

4. ESTUDO DOS FATORES QUE INFLUENCIAM O COMPORTAMENTO MECÂNICO DA VIA

No Capítulo 2 foram apresentadas equações utilizadas para a estimativa de tensões nos diferentes elementos que constituem a via permanente. O presente Capítulo tem por objetivo investigar a influência dos parâmetros e das hipóteses simplificadoras nessas equações.

O estudo se iniciará pela análise de solução da viga sobre apoio contínuo e elástico, utilizada para determinar as tensões nos trilhos e nos dormentes. Nesta etapa, será realizado um estudo paramétrico das variáveis e será discutida a forma de obtenção dessas variáveis. Na etapa seguinte, diferentes teorias serão utilizadas para a análise das tensões no lastro e subleito.

4.1. ESTUDO PARAMÉTRICO DAS TENSÕES NOS TRILHOS E NOS DORMENTES

As tensões transmitidas pelos trilhos aos dormentes são comumente estimadas por meio de soluções de uma viga com apoio contínuo e elástico baseadas nas análises de Winkler (1867), como mostrado no Capítulo 2. Para relembrar, a resultante das forças que atuam nos dormentes é dada pela Equação 4.1, que é obtida a partir das Equações 2.6 e 2.8 considerando que a área de influência de cada dormente é dada pelo espaçamento (a). Além da hipótese de apoio, a teoria utilizada também supõe que as forças longitudinais, decorrentes da variação de temperatura e das forças de aceleração e frenagem dos veículos, que atuam no eixo do trilho são desprezíveis e não existem momentos fletores distribuídos ao longo do eixo do trilho.

$$F = u.y(x).a = \frac{\beta.FID.Q_0.a}{2} e^{-\beta|x|} (\text{sen}\beta|x| + \cos\beta|x|) \quad (4.1)$$

Onde:

F: Força resultante que atua em um dormente, cujo centro de carga encontra-se a “ x ” metros do ponto de aplicação de carga [kN];

u: Módulo de via [kPa];

$y(x)$: Deflexão vertical do eixo do trilho à distância x do ponto de aplicação da carga [m];

a: Espaçamento entre dormentes [m];

β : Variável obtida pela raiz quarta do quociente da divisão do módulo de via por 4 vezes o módulo de elasticidade do trilho multiplicado pelo momento de inércia do trilho, como mostra a Equação 2.8 [m^{-1}];

FID: Fator de incremento dinâmico;

Q_0 : Carga vertical concentrada [kN]; e

x: Eixo de referência do trilho que se inicia no ponto de aplicação de carga [m].

Para a análise paramétrica, será considerado que as tensões, transmitidas pelos dormentes ao lastro, são uniformemente distribuídas em dois terços do comprimento do dormente como mostra a Figura 2.9. Os resultados serão apresentados, considerando-se o eixo de simetria longitudinal, passando por um dos dormentes, no caso no dormente “0” da representação esquemática da Figura 4.1. Ou seja, a roda está sobre o centro de carga do dormente “0”. A Figura 4.1 ilustra a seção longitudinal de uma via e representa a condição de 5 dormentes e as resultantes de forças em cada um deles.

As variáveis analisadas pelo estudo paramétrico são: o espaçamento entre dormentes (**a**), o módulo de via (**u**), a carga por eixo (**Q_0**), o fator de incremento dinâmico (**FID**), e o momento de inércia dos trilhos (**I**). Os valores adotados como de referência para todos os casos estudados encontram-se na Tabela 4.1, quando não houver informações sobre a variação de algum dos parâmetros é porque esses valores de referência foram utilizados. O módulo de elasticidade do trilho, apesar de ser uma das variáveis apresentadas nas Equações do Capítulo 2, será fixado em 210 GPa, que é o valor médio de um aço com 0,2% de carbono.

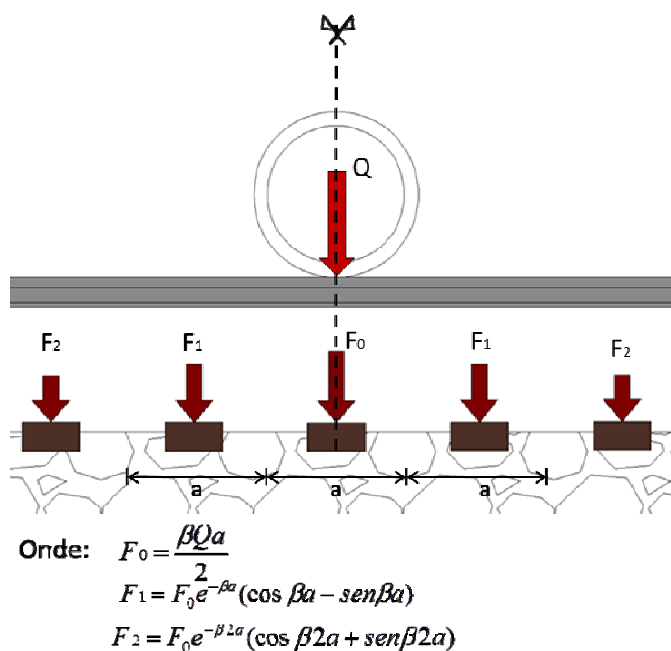


Figura 4.1 - Esquema representativo das forças atuando nos dormentes

Tabela 4.1 - Valores de referência adotados para cada um dos parâmetros em estudo

Parâmetro	Valor de Referência
Espaçamento entre dormentes (a)	0,6 m
Módulo de via (u)	40 MPa
Carga por eixo (Q ₀)	32,0 t/eixo (320kN/eixo)
Fator de incremento dinâmico (FID)	1
Momento de inércia dos trilhos (I)	2,04.10 ⁻⁵ m ⁴

Para o valor de referência do espaçamento entre dormentes adotou-se 0,6m que corresponde a um valor usual segundo os estudos bibliográficos de Alves e Sinay (2005) que indicam que, em vias com bitola métrica ou normal (1,435m), o espaçamento varia entre 55 a 58 cm, e para vias com bitola larga (1,6m), o espaçamento varia entre 58 e 60 cm.

O módulo de via de 40 MPa foi adotado como o valor de referência a partir dos estudos de Crawford, Murray, Powell (2001), Ebersöhn, Selig (1985) e Stewart (1985). Nestes estudos os valores de módulos obtidos variaram de 14 a 66 MPa, o que sugeriu a utilização do valor médio como valor de referência. Esses estudos serão discutidos em maiores detalhes no item 4.1.3.

A carga por eixo de referência foi adotada considerando os vagões de minério com 32,5 toneladas por eixo, peso comumente transportado nas ferrovias brasileiras, com exceção da ferrovia de Carajás. O fator de incremento dinâmico unitário corresponde à inexistência de cargas dinâmicas que indica a uma situação em que a via e os vagões encontram-se em perfeito estado. O

momento de inércia de referência dos trilhos corresponde ao trilho ASCE 100 equivalente ao trilho TR 50 utilizado no Brasil para ferrovias de médio porte.

4.1.1. Carga por Eixo e Fator de Incremento Dinâmico

A carga por eixo (Q) é o fator mais simples de ser estudado. Pela Equação 4.1 observa-se que sua relação com a resultante (F) é linear. Ou seja, um aumento de 30% na carga por eixo provocará um aumento de 30% nas resultantes transmitidas aos dormentes. A Figura 4.2 mostra as cargas resultantes, calculadas para 26, 32 e 38 toneladas por eixo, em 7 dormentes consecutivos sendo que o de número 0 encontra-se no eixo de aplicação de carga e o de número 6 é o mais distante. Pela Figura 4.2 observa-se que com o aumento de carga por eixo de 32 para 38 toneladas (~19%), as forças resultantes e, conseqüentemente, as tensões atuantes, em qualquer um dos dormentes serão 19% superiores. Por exemplo, para o dormente “0”, a resultante inicial de 59,3kN (decorrentes de um eixo de 32 toneladas) aumenta para 70,5kN, o que corresponde a 1,19 vezes a resultante inicial. A mesma linearidade é observada para todos os dormentes e todos os acréscimos de carregamento.

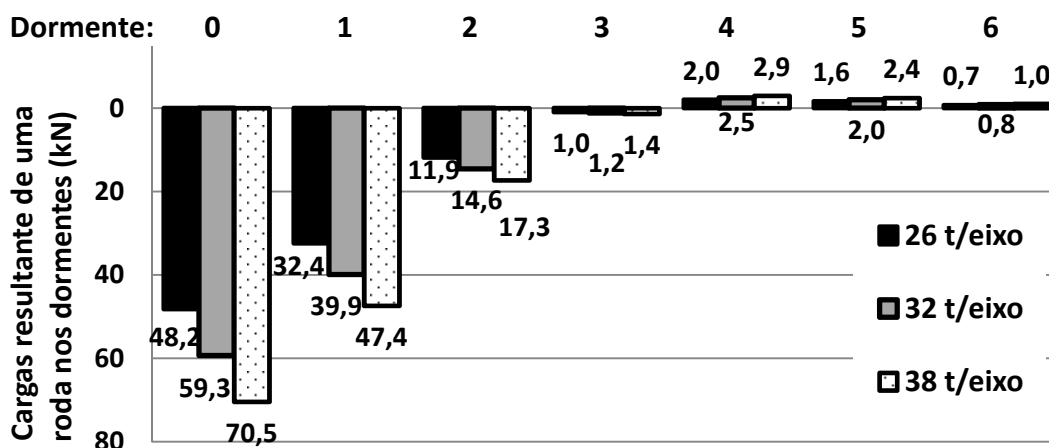


Figura 4.2 - Cargas resultantes nos dormentes para cargas por eixo de 26, 32 e 38 toneladas

De modo análogo ao acréscimo de carga por eixo, a linearidade entre o aumento do fator de incremento dinâmico e o aumento das resultantes nos dormentes,

também pode ser observada (Figura 4.3 e na Equação 4.1). Para um fator de incremento dinâmico de carga igual a 1,6, as tensões resultantes em cada um dos dormentes são 60% superiores às resultantes obtidas pelo fator de amplificação igual a 1. Essa linearidade é observada para as outras variações de carregamento propostas.

