeto

Para avaliar a reabilitação em nível de projeto na EFVM foi utilizada a seção homogênea obtida na análise em nível de rede. As seções examinadas são como exemplo do elemento 4 da EH21, Km 123+248 a km 123+988, tangente com 740 m de comprimento, cujo ICG_{EL} resultou 14, classificado pela metodologia em nível de rede como muito ruim. Observa-se que este trecho não foi reabilitado com dormentes de aço durante o ano de 2002 e ainda se encontrava com dormentes de madeira.

6.3.1 Método e equipamentos para avaliação estrutural

Para avaliar a reabilitação do trecho escolhido, a metodologia proposta é a aquisição da resposta elástica da via férrea e a retroanálise, utilizando equipamento específico capaz de realizar medições da composição em movimento. A retroanálise (Figura 6.50) permite analisar

as propriedades das camadas do pavimento e ajustá-las até que as deflexões computadas sob um determinado carregamento correspondam com os valores medidos.

Figura 6.50 – Síntese da metodologia de retroanálise do pavimento ferroviário desta tese

Fonte: Elaboração própria, 2016.

a) Equipamento de medição de deslocamentos

Para possibilitar a determinação das deformações recuperáveis sofridas pela via permanente ferroviária, quando submetida a uma carga móvel conhecida, foi utilizado um equipamento deflectométrico quase-estático. Trata-se de um “braço” metálico que foi desenvolvido originalmente no ano de 2004 para suprir uma demanda da Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), utilizando-se de parte da tecnologia já detida pela empresa Cíbermétrica à época no ramo dos pavimentos rodoviários.

O equipamento foi denominado de Cíber FlexRail e os principais componentes são:

- Módulos de medição laser de alta velocidade (em número variável).
- Suportes desmontáveis desenvolvidos em perfis especiais de alumínio (Figura 6.51) para fixação da barra de suporte dos módulos à certa distância, visando minimizar-se a interferência das deformações causadas pela carga nas medições.
- Hub que concentra as informações dos módulos laser (Figura 6.52) e as envia para o computador via porta USB.

- Barra de suporte para fixação dos módulos.
- Software para coleta de informações (Ciberlogger).

Figura 6.51 – Detalhe dos perfis em alumínio num trilho do trecho em estudo

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Figura 6.52 – Detalhe do posicionamento do hub

Fonte: Elaboração própria, 2016.

O sistema não realiza qualquer pós-processamento dos dados, a não ser a conversão que é realizada logo após cada medição, na qual o programa converte as referências que são inicialmente em “tempo” para referências em “espaço”, que fazem mais sentido para os usuários finais dos dados.

Depois de tal conversão, o sistema gera arquivos com a extensão “txt” e mantém os arquivos originais gerados na extensão “log”, sempre com o mesmo nome. Os arquivos “txt” são abertos com o uso do Excel para que possam ser analisados.

b) Pontos de medição

Para análise do trecho escolhido, foram definidas 2 seções de via para medidas de deflexão, aqui denominadas de seções 1 (km 123+320) e 2 (km 123+350). Os pontos foram submetidos às seguintes cargas e espaçamentos entre truques (Figura 6.53).

Figura 6.53 – Sequência de eixos e espaçamento para medidas de deflexão

Fonte: Elaboração própria, 2016.

A locomotiva tipo C-C, G-16, número 626, tem um peso total de 103.200 kg possui os seguintes espaçamentos entre truques:

- 1-2: 168 cm;
- 2-3: 202 cm;
- 3-4: 737 cm;
- 4-5: 202 cm;
- 5-6: 168 cm.

Os vagões gôndola carregados: número GDE-198112-8, com peso total de 91.250 kg e GDE-215391-6 com 88.970 kg possui os seguintes espaçamentos entre truques:

- 1-2: 172 cm;
- 2-3: 377 cm;
- 3-4: 172 cm;

Os vagões gôndola vazios, número GDE-254121-7, com peso total 15.250 kg, e GDE-221088-5, com peso total de 15.220 kg possuem espaçamentos entre truques iguais aos vagões anteriores.

Nas medições realizadas, foram empregados 3 lasers, sendo dois lasers para medição da deformação do trilho e um terceiro laser para avaliar a deformação no lastro no nível inferior do dormente solicitado. A medição da deformação no trilho foi realizada no patim do trilho (Laser 3) e se desprezou qualquer efeito de deformação do perfil do trilho e no contato trilho-fixação-dormente (Laser 2) e ainda qualquer ação de flexão longitudinal do dormente nas suas extremidades. O Laser 3 foi apontado para o topo da camada de lastro logo ao lado da superfície inferior do dormente

Em cada seção, foram realizadas seis medições, indicadas na Tabela 6.13, com a coleta das seguintes informações: sentido, constituição dos eixos, vazio ou carregado e a velocidade informada pelo maquinista. Através dos deslocamentos obtidos, foi possível calcular o módulo de via considerando a equação 4.7 definida por Talbot (1918) e demonstrada na revisão bibliográfica.

Tabela 6.13 – Seções e medições do elemento 4 da EH 21 desta pesquisa

Seção	Medição	Eixos	Sentido	Velocidade (km/h)	Deslocamento (mm)				Módulo de via
					G16		GDE		u (MPa)
					Trilho	Lastro	Trilho	Lastro	
1	1	G16	Exportação	36	2,05	0,61			
	2	G16	Importação	25	2,26	0,57			
	3	G16	Exportação	40	2,22	0,51			
	4 (carregado)	G16+GDE+GDE	Exportação	40	2,26	0,58	2,48	0,76	26,16
	5 (vazio)	G16+GDE+GDE	Importação	33	1,72	0,49	0,5	0,22	
	6 (vazio)	G16+GDE+GDE	Exportação	35	1,96	0,48	1,1	0,12	
2	1	G16	Exportação	36	2,65	0,39			
	2	G16	Importação	25	2,48	0,49			
	3	G16	Importação	40	2,76	0,37			
	4 (carregado)	G16+GDE+GDE	Importação	25	2,72	0,35	2,89	0,22	21,33
	5 (carregado)	G16+GDE+GDE	Importação	33	2,46	0,31	2,5	0,36	25,88
	6 (vazio)	G16+GDE+GDE	Exportação	35	2,61	0,24	0,8	0,12	

Fonte: Elaboração própria, 2017.

As medições são apresentadas nas figuras 6.54 a 6.65 com detalhes da deflexão no eixo y e espaçamento do dormente no eixo x.

Figura 6.54 – Seção 1, Medição 1

Dormente

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Figura 6.55 – Seção 1, Medição 2

Dormente

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Figura 6.56 – Seção 1, Medição 3

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Figura 6.57 – Seção 1 Medição 4

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Figura 6.58 – Seção 1 Medição 5

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Figura 6.59 – Seção 1 Medição 6

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Figura 6.60 – Seção 2 Medição 1

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Figura 6.61 – Seção 2 Medição 2

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Figura 6.62 – Seção 2 Medição 3

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Figura 6.63 – Seção 2 Medição 4

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Figura 6.64 – Seção 2 Medição 5

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Figura 6.65 – Seção 2 Medição 6

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Os valores médios entre as amplitudes máximas de deslocamento medidas no trilho e no lastro foram, respectivamente, 2, 40 mm e 0,49 mm para a locomotiva, 0,95 mm e 0,12 mm para o vagão vazio e 2,55 mm e 0,39 mm para o vagão carregado. Era esperado que velocidades maiores poderiam ocasionar deslocamentos mais elevados, sendo perceptível nas medições. Observa-se também que, durante a passagem de toda a composição, a estrutura permaneceu solicitada.

O Cyberflex possibilitou a coleta dos dados de deformação de forma simples, ainda que seja necessário obter-se a velocidade antes de iniciar a medição. Uma análise comparativa do método de coleta dessas informações deve ser realizada para seções com dormentes de aço e diferentes períodos de tráfego acumulado sobre o lastro. Isto pode ajudar a distinguir a retroanálise as aplicações assim como interpretar o módulo de elasticidade do lastro e comparar com os resultados obtidos pelo programa nas seções seguintes. As medições possibilitarão a obtenção do módulo de via pela correlação com o ensaio de veículos de cargas múltiplas.

c) Carga

As cargas por eixo dos vagões testados foram obtidas por balança ferroviária e estão listadas na Tabela 6.14. Importante observar-se que as cargas medidas são relativamente menores do que as cargas por eixo estáticas utilizadas para novos projetos na EFVM.

Tabela 6.14 – Carga por eixo dos vagões testados

Material Rodante	Peso Total (kg)	Peso/eixo (kg)
G-16	103.200,00	17.200,00
GDE-198112-8	91.250,00	22.812,50
GDE-215391-6	88.970,00	22.242,50
GDE-254121-7	15.250,00	3.812,50
GDE-221088-5	15.220,00	3.805,00

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Retomando-se uma breve análise comparativa pela equação 4.26, deve-se acrescentar à carga estática uma parcela importante devida ao impacto, que poderá ser calculada em função da velocidade de deslocamento e da área de contato roda/trilho e os resultados serão utilizados no programa Systrain.

Figura 6.66 – Composição e posicionamentos das cargas num pavimento ferroviário virtual

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Para a locomotiva G-16 que teve velocidade máxima medida de 40 km/h ou 24,85 mi/h e diâmetro da roda de 40 polegadas, tem-se que o fator de impacto relativo à locomotiva é a seguinte:

$$I = \frac{33 \times 24,85}{40 \times 100} = 0,2485 \quad (6.13)$$

Para o vagão GDE-198112-8 teve velocidade máxima medida de 33 km/h ou 20,50 mi/h e diâmetro da roda de 33 polegadas, tem-se que o fator de impacto relativo à vagão:

$$I = \frac{33 \times 20,50}{33 \times 100} = 0,205 \quad (6.14)$$

Por fim, as cargas por roda da locomotiva e dos vagões são, respectivamente:

$$P_L = 1,2485 \times 8,6 = 10,7371 \text{ t} \quad (6.15)$$

$$P_V = 1,205 \times 11,40625 = 13,7445 \text{ t} \quad (6.16)$$

Os respectivos valores foram utilizados nos programas descritos no item d. Vale lembrar a necessidade de se medir o impacto efetivo que está ocorrendo.

d) Programa

Dentre os programas disponíveis, utilizou-se um novo programa denominado SYSTRAIN (Structural Analysis of Train Loads in Railways), que foi desenvolvido no ano de 2016 pelo Instituto Militar de Engenharia - IME. Utilizado para análise do comportamento estrutural de pavimentos ferroviários submetidos a carga de vagões, auxiliando no dimensionamento de trilhos, dormentes e demais camadas, sendo de grande valia para esta tese por permitir de forma flexível o cálculo dos deslocamentos, tensões e esforços pelo método de elementos finitos. A linguagem utilizada foi: C++; DELPHI; FORTRAN.

Para uma segunda verificação, foi utilizado o KENTRACK. Esse programa foi desenvolvido na Universidade de Kentucky e é baseado em elementos finitos, sendo utilizado para projeto estrutural (ROSE, 2010). Inicialmente, foi desenvolvido para analisar trilhos, dormentes, camadas tradicionais granulares e a camada de concreto asfáltico, sendo possível prever-se tensões, deformações e vida em serviço. A versão inicial utilizou DOS e foi codificada no FORTRAN. Mais tarde, o programa conhecido como KENTRACK 2.0.1 foi para uma interface Windows. Medições em campo confirmaram os valores preditivos, proporcionando assim maior credibilidade. O KENTRACK 4.0, recentemente desenvolvido, incorpora propriedades da mistura asfáltica e viscosidade.

Assim como comentado Rangel et. al (2015) apesar de já existir programas disponíveis, há necessidade urgente de definição de novas metodologias baseadas em conceitos teóricos mais adequados do que metodologias simplificadas existentes para avaliação do comportamento mecânico da estrutura do pavimento ferroviário.

e) Estrutura do pavimento

Foram realizados ensaios *in situ* e em laboratório para obtenção das propriedades das camadas para simulações no Systrain Para nas duas seções das medições com o Cyberflex (Figura 6.67).

Figura 6.67 – Foto do elemento 4 da EH21 com seções 1 e 2 avaliados nesta pesquisa

Fonte: Elaboração própria, 2016.

- Geometria:

Para cada seção, foram abertas cavas para coleta de amostras e verificação da geometria das camadas, conforme mostra a Figura 6.68.

Figura 6.68 – Abertura de cava para análise da geometria das camadas

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Um aspecto importante sobre este trecho pode ser confirmado devido ao seu processo de renovação ter ocorrido no ano de 2002, quando se criou então uma camada superior e inferior de lastro, sendo perceptível a alteração de compactação e a quantidade de finos. Vale observar-se que, conforme se discutiu anteriormente, dependendo da estratégia de desguarnecimento adotada a desguarnecedora pode não ter removido toda a espessura de lastro colmatado em 2002.

Não foi verificada a infiltração do subleito e conclui-se que o processo de degradação se deve à quebra do lastro e da infiltração de minério de ferro pela superfície. Ainda foi constatado na inspeção que a camada de sublastro não pode ser determinada.

Figura 6.69 – Geometria das camadas

Fonte: Elaboração própria, 2016.

O trilho considerado nos estudos foi tipo TR 68 e nos cálculos ponderou-se um desgaste de 16% da área do boleto, o que equivale a um valor de I igual a 3536 cm^4 e W igual a $340,36 \text{ cm}^3$. O emprego único deste perfil de trilho foi motivado pela razão deste ter sido o único trilho avaliado nos ensaios de campo. A fixação elástica, tipo DEENIK com tirefões de $\varnothing 7/8''$, com quatro unidades por placa de apoio. As tabelas 6.15 e 6.16 resumem os parâmetros da geometria das seções avaliadas.

Tabela 6.15 – Geometria de trilhos e dormentes das seções 1 e 2

Bitola (cm)	1001
Trilho	
Seção	TR 68
H - Altura (mm)	185,7
B - Largura patim (mm)	152,4
C2 - largura boleto (mm)	74,6
S - Espessura da alma (mm)	17,4
A - Área do trilho (mm ²)	8617
I_x - Momento de Inércia (cm ⁴)	3536
I_y - Momento de inércia (cm ⁴)	395
T-momento polar (cm ⁴)	79
W_x - módulo da seção (cm ³)	340,36
Dormentes	
Espaçamento (cm)	0,54
Comprimento (m)	2,3
Altura (cm)	17
Largura inf. (cm)	24
Largura sup. (cm)	24

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Tabela 6.16 – Geometria do lastro e subleito das seções 1 e 2

Lastro Superior	
Altura (cm)	25
Ombro (cm)	20
Declividade talude (H:V)	1
Declividade fundo (%)	1
Tipo de declividade do fundo	Direita
Encobrimento dormente	Não
Lastro Inferior	
Altura (cm)	30
Ombro (cm)	20
Talude (H:V)	1:1,2
Fundo (%)	0,5
Subleito	
Altura (cm)	200
Ombro (cm)	2
Talude (H:V)	1:1,5
Fundo (%)	1

Fonte: Elaboração própria, 2016.

