



JULIANA SILVA WATANABE

**ESTUDO DE VIA FÉRREA LASTREADA SOBRE
PLACA DE CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND**

**CAMPINAS
2013**



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

JULIANA SILVA WATANABE

**ESTUDO DE VIA FÉRREA LASTREADA SOBRE
PLACA DE CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND**

Orientador: Prof. Dr. Cassio Eduardo Lima de Paiva

Dissertação de Mestrado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Mestra em Engenharia Civil, na área de concentração de Transportes.

**ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA
DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELA ALUNA JULIANA SILVA
WATANABÉ E ORIENTADA PELO PROF. DR. CASSIO EDUARDO
LIMA DE PAIVA.**

ASSINATURA DO ORIENTADOR

**CAMPINAS
2013**

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Rose Meire da Silva - CRB 8/5974

W29e Watanabe, Juliana Silva, 1978-
Estudo de via férrea lastreada sobre placa de concreto de cimento Portland /
Juliana Silva Watanabe. – Campinas, SP : [s.n.], 2013.

Orientador: Cassio Eduardo Lima de Paiva.
Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de
Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Ferrovias. 2. Pavimento de concreto. 3. Engenharia ferroviária. 4. Ferrovias
- Projetos e construção. I. Paiva, Cassio Eduardo Lima de, 1953-. II. Universidade
Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.
III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: Study of ballasted track over concrete slab of Portland cement

Palavras-chave em inglês:

Railroad

Concrete pavement

Railway engineering

Railroads - Design and construction

Área de concentração: Transportes

Titulação: Mestra em Engenharia Civil

Banca examinadora:

Cassio Eduardo Lima de Paiva [Orientador]

Luiz Carlos Almeida

Liedi Legi Bariani Bernucci

Data de defesa: 26-08-2013

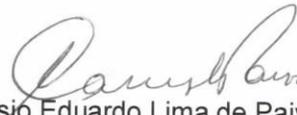
Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**

**ESTUDO DE VIA FÉRREA LASTREADA SOBRE PLACA DE
CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND**

Juliana Silva Watanabe

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



**Prof. Dr. Cassio Eduardo Lima de Paiva
Presidente e Orientador/
Universidade Estadual de Campinas**



**Prof. Dr. Luiz Carlos Almeida
Universidade Estadual de Campinas**



**Prof. Dra. Liedi Legi Bariani Bernucci
Universidade de São Paulo**

Campinas, 26 de agosto de 2013

RESUMO

As ferrovias de carga pesada (*heavy haul*) têm como objetivo, trabalhar com grandes volumes de carga, mantendo uma velocidade que possibilite um tempo de percurso cada vez menor, mas esse deslocamento deve ser feito com segurança e para isso é necessário que a via permanente esteja sempre em condições aceitáveis de circulação. No Brasil, a estrutura atual desse tipo de via férrea atualmente está dimensionada para suportar aproximadamente até 32 toneladas por eixo, mas para favorecer o maior escoamento e tornar a ferrovia mais eficiente intenciona-se chegar a 40 toneladas por eixo. Baseado nessas informações, o objetivo deste trabalho foi analisar uma solução técnica de via férrea adequada para uma carga de 40 toneladas por eixo. Foram avaliadas duas situações: na primeira utilizou-se uma camada de lastro apoiada diretamente sobre a plataforma; e na segunda foi adotada uma placa de concreto de cimento *Portland* entre a camada de lastro e a plataforma da via. Para a primeira situação foram calculadas as tensões no trilho e na plataforma através dos modelos numéricos propostos por Eisenmann e Zimmermann, e na situação da placa de concreto, dimensionou-se uma estrutura baseada no método de dimensionamento de pisos industriais da Associação Brasileira de Cimento *Portland*. Para os dois casos, as tensões atuantes na via permanente foram verificadas através do programa computacional FERROVIA. As conclusões foram obtidas através de comparações entre os valores das tensões calculados pelos métodos teóricos e pelo método computacional.

Palavras-chave: dimensionamento de pisos industriais, placa de concreto, via permanente lastreada.

ABSTRACT

The heavy haul lines objective is to carry elevated freight, maintaining speeds that assure a shorter travel time. It must be done safely and, for this, it is required good conditions for the track. This Brazilian railway structure is designed to support 32 tonnes per axle, however to promote a better flow and to become more efficient there is an intention of change this freight to 40 tonnes per axle. Based on that, the aim of this study was to analyze a suitable technical solution for 40 t/ axle load. Two situations have been evaluated: in one of them it was used a ballast layer over the formation; and in the other one it was adopted a concrete slab between the ballast layer and the formation. For the first situation stresses on rail and formation were calculated based on the theoretical models (Zimmermann and Eisenmann methods), and for the second one, a structure similar to a concrete pavement has been designed (ABCP industrial floor method). For both cases, the stresses on the track have been verified by the computational program FERROVIA. The conclusions were based on comparisons between the stresses values calculated by the theoretical and computational methods.

Keywords: industrial floors design, concrete plate, ballasted track.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Generalidades.....	1
1.2. Objetivo	2
1.3. Estrutura do Trabalho	3
2. CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS FUNDAMENTAIS	5
2.1. A Via Férrea Convencional	5
2.2. Outros modelos de estrutura de via férrea	13
2.3. Pavimento de Concreto	17
2.3.1. Tipos de pavimento rígido.....	18
2.3.2. Características do concreto.....	19
2.3.3. Características da sub-base.....	21
2.3.4. Características do subleito.....	23
2.4. Discussão sobre os assuntos pesquisados	24
3. MÉTODOS DE ANÁLISE DA VIA FÉRREA	27
3.1. Modelos de suporte de via aplicados a ferrovia.....	27
3.2. Método para cálculo dos esforços na via férrea.....	28
3.2.1. Método de Zimmermann – Cálculo de esforços na via	28
3.2.2. Tensões admissíveis nos trilhos.....	32
3.2.3. Tensão vertical admissível na plataforma	33
3.2.4. Método de dimensionamento de camadas complementares proposto por PAIVA .	35
3.2.5. Determinação das tensões atuantes na plataforma	35
3.2.6. Programa FERROVIA.....	37
3.3. Dimensionamento de Pavimento Rígido	41
3.3.1. Método para Pisos Industriais Não Armados (ABCP).....	41
3.3.2. Método para Pavimentos de Concreto Estruturalmente Armados – PEA	43
3.4. Discussão sobre os assuntos pesquisados	49

4. ESTUDO PROPOSTO E SEUS RESULTADOS.....	51
4.1. Estudo Proposto	51
4.1.1. Parâmetros	52
4.1.2. Sequência para desenvolvimento do estudo	58
4.2. Resultados	59
4.2.1. Determinação da tensão na plataforma pelos métodos propostos por Zimmermann e Eisenmann	59
4.2.2. Determinação da Espessura da Placa de Concreto de Cimento Portland	62
4.2.3. Análise pelo programa computacional FERROVIA	64
4.2.4. Placa de Concreto Estruturalmente Armado	66
4.3. Análise dos Resultados	68
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	73
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	75
ANEXOS	83

DEDICATÓRIA

Aos meus pais Maria e Milton, à
minha princesinha Cacá e ao crítico
e incentivador deste trabalho
Ricardo.