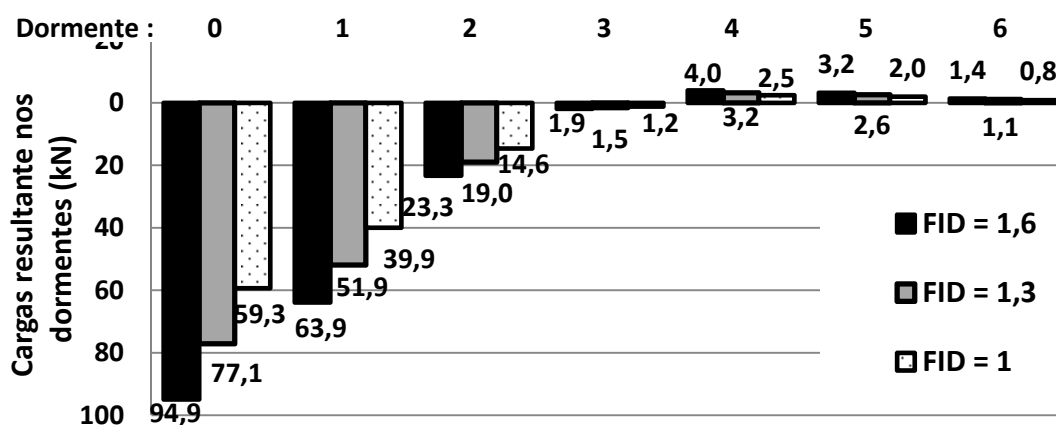


Figura 4.3 - Cargas resultantes nos dormentes para fatores de incremento dinâmico FID de 1, 1,3 e 1,6

Ressalta-se que o aumento das tensões e de deflexões ocorre de maneira proporcional ao aumento das cargas por eixo em todos os dormentes. No exemplo mencionado acima, as tensões em todos os dormentes amplificariam em 30%, assim como as tensões e as deflexões nos trilhos e, conseqüentemente, as tensões transmitidas ao lastro e ao subleito. Isso ocorre, pois na equação, a carga encontra-se exclusivamente no termo linear, o que faz com que aumentos de forças aplicadas resultem em aumentos de tensões distribuídas nos trilhos e de deflexões na mesma taxa.

Nas mesmas figuras, as forças com sentido contrário às forças no dormente "0", observadas a partir do dormente "4", correspondem às forças que causam o fenômeno de subpressão, explicado nos Capítulos 1 e 2, no qual a passagem da roda faz com que ocorra flexão nos trilhos, e com ela a tendência de levantamento do trilho e dos dormentes localizados a uma dada distância do ponto de aplicação de carga. Se as forças decorrentes do peso próprio do trilho e dos dormentes, somadas as forças de atrito entre lastro e dormentes, forem inferiores à força de subpressão a estrutura se levantará momentaneamente, e no retorno, com o avanço da roda, chocar-se-á com a camada de lastro.

4.1.2. Espaçamento entre dormentes

Para o estudo da influência do espaçamento entre dormentes, consideraram-se os relatos históricos de Kerr (1977) que afirmam que ao longo do tempo os espaçamentos entre dormentes foram diminuindo gradativamente devido à necessidade de se transportar cargas cada vez mais elevadas. Por volta de 1800, as baixas cargas por eixos permitiam que o espaçamento entre dormentes fosse de aproximadamente 1,8 m. Em 1875, o espaçamento entre dormentes consecutivos das principais linhas era de 0,9m (WINKLER¹, 1875 *apud* KERR, 1977) e atualmente esse espaçamento é de aproximadamente 0,6m. A diminuição do espaçamento permitiu a manutenção das tensões nas camadas inferiores da via em valores admissíveis.

Para o estudo paramétrico de tensões e deflexões nos trilhos, foram adotados: o espaçamento usual de 0,6 m, um espaçamento maior que o atual, característico do início do século XX de 0,8m, e um espaçamento de 0,4, que representaria uma possível realidade futura, caso a carga transportada por vagões aumentasse expressivamente.

O espaçamento entre dormentes não influencia nem as tensões e nem as deflexões do trilho, como mostram as Figura 4.4 e Figura 4.5. Isso ocorre devido à hipótese inicial de viga continuamente apoiada. Pelas equações mostradas no Capítulo 2, nota-se que o espaçamento entre dormentes só é utilizado a partir do cálculo da resultante que atua no dormente, o que significa que esse parâmetro não influencia diretamente as tensões e deflexões do trilho. Sua influência ocorrerá somente nos dormentes e nas camadas subjacentes.

¹ WINKLER, E. Der Eisenbahn-Oberbau. Terceira Edição, Verlag von H. Dominicus, Prag, 1875 (em alemão).

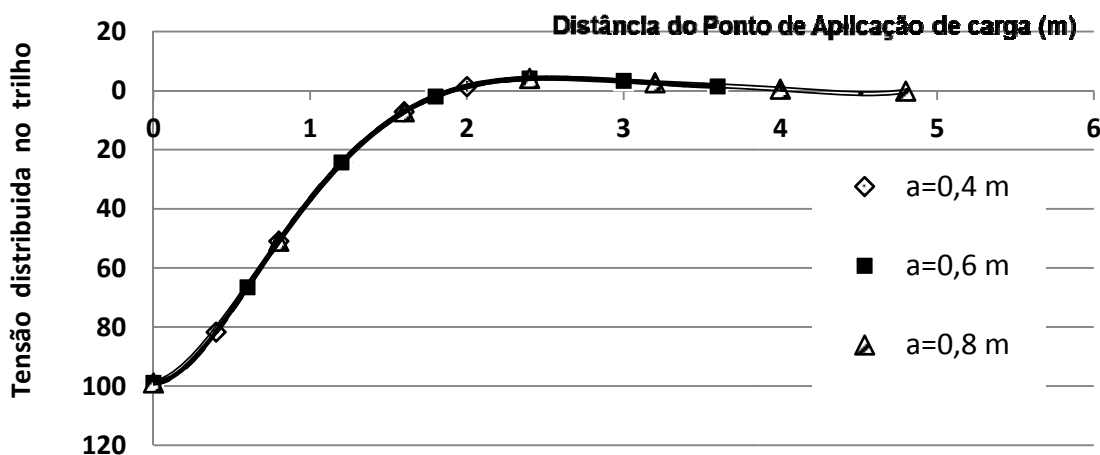


Figura 4.4 - Tensão distribuída no trilho para espaçamento entre dormentes consecutivos de 0,4, 0,6 e 0,8m

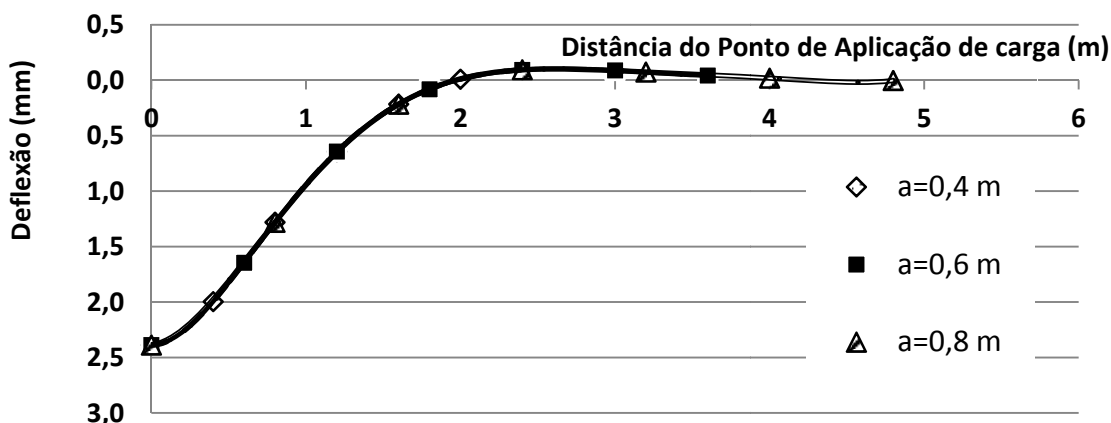


Figura 4.5 - Deflexões dos trilhos para espaçamento entre dormentes consecutivos de 0,4, 0,6 e 0,8m

A influência do espaçamento nas tensões nos dormentes pode ser observada nas Figura 4.6 e Figura 4.7. Elas mostram que quanto menor o espaçamento, menor será a força que atuará em cada um dos dormentes mais próximos do ponto de aplicação de carga. Esse fato é intuitivo, pois para um mesmo comprimento de trilho, espaçamentos menores implicam em uma maior quantidade de dormentes, ou seja, o carregamento é distribuído para um maior número de apoios.

O fenômeno de subpressão é um problema maior para vias com espaçamento maiores, pois forças com o sentido contrário ao carregamento do trem, apesar de ocorrerem em distâncias semelhantes ao ponto de aplicação de carga, apresentam valores superiores. Como ilustração, para um espaçamento de 0,8m a subpressão ocorreria no dormente 3 (a 2,4 m do eixo de aplicação de carga) com uma intensidade de força de 2,3kN, enquanto que para um espaçamento de

0,4m, a intensidade da força seria de 1,2 kN apenas no dormente 6 (a 2,4m do eixo de aplicação de carga).