- Subleito:

A caracterização do subleito *in situ* aconteceu em setembro de 2014, no mesmo período das medições com o Cyberflex, sendo caracterizado por ser um período seco. O equipamento utilizado foi do tipo DCP Dynamic Cone Penetrometer – DCP, de acordo com a norma ASTM D 6951/6951 M-09, de forma a determinar-se a capacidade de carga do subleito. Bernucci et al. (2008) descrevem este método como semidestrutivo e que possibilita também uma análise expedita do Índice de Suporte Califórnia (ISC). Para a realização do ensaio, utilizou-se as cavas abertas e introduziu-se os golpes a partir da camada superior do subleito e os resultados são apresentados na Figura 6.70 e 6.71. Também consta no apêndice A os resultados de módulo de resiliência das amostras retiradas da plataforma ao longo do trecho em estudo.

Figura 6.70 – DCP do subleito para seção 1

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Figura 6.71 – DCP do subleito para seção 2

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Com base nos resultados do DCP, verificou-se um ISC médio de 7,4%, um aumento do valor com a profundidade, mas uma variação a menor após 600 mm para ambas as seções de medição, sendo assim, significa que, para as seções analisadas, o subleito pode sim contribuir

para os deslocamentos principalmente no período de chuvas cujas medições também devem ser realizadas para comparar os valores obtidos.

- Lastro:

Para a pesquisa das condições do lastro do elemento 4, foram coletadas 4 amostras de 70 kg e realizados ensaios de granulometria para caracterização do índice de qualidade do lastro, conforme resultados apresentados na Figura 6.72.

Figura 6.72 – Análise granulométrica conjunta (lastro superior e inferior) e graduação AREMA n° 24

Fonte: Elaboração própria, 2016.

O IQL resultou 33,63, conforme Tabela 5.14, caracterizando-o como colmatado. Todavia, para melhor entendimento do comportamento do pavimento, o lastro superior apresentou IQL de 18,15 (moderadamente colmatado/contaminado) e o lastro inferior resultou IQL de 56,37 (altamente colmatado/contaminado).

Figura 6.73 – Análise granulométrica separada (lastro superior e inferior) e graduação AREMA n° 24

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Para comporem-se os parâmetros da camada inferior, realizaram-se os ensaios de ISC obtendo valores de 60,5 %, massa específica seca máxima de 1,993 g/cm³, expansão 0,00% e umidade ótima de 10,7%. Pode-se, então, concluir que a camada, quando compactada atinge uma resistência até superior ao sublastro.

Figura 6.74 – ISC do lastro inferior da seção 1

Fonte: Elaboração própria, 2016.

6.3.2 Modelagem e simulação numérica

A simulação computacional que foi conduzida nesta segunda etapa da tese teve como objetivo analisar as alternativas de reabilitação para retornar o pavimento à condição de projeto e avaliar a aderência das simulações computacionais e a resposta real da via. Para ser possível analisar a condição atual do pavimento, foram comparados os resultados dos ensaios de campo e laboratório.

Os ensaios com o Cyberflex possibilitaram o registro das deformações elásticas (deflexões) em duas seções da via permanente e suas respectivas bacias de deflexão. A retroanálise com o programa de elementos finitos, torna possível inferir os módulos de resiliência das camadas de lastro e subleito.

Os resultados obtidos da simulação computacional foram utilizados para comparação da deflexão máxima do trilho, pressão máxima no lastro e tensão máxima de compressão do subleito sem a preocupação maior se esses valores são admissíveis ou não, embora sejam feitos comentários sob os valores obtidos para confirmação técnica em nível de projeto e para as estratégias estudadas no LCCA do lastro nos tópicos anteriores. Considera-se importante a análise comparativa entre os parâmetros variados e os valores absolutos.

a) Resultados da retroanálise – Seção 1 Medição 4

A retroanálise da seção 1 medição 4 verifica a condição dos vagões gôndola cheios. As simulações mantiveram fixas a rigidez das fixações e os valores dos módulos do trilho e subleito, restando a variação dos valores das camadas superior e inferior do lastro e do dormente.

As propriedades listadas foram resultadas de simulações para obterem-se as deflexões verificadas em campo, todavia os módulos do dormente, lastro superior e lastro inferior ainda são aproximados, mas que não atrapalham a metodologia e resultado em nível de projeto.

Tabela 6.17 – Dados do trilho e dormente usados nesta pesquisa

	Trilho	Dormente
Material	TR 68 -136 RE	Madeira Eucalipto Idade 7 anos
Modelo de cálculo	Linear isotrópico	Linear isotrópico
Massa específica (kg/m ³)	7850	790
Modulo de elasticidade (Pa)	210.000 . 10 ⁶	3.000 . 10 ⁶
Coefficiente de Poisson	0,3	0,3

Fonte: Elaboração própria, 2016.

Para a análise mecanicista e futura seleção de alternativas de reforço de pavimento, foram analisadas as duas camadas de lastro e subleito, conforme Tabela 6.18.

Tabela 6.18 – Dados do lastro superior, lastro inferior e subleito

	Lastro Superior	Lastro Inferior	Subleito
Modelo de cálculo	Resiliente granular	Resiliente granular	Resiliente Elástico Linear
Massa específica (kg/m ³)	2139	1889	1832
Coefficiente k1(Pa)	216,7 . 10 ⁶	327 . 10 ⁶	80 . 10 ⁶
Tensão confinante mínima (Pa)	100.000	200.000	
Coefficiente de Poisson	0,3	0,4	0,4
Modulo de resiliência (Pa)	195 . 10 ⁶	265 . 10 ⁶	79 . 10 ⁶

Fonte: Elaboração própria, 2016.

A Figura 6.75 apresenta o resultado 3D do estudo, cujo posicionamento das cargas e geometria foram apresentados anteriormente, podendo-se observar nos resultados que as transições dos truques da locomotiva com os vagões resultaram os maiores deslocamentos.

Figura 6.75 – Resultado 3D do deslocamento vertical do trilho neste estudo com programa Systain

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Todos os resultados estão inseridos no apêndice C, sendo possível destacar-se: deslocamento máximo no trilho de 2,25 mm, tensão no topo do lastro 610,1 kPa, tensão no topo do lastro inferior 147,3 kPa e tensão no topo do subleito de 6,3 kPa. Por ordem de grandeza, a tensão admissível no topo do lastro e no topo do subleito segundo AREMA (2015) são

respectivamente 400 kPa e 175 kPa. Nota-se que, apesar do deslocamento estar dentro do limite especificado no capítulo 5 as tensões no topo do lastro foram superiores ao recomendado, possivelmente devido ao pequeno valor do módulo de elasticidade do dormente de madeira, assim como a quantidade insuficiente de ombro no entorno dos dormentes. A Figura 6.76 demonstra os resultados 3D da tensão confinante e cisalhante.

Figura 6.76 – Resultados de análises de tensão em um pavimento ferroviário utilizando o Programa Systrain (a) Tensão Confinante (b) Tensão Cisalhante XY

Fonte: Elaboração própria, 2017.

b) Análise das estratégias de manutenção E1, E4 e E7 em nível de projeto

As análises simuladas no Systrain foram as estratégias analisadas no LCCA de lastro que, embora tenha sido economicamente avaliadas, a renovação com reaproveitamento de 50% de lastro, tem-se, neste momento, de se verificar a aceitação dos parâmetros recomendados de tensão e deformação.

Nesta análise, será considerado para E7 um aumento da altura do lastro superior em 2,5 cm (levante) e aumento de 10 cm de lastro no ombro, módulo de elasticidade de $200 \cdot 10^6$ Pa. A abordagem para recuperação da estrutura existente E4 será realizada com aumento de 10 cm na altura do lastro superior e aumento de 10 cm no ombro e módulo de elasticidade $200 \cdot 10^6$ Pa, substituição do dormente de madeira por novos com módulo de elasticidade de $7.500 \cdot 10^6$ Pa.

Finalmente, a estratégia E1 considera a substituição da camada de lastro superior e inferior por uma camada de lastro desguarnecido com 50% de reaproveitamento com altura de 35 cm e ombro de 40 cm, substituição do dormente de madeira por dormentes de aço com módulo de elasticidade de $210.000.10^6$ Pa.

Os resultados das três estratégias avaliadas apresentaram deslocamentos do trilho dentro dos limites desejáveis propostos na presente tese, sendo que E1 apresentou o menor valor conforme detalhado na Figura 6.77 a e b.

Figura 6.77 – Resultados de (a) deslocamentos e (b) módulo de via

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Os resultados de deslocamentos do trilho para E1 foram 1,88 mm para o vagão carregado e 1,36 mm para a locomotiva. O módulo de via para E1 foi de 37,84 MPa, sendo 27% acima do valor mínimo proposto conforme Figura 6.77.

Figura 6.78 – Resultado Systrain para deslocamento da E1 desta pesquisa

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Os resultados de tensão de contato no topo do lastro, seja pelo Systrain como pelo Kentrack, demonstraram que a estratégia E7 seria ineficiente, principalmente devido a não substituição dos dormentes de madeira, já para E4 e E1 ambas resultariam valores dentro dos limites recomendados pela AREMA (Figura 6.79).

No entanto, os valores de tensão no subleito permaneceram dentro dos padrões recomendados, por um lado a camada atual de lastro inferior torna-se uma camada protetora do subleito caracterizada ainda pelo alto grau de compactação verificado e considerando-se que E1 e E4 aumentam ainda mais a altura da camada de lastro, a pressão de contato se mantém próxima da atual. Porém após a substituição desta camada resultando por outra de altura menor, após o desguarnecimento, a tensão de contato aumenta no subleito mas ainda dentro dos limites recomendados.

A diferença de valores de tensões no subleito entre os resultados do Kentrack e do Systrain deve-se à geometria do subleito utilizada no Systrain com 2 m de altura e de ombro (além dos dormentes), já o Kentrack considera uma camada semi infinita aumentando assim significativamente as tensões de confinamento, sendo que as tensões simuladas pelo Systrain estariam mais próximas do trecho retroanalizado.

Figura 6.79 – Resultados de tensões de contato calculadas pelo Systrain e pelo Kentrack nesta pesquisa

Fonte: Elaboração própria, 2017.

A maior tensão de contato no lastro foi em região próxima ao centro do truque dos vagões, e este resultado simulado no Systrain está apresentado na Figura 6.80.

Figura 6.80 – Resultado de tensão de contato entre dormente e lastro para E1 para este estudo

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Também vale ressaltar que os valores de projeto indicados no item 5.2.3 são atendidos ao implantar E1 considerando-se uma carga por roda de 17,2 t para uma velocidade de 80 km/h. Os resultados simulados no Sysrain foram deslocamento de 2,3 mm e tensão no topo do lastro de 341 kPa. Além do mais, foi possível validam-se em nível de projeto os resultados propostos para LCCA do lastro composto pela estratégia “E1” de renovação com reaproveitamento de 50% do volume do lastro desgarnecido.

6.4. Considerações finais sobre os estudos de degradação e LCCA

O LCCA requer condições favoráveis para adquirir dados confiáveis em tempo útil para a tomada de decisões e, às vezes, dados empíricos consistentes sobre os custos de manutenção e sobre a degradação de diferentes componentes ainda estão faltando, ou a ação para coletá-los é extremamente demorada em comparação com uma consulta a opinião de um especialista. Em algumas indústrias, o LCCA não é tão usado porque os custos em caso de quebra de ativos, são difíceis de estimar e podem ser várias vezes seu valor de capital.

Mesmo que tenham sido testados modelos para avaliar a vida econômica do trilho e do lastro separadamente, ainda é necessário se fazer uma abordagem de estratégia de manutenção de forma integrativa. Esta análise deve compreender os resultados de ambos os modelos e determinar os melhores tempos de renovação (quantificados pela tonelagem acumulada) considerando cada material ou ambos em caso de renovação simultânea.

Como nenhum modelo foi desenvolvido para se avaliar a vida econômica de fixações e dormentes, deve-se esclarecer que o custo do ciclo de vida desses dois componentes deve estar integrado. No entanto, essa lacuna não comprometeu o estudo, pois dormentes e fixações possuem um ciclo de vida esperado maior do que o trilho e o lastro. Vale notar que as estratégias de renovação do lastro podem reduzir o ciclo de vida dos dormentes, produzir rachaduras ou mesmo quebrá-los, enquanto que, nas fixações, podem ser desenvolvidos defeitos irreversíveis.

Na análise final do LCCA do lastro ferroviário, considerando-se que existem diferenças de desempenho entre as alternativas apontadas, verificou-se que a solução de renovação de 50% do lastro é a mais econômica como estratégia de manutenção para a EFVM. Uma sistemática de verificação das premissas do estudo de LCCA deve ser realizada anualmente, devendo ainda

ser feita a análise dessas premissas sempre que for necessária uma nova decisão relacionada com o estudo, durante o período de validade do LCCA.

Sobre o trilho, nada mais fundamental do que ressaltar-se a importância do contato roda/trilho, sendo que, antes de se lançar qualquer projeto ou tecnologia, os mesmos devem ser analisados e seus impactos verificados em pequena escala. Um exemplo foi a utilização do lubrificador instalado para teste de lubrificantes.

Os resultados dos testes de lubrificantes foram semelhantes entre os três fornecedores, sendo que um teve resultados um pouco melhores. A expectativa quanto ao *carrydown* era maior, visto que em ferrovias que possuem uma lubrificação eficiente o *carrydown* varia de 5 a 15 quilômetros, de acordo com as características da via. Sabe-se que ferrovias que possuem tráfego bidirecional apresentam um *carrydown* pequeno, devido ao fenômeno de um trem espalhar o lubrificante e outro trem o retirar. Apesar da EFVM ser linha dupla em quase toda a extensão, vários trechos podem ter o tráfego bidirecional por um período de tempo, em função das necessidades da manutenção, fato observado durante a realização dos testes deste trabalho.

As condições de contato roda/trilho influenciam diretamente na lubrificação, como foi demonstrado no capítulo 6 deste trabalho. Ao mesmo tempo em que o contato lateral nas seções tangentes da via causa um impacto no *carrydown* do lubrificante, a lubrificação é uma excelente ferramenta para economia de combustível e trilhos nestas situações. O contato lateral na tangente, além de aumentar a resistência de rolamento dos trens, é associado à formação de corrugação e spalls.

Com aquisição de uma nova máquina esmeriladora de trilhos pela EFVM, certamente as condições de contato roda/trilho irão melhorar e os benefícios serão significativos para a lubrificação de trilhos. Os operadores devem investir nos estudos de contato roda/trilho, nos equipamentos de alta capacidade, no monitoramento dos perfis pré e pós-esmerilamento para avaliar o retorno sobre o investimento

A diferença de desempenho entre o lubrificante biodegradável e o lubrificante mineral não pôde ser percebida durante os testes. O fato é, que como o teste foi realizado com a mesma configuração de vazão para todas as amostras de lubrificante, a vazão do lubrificador teve que ser diminuída, a fim de evitar a migração do lubrificante para o topo do trilho. Isso significa que o lubrificante mineral foi capaz de fornecer o mesmo COF dos lubrificantes biodegradáveis

com uma vazão menor. É extremamente importante esta constatação, uma vez que o custo do lubrificante é o maior em um projeto de lubrificação.

Por fim, a retroanálise em nível de projeto do trecho priorizado consistiu na definição e teste do equipamento de medição de deflexão em dois pontos cujos resultados possibilitaram a retroanálise para obtenção dos módulos das camadas. Também foram definidos os dados da estrutura do pavimento e a metodologia de simulação através do programa Systrain e Kentrack para confirmação técnica das alternativas listadas no LCCA.

A simulação também introduziu parâmetros de análise de degradação como a atividade de manutenção necessária para se manter a estrutura do pavimento dentro dos limites de deflexão do trilho, lastro e tensão de compressão do lastro e subleito. Foi notável a distribuição de tensões após a renovação da superestrutura.

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

O SGPF proposto cumpriu com os objetivos por ter proposto uma análise das estratégia de manutenção baseada no custo do ciclo de vida (LCCA), sendo uma contribuição para gestão da qualidade geométrica e estrutural e também poder avaliar custos e investimentos,. As metas intermediárias foram atingidas com a proposta de metodologia de subdivisão da via permanente e o procedimento em nível de projeto para avaliação estrutural da estratégia proposta.

Há de se destacar que o sistema desenvolvido tem capacidade de se renovar ao longo do tempo, já que os usuários terão a chance de alterar ou incluir novas regras para adaptar o sistema às configurações de toda a ferrovia. A construção do modelo ajudou a identificar informações em que os dados pareciam insuficientes.

A presente pesquisa ampara os novos desafios do setor ferroviário, visto que uma separação vertical da gestão da infraestrutura está se iniciando no Brasil e o LCCA desempenha papel primordial para uma gestão mais consciente e transparente da via permanente ferroviária.

Na verdade, o LCCA pode contribuir decisivamente não só para apoiar a gestão ferroviária existente, mas também para apoiar as decisões de investimento para novas ferrovias no Brasil. Note que este trabalho não pretende dar uma resposta sobre como avaliar a viabilidade econômica de um projeto/investimento, pois apenas os custos básicos são avaliados e não foram balizadas as receitas e incertezas.

Por conseguinte, os modelos de degradação de geometria mostraram que adotar uma tendência linear de deterioração entre duas manutenções é uma boa estimativa da deterioração da geometria, validando a equação baseada no acúmulo de toneladas para os ciclos de correção geométrica usados no modelo de LCCA para o lastro. No que diz respeito à renovação e recuperação, o modelo de degradação mostrou que existe uma maior flexibilidade na renovação do trilho do que na renovação do lastro, uma vez que a curva de custo do trilho é mais constante e pode atingir patamares maiores de MTBT. Também sobre a renovação do lastro, o modelo LCCA revelou um fator preponderante sobre os custos de trem hora parado, ou seja, a necessidade de controlar a indisponibilidade para manter as premissas de planejamento.

Por fim, a via permanente ferroviária é um sistema complexo, em que muitos atores estão envolvidos, sendo necessário o conhecimento sobre como avaliar diferentes interesses

envolvidos nos processos de tomada de decisão. Os principais obstáculos à implementação do LCCA ainda são as crises econômicas do setor. O autor desta pesquisa reafirma que o LCCA pode servir como base para uma tributação econômica sustentável do uso da via permanente ferroviária e mais uma referência para as entidades reguladoras, tornando o setor mais competitivo e beneficiando os usuários finais (cidadãos).

SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Trabalhos futuros, na visão deste autor, podem seguir as seguintes linhas de pesquisa:

1. Estudar de forma criteriosa e integrada o LCCA do trilho, dormente e fixações.
2. Estudar o LCCA para esmerilamento preventivo.
3. Incluir nas análises de qualidade da geometria para os trechos compostos pelos aparelhos de mudança de via e pátios ferroviários, já que todos precisam estar computados nas análises de orçamento.
4. Testar metodologias de SIG em conjunto com uma *big data*. Considerando-se que a via permanente possui um conjunto enorme e complexo de dados, cujos aplicativos de processamento de dados tradicionais ainda não conseguem lidar. Os desafios deste estudo incluem: pesquisa, compartilhamento, armazenamento, transferência, visualização e informações sobre privacidade dos dados. Lembrando que uma maior precisão nos dados pode levar à tomada de decisões com mais confiança. Além disso, melhores decisões podem significar maior eficiência operacional, redução de risco e redução de custos.
5. Automatizar a metodologia do IGVM para ampliar as análises para toda a EFVM.
6. Avaliar a incerteza dos parâmetros de geometria e propor um indicador de confiabilidade para o planejamento de ações de manutenção.
7. Analisar outros componentes da superestrutura, aplicando a metodologia desenvolvida de LCCA. Sugere-se a introdução da análise de renovação dos trilhos pela extensão

identificada nos segmentos homogêneos, já que o LCC analisado nesta tese foi apenas para um elemento.

8. Analisar o desempenho do lastro por meio da correlação das deformações plásticas e o ciclo de correção geométrica comparando com o modelo de degradação proposto nesta tese.

9. O CB06 estudar a inclusão dos índices de qualidade de geometria com participação das ferrovias brasileiras para se obter as melhores práticas para a operação ferroviária, analisar os riscos e evitar a limitação das ferrovias com restrições de velocidade devido problemas pontuais.

10. Criar, em longo prazo, um boletim técnico para servir de guia para análises LCCA para os operadores ferroviários, semelhante ao boletim técnico dos EUA. Este documento de orientação deve avaliar o LCCA da via permanente ferroviária levando em consideração as melhores práticas em decisões de renovação, aumentando a eficiência na gestão e também melhorando as decisões de investimento.

11. Incluir no LCCA uma abordagem ambiental, seja na geração de resíduos ou na eficiência energética das estratégias de manutenção.

REFERÊNCIAS¹

- ASSOCIATION OF AMERICAN RAILROADS. Capítulo XI, p. 112-117, **Service-worthiness tests and analyses for new freight cars**, 1993.
- AHLF, R. E. M/W Costs: How they are affected by car weights and the structure. **Railways Track and Structures**, V. 1, n. 91, p. 34-37, Mar. 1975.
- ALBERNAZ, C. A. V. **Método simplificado de retroanálise de módulos de resiliência de pavimentos flexíveis a partir da bacia de deflexão**. 1997. Dissertação (Mestrado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1997.
- ACHARYA, D., et al. REPOMAN: An overall computer-aided decision support system for planning rail replacement. **Proceeding**. Heavy Haul Workshop. Vancouver: June, 1991. p. 81-97.
- AGUIAR, L. D. **Inspeção de via permanente: um fator determinante no processo de direcionamento da manutenção ferroviária**. 2011. Monografia, UFJF, Universidade Federal de Juiz de Fora, 2011.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO Guide for Design of Pavement Structures**. Washington, D.C.: AASHTO, 1993.
- ALMEIDA, F. C. **Análise das forças de contato e comportamento dinâmico de rodeiro ferroviário**. 2006. 132 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.
- ANDERSON E.; STICHEL S. **Modell för nedbrytning av spår, fordonsparametrar och referensvärden**. Report from Royal Institute of Technology. Stockholm, 1999.
- AREMA. AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE ASSOCIATION. **Manual for railway engineering**. Maryland: Lanham, 2015.
- ARCHARD, J.F. **Contact and rubbing of flat surfaces**. Journal of Applied Physics, 24, 8, 981-988. 1953.
- BACHETTI, R. et. al. **Estratégia de manutenção 2014-2018 para superestrutura EFVM**. 2015. Documento Técnico 13673. Disponível em: <http://team01.valeglobal.net/wg/Portal_GEDFT>. Acesso em: 21 dez. 2015.
- BALLARIN, A.W. Dormentes de madeira: a necessidade de uma revisão normativa. In: **Congresso Internacional de Material Rodante**, Via Permanente e seus Acessórios. Anais. CB-06/ABNT, 2006.

¹ De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT NBR 6023).

- BARIA, I. **Sistema de gerência de pavimentos aplicado à via permanente metroferroviária auxiliado por um sistema de informações geográficas**. 2015. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.
- BERGGREN, E. (2009). **The role of vertical track stiffness measurements in condition based maintenance of railway tracks: a pilot study**. Report TRITA AVE, v. 31. Stockholm: Royal Institute of Technology (KTH) , 2005.
- BERNUCCI, L. L. B.; et al. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**, Rio de Janeiro: PETROBRAS – ABEDA, 2008, 496 p.
- BING, A. Track geometry data for maintenance prediction. In: **American Society of Civil Engineering Journal**. New York, NY, 26–30 April 1982, p. 35–63.
- BRANCO, F.; PEREIRA, P.; SANTOS, L. P. **Pavimentos rodoviários**. Coimbra: Edições Almedina, 2006.
- CANNON, D. F., et al. Rail defects: an overview. **Journal of Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures**, v. 26, p. 865-886, 2003.
- CHRISMER, S.; SELIG, E. Computer model for ballast maintenance planning. In: IHHA, Board (ed.). **Proceedings of fifth international heavy haul railway conference**. Beijing, China, 6–11 June 1993, pp.223–227. International Heavy Haul Association.
- COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. Comitee CEN/TC 256. EN 13848-5:2008+A1:2010 (WI=00256449) **Railway applications - Track geometry quality - Part 5: Geometric quality assessment**, German version, 2005.
- CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Pesquisa CNT de Ferrovias. 2015**. Disponível em: <http://www.cnt.org.br/Páginas/Pesquisas_Detalhes.aspx? p=19>. Acesso em: 18 dez. 2015.
- _____. **Anuário CNT do Transporte 2017**. Disponível em: <<http://anuariodotransporte.cnt.org.br/2017/Ferroviano/2-7-1-/Acidentes>>. Acesso em: 23 jul. 2017.
- COOPER, D. R.; SCHINDLER, P. S. **Business Research Methods**, 9th ed. Singapore McGraw-Hill Companies, Inc., 2006.
- COSTA R. et al. Dispositivo de medição de deslocamentos em via permanente para determinação do módulo de via. **Anais Congresso Nacional de Pesquisas em Transportes**. Ouro Preto: nov. 2015.
- DAVIS, D. D. et al. Bridge approach performance in revenue service. **Railway Track and Structures**, p. 18–20, Dec. 2003.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Medidas de deflexões no pavimento através da viga Benkelman – ME 24-95**. MT - Normas Rodoviárias, Rio de Janeiro, 6 p., 1994.

- _____. **Projeto de restauração de pavimentos flexíveis e semi-rígidos** – PRO 175/94. MT, Norma Rodoviária, Rio de Janeiro, 11 p, 1994a.
- _____. DNER- **Aferição de viga Benkelman**. -PRO 175/94. Norma Rodoviária, Rio de Janeiro, 11 p., 1994b.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de gerência de pavimentos**. Rio de Janeiro, 2011. 189 p.
- DEMHARTER, K. **Setzungsverhalten des Gleisrostes unter vertikaler Lasteinwirkung**. Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Heft 36, 1982.
- EADIE, D. T. **Lubrication and Friction Management: Fundamentals, Applications, Equipment and Result**. Wheel Rail Interaction Conference, Portugal, Out. 2010.
- _____. BOVEY, E.; KALOUSEK, J. The role of friction control in effective management of the wheel/rail interface. **The Railway Technology Conference**, 2002.
- _____. VIDER, B., HOOPER, N. and MAKOWSKY, T. Top of Rail Friction Control: Lateral Force and Rail Wear Reduction in a Freight Application. **Proceedings of the International Heavy Haul Association**. Texas: Fort Worth, May, 8 p., 2003.
- _____. MAGLALANG, L.; VIDLER, B.; LILEY, D.; REIFF, R. Trackside Top of Rail Friction Control at CN. **Proceedings of the IHHA Conference**. Rio de Janeiro, Brazil, 8 p., June 2005.
- EBERSOHN, W. Track maintenance management philosophy. **Proceeding International Heavy Haul Railway Conference**, 6, International Heavy Haul Association, Cape Town, South Africa, Apr. 1997.
- EL-SIBAIE, M.; ZHANG, Y.J. Objective track quality indices. **Proceedings...** TRB Annual Meeting, 83, Washington, D.C., Jan. 11-15, 2004.
- ESVELD, C. Computer-aided maintenance and renewal of Track. **Rail International**, June 1990, p. 24-30.
- _____. MAN, A. D. **Use of railway track vibration behaviour for design and maintenance**. Delft. TU Delft, 2002.
- EUROPEAN RAIL RESEARCH INSTITUTE. **Ecotrack: Decision Support System For Permanent Way Maintenance And Renewal**. Report RP2, European Rail Research Institute Specialist's Committee D 187, Utrecht, 1995.
- FATEH, M., CARR G. **Vertical track modulus investigation on BNSF's heavy haul coal line**. 2015. Disponível em: <<http://www.researchgate.net/publication/237695793>>. Acesso em: 19 dez. 2015.

- FATECH, M.; FARRITOR S. **Measurement of vertical track deflection from a moving rail car**. Technical Report DOT/FRA/ORD-13/08, Feb. 2013. Disponível em: <<http://www.fra.dot.gov>>. Acesso em: 19 dez. 2015.
- FEDERAL RAILROAD ADMINISTRATION (United States Government). **Track Safety Standards Compliance Manual**, v. 2, 2014.
- FERNANDES, G. **Comportamento de estruturas de pavimentos ferroviários com utilização de solos finos e/ou resíduos de mineração de ferro associados a geossintéticos**. 2005. Tese (Doutorado) – Universidade de Brasília, Brasília, 2005.
- FERREIRA, L.; MURRAY, M. **Modelling rail track deterioration and maintenance current practices and future needs**. Transport Reviews, v. 17, p. 207-221, 1997.
- FLETCHER, D.I., Hyde, P., Kapoor, A. **Modelling and full-scale trials to investigate fluid pressurization of rolling contact fatigue cracks**. Wear 265(9–10), 1317–1324 (2008).
- FORTUNATO, E. M. C. **Renovação de Plataformas Ferroviárias. Estudos Relativos à Capacidade de Carga**. Tese de Doutorado, Universidade do Porto. Porto, p. 577. 2005.
- GONÇALVES, F. J. P. **Utilização de expert systems na manutenção dos pavimentos**. 1997. Tese (Doutorado) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, 1997.
- GULER H. Prediction of railway track geometry deterioration using artificial neural networks: a case study for Turkish state railways. **Struct. Infrastruct. Eng.**, v. 10, n. 5, p. 614–26, 2014.
- GUINS, T. S. **Economic Analysis of Rail Friction Control** – Walong. Canadá: Technology Digest, TD 05-019, 2005.
- HAAS, R.; HUDSON, W. R. **Pavement management systems**. New York: McGraw Hill, 1978.
- _____; HUDSON, W. R.; ZANIEWSKI, J. **Modern pavement management**. Malabar, Florida: Krieger Publ. Co., 1994.
- _____; HUDSON, R.; CARMICHAEL III, R. F. **Minimum requirement for standard pavement management system**. American Society for Testing Materials STP 1121, p. 19-31, 1992.
- HAY, W. W. **Railroad engineering**. 2nd. Ed. 1982, Wiley-Interscience, ISBN 0-471-36400-2.
- HEELIS, M. E., et al. Predicting and measuring vertical track displacements on soft subgrades. **Proceeding...** Railway Engineering — Second International Conference and Exhibition, London, UK, 25–26, May 1999.
- HIDE, H., et al. TMS - A Practical Track Maintenance Planning and Control System. **Proceedings...** Heavy Haul Workshop, June 1991, Vancouver.

- HOOVER, N. The basics of successful grinding. **Interface The Journal of Wheel/Rail Interaction home page**. Estados Unidos, 2010. Disponível em: <<http://interfacejournal.com/archives/114>>. Acesso em 23 jun. 2017.
- HYSLIP J. P. Substructure maintenance management: its time has come. **Transportation Research Record**, n. 1785. Washington D.C.: Transportation Research Board, 2007.
- HUDSON, W.; RICCI, E.; SOLMINIHAC, H. **Un concepto de administración de pavimento para países en desarrollo**. Santiago, Chile, nov. 1985.
- HUMMITSZCH, R. **Calculation Schemes for MDZ and “Modified Standard Deviation”**. Technical University of Graz, 2005.
- IWNICKI, S. **Handbook of Railway Vehicle Dynamics**. 1st ed. New York: Taylor & Francis, 2006, 2006. 535p.
- _____; GRASSIE; KIK, W. **Track settlement prediction using computer simulation tools**. Vehicle System Dynamics Supplement, p. 37–46, 1999.
- INDRARATINA, B. SALIM, W.; RUJIKIATKAMJORN, C. **Advanced rail geotechnology ballasted**. London, UK: Taylor & Francis Group, 2011.
- ILDEFONSO J. S. **Proposta de um sistema de gerência para vias férreas brasileiras**. 2013. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.
- JENDEL, T. **Prediction of wheel and rail wear**, TRITA –FKT Report 2002:22, ISSN 1103-470X, ISRN KTH/FKT/FR – 02/22 – SE. Sweden: Royal Institute of Technology, Railway Technology, 1999.
- JIANMIN, Z. **Modelling and optimizing track maintenance and renewal**. 2007. Tese (Phd) Civil Engineering Department, University of Birmingham, 2007.
- JOVANOVIC, S. Railway track quality assessment and related decision making. **Proceedings...** AREMA annual conferences, Kentucky, 17-20 Sept. 2006.
- KALOUSEK, J.; SROBA, P.; HEGELUND, C. Analysis of rail grinding tests and implications for corrective and preventative grinding. **Proceedings...** International Heavy Haul Railway Conference, Brisbane, 4, 11-15 Sept. 1989, p. 193-204.
- KOVACEVIC A. **Sistema de información, conceptos e implicancias para la empresa**. Santiago, Chile: Ediciones Universidad Catolica de Chile, 1990.
- KEEFE, R.; SOELEIMAN, S. The Development and Application of a Technical / Economic Rail Management Model to Hong Kong's Mass Transit Railway. **Proceedings...** International Rail Track Conference, Brisbane, 10, 12-14 Sept. 1994, p. 131-143.
- LARSSON, D., **A Study of Track Degradation Process Related to Changes in Railway Traffic**. 2004. Thesis (Licentiate) – Luleå University of Technology. Lulea. 2004.

- LI, M. X. D.; BERGGREN, E. G.; BERG, M. Assessment of vertical track geometry quality based on simulations of dynamic track vehicle interaction. **Proceedings of IHHA Special Technical Session**, Kiruna, Sweden, 11-13 June 2007.
- LI, D. et al. **Railway Geotechnics**. Chicago. Feb. 14, 2002, CRC Press. 2014. ISBN 9781482288803
- LICHTBERGER, B. **Track maintenance strategies for ballasted track**: a selection. Ed. ITR. Netherlands, 2001.
- _____. **Track compendium**: formation, permanent way, maintenance, economics. ISBN 3-7771-0320-9. Hamburg, Germany, 2005.
- LYNGBY N. RAMS management of railway tracks. In: MISRA, K. (Ed.) **Handbook of Performability Engineering**. London: Springer, 2009, p. 1123-1145.
- LYTTON, R. L. Concepts of pavement performance prediction and modeling. **Proceedings...** North American Conference on Managing Pavements, V. 2. Toronto, 1987. p. 2.3-2.20.
- LONG L., **Management information system prentice hall**, New Jersey: Englewood Cliffs, 1989.
- MADEJSKI, J. Track geometry measurement as preventive maintenance data source. **Proceedings...** Third International Conference on road and rail infrastructure, Split, Croatia, Apr. 2014. DOI: 10.13140/2.1.3549.5047
- _____; GRABCZYK, J. Continuous geometry measurement for diagnostics of tracks and switches. **Proceedings...** International Conference on Switches Delft University of Technology, Delft, the Netherlands, 2002.
- MAGEL, E.; KALOUSEK, J. The application of contact mechanics to rail profile design and rail grinding. **Wear**, n. 253, v. 1-2, p. 308-316, 2002.
- _____; SROBA, P.; SAWLEY, K.; KALOUSEK, J. **Control of Rolling Contact Fatigue in Rails**. Nashville: AREMA conference, 2004.
- _____; TAJADDINI, A.; TROSINO, M.; KALOUSEK, J. Traction, Forces, Wheel Climb and Damage. In: **High Speed Railway Operations**. Canadá: Center for Surface Transportation Technology, 2006.
- _____; SROBA, P. **Workshop on Rail Grinding Practices, International Heavy Haul Association (IHHA)**. Kiruna, Sweden, 8-10 June 2007.
- MAKINO, T., Kato, T., Hirakawa, K.: **The effect of slip ratio on the rolling contact fatigue property of railway wheel steel**. Int. J. Fatigue 36(1), 68–79, 2012.
- MARCON, A. F. **Gerenciamento e avaliação de pavimentos: notas de aula**. 2009. Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009.

MARTLAND, C. D. **TRACS: a tool for track maintenance planning and costing**. AREA Committe 32 on 27 October 1993.

_____; AUZMENDI A.R. A simplified model of rail wear for use in track maintenance planning and costing. **Report**, n. R-742, Association of American Railroads, USA, 1990.

MCCARTHY, W. T.; LEES Jr., H. M. Implementation of BN's Surface Management System. **Proceedings...** Vancouver: Heavy Haul Workshop, June 1991.

MERHEB, A. H. M. **Análise mecânica do lastro ferroviário por meio de ensaios triaxiais cíclicos**. 2014. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.

MEDINA, J; MOTTA, L. M. G. Mecânica dos Pavimentos. 2nd. Ed. 2005. Rio de Janeiro: Editora UFRJ. ISBN 85-905987-1-3

MOURA, M. C. **Caracterização da qualidade geométrica de vias ferroviárias**. 2010. Dissertação (Mestrado) – Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010.

MOTTA, L. M. G.; RANGEL, G. W. A.; ARAGÃO, F. T. S. (2015). Proposta de uma metodologia para estimativa da deflexão do pavimento ferroviário. **Anais Congresso Nacional de Pesquisas em Transportes**. Ouro Preto: nov. 2015.

PAIVA, C.E.L.; GUIMARÃES, C. A. B.; CORREIA, L.F.M. “Solicitações Atuantes na Infraestrutura Viária”. In: **CONINFRA – Congresso de Infraestrutura de Transportes**, 2007, São Paulo. Anais. ANDIT – Associação Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2007. v. único.

PATRA, A. P. **Maintenance decision support models for railway infrastructure using RAMS & LCCA analyses**. 2014. Tese (Doutorado) – Luleå University of Technology, Luleå, Suécia, 2014.

PFEIL, W. **Estruturas de madeira**. Rio de Janeiro: LTC – Livros técnicos e científicos editora, 2003.

PIEDEDE C. (2014) **Plano Diretor de Manutenção Ferroviária 2015-2019 Via Permanente EFVM**. Documento Técnico 18042 publicado em 23 dez. 2014.

PIRES, J. J. **Integrated maintenance model for heavy haul tracks**, 2016. Tese (Doutorado) - EPFL, Lausanne, Suíça, 2016. DOI: 10.5075/epfl-thesis-6914.

PITA L., P. F. et al. Evolution of track geometric quality in high-speed lines: ten years experience of the Madrid-Seville line. **Proceedings...** MechE, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit, v. 221, n. 2, p. 147-155, 2007.

PLASSER & THEURER. **Página inicial**. Disponível em: <<http://www.plassertheurer>>. Acesso em: 17 dez. 2015.

PUTALLAZ, Y. Strategic M&R policy of a railway corridor taking into account the value of capacity. **Proceedings...** World Congress on Railway Research, Edinburgh, 28 Sept./Oct. 2003.

- QUEENSLAND UNIVERSITY OF TECHNOLOGY. Railway track maintenance planning systems. **Railway Research Group's home page**. Australia, 2015. Disponível em: <http://www.reocities.com/YujiangZhang/r_models.htm>. Acesso em: 15 dez. 2015.
- REDDY, V., CHATTOPADHYAY, G.; LARSSON-KRAIK, P.O. Modelling and analysis rail maintenance cost. **International Journal of Production Economics**, v. 105, p. 475-482, 2007.
- READ, D. et al. Track modulus measurements at the Pueblo soft subgrade site. **Transportation Research Record 1470**, TRB, Washington D.C.: National Research Council, 1993.
- REIFF, R. **Wayside-Based Top of Rail Friction Control: 95 MGT Update**, TTCI Technology Digest TD, 2007. 4 p.
- _____; MAKOWSKY, T. and GEARHART, M. **Implementation Demonstration of Wayside Based TOR Friction Control, Union Pacific Railroad**. Walong, CA, TTCI Technology Digest TD, 2005.
- RIBEIRO, F. S. **Proposta de metodologia para estudos geotécnicos em projetos de pavimentos ferroviários**. 2012. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2012.
- _____. **Projeto de definição do ciclo ideal de desguarnecimento EFVM**. Documento técnico 15374, 2013. <http://team01.valeglobal.net/wg/Portal_GEDFT> Acesso em: 17 dez. 2015.
- _____. Guia para as melhores práticas de manutenção de trilhos: Desenvolvimento da Gestão de Atrito na Estrada de Ferro Vitória Minas. **21ª Semana de Tecnologia Metroferroviária**, AEAMESP, 2015.
- RIBEIRO, F. S. et al. Análise do custo do ciclo de vida do lastro ferroviário na estrada de ferro Vitória Minas. **Revista Transportes**, v. 23, n. 4, 2015. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.14295/transportes.v23i4.981>>. Acesso em: 17 dez. 2015.
- RODRIGUES, C. A. **Contribuição ao planejamento da manutenção preditiva da superestrutura ferroviária**. 2001. Tese (Doutorado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.
- RODRIGUES, C. M. O. **Composite Plastic Ties In MRS Heavy Haul Railroad**. Joint Rail Conference – JRC, University of Illinois, Urbana-Champaign, USA, 2010.
- ROADS AND TRANSPORTATION ASSOCIATION OF CANADA. **Pavement Management Guide**. Ottawa, 1977.
- ROGHANI, A.; MACCIOTTA, R. Combining track quality and performance measures to assess track maintenance requirements. **Proceeding**. San Jose, CA, USA: Joint Rail Conference, Mar. 23-26, 2015.

ROSE, J.; AGARWAL, N. K.; BROWN, J. D.; ILAVALA, N. KENTRACK, A Performance-Based Layered Elastic Railway Trackbed Structural Design and Analysis Procedure. **A Tutorial**, Proceedings of the 2010 Joint Rail Conference, 38 p., 2010.

RÜBENSAM, J.; SCHULZE, F. **Entwicklung einer Methodik zur zweckmäßigen Zusammenfassung manahmebedürftiger Abschnitte der BAB-Betriebsstrecken auf der Grundlage von Zustands- und Bestandsdaten**. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 736, Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Bonn-Bad Godesberg, Germany, 1996.

SADEGHI, J.; ASKARINEJAD H. **Development of improved railway track degradation models**. Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance 6(6): 675–688. 2010.

SADEGHI, J.; ASKARINEJAD, H. Influences of track structure, geometry and traffic parameters on railway deterioration. **International Journal of Engineering**, Transactions B: Applications, v. 20, n. 3, p. 292-300, 2007.

SANTOS, G. F. M. dos. **Análise de segurança de veículo ferroviário de carga em tangente considerando a excitação periódica da via permanente**. São Paulo. 2015. 113 p. Tese (Doutorado) Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2015.

SELIG, E. T. Substructure maintenance management. **Proceedings...** International Heavy Haul Railway Conference, 6, International Heavy Haul Association, Cape Town, South Africa, Apr. 1997.

_____; WATERS, J. M., **Track geotechnology and substructures management**. London: Thomas Telford Services Ltd., 1994, 446p.

SILVA, L. F. M. **Fundamentos teórico-experimentais da mecânica dos pavimentos ferroviários e esboço de um sistema de gerência aplicado à manutenção da via permanente**. 2002. Tese (Doutorado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

SATO, Y. Optimum track structure considering deterioration in ballasted track. In: IHHA Board (ed.). **Proceedings of sixth international heavy haul conference**, Cape Town, South Africa, 6–10 April 1997, p. 576.

_____. Japanese studies on deterioration of ballasted track. **Vehicle System Dynamic**, v. 24, p. 197–208, 1995.

SHENTON, M. J. Ballast deformation and track deterioration. **Proceedings...** Conference on Track Technology. University of Nottingham, p. 253–265. London: Thomas Telford Limited, 1984.

_____; TUNNA, J.M. Planning Track Maintenance and Renewal for the Business Manager and Civil Engineer. **Proceedings...** Heavy Haul Workshop, June 1991, Vancouver, p. 243-257.

- SOUZA, G. F. M. Análise de Confiabilidade Aplicada ao Projeto de Sistemas Mecânicos. **Apostila do curso**. São Paulo, Brasil, 2003.
- SOUZA, A. M. **Plano Diretor de Operações Ferroviárias EFVM 2014-2018**. Documento Técnico 16001. Acesso em: 20 dez. 2013.
- SROBA, P.; RONEY, M.; DASHKO, R.; MAGEL, E; **Canadian Pacific Railway's 100% Effective Lubrication Initiative**, AREMA 2001 Conference & Exhibition.
- STALDER, O. The life cycle costs (LCC) of entire rail networks: An international comparison. **International Railway Congress Association**, Vol. 32, No. 4, p. 26–31, 2001. ISSN 0020-8442, 2001.
- SUSSMANN, T. R.; EBERSOHN, W.; SELIG, E. T. Fundamental nonlinear track load-deflection behavior for condition evaluation. **Transportation Research Record 1742**, p. 61–67, 2001.
- TALBOT, A. N. First progress Report on the Special Committee to Report Stresses in Railroad Track. **Transactions**, ASCE, Vol. 82, or **Proceedings A.R.E.A.**, Vol. 19, 1918.
- TALUKDAR, K.; ARULMOZHI, U.; PRABHAKAR, K.; SATYANARAYAN. Project Presentation Improvement of TGI Value by Computer Analysis. **Ministry of Railways Indian Railways Institute of Civil Engineering**, India, 2006.
- TRANSPORTATION ASSOCIATION OF CANADA. **Primer on highway asset management systems**. Ottawa, Mar. 1999.
- TEW, G.; Twindle, K. Track maintenance planning using computer analysis. **Proceedings... Heavy Haul Workshop**, June 1991, Vancouver, p. 158-184.
- THOMAS F. Generating homogeneous road sections based on surface measurements: available methods. **Proceedings...** Reprint from the 2nd European Pavement and Asset Management Conference, 21–23 Mar. 2004, Berlin, Germany.
- THOMPSON, R.; LI, D. Automated vertical track strength testing using TTCI's track loading vehicle. **Technology Digest**, Feb. 2002.
- TRASK, E. R.; FRATICELLI, C. The track degradation model. **Proceedings... Heavy Haul Workshop**, June 1991, Vancouver, p. 31-37.
- TUTUMLUER, E., et. al. Ballast settlement Ramp to mitigate differential settlement in a bridge transition zone. **Transportation Research Record 1942**, p. 61–67, 2015.
- UZARSKI, D. R.; DARTER, M. I.; THOMPSON M. R. Development of Condition Indexes for Low-Volume Railroad Trackage. **Transportation Research Record**, v. 1381, p. 42-52, 1993.
- VALE C.; SIMÕES, M. L. The geometrical rail track degradation process in the portuguese northern line using a stochastic model. **Proceedings...** International Conference on Railway Technology: Research, 1. Stirlingshire, Scotland: Civil-Comp Press, 2012.

VALE S. A. **Página inicial**. Disponível em: <<http://www.vale.com>>. Acesso em: 17 dez. 2015.

WANG, W.J.et. al. Influence of Different Application of Lubricants on Wear and Pre-existing Rolling Contact Fatigue Cracks of Rail Materials. **Tribol Letter** **65:58**. DOI:10.1007/s11249-017-0841-9, 2017.

WINKLER, E. **Die Lehre von der Elastität und Festigkeit**. Verlag von H Dominicius, Prague. 1867.

XU, P. Establishment of Track Quality Index Standard Recommendations for Beijing Metro. **Discrete Dynamics in Nature and Society**, Jan. 2015. DOI: 10.1155/2015/473830.

YOSHIMURA, A. et al. Development of Database System, Micro LABOCS-II+, for Railway Track Maintenance Management. **Quarterly Report of RTRI**, v. 36, n.. 2, p. 95-101, June 1995.

ZAREMBSKI, A. M., Recent developments in maintenance planning systems. **Railway Track and Structures**. Chicago, IL, Feb. 1997.

_____. **The Art and science of rail grinding**. Omaha, Estados Unidos: Simmons-Boardman Books, 2005.

_____; CHOROS, J. On the measurement and calculation of vertical track modulus. **Proceedings...** AREA, Bulletin 675, v. 81, p. 157-173, 1979.

_____; PALESE, J. Transitions eliminate impact at crossings. **Railway Track and Structures**. p. 28–30, Aug. 2003.

_____; EUSTON, T.L., PALESE, J.W. Use of Track Component Life Prediction Models in Infrastructure Management. **AusRail Conference and Exhibition**. Sydney, Nov. 2005.

ZIMMERMAN, H. **Die Verechnung dee Fisenbahnoberbaues** (The Analysis of the Railroad Track) in German, Verlag W. Ernst and Sohn, Berlin, 1888.

ZHANG, Y. J.; EL-SIBAIE, M.; LEE, S. FRA Track Quality Indices and Probability Distribution Characteristics. **Proceedings**. AREMA Annual Conference. Nashville, TN, September 19-22, 2004.

ZHANG, H.; KEOLEIAN, G.A; LEPECH, M.D. An integrated life cycle assessment and life cycle analysis model for pavement overlay systems. **Life Cycle Civil Engineer-ing**, 2008. doi: 1680/geot.2007.57.6.527

ZWANENBURG, W. J. Modelling degradation processes of switches & crossings for maintenance & renewal planning on the Swiss railway network. **Proceedings...** Swiss Transport Research Conference Monte Verità, 6, Ascona, Mar. 2006.

ZOETEMAN, A.; ESVELD, C. Evaluating track structures: life cycle cost analysis as structured approach. **Proceedings...** World Congress on Railway Research, Tokyo, p. 19-23, Oct. 1999.

APÊNDICE A – CARACTERIZAÇÃO DO SUBLEITO DA EFVM (KM 0 AO 200)

Tabela A.1 – Caracterização do subleito da EFVM

[illegible]

Local (km)	Material	Limites de Atteberg			Resistência						Permeabilidade	Módulo Resiliente - $M_R = K_1 P_a (\theta/P_a)^{K_2}$ $(\sigma_d/P_a)^{K_3}$			
					Triaxial (kPa)				Cisalhamento Direto (kPa)			ϵ (cm/s)	K_1	K_2	K_3
		LL (%)	IP (%)	Índice de Grupo	c	σ	c'	σ'	c	σ					
70,000	Argila Arenosa	33,5	13,3	5	13,3	11,4	12,6	28,7	32,0	35,8	8,80E-05	-			-
78,900	Argila Arenosa	61,3	28,2	15	-	-	-	-	-	-	-	-			-
80,980	Argila Arenosa	58,6	25,3	16	-	-	-	-	-	-	-	-			-
82,000	Argila Arenosa	47,4	24,4	11	-	-	-	-	-	-	2,20E-06	5385,40	0.926	-1,57	0,72973
28,200	Argila Arenosa	42,6	12,8	7	-	-	-	-	-	-	-	13925,00	-0,524	0,601	0,57693
94,330	Areia com Pedregulho	33,2	9,4	0	-	-	-	-	-	-	-	-			-
94,330	Argila Arenosa	44,4	20,1	11	-	-	-	-	-	-	-	-			-
94,330	Areia Argilo-Siltosa	44,2	21,8	8	-	-	-	-	-	-	-	-			-
103,100	Argilo-Siltosa	40,1	19,8	9	-	-	-	-	-	-	-	-			-
103,100	Areia Argilo-Siltosa	52,1	24,1	10	-	-	-	-	-	-	-	-			-
104,100	Areia Siltosa	45,2	13,9	3	-	-	-	-	-	-	-	-			-
104,100	Areia Siltosa	43,8	15,2	4	25,9	14,0	29,3	19,7	19,7	34,5	6,00E-05	-			-

Local (km)	Material	Limites de Atteberg			Resistência						Permeabilidade	Módulo Resiliente - $M_R= K_1P_a(\theta/P_a)^{K_2}$ $(\sigma_d/P_a)^{K_3}$			
					Triaxial (kPa)				Cisalhamento Direto (kPa)						
		LL (%)	IP (%)	Índice de Grupo	c	ø	c'	ø'	c	ø	ε (cm/s)	K ₁	K ₂	K ₃	r
155,300	Pedregulho Arenoso	35,4	12,6	0	-	-	-	-	-	-	-	-			-
162,200	Areia Argilo-Siltosa	36,7	16,5	7	-	0,0	-	-	-	-	4,80E-05	7044,50	0.911	-1,18	0,73149
												2996,50	1,22	-0,69	0,76933
192,000	Areia	NL	NP	6	280,0	47,9	86,2	48,0	248,0	47,1	4,10E-05	-			-

APÊNDICE B – VERIFICAÇÃO ESTATÍSTICA PARA MODELO DE DEGRADAÇÃO GEOMÉTRICA

Figura B.1 – Software gretl Modelo de Mínimos Quadrados

Figura B.2 – Software gretl Teste Reset de Ramsey

APÊNDICE C – RESULTADOS DO PROGRAMA PARA ANÁLISE EM NÍVEL DE PROJETO

Figura C.1 – Resultados Systrain Retroanálise Seção 1 Medição 4

Usuário: FERNANDO_SGA/TOLI_RIBETRO
 Instituição: POLI-USP / Vale
 Arquivo: Análise 2 rev.dormente.sti
 Pasta: C:\Users\Fernando\Documents\01. Estudos\pós-graduação\USP\Plano de Trabalho\Defesa\Systain\Análise 2

```

=====
----- DADOS DO PAVIMENTO -----
=====

----- Trilho -----
Bitola : 1,001 m
Nome da seção : TR-68
H (altura do trilho): 185,7 mm
B (largura do patim): 152,4 mm
C1 (largura 1 do boleto): 0,0 mm
C2 (largura 2 do boleto): 74,6 mm
S (espessura da alma): 0,0 mm
K1 (espessura do boleto): 0,0 mm
K2 (altura do boleto): 0,0 mm
F (altura do patim): 0,0 mm
D (espessura do patim): 0,0 mm
A (área do trilho): 8617,0 mm2
Yn (linha neutra): 0,0 mm
Ix (momento de inércia em x): 3536,0 cm4
Iy (momento de inércia em y): 396,0 cm4
T (momento de inércia polar): 79,0 cm4
Wx (módulo da seção): 340,4 cm3

Nome do material: Aço Trilho
Tipo de material: Linear Isotrópico
Parâmetro "massa específica" = 7850
Parâmetro "módulo de elasticidade" = 210000000000
Parâmetro "coeficiente de Poisson" = 0,3

===== Grampo =====
Nome do material: Grampo
Tipo de material: Grampo Ferrovia
Parâmetro "rigidez de mola Kx" = 7000000
Parâmetro "rigidez de mola Ky" = 7000000
Parâmetro "rigidez de mola Kz (tração)" = 70000000
Parâmetro "rigidez de mola Kz (compressão)" = 70000000

===== Dormentes =====
Espaçamento: 54,0 cm
Comprimento: 2,3 m
Altura: 54,0 cm
Largura inf.: 54,0 cm
Largura sup.: 54,0 cm

Nome do material: Madeira 8 anos
Tipo de material: Linear Isotrópico
Parâmetro "massa específica" = 790
Parâmetro "módulo de elasticidade" = 3000000000
Parâmetro "coeficiente de Poisson" = 0,3

===== Lastro =====
Altura: 25,0 cm
Ombreira: 20,0 cm
Decliv. talude (H:V): 1,00
Decliv. fundo: 1,0 %
Tipo decliv. fundo: direita
Encobrimento dormente: sim

Nome do material: Lastro Superior
Tipo de material: Resiliente granular1
Parâmetro "massa específica" = 2139
Parâmetro "coeficiente K1" = 216700000
Parâmetro "coeficiente K2" = 0,36
Parâmetro "tensão confinante mínima" = 100000
Parâmetro "coeficiente de Poisson" = 0,3
Parâmetro "módulo de elasticidade para peso próprio" = 195000000

===== Lastro Inferior =====
Altura: 30,0 cm
Ombreira: 20,0 cm
Decliv. talude (H:V): 1,20
Decliv. fundo: 0,5 %
  
```

Nome do material: Lastro Inferior
Tipo de material: Resiliente Granular1
Parâmetro "massa específica" = 1889
Parâmetro "coeficiente K1" = 327000000
Parâmetro "coeficiente K2" = 0,29
Parâmetro "tensão confinante mínima" = 200000
Parâmetro "coeficiente de Poisson" = 0,4
Parâmetro "módulo de elasticidade para peso próprio" = 265000000

----- Subleito -----

Altura: 200,0 cm
Ombreira: 200,0 cm
Decliv. talude (H:V): 1,50
Decliv. fundo: 1,0 %

Nome do material: Solo2
Tipo de material: Resiliente Elast. Lin.
Parâmetro "massa específica" = 1800
Parâmetro "coeficiente K1" = 80000000
Parâmetro "coeficiente de Poisson" = 0,4
Parâmetro "módulo de elasticidade para peso próprio" = 80000000

----- DADOS DO CARREGAMENTO -----

----- Membros da composição -----

Membro 1
Nome: G16
Carga total: 124,00 ton
Distância do eixo da roda extrema ao engate: 1,720 m
Tipo: N Eixos
Eixo 1
Distância ao eixo anterior: 0,000 m
Carga: 17,200 m
Eixo 2
Distância ao eixo anterior: 2,020 m
Carga: 17,200 m
Eixo 3
Distância ao eixo anterior: 1,680 m
Carga: 17,200 m
Eixo 4
Distância ao eixo anterior: 7,370 m
Carga: 17,200 m
Eixo 5
Distância ao eixo anterior: 2,020 m
Carga: 17,200 m
Eixo 6
Distância ao eixo anterior: 1,680 m
Carga: 17,200 m
Membro 2
Nome: G05
Carga total: 103,00 ton
Distância do eixo da roda extrema ao engate: 1,320 m
Tipo: 2 truques
Distância entre eixos do mesmo truque: 1,720 m
Distância entre os centros dos truques: 3,770 m

===== Posicionamento da carga =====

Primeiro eixo selecionado: 4
Quantidade de eixos: 6
Simetria (plano transversal): não
Posição de referência: Meio do vão entre dormentes
Eixo de referência: 1
Dormentes além das cargas extremas: 4

===== Cargas aplicadas no modelo =====

Carga 4
Posição longitudinal: 12,790 m
Valor: 8,600 ton
Carga 5
Posição longitudinal: 14,810 m
Valor: 8,600 ton
Carga 6
Posição longitudinal: 16,490 m
Valor: 8,600 ton
Carga 7
Posição longitudinal: 19,530 m
Valor: 12,875 ton
Carga 8
Posição longitudinal: 21,250 m
Valor: 12,875 ton
Carga 9

Div. long. trilho: 20,0 cm
 Div. long. vão dormentes: 20,0 cm
 Div. transv. dormente: 20,0 cm
 Div. vert. dormente: 15,0 cm
 Div. transv. ombro lastro: 30,0 cm
 Div. vert. lastro: 10,0 cm
 Camada 1 (Lastro Inferior)
 Div. transv. ombro 30,0 cm
 Div. vert. 20,0 cm
 Camada 2 (Subleito)
 Div. transv. ombro 40,0 cm
 Div. vert. 30,0 cm

===== Malha gerada =====

Número de nós: 16931
 Número de elementos: 14165

===== Configurações =====

Número de processos (threads): 1
 Tipo de análise: Automático
 Precisão de cálculo: Dupla
 Biblioteca solução do sist. de eq. lineares: TAUCS/SuperLU
 Critérios de convergência
 Número max. de iterações: 1
 Tolerância Deslocamento: 0,001
 Tolerância Força: 0,005
 Tolerância Momento: 0,005

===== PROCESSAMENTO =====

===== Solução não linear =====

Número de iterações: 8
 Convergência de deslocamento
 Valor residual: 3,39203447886975E-6m
 Valor crítico: 7,28595947250246E-5m
 Convergência de força
 Valor residual: 340,600332216146N
 Valor crítico: 7,28595947250246E-5N
 Convergência de momento
 Valor residual: 3,82131973262502E-10N.m
 Valor crítico: 0N.m

===== Resumo da solução IMEF =====

```

***** IMEF *****
Versao 1.2.0.5
(beta)

Programa para calculo de deslocamentos pelo Metodo dos
Elementos Finitos

Instituto Militar de Engenharia
Elgayer Eng., Projeto e Desenvolvimento de Software

```

===== CONFIGURACOES DE PROCESSAMENTO =====

```

Tipo de analise           : automatico
Biblioteca solucao do sist. de eq. : TAUCS/SuperLU
Tipo de matriz global     : simetrica (triang. inf.)
Calcular result. pos-processamento: sim
Calcular resumo dos resultados  : sim
Exibir erros/avisos/obs.     : sim
Numero de processadores    : 1

```

Aceleracao gravitacional
 Gx : 0 | Gy : 0 | Gz : 9.8

Criterios de convergencia nao linear
 Numero maximo de iteracoes : 10
 Tolerancia deslocamento : 0.001
 Tolerancia forca : 0.002


```
===== MALHA DE ELEMENTOS FINITOS =====
Numero de nos: 16931
Numero de elementos: 14165
```

```
===== MATERIAIS =====
Numero de materiais definidos: 10
```

n.	Tipo	Parametros
1	1	7850 2.1e+011 0.3
2	1	790 3e+009 0.3
3	27	1900 2e+008 0.3 2e+008
4	21	1200 1.545e+010 -0.37 10000 0.4 2e+008
5	27	1800 8e+007 0.4 8e+007
6	100	7e+006 7e+006 7e+007 7e+007
7	1	790 294120 0.6
8	1	790 3e+009 0.3
9	22	2139 2.167e+008 0.36 100000 0.3 1.95e+008
10	22	1889 3.27e+008 0.29 200000 0.4 2.65e+008

```
===== SECOES =====
Numero de secoes definidas: 1
```