AGRADECIMENTOS

Às três queridas Marias (Inês, Laiz e Auxiliadora), por serem fontes de inspiração constante em minha vida e por sempre acreditarem em mim.

Ao meu companheiro Ricardo, pois certamente, se não fosse por ele, eu não teria chegado até aqui.

Aos queridos amigos que conheci na pós-graduação, principalmente Daliana, Rafaella, Vera, Joyce e Luiz pelo apoio técnico e sentimental nos momentos mais difíceis.

Aos colegas de trabalho Edegar, Sandro, Elenir e Janaina, que em tão pouco tempo de convivência se tornaram pessoas especiais.

Aos professores Luiz Carlos Almeida, Ângelo Cortelazzo e Maria Lucia Galves, pelas contribuições e orientações dadas ao meu trabalho.

À CAPES pela bolsa de estudos concedida no início deste trabalho.

Ao professor Cassio Eduardo Lima de Paiva, pela oportunidade de conhecer melhor a área ferroviária e pela paciência durante este longo período.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Seção típica da via permanente	5
Figura 2.2. Perfil <i>Vignole</i> – Seção Transversal	6
Figura 2.3. <i>Overlayment</i>	14
Figura 2.4. <i>Underlayment</i>	15
Figura 3.1. Adaptação da transformação de apoios discretos em apoio contínuo.....	29
Figura 3.2. Deflexão e momento fletor relativos numa via para uma carga vertical concentrada	30
Figura 3.3. Efeito do sistema de carga na determinação do momento fletor máximo	31
Figura 3.4. Conjuntos dos 5 dormentes mais carregados	36
Figura 3.5. Montagem da malha de pontos nodais com onze dormentes.....	40
Figura 3.6. Posição do carregamento em relação às bordas	44
Figura 3.7. Referência para as distâncias d e x para carga no interior da placa	46
Figura 3.8. Referência para as distâncias d e x para carga na borda da placa	48
Figura 4.1. Disposição dos eixos em um vagão gôndola	52
Figura 4.2. Posicionamento da Carga sobre uma grade com 35 dormentes.....	53
Figura 4.3. Especificação do dormente de concreto.....	57
Figura 4.4. Representação da seção transversal para uma via férrea lastreada com placa de concreto de cimento Portland para 32,32 tf/eixo (sem escala).....	64
Figura 4.5. Representação da seção transversal para uma via férrea lastreada com placa de concreto de cimento Portland para 40 tf/eixo.....	64
Figura 4.6. Representação da placa de concreto com suas dimensões e indicação do raio de rigidez relativo.....	71

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Características dos tipos de trilhos utilizados no Brasil	7
Tabela 2.2. Granulometria de lastro-padrão	9
Tabela 2.3. Plataforma para via férrea – classificação	13
Tabela 2.4. Módulos de Elasticidade para materiais de sub-base	22
Tabela 2.5. Espessuras usuais para sub-bases estabilizadas com cimento	23
Tabela 3.1. Coeficiente de lastro	32
Tabela 3.2. Parâmetros para definição do coeficiente de segurança	33
Tabela 3.3. Tensão vertical admissível na plataforma.....	34
Tabela 4.1. Situação I: Resumo das características da via permanente.....	55
Tabela 4.2. Situação II: Resumo das características da via permanente	56
Tabela 4.3. Situação III: Resumo das características da via permanente	57
Tabela 4.4. Carga estática média sobre os 5 dormentes mais carregados	61
Tabela 4.5. Reforço na camada de plataforma	62
Tabela 4.6. Tabela comparativa entre o modelo teórico e o programa FERROVIA - Situação I.	65
Tabela 4.7. Tabela comparativa entre solução convencional e a solução com a placa de concreto	66
Tabela 4.8. Relação entre a tensão atuante na placa e a resistência do concreto	68
Tabela 4.9. Resumo das placas de concreto para as duas situações estudadas.....	71

LISTA DE ABREVIATURAS

ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANTF	Associação Nacional dos Transportadores Ferroviários
BGTC	Brita graduada tratada com cimento
CBR	Índice Suporte Califórnia
CCP	Concreto de cimento <i>Portland</i>
CCR	Concreto compactado a rolo
DAF	Coefficiente de majoração dinâmico
DNIT	Departamento Nacional dos Transportes
EFVM	Estrada de Ferro Vitória-Minas
HMA	<i>Hot Mix Asphalt</i>
PCA	<i>Portland Cement Association</i>
PEA	Pavimento de concreto estruturalmente armado
PMSP	Prefeitura Municipal de São Paulo
USP	Universidade de São Paulo

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Meia largura do dormente
A_s	Área da armadura
b	Largura da viga
c	Coefficiente de lastro
d	Deformação
d	Espessura da placa de concreto h , menos 3,0 cm
E	Módulo de Elasticidade
E_d	Módulo de Elasticidade Dinâmico
f_{ctk}	Resistência característica à compressão
$f_{ctM,k}$	Resistência característica à tração na flexão
F_{ST}	Fator de segurança para tensões
h_{EQ}	Espessura equivalente
I	Momento de Inércia
k	Módulo de reação do subleito
L	Comprimento elástico
ℓ	Raio de rigidez relativo
M	Momento fletor da via
M_b	Momento na borda da placa
M_K	Momento no interior da placa
N	Número de aplicações de carga
P	Tensão na interface dormente-lastro
Q	Carga por roda aplicada no trilho
q_0	Carga uniformemente distribuída
x	Distância entre o ponto de aplicação da carga Q e o ponto considerado;
y	Deflexão da via
W	Momento resistente no patim
z	Distância entre a face inferior do dormente e o ponto de aplicação da tensão na plataforma
α_1 ou 2	Ângulo entre a base da plataforma e as extremidades mais distante do dormente