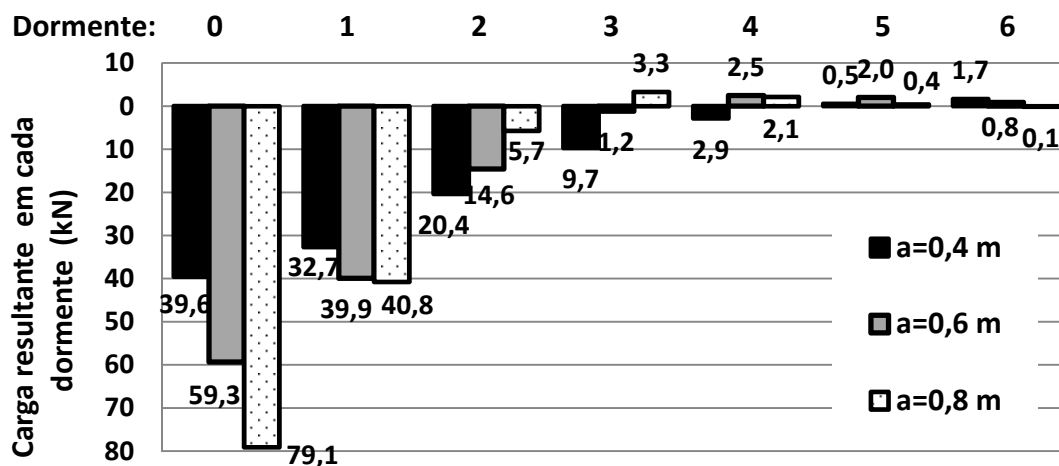


Figura 4.6 – Cargas resultantes em cada dormente devido a uma carga de 16t por roda

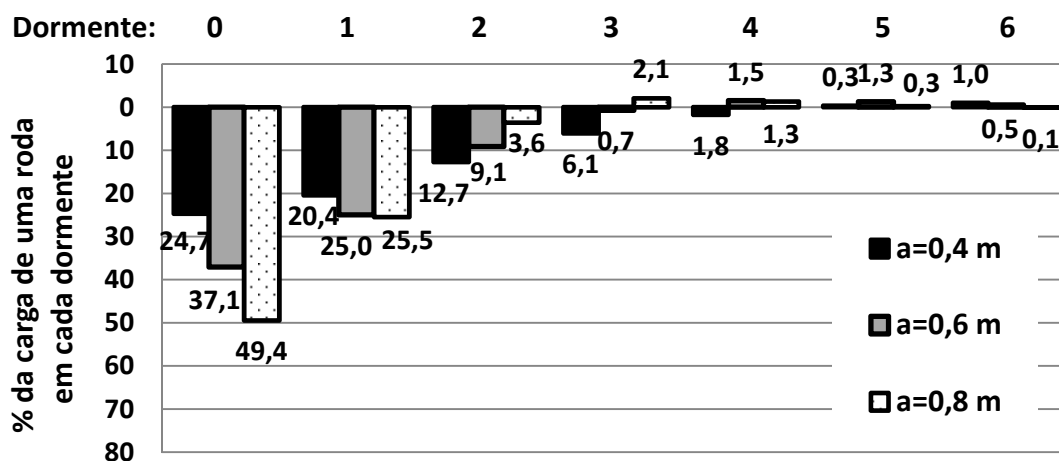


Figura 4.7 - Porcentagem da carga de uma roda em cada dormente

Deve-se notar que as tensões ficam mais bem distribuídas para menores espaçamentos de dormentes. Esse fato é comprovado pela Figura 4.8 que mostra as resultantes nos dormentes em função da distância do ponto de aplicação de carga. Por esta figura, observa-se que as forças resultantes não se alteram espacialmente a partir de uma distância de 2 metros do ponto de aplicação de carga para diferentes espaçamentos entre dormentes. Espaçamentos menores reduzem as forças resultantes nos dormentes e, conseqüentemente as tensões que atuam nas camadas de lastro e subleito,

para distâncias próximas do ponto de aplicação de carga e não alteram as tensões para distâncias superiores a 2m.

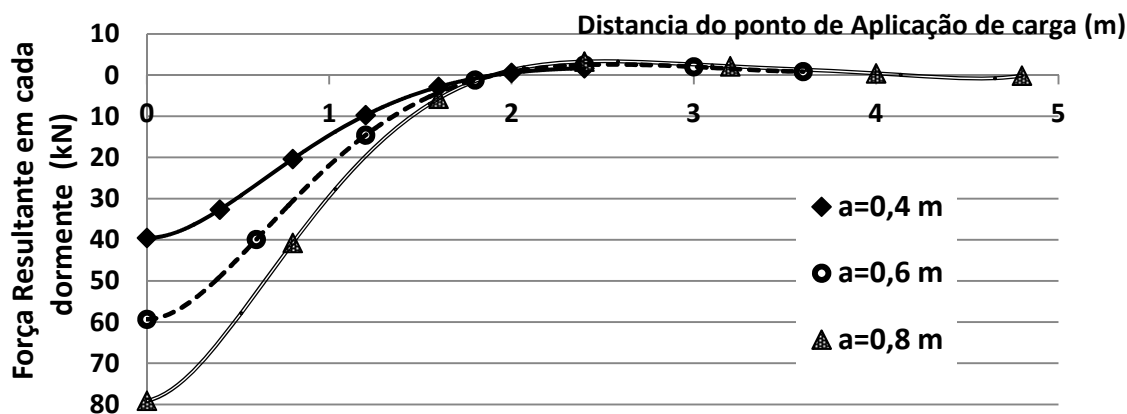


Figura 4.8 - Cargas resultantes em função da distância do ponto de aplicação de carga

4.1.3. Módulo de Via

O módulo de via varia até mesmo na extensão de uma mesma ferrovia, pois depende de propriedades das fixações, dos dormentes, do lastro, sublastro e dos solos abaixo do lastro. Ele pode ser determinado por meio de cálculos indiretos que utilizam resultados, de deflexão (dm) ou de bacias de deflexão (Abd), obtidos para um carregamento conhecido (P) em vias permanentes (Selig; Waters, 1994). No entanto, como o módulo de via depende de todos os materiais e componentes utilizados, seu valor depende do trecho no qual o ensaio foi realizado, e não representa um valor determinístico para toda a extensão da ferrovia estudada. Os três principais métodos para sua determinação encontram-se na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Principais métodos para a determinação do módulo de via

Ensaio	Equação
Carga Pontual	$u = \frac{\left(\frac{P}{d_m}\right)^{\frac{4}{3}}}{(64EI)^{\frac{1}{3}}}$
Bacia de Deflexão	$P = u \cdot A_{bd}$
Veículos de Cargas múltiplas	$u = \frac{\sum P_i}{a \sum_{i=1}^m y_i}$

Onde:

- P_i : carga de cada eixo;
- P : carga do primeiro eixo;
- u : módulo de via;
- E : módulo de elasticidade do trilho;
- I : momento de inércia do trilho;
- d_m : deflexão medida;
- A_{bd} : área da bacia de deflexão;
- a : espaçamento entre dormentes;
- y_i : deflexão do trilho no i ésimo dormente; e
- m : número de dormentes.

Além desses métodos usuais, outras técnicas estão sendo investigadas para a determinação do módulo de via. Uma delas é o radar de penetração no solo (*Ground Penetrating Radar - GPR*), considerada por Narayanan *et al.* (2004) como promissora para obtenção do módulo de via. Nesta técnica, pulsos eletromagnéticos são emitidos em diferentes frequências em direção à superfície da ferrovia. Quando as ondas eletromagnéticas atingem fronteiras entre materiais com constantes dielétricas diferentes, a antena receptora registra variações na resposta do sinal. Ou seja, cada um dos materiais constituintes das camadas da ferrovia refletirá esses pulsos indicando as interfaces entre as camadas e possíveis anomalias. Regressões nas imagens permitem determinar

a espessura de cada camada, que quando relacionadas com as propriedades de cada material, determinado por valores existentes em bancos de dados ou por ensaios com os materiais da ferrovia, permitem a determinação do módulo de via.

A Tabela 4.3 mostra resultados de módulos de via obtidos por diferentes autores por meio de medições feitas em campo. Os valores apresentados de Crawford; Murray e Powell (2001) são as médias obtidas pelo ensaio de carga pontual e pelo ensaio de veículos de cargas múltiplas, os valores de Ebersöhn e Selig (1985) e de Stewart (1985) foram obtidos pelo ensaio de carga pontual.

Segundo Ahlf (1975), valores inferiores a 13,7 MPa indicam um baixo desempenho da via, valores entre 13,7 e 27,5MPa indicam um desempenho médio e módulos maiores que 27,5 MPa indicam um bom desempenho. No entanto, valores muito elevados de via indicam valores baixos de resiliência, cuja finalidade é absorver choques, impactos e vibrações. Nestas situações, as tensões nos componentes aumentam e cargas dinâmicas tornam-se mais elevadas, o que acarreta em velocidades mais elevadas de degradação da via. Para Redden; Selig e Zarembski (2002), o limite superior para módulos adequados de via é de 69 MPa. Segundo os autores, este valor garante que as tensões no lastro não superarão o valor máximo de 0,586 kPa permitido pela AREMA para lastros de boa qualidade e elevada resistência à abrasão.

Tabela 4.3 - Módulos de vias determinados experimentalmente

Autores	Local	Dormente	u (MPa)		Observações
			Antes da socaria	Após a socaria	
CRAWFORD; MURRAY; POWELL, 2001	Entre Bajool e Archer (Austrália)	Concreto	25	66	-
	Yeppoon (Austrália)	Aço	16		Lastro Limpo
		Madeira	14		Lastro Limpo
EBERSÖHN; SELIG, 1985	Linha de carvão (África do Sul)	Concreto	57	43	Trecho considerado Ruim
		Concreto	42	32	Trecho considerado Bom
STEWART, 1985	Leeds (Inglaterra)	Madeira	14	20	-
		Concreto	27	23	-
	Aberdeen (Inglaterra)	Concreto	48	52	-
	Lorraine (Inglaterra)	Concreto	-	38	-

Ainda pela análise da Tabela 4.3 é possível observar que, nos estudos considerados, as vias com dormente de madeira apresentavam módulos de vias inferiores a vias com dormentes de concreto. No entanto, como os dados de vias com dormentes de madeira não são numerosos e considerando-se que o módulo de via depende de todos os componentes da estrutura e suas espessuras, não se pode afirmar que em todos os casos a utilização de dormentes de madeira implica em baixos módulos de via. Comparando-se os resultados, mostrados antes e após a socaria, nota-se que não existe uma regra para o comportamento do módulo de via após a manutenção, em alguns casos, ele aumenta e em outros casos ele diminui. Na maioria dos casos, no entanto, o valor do módulo de via não se altera drasticamente. O que sugere que a socaria do lastro está relacionada à manutenção do nivelamento e não a adequação das propriedades mecânicas da via.

O programa GEOTRACK permite que o módulo de via seja estimado sem a realização de ensaios em campo. Em um estudo paramétrico com o programa GEOTRACK aliado a observações em campo, Li (1994) verificou que o fator que mais influencia o módulo de via é o módulo de resiliência do subleito e a espessura desta camada (Figura 4.9). A autora menciona a espessura do subleito com o intuito de se considerar o caso em que existe uma fronteira rígida, como um maciço rochoso, abaixo da camada de solo, essa camada é, no entanto, geralmente assumida como sendo um semi-espaço infinito.

Para a análise paramétrica desta dissertação foram adotados valores de módulo de via baseados nos valores, mostrados acima, encontrados na bibliografia. Um módulo de 15 MPa indica uma via de desempenho baixo a médio, enquanto o de 40 MPa representa uma via de desempenho bom, já o módulo de 80 MPa caracteriza uma via rígida, que pode ser a situação de uma via sobre laje ou vias congeladas durante o inverno em países de clima temperado frio ou, até mesmo, vias severamente colmatadas com finos que enrijecem o conjunto.

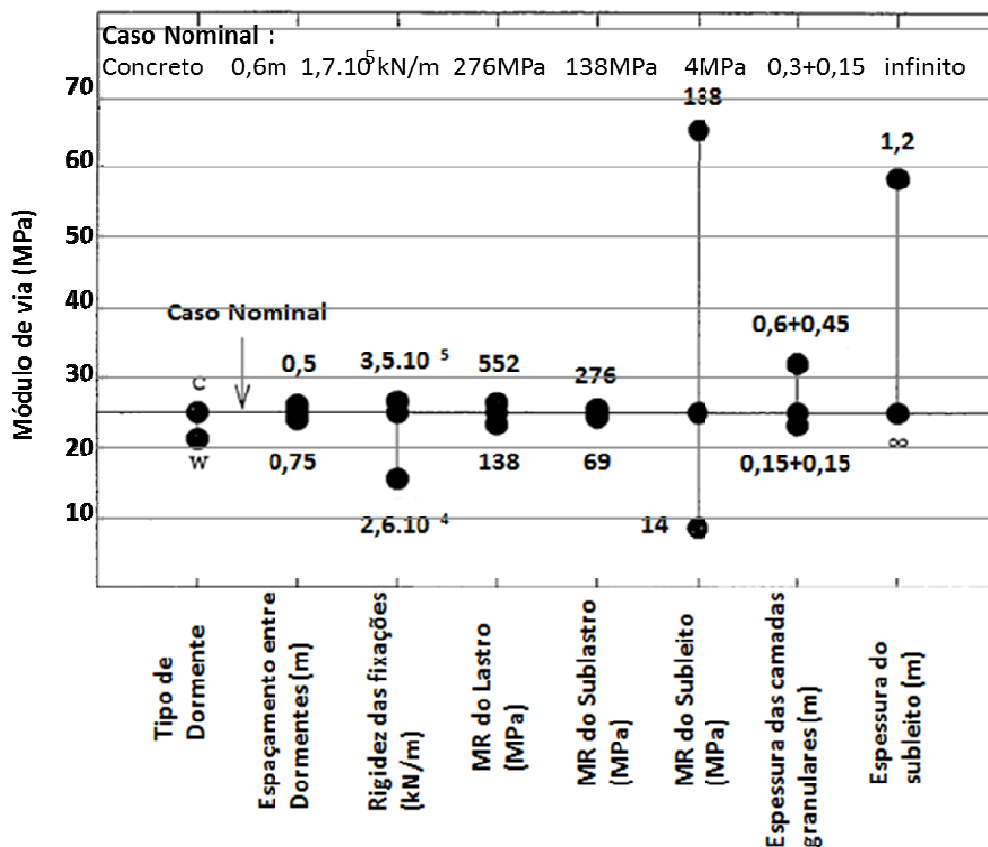


Figura 4.9 - Variação do módulo de via em função de propriedades dos componentes (Li, 1994)

A influência do módulo de via nas tensões e nas deflexões dos trilhos pode ser observada na Figura 4.10 e na Figura 4.11. Ao mesmo tempo em que módulos de via mais elevados resultam em maiores tensões nos trilhos nas proximidades do ponto de aplicação de carga, eles também provocam 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 elevadas tensões. A existência desta faixa ótima está em acordo com os estudos de Ahlf (1975), Raymond (1985) e Redden, Selig, Zarembski (2002), mencionados anteriormente.

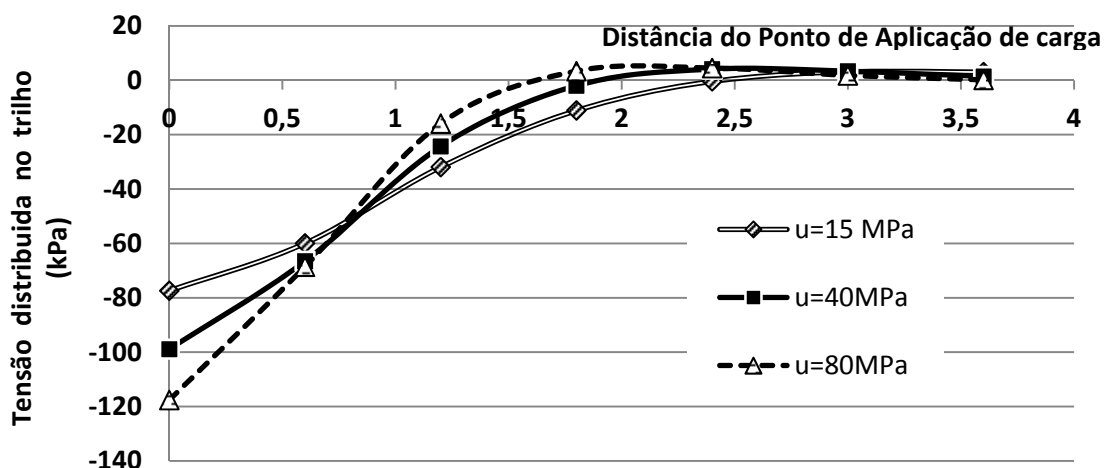


Figura 4.10 - Tensões nos trilhos em função do módulo de via

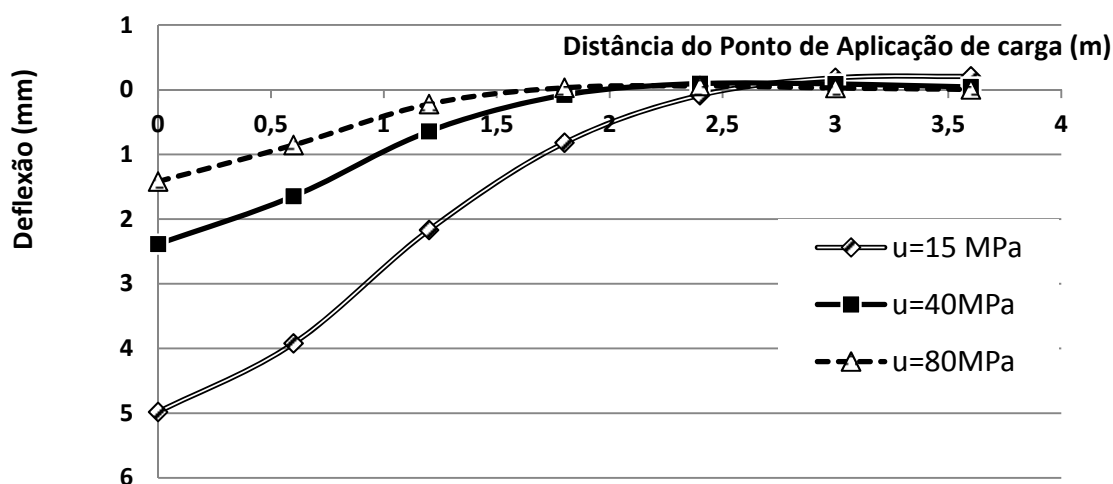


Figura 4.11 - Deflexão do trilho em função do módulo de via

As tensões nos dormentes, mostradas na Figura 4.12, seguem a mesma tendência das tensões nos trilhos (Figura 4.10). Módulos mais elevados incitam maiores tensões nas proximidades do ponto de aplicação de carga, além de provocar subpressões mais intensas e mais próximas deste ponto. No caso apresentado, a subpressão tanto para o módulo de via de 40 MPa, quanto para o de 80 MPa, ocorre no dormente 4 com intensidades de 1,7 e 2,8 MPa, respectivamente. Em relação ao módulo de 40 MPa, as tensões verticais no dormente 0 são 19% superiores para o módulo de 80 MPa, e, 28% inferiores para o módulo de 15 MPa.

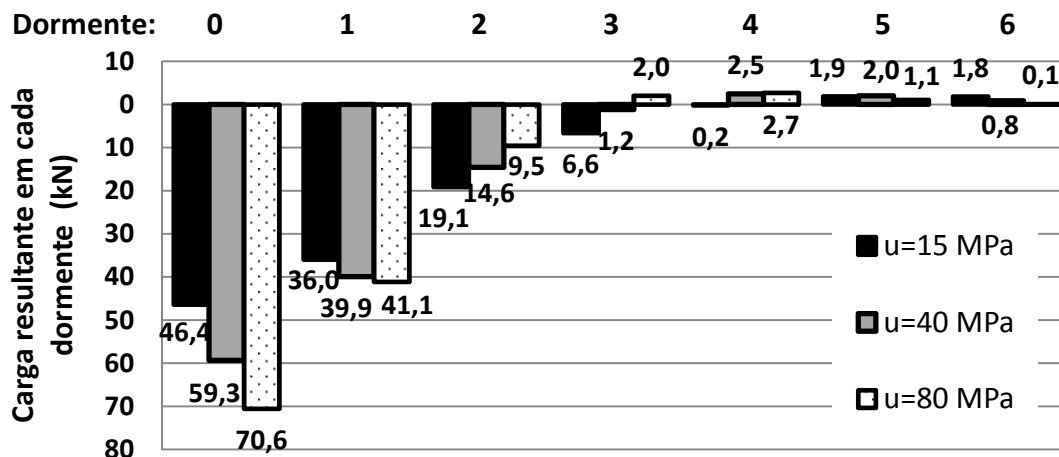


Figura 4.12 – Cargas resultantes nos dormentes em função do módulo de via

4.1.4. Momento de Inércia do Trilho

Para verificar a influência do momento de inércia dos trilhos nas tensões que atuam nos componentes da via foram adotados 3 perfis da ASCE, cujas informações foram obtidas de Esveld (2001). O primeiro é o perfil ASCE 60 ($I = 0,61 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$) e representa o limite inferior do momento de inércia de trilhos, o segundo, o ASCE 100 ($I = 2,04 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$), representa um valor intermediário e o último, o ASCE 136 ($I = 3,95 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$), representa um valor elevado.

Os resultados, mostrados nas Figura 4.13 e Figura 4.14, destacam que o trilho utilizado tem uma importante influência nas tensões que atuarão na camada de lastro. Perfis com maiores momentos de inércia deformam menos e distribuem melhor as tensões nos dormentes. Além disso, as elevadas oscilações que ocorrem em vias com trilhos de menor momento de inércia podem acelerar os mecanismos de bombeamento de finos. No entanto, para Kerr (1975), a opção por trocar o trilho para um mais robusto é duas vezes mais caro do realizar operações de manutenção ou substituição de lastros, de dormentes e de drenagem da via. Em alguns casos, o aumento da rigidez da via pode também aumentar o módulo de via, o que provoca maiores tensões nos componentes e, conseqüentemente, a degradação da via pode ser mais acelerada.

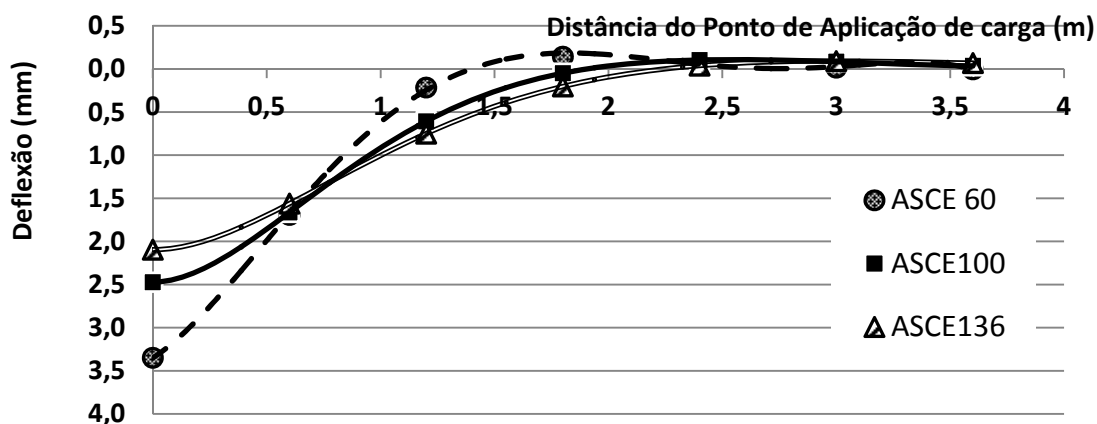


Figura 4.13 - Deflexão do trilho para diferentes perfis de trilho

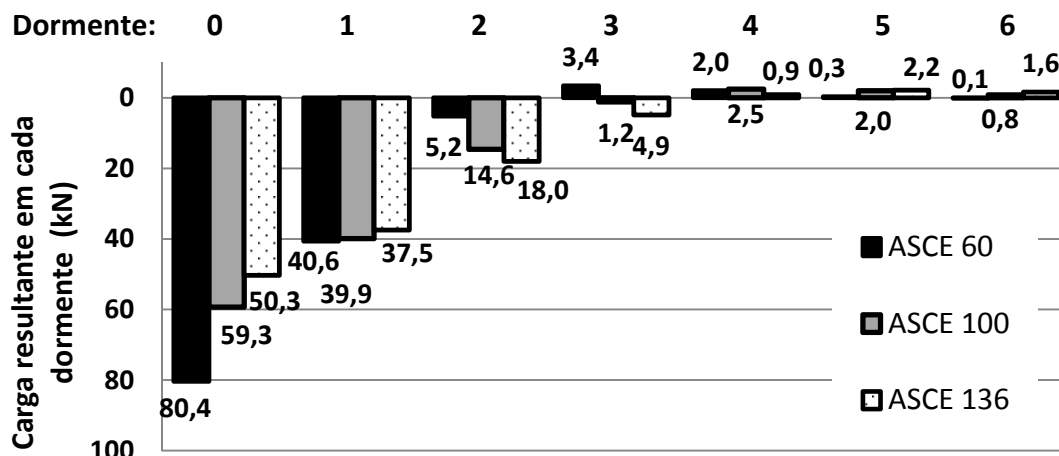


Figura 4.14 – Cargas resultantes nos dormentes para diferentes perfis de trilho

4.2. ESTUDO DE TENSÕES NO LASTRO

A transmissão de tensões no lastro e do lastro para o subleito será estudada por meio dos modelos empíricos e analíticos descritos no Capítulo 2 e pela resolução de modelos simplificados pelo método dos elementos finitos.

Determinar as tensões exatas que atuam no lastro é uma tarefa muito complexa, pois, como mencionado no Capítulo 2, a maneira como ocorre a transmissão de tensões entre dormente e lastro se altera com a passagem de veículos, além de não ser completamente conhecida. Além disso, no Item 4.1 mostrou-se que as cargas resultantes nos dormentes dependem de diversos parâmetros da via,

alguns dos quais são difíceis de serem estimados. Para evitar as numerosas combinações de tensões, os resultados serão expressos em porcentagem sempre que possível. Para a determinação dessas porcentagens, as tensões resultantes em cada profundidade serão divididas pela tensão uniforme inicial entre dormente e lastro.

4.2.1. Soluções Analíticas

Entre as soluções analíticas, encontram-se a equação de Boussinesq e de Love, ambas recomendadas pela AREMA (2009), e a solução de Newmark, muito utilizada em fundações. A solução de Boussinesq foi obtida considerando duas forças concentradas, equivalentes às duas rodas presentes em um eixo de vagão, aplicadas a um metro de distância uma da outra, representando a bitola métrica. A porcentagem de tensões foi analisada para pontos no eixo de aplicação de uma das cargas.

Como a solução de Love foi elaborada para um carregamento uniforme circular, a área de um terço do dormente foi transformada em uma área circular de mesma magnitude. Apenas uma roda é considerada para a determinação das tensões, a influência da outra roda na mesma seção transversal é desconsiderada por este método que só permite o cálculo da tensão no eixo de aplicação de carga.

Para investigar a viabilidade de simplificação do modelo para apenas metade da seção transversal do problema, empregado pela utilização da equação de Love, elaborou-se a Figura 4.15 pelo método de Newmark para os parâmetros de referência, com exceção do FID de 1,3. A tensão no meio do dormente é levemente superior a tensão abaixo da área carregada em profundidades superiores a 1,2 metros, aproximadamente, região onde geralmente localiza-se o subleito. O acréscimo de tensão no centro do dormente a partir desta profundidade é, no entanto, muito pequeno, o que sugere que considerar apenas uma das áreas carregadas não influenciará significativamente as tensões que atuam no lastro.

