

2. ELEMENTOS E COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS VIAS PERMANENTES

Via permanente é a denominação utilizada para o conjunto de camadas e de elementos que possibilitam a passagem de trens. Os componentes da via permanente, apresentados na Figura 2.1, são divididos em dois grupos: a infra-estrutura e a superestrutura.

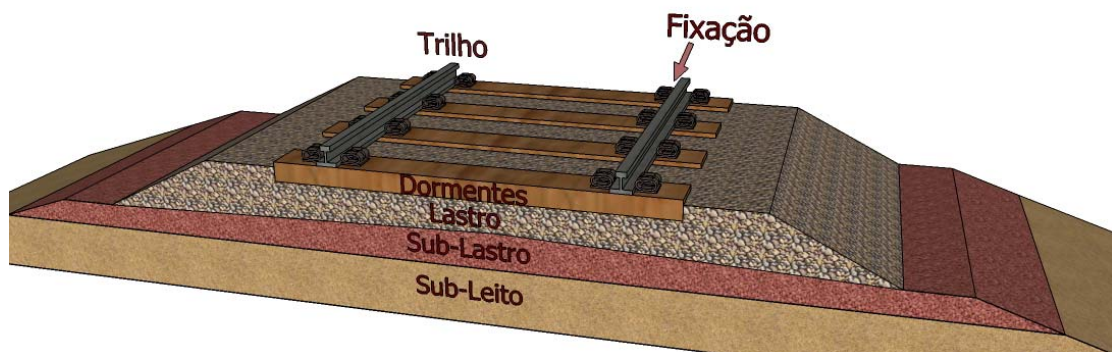


Figura 2.1 - Componentes da via permanente

A infra-estrutura refere-se à camada inferior de terraplenagem, chamada de subleito ou plataforma, e a todas as obras localizadas abaixo do nível determinado por esta camada. Quanto à superestrutura, os principais componentes são os trilhos, as fixações, os dormentes, o lastro e, em muitos casos, o sublastro. O conjunto formado pelos dormentes, fixações e trilhos é, comumente, denominado de grade da via.

A classificação dos elementos da via entre superestrutura e infra-estrutura, no entanto, não são iguais em todos os países do mundo. Enquanto no Brasil e na França, utiliza-se a divisão acima exposta, na Inglaterra e nos Estados Unidos, o lastro é considerado um componente da infraestrutura. Nestes locais, a infraestrutura, composta por lastro, sublastro, subleito e obras localizadas abaixo do lastro, é formada portanto pelo conjunto de elementos constituídos por materiais particulados.

As principais funções da via permanente são: orientar a passagem de trens de maneira estável e segura, e transmitir os esforços resultantes da passagem de veículos à fundação.

2.1. COMPONENTES DA VIA PERMANENTE TRADICIONAL

O desempenho da via está relacionado com os alinhamentos vertical e horizontal do sistema de camadas. Para que isso ocorra, é necessário que cada componente do sistema realize suas funções adequadamente perante as condições climáticas e os carregamentos impostos pelo tráfego (SELIG; WATERS, 1994). As funções dos principais componentes serão, a seguir, descritas para a melhor compreensão do comportamento mecânico de ferrovias.

2.1.1. Trilhos

Os trilhos são os componentes de aço, posicionados longitudinalmente na via, responsáveis por:

- Transmitir e distribuir as cargas provenientes da passagem dos veículos nos dormentes;
- Orientar o trajeto dos trens;
- Fornecer uma superfície de rolamento adequada e distribuir as forças de aceleração e frenagem; e
- Conduzir corrente elétrica para os circuitos de segurança da via.

A rigidez dos trilhos deve ser adequada para que essas funções sejam realizadas sem que ocorram deflexões excessivas entre os dormentes. Defeitos ou descontinuidades nos trilhos, como juntas, podem causar efeitos dinâmicos danosos à via permanente e vibração não desejada nos veículos. Os principais limitantes da

vida útil dos trilhos são: o desgaste, devido ao contato metal-metal que ocorre entre a roda e o trilho, e a fadiga causada pelo carregamento cíclico que provoca um rearranjo da microestrutura do metal que pode levar a sua ruptura.

Além das solicitações provenientes dos veículos, os trilhos estão sujeitos a tensões provocadas pela variação da temperatura. Essas tensões decorrem do impedimento da variação de comprimento do trilho. Com o aumento da temperatura, o metal do trilho tende a se dilatar. No entanto, como a dilatação é impedida aparecem tensões de compressão. Quando a temperatura diminui, o impedimento da contração do metal provoca tensões de tração.

2.1.2. Dormentes

Os dormentes são componentes transversais à via e perpendiculares aos trilhos cujas principais funções são:

- Garantir suporte adequado e seguro dos trilhos;
- Manter a bitola e a estabilidade vertical, lateral e longitudinal da via;
- Transmitir as cargas provenientes dos trilhos o mais uniformemente possível para o lastro;
- Amortecer, parcialmente, as vibrações.

Os materiais mais utilizados em dormentes são: madeira, concreto e aço. Esses materiais devem resistir às solicitações mecânicas e às condições ambientais da via. A madeira apresenta propriedades adequadas para utilização em dormentes, porém, devido à escassez de fontes e às exigências ambientais, além de dificuldade de reciclagem devido ao tratamento químico pelo qual os dormentes passam, a utilização deste material está diminuindo.

Os dormentes de concreto são mais duráveis, resistentes, fáceis de fabricar e de alterar a geometria. O peso elevado dos dormentes de concreto contribui para a estabilidade da via, mas dificulta as operações de construção e de manutenção. Há dormentes de concreto fabricados com diferentes tecnologias, como os dormentes

tipo monobloco (concreto protendido), dormentes bibloco (dois blocos de concreto armado interligados por uma barra de aço) e dormentes de blocos independentes (blocos independentes em concreto armado, não interligados por barra de aço, que são acomodados nas vias em placa (*slab track*), que serão apresentadas a seguir. Entre as desvantagens dos dormentes de concreto, encontram-se a baixa capacidade de absorver vibrações, maior transmissão de cargas dinâmicas para os lastros (aumento de cerca de 25%) e aumento dos riscos de dano por impacto (ESVELD, 2001).

Os dormentes de aço apresentam alta vida útil e boa conformidade geométrica, no entanto seu custo elevado pode inviabilizar sua utilização em alguns casos. Além disso, esses dormentes são mais leves, o que desfavorece a estabilidade de vias que operam cargas elevadas, embora facilitem a colocação e retirada para manutenções.

Atualmente, a utilização de dormentes de polímeros, novos e reciclados, está sendo estudada. Os fabricantes afirmam que o comportamento mecânico destes dormentes é similar aos de madeira e apresentam ainda vantagens como ser menos susceptível a intempéries.

2.1.2.1. Fixações e Placas de Apoio

As fixações ferroviárias são utilizadas para manter os trilhos corretamente posicionados nos dormentes. Deste modo, elas evitam que os trilhos sofram deslocamentos verticais, laterais e longitudinais provocados pelos esforços das rodas dos veículos e pela variação de temperatura (SELIG; WATERS, 1994).

Existem numerosos tipos de fixações, os quais podem ser divididos em dois grupos: as rígidas e as elásticas. Pregos de linhas e parafusos (Tirefond) são as fixações rígidas mais usuais. No entanto elas se afrouxam com o tempo por causa dos impactos e da vibração da via. As fixações elásticas são as mais utilizadas por não se soltarem com a passagem dos veículos, mantendo assim uma pressão constante sobre o trilho. A escolha da fixação depende das características dos dormentes e da seção transversal do trilho.