No.	Tipo	Nome	Parametros
1	1	Secao arbitraria	0.008617 3.536e-005 3.95e-005 7.9e-007

```
===== DESLOCAMENTOS PRESCRITOS =====
Numero de deslocamentos prescritos: 3108
```

```
===== CARGAS =====
Numero de cargas : 6
```

```
<<<<===== MODELO RESILIENTE: CALCULO PARA O PESO PROPRIO =====>>>>
```

```
<<<<===== SOLUCAO PELO MEF =====>>>>
```

```
-> Montagem da matriz global...
Concluido
```

```
-> Montagem do vetor global...
Concluido
```

```
-> Solucao do sistema de 47973 equacoes...
Concluido
```

Max. deslocamento calculado = 0.00090264 (No 16835 - UY)

```
===== SOLUCAO NAO LINEAR ITERATIVA (NEWTON-RAPHSON) =====
```

```
----- Iteracao 1 -----
```

```
-> Calculo das forcas internas...
Concluido
```

```
-> Montagem da matriz global...
Concluido
```

```
-> Solucao do sistema de 47973 equacoes...
Concluido
```

Max. deslocamento calculado = -4.31707e-017 (No 16906 - UZ)

```
----- Iteracao 2 -----
```

```
-> Calculo das forcas internas...
Concluido
```

Divergencia de U = 1.34302e-015 < Criterio = 8.00723e-005
Divergencia de F = 5.4735e-009 < Criterio = 71.301

```

-----
<<<===== SOLUCAO PELO NEF =====>>>
-----

-> Montagem da matriz global...
Concluido

-> Montagem do vetor global...
Concluido

-> Solucao do sistema de 47973 equacoes...
Concluido

    Max. deslocamento calculado = -0.00172503 (No 16897 - UZ)

===== SOLUCAO NAO LINEAR ITERATIVA (NEWTON-RAPHSON) =====
----- Iteracao 1 -----

-> Calculo das forcas internas...
Concluido

-> Montagem da matriz global...
Concluido

-> Solucao do sistema de 47973 equacoes...
Concluido

    Max. deslocamento calculado = 3.8487e-005 (No 10776 - UZ)

----- Iteracao 2 -----

-> Calculo das forcas internas...
Concluido

Divergencia de U = 0.00128547 > Critério = 7.2638e-005
Divergencia de F = 19567.9 > Critério = 525.622

-> Montagem da matriz global...
Concluido

-> Solucao do sistema de 47973 equacoes...
Concluido

    Max. deslocamento calculado = -1.29748e-005 (No 10776 - UZ)

----- Iteracao 3 -----

-> Calculo das forcas internas...
Concluido

Divergencia de U = 0.000425045 > Critério = 7.29441e-005
Divergencia de F = 9032.4 > Critério = 525.622

-> Montagem da matriz global...
Concluido

-> Solucao do sistema de 47973 equacoes...
Concluido

    Max. deslocamento calculado = 4.93363e-006 (No 10776 - UZ)

----- Iteracao 4 -----

-> Calculo das forcas internas...
Concluido

Divergencia de U = 0.000160931 > Critério = 7.28293e-005
Divergencia de F = 3892.71 > Critério = 525.622

```

Concluido

Max. deslocamento calculado = -1.84349e-006 (No 10776 - UZ)

----- Iteracao 5 -----

-> calculo das forcas internas...
Concluido

Divergencia de U = 5.96656e-005 < Criterio = 7.28717e-005
Divergencia de F = 1939.2 > Criterio = 525.622

-> Montagem da matriz global...
Concluido

-> Solucao do sistema de 47973 equacoes...
Concluido

Max. deslocamento calculado = 6.94827e-007 (No 10776 - UZ)

----- Iteracao 6 -----

-> Calculo das forcas internas...
Concluido

Divergencia de U = 2.27685e-005 < Criterio = 7.28557e-005
Divergencia de F = 1032.36 > Criterio = 525.622

-> Montagem da matriz global...
Concluido

-> Solucao do sistema de 47973 equacoes...
Concluido

Max. deslocamento calculado = -2.60674e-007 (No 10776 - UZ)

----- Iteracao 7 -----

-> Calculo das forcas internas...
Concluido

Divergencia de U = 8.80626e-006 < Criterio = 7.2862e-005
Divergencia de F = 581.488 > Criterio = 525.622

-> Montagem da matriz global...
Concluido

-> Solucao do sistema de 47973 equacoes...
Concluido

Max. deslocamento calculado = 1.01956e-007 (No 10776 - UZ)

----- Iteracao 8 -----

-> Calculo das forcas internas...
Concluido

Divergencia de U = 3.39203e-006 < Criterio = 7.28596e-005
Divergencia de F = 340.6 < Criterio = 525.622

===== CONVERGENCIA ALCANCADA !!! =====

-> Pos-processamento...
Concluido

<<<===== RESUMO DOS RESULTADOS =====>>>

----- Deslocamento total max. -----

No: 16930
Desloc. Total: 0.0017008

```

Elemento/No: 8851/10498
Tensao eq.: 27781.8
Sxx | Syx | Szz : -5732.21 | -6048.05 | -28462.2
Sxy | Sxz | Syz : 5.10716 | -71.1368 | -9349.51
--> Material: 8
Elemento/No: 11899/14291
Tensao eq.: 620554
Sxx | Syx | Szz : -268735 | -189019 | -554751
Sxy | Sxz | Syz : 54605.9 | -133112 | 265848
--> Material: 9
Elemento/No: 7985/9481
Tensao eq.: 4.43136e+006
Sxx | Syx | Szz : -559466 | -2.29836e+006 | 623380
Sxy | Sxz | Syz : 6317.83 | -2.07457e+006 | 286074
--> Material: 10
Elemento/No: 8913/10583
Tensao eq.: 437198
Sxx | Syx | Szz : 284478 | 433726 | -56799.9
Sxy | Sxz | Syz : -2583.13 | 11484.9 | -18669.2

----- Forca axial max. por material (elementos de barra) -----
--> Material: 1
Elemento/No: 14071/16837
Forca axial: 1480.62
Fx | Qy | Qz : 1480.62 | 0 | -1.16415e-010
Mx | My | Mz : 1.63572e-013 | 1337.96 | -2.25545

-- Esforço cortante max. por material (elementos de barra) ---
--> Material: 1
Elemento/No: 14148/16913
Esforço cortante resultante: 85641.6
Fx | Qy | Qz : -367.876 | -0.247764 | 85641.6
Mx | My | Mz : 2.17129e-012 | 17731.9 | -1.4041

--- Momento fletor max. por material (elementos de barra) ----
--> Material: 1
Elemento/No: 14122/16930
Momento fletor resultante: 20983.7
Fx | Qy | Qz : -990.093 | -1.39342 | -60535.5
Mx | My | Mz : -2.56954e-012 | -20983.7 | 1.10615

----- Torcao max. por material (elementos de barra) -----
--> Material: 1
Elemento/No: 14164/16930
Torcao: 2.56954e-012
Fx | Qy | Qz : 990.093 | 1.39342 | -60535.5
Mx | My | Mz : 2.56954e-012 | 20983.7 | -1.10615

=====

==> TEMPO COMPUTACIONAL
-> Montagem da matriz global : 38.852 segundos
-> Montagem do vetor de forças : 38.208 segundos
-> Solução do sist. de equações : 2 minutos 12.034 segundos
-> Pós-processamento : 5.171 segundos
-> TOTAL : 2 minutos 52.007 segundos

```

```

=====
|| ***** TIMEF ***** ||
||                               ||
||          CALCULO FINALIZADO          ||
||                               ||
||=====

```

----- VALORES MAX. E MIN. CALCULADOS -----						
	F. Axial	Q Horiz.	Q Vert.	M Horiz.	M Vert.	Desloc Z
Valor Max.	1,48 kN	0,00 kN	85,64 kN	0,00 kN.m	20,98 kN.m	-2,25 mm
Posição Long.	10,495 m	25,570 m	24,130 m	26,425 m	19,530 m	10,360 m
Elemento	14071	14155	14148	14161	14164	14071

DORMENTES							
	Tensão Norm. Axial	Tensão Norm. Vert.	Tensão Cisalhante	Tensão von Mises			
Valor Max.	51,75 kPa	133,86 kPa	268,02 kPa	627,83 kPa			
Pos. Transv.	0,334 m	0,663 m	0,500 m	0,500 m			
Elemento	136	11913	11899	11899			
Nº	218	14307	14291	14291			
Valor Min.	-473,73 kPa	-659,96 kPa	-259,00 kPa	13,14 kPa			
Pos. Transv.	0,663 m	0,500 m	0,500 m	0,663 m			
Elemento	8155	11885	11885	5816			
Nº	9681	14292	14291	6908			

LASTRO							
	Sxx	Syy	Szz	Sxy	Sxz	Syz	Seq
Valor Max.	633,0 kPa	246,9 kPa	610,1 kPa	646,1 kPa	2105,9 kPa	1484,0 kPa	1430,2 kPa
Pos. Long.	24,250 m	24,250 m	24,400 m	24,250 m	24,400 m	24,250 m	19,540 m
Pos. Transv.	0,500 m	0,500 m	0,500 m	0,663 m	0,500 m	0,663 m	0,500 m
Pos. Vert.	0,000 m	-0,085 m	-0,085 m	0,000 m	0,000 m	0,000 m	0,000 m
Elemento	12055	12055	12197	12055	12041	12055	7985
Nº	14291	14292	14477	14306	14476	14306	9481
Valor Min.	-1426,9 kPa	-2297,5 kPa	-1339,2 kPa	-640,8 kPa	-2074,3 kPa	-1415,8 kPa	14,4 kPa
Pos. Long.	19,540 m	19,540 m	24,250 m	24,010 m	19,540 m	24,250 m	13,750 m
Pos. Transv.	0,500 m	0,500 m	0,500 m	0,663 m	0,500 m	0,334 m	0,657 m
Pos. Vert.	-0,085 m	0,000 m	0,000 m	0,000 m	0,000 m	0,000 m	-0,251 m
Elemento	7985	7985	12041	11743	7985	12041	3010
Nº	9482	9481	14291	14121	9481	14276	3579

Lastro Inferior							
	Sxx	Syy	Szz	Sxy	Sxz	Syz	Seq
Valor Max.	267,0 kPa	452,1 kPa	147,3 kPa	26,3 kPa	54,7 kPa	101,0 kPa	464,6 kPa
Pos. Long.	20,620 m	20,470 m	20,470 m	12,130 m	25,330 m	20,230 m	20,620 m
Pos. Transv.	0,363 m	0,398 m	2,121 m	1,193 m	0,493 m	1,271 m	0,398 m
Pos. Vert.	-0,567 m	-0,718 m	-0,709 m	-0,714 m	-0,415 m	-0,561 m	-0,718 m
Elemento	8757	8757	8694	1651	12826	8528	8913
Nº	10582	10398	10488	1948	15406	10287	10583
Valor Min.	-165,9 kPa	-82,0 kPa	-136,9 kPa	-29,9 kPa	-49,8 kPa	-74,2 kPa	14,5 kPa
Pos. Long.	26,560 m	20,470 m	20,470 m	25,090 m	19,150 m	17,920 m	12,670 m
Pos. Transv.	1,392 m	1,937 m	2,137 m	1,193 m	0,493 m	2,137 m	1,952 m
Pos. Vert.	-0,713 m	-0,556 m	-0,554 m	-0,714 m	-0,415 m	-0,554 m	-0,400 m
Elemento	13989	8849	8694	12727	7522	6665	1985
Nº	16763	10487	10497	15268	9116	7907	2541

Subleito							
	Sxx	Syy	Szz	Sxy	Sxz	Syz	Seq
Valor Max.	15,8 kPa	28,1 kPa	6,3 kPa	0,9 kPa	1,0 kPa	5,6 kPa	55,0 kPa
Pos. Long.	20,470 m	19,930 m	20,470 m	13,210 m	15,910 m	20,470 m	20,470 m
Pos. Transv.	2,742 m	2,742 m	2,722 m	2,656 m	2,322 m	2,742 m	0,000 m
Pos. Vert.	-0,988 m	-0,988 m	-0,706 m	-2,693 m	-0,708 m	-0,988 m	-2,720 m
Elemento	8702	8234	8702	2580	4951	8696	8750
Nº	10499	9944	10506	3065	5873	10499	10375
Valor Min.	-32,5 kPa	-14,6 kPa	-73,7 kPa	-1,0 kPa	-0,9 kPa	-14,8 kPa	1,9 kPa
Pos. Long.	18,070 m	20,230 m	20,470 m	23,710 m	19,150 m	20,080 m	23,170 m
Pos. Transv.	0,443 m	2,656 m	0,000 m	2,651 m	0,000 m	2,322 m	6,849 m
Pos. Vert.	-2,716 m	-2,693 m	-2,720 m	-2,407 m	-0,720 m	-0,708 m	-2,652 m
Elemento	6722	8664	8594	11486	7496	8539	11232
Nº	7985	10280	10375	13809	9073	10128	13312

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Figura C.2 – Resultados Kentrack Tensões para Situação Atual

	Season	Layer	Compressive Stress (MPa)	Design Life
▶	1	1	-0.639480857160464	16.4381995606266
	1	2	-0.214577556353315	880.657444588477
	1	3	-0.0698571102900818	62.1886931153594
*				

Fonte: Elaboração própria, 2017.

```

*****
**                                     **
**      KENTRACK, A FINITE ELEMENT COMPUTER PROGRAM FOR      **
**                                     **
**      THE ANALYSIS OF RAILROAD TRACKS                        **
**                                     **
*****

```

TYPE OF TRACKBED :: All-Granular

```

*****
*                                     *
*      INPUT PARAMETERS      *
*                                     *
*****

```

```

+++++++
+  RAIL  +
+++++++

```

TYPE OF THE RAIL -----: RE 136
 SECTION MODULUS OF RAIL -----: 0.60706
 YOUNGS MODULUS OF RAIL -----: 206842.7187
 MOMENT OF INERTIA OF RAIL-----: 3.950036228944E-05
 SPRING CONSTANT BETWEEN RAIL AND TIE -----: 125005669.291339

```

+++++++
+  TIE  +
+++++++

```

TYPE OF TIE -----: Wood
 NO.OF TRAVERSE POINTS-----: 7
 THICKNESS OF TIE -----: 0.17
 MOMENT OF INERTIA OF TIE -----: 0.00009826
 WIDTH OF TIE -----: 0.24

YOUNGS MODULUS OF TIE -----: 3500
 CENTER TO CENTER TIE SPACING -----: 0.54
 NUMBER OF SEASONS FOR OUTPUT -----: 1
 LOCATION NUMBER OF RAIL ON TIE -----: 4
 LENGTH OF TIE -----: 2
 CENTER TO CENTER DISTANCE BETWEEN RAILS ----: 1
 DISTANCE BETWEEN POINT 1 AND POINT 2 -----: 0.381
 BEGINNING TIE NUMBER FOR ANALYSIS -----: 3
 ENDING TIE NUMBER FOR ANALYSIS -----: 6

++++++++
 + LOAD +
 ++++++++

NO. OF AXLE LOADS -----: 4
 NO. OF TIES FOR SINGLE AXLE ANALYSIS -----: 6

Load Number	Distance From Tie center line (m)	Wheal Load (Kg)
0	0.1	13744.5
1	1.72	13744.5
2	3.770000000000001	13744.5
3	5.490000000000001	13744.5

++++++++
 + LAYER +
 ++++++++

NO. OF LAYERS INCLUDING SUBGRADE -----: 3
 TOLERANCE FOR VERTICAL DEFLECTION -----: 0.008
 TOLERANCE FOR TENSILE STRESS -----: 6.89475729E-05
 NO. OF LAYERS FOR VERTICAL COMPRESSION ----: 3
 SELECTED LAYER(S) FOR VERTICAL COMPRESSION -: Layer 3

Layer	Possion's Ratio	Coefficient K2	Assumed Young's Modulus (MPa)
-------	-----------------	----------------	-------------------------------

Season 1 Dynamic Modulus

--

Layer 1	0.3	0.36	216.7	216.7
Layer 2	0.4	0.29	327	327
Layer 3	0.4	0	80	80

Layer	Layer Thickness (m)	Minimum Young's Modulus (MPa)	Unit Weight
(Kg/m^3)	Lateral Earth Pressure (MPa)		

Layer 1	0.25	216.7	2139
9.000000000000001E-06			
Layer 2	0.299999999999999	327	1889
9.000000000000001E-06			

```

+++++
+  DAMAGE ANALYSIS  +
+++++

```

```

RAIL WEIGHT PER UNIT LENGTH -----: 67.5030614173228
TIE UNIT WEIGHT -----: 0.51788062992126
CRIBBING MATERIAL UNIT WEIGHT -----: 1.14290897637795
NON LINEAR ANALYSIS TOLERANCE -----: 0.010000

```

Season	Load Repetitions
Season 1	50000

Layer	Deform Param 1	Deform Param 2	Deform Param 3
Layer 1	4.837E-05	3.734	3.583
Layer 2	4.837E-05	3.734	3.583
Layer 3	4.837E-05	3.734	3.583

```

*****
*           *
*  OUTPUT VALUES  *
*           *
*****

```

Season	Layer	Compressive Stress (MPa)	Design Life
Season 1	Layer 1	-0.639480857160464	16.4381995606266
Season 1	Layer 2	-0.214577556353315	880.657444588477
Season 1	Layer 3	-0.0698571102900818	62.1886931153594

Figura C.3 – Resultados Kentrack Tensões para E7

	Season	Layer	Compressive Stress (MPa)	Design Life
►	1	1	-0.403685437079168	6.35517952843056
	1	2	-0.181598774558099	1269.96832558227
	1	3	-0.0733162276683776	141.029586735611
*				

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Figura C.4 – Resultados Kentrack Tensões para E4

	Season	Layer	Compressive Stress (MPa)	Design Life
►	1	1	-0.370652924783176	10.4158136487124
	1	2	-0.12804938669593	5374.68190179767
	1	3	-0.0709375570469187	186.115212865917
*				

Fonte: Elaboração própria, 2017.

Figura C.5 – Resultados Kentrack Tensões para E4

	Season	Layer	Compressive Stress (MPa)	Design Life
►	1	1	-0.252628405108796	30.2632469084551
	1	2	-0.0962316572363495	2918.35262080317
*				

Fonte: Elaboração própria, 2017.

ANEXO A – DADOS DE GEOMETRIA DO ESTUDO DE CASO

Ramal	Linha	EH	Nº Elemento	Quilometragem		Extensão (m)	C/T	Lado	Grau	Raio	Superelevação
LT	1	20	1	113,196	113,647	451	T		0,00	0,000	0
LT	1	20	1	113,647	113,983	336	C	D	2,00	572,980	33
LT	1	20	2	113,983	114,134	151	T		0,00	0,000	0
LT	1	20	2	114,134	114,340	206	C	E	3,00	381,990	49
LT	1	20	3	114,340	114,430	90	T		0,00	0,000	0
LT	1	20	3	114,430	114,665	235	C	D	3,00	381,990	49
LT	1	20	4	114,665	114,793	128	T		0,00	0,000	0
LT	1	20	4	114,793	115,022	229	C	E	3,00	381,990	49
LT	1	20	5	115,022	115,297	275	T		0,00	0,000	0
LT	1	20	5	115,297	115,647	350	C	E	1,30	763,970	25
LT	1	20	6	115,647	115,834	187	T		0,00	0,000	0
LT	1	20	6	115,834	116,427	593	C	D	1,49	630,800	30
LT	1	20	7	116,427	116,613	186	T		0,00	0,000	0
LT	1	20	7	116,613	117,338	725	C	E	1,50	625,070	30
LT	1	20	8	117,338	117,636	298	T		0,00	0,000	0
LT	1	20	8	117,636	117,974	338	C	E	3,00	381,990	49
LT	1	20	9	117,974	118,068	94	T		0,00	0,000	0
LT	1	20	9	118,068	118,444	376	C	D	3,20	343,790	55
LT	1	20	10	118,444	118,857	413	T		0,00	0,000	0
LT	1	20	10	118,857	119,427	570	C	E	3,00	381,990	49
LT	1	20	11	119,427	119,927	500	T		0,00	0,000	0
LT	1	21	1	120,191	120,216	25	T		0,00	0,000	0
LT	1	21	1	120,216	120,706	490	C	D	3,00	381,990	49
LT	1	21	2	120,706	121,547	841	T		0,00	0,000	0
LT	1	21	2	121,547	121,713	166	C	D	1,00	1.145,960	16
LT	1	21	3	121,713	123,005	1.292	T		0,00	0,000	0
LT	1	21	3	123,005	123,248	243	C	E	1,00	1.145,960	16
LT	1	21	4	123,248	123,988	740	T		0,00	0,000	0
LT	1	21	4	123,988	124,545	557	C	D	1,50	625,070	30

Ramal	Linha	EH	Nº Elemento	Quilometragem		Extensão (m)	C/T	Lado	Grau	Raio	Superelevação
LT	1	21	5	124,545	125,671	1.126	T		0,00	0,000	0
LT	1	21	5	125,671	125,899	228	C	E	1,50	625,070	30
LT	1	21	6	125,899	126,374	475	T		0,00	0,000	0
LT	1	21	6	126,374	126,605	231	C	D	1,30	763,970	25
LT	1	21	7	126,605	126,879	274	T		0,00	0,000	0
LT	1	21	7	126,879	127,086	207	C	D	1,50	625,070	30
LT	1	21	8	127,086	128,061	975	T		0,00	0,000	0
LT	1	22	1	128,325	128,493	168	T		0,00	0,000	0
LT	1	22	1	128,493	129,169	676	C	D	3,20	343,790	55
LT	1	22	2	129,169	129,324	155	T		0,00	0,000	0
LT	1	22	2	129,324	129,741	417	C	E	3,00	381,990	49
LT	1	22	3	129,741	129,875	134	T		0,00	0,000	0
LT	1	22	3	129,875	130,330	455	C	E	3,20	343,790	55
LT	1	22	4	130,330	131,400	1.070	T		0,00	0,000	0
LT	1	22	4	131,400	131,598	198	C	D	1,30	763,970	25
LT	1	22	5	131,598	132,107	509	T		0,00	0,000	0
LT	1	22	5	132,107	132,471	364	C	E	3,02	377,790	50
LT	1	22	6	132,471	132,554	83	T		0,00	0,000	0
LT	1	22	6	132,554	132,772	218	C	D	2,58	386,280	49
LT	1	22	7	132,772	133,911	1.139	T		0,00	0,000	0
LT	1	22	7	133,911	134,009	98	C	D	1,00	1.145,960	16
LT	1	22	8	134,009	134,461	452	T		0,00	0,000	0
LT	1	22	8	134,461	134,700	239	C	E	3,03	375,720	50
LT	1	22	9	134,700	134,810	110	T		0,00	0,000	0
LT	1	22	9	134,810	135,023	213	C	D	2,50	404,460	47
LT	1	22	10	135,023	135,190	167	T		0,00	0,000	0
LT	1	22	10	135,190	135,444	254	C	D	2,83	404,460	47
LT	1	23	1	135,717	135,731	14	T		0,00	0,000	0
LT	1	23	1	135,731	136,078	347	C	E	1,49	763,970	25

Ramal	Linha	EH	Nº Elemento	Quilometragem		Extensão (m)	C/T	Lado	Grau	Raio	Superelevação
LT	1	23	2	136,078	136,319	241	T		0,00	0,000	0
LT	1	23	2	136,319	136,657	338	C	D	3,20	343,790	55
LT	1	23	3	136,657	136,823	166	T		0,00	0,000	0
LT	1	23	3	136,823	137,199	376	C	E	3,20	343,790	55
LT	1	23	4	137,199	137,332	133	T		0,00	0,000	0
LT	1	23	4	137,332	137,585	253	C	D	3,22	340,380	56
LT	1	23	5	137,585	137,993	408	T		0,00	0,000	0
LT	1	23	5	137,993	138,229	236	C	D	1,30	763,970	25
LT	1	23	6	138,229	138,766	537	T		0,00	0,000	0
LT	1	23	6	138,766	138,962	196	C	D	1,10	982,250	19
LT	1	23	7	138,962	139,118	156	T		0,00	0,000	0
LT	1	23	7	139,118	139,193	75	C	E	1,00	1.145,960	16
LT	1	23	8	139,193	139,531	338	T		0,00	0,000	0
LT	1	23	8	139,531	139,842	311	C	E	3,00	381,990	49
LT	1	23	9	139,842	140,027	185	T		0,00	0,000	0
LT	1	23	9	140,027	140,299	272	C	D	2,59	384,120	49
LT	1	23	10	140,299	140,994	695	T		0,00	0,000	0
LT	1	23	10	140,994	141,202	208	C	E	1,00	1.145,960	16
LT	1	23	11	141,202	141,746	544	T		0,00	0,000	0
LT	1	23	11	141,746	141,827	81	C	D	1,30	763,970	25
LT	1	23	12	141,827	141,929	102	T		0,00	0,000	0
LT	1	23	12	141,929	142,461	532	C	D	2,58	386,280	49
LT	1	23	13	142,461	142,670	209	T		0,00	0,000	0
LT	1	23	13	142,670	143,117	447	C	E	3,23	338,710	56
LT	1	23	14	143,117	143,156	39	T		0,00	0,000	0
LT	1	24	1	143,425	143,445	20	T		0,00	0,000	0
LT	1	24	1	143,445	143,612	167	C	D	0,59	1.165,380	16
LT	1	24	2	143,612	143,961	349	T		0,00	0,000	0
LT	1	24	2	143,961	144,171	210	C	E	3,00	381,990	49

Ramal	Linha	EH	Nº Elemento	Quilometragem		Extensão (m)	C/T	Lado	Grau	Raio	Superelevação
LT	1	24	3	144,171	144,572	401	T		0,00	0,000	0
LT	1	24	3	144,572	144,946	374	C	E	4,00	286,490	66
LT	1	24	4	144,946	145,041	95	T		0,00	0,000	0
LT	1	24	4	145,041	145,250	209	C	D	4,00	286,490	66
LT	1	24	5	145,250	145,803	553	T		0,00	0,000	0
LT	1	24	5	145,803	145,975	172	C	E	3,00	381,990	49
LT	1	24	6	145,975	146,187	212	T		0,00	0,000	0
LT	1	24	6	146,187	146,503	316	C	E	3,20	343,790	55
LT	1	24	7	146,503	146,607	104	T		0,00	0,000	0
LT	1	24	7	146,607	146,759	152	C	D	3,00	381,990	49
LT	1	24	8	146,759	147,090	331	T		0,00	0,000	0
LT	1	24	8	147,090	147,263	173	C	D	2,30	458,380	41
LT	1	24	9	147,263	147,429	166	T		0,00	0,000	0
LT	1	24	9	147,429	147,857	428	C	E	1,30	763,970	25
LT	1	24	10	147,857	148,056	199	T		0,00	0,000	0
LT	1	24	10	148,056	148,265	209	C	D	2,49	458,380	20
LT	1	24	11	148,265	149,121	856	T		0,00	0,000	0
LT	1	24	11	149,121	149,291	170	C	D	1,30	763,970	25
LT	1	24	12	149,291	149,525	234	T		0,00	0,000	0
LT	1	24	12	149,525	149,694	169	C	D	3,00	381,990	49
LT	1	24	13	149,694	149,819	125	T		0,00	0,000	0
LT	1	24	13	149,819	149,948	129	C	E	1,30	763,970	25
LT	1	24	14	149,948	150,049	101	T		0,00	0,000	0
LT	1	24	14	150,049	150,345	296	C	D	3,00	381,990	49
LT	1	24	15	150,345	150,487	142	T		0,00	0,000	0
LT	1	24	15	150,487	150,647	160	C	E	1,83	625,070	30
LT	1	25	1	150,912	151,139	227	C	D	1,99	572,980	33
LT	1	25	1	151,139	151,833	694	T		0,00	0,000	0
LT	1	25	2	151,833	152,019	186	C	D	2,50	404,460	47

Ramal	Linha	EH	Nº Elemento	Quilometragem		Extensão (m)	C/T	Lado	Grau	Raio	Superelevação
LT	1	25	2	152,019	152,185	166	T		0,00	0,000	0
LT	1	25	3	152,185	152,498	313	C	E	4,30	254,660	74
LT	1	25	3	152,498	152,548	50	T		0,00	0,000	0
LT	1	25	4	152,548	152,856	308	C	D	5,30	208,360	91
LT	1	25	4	152,856	153,393	537	T		0,00	0,000	0
LT	1	25	5	153,393	153,546	153	C	D	1,30	763,970	25
LT	1	25	5	153,546	153,896	350	T		0,00	0,000	0
LT	1	25	6	153,896	154,091	195	C	E	3,00	381,990	49
LT	1	25	6	154,091	154,464	373	T		0,00	0,000	0
LT	1	25	7	154,464	154,689	225	C	E	1,15	916,770	21
LT	1	25	7	154,689	154,879	190	T		0,00	0,000	0
LT	1	25	8	154,879	155,046	167	C	D	1,30	763,970	25
LT	1	25	8	155,046	155,213	167	T		0,00	0,000	0
LT	1	25	9	155,213	155,413	200	C	E	3,22	340,380	56
LT	1	25	9	155,413	155,504	91	T		0,00	0,000	0
LT	1	25	10	155,504	155,813	309	C	D	3,20	343,790	55
LT	1	25	10	155,813	156,222	409	T		0,00	0,000	0
LT	1	25	11	156,222	156,664	442	C	E	2,00	572,980	33
LT	1	25	11	156,664	156,891	227	T		0,00	0,000	0
LT	1	25	12	156,891	157,010	119	C	D	1,30	763,970	25
LT	1	25	12	157,010	157,300	290	T		0,00	0,000	0
LT	1	25	13	157,300	157,480	180	C	D	2,58	386,280	49
LT	1	25	13	157,480	157,892	412	T		0,00	0,000	0
LT	1	25	14	157,892	158,046	154	C	E	2,55	392,900	48
LT	1	25	14	158,046	158,054	8	T		0,00	0,000	0
LT	1	26	1	158,316	158,463	147	T		0,00	0,000	0
LT	1	26	1	158,463	158,566	103	C	E	1,30	763,970	25
LT	1	26	2	158,566	159,470	904	T		0,00	0,000	0
LT	1	26	2	159,470	159,735	265	C	E	3,20	343,790	55

Ramal	Linha	EH	Nº Elemento	Quilometragem		Extensão (m)	C/T	Lado	Grau	Raio	Superelevação
LT	1	26	3	159,735	159,850	115	T		0,00	0,000	0
LT	1	26	3	159,850	160,206	356	C	D	3,19	343,790	55
LT	1	26	4	160,206	160,513	307	T		0,00	0,000	0
LT	1	26	4	160,513	160,975	462	C	E	1,50	625,070	30
LT	1	26	5	160,975	161,205	230	T		0,00	0,000	0
LT	1	26	5	161,205	161,436	231	C	D	3,00	381,990	49
LT	1	26	6	161,436	161,831	395	T		0,00	0,000	0
LT	1	26	6	161,831	161,974	143	C	E	1,30	763,970	25
LT	1	26	7	161,974	162,111	137	T		0,00	0,000	0
LT	1	26	7	162,111	162,188	77	C	D	1,40	687,580	27
LT	1	26	8	162,188	162,357	169	T		0,00	0,000	0
LT	1	26	8	162,357	162,621	264	C	E	1,30	763,970	25
LT	1	26	9	162,621	162,965	344	T		0,00	0,000	0
LT	1	26	9	162,965	163,196	231	C	D	3,17	349,020	54
LT	1	26	10	163,196	163,811	615	T		0,00	0,000	0
LT	1	26	10	163,811	164,120	309	C	E	3,20	343,790	55
LT	1	26	11	164,120	164,638	518	T		0,00	0,000	0
LT	1	26	11	164,638	165,052	414	C	D	2,00	572,980	33
LT	1	26	12	165,052	165,222	170	T		0,00	0,000	0
LT	1	27	1	165,492	165,749	257	T		0,00	0,000	0
LT	1	27	1	165,749	165,906	157	C	D	1,20	859,470	22
LT	1	27	2	165,906	166,861	955	T		0,00	0,000	0
LT	1	27	2	166,861	167,318	457	C	E	1,30	763,970	25
LT	1	27	3	167,318	168,796	1.478	T		0,00	0,000	0
LT	1	27	3	168,796	169,015	219	C	D	0,20	3.437,880	5
LT	1	27	4	169,015	170,240	1.225	T		0,00	0,000	0
LT	1	27	4	170,240	170,487	247	C	E	2,00	572,980	33
LT	1	27	5	170,487	171,288	801	T		0,00	0,000	0
LT	1	27	5	171,288	171,772	484	C	D	1,99	572,958	33

Ramal	Linha	EH	Nº Elemento	Quilometragem		Extensão (m)	C/T	Lado	Grau	Raio	Superelevação
LT	1	27	6	171,772	171,805	33	T		0,00	0,000	0
LT	1	28	1	172,069	173,631	1.562	T		0,00	0,000	0
LT	1	28	1	173,631	173,834	203	C	E	0,33	3.437,750	33
LT	1	28	2	173,834	174,165	331	T		0,00	0,000	0
LT	1	28	2	174,165	174,424	259	C	D	2,00	572,980	33
LT	1	28	3	174,424	175,475	1.051	T		0,00	0,000	0
LT	1	28	3	175,475	175,699	224	C	D	2,00	572,980	33
LT	1	28	4	175,699	176,466	767	T		0,00	0,000	0
LT	1	28	4	176,466	176,645	179	C	E	1,30	763,970	25
LT	1	28	5	176,645	178,378	1.733	T		0,00	0,000	0
LT	1	29	1	178,640	178,891	251	T		0,00	0,000	0
LT	1	29	1	178,891	179,262	371	C	E	3,20	343,790	55
LT	1	29	2	179,262	179,469	207	T		0,00	0,000	0
LT	1	29	2	179,469	179,534	65	C	D	1,00	1.145,960	16
LT	1	29	3	179,534	179,646	112	T		0,00	0,000	0
LT	1	29	3	179,646	179,712	66	C	E	1,00	1.145,960	16
LT	1	29	4	179,712	180,335	623	T		0,00	0,000	0
LT	1	29	4	180,335	180,483	148	C	E	3,00	381,990	49
LT	1	29	5	180,483	180,625	142	T		0,00	0,000	0
LT	1	29	5	180,625	180,950	325	C	D	3,20	343,790	55
LT	1	29	6	180,950	181,075	125	T		0,00	0,000	0
LT	1	29	6	181,075	181,213	138	C	E	2,49	458,380	20
LT	1	29	7	181,213	181,564	351	T		0,00	0,000	0
LT	1	29	7	181,564	181,673	109	C	D	1,30	763,970	25
LT	1	29	8	181,673	182,203	530	T		0,00	0,000	0
LT	1	29	8	182,203	182,423	220	C	D	3,15	352,600	54
LT	1	29	9	182,423	183,139	716	T		0,00	0,000	0
LT	1	29	9	183,139	183,332	193	C	D	2,00	572,980	33
LT	1	29	10	183,332	183,658	326	T		0,00	0,000	0

Ramal	Linha	EH	Nº Elemento	Quilometragem		Extensão (m)	C/T	Lado	Grau	Raio	Superelevação
LT	1	29	10	183,658	183,800	142	C	E	1,30	763,970	25
LT	1	29	11	183,800	183,936	136	T		0,00	0,000	0
LT	1	29	11	183,936	184,333	397	C	D	3,20	343,790	55
LT	1	29	12	184,333	184,739	406	T		0,00	0,000	0
LT	1	29	12	184,739	185,201	462	C	E	2,00	572,980	33
LT	1	29	13	185,201	185,331	130	T		0,00	0,000	0
LT	1	29	13	185,331	185,583	252	C	D	1,04	1.100,000	0
LT	1	29	14	185,583	185,913	330	T		0,00	0,000	0
LT	1	29	14	185,913	186,010	97	C	E	1,00	1.143,805	16
LT	1	29	15	186,010	186,115	105	T		0,00	0,000	0
LT	1	29	15	186,115	186,210	95	C	D	0,99	1.148,055	16
LT	1	29	16	186,210	186,241	31	T		0,00	0,000	0
LT	1	30	1	186,506	186,522	16	T		0,00	0,000	0
LT	1	30	1	186,522	186,750	228	C	D	1,49	766,090	25
LT	1	30	2	186,750	187,009	259	T		0,00	0,000	0
LT	1	30	2	187,009	187,242	233	C	E	1,00	1.143,805	17
LT	1	30	3	187,242	187,547	305	T		0,00	0,000	0
LT	1	30	3	187,547	187,858	311	C	E	3,26	350,464	54
LT	1	30	4	187,858	187,980	122	T		0,00	0,000	0
LT	1	30	4	187,980	188,272	292	C	D	3,23	354,714	53
LT	1	30	5	188,272	188,992	720	T		0,00	0,000	0
LT	1	30	5	188,992	189,262	270	C	E	1,85	617,289	31
LT	1	30	6	189,262	189,425	163	T		0,00	0,000	0
LT	1	30	6	189,425	189,946	521	C	D	3,23	354,714	53
LT	1	30	7	189,946	190,160	214	T		0,00	0,000	0
LT	1	30	7	190,160	190,558	398	C	E	3,36	340,650	55
LT	1	30	8	190,558	190,650	92	T		0,00	0,000	0
LT	1	30	8	190,650	190,850	200	C	D	3,23	354,714	53
LT	1	30	9	190,850	191,088	238	T		0,00	0,000	0

Ramal	Linha	EH	Nº Elemento	Quilometragem		Extensão (m)	C/T	Lado	Grau	Raio	Superelevação
LT	1	30	9	191,088	191,235	147	C	E	1,00	1.143,805	17
LT	1	30	10	191,235	191,389	154	T		0,00	0,000	0
LT	1	30	10	191,389	191,656	267	C	D	3,23	354,714	53
LT	1	30	11	191,656	191,940	284	T		0,00	0,000	0
LT	1	30	11	191,940	192,070	130	C	E	1,00	1.143,805	16
LT	1	30	12	192,070	192,343	273	T		0,00	0,000	0
LT	1	30	12	192,343	192,659	316	C	E	1,30	879,349	22
LT	1	30	13	192,659	193,011	352	T		0,00	0,000	0
LT	1	30	13	193,011	193,300	289	C	E	2,51	456,241	41
LT	1	30	14	193,300	193,420	120	T		0,00	0,000	0
LT	1	30	14	193,420	194,092	672	C	E	1,85	617,289	31
LT	1	30	15	194,092	194,116	24	T		0,00	0,000	0
LT	1	31	1	194,381	194,425	44	T		0,00	0,000	0
LT	1	31	1	194,425	194,614	189	C	D	2,48	460,491	41
LT	1	31	2	194,614	194,752	138	T		0,00	0,000	0
LT	1	31	2	194,752	195,143	391	C	E	1,85	617,289	31
LT	1	31	3	195,143	195,283	140	T		0,00	0,000	0
LT	1	31	3	195,283	195,434	151	C	E	0,88	1.297,875	15
LT	1	31	4	195,434	195,548	114	T		0,00	0,000	0
LT	1	31	4	195,548	195,637	89	C	D	0,88	1.302,125	15
LT	1	31	5	195,637	196,217	580	T		0,00	0,000	0
LT	1	31	5	196,217	196,592	375	C	D	2,48	460,491	41
LT	1	31	6	196,592	196,784	192	T		0,00	0,000	0
LT	1	31	6	196,784	197,070	286	C	D	2,51	456,241	41
LT	1	31	7	197,070	197,350	280	T		0,00	0,000	0
LT	1	31	7	197,350	197,715	365	C	E	0,25	4.497,875	4
LT	1	31	8	197,715	198,000	285	T		0,00	0,000	0
LT	1	31	8	198,000	198,384	384	C	D	2,83	404,201	47
LT	1	31	9	198,384	198,858	474	T		0,00	0,000	0

Ramal	Linha	EH	Nº Elemento	Quilometragem		Extensão (m)	C/T	Lado	Grau	Raio	Superelevação
LT	1	31	9	198,858	199,288	430	C	E	2,10	543,580	35
LT	1	31	10	199,288	199,393	105	T		0,00	0,000	0
LT	1	31	10	199,393	199,723	330	C	D	3,23	354,714	53
LT	1	31	11	199,723	200,103	380	T		0,00	0,000	0
LT	1	31	11	200,103	200,325	222	C	D	1,00	1.143,805	17
LT	1	31	12	200,325	200,657	332	T		0,00	0,000	0
LT	1	31	12	200,657	201,028	371	C	D	3,56	321,593	30
LT	1	31	13	201,028	201,842	814	T		0,00	0,000	0
LT	1	31	13	201,842	202,218	376	C	E	1,00	1.143,805	17
LT	1	31	14	202,218	202,233	15	T		0,00	0,000	0
LT	1	32	1	202,498	202,583	85	T		0,00	0,000	0
LT	1	32	1	202,583	202,768	185	C	D	3,23	354,714	53
LT	1	32	2	202,768	202,882	114	T		0,00	0,000	0
LT	1	32	2	202,882	203,157	275	C	E	1,75	652,709	29
LT	1	32	3	203,157	203,379	222	T		0,00	0,000	0
LT	1	32	3	203,379	203,746	367	C	D	2,83	404,201	47
LT	1	32	4	203,746	203,889	143	T		0,00	0,000	0
LT	1	32	4	203,889	204,201	312	C	E	1,00	1.143,805	17
LT	1	32	5	204,201	204,767	566	T		0,00	0,000	0
LT	1	32	5	204,767	205,590	823	C	D	0,45	2.502,125	8
LT	1	32	6	205,590	206,596	1.006	T		0,00	0,000	0
LT	1	32	6	206,596	207,229	633	C	E	3,69	310,446	61
LT	1	32	7	207,229	207,372	143	T		0,00	0,000	0
LT	1	32	7	207,372	207,579	207	C	D	3,23	354,714	53
LT	1	32	8	207,579	207,847	268	T		0,00	0,000	0
LT	1	32	8	207,847	208,565	718	C	E	1,33	856,329	22
LT	1	32	9	208,565	208,670	105	T		0,00	0,000	0
LT	1	32	9	208,670	208,850	180	C	D	6,36	180,000	49
LT	1	32	10	208,850	209,091	241	T		0,00	0,000	0
LT	1	32	10	209,091	209,308	217	C	D	1,83	625,070	30

Ramal	Linha	EH	Nº Elemento	Quilometragem		Extensão (m)	CT	Lado	Grau	Raio	Superelevação
LT	1	33	1	209,403	209,592	189	T		0,00	0,000	0
LT	1	33	1	209,592	209,881	289	C	E	3,00	381,990	49
LT	1	33	2	209,881	210,205	324	T		0,00	0,000	0
LT	1	33	2	210,205	210,576	371	C	D	2,30	458,380	41
LT	1	33	3	210,576	210,917	341	T		0,00	0,000	0
LT	1	33	3	210,917	211,250	333	C	D	1,30	763,970	25
LT	1	33	4	211,250	211,610	360	T		0,00	0,000	0
LT	1	33	4	211,610	211,963	353	C	D	1,55	597,890	32
LT	1	33	5	211,963	212,326	363	T		0,00	0,000	0
LT	1	33	5	212,326	212,449	123	C	E	1,30	763,970	25
LT	1	33	6	212,449	212,707	258	T		0,00	0,000	0
LT	1	33	6	212,707	212,794	87	C	E	0,35	1.964,500	10
LT	1	33	7	212,794	212,946	152	T		0,00	0,000	0
LT	1	33	7	212,946	213,129	183	C	E	3,26	333,770	57
LT	1	33	8	213,129	213,225	96	T		0,00	0,000	0
LT	1	33	8	213,225	213,419	194	C	D	1,30	763,970	25
LT	1	33	9	213,419	213,838	419	T		0,00	0,000	0
LT	1	33	9	213,838	214,025	187	C	D	1,26	799,510	24
LT	1	33	10	214,025	214,033	8	T		0,00	0,000	0
LT	1	33	10	214,033	214,262	229	C	D	3,30	327,420	58
LT	1	33	11	214,262	214,386	124	T		0,00	0,000	0
LT	1	33	11	214,386	214,522	136	C	D	2,20	491,130	38
LT	1	33	12	214,522	214,677	155	T		0,00	0,000	0
LT	1	33	12	214,677	214,851	174	C	E	5,00	229,190	82
LT	1	33	13	214,851	214,863	12	T		0,00	0,000	0
LT	1	33	13	214,863	215,014	151	C	D	5,00	229,190	82
LT	1	33	14	215,014	215,182	168	T		0,00	0,000	0
LT	1	33	14	215,182	215,420	238	C	E	4,55	233,080	81
LT	1	33	15	215,420	215,512	92	T		0,00	0,000	0
LT	1	33	15	215,512	215,652	140	C	D	4,55	233,080	81