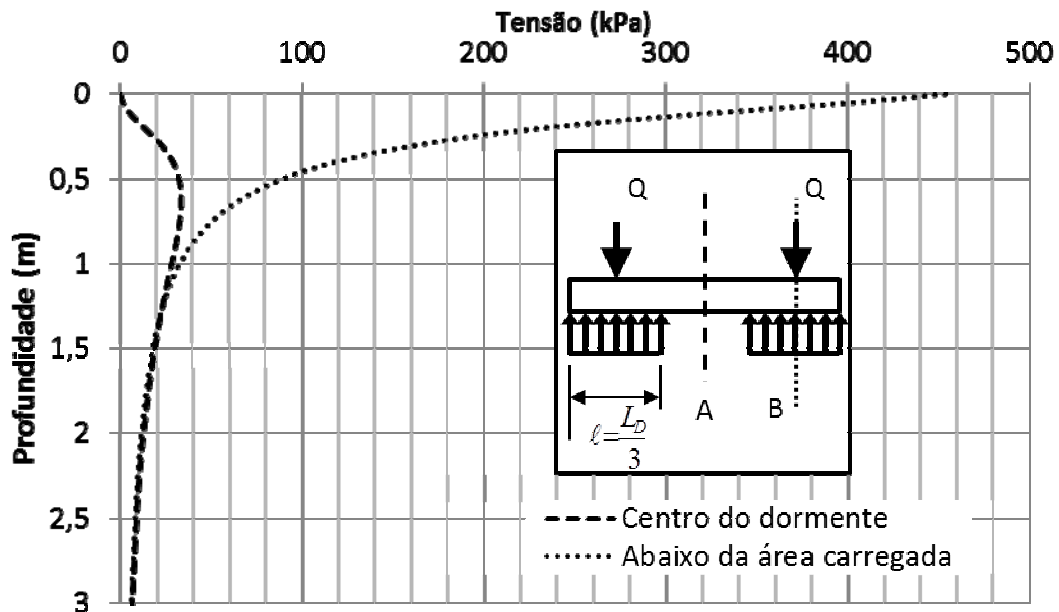


Figura 4.15 - Tensão obtida abaixo da área carregada e no centro do dormente para os valores de referência e para uma carga distribuída em apenas 2/3 do dormente

A solução de Newmark também foi utilizada para estudar um carregamento uniformemente distribuído em um dormente com 2m de comprimento e 0,24 m de largura. A porcentagem de tensões, diferentemente dos outros dois métodos, foi obtida para o eixo de simetria do dormente e não para o eixo de aplicação de carga. Isso foi feito, pois nesta solução o carregamento é considerado uniformemente distribuído em todo o dormente, o que resultará em maiores tensões no eixo de simetria.

Observa-se pela Figura 4.16 que os três métodos resultam em soluções muito diferentes. A solução de Newmark apresenta resultados inferiores de tensões que as demais para a região do lastro, mas apresenta resultados parecidos com os de Boussinesq para camadas mais profundas. As três soluções se aproximam para maiores profundidades.

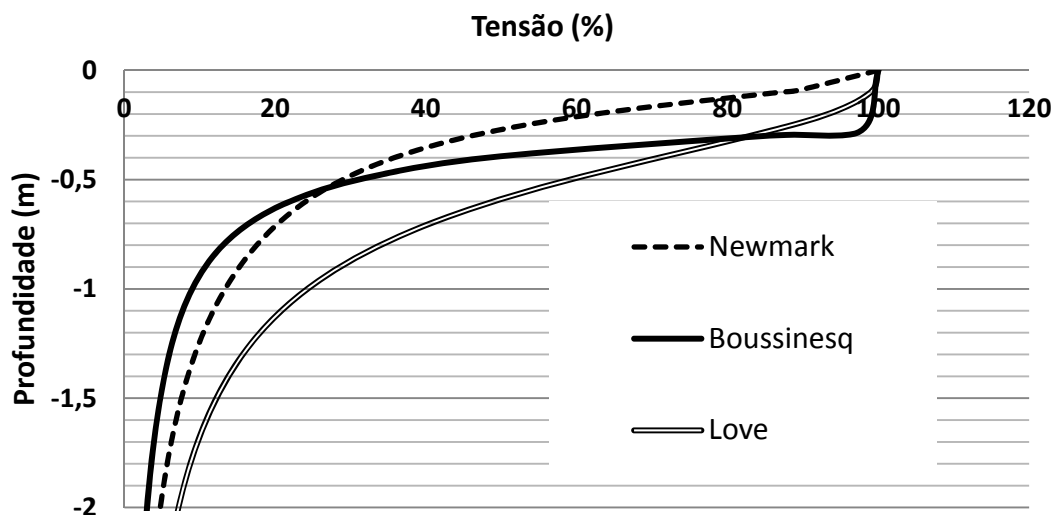


Figura 4.16 - Soluções teóricas para as tensões nas camadas granulares

4.2.2. Soluções Empíricas

As soluções empíricas, assim como a de Newmark, consideram o carregamento uniformemente distribuído no comprimento total do dormente. Portanto, suas tensões também foram determinadas para o eixo de simetria da via.

A solução de Talbot, considerando apenas um dormente carregado, é comparada com as soluções da JNR e de Newmark na Figura 4.17. Nota-se que as três soluções são semelhantes para todas as profundidades. A solução de Talbot é a mais conservadora e resulta em tensões mais elevadas para maiores profundidades. A similaridade das soluções era esperada uma vez que as três possuem hipóteses parecidas de carregamento uniformemente distribuído em um dormente, mas diferem quanto aos métodos utilizados para sua determinação.

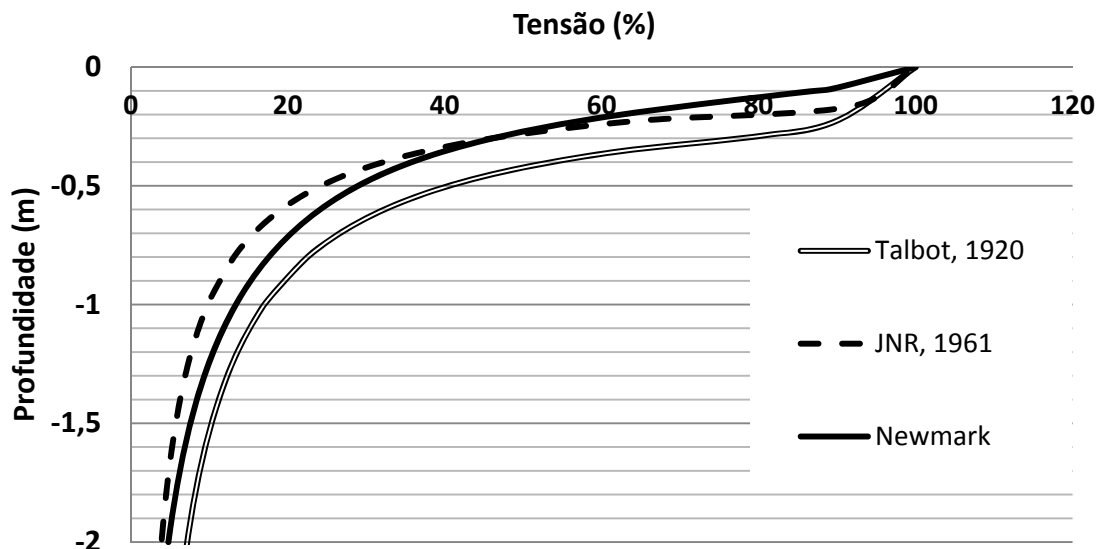


Figura 4.17 - Soluções empíricas e semi-empíricas para as tensões nas camadas granulares

A Figura 4.18 compara o método experimental de Talbot com o analítico de Newmark para um dormente e para 5 dormentes, o primeiro localizado abaixo do ponto de aplicação de carga seguido por dois dormentes consecutivos para cada lado. Os valores mostrados nesta Figura foram obtidos utilizando-se os parâmetros de referência, com exceção do fator de incremento dinâmico, que ao invés de ser unitário (valor de referência) foi utilizado de 1,3 tanto para o método de Talbot quanto para o método de Newmark.

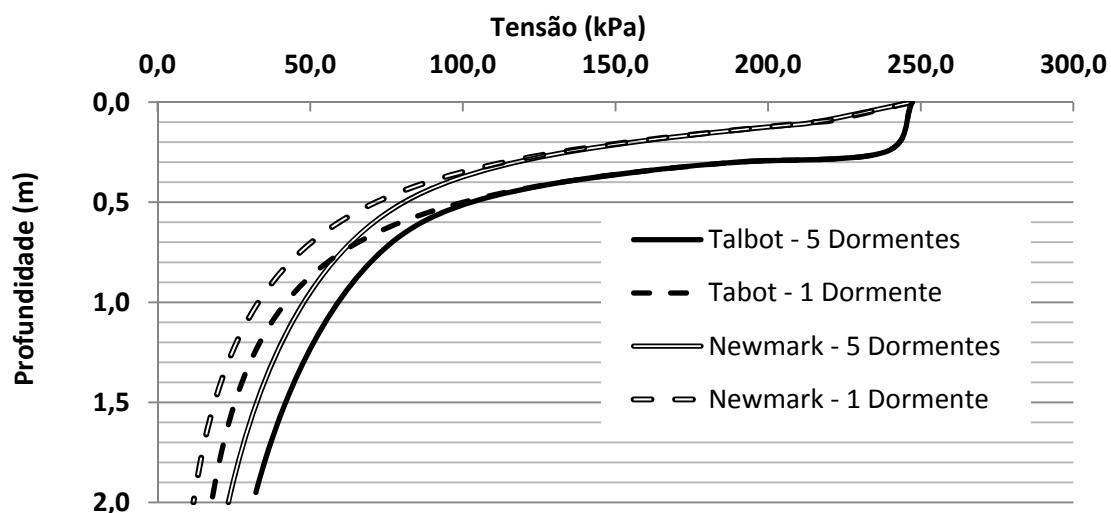


Figura 4.18 - Comparação entre o método de Talbot que considera um ou 5 dormentes

Pelo método de Talbot, o carregamento dos dormentes consecutivos começará a influenciar as tensões a partir da profundidade de 0,5m. Portanto, para

espessuras de lastros usuais de 0,35m, as tensões transmitidas do lastro para o subleito podem ser estudadas considerando apenas o dormente localizado abaixo da roda. Por outro lado, para espessuras de lastro superiores a 0,5m deve-se considerar a influência dos demais dormentes, pois a utilização da Equação 2.15 isoladamente subestimarás as tensões transmitidas ao subleito.