Placas de apoio, instaladas entre trilhos e dormentes, são necessárias em dormentes de madeira para proteger o material contra o desgaste mecânico e para aumentar a capacidade de suporte da madeira (SELIG; WATERS, 1994). Também são necessárias em dormentes de concreto pelo mesmo motivo, sendo usual a utilização de palmilhas elastoméricas entre trilho e placa de apoio para evitar a concentração de tensões no concreto do dormente e para contribuir com a elasticidade da via. Estas palmilhas colaboram ainda com a adequação das características de transmissibilidade de vibrações entre trilho e dormente.

2.1.3. Lastro

O lastro é uma camada formada por material granular localizado acima do sublastro ou diretamente sobre o subleito cuja espessura usual varia de 250mm a 350mm. As principais funções do lastro são:

- Suportar e distribuir uniformemente as elevadas tensões verticais, que ocorrem na interface dormente/lastro decorrentes da passagem dos veículos;
- Transmitir tensões reduzidas às camadas inferiores de sublastro e subleito, tornando-as aceitáveis para os materiais destas camadas;
- Garantir a estabilidade dos dormentes e trilhos perante as forças laterais, longitudinais e verticais;
- Permitir a drenagem da via;
- Facilitar a manutenção, permitindo o rearranjo das partículas durante as operações de nivelamento e alinhamento da via;
- Proporcionar a elasticidade da via que, por sua vez, minimiza as cargas dinâmicas; e
- Amortecer vibrações e ruídos.

O material do lastro é usualmente obtido pela britagem de rochas. Seu comportamento mecânico é determinado pelas características das partículas e da graduação do material. Um material adequado para lastro apresenta as seguintes

propriedades: forma cúbica e angular, faces britadas, rugosidade superficial, dureza elevada, graduação uniforme e a ausência de poeiras e materiais finos. Essas propriedades serão discutidas em detalhes no Capítulo 3.

Apesar do conhecimento atual das características técnicas que determinam o comportamento da camada, observa-se com frequência a utilização de critérios de caráter econômico e de disponibilidade para a escolha do material (KLASSEN; CLIFTON; WATTERS, 1987).

2.1.4. Sublastro

Sublastro é a camada constituída por material granular, geralmente bem graduado, localizada entre o lastro e o subleito. Essa camada age como filtro, prevenindo a penetração do solo do subleito no lastro. As principais funções do sublastro são:

- Reduzir as cargas advindas do lastro, provenientes da carga rolante, para adequá-las à resistência do subleito;
- Evitar o bombeamento de finos, fenômeno no qual a “lama”, resultante da mistura do solo fino com água, é bombeada, pela ação do tráfego, para a camada de lastro, alterando suas propriedades; e
- Redução da espessura da camada de lastros o que favorece a economia já que o material utilizado no sublastro é de menor custo.

2.1.5. Subleito

Subleito, ou plataforma, é a fundação da ferrovia. Pode ser constituído pelo solo natural ou por camada de solo selecionado. Sua principal função é garantir a estabilidade da fundação, evitando recalques excessivos.

As tensões resultantes da passagem dos veículos podem ser dissipadas a até cerca de 5m de profundidade a partir da parte inferior do dormente. Como as camadas de

lastro são pouco espessas, geralmente inferiores a 0,5 metros, o subleito também tem um importante papel mecânico. Ele influencia a resiliência da estrutura e contribui para a deflexão elástica da via (SELIG; WATERS,1994).

2.2. VIAS SEM LASTRO

Existem vias permanentes que não possuem a camada de lastro. Na maioria destas vias, a superestrutura é apoiada em lajes de concreto armado, e são chamadas *Slab Tracks*. Araujo (2011) comenta que atualmente existem os seguintes 5 tipos de *Slab Tracks*, classificadas segundo a disposição dos trilho e dormentes: *embedded rail* (via embutida), *resilient baseplate* (vias nas quais trilhos apoiam-se em lajes de concreto, as quais encontram-se envolvidas por palmilhas de borracha), *booted sleeper* (dormentes bi-bloco com “galochas” de borracha), *cast-in sleeper* (o trilho é fixado no dormente por meio de uma base resiliente) e *floating slab* (o trilho apoia-se em uma laje apoiadas em molas ou borrachas como na Figura 2.2).

O aumento da utilização de vias sem laje ocorreu a partir de 1899 quando uma ferrovia nos Estados Unidos colocou lajes de concreto abaixo da via existente para estabilizar parte da via que se encontrava apoiada em solos pouco resistentes (BILOW; RANDICH, 2000). São utilizadas, principalmente, em linhas de trens de alta velocidade, trens leves e em pontes e túneis de ferrovias tradicionais.



Figura 2.2 - Exemplo de Slab Track (Airport Technology, 2011)

Segundo Esveld (2001), as maiores vantagens de vias em placas são a redução de intervenções de manutenção, a redução do peso da estrutura, aumento da vida de serviço, a maior resistência lateral da via e a maior estabilidade da via. Segundo o autor, o problema da via permanente com lastro é a degradação contínua do lastro devido ao tráfego. A abrasão, quebra dos grãos, a deformação vertical da via e a colmatação alteram as propriedades da camada, sendo necessária a realização de manutenções frequentes para restabelecer o realinhamento da via.

As principais desvantagens são os custos de construção, a dificuldade de construção da superelevação da via, maior tempo e custo de restaurações caso ocorram descarrilamentos.

Bilow e Randich (2000) relataram que no Japão, os custos médios para a construção de vias em laje das linhas Shinkansen (trem super rápido japonês) foram 30% mais caros do que vias permanentes convencionais. No entanto, como os custos de manutenção correspondem a valores entre 18% e 33% (podendo chegar até 70%) dos custos de manutenção de vias permanentes convencionais, estima-se que os custos extras de construção serão compensados em um período de 8 a 12 anos de operação da via.

2.3. ESFORÇOS NA ESTRUTURA DA VIA PERMANENTE

O conjunto de elementos que constituem a via permanente possibilita a transferência das cargas provenientes da passagem dos veículos para a fundação. Cada um dos elementos absorve parte das tensões que nele chegam, transmitindo tensões menores para a camada seguinte.

Esveld (2001) fornece a ordem de grandeza das tensões em cada camada para uma carga de 200 kN por eixo (Figura 2.3), típica de trens de passageiros. Entre a roda e o trilho ocorrem as maiores tensões, da ordem de 300 MPa. No exemplo dado, para a carga de 100 kN por roda, obtém-se tensões entre o trilho e a placa de apoio de aproximadamente 3,0 MPa. Na interface placa de apoio e dormente, como a área de contato é maior, as tensões serão menores com valores de aproximadamente 1,2

MPa. Entre os dormentes e o lastro, a tensão cai para 0,3 MPa. E, finalmente, na fundação chegam tensões da ordem de 0,05 MPa.

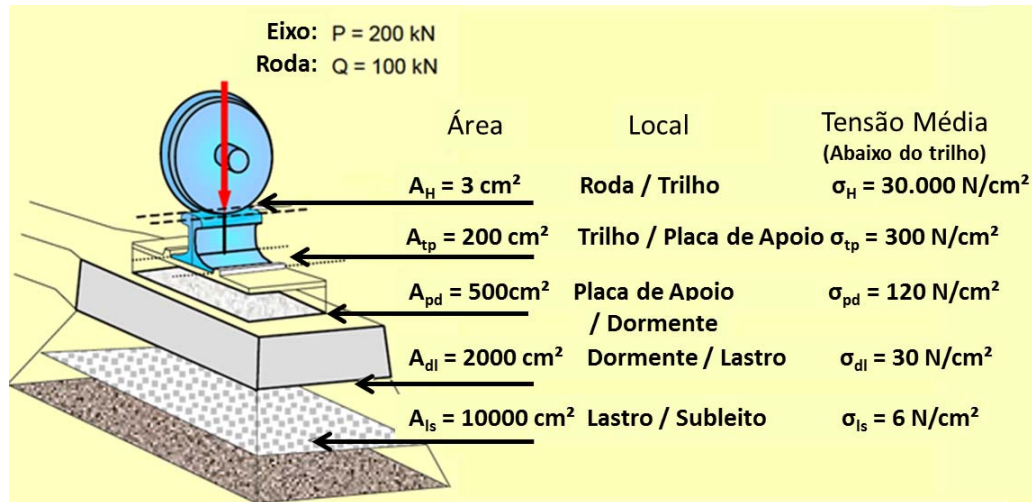


Figura 2.3 — Ordem de grandeza das tensões médias em cada camada (Adaptado de ESVELD, 2001; DUMONT, 2011).