σ_{adm}	Tensão Admissível
σ_z	Tensão atuante na plataforma
Φ	Coefficiente de correção de tensões
ν	Coefficiente de <i>Poisson</i>

1. INTRODUÇÃO

1.1. Generalidades

O modo ferroviário caracteriza-se pelo transporte de cargas e de passageiros. Diferente do transporte de passageiros, que tem como premissa básica o conforto do usuário e o tempo de viagem (intimamente ligado à velocidade do trem), o transporte de cargas é diversificado por carregar produtos de diferentes naturezas como, por exemplo: produtos siderúrgicos, grãos, minério de ferro, cimento, adubos e fertilizantes, derivados de petróleo, calcário e carvão mineral. Segundo a Associação Nacional de Transportadores Ferroviários (ANTF, 2013), a participação do transporte de minério respondeu por 76,6% do total de carga transportada no Brasil, demonstrando assim a importância que as vias de circulação e o material rodante devem possuir. Neste caso, além do tempo de viagem, outro fator extremamente importante é a intensidade e a distribuição dessa carga na via, pois essa informação determina qual a carga que cada eixo do vagão poderá transportar.

As ferrovias de carga pesada (*heavy haul*) são caracterizadas por transportar cargas acima de 27 toneladas por eixo, e tem como objetivo principal conseguir carregar maior volume no menor tempo possível. Entretanto, para que isso possa ser realizado de forma segura, faz-se necessário ter uma via permanente trabalhando em perfeitas condições.

Segundo CASTELLO BRANCO E FERREIRA (2002), as vias de carga são caracterizadas como vias de *heavy haul* quando suportam cargas superiores a 25 tf/eixo; ou a demanda transportada ultrapassa 20 milhões de toneladas brutas anuais (TBA); ou a lotação dos trens, individualmente, superar 5.000 toneladas brutas. No Brasil as vias de *heavy haul* são responsáveis por 82% da demanda transportada.

Segundo ESVELD (2001), pelo fato das vias de carga pesada australianas e americanas carregar de 25 a 35 tf/eixo, o número de defeitos no trilho aumentou

consideravelmente devido às altas cargas por eixo transportadas, fazendo com que a via exija um processo de manutenção mais frequente. Atualmente essas vias tem velocidade máxima permitida de 100 km/h, sendo que testes vêm sendo realizados para aumentar o limite para 120 km/h.

No Brasil, as empresas do setor ferroviário têm realizado investimentos visando melhorar a produtividade (aumento da capacidade de carga e redução do tempo de transporte) e assim serem capazes de atender também ao mercado externo, para isso, são imprescindíveis novos estudos, tanto para melhorias no material rodante como para melhorias na via permanente.

A Revista Ferroviária (MAIS, 2005) relatou o aumento significativo no volume de carga transportada nas vias das companhias Estrada de Ferro Vitória-Minas (EFVM), Estrada de Ferro Carajás e da MRS, todas consideradas como vias *heavy haul*. Especificamente em Carajás, destacou a necessidade de intervenções na via permanente devido ao aumento de carga por eixo, uma vez que na ocasião, o projeto em discussão envolvia o aumento de carga de 31,5 para 32,5 toneladas por eixo. O objetivo dos transportadores, para se obter maior produtividade e competitividade, é carregar o material rodante com seu nível máximo e não prejudicar a via permanente, entretanto sabe-se que atualmente esses vagões poderiam operar com 35 tf/eixo e que existe a intenção de se chegar a carga de 40 tf/eixo, situação na qual provavelmente as vias de *heavy haul* nacionais não suportariam.

1.2. Objetivo

A necessidade de se estudar soluções que possam proporcionar um melhor desempenho da via permanente para maiores cargas por eixo é uma realidade no Brasil e devido a isso o objetivo deste trabalho é analisar uma solução técnica adequada para uma carga por eixo de até 40 toneladas e que não cause deformações excessivas na via permanente. Para que esse objetivo possa ser atingido, tem-se as seguintes metas:

- Determinar a carga máxima que uma via férrea lastreada, apoiada diretamente sobre a plataforma pode suportar;

- Entender o comportamento dos elementos de uma via férrea lastreada frente a uma carga de 40 tf/eixo, porém suportada por uma estrutura com características de uma base rodoviária de alto desempenho (pavimento de concreto). É importante destacar que não é escopo deste trabalho, tratar de vias sobre substrato indeformável (via férrea sobre obra de arte especial).

1.3. Estrutura do Trabalho

O presente trabalho foi estruturado em cinco capítulos. O Capítulo 1 caracteriza o problema, aponta os objetivos e lista as hipóteses consideradas.

O Capítulo 2 apresenta a revisão da literatura, com foco nos aspectos referentes à via férrea e ao pavimento de concreto, e tem como principal objetivo contextualizar a teoria pertinente, tornando possível a compreensão dos principais pontos teóricos relacionados ao tema desenvolvido.

O Capítulo 3 apresenta os métodos de cálculo utilizados para análise da via férrea, incluindo as informações necessárias para a utilização do modelo computacional adotado, e para o dimensionamento da placa de concreto.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados da aplicação dos métodos de cálculo e análises dos resultados.

E por fim, no último capítulo são apresentadas as conclusões e considerações finais, bem como, as sugestões para futuras pesquisas.

2. CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS FUNDAMENTAIS

2.1. A Via Férrea Convencional

Segundo definição da ABNT (1980), a estrutura da via permanente convencional é composta por superestrutura e infraestrutura, sendo a primeira, responsável por suportar diretamente os esforços dos veículos e transmiti-los para a estrutura subsequente. A estrutura como um todo deve suportar o tráfego solicitante, permitindo assim um deslocamento seguro para o veículo, minimizando as vibrações e ruídos, e trazendo, dentro do possível, conforto para os usuários.

De acordo com BRINA (1979) a superestrutura ferroviária que se apoia sobre a plataforma (infraestrutura), é formada por sublastro, lastro, dormentes e trilhos. Na Figura 2.1 ilustra-se essa definição.

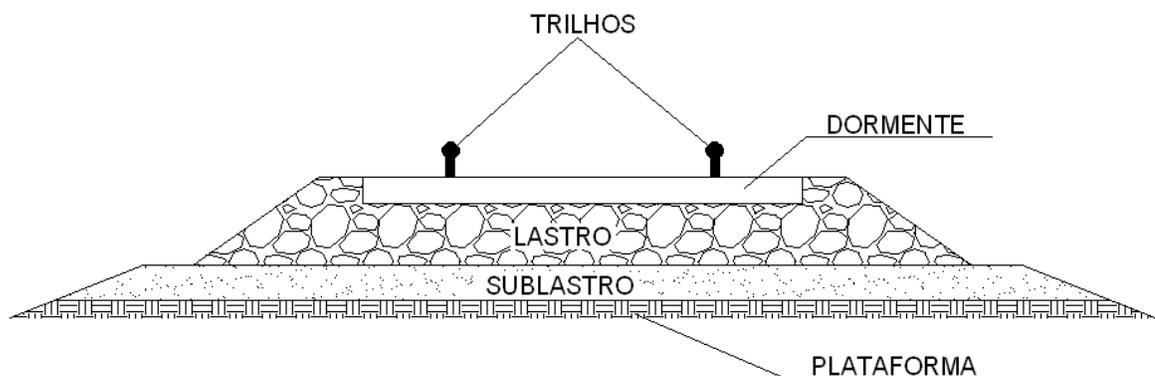


Figura 2.1. Seção típica da via permanente

Todos esses cinco elementos possuem características fundamentais para que o funcionamento da via ocorra perfeitamente. A seguir, apresenta-se uma descrição sintética dos principais fundamentos de cada elemento:

a) Trilhos

Para ESVELD (2001), o trilho pode ser considerado um dos mais importantes componentes da via férrea, tendo como principais funções: a acomodação das cargas da roda e a distribuição destas sobre os dormentes; servir como guia de roda durante o deslocamento; fornecer uma superfície de corrida plana e assim distribuir as forças de aceleração e frenagem. OLIVEROS RIVES et al. (1977) evidenciam também que a superfície de rodagem deve ser o mais lisa possível, bem como apresentar uma elevada rigidez, entretanto, de modo a evitar a sua ruptura é adequado fazer uso de um material capaz de absorver energia em forma de deformação elástica para que se tenha um via de boa qualidade. Agrega-se ainda aos trilhos a função de servir de condutor da corrente elétrica para a sinalização e de tração nas linhas eletrificadas.

De acordo com o US ARMY CORPS OF ENGINEERS (2000), essa superfície de rolamento é composta por perfis metálicos, que podem ser encontrados em diferentes dimensões e formas, com a escolha da seção mais adequada sendo definida após uma análise estrutural do perfil. Os projetistas são responsáveis pelas definições dos critérios estruturais, bem como pelos custos e a disponibilidade do trilho antes da seção final ser definida. O material mais adequado para atender a estas características é o aço. O perfil do trilho utilizado atualmente foi criado por *Vignole*, caracterizando assim o nome do tipo de trilho usado na ferrovia. Este perfil é composto por boleto, alma e patim conforme ilustrado na Figura 2.2.

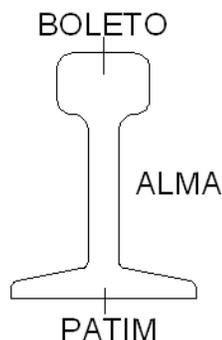


Figura 2.2. Perfil *Vignole* – Seção Transversal

Atualmente, os principais tipos de trilho utilizados no Brasil para vias novas são o TR45, TR 50, TR57 e TR68. A Tabela 2.1 apresenta as características de peso, área e momento de inércia para cada um dos deles.

Tabela 2.1. Características dos tipos de trilhos utilizados no Brasil (COMERCIAL FORTE, 2012)

Tipo de Trilho	Peso Teórico (kg/m)	Área (cm²)	Momento de Inércia (cm⁴)	Momento Resistente no Patim do Trilho (cm³)
TR 45	44,645	56,90	1610	249,58
TR 50	50,349	64,19	2040	291,69
TR 57	56,897	72,58	2731	360,52
TR 68	67,560	86,13	3950	462,12

Os trilhos necessitam ser fixados nos dormentes de modo que a distância entre as duas barras seja sempre mantida constante, garantindo assim que sempre fiquem paralelos. A essa distância dá-se o nome de Bitola, que segundo SCHRAMM (1977) corresponde à distância entre as faces internas de dois trilhos paralelos, medida a 14 mm abaixo da superfície de rolamento do boleto. A bitola pode ser do tipo: Larga (1,60 m), Padrão (1,435 m), Métrica (1,00 m) e Estreita (inferior a 1,00 m).

b) Dormentes

Os dormentes têm como principal função proporcionar suporte e fixação aos trilhos, garantindo assim a transferência de esforços para o lastro mantendo a bitola constante e a inclinação da via de acordo com o especificado (ESVELD, 2001). De acordo com o Glossário de Termos Ferroviários do DNIT (2011), o dormente pode ser uma peça de madeira, concreto, concreto protendido ou aço. Atualmente já há relatos do uso de materiais como plástico reciclável (RODRIGUES e VIDON, 2011), os quais têm apresentado resultados satisfatórios.

INDRARATNA et al. (2011) comparam as soluções de madeira e concreto e salientam que os dormentes de madeira são os mais comuns em todo o mundo, sendo presentes em vias mais antigas, entretanto devido a questões ambientais, atualmente seu uso vem perdendo

espaço e sendo substituído pelo dormente de concreto, tornando este material o mais popular entre as soluções praticadas pelo setor. A rigidez de um dormente de concreto é maior se comparado ao de madeira, e por isso eles tem a capacidade de resistir melhor às solicitações dos esforços da via. Apesar de o concreto trabalhar adequadamente na maioria das condições, o alto impacto causado pelas vias de *heavy haul*, vem causando preocupação devido ao aparecimento de fraturas em sua estrutura. Com relação às outras duas soluções, destaca-se que o dormente em aço apresenta um custo elevado e só é utilizado em situações específicas, e a opção em plástico reciclado vem crescendo em virtude de sua similaridade ao dormente de madeira na questão da resistência aos esforços mas com uma durabilidade superior, devido a sua impermeabilidade.

c) Lastro

O lastro é a camada que recebe os esforços provenientes dos dormentes e trilhos e apoia-se diretamente sobre o sublastro, conforme ilustrado na Figura 2.1.

Segundo OLIVEROS RIVES et al. (1977) e o U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (2000) destaca-se como funções do lastro:

- Promover a estabilização vertical, longitudinal e lateral da via;
- Distribuir a carga das rodas dos veículos com pressão reduzida para as camadas subsequentes;
- Proporcionar uma rodagem suave aos veículos e conforto aos usuários;
- Facilitar a drenagem.

ESVELD (2001) descreve que o lastro consiste em uma camada de agregados, que como resultado do atrito interno entre os grãos pode absorver consideráveis esforços de compressão, mas não esforços de tração. Os tipos de materiais mais adequados para essa camada, segundo BRINA (1979), são o cascalho, a pedra britada e a escória de aciaria, sendo esta última amplamente estudada como um material alternativo, por reduzir a extração de materiais granulares encontrados na natureza, além de possibilitar o aproveitamento de um resíduo gerado pela indústria siderúrgica (FERNANDES, 2010).

Para LICHTBERGER (2005), as vias lastreadas têm como principais vantagens o baixo custo, a baixa emissão de ruído, um curto período de construção, um curto tempo de reparo no caso de danos, o fato do sistema estar em uso por muitas décadas, e a possibilidade de alteração da superelevação e da geometria quando necessário.

Os materiais para o lastro possuem algumas características que devem ser obedecidas para que possam ser definidos como adequados para sua utilização (BRINA, 1979; STOPATTO, 1987), dentre eles, destacam-se:

- Resistência para suportar os esforços gerados pela carga, produzindo o mínimo possível de desgaste entre as partículas, visto que o pó gerado por esse processo pode acarretar a colmatação do material;
- Estabilidade, proporcionado nivelamento da superfície da via já que a dimensão do material deve permitir um preenchimento adequado ao redor dos dormentes;
- Permitir uma perfeita condição de drenagem;
- Deve ser um material com elasticidade limitada de modo a atenuar os choques e de fácil trabalhabilidade em sua aplicação;
- Disponibilidade no local de utilização aliado ao custo tanto da qualidade do material como o de manutenção que ele poderá gerar.

Com relação às características técnicas do material de lastro, a granulometria de lastro recomendada pela norma brasileira EB-655 (ABNT, 1991), são apresentadas pela Tabela 2.2.

Tabela 2.2. Granulometria de lastro-padrão (Adaptado de EB-655 – ABNT, 1991)

Peneira (mm)	Graduação (% em massa acumulada)	
	A	B
76,2	-	0
63,5	0	0 - 10
50,8	0 - 10	-
38	30 - 65	40 - 75
25,4	85 - 100	-
19	-	90 - 100
12	95 - 100	95 - 100

Segundo a NBR 7914 (ABNT, 1990), a altura do lastro é a distância medida a partir da face inferior do dormente até o encontro com a face superior da camada subjacente e deve ser calculada em função da capacidade de suporte da plataforma, do trem tipo, da bitola e do espaçamento entre os dormentes, sendo recomendada que essa altura varie de 25 a 40 cm. SELIG (1985) complementa que as vias de carga pesadas americanas possuem dimensão da ordem de 30 cm, mas que podem variar de acordo com as condições de subleito da via, já CASTELLO BRANCO e FERREIRA (2002) sugerem que para vias com carga por eixo maior do que 35 toneladas e terreno com predomínio de curvas de raio maior do que 875 m, a espessura de lastro seja de 35 cm, e para cargas entre 30 e 34 toneladas, a altura proposta é de 30 cm, dependendo das características do subleito.

Para SCHRAMM (1961) quanto maior a espessura de lastro, melhor pode ser a distribuição das cargas, entretanto STOPATTO (1987) ressalta que grandes espessuras de lastro podem provocar maiores recalques com a repetição das cargas, sendo então mais adequado, tentar conciliar a altura do lastro com a pressão na plataforma. É importante destacar também que a pressão exercida pelo lastro deve ser uniformemente distribuída a sua camada subsequente segundo um ângulo de espraiamento na faixa de 45° a 60° com a horizontal e também é recomendado que em casos de plataformas rígidas em concreto armado (substrato rígido) pode-se dispensar o uso do lastro (ABNT, 1990).

d) Sublastro

O sublastro tem como função aumentar a capacidade de suporte da plataforma, permitindo uma menor espessura do lastro, impedindo assim a penetração deste último elemento na plataforma, auxiliando no processo de drenagem e proporcionando relativa elasticidade a estrutura, fazendo com que a via não se torne rígida. Trata-se, normalmente, de um material com um custo inferior ao do lastro (BRINA, 1979).

PAIVA et al. (2007) observaram que a adição da camada de sublastro promoveu um bom desempenho da via em relação a deformação sofrida pela plataforma, bem como a proteção contra o bombeamento de finos provenientes da plataforma. No trabalho de TAYABJI E

THOMPSON (1976) foi concluído que a inserção de uma camada de sublastro pode provocar uma diminuição na deflexão por deslocamento vertical do trilho, assim como a pressão proveniente das camadas superiores ao sublastro é uniformemente distribuída na plataforma.

FERREIRA et al. (2011) propõem em seu trabalho, o uso de mistura betuminosa no lugar do sublastro, destacando que esse tipo de camada pode prover maior proteção ao subleito, melhorando assim a vida útil da infraestrutura. Essa questão é investigada através de um comparativo de desempenho da plataforma contra a ação atmosférica, levando em conta o estado não saturado dos materiais. O método consiste em um modelo de deslocamento vertical de um sublastro granular e betuminoso desenvolvido através do Método de Elementos Finitos combinado com uma análise térmica-hidráulico-mecânica. Através deste trabalho confirmou-se que a adoção de uma camada de sublastro betuminoso pode permitir importantes reduções no deslocamento vertical.

e) Infraestrutura

Todas as obras localizadas abaixo do greide de terraplenagem constituem a infraestrutura, sendo que entende-se por plataforma, a camada final dessa estrutura (BRINA,1979).

Segundo HAY (1982), a plataforma deve suportar e distribuir a carga ferroviária, facilitando a drenagem, bem como deve ser suficientemente regular para proporcionar ao lastro e ao tráfego uma base estabilizada, de modo que a via não sofra deformações excessivas ou indesejáveis. Para OLIVEROS RIVES et al. (1977), é de suma importância na infraestrutura ferroviária conhecer a capacidade de suporte dos vários materiais na constituição, das diversas camadas da plataforma. Os autores sugerem ainda que as plataformas compostas por solo podem ser divididas em três tipos: solo natural, em corte e em aterro.

Segundo OLIVEROS RIVES et al. (1977), a capacidade portante da plataforma encontra-se submetida aos seguintes fatores:

- carga;

- características construtivas dos veículos;
- velocidade de circulação dos trens;
- espessura da capa de lastro;
- tráfego;
- condições climatológicas.

Os solos não coesivos, como os cascalhos e as areias, normalmente apresentam a resistência necessária, já os solos de características plásticas, como as argilas, necessitam ser melhoradas, a fim de alcançarem as características de resistência desejada. Outro importante fator que deve ser analisado é a influência da água nos diferentes tipos de solo, pois sua superfície deve sempre ser protegida deste elemento.

A plataforma se compõe de solo, e as suas características como classificação granulométrica, limites de Atterberg, ensaios de compactação, devem ser consideradas segundo OLIVEROS RIVES et al. (1977).

A NBR 7964 (ABNT, 1983) classificava o material para plataforma para via férrea de acordo com a sua condição hidro-geológica e sua natureza geotécnica, podendo ser do tipo:

- **QS0** - são solos impróprios, pois podem ser orgânicos, minerais, com mais de 15% de finos ou que contenham material poluente. Estes solos não devem ser utilizados como camada de plataforma e no caso de ocorrência devem ser substituídos ou tratados;
- **QS1** – é uma camada ruim, entretanto é aceitável, desde que o sistema de drenagem seja eficiente;
- **QS2** – é um solo médio, que pode possuir de 5% até 15% de material fino ou rochas de dureza média (ensaio de abrasão Los Angeles deve estar entre 30% a 33%);
- **QS3** – é um solo bom, com quantidade de finos (passam na peneira 200) inferior a 5% ou rochas que apresentam abrasão inferior a 30%.

Baseado nesses conceitos a norma classifica a plataforma como P1, P2 e P3, conforme apresentado na Tabela 2.3.

Tabela 2.3. Plataforma para via férrea – classificação (NBR 7964 - ABNT, 1983)

CÓDIGO	DESIGNAÇÃO	CAMADA DE REFORÇO
P1	Plataforma Ruim	A camada de suporte e a de reforço é do tipo QS1
P2	Plataforma Média	A camada de suporte é do tipo QS1 e o reforço pode ser QS2 ou QS3
		A camada de suporte e o reforço são do tipo QS2
P3	Plataforma Boa	Quando qualquer uma das camadas de suporte (QS1, QS2, QS3) é seguida de camada de reforço tipo QS3

É importante salientar que em solos tropicais, que possuem grande ocorrência no Brasil, as características indesejadas de materiais finos podem não ser observadas, diferenciando-se das características mecânicas de solos finos de regiões de clima frio e temperado de onde grande parte da tecnologia de pavimentação foi desenvolvida. Estudos brasileiros já permitem identificar esses tipos de solo e separam os solos de comportamento laterítico daqueles de comportamento não-laterítico, já que os primeiros apresentam elevada resistência, baixa expansibilidade apesar de serem plásticos, e baixa deformabilidade (BERNUCCI et al., 2008).

2.2. Outros modelos de estrutura de via férrea

Em 1984, HUANG et al. realizaram um comparativo entre rodovia e ferrovia, onde foi proposta uma estrutura de camada asfáltica trabalhando em substituição a camada de lastro. O referido trabalho permitiu concluir que:

- a) A diferença mais significativa entre pavimentos rodoviários e ferroviários é que a carga rodoviária, que é representada por duas pequenas áreas circulares, é

aplicada diretamente no pavimento, enquanto na ferrovia ela é distribuída através dos trilhos e dormentes sobre uma grande área no pavimento ferroviário;

- b) Devido à diferença nas condições de carga, as tensões e deformações na via permanente e no pavimento rodoviário são diferentes para cada um dos casos, entretanto se for utilizada com o objetivo de evitar danos por fadiga, esta solução atenderia ambos os casos.

Em um trabalho posterior, somente cerca de dez anos depois, HUANG (1993) realiza uma pequena alteração no conceito divulgado anteriormente com o uso de dois métodos que incorporam o uso do asfalto HMA (*Hot Mix Asphalt*) em pavimentos ferroviários. Um deles era similar à construção de pavimentos flexíveis rodoviários, chamado de *Overlayment* (Figura 2.3), onde a camada betuminosa foi colocada no topo do subleito ou acima de uma camada de base (composta por brita, escória, ou outros materiais granulares estabilizados), e os dormentes que são dispostos diretamente sobre a camada de asfalto. No segundo método, chamado de *Underlayment* (Figura 2.4) uma camada de lastro foi colocada entre os dormentes e o asfalto, fazendo com que a camada betuminosa assumisse a função do sublastro.

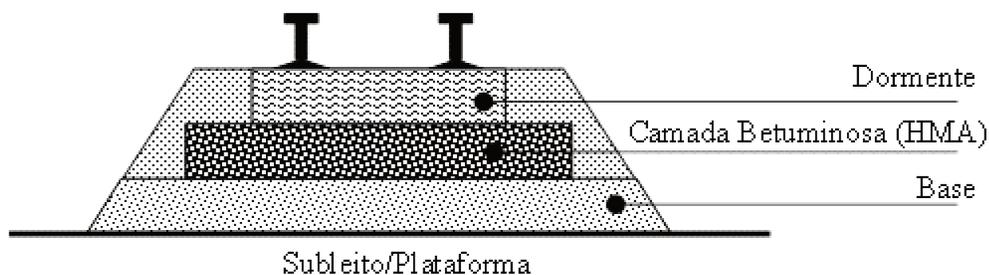


Figura 2.3. *Overlayment* (Adaptado de Huang, 1993)

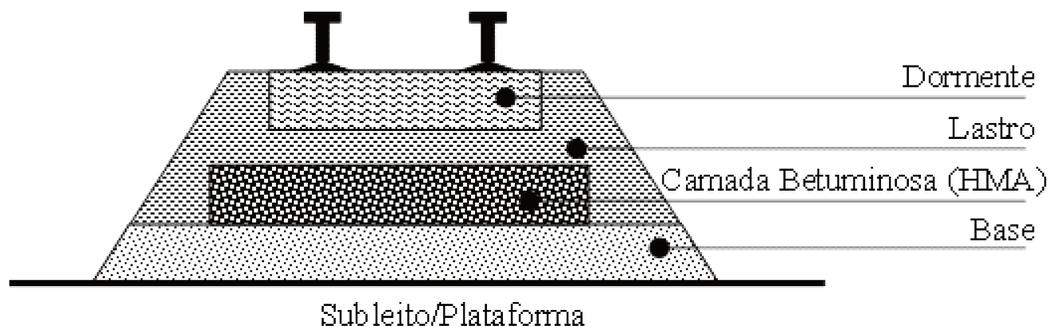


Figura 2.4. *Underlayment* (Adaptado de Huang, 1993)

Em um pavimento rodoviário, o uso de uma camada de HMA mais espessa se mostra satisfatória na redução da tensão de tração na base da camada betuminosa, bem como na redução na tensão de compressão no topo do subleito, entretanto se mostrou pouco eficaz para vias ferroviárias. Os autores confirmam que para a estrutura de *underlayment*, com uma dada espessura combinada de lastro e HMA, os aumentos de tensão de tração ocorrem conforme acontece o aumento da espessura HMA, o que indica que a utilização de lastro é mais eficaz do que a utilização apenas do HMA na redução das tensões.

Foi também concluído que a estrutura do tipo *overlayment* não pode ser utilizada para vias de *heavy haul* pois a espessura de asfalto requerida seria muito elevada, enquanto no caso do *underlayment* com uma espessa camada de lastro e uma fina camada de HMA seria possível chegar a uma solução que satisfizesse as exigências de projeto. Sugere-se ainda a utilização do pavimento de concreto para a construção de vias sobre laje, mas com a premissa de que os trilhos fossem assentados diretamente sobre essa camada, podendo ser dimensionada conforme os critérios para pavimentos rígidos rodoviários.

Em se tratando dos problemas em se utilizar os tipos de camadas que levam materiais asfálticos em sua composição, BERNUCCI et al. (2008) explicam que a temperatura é uma característica importante quando se consideram camadas que utilizam cimentos asfálticos, já que este é um material termo-sensível, e o comportamento viscoelástico do betume é função direta da temperatura da região onde a camada será executada. É destacado também que essa viscoelasticidade deve ser contabilizada com os efeitos das frequências de carregamento a fim de

se avaliar o comportamento mecânico dessas misturas. O aumento de temperatura reduz a viscosidade dos ligantes asfálticos e a resistência das misturas asfálticas às deformações permanentes, podendo assim gerar defeitos críticos na estrutura de uma via ferroviária.

ESVELD (2001) discutiu também estruturas sem a camada de lastro, mas com o uso do concreto asfáltico na via, onde os dormentes seriam colocados no topo da camada de concreto asfáltico, podendo promover uma base que garantisse rigidez e nivelamento da via. O espaçamento entre os dormentes poderia ser preenchido com lastro gerando estabilidade extra e uma redução na produção de ruídos, e a espessura da camada ficaria entre 25 a 30 cm. Como vantagens, foram destacados: benefícios na execução da camada de forma contínua; redução nos níveis de ruídos e vibrações se comparados a via sobre laje e; a possibilidade de reutilização do material. O autor conclui que em geral essas vias têm se mostrado satisfatórias e dá exemplos de testes realizados na Alemanha (10 km no trecho Berlim-Hannover, feitos em 1996), e ainda salienta que, quando altas pressões ocorrem abaixo dos dormentes, o asfalto irá deformar devido as suas propriedades visco-elásticas, até que um novo equilíbrio tenha sido estabelecido.

MARCELINO (2007) e VALE e CALÇADA (2009) desenvolveram trabalhos para vias de alta velocidade, onde foram sugeridos o uso de via sobre laje. No primeiro caso, o autor analisou as vibrações geradas pelos trens e indicou como uma das medidas mitigadoras, o uso de lajes flutuantes. Já no segundo caso, os autores estudaram a dinâmica da via em laje, para velocidades de 220, 300 e 360 km/h, e propuseram uma estrutura de laje assentada sobre uma camada de concreto pobre rolado, e concluíram que a camada de concreto não necessita de armadura, devido ao fato dos níveis de tensão na flexão no topo da laje ser reduzido, logo, não estando sujeita a camada a esforços de flexão significativos.

VARANDAS et al. (2007) conduziram uma pesquisa que teve como objetivo avaliar a influência da rigidez da fundação no valor da velocidade crítica de uma carga móvel, e para isso, comparou duas soluções estruturais: a via sobre laje e a via sobre lastro. Foi concluído que a velocidade crítica de uma via ferroviária cresce com a rigidez do terreno, sendo significativamente inferior em vias sobre lastro comparativamente a vias em laje. Já para vias em laje constatou-se que mesmo em más condições de fundação a velocidade crítica é

consideravelmente superior à máxima velocidade ferroviária e mesmo que seu custo seja maior, pode ser considerada uma solução aplicável quando as características geotécnicas do subleito não permitirem a utilização de vias convencionais.

PAIVA et al. (2011) apresentaram uma análise das tensões que ocorrem nos trilhos, da Estrada de Ferro Vitória Minas, e particularmente nesta via, que é caracterizada pelo grande volume de minério transportado, emprega-se uma estrutura composta pela camada de lastro apoiada diretamente sobre a plataforma, ilustrando assim um tipo de via permanente para *heavy haul* em funcionamento no Brasil que se diferencia das vias tradicionais que possuem a camada de sublastro.

Diante do exposto, é possível constatar que via férrea necessita de estruturas que sejam capazes de absorver tensão e sofrer pouca deformação, e em contrapartida, sabe-se que as estruturas em concreto possuem essa característica, então se torna extremamente relevante avaliar o uso dessa solução como uma alternativa para a via férrea clássica.

2.3. Pavimento de Concreto

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 1982), com a criação da NBR-7207, definiu que pavimento é uma estrutura que tem como função resistir e distribuir ao subleito os esforços verticais produzidos pelo tráfego, melhorar as condições de rolamento quanto à comodidade e segurança e, por fim, resistir aos esforços horizontais fazendo com que a superfície de rolamento se torne mais durável.

Medina (1997), baseado nos conceitos de Westergaard, considera o pavimento como uma placa delgada homogênea, isótropa e elástica, apoiada no subleito, admitindo que o subleito oferece reação apenas verticalmente, como um feixe de molas paralelas, independentes umas das outras, gerando assim, proporcionalidade entre a pressão σ_z , no contato da placa com o subleito e a deflexão δ (deslocamento vertical).

Os pavimentos são classificados como pavimentos flexíveis e pavimentos rígidos. A principal diferença entre esses pavimentos é a forma com que cada um deles distribui a carga para o subleito, sendo que o pavimento flexível é composto por uma fina camada construída sobre uma base seguida de uma sub-base que irá se apoiar sobre o subleito, já o pavimento rígido é feito de concreto de cimento Portland e pode ter ou não uma base entre ele e o subleito (YODER e WITZAC, 1975).

2.3.1. Tipos de pavimento rígido

CARVALHO E PITTA (1989) e HUANG (1993), classificam os pavimentos rígidos como:

a) Pavimento de concreto simples

Neste caso, apenas o concreto contribui para a resistência a tração na flexão produzida pelas solicitações de carga. É composto por placas contíguas, com juntas longitudinais (combate as tensões geradas pelas variações térmicas e higroscópicas) e transversais (combate a retração do concreto). Recomenda-se o uso de barras de transferência nas juntas transversais a fim de garantir a transferência de carga entre uma placa e outra. A ABCP (1989) adota placas de até 7 metros de comprimento.

b) Pavimento de concreto com armadura distribuída descontínua

Esse tipo permite a construção de placas de grande comprimento (número de juntas transversais menores), entretanto a armadura não possui função estrutural, mas atua com a função de combater a retração inicial do concreto, podendo o comprimento das placas chegar a até 30 metros. A armadura é colocada acima da linha média da espessura da placa e torna-se importante a utilização de barras de transferência de carga neste caso.

c) Pavimento de concreto com armadura distribuída contínua

É um pavimento que não faz uso de juntas transversais (somente as necessárias para se executar a construção) e possui armadura distribuída em toda sua extensão com o

objetivo de provocar uma união que ajude a evitar as fissuras que podem aflorar devido a falta das juntas.

d) Pavimento estruturalmente armado

Neste tipo utiliza-se a armadura com função estrutural, posicionada na parte inferior da placa de concreto, onde a maior parte das tensões de tração se desenvolve, sendo o aço, responsável por resistir a essas tensões, sendo importante salientar que os pavimentos com armadura distribuída posicionada apenas acima da linha média da seção, não são considerados como concreto estruturalmente armado (RODRIGUES e PITTA, 1997). Em um projeto desse tipo procura-se determinar as posições das tensões atuantes na placa, para que seja possível armá-la em locais específicos e proporcionais a essas tensões. RODRIGUES et al. (2006) explica que normalmente utiliza-se em áreas com carregamento elevado e oferece a possibilidade de diminuição do número de juntas do pavimento no sentido longitudinal do tráfego.

e) Pavimento de concreto protendido

Como o concreto não responde bem aos esforços de tração, ele necessita de uma armadura que o auxilie a responder a esses esforços. Aplica-se então um pré-alongamento na armadura ativa (cordoalhas de aço) que irá responder com uma compressão na placa de concreto, gerando um aumento de resistência nessa peça. A grande vantagem deste tipo de pavimento é a possibilidade de se executá-lo praticamente sem juntas, que pode representar uma redução na manutenção e um aumento na vida útil do pavimento.

2.3.2. Características do concreto

Para dimensionamento de pavimento de concreto, o principal fator a ser considerado é a resistência característica à tração na flexão ($f_{ctM,k}$). Na prática, esse pavimento também deverá apresentar uma baixa variação volumétrica, ter trabalhabilidade compatível com o equipamento empregado no espalhamento, adensamento e acabamento. Um estudo de traço de concreto

minucioso que preconize a melhor relação água/cimento, o teor de argamassa, a temperatura da mistura e os aditivos que podem ser empregados (plastificantes e incorporadores de ar) provavelmente acarretarão em uma qualidade do concreto satisfatória, permitindo assim obter um pavimento com maior durabilidade (DNIT, 2004).

BALBO (2009a) considera que, para placas de pavimentos não armados, deve ser sempre medida a resistência de tração na flexão, já que o concreto é o responsável pelo combate aos esforços de tração impostos pelas cargas, sejam elas dinâmicas ou estáticas.

O critério da Prefeitura do Município de São Paulo (PMSP, 2004) sugere que o material de concreto deve possuir uma resistência característica à tração na flexão entre 3,8 e 5,5 MPa aos 28 dias, e o módulo de elasticidade de até 30 GPa, Referencia-se que esses valores de resistência se correlacionam com as espessuras mínimas de 17 cm e 16 cm, respectivamente. Já o DNIT (2004) sugere utilizar valores de resistência na faixa de 4,5 MPa.

ALMEIDA (2001) utilizou em seu trabalho uma equação proposta pelo *American Concrete Institute* que correlaciona a resistência de tração na flexão com a resistência à compressão do concreto (f_{ck}), conforme equação 2.1. O autor também sugere uma equação (2.2) para a determinação do módulo de elasticidade do concreto (E_C).

$$f_{ctM,k} = 1,9893\sqrt{f_{ck}} \quad (\text{em kgf/cm}^2) \quad (2.1)$$

$$E_C = 15119\sqrt{f_{ck}} \quad (\text{em kgf/cm}^2) \quad (2.2)$$

Onde

$f_{ctM,k}$ é a resistência característica à tração na flexão

f_{ck} é a resistência característica à compressão

E_C é o módulo de elasticidade do concreto

2.3.3. Características da sub-base

A sub-base localiza-se entre a placa de concreto e o subleito, e apresenta como principais funções (PITTA, 1998):

- uniformizar o comportamento mecânico da fundação ao longo do piso;
- controlar variação do material do subleito;
- evitar a possibilidade de bombeamento de solos finos plásticos;
- incrementar a transferência de carga nas juntas.

As sub-bases podem ser granulares e tratadas com cimento e segundo PITTA (1998), o controle do nível de tensões, deformações e deslocamentