

Avaliação da relação entre rigidez do pavimento ferroviário e a ocorrência de fratura em boleto de trilhos

Evaluation of the relationship between railway pavement stiffness and the occurrence of rail head fractures

Luciano de Oliveira¹, Rosângela dos Santos Motta¹

¹Universidade de São Paulo, São Paulo, São Paulo, Brasil

Contato: oliveira.luciano@hotmail.com,  (LO); rosangela.motta@usp.br,  (RSM)

Recebido:

22 de janeiro de 2025

Revisado:

30 de maio de 2025

Aceito para publicação:

1 de julho de 2025

Publicado:

6 de outubro de 2025

Editor de Área:

Jorge Barbosa Soares, Universidade Federal do Ceará, Brasil

Palavras-chave:

Ferrovias.

Trilhos.

Pavimentação.

Mecânica da fratura.

Keywords:

Railways.

Rails.

Pavement.

Fracture mechanics.

DOI: 10.58922/transportes.v33.e3093

RESUMO

Compreender como ocorrem as fraturas nos trilhos, considerando a interação e a influência dos elementos da via permanente, é essencial para mitigar ocorrências ferroviárias e seus impactos. Este trabalho avalia a relação entre a condição estrutural do pavimento ferroviário e a propagação de trincas que surgem no interior do boleto de trilhos até a ocorrência da fratura. A Estrada de Ferro Carajás – EFC foi adotada como estudo de caso, estimando-se o tempo até a ruptura, considerando a condição inicial do defeito no trilho e a rigidez do pavimento ferroviário. Os resultados indicam que nos trechos da EFC com menor rigidez, a fratura tende a ocorrer significativamente mais cedo do que sob maior rigidez. Por outro lado, quanto maior o defeito, mais acelerada é a evolução da trinca, principalmente em pavimentos mais rígidos da EFC. A metodologia foi aplicada e validada em um caso real da EFC. Com base nos resultados, destaca-se a necessidade de revisão dos procedimentos normativos e operacionais, incorporando a condição estrutural do pavimento ferroviário no planejamento de inspeções e intervenções, como estratégia para prevenir falhas críticas em trilhos e aumentar a segurança operacional das ferrovias.

ABSTRACT

Understanding how rail fractures occur, considering the interaction and influence of the permanent way elements, is essential to mitigate railway incidents and their impacts. This study evaluates the relationship between the structural condition of the railway pavement and the propagation of cracks that appear inside the head rail section until the occurrence of fracture. The Estrada de Ferro Carajás – EFC was adopted as a case study, estimating the time until the fracture, considering the initial condition of the rail defect and the stiffness of the railway pavement. The results indicate that in the EFC sections with less stiffness, the fracture tends to occur significantly earlier than in those with greater stiffness. On the other hand, the larger the defect, the faster the crack evolution, especially in stiffer pavement of EFC. The methodology was applied and validated in a real EFC case. Based on the results, the need to review normative and operational procedures is highlighted, incorporating the structural condition of the railway pavement in the planning of inspections and interventions, as a strategy to prevent critical failures on tracks and improve the operational safety of railways.



1. INTRODUÇÃO

A gestão eficiente da malha ferroviária tem ganhado relevância global devido à necessidade de garantir a segurança operacional e à importância técnica e econômica associada, com o objetivo de prevenir ocorrências ferroviárias de grande magnitude e minimizar danos. Eventos como o de Hatfield no Reino Unido, em outubro de 2000, com quatro fatalidades e setenta feridos

(ORR, 2006), e em São José do Rio Preto no Brasil, em novembro de 2013, com oito mortes e oito feridos (UOL, 2014), evidenciam as consequências de fraturas dos trilhos.

No Brasil, os acidentes ferroviários diminuíram 55% desde 2007, passando de 770 em 2007 para 69 acidentes com causa interna em 2024 (ANTF, 2024), e a gestão aprimorada dos trilhos é um dos principais fatores dessa redução. Ainda assim, acidentes de grande magnitude continuam ocorrendo, frequentemente associados a fraturas de trilhos (ANTT, 2023).

Entender os mecanismos que levam às fraturas nos trilhos, considerando a interação entre os diferentes componentes da via permanente, é essencial para a mitigação dessas falhas. Entre os fatores críticos, destaca-se o pavimento ferroviário, cuja condição estrutural influencia diretamente o comportamento mecânico dos trilhos e a propagação de falhas internas. Esse entendimento possibilita uma gestão mais eficaz da manutenção da via permanente, promovendo operações mais seguras, redução de custos e minimização dos impactos sobre as comunidades lindeiras e o meio ambiente.

No entanto, normas como a NBR 16845 (ABNT, 2020) não consideram critérios relacionados à condição estrutural do pavimento ferroviário no planejamento de inspeções e intervenções em trilhos. Essa lacuna pode comprometer a eficácia das ações preventivas, uma vez que a rigidez do pavimento afeta diretamente a propagação de trincas e a ocorrência de fraturas.

Neste contexto, o presente trabalho avalia a relação entre as fraturas causadas pela propagação de trincas no interior do boleto dos trilhos e a condição estrutural do pavimento ferroviário. Para tanto, a EFC – Estrada de Ferro Carajás foi utilizada como estudo de caso, com base em informações e características técnicas desta ferrovia, que permitiram determinar o tempo até a fratura do trilho, considerando as condições iniciais de defeito e a rigidez do pavimento ferroviário. Ressalta-se que 26% das anomalias detectadas por inspeções ultrassônicas na EFC estão localizadas no boleto dos trilhos (Vale, 2024).

Neste estudo, o mecanismo de propagação de trincas até a fratura no boleto do trilho foi analisado utilizando a metodologia proposta por Orringer et al. (1988) e Jeong (2003), que adota um modelo matemático teórico para descrever esse tipo de falha. Para avaliar a condição estrutural do pavimento ferroviário, foi empregado o parâmetro módulo de via, cujos valores foram obtidos por medições de campo realizadas na EFC. Com base nas condições estabelecidas, investigou-se como a variação na rigidez do pavimento influencia a propagação de fissuras no interior do boleto e o tempo necessário para a ocorrência da fratura. Além disso, considerando que a ferrovia reportou em 2022 uma ocorrência real de fratura causada por um defeito no boleto de trilho, as informações desse caso foram aplicadas à metodologia utilizada neste trabalho, a fim de validar os cálculos teóricos para este caso.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. Trilhos ferroviários

Os trilhos podem apresentar defeitos desde a fabricação até o fim de sua vida útil. As causas desses defeitos podem estar relacionadas à matéria-prima, ao processo de produção dos trilhos, às condições de operação, manutenção e ao ambiente em que o trilho foi instalado (Magel et al., 2016; Bevan et al., 2020).