Para compreender as tensões que atuam na camada do lastro é necessário conhecer os esforços que atuam na via permanente e a maneira como ocorre a transmissão de tensões de um elemento para outro. Os esforços originados pela passagem de veículos podem ser classificados segundo sua direção de atuação: longitudinal, vertical e transversal.

2.3.1. Esforços Longitudinais

Os esforços longitudinais são causados essencialmente por forças decorrentes da variação da temperatura (item 2.1.1), do caminhamento da via, da aceleração e da frenagem dos veículos. Caminhamento da via é a denominação utilizada para o fenômeno no qual o trilho desloca-se longitudinalmente da sua posição inicial ou quando o trilho e o dormente afastam-se da sua posição em relação ao lastro (ESVELD, 2001). A magnitude desses esforços não influencia o desempenho da via a não ser em algumas pontes e obras de arte (ALIAS, 1984).

2.3.2. Esforços Transversais

As solicitações transversais são mais difíceis de estudar teoricamente do que as solicitações verticais. Os trilhos são submetidos a esforços secundários de torção devido à excentricidade de aplicação de carga e à existência de uma folga entre o friso das rodas e o trilho (ALIAS,1984). Os esforços transversais resultantes de forças aplicadas no sentido longitudinal dos dormentes são, principalmente, causados por:

- Forças centrífugas não compensadas geradas pela existência de uma curva;
- Ação de ventos laterais;
- Forças de origem térmica;
- Contato entre friso e trilho em curvas; e
- Componentes dinâmicos devido a irregularidades da via.

Apesar de apresentarem menores intensidades que as forças verticais, as forças transversais são importantes, pois o lastro é menos rígido e menos resistente no sentido transversal¹ (ALSHAER, 2005). Além disso, a razão entre os valores dos esforços transversal (**T**) e os esforços verticais (**V**), detalhado a seguir, é um fator importante para a análise da estabilidade do veículo quanto ao descarrilamento.

2.3.3. Esforços Verticais

As cargas verticais impostas à via pela passagem de veículos podem ser separadas em estáticas e dinâmicas. As cargas estáticas resultam, principalmente, do peso dos vagões, obtidos pela soma da tara do veículo e do material transportado. As cargas dinâmicas são causadas tanto por propriedades da via, como a presença de irregularidades geométricas ou variações de rigidez, quanto pelas características de

¹ Alguns autores utilizam o termo transversal e outros o termo lateral.

rolagem no contato roda/trilho, como a existência de irregularidades nos trilhos, nas rodas e por descontinuidades nas junções de trilhos.

A carga dinâmica pode ser decomposta em duas componentes. A primeira, com frequência elevada (superior à 500Hz), causada essencialmente por irregularidades nas rodas ou nas soldas e ondulação nos trilhos cuja intensidade aumenta continuamente com a velocidade. A outra, com frequências mais baixas (inferiores a 100 Hz) é condicionada pela geometria e características mecânicas da via e é pouco influenciada pela velocidade do trem (ESVELD, 2001).

Segundo Alias (1984), quando as cargas dinâmicas de baixa frequência localizam-se na banda de frequência de 70 a 90 Hz, elas podem gerar um fenômeno de ressonância da superestrutura que provoca a desagregação do lastro e o assentamento da via. Conforme a massa não suspensa aumenta, a banda de frequência de ressonância se desloca para menores valores.

Observa-se que as maiores tensões, e conseqüentemente as maiores deformações, ocorrem quando as cargas estáticas somam-se com o máximo das cargas dinâmicas (SELIG & WATERS, 1994). Como os esforços dinâmicos exatos que solicitam a via são de difícil previsão, eles são considerados em projeto por um fator de incremento dinâmico que pode chegar a 2,4 vezes a carga estática (SELIG & WATERS, 1994).

Eisenmann² (1970 apud SADEGUI, 2008) propôs para o cálculo do fator de incremento dinâmico (FID) a utilização da Equação 2.1 para vias cujas velocidades não excedem 60km/h e a Equação 2.2 para vias cuja velocidade encontra-se entre 60 e 200 km/h. Essas equações dependem da velocidade da via (V) e de dois coeficientes. O primeiro (c) corresponde a um fator referente à confiabilidade do elemento que se deseja projetar. O trilho, por exemplo, por ser importante para a segurança da via e por estar em contato direto com a roda recebe um coeficiente 3 que é maior que o coeficiente do subleito que é uma camada onde a tensão chega reduzida (Tabela 2.1). O segundo coeficiente (q) depende das condições da via (geometria, nivelamento, outros).

$$FID = 1 + c.q \quad (2.1)$$

$$FID = 1 + c.q \left(1 + \frac{V - 60}{140} \right) \quad (2.2)$$

² EISENMANN, J. Stress distribution in the permanente way due to heavy axle loads and high speeds. In: Proceedings of the American Railway Engineering Association (AREA), Vol. 71, 1970, pp. 24-59.

Tabela 2.1 - Coeficientes para cálculo do fator de incremento dinâmico (Adaptado de Esveld, 2001)

Aplicação	c
Subleito	1
Força lateral, lastro	2
Trilhos, fixações e suportes	3
Condição da via	q
Muito boa	0,1
Boa	0,2
Ruim	0,3

Li e Selig (1998b) propuseram para o cálculo do fator de incremento dinâmico (**FID**) a utilização da Equação 2.3, atualmente adotada pelo Manual da AREMA (2009), que além da velocidade (**V**) considera também o diâmetro da roda (**D_R**).

$$FID = \left(1 + \frac{0,00521.V}{D_R} \right) \quad (2.3)$$

Nas equações para a determinação do fator de incremento dinâmico pode-se inferir os fatores que mais influenciam o aumento de tensões devido a solicitações dinâmicas. Entre eles encontram-se o nivelamento da via, o tamanho da roda, o estado das rodas e dos trilhos, e a velocidade dos veículos.

2.4. DISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS

A Figura 2.4 ilustra de maneira simplificada a transmissão de tensões verticais em uma via permanente. As rodas impõem uma força vertical nos trilhos que faz com que as seções imediatamente abaixo da roda se desloquem para baixo, tracionando a parte inferior do trilho. No entanto, seções do trilho localizadas a certa distância do ponto de aplicação de carga tendem a se deslocar no sentido oposto, tracionando a parte superior do trilho. As forças verticais nestas seções podem suspender momentaneamente os dormentes, fenômeno conhecido como sub-pressão, explicado no Capítulo 1.

Bathurst e Kerr (1995) comentam que a determinação das tensões e deformações em todos os componentes da via é importante para compreensão do comportamento mecânico da via. No entanto, esse problema é extremamente complexo, pois envolve uma quantidade muito grande de variáveis não conhecidas, como a variabilidade das propriedades dos meios granulares na extensão da via. Os mesmos autores sugerem que a análise do comportamento mecânico da via permanente seja dividida em duas etapas. A primeira parte analisa as tensões nos trilhos por meio de uma viga de inércia constante. E a segunda parte examina a resposta da base que suporta o trilho, constituída pelas placas de apoio, dormentes, lastro e subleito.