Utilizando-se a formulação da Teoria da Elasticidade por Newmark, as tensões nos dormentes consecutivos passam a influenciar as tensões no eixo de aplicação de carga em profundidades superiores a 0,4m, profundidades levemente menores que as obtidas por Talbot. A forma dessas duas soluções é, no entanto, muito semelhante tanto para um dormente quanto para 5 dormentes. Ambas as soluções baseiam-se na mesma hipótese de carregamento uniformemente distribuído em toda a extensão do dormente, no entanto os resultados por Talbot parecem estar decalados dos resultados de Newmark em 0,1 a 0,2 m de profundidade.

Essa decalagem entre os métodos pode sugerir a não linearidade do comportamento do material nas camadas menos profundas devido às tensões elevadas e à não homogeneidade do material, já que a teoria de Newmark foi elaborada embasada na Teoria da Elasticidade e a equação de Talbot é experimental.

Espaçamentos menores entre dormentes fazem com que as tensões dos dormentes adjacentes alterem mais as tensões abaixo do eixo de aplicação de carga. Por exemplo, se o espaçamento for reduzido de 0,6 para 0,4 metros a diferença entre as curvas de tensão para 1 e para 5 dormentes, passará a ocorrer a 0,35m de profundidade pelo método de Talbot, e não mais a 0,5m, e passará a ocorrer a 0,2m pelo método de Newmark.

4.2.3. Método dos Elementos Finitos

O método dos elementos finitos utiliza soluções numéricas para a resolução de modelos matemáticos que representam problemas físicos simplificados. A formulação do problema matemático é feita por meio de hipóteses, que relacionam as propriedades de interesse, a geometria e as condições de

contorno do problema. Para esta dissertação, serão feitas as seguintes hipóteses simplificadoras para a análise de tensões em uma ferrovia pelo método dos elementos finitos:

- Materiais são isotrópicos e apresentam comportamento linear;
- A lei de Hook é válida;
- Carregamento estático, ou carregamentos dinâmicos que possam ser considerados como estáticos majorados por meio de um fator de incremento dinâmico, como no caso de uma ferrovia tradicional; e
- Problema é do tipo estado plano de deformações.

A análise da transmissão de tensões nos materiais granulares ferroviários pelo método dos elementos finitos será realizada por uma versão gratuita do programa de interface gráfica GiD e pelo programa xFram, desenvolvido pelo Professor Edgard Almeida Neto da Universidade de São Paulo, para a resolução numérica do problema.

A geometria utilizada no modelo matemático é mostrada na Figura 4.19. Nota-se que apenas metade da seção transversal de uma ferrovia foi considerada para o modelo, o que é possível por causa da simetria do problema. Algumas simplificações foram feitas quanto às dimensões dos componentes devido ao tamanho dos elementos necessários para a análise. Por exemplo, a espessura do lastro, mostrada pelo segmento BC, é usualmente de 350 mm, no entanto adotou-se 50 mm para o modelo matemático para que quatro elementos de 125 mm de lado fossem utilizados no eixo de simetria.

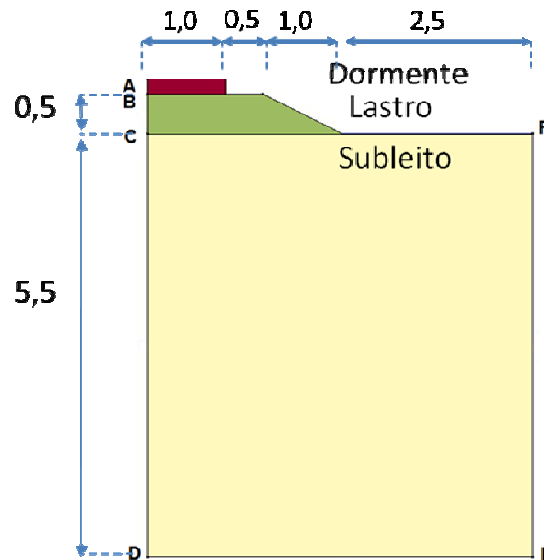


Figura 4.19 - Geometria adotada para o modelamento matemático de uma via permanente



As dimensões do contorno foram determinadas procurando-se atenuar a influência das hipóteses de apoio na resposta do conjunto. Para as condições de contorno essenciais, restringiu-se o deslocamento vertical e horizontal da aresta DE, e os deslocamentos horizontais das arestas AD e EF, mostradas na Figura 4.19. Para as condições de contorno naturais, um carregamento distribuído de 225 kPa (valor obtido utilizando-se os parâmetros de referência no dormente 0) foi aplicado em toda a extensão do dormente, que multiplicado pela largura do dormente resultará em 54 kN/m para o problema plano.

Após a definição da geometria e condições de contorno do modelo matemático, propôs-se para a análise do problema a realização de modelos hierárquicos que aumentam de complexidade a cada estágio. Os dois modelos utilizados encontram-se na Tabela 4.4. No primeiro, denominado **R1**, considerou-se que a ferrovia estivesse apoiada diretamente no subleito, ou seja, este modelo é constituído de apenas um material. Os parâmetros deste material foram variados de maneira a representar um material convencional, dado pelo modelo **R1a** com $E=0,7 \cdot 10^5$ kPa, um material muito deformável, mostrado pelo modelo **R1b** com $E=0,25 \cdot 10^5$ kPa, e um material pouco deformável, modelo **R1c** com $E=1 \cdot 10^5$ kPa. No segundo modelo, denominado de **R2**, a ferrovia foi composta em duas camadas: subleito e lastro. O módulo de elasticidade do subleito foi fixado em $0,7 \cdot 10^5$ kPa que corresponde ao material convencional utilizado nos modelos **R1**, e o módulo de elasticidade do material do lastro foi variado. O modelo **R2a**

considerou um material de lastro tradicional ($E=2.10^5$ kPa), o modelo **R2b** considerou um material de baixo módulo ($E=1,5.10^5$ kPa) representativo de uma situação em que o lastro tenha sido contaminado com materiais que reduzam a resistência ao cisalhamento do material, como o carvão (TUTUMLUER; DOMBROW; HUANG, 2008), e o modelo **R2c** representa um lastro com maior rigidez ($E=3.10^5$ kPa), situação que pode ocorrer devido à contaminação do lastro por materiais que contribuam para um maior intertravamento entre as partículas.

Para a análise dos modelos descritos acima foram adotados elementos quadrangulares com função de forma quadrática. Essa escolha baseou-se na geometria do problema, que favorecia a utilização de elementos quadrangulares, e na sua superioridade em relação ao triangular.

Tabela 4.4 - Modelos matemáticos utilizados

Modelo	Geometria	Materiais		
R1		<u>Camada única:</u>		
		Subleito		
		Modelo	E (kPa)	v
		R1a	$0,7.10^5$	0,4
R2		<u>2 Camadas:</u>		
		Subleito $E = 0,7.10^5$ kPa		
		Lastro		
		Modelo	E (kPa)	v
		R2a	2.10^5	0,3
		R2b	$1,5.10^5$	0,3
		R2c	3.10^5	0,3

A Figura 4.20 mostra as características comuns entre todas as malhas adotadas. Procurou-se refinar a malha nos pontos de maior interesse para a análise, ou seja, nos pontos de maiores tensões e nas interfaces entre materiais.

Como o método dos elementos finitos é um método numérico, é essencial que os resultados obtidos sejam validados. Neste estudo, eles serão balizados por meio da sua comparação com o modelo empírico de Talbot para um dormente e com o modelo analítico fornecido pelas tabelas de Jurgenson, como mostra a

Figura 4.21. Ambos permitem a determinação das tensões no eixo de simetria, onde estas são máximas.

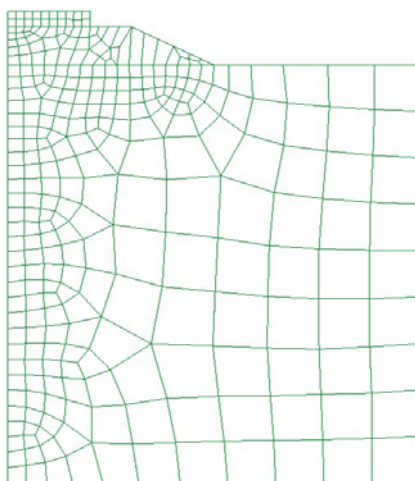


Figura 4.20 - Malha de elementos finitos utilizada nos modelos

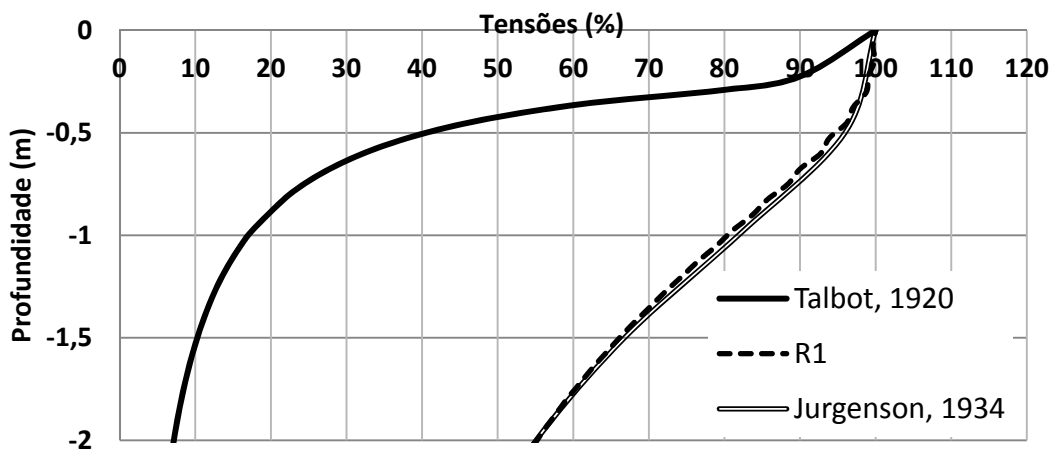


Figura 4.21 - Resultados para meios isotrópicos homogêneos

Jurgenson elaborou em 1934 tabelas baseadas na teoria da elasticidade para uma faixa carregada verticalmente em um semi-espaço infinito. Ou seja, esse modelo representa o estado plano de deformações, que é uma das hipóteses simplificadoras adotadas para esta análise por elementos finitos.

Os resultados obtidos por elementos finitos são semelhantes aos obtidos por Jurgenson, mas são muito diferentes dos apresentados por Talbot. Isso pode ser explicado pelo fato das duas primeiras teorias terem como hipótese o estado plano de deformações, o que não acontece com a fórmula de Talbot,

determinada experimentalmente. Outra possibilidade é que o modelo de elasticidade linear provavelmente não represente o problema real.

Quando a via é formada apenas por uma camada homogênea isotrópica de um material, as tensões obtidas pelo método dos elementos finitos independem das propriedades do material. O que está em acordo com as observações de Talbot (1918), nas quais as tensões nesses meios eram semelhantes para todos os materiais testados. Nas equações teóricas apresentadas para o cálculo de transmissão de tensões em meios granulares, baseadas na Teoria da Elasticidade, também não são consideradas as propriedades do material devido a simplificações matemáticas. Nestas equações, a tensão vertical depende apenas da carga concentrada, da profundidade e da distância horizontal do ponto de aplicação da carga e independe das propriedades do material como módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.

Na Figura 4.22 os resultados obtidos para cada modelo proposto na Tabela 4.4 são comparados entre si. Nota-se pela comparação da curva **r1** com as curvas **r2** que diferenciar os materiais das camadas de lastro e de subleito não altera as tensões no eixo de simetria. Portanto, pode-se admitir que a simplificação do modelo, considerando uma única camada, representa as tensões de um problema do estado plano de deformações em um semi-espaço de maneira significativa. Ou seja, modelos com dois materiais, além de serem muito mais trabalhosos, não alteram de maneira expressiva os resultados. Isso ocorre porque a relação entre os módulos de resiliência do lastro e do material de subleito não é grande, portanto a sua utilização deve ser restrita a casos especiais.

A Figura 4.23 mostra as tensões principais obtidas para alguns dos modelos estudados em espectro de cores. Esses resultados confirmam os resultados vistos anteriormente. As respostas dos modelos **r1** e **r2** diferem-se levemente quanto às tensões no eixo de simetria e quanto aos bulbos de tensões principais. Estes bulbos reduzem-se com a presença do lastro no modelo **r2** em relação ao modelo com apenas um material.

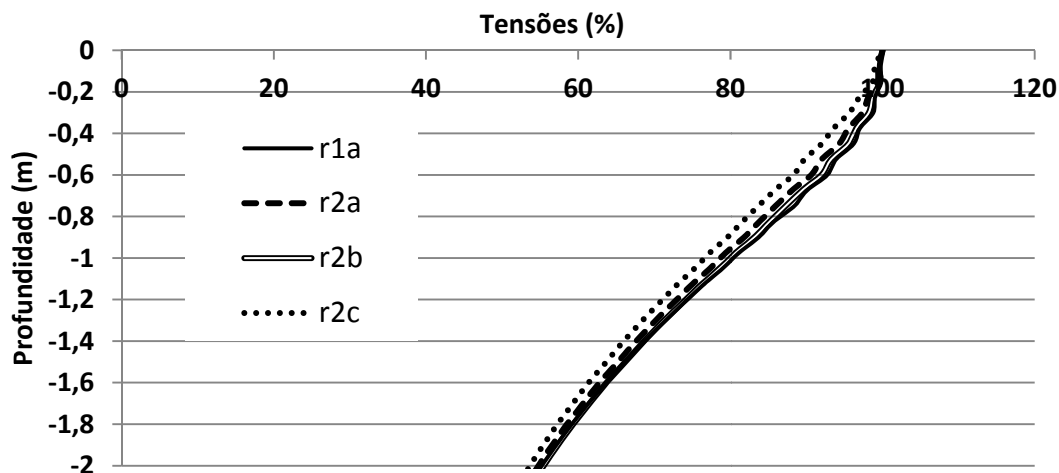


Figura 4.22 - Distribuição de tensões em função da profundidade dos modelos r1 e r2 para o estudo do estado plano de uma via permanente

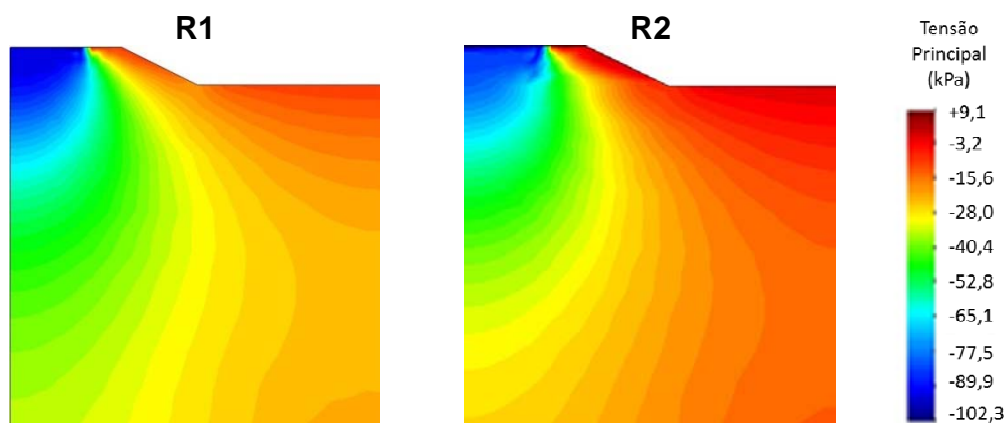


Figura 4.23 - Tensões principais representada em espectro de cores e obtidas para os modelos estudados

4.3. DISCUSSÃO

As equações analíticas e empíricas independem das características dos diferentes materiais presentes na via, no entanto, essas características alteram o módulo de via que é um dos parâmetros utilizados na solução da viga com apoios contínuos e elásticos para a determinação das tensões atuantes nas bases dos dormentes. O módulo de via é um dos fatores que mais influenciam as resultantes dos dormentes, no entanto, além de variar ao longo da via devido à presença de diferentes materiais principalmente no subleito, é também o mais

difícil de ser determinado, pois depende das características de todos os elementos da via. Para uma via existente ele pode ser determinado por ensaios, mas para o projeto de novas vias ele tem que ser estimado. Além disso, ele também se altera ao longo do tempo, com a passagem de veículos e com as socarias.

Pela análise paramétrica do item 4.1, é possível verificar que todos os fatores influenciam de maneira significativa a resultante no dormente. A carga por eixo e o fator de incremento dinâmico alteram de maneira linear as resultantes nos dormentes, enquanto o espaçamento entre dormentes altera completamente a distribuição de tensões, e, quando são elevados, podem intensificar o fenômeno de subpressão.

Se os deslocamentos, causados pelos carregamentos da via permanente, estiverem no domínio da elasticidade, pode-se aplicar a Teoria da Elasticidade para estudar as tensões nos meios granulares. A realização da sequência de modelos hierárquicos permitiu observar que, dentro do domínio elástico, a existência da camada de lastro não contribui essencialmente para a análise de tensões nas camadas menos profundas. Um modelo simplificado com apenas um material pode ser utilizado para representar essas camadas granulares.

No entanto, como os resultados foram muito diferentes dos fornecidos pela teoria clássica de dimensionamento de ferrovias de Talbot, pode-se concluir que alguma das hipóteses feitas fazem com que o modelo não represente bem o problema. A causa mais provável dessa discrepância é a hipótese de estado plano de deformação, pois os vagões ferroviários não carregam a via de maneira contínua, mas sim por meio de um conjunto discreto de dormentes carregados com cargas variáveis. Um modelo tridimensional do problema poderá auxiliar a verificar esta suposição e a compreender como ocorre a transmissão de tensões em uma via permanente, e com isso avaliar melhor a contribuição dos lastros na distribuição de tensões nos diversos elementos da via e como sua variabilidade, seja por degradação, seja por contaminação, influem no comportamento mecânico das vias permanentes.