Entre as principais causas de defeitos nos trilhos estão: inclusões de impurezas, falhas na solidificação, deformações durante o resfriamento, defeitos na laminação e no tratamento térmico, desgaste irregular e por abrasão, desalinhamento, trincas por tensão térmica e fadiga por carga.

Os tipos mais importantes e recorrentes de defeitos estão detalhados em documentos técnicos, como a norma NBR 7640 (ABNT, 2021).

A inspeção não destrutiva de trilhos é essencial para identificar defeitos internos e externos, prevenindo fraturas, e deve ser realizada durante a fabricação e ao longo da vida útil dos trilhos, utilizando métodos como inspeção visual, ultrassom, corrente parasita, imagens ou combinação desses métodos (Papaelias, Roberts e Davis, 2008; Li e Ren, 2012).

No Brasil, assim como em outros países, há uma norma técnica que regulamenta os procedimentos de inspeção ultrassônica de trilhos, descrevendo os requisitos para inspeção, calibração, critérios de aceitação e periodicidade, correlacionando-os ao volume de transporte anual da ferrovia (ABNT, 2020). A NBR 16845 (2020) indica a ação corretiva para defeito no boleto do trilho, a depender de seu tamanho (área), onde os defeitos P, M e G correspondem, respectivamente, a 10 a 30%, 31% a 50%, e maior que 50%, devendo ser removidos em até 90, 60 e 30 dias, nesta ordem. Tendo como referência a norma NBR 16845 (2020), as principais ferrovias do Brasil, como EFC, EFVM – Estrada de Ferro Vitória a Minas, MRS, RUMO e VLI estabelecem os seus padrões operacionais para a classificação e o tratamento dos defeitos detectados nos trilhos durante as inspeções de ultrassom (ANTT, 2023). No entanto, essas especificações não incluem critérios relacionados à condição estrutural do pavimento ferroviário no planejamento de inspeções e intervenções em trilhos, o que pode limitar a eficácia das ações preventivas.

2.2. Pavimento ferroviário e o módulo de via

O pavimento ferroviário, formado por subleito, sublastro, lastro, dormente e trilhos, é projetado para suportar e distribuir as cargas oriundas do tráfego ferroviário às camadas subjacentes (Li et al., 2016; Indraratna, Heitor e Vinod, 2021). Sua estrutura pode variar, dependendo das características da via férrea, do tráfego e das condições ambientais, no entanto, é imprescindível que seja resistente e estável, garantindo o nivelamento e a drenagem adequados para evitar subsidências, erosão e desgaste prematuro (Paiva, Buck e Ferreira, 2018, Pereira et al., 2023).

Quando instáveis, seja por problemas no lastro, sublastro ou subleito, os pavimentos ferroviários podem sofrer perda de rigidez. Isso resulta em deformações diferenciais, com perda de geometria da via e intensificação das forças de contato roda-trilho, acelerando a degradação até levar a falhas (Tzanakakis, 2013).

Para se verificar a condição do pavimento ferroviário podem ser realizadas inspeções com o uso de *Ground Penetration Radar* – GPR, ensaios *in situ* com *Dynamic Cone Penetration* – DCP, *Light Weight Deflectometer* – LWD ou *Static Plate Load Test*, por exemplo, além de investigações geotécnicas, a fim de obter as características, capacidade de suporte e estabilidade do solo (Tzanakakis, 2013; Paiva, Buck e Ferreira, 2018).

Complementarmente, um dos parâmetros amplamente utilizados para mensurar e caracterizar a condição estrutural da via permanente é o módulo de via, que representa a rigidez estrutural do pavimento ferroviário. Esse parâmetro é calculado pela relação entre a carga vertical aplicada na linha férrea e a deflexão resultante (Costa et al., 2016), e reflete a capacidade da via de suportar e distribuir as cargas verticais, influenciando diretamente o comportamento e a durabilidade da via. Além disso, o módulo de via permite identificar condições críticas de rigidez insuficiente ou excessiva, sendo determinado por medições de campo, ensaios laboratoriais e/ou modelagens teóricas.

O módulo de via é definido fisicamente como a força vertical de reação ou suporte por unidade de comprimento do trilho por unidade de deflexão, considerando os elementos abaixo do trilho. Já a rigidez da via inclui o efeito combinado da rigidez à flexão do trilho e dos demais elementos da via (Hay, 1982; Selig e Li, 1994; Tong et al., 2022).

De acordo com Talbot et al. (1918), o módulo de via relaciona a reação do apoio elástico com o deslocamento vertical, baseado na hipótese de Winkler (1867) que considera a via permanente como uma viga apoiada continuamente sobre um meio elástico. O módulo de via pode ser mensurado e quantificado através de dois métodos: teórico-experimental e medição contínua. O método teórico-experimental considera dados de deflexão vertical da via induzida por testes experimentais, os quais são posteriormente empregados no cálculo teórico do módulo de via. Neste caso, tem-se como exemplos os métodos de Viga sobre Fundação Elástica, Kerr, Talbot – Bacia de Deflexão de Carga, e Zimmermann, entre outros. Já a medição contínua é realizada por equipamentos especiais que trafegam pelas ferrovias realizando a aquisição de dados, como no caso do CARS, Banverket e TRC (Tong et al., 2022). Qualquer modificação nos elementos da via como degradação do lastro, alterações no subleito, deficiências de drenagem da plataforma ferroviária ou condições climáticas extremas podem impactar significativamente o módulo de via.

O subleito é o elemento que mais influencia no valor do módulo de via, como demonstrado em uma análise paramétrica realizada com o uso do *software Geotrack*: os resultados apontaram que o módulo de resiliência e a sua espessura são os fatores que mais sensibilizam o módulo de via, seguidos pela espessura das camadas granulares do pavimento (Li et al., 2016). Em termos de valores, Raymond (1985) menciona que uma ferrovia em boas condições deve ter módulo de via entre 35 MPa e 70 MPa, enquanto AREMA (2020) cita o módulo de via de 41 MPa a ser considerado para uma via em dormente de concreto compactada pelo tráfego. Nota-se, que se trata de um valor variável, que depende de diversos fatores intrínsecos à via férrea em questão, como tipo de dormente, uso ou não de fixações e palmilhas resilientes, condições estruturais do lastro e plataforma, porém, ainda que represente uma simplificação da resposta integrada dos elementos situados abaixo do trilho, pode ser uma ferramenta útil como indicador de qualidade na avaliação do comportamento estrutural do pavimento ferroviário, apoiando o sistema de gerência ao identificar possíveis condições críticas.

2.3. A propagação de trincas em trilhos ferroviários

A fadiga é o processo pelo qual as trincas se propagam devido à aplicação repetida de cargas abaixo do limite de resistência estática do material, sendo causada pela presença de tensões cíclicas que excedem a capacidade do material de suportá-las indefinidamente (Orringer et al., 1988). Com o tempo, as trincas se desenvolvem na direção da maior tensão aplicada ao objeto que sofre fadiga.

À medida que o trilho ferroviário é submetido a repetidas cargas, as trincas se propagam devido ao estresse aplicado ao trilho e à concentração de tensões na ponta das trincas, causando abertura gradual e sua expansão ao longo do tempo (Ravaee e Hassani, 2007). Esta propagação é um fenômeno complexo e que pode ocorrer por várias causas, incluindo fadiga, tensões cíclicas e desgastes do material ao longo do tempo (Orringer et al., 1988; Jeong e Sih, 1990; Woodhead, 2021).

A Figura 1 ilustra a seção transversal de um trilho fraturado, a partir de um defeito interno no boleto do trilho, que foi ocasionada por inclusões de impurezas durante o processo de fabricação do trilho.



Figura 1. Seção transversal de uma fratura de trilho ocasionada por inclusões de impureza no boleto do trilho durante o processo de fabricação [adaptado de: Li, Doh e Manogaran, 2023].

Em um estudo sobre o comportamento de propagação de trincas em fraturas de trilhos ferroviários, Orringer et al. (1988) trazem um modelo matemático teórico do mecanismo de fratura, a partir da solução mecânica da fratura linear elástica, cuja calibração foi feita com ensaios laboratoriais e com testes de campo em várias ferrovias (Jeong, 2003). Neste modelo a taxa de crescimento da fadiga é dada pela Equação (1), elaborada a partir de dados obtidos em experimentos com seis trilhos e validação com outros doze, tendo sido correlacionada ainda com resultados de testes laboratoriais realizados com corpos de prova (Schneider, 2005):

$$\frac{da}{dN} = C \frac{\Delta K^p}{(1-R)^q} \quad (1)$$

em que: a é o tamanho característico do defeito, em [m]; N é o número de ciclos de tensão; ΔK é o gradiente de fator de intensidade de tensões, em [MPa]; R é a razão entre as tensões mínima e máxima; e C , p e q são constantes empíricas que dependem da taxa de crescimento da trinca no material.

Neste modelo de mecanismo de fratura do trilho, a trinca no interior do boleto do trilho é considerada uma descontinuidade idealizada de superfícies planas e em contato, quando não ocorre carregamento no trilho. Adicionalmente, também se leva em conta que a trinca aumenta homogeneamente, mantendo a forma, ou seja, a trinca que começa com a forma elíptica, por exemplo, se manterá elíptica. Ainda que estas considerações possam diferir das fissuras reais nos corpos físicos, o modelo foi validado por comparação com experimentos em escala real (Orringer et al., 1988). Na Figura 2 tem-se o detalhe de um defeito transversal tipo *detail fracture* no boleto de um trilho, sendo considerado no formato elíptico e localizado próximo ao canto superior do boleto. O *detail fracture* é um defeito de causa externa que se inicia próximo à superfície superior do trilho (boleto) e progride transversalmente. As Equações 2 e 3, citadas por Jeong (2003) na análise do detalhe da fratura, determinam as distâncias deste defeito em relação ao topo do boleto do trilho, indicadas na Figura 2, considerando o tamanho da área do defeito. Cabe mencionar que ainda que sejam considerados somente parâmetros dimensionais, momentos de inércia, peso e módulo de elasticidade do trilho, a alteração em outros de seus parâmetros como tipo de aço e tratamento térmico, não interfeririam diretamente no resultado obtido através deste modelo.

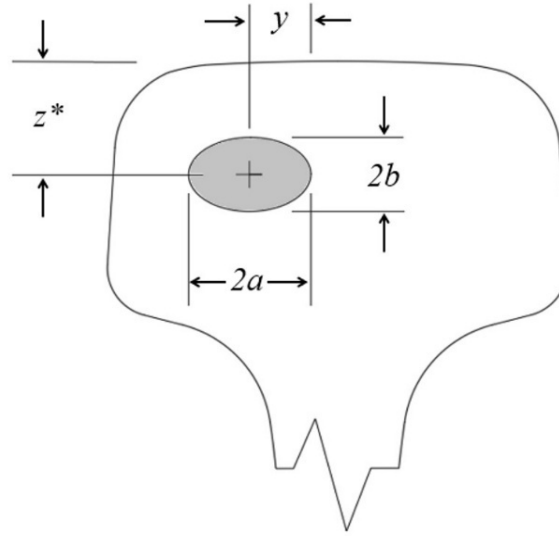


Figura 2. Detalhe esquemático de um defeito transversal no boleto de um trilho [adaptado de: Schneider, 2005].

$$z^* = 15,78 + 44,65 \left(\frac{A}{Ah} \right) - 45,50 \left(\frac{A}{Ah} \right)^2 \quad (2)$$

$$y = 30,16 - 74,99 \left(\frac{A}{Ah} \right) + 87,14 \left(\frac{A}{Ah} \right)^2 \quad (3)$$

em que: z^* é a distância entre o centro da elipse que representa o defeito e o topo do boleto do trilho, em [cm]; y é a distância entre o centro da elipse que representa o defeito e a lateral do boleto do trilho, em [cm]; A é a área total do defeito, em [cm²]; e Ah é a área total do boleto do trilho, em [cm²].

A fórmula do fator de intensidade de flexão K , descrita na Equação (4) por Jeong (2003), para a fratura relacionada ao defeito interno de forma elíptica no boleto do trilho, considera a superposição das tensões residual, térmica e de flexão.

$$K = \frac{2}{\pi} M_1 M_S (\sigma_R + \sigma_T + M_G \sigma_B) \sqrt{\pi a} \quad (4)$$

em que: K é o fator de intensidade de flexão, em [MPa]; M_1 é um fator empírico para as dimensões finitas da seção transversal do trilho; M_S é um fator empírico relacionado à forma não circular do defeito; σ_R é a tensão residual média, em [MPa]; σ_T é a tensão térmica, em [MPa]; M_G é um fator empírico para levar em conta os gradientes de tensão no boleto do trilho; σ_B é a tensão de flexão sob carga atuante, em [MPa]; e a é o comprimento do semi-eixo maior da trinca elíptica, em [m].

A tensão residual (σ_R) pode ser calculada levando-se em conta o tamanho do defeito *detail fracture* (Orringer et al., 1988), enquanto a tensão térmica (σ_T) é calculada a partir da teoria da termodinâmica. Por fim, a tensão de flexão (σ_B) que causa a fadiga no trilho é composta por cinco fatores, dos quais somente dois são levados em conta: tensão de flexão vertical e tensão de flexão lateral (Orringer et al., 1988). Os outros três fatores são desconsiderados por exercerem pequena influência, bem como para simplificar os cálculos.

Para o cálculo da tensão de flexão sob carga atuante (σ_B), pode-se utilizar a teoria de viga, como indicado em Lamprea-Pineda, Connolly e Hussein (2022), que considera o trilho ferroviário como uma viga apoiada em uma base elástica contínua, conforme o modelo de Winkler (1867), em que o lastro ferroviário e as camadas subjacentes constituam tal base elástica. Além disso, tem-se que: (i) a tensão máxima de tração no boleto do trilho ocorre a uma certa distância do ponto de aplicação da carga da roda ferroviária, com o momento fletor máximo gerado diretamente abaixo da aplicação da carga, (ii) que a tensão de flexão no boleto do trilho para este momento máximo é compressiva; e, (iii) que a tensão máxima de tração no boleto do trilho ocorre devido ao fenômeno de flexão reversa (Timoshenko e Langer, 1932; Orringer et al., 1988). Deste modo, como na componente da tensão de flexão, tem-se a contribuição do módulo de via, pode-se correlacionar o crescimento do defeito interno no boleto do trilho com a condição estrutural do pavimento ferroviário.

A partir da determinação das distâncias do defeito interno no boleto do trilho, da área crítica da trinca e do ponto de máxima flexão no trilho é calculada a quantidade de ciclos de carregamento (N_f) até atingir o tamanho crítico da trinca, ou seja, a quantidade de rodas ferroviárias trafegando no ponto do defeito interno no boleto até que ocorra a fratura do trilho, por meio da Equação 5.

$$N_f = \frac{1}{2} \left[\frac{Ah}{0,7\pi} \right] \left(\frac{1}{2} - \frac{p}{4} \right) \int_{\bar{A}_{ini}}^{\bar{A}_{cr}} \frac{d\bar{A}}{\Sigma(\bar{A}, \Delta T) \cdot \left[G(\bar{A}) \sqrt[4]{\bar{A}} \right]^p \cdot \sqrt{\bar{A}}} \quad (5)$$

em que: N_f é o número de carregamentos até ser atingido o tamanho crítico da trinca; Ah é a área total do boleto do trilho, em $[m^2]$; p é uma constante empírica que depende da taxa de crescimento da trinca no material; $\bar{A}_{ini}$ é a área da trinca no momento de sua identificação, em $[m^2]$; $\bar{A}_{cr}$ é a área crítica da trinca, em $[m^2]$; $\hat{A}$ é o comprimento da trinca, em $[\%]$, e ΔT é a variação de temperatura, em $[^\circ C]$.

A tensão de contato não é considerada na análise de tensões do mecanismo de fratura de trilho com defeito interno proposto por Orringer et al. (1988), pois ocorre em uma pequena região na interface roda-trilho, sendo uma tensão de compressão que não contribui para o crescimento do defeito ou fissura interna no trilho, conforme modelo proposto por Lyons, Jeong e Gordon. (2009).

3. METODOLOGIA E ESTUDO DE CASO

Como mencionado, a EFC foi adotada como estudo de caso neste trabalho. Como se trata de uma ferrovia com grande volume de transporte anual de carga, responsável por mais de 40% do transporte ferroviário de carga no Brasil nos últimos oito anos (ANTT, 2023), sua operação pode ser considerada um teste acelerado de degradação dos componentes da via férrea, se comparado com outros corredores ferroviários no Brasil. Portanto, a existência de fraturas no boleto dos trilhos poderia se manifestar em questão de poucos dias nesta ferrovia.

A EFC é uma ferrovia com volume de transporte de 200 milhões de toneladas brutas por ano. Possui 892 km de extensão (duplicada em sua maior parte), com capacidade de 32,5 ton/eixo, por onde trafegam trens-tipo compostos de 3 locomotivas e 330 vagões tipo gôndola para o transporte predominantemente de minério de ferro (ANTT, 2023). A EFC transporta outros produtos, além de operar o transporte regular de passageiros. Na EFC são utilizados trilhos longos soldados com perfil TR 68 (136 RE), predominantemente com alta dureza, dormentes monoblocos de concreto protendido e lastro de brita.

Na EFC existem seis veículos rodoferroviários que se revezam ao longo da ferrovia, realizando as inspeções de trilhos através de ultrassom, conforme frequência descrita na norma NBR 16845 (ABNT, 2020). Durante estas inspeções, de fevereiro de 2021 a fevereiro de 2024, os defeitos no boleto do trilho corresponderam a 26% das anomalias encontradas; enquanto no patim, nas soldas e na alma dos trilhos corresponderam, respectivamente a 34%, 25% e 13%. Desta maneira, nota-se que é considerável o percentual de anomalias identificadas no boleto dos trilhos em relação ao total encontrado.

Inicialmente, foram levantadas informações sobre a EFC, incluindo dados relativos à condição estrutural do pavimento ferroviário (módulo de via), obtidas dos documentos técnicos e banco de dados da Engenharia e da Manutenção de Via Permanente da EFC, no período de fevereiro de 2021 a fevereiro de 2024. Foram definidos três valores de módulo de via obtidos a partir de medições em campo feitas na EFC (20 MPa, 46 MPa e 84 MPa), reportados em Costa (2016). Tais valores se situam próximos a outros da literatura como AREMA (2020) e Raymond (1985) para ferrovias com características semelhantes. Para otimizar os cálculos, foi considerado o trem-tipo de minério de ferro da EFC (caso mais crítico).

Em seguida, aplicou-se a metodologia de propagação de trincas de trilhos proposta por Orringer et al. (1988) e Jeong (2003) para se determinar o número de dias até a fratura, considerando a carga na EFC, para quatro tamanhos de defeito no boleto do trilho (5%, 10%, 20% e 30%). Desta forma, foi possível verificar como a variação da rigidez do pavimento da EFC influencia na evolução da trinca no boleto do trilho até a fratura, bem como comparar o tempo (quantidade de dias) para que tal fratura ocorresse, para cada cenário considerado. Por fim, considerando que em 2022 teve na EFC uma ocorrência real de fratura causada por um defeito em boleto de trilho, estas informações foram aplicadas à metodologia utilizada neste trabalho, a fim de validar os cálculos teóricos para este caso.

Como parte dos dados obtidos da EFC, foram levantadas as características técnicas do trilho utilizado e as suas temperaturas médias mínimas e de aplicação. As Equações 2 e 3 foram utilizadas para calcular as distâncias do centro do defeito interno transversal tipo *detail fracture* em relação ao topo do boleto do trilho, adotando tamanhos de defeitos com áreas variando entre 5% e 30% da área do boleto do trilho, conforme ABNT (2021).

Em seguida, o fator de intensidade de tensão de flexão K para a fratura do trilho foi calculado através da Equação 4, por meio da somatória das tensões residual, térmica e de flexão, adotando os valores de $M_S = 0,984$ para trinca elíptica de razão $b/a = 0,7$ e valores de M_1 e M_G para cada área do defeito interno do boleto indicados por Jeong, Tang e Orringer (1997).

A tensão térmica, foi calculada pela diferença entre a temperatura mínima média medida às margens da EFC, que é de 22,6°C, e a temperatura média medida no trilho durante a instalação, que é de 41,9°C, obtendo o valor de $\sigma_T = 49,68 \text{ MPa}$, considerando o módulo de elasticidade do trilho $E = 207.000 \text{ MPa}$ (AREMA, 2020) e o coeficiente de dilatação térmica do trilho $\alpha = 0,000012^\circ\text{C}^{-1}$ (AREMA, 2020). Já a tensão residual foi determinada com base nos tamanhos dos defeitos internos no boleto do trilho, e os valores obtidos estão na Tabela 1.

Tabela 1: Tensão residual para os tamanhos (área) adotados de defeito para o boleto do trilho

Tamanho defeito	Ah (cm²)	A (cm²)	A/Ah·100 (%)	σ_r (MPa)
5%	31,0877	1,5544	0,05	133,70
10%	31,0877	3,1088	0,10	60,40
20%	31,0877	6,2175	0,20	51,74
30%	31,0877	9,3263	0,30	43,11

A tensão de flexão foi obtida a partir do cálculo dos momentos fletores máximos de tração e de compressão do boleto do trilho, que são gerados pelas cargas verticais e laterais durante a passagem das rodas dos veículos ferroviários. Para isto, se fez necessário calcular a distância do ponto de aplicação de carga em que ocorre a tensão máxima de tração no boleto do trilho, a partir das dimensões do trem-tipo da EFC, ilustradas na Figura 3, no qual os vagões carregados de minério trafegam com carga bruta média de 128,4 ton e roda CD-38 múltiplas vidas. Para tanto, foram obtidas na EFC as características, dimensões e peso médio do vagão predominante, que é o modelo GDU.

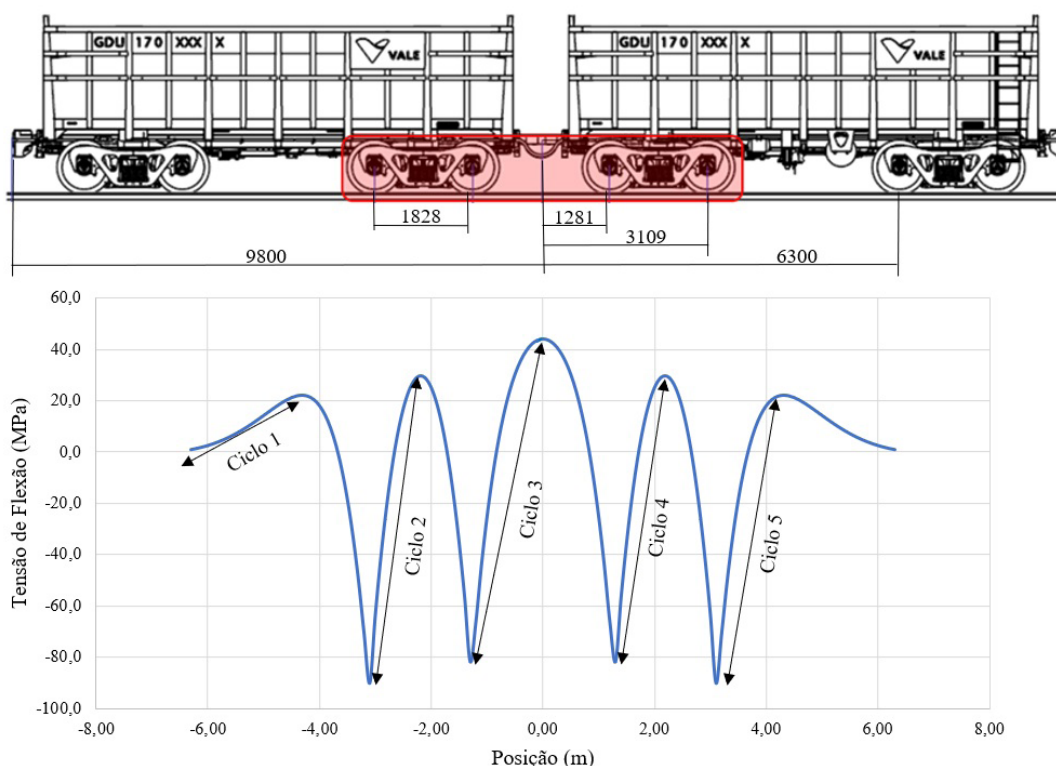


Figura 3. Representação gráfica dos cinco ciclos de um carregamento a partir da configuração adotada, com tamanho de defeito de 5% e módulo de via de 46 Mpa.

Para o cálculo da distância do ponto de aplicação de carga foi adotada a configuração de carregamento de quatro rodas, como mostra a Figura 3, por ser a que causa a maior deflexão do trilho, pelo efeito da superposição de rodas (ao invés do carregamento de uma roda única), como considerado em Costa (2016). Esta configuração é composta de duas rodas do último truque combinado com as duas rodas do primeiro truque de dois vagões sucessivos. Para o cálculo da tensão gerada por cada uma das quatro rodas da configuração adotada foi considerado um trecho de 12,6 m, com posição central coincidente com a posição do engate dos vagões (Orringer, Morris e Jeong, 1986; Jeong, Tang e Orringer, 1997).

Para o cálculo do momento fletor lateral foi adotado o valor de $L/V = 0,30$, obtido em uma campanha de instrumentação e aquisição de dados na EFC, em três pontos distintos em região de curvas reversas, durante a passagem de trens carregados com minério de ferro. Já para o cálculo do momento fletor vertical, que depende do valor do módulo de via, neste trabalho foram consideradas três situações da EFC, conforme medições realizadas por Costa (2016): via após o desguarnecimento com plataforma em boas condições ($u=46$ MPa), via nova – sem densificação, com plataforma em boas condições ($u=84$ MPa) e via com lastro colmatado e plataforma e

condições ruins ($u=20$ MPa). Adicionalmente, como o conjunto de quatro rodas para aplicação de carga produz cinco ciclos de carregamento, ilustrado na Figura 4, este foi adotado no cálculo do momento fletor, onde cada ciclo parte de um ponto de tensão mínima até o ponto de tensão máxima. A Tabela 2 mostra os valores obtidos para tensão à flexão considerando tamanho de defeito de 5% no interior do boleto e módulo de via de 46 MPa.

Tabela 2: Tensões à flexão geradas pela configuração de quatro rodas ferroviárias, para tamanho de defeito de 5% no interior do boleto e módulo de via de 46 MPa

Ciclo	σ_b mín (MPa)	σ_b máx (MPa)
1	0,80	21,99
2	-90,20	29,52
3	-81,81	43,92
4	-81,81	29,52
5	-90,20	21,99

A partir das tensões e dos demais parâmetros calculados, como as distâncias do centro do defeito interno, o ponto de máxima flexão e a área crítica do defeito no interior do boleto, foram obtidos os valores de ciclos de carregamento (N_f) até o atingimento do tamanho crítico da trinca, com base na Equação 5. Ou seja, foi determinada a quantidade de vagões carregados trafegando no local do defeito interno no boleto até ocorrer a fratura do trilho, para cada tamanho de defeito e condição estrutural do pavimento ferroviário da EFC.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Na Figura 4 tem-se os resultados de ciclos de carregamento (N_f) e o número correspondente de dias até a fratura, considerando o volume diário médio de transporte que é de 548 mil toneladas na EFC, nos diferentes cenários avaliados.

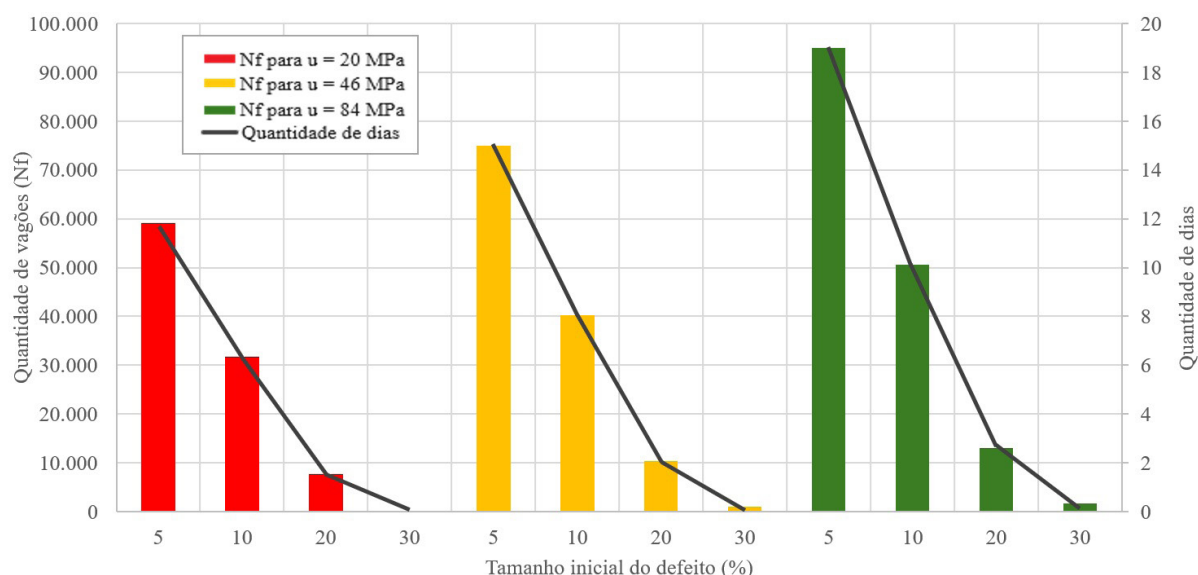


Figura 4. Valores de carregamento (número de vagões) e dias para que ocorra a fratura do trilho, a partir do tamanho inicial do defeito no interior do boleto do trilho e do módulo de via da EFC.

É possível observar pelos resultados que a condição estrutural do pavimento ferroviário da EFC influencia na propagação de trincas existentes no interior do boleto dos trilhos ferroviários até a ocorrência da fratura. No caso da menor rigidez (menor módulo de via), as fraturas ocorreriam com maior rapidez, em até 63% do tempo ou volume trafegado em comparação com a situação do pavimento de maior rigidez (maior módulo de via). Isto significa que o crescimento dos defeitos no interior do boleto dos trilhos até a ocorrência da fratura, com a passagem da mesma quantidade de vagões, ocorre de maneira rápida.

Da mesma forma, verifica-se que quanto maior o tamanho do defeito interno no boleto do trilho, menor o prazo até a fratura. Esta tendência se torna mais acentuada à medida que se eleva a rigidez, como pode ser observado pela curva de quantidade de dias. Isto significa que não somente a rigidez inferior poder ser nociva à estrutura, provendo maior deformabilidade e, consequentemente, fadiga dos elementos, como também a rigidez mais elevada pode aumentar a degradação. Desta forma, como indicado na literatura, idealmente os valores de módulo de via deveriam estar em uma faixa intermediária (Raymond, 1985).

Como mencionado, a NBR 16845 (ABNT, 2020) estabelece um prazo de até 90 dias para a execução de ações corretivas em defeitos de tamanho P (10% a 30% de área) detectados no interior do boleto de trilhos por ultrassom. No entanto, os resultados deste estudo de caso da EFC, em qualquer dos cenários analisados, caso o defeito seja identificado, a fratura ocorreria entre 12 e 19 dias, abaixo do prazo máximo de 90 dias especificado pela norma. Isso sugere que a norma poderia ser excessivamente permissiva em relação a defeitos em trilhos para situações como a do caso analisado na EFC. Dadas as condições de alto volume de transporte na EFC, ao se detectar um defeito no boleto do trilho, em poucos dias pode-se chegar à fratura. Para exemplificar, será apresentado a seguir uma situação que aconteceu na EFC.

4.1. Caso real

Em uma inspeção de rotina em 06/junho/22, foi constatado um defeito transversal interno no boleto do trilho (sigla TDT) na Linha 1 do km 553, com tamanho P (área entre 10% e 31% do boleto do trilho), tendo sido classificado como criticidade P1. De acordo com o padrão operacional da EFC, este teria que ser retirado em um prazo de até 15 dias, embora sem necessidade de restrição de velocidade no local. Alguns dias depois, em 13/junho/22, o sistema de sinalização da EFC identificou uma fratura de trilho naquele mesmo local em que foi identificado o defeito transversal no boleto do trilho. A fratura foi classificada pelo inspetor que atendeu a ocorrência como fadiga por TDT. No período de janeiro/2021 a janeiro/2024, esta foi a única fratura devido a defeito interno no boleto do trilho que ocorreu na EFC após a identificação de defeito interno no boleto pela inspeção com ultrassom.

Com relação à condição do pavimento ferroviário neste local (Linha 1 do km 553), por meio de observações e ensaios com DCP em campo, concluiu-se que poderia ser considerado como tendo rigidez moderada (sem deformabilidade elevada ou insuficiente), adotando-se, portanto, o módulo de via de 46 MPa, conforme levantado por Costa (2016).

A partir daí, foi aplicada a metodologia deste trabalho para o cálculo teórico da quantidade de vagões (N_f) e número de dias até a fratura do trilho para fins de comparação com o caso real. Com base nos resultados, a fratura na Linha 1 do km 553 da EFC ocorreria entre 5 h (defeito com 30% da área do boleto) e 8 dias (defeito com 10% da área do boleto). Na situação real, a fratura ocorreu aos 7 dias, estimando-se, que o defeito no interior do boleto do trilho teria uma área inicial aproximada de 11%, tendo ocorrido a trinca quando a anomalia atingiu a área crítica de 32,4% da área do boleto do trilho. Deste modo, nota-se que a metodologia deste estudo pode ser considerada validada para este caso ao ter previsto com certa assertividade após quantos dias ocorreria a falha.

5. CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho demonstrou teoricamente a influência da rigidez do pavimento ferroviário na propagação de trincas e ocorrência de fraturas no boleto dos trilhos, tendo impacto significativo no tempo previsto para ocorrência da fratura, a depender do tamanho da área da trinca.

No caso da EFC, sob menor rigidez do pavimento ferroviário, as fraturas ocorreriam em até 63% do tempo ou volume trafegado em comparação com a situação do pavimento de maior rigidez (maior módulo de via). Adicionalmente, quanto maior o tamanho do defeito interno no boleto do trilho, menor o prazo até a fratura, principalmente na situação de maior rigidez do pavimento ferroviário.

No estudo de caso apresentado foi possível comprovar a consistência dos cálculos teóricos do modelo deste estudo com o acontecimento real de detecção de defeito no interior do boleto do trilho e a fratura na Linha 1 do km 553 da EFC.

Ainda que o modelo teórico proposto por Orringer et al. (1988) e o emprego do módulo de via tenham demonstrado ser válidos para o estudo da EFC, há simplificações inerentes aos modelos, os quais podem ser aprimorados com novos dados, como a consideração das características de deformabilidade específicas de cada camada do pavimento ferroviário.

Considerando os resultados obtidos no estudo de caso, as normas técnicas (ABNT, 2021) poderiam eventualmente considerar a condição do pavimento ferroviário na avaliação dos trilhos, ajustando a frequência de inspeções para os diferentes cenários estruturais, de modo a não ultrapassar a quantidade de dias que levariam a fratura do trilho com defeito interno no boleto.

Da mesma forma, as ferrovias devem revisitar seus procedimentos operacionais de inspeção de trilhos por ultrassom, bem como o intervalo máximo entre as inspeções, de acordo com a condição estrutural do pavimento ferroviário nestas ferrovias, para não ultrapassar a quantidade de dias em que um defeito interno no boleto levaria à fratura do trilho. No caso da EFC, este intervalo máximo entre as inspeções, conforme observado para as condições consideradas, seria de 12 dias.

Conclui-se que a condição estrutural do pavimento é um critério relevante para priorização na substituição de trilhos com defeitos internos no boleto, devendo ser integrada à gestão da manutenção e à prevenção de ocorrências.

CONTRIBUIÇÃO DOS AUTORES

LO: Conceituação, Metodologia, Curadoria de dados, Investigação, Análise formal, Escrita – rascunho e original; RSM: Supervisão, Validação, Escrita – revisão e edição.

DECLARAÇÃO DE CONFLITO DE INTERESSES

Os autores declaram que não há conflito de interesses.

USO DE TECNOLOGIA ASSISTIDA POR INTELIGÊNCIA ARTIFICIAL

Os autores declaram que nenhuma ferramenta de inteligência artificial foi usada na pesquisa aqui relatada ou na preparação deste artigo.

REFERÊNCIAS

- ABNT (2020) *NBR 16845: Trilho Vignole – Inspeção ultrassônica - Procedimentos*. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT (2021) *NBR 7640: Defeitos de trilhos – Terminologia, tolerâncias e tratamento*. Rio de Janeiro: ABNT.
- ANTF (2024) *Informações gerais sobre o Setor Ferroviário de Carga Brasileiro*. Disponível em <<https://www.antf.org.br/boletim-antf/painel-antf/>> (acesso em 01/07/2025).

- ANTT (2023) *Relatório de Acompanhamento de Acidentes Ferroviários – RAAF*. Disponível em <<https://dados.antt.gov.br/dataset/relatorio-de-acompanhamento-de-acidentes-ferroviarios-raaf/>> (acesso em 01/07/2025).
- AREMA (2020) *Manual for Railway Engineering*. Lanham: AREMA.
- Bevan, A.; J. Jaiswal; A. Smith et al. (2020) Judicious selection of available rail steels to reduce life-cycle costs, *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers. Part F, Journal of Rail and Rapid Transit*, v. 234, n. 3, p. 257-275. DOI: 10.1177/0954409718802639.
- Costa, R.C. (2016) *Proposição de Dispositivo de Medidas “In Situ” para Avaliação do Comportamento Mecânico de Lastro Ferroviários: Estudo de Caso na Estrada de Ferro Carajás*. Dissertação (mestrado). Universidade de São Paulo. São Paulo, SP. DOI: 10.11606/D.3.2016.tde-30092016-140923.
- Costa, R.C.; E. Moura; L. Bernucci et al. (2016) Dispositivo de medição de deslocamentos em via permanente para determinação do módulo de via, *Transportes*, v. 24, n. 4, p. 32-38. DOI: 10.14295/transportes.v24i4.1140.
- Hay, W.W. (1982) *Railroad Engineering* (2nd ed.). New York: John Wiley & Sons Inc.
- Indraratna, B.; A. Heitor e J.S. Vinod (2021) *Geotechnical Problems and Solutions: A Practical Perspective* (1st ed.). Leiden: CRC Press/Balkema.
- Jeong, D.; Y.H. Tang e O. Orringer (1997) Damage tolerance analysis of detail fractures in rail, *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, v. 28, n. 2, p. 109-115. DOI: 10.1016/S0167-8442(97)00035-9.
- Jeong, D.Y. (2003) Correlations between rail defect growth data and engineering analyses – part I: laboratory tests. *United States Department of Transportation*, v. 1, p. 1-103.
- Jeong, D.Y. e G.C. Sih (1990) Evaluation of Elber’s Crack Closure Model as an explanation of train load sequence effects on crack growth rates. *Federal Railroad Administration*, v. 1, p. 1-38.
- Lamprea-Pineda, A.C.; D.P. Connolly e M.F.M. Hussein (2022) Beams on elastic foundations: a review of railway applications and solutions, *Transportation Geotechnics*, v. 33, p. 1-32. DOI: 10.1016/j.trgeo.2021.100696.
- Li, D.; J. Hyslip; T. Sussmann et al. (2016) *Railway Geotechnics* (1st ed.). Boca Raton: Taylor & Francis Group.
- Li, J.; S.I. Doh e R. Manogaran (2023) Detection and maintenance for railway track defects: a review, *IOP Conference Series. Earth and Environmental Science*, v. 1140, n. 1, p. 012011. DOI: 10.1088/1755-1315/1140/1/012011.
- Li, Q. e S. Ren (2012) A real-time visual inspection system for discrete surface defects of rail heads, *IEEE Transactions on Instrumentation and Measurement*, v. 61, n. 8, p. 2189-2199. DOI: 10.1109/TIM.2012.2184959.
- Lyons, M.L.; D.Y. Jeong e J.E. Gordon (2009) Fracture mechanics approach to estimate rail wear limits, *American Society of Mechanical Engineers, Rail Transportation Division*, v. 1, p. 1-10. DOI: 10.1115/RTDF2009-18035.
- Magel, E.; P. Mutton; A. Ekberg et al. (2016) Rolling contact fatigue, wear and broken rail derailments, *Wear*, v. 366–367, p. 249-257. DOI: 10.1016/j.wear.2016.06.009.
- ORR (2006) *Train Derailment at Hatfield: A Final Report by the Independent Investigation Board*. London: Office of Rail Regulation. Disponível em: <http://www.railwaysarchive.co.uk/documents/HSE_HatfieldFinal2006.pdf> (acesso em 01/07/2025)
- Orringer, O.; J.M. Morris e D.Y. Jeong (1986) Detail fracture growth in rails: test results, *Fracture Mechanics*, v. 5, n. 2, p. 63-95. DOI: 10.1016/0167-8442(86)90019-4.
- Orringer, O.; Y.H. Tang; J.E. Gordon et al. (1988) *Crack Propagation Life of Detail Fractures in Rails (DOT/FRA/ORD-88/13)*. Washington: Federal Railroad Administration.
- Paiva, C.E.L.; A.P. Buck e A. Ferreira (2018) Sub-ballast performance in Brazilian railway infrastructures, *Construction & Building Materials*, v. 190, p. 164-169. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2018.09.093.
- Papaelias, M.P.; C. Roberts e C.L. Davis (2008) A review on non-destructive evaluation of rails: State-of-the-art and future development, *Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, v. 222, n. 4, p. 367-384. DOI: 10.1243/09544097JRR209.
- Pereira, P.A.M.; T.F. Alves; R.S. Motta et al. (2023) Estudo numérico computacional e analítico do comportamento estrutural de pavimentos ferroviários com diferentes estruturas, *Transportes*, v. 31, n. 1, p. e2848. DOI: 10.58922/transportes.v31i1.2848.
- Ravaee, R. e A. Hassani (2007) Fracture mechanics determinations of allowable crack size in railroad rails, *Journal of Failure Analysis and Prevention*, v. 7, n. 5, p. 305-310. DOI: 10.1007/s11668-007-9068-7.
- Raymond, G.P. (1985) Analysis of track support and determination of track modulus. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, n. 1022, p. 80-90. Disponível em: <<http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1985/1022/1022-11.pdf>> (acesso em 01/07/2025).
- Schneider, E.L. (2005) *Análise da vida remanescente de trilhos com defeitos transversais desgastados em serviço*. Dissertação (mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS. Disponível em: <<hdl.handle.net/10183/7132>> (acesso em 01/07/2025).
- Selig, E.T. e D. Li (1994) Track modulus: its meaning and factors influencing it. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, n. 1470, p. 47-54. Disponível em: <<http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1994/1470/1470-06.pdf>> (acesso em 01/07/2025).
- Talbot, A.N.; A.S. Baldwin; G.H. Bremner et al. (1918) Progress Report of the Special Committee on Stresses in Railroad Track. *Proceedings of the American Railway Engineering Association*, v. 19, p. 875-1058. Disponível em <<https://archive.org/details/proceedingsamer27assogooq/page/n1/mode/1up?view=theater>> (acesso em 01/07/2025).
- Timoshenko, S. e B.F. Langer (1932) Stresses in railroad track. *Journal of Fluids Engineering*, v. 54, n. 2, p. 277-293. DOI: 10.1115/1.4021826.
- Tong, Y.; G. Liu; K. Yousefin et al. (2022) Track vertical stiffness – value, measurement methods, effective parameters and challenges: a review, *Transportation Geotechnics*, v. 37, n. 1, p. 100833. DOI: 10.1016/j.trgeo.2022.100833.

- Tzanakakis, K. (2013) *The Railway Track and its Long Term Behaviour: A Handbook for a Railway Track of High Quality* (1st ed.). Heidelberg: Springer Berlin. DOI: 10.1007/978-3-642-36051-0.
- UOL (2014) Trilho deformado causou acidente de trem que matou 8 em Rio Preto, diz laudo., *Uol Notícias*, 21 de maio. Disponível em: <<https://noticias.uol.com.br/ultimas-noticias/agencia-estado/2014/05/21/trilho-deformado-causou-acidente-em-rio-preto-diz-laudo.htm>> (acesso em 01/07/2025).
- Vale (2024) *Banco de Dados de Inspeção de Trilhos com Ultrassom na EFC – Documento Interno*. São Luís: Vale SA.
- Winkler, E. (1867) *Vorträge über Eisenbahnbau* (1st ed.). Praha: Hansebooks.
- Woodhead, D.H. (2021) Investigating the performance of rail steels, *Fields Journal of Huddersfield Student Research*, v. 7, n. 1, p. 1-15. DOI: 10.5920/fields.810.