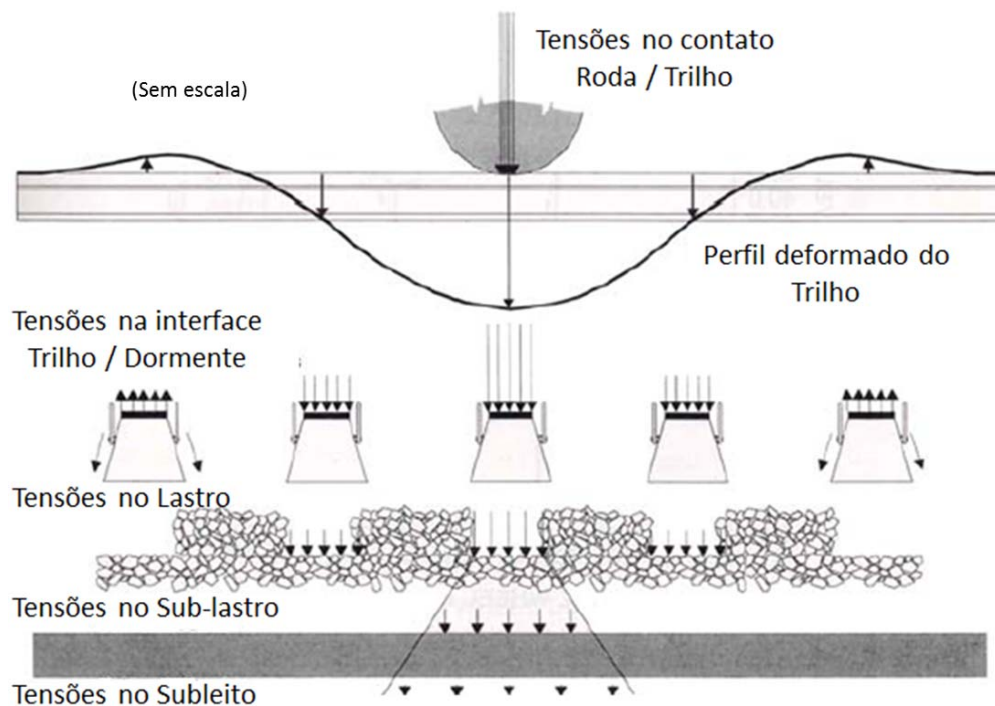


Figura 2.4 – Representação da distribuição de tensões verticais em vias permanentes (SELIG;WATERS,1994)

2.4.1. Análise de tensões nos trilhos

Winkler³ (1867 apud KERR, 1977) analisou as tensões em vias permanentes nas quais o trilho era estudado como viga continuamente apoiada. Esta hipótese foi feita baseando-se no fato de que, neste período, muitas ferrovias eram construídas com

³ WINKLER, E. Vortrage uber Eisenbahnbau. Verlag H. Dominicus. Praga, República Tcheca, 1867. Em alemão

os dormentes posicionados longitudinalmente à via. A Figura 2.5 mostra esquematicamente este modelo.

Pelo equilíbrio de forças em um elemento infinitesimal de um trilho, mostrado na Figura 2.6, e conhecendo-se a relação mostrada pela Equação 2.4, é possível obter a equação (2.5) de uma viga continuamente apoiada. Na Figura e nas Equações, V é a força cortante, M é o momento fletor, x é o eixo de referência do trilho, $y(x)$ é a deflexão vertical do eixo do trilho em x , $q(x)$ representa a distribuição vertical das cargas das rodas no trilho, $p(x)$ é a tensão distribuída transmitida das bases dos trilhos aos dormentes, E é o módulo de elasticidade do trilho e, I é o momento de inércia do trilho. Esses dois últimos componentes, EI , estão relacionados à rigidez a flexão de um trilho no plano vertical.

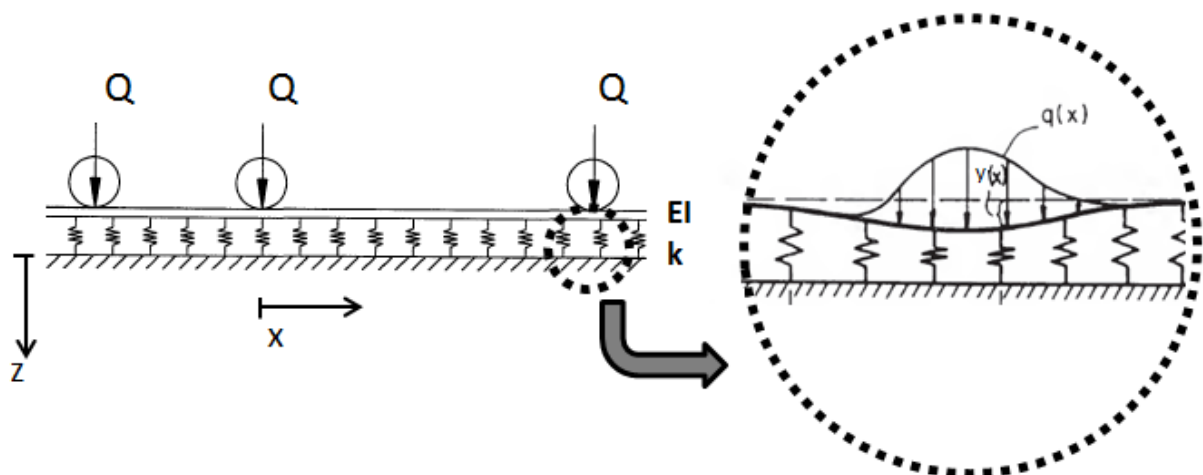


Figura 2.5 - Viga continuamente apoiada sobre uma base elástica e submetida a cargas verticais (adaptado de KERR, 1977; BATHURST, KERR, 1995)

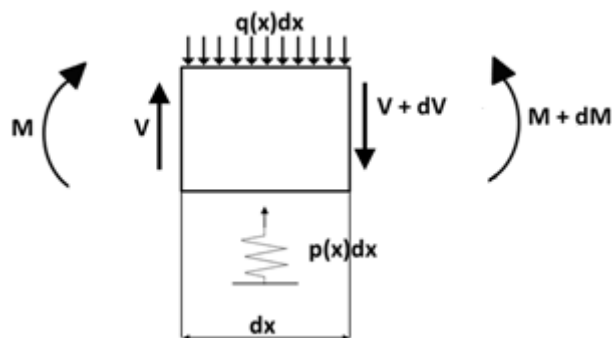


Figura 2.6 - Elemento Infinitesimal do Trilho analisado como uma via continuamente apoiada

$$\frac{dV}{dx} = \frac{d^2M}{dx^2} = E.I \frac{d^4y}{dx^4} \quad (2.4)$$

$$E.I \frac{d^4y}{dx^4} + p(x) = q(x) \quad (2.5)$$

A reação da base elástica segundo Winkler (1867 apud KERR, 1977) é dada pela equação 2.6, onde u é um parâmetro chamado de módulo de via que depende da natureza e composição de todos os elementos que as constituem.

$$p(x) = u.y(x) \quad (2.6)$$

Substituindo 2.6 em 2.5, obtém-se 2.7.

$$E.I \frac{d^4y}{dx^4} + u.y(x) = q(x) \quad (2.7)$$

A solução mostrada na Equação 2.8, para a Equação diferencial 2.7, foi apresentada por SCHWEDLER em 1882 para uma viga infinitamente longa sujeita a uma força vertical concentrada Q (KERR,1977).

$$y(x) = \frac{Q\beta}{2u} e^{-\beta|x|} (\cos \beta|x| + \operatorname{sen} \beta|x|) \quad (2.8)$$

Onde:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{u}{4EI}}$$

Quando as vias passaram a ser construídas com dormentes transversais, a hipótese de viga continuamente apoiada passou a ser criticada. Kerr (1977) cita diversos trabalhos que propunham novas abordagens para esse problema, como vigas em apoios elásticos discretos ou vigas em apoios rígidos discretos. Outros trabalhos

procuraram comparar os resultados obtidos analiticamente pela equação 2.8 com valores medidos experimentalmente. Como os valores obtidos experimentalmente e por equações mais complexas foram bastante semelhantes aos resultados da Equação 2.8, a validade desta Equação passou a ser aceita por muitas ferrovias. A hipótese de apoio contínuo parecia justificável já que, com o aumento da carga por eixo, os dormentes passaram a serem colocados uns mais próximos aos outros.

Esse método voltou a ser generalizadamente aceito na metade do século XX (KERR, 1977) e ainda é aceito para análise de tensões e deflexões dos trilhos, inclusive pela AREMA (2009).

Além da Equação 2.8, outras soluções foram propostas por alguns autores. A Tabela 2.2 mostra a solução de Zimmerman⁴ (1888, apud BASTOS, 1999). Essas equações são muito parecidas. Elas diferem principalmente quanto ao parâmetro elástico do apoio, sendo que umas utilizam o coeficiente de lastro (**C**) e outras o módulo de via (**u**).

O coeficiente de lastro corresponde à tensão necessária, na parte inferior do dormente, para produzir uma deflexão unitária. A unidade utilizada é kN/m²/m. Já o Módulo de Via relaciona a carga distribuída no trilho com a deflexão da via. Sua unidade é, portanto, kN/m/m.

Tabela 2.2 – Solução de Zimmerman (1888, apud BASTOS, 1999)

Solução da Equação 2.7	Novos coeficientes
$y(x) = \frac{Q}{2.b_v.C.L} e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} + \operatorname{sen} \frac{x}{L} \right)$ Onde: $\frac{1}{L} = \sqrt[4]{\frac{b_v.C}{4EI}}$	b_v: Largura do trilho C: Coeficiente de lastro

Multiplicando os valores encontrados para a tensão no centro de inercia dos dormentes **p(x)**, obtida a partir das Equações 2.6 e 2.8, pelo espaçamento entre dormentes (**a**) encontra-se a força resultante em cada dormente.

⁴ ZIMMERMANN, H. Die berechnung des eisenbahnoberbaues. Verlag W. Ernst & Sohn, 1888 (em Alemão).

A porcentagem das forças resultantes em cada dormente é determinada, portanto, pela Equação 2.9, na qual a resultante em cada dormente (**F**) é dividida pela carga de cada roda (**Q**). Observa-se que a porcentagem de força transmitida não depende da força aplicada.

$$\frac{F}{Q} = \frac{u.y(x).a}{Q} = \frac{\beta.a}{2} e^{-\beta|x|} (\cos \beta|x| + \sin \beta|x|) \quad (2.9)$$

A Figura 2.7 mostra a porcentagem da carga inicial de uma roda (**Q**) que é transmitida para os dormentes quando o módulo de via é 80 MPa, o trilho é UIC54 ($E=2,1 \cdot 10^8$ kPa, $I=2,35 \cdot 10^{-5}$ m⁴) e o espaçamento entre dormentes é 0,6m. Por essa Figura, assim como pela Equação 2.9, é possível observar que as tensões diminuem quanto mais distante um local estiver do ponto de aplicação de carga.

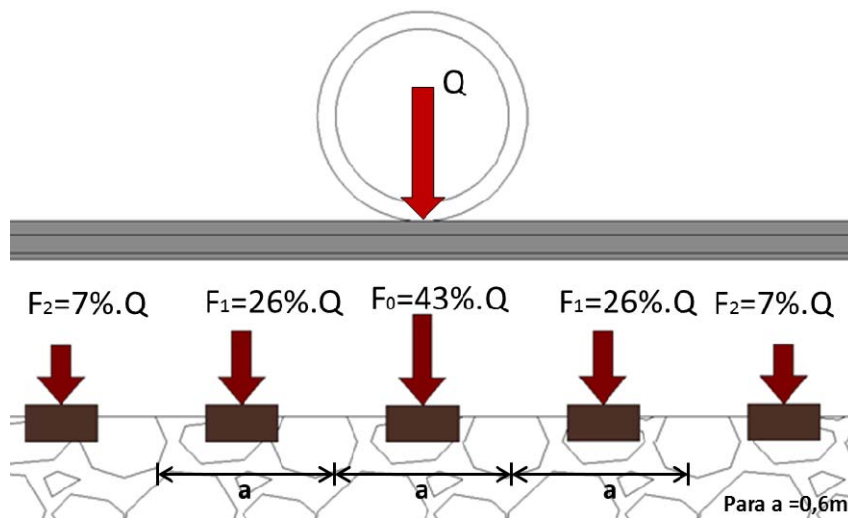


Figura 2.7 - Distribuição de tensões em dormentes devido à carga de uma roda

2.4.2. Análise de tensões no contato entre dormente e lastro

A maneira como as tensões são distribuídas no contato entre lastro e dormente ainda não é inteiramente conhecida. Sabe-se que essa distribuição varia em função do acúmulo da tonelagem transportada (DOYLE, 1980). A situação (a) corresponde a uma situação ideal na qual a tensão é distribuída uniformemente do dormente para

o lastro, no entanto, esta situação não ocorre por que a própria flexão do dormente causa variação na tensão (TALBOT et al., 1920). Assim que a socaria acabou de ser executada, o contato entre trilho e dormente ocorre principalmente na região abaixo do trilho, provocando maiores tensões nessas regiões, como mostra a Figura 2.8 (b). Observa-se que as tensões próximas ao eixo de simetria do dormente são muito inferiores as tensões abaixo do ponto de aplicação de carga.

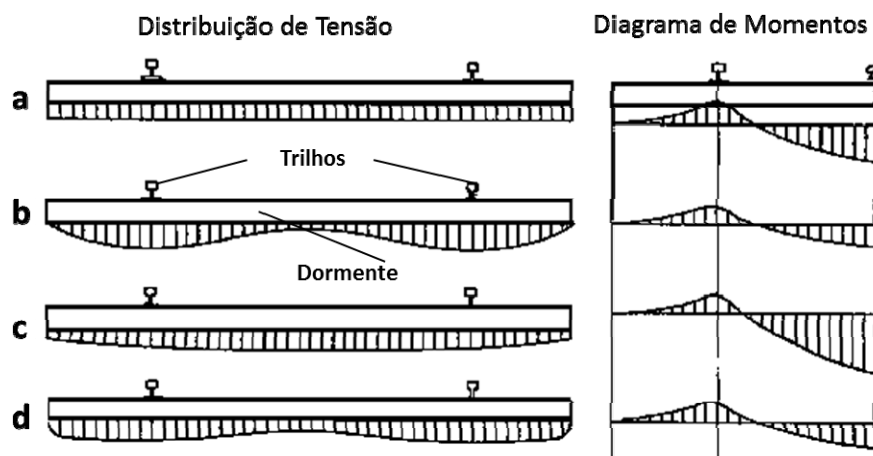


Figura 2.8 - Distribuição hipotética de tensões no contato entre dormente e lastro e respectivos diagramas de momento resultante nos dormentes (Adaptado de TALBOT et al., 1920)

A situação (c) da Figura 2.8 ocorre principalmente em vias com dormentes de concreto ou de aço cuja manutenção é negligenciada (DOYLE, 1980). Na situação chamada de *center bound*, os dormentes não apresentam suporte adequado e oscilam de um lado para outro quando submetidos ao peso dos veículos (SOLOMON, 2001).

Com o tempo, ou seja, com a acomodação do sistema causada pela passagem dos veículos, a distribuição de tensões tende para uma distribuição mais uniforme (DOYLE, 1980), como mostrado na Figura 2.8 (d). Isso ocorre devido a vazios que se formam entre os dormentes e a superfície do lastro.

Além dessa distribuição de tensões entre dormente e lastro variar com o tempo, ela também varia em função do tipo de dormente. Segundo Queiroz (1990), dormentes de aço e de madeira concentram mais esforços abaixo na faixa de socaria, localizada abaixo dos trilhos, devido a maior flexibilidade destes materiais. Dormentes de concreto, por outro lado, distribuem mais uniformemente as tensões para o lastro, por causa da maior rigidez e robustez. No entanto, sabe-se que

dormentes de concreto podem causar cargas dinâmicas mais elevadas devido ao impacto do material rígido no lastro.

Para simplificar a análise da transmissão de carga do dormente para o lastro, supõe-se que uma distribuição uniforme no comprimento L , como mostra a Figura 2.9, que para a maioria dos dormentes é aproximadamente um terço do comprimento total do dormente (L_d). DOYLE (1980) fornece mais detalhes sobre o cálculo de L .

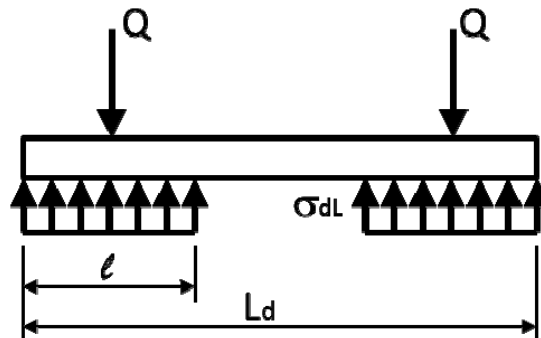


Figura 2.9 - Tensão suposta entre o dormente e o lastro (Adaptado de ESVELD, 2001)

A tensão entre dormente e lastro (σ_{dL}) pode ser calculada pela equação 2.10. Onde B_d é a largura do dormente e F_2 é um fator que depende do tipo de dormente e do estado da via. Esta equação é utilizada no Manual da AREMA (2009) para o cálculo de tensão e área de influência dos dormentes.

$$\sigma_{dL} = \frac{Q}{B_d \cdot l} F_2 = \frac{3Q}{B_d L_d} F_2 \quad (2.10)$$

No entanto, para a análise de tensões nos meios granulares costuma-se supor que a distribuição de tensões entre lastro e dormente é uniforme. Esta hipótese é necessária, pois as equações analíticas são complexas e as equações empíricas foram determinadas considerando a uniformidade da distribuição das tensões no contato.

2.4.3. Análise de Tensões na Interface Lastro e Subleito

O conhecimento da distribuição de tensões na camada de lastro é importante, pois, como mencionado anteriormente, uma das principais funções do lastro é reduzir as tensões impostas pelo carregamento e transmiti-las, em níveis aceitáveis, para o subleito. Atualmente, para essa análise de tensões são utilizadas soluções baseadas em modelos teóricos simplificados ou equações semi-empíricas e empíricas. Outras técnicas mais avançadas podem ser utilizadas como a da teoria de múltiplas camadas ou a de elementos finitos. Essas técnicas são geralmente utilizadas com auxílio computacional, por meio de programas como o Kentrack, Geotrack e o Ferrovias, desenvolvidos com esse intuito.

Apesar do conhecimento de diversas técnicas, não existe ainda um método comumente aceito para a determinação das tensões no lastro (BATHURST;KERR, 1995). A seguir serão apresentadas as principais teorias utilizadas para avaliar essas tensões.

2.4.3.1. Modelos Teóricos

Os principais modelos teóricos utilizados para estimar as tensões atuantes nas camadas de lastro, sublastro e subleito, são as Equações de Boussinesq (1885) e Love (1929) cujos métodos são recomendados pela AREMA (2009). O modelo teórico de Newmark⁵ (1935, apud PINTO, 2006), apesar de representar fisicamente o problema de diversos dormentes carregados uniformemente, não é comumente utilizado para estudar transmissão de tensões em lastros, provavelmente devido à complexidade analítica. Sua solução é baseada na Teoria da Elasticidade, assim como a de Boussinesq (1885) e a de LOVE (1929), e considera um carregamento uniformemente distribuído em uma área retangular.

⁵ NEWMARK, N. M. Simplified computation of vertical pressures in elastic foundations. Engineering Experiment Station Circular No. 24, University of Illinois, 1935.

A solução de Boussinesq (1885) determina tensões, deformações e deslocamentos no interior de um semi-espço infinito, composto por um material elástico, homogêneo e isotrópico, causados por uma carga concentrada na superfície. As tensões verticais são determinadas pela equação 2.11 cujos parâmetros podem ser observados na Figura 2.10. A carga concentrada é dada por **Q**, σ_z é a tensão à profundidade **z** e **r** é a distância horizontal entre o eixo de aplicação de carga e o ponto estudado.

$$\sigma_z = \frac{3.Q}{2.\pi.z^2} \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2} \right)^{\frac{5}{2}} \quad (2.11)$$

A Equação 2.11 pode ser simplificada quando a tensão é avaliada no eixo de aplicação de carga, ou seja, quando **r** equivale a zero. Neste caso, o termo entre parentis equivale à unidade e a operação das constantes vale aproximadamente 0,48. A Equação resultante é dada por 2.12.

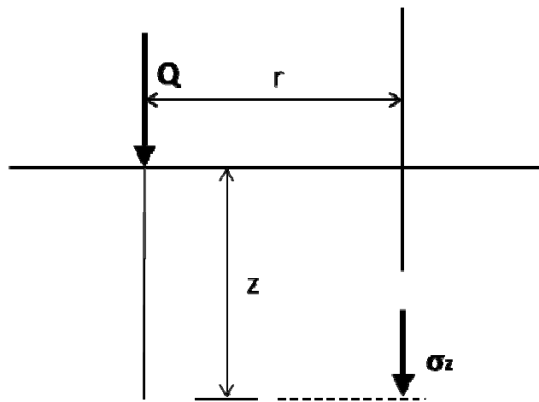


Figura 2.10 - Esquema ilustrativo dos parâmetros da Equação de Boussinesq (PINTO, 2006)

$$\sigma_z = \frac{0,48 * Q}{z^2} \quad (2.12)$$

Verifica-se que a solução das Equações 2.11 e 2.12 apresenta problemas para a determinação de tensões em camadas muito próximas à superfície, como a camada de lastro, pois a tensão é inversamente proporcional ao quadrado da profundidade. Deste modo, para valores muito pequenos de **z**, são obtidos valores muito elevados de σ_z .

A Equação de Love (2.13), apesar de ser recomendada pela AREMA, considera um carregamento uniforme em uma área circular de raio **R**, sendo geralmente utilizado para o dimensionamento de pavimentos rodoviários.

$$\sigma_z = \sigma_{dL} \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \right\} \quad (2.13)$$

Newmark (1935, apud VENKATRAMAIAH, 2006), através da integração da equação de Boussinesq (1885), desenvolveu uma solução para o cálculo das tensões na parte interior de um semiespaço infinito, causadas por carregamentos retangulares uniformemente distribuídos em uma superfície horizontal. A Figura 2.11 mostra esquematicamente o problema abordado por Newmark.

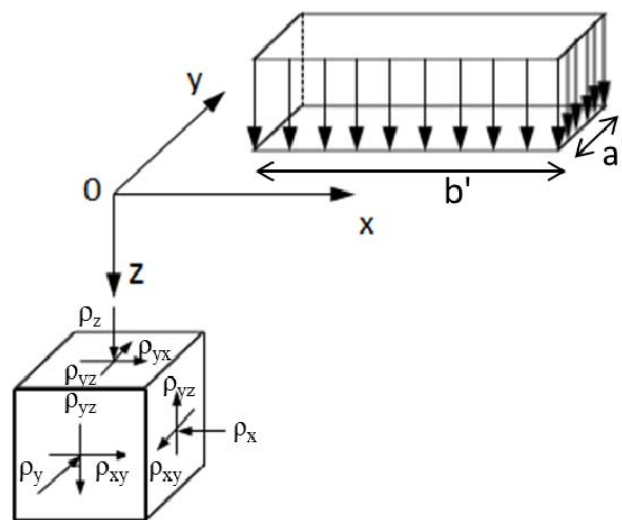


Figura 2.11 - Esquema ilustrativo do problema de Newmark (Adaptado de NEWMARK, 1935)

Este método baseia-se na divisão da área carregada em retângulos com uma aresta passando pelo ponto em estudo. A partir do princípio da superposição de efeitos, válido na teoria da elasticidade linear, é possível somar ou subtrair retângulos.

Para solução deste problema são definidos parâmetros, **m** e **n**, que relacionam o comprimento dos lados da área retangular e a profundidade onde a tensão será estudada. Essas relações são dadas por $m = a'/z$ e $n = b'/z$. A Equação 2.14 foi

elaborada após a constatação de que as tensões eram as mesmas para configurações, valores de **m** e **n**, iguais.

$$\sigma_z = \frac{\sigma_{dL}}{4\pi} \left\{ \frac{[2mn(m^2 + n^2 + 1)^{1/2}](m^2 + n^2 + 2)}{(m^2 + n^2 + 1 + m^2 n^2)(m^2 + n^2 + 1)} + \operatorname{arctg} \frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{1/2}}{m^2 + n^2 + 1 - m^2 n^2} \right\} \quad (2.14)$$

Essa solução, no entanto, é muito trabalhosa. Para simplificá-la, desenvolveram-se ábacos que determinam o valor de uma variável **J** a partir da relação entre os parâmetros **m** e **n**. Essa variável **J** equivale a uma porcentagem da tensão inicial.

Os métodos teóricos apresentados consideram que a Teoria da Elasticidade é válida e que os dormentes estão apoiados em um meio semi-infinito contínuo, a partir dos quais, as tensões independem das características dos materiais devido a simplificações matemáticas. Isso fica evidente das Equações 2.12, 2.13 e 2.14, nas quais não é necessário informar nem o módulo de elasticidade do material, nem o coeficiente de Poisson. Nestas equações a tensão em um ponto depende de parâmetros geométricos (distância horizontal até o ponto de aplicação de carga, profundidade) e do carregamento inicial.

A Teoria da Elasticidade, no entanto, baseia-se em hipóteses que nem sempre são observadas em ferrovias. Nesta teoria o material é homogêneo, isotrópico, e apresenta comportamento elástico-linear. O lastro, no entanto, é composto por agregados britados que não são meios nem homogêneos, nem contínuos e nem elásticos (BATHRUST; KERR, 1995). Além disso, os materiais de lastro e de subleito não são os mesmos na extensão de uma ferrovia. No entanto, soluções analíticas que considerassem essas variabilidades seriam muito complexas, sendo somente viáveis para programas computacionais baseados em métodos numéricos.

2.4.3.2. Modelos Empíricos e Semiempíricos

Os principais modelos empíricos são a Equação de Talbot (1920) e a Equação da JNR (Japanese National Railways) desenvolvida em 1965 (BATHRUST; KERR, 1995). A AREMA (2009) contempla esses métodos, juntamente com os dois

métodos teóricos descritos no item 2.4.3.1 para o projeto de espessura do lastro e para adequar as tensões que chegam ao subleito.

Talbot (1920) conduziu uma série de ensaios laboratoriais para a determinação de tensões na camada de lastro. A Figura 2.12 mostra o arranjo experimental utilizado. Nestes ensaios, foram variados a espessura de lastro, a quantidade de dormentes, o material de lastro e a posição dos dispositivos de medição de tensão. A Tabela 2.3 mostra os valores e materiais utilizados por Talbot (1920).

Os autores mostraram que a distribuição de tensões no lastro não depende do material utilizado, corroborando um comportamento previsto pela Teoria da Elasticidade. A utilização de rochas britadas gerou resultados com maiores dispersões. No entanto, isso foi associado às dimensões da rocha em relação aos dispositivos de medição.

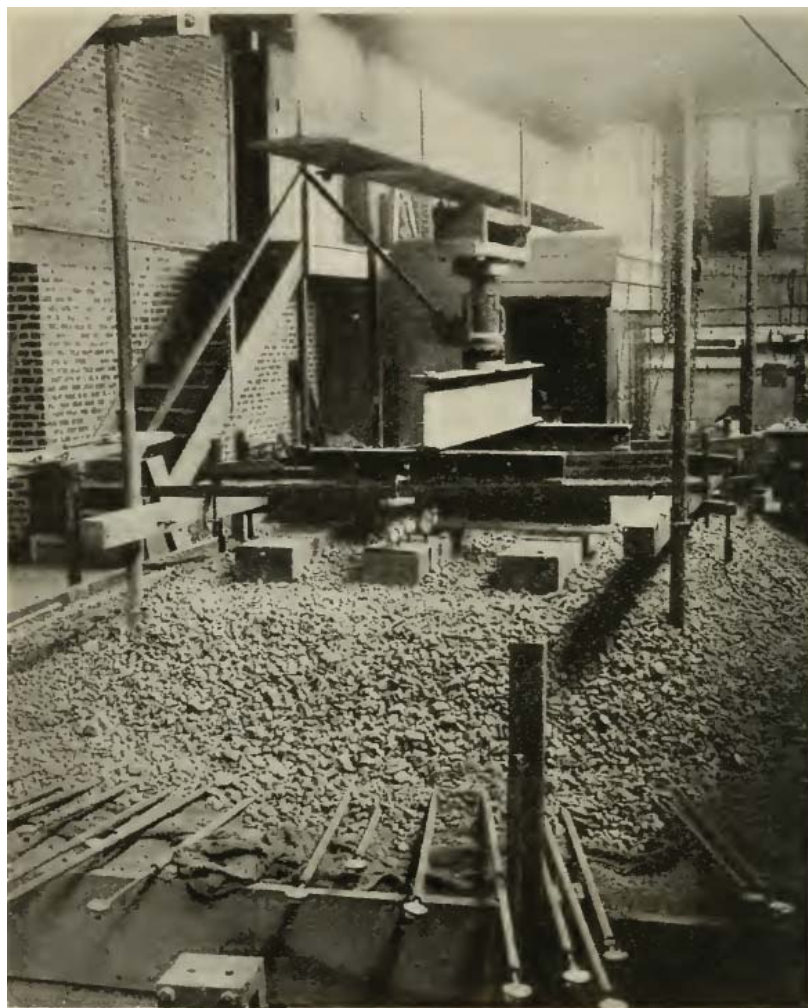


Figura 2.12 - Arranjo experimental utilizado por Talbot (1920)

Tabela 2.3 - Valores das variáveis utilizadas por Talbot (1920)

Parâmetros	Espessuras de camada / Materiais utilizados no lastro
Espessura de lastro (h)	6' (15,2 cm) 9' (22,9 cm) 12' (30,5 cm) 18' (45,7 cm) 25' (63,5 cm)
Quantidade de Dormentes	1 e 3
Material de lastro	Areia Rochas britadas Seixo

Quando os ensaios foram realizados com apenas um dormente, eles observaram que as tensões, obtidas no contato entre lastro e subleito (σ_{Ls}), no eixo de simetria do dormente, podiam ser aproximadas pela Equação 2.15⁶, já convertida para *h* em centímetros e tensão em kPa. Os autores ressaltam que os testes, que determinaram essa equação, foram feitos com a bitola padrão (1,435 m), para um dormente de 8 pés de comprimento (2,44 m) e são válidos apenas para espessuras de lastro superiores a 4 polegadas (0,1 m) e inferiores a 30 polegadas (0,76 m).

$$\sigma_{Ls} = \frac{53,87}{h^{1,25}} \sigma_{dL} \quad (2.15)$$

Quando os autores compararam os resultados obtidos dos ensaios com um dormente com os resultados dos ensaios com 3 dormentes carregados, eles concluíram que a soma dos efeitos de dormentes individuais era razoavelmente próxima do efeito combinado de dormentes carregados, o que os levou a concluir que a hipótese de superposição de efeitos poderia ser utilizada.

Para considerar o efeito de outros dormentes, além do carregado, Talbot (1920) igualaram, no eixo de simetria do dormente, a equação de distribuição de tensão em

⁶ A autora converteu as unidades para que a espessura do lastro seja utilizada em centímetros e a pressão em kPa. Talbot et al. (1920) utilizam a espessura em polegadas e a pressão em psi.

um plano horizontal devido a uma carga uniformemente distribuída (mostrada no termo esquerdo da Equação 2.16) à equação experimental dada por 2.15.

$$\left| \frac{KB_d}{\sqrt{\pi}} \sigma_{dL} e^{-K^2 x^2} \right|_{x=0} = \frac{53,87}{h^{1,25}} \sigma_{dL} \quad (2.16)$$

A partir da Equação 2.16 determina-se o valor da constante **K**.

$$K = \frac{53,87\sqrt{\pi}}{B_d h^{1,25}}$$

Substituindo-a na expressão de distribuição de tensões em um plano horizontal (termo esquerdo de 2.16), obtém-se a expressão teórica 2.17⁷ que determina a tensão que um dormente provoca em um ponto qualquer. Nesta equação, **x** é a distância entre o ponto estudado e a linha de simetria do dormente carregado.

$$\sigma_{Ls} = \frac{53,87}{h^{1,25}} \sigma_{dL} e^{\frac{53,87^2 \pi}{B_d^2 h^{2,5}} x^2} \quad (2.17)$$

Usualmente na bibliografia, quando se fala da equação de Talbot, refere-se à Equação 2.15 que corresponde a apenas um dormente carregado. No entanto, como visto anteriormente, quando a roda encontra-se no eixo de simetria de um dormente, os dormentes adjacentes a este também serão solicitados. Ou seja, a utilização da Equação 2.15, unicamente, sem a consideração das tensões nos demais dormentes pela Equação 2.17, pode subestimar os reais valores de tensões nas camadas granulares. A profundidade, na qual as tensões dos dormentes adjacentes começam a influenciar as tensões no eixo de simetria, será discutida em maior detalhe no Capítulo 4.

⁷ A autora desenvolveu a equação da mesma maneira que Talbot et al. (1920) com a exceção da variável que caracteriza o comprimento do dormente (B_d), que foi mantida literal, enquanto que no trabalho original foi substituída pelo comprimento utilizado logo no início da dedução.

A Equação 2.18 foi determinada experimentalmente pela JNR (Japanese National Railways). A configuração de ensaio considerava uma tensão distribuída uniformemente entre lastro e dormente, e utilizava bitola métrica (BATHRUST; KERR, 1995). Nesta equação, z é a profundidade, expressa em metros, em um dado ponto no lastro.

$$\sigma_{Ls} = \frac{50}{10 + (100z)^{1,35}} \sigma_{dL} \quad (2.18)$$

2.5. ESFORÇOS NA CAMADA DE LASTRO

A dificuldade para determinar as tensões que atuam nas camadas granulares pode ser observada pela complexidade analítica mostrada nos itens anteriores. Além do contato entre dormente e lastro alterar com o tempo, a maneira como ocorre a transmissão de tensões entre essas camadas não é completamente compreendida. No entanto, as características do carregamento são extremamente importantes para avaliar o desempenho mecânico da camada, principalmente quanto às taxas de degradação e de recalque do material da via.

Alguns autores, por meio de estudos em campo ou em vias em escala real, obtiveram dados relativos às tensões que atuam na camada de lastro. Indraratna *et al.* (2010) monitoraram um trecho de 60 metros de uma ferrovia em Bulli na Austrália, na qual o material de lastro era composto por grãos britados de basaltos com diâmetros entre 75 e 19 mm. Nesta via, cuja espessura média de lastro era de 300 mm e a do reforço de subleito era de 150 mm, para trens com 25t de carga por eixo, os autores obtiveram tensões entre os dormentes e o lastro de aproximadamente 370kPa e, entre o lastro e o reforço, as tensões reduziam para 120 kPa.

Quanto à pressão de confinamento, diversos autores relatam estimativas baseadas no conhecimento empírico e em ensaios do tipo *box test*, os quais apresentam condições de contorno diferentes de uma via real. Na via, o lastro não é normalmente confinado lateralmente, enquanto nestes ensaios o material é

confinado por uma estrutura mais rígida. Raymond e Davies⁸ (1978, apud Indraratna; Salim, 2005) indicaram que essas tensões dificilmente serão superiores a 140 kPa. Selig e Alva-Hurtado⁹ (1982, apud AURSUDKIJ, MCDOWELL, COLLOP, 2009) verificaram que a pressão de confinamento de lastros na direção perpendicular ao trilho varia de 5 a 40 kPa por meio de estimativas de coeficientes geotécnicos. Também por meio de alternativas teóricas, Porto (1984) estimou o confinamento na interface lastro subleito como sendo da ordem de 6 kPa. Selig e Waters (1994) verificaram por meio de *box tests* que a pressão de confinamento variava entre 18 e 60 kPa. Nos ciclos iniciais do ensaio, a pressão de confinamento variava em até 7 kPa, entre o instante em que o dormente encontrava-se carregado e o instante seguinte quando o carregamento havia sido removido, como mostra a Figura 2.13.

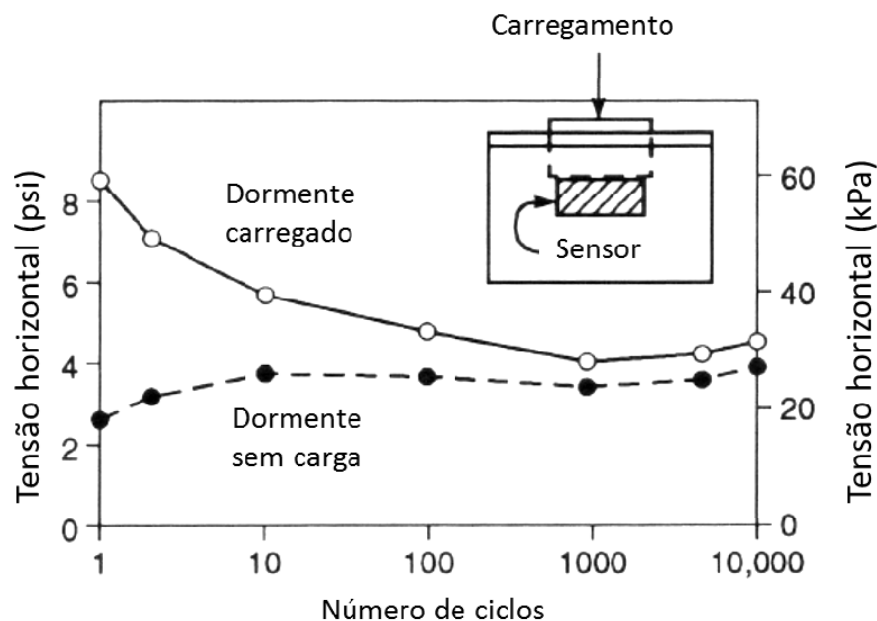


Figura 2.13 - Tensões horizontais obtidas por Selig e Waters (1994) em ensaios box-test

A maneira como estas tensões alteram o comportamento e o desempenho da via será abordada no Capítulo 3. O comportamento do material granular depende muito destas tensões, mas, ao mesmo tempo, elas são muito difíceis de serem determinadas no campo.

⁸ RAYMOND, G. D., DAVIES, J. R., Triaxial tests on dolomite railroad ballast. Journal of the Engineering Division, Asce, 104, pp. 735-751.

⁹ SELIG, E. T., ALVA-HURTADO, J. E.: Predicting effects of repeated wheel loading on track settlement. In: Proceedings of the 2nd International Heavy Haul Conference, Colorado Springs, 1982, pp. 476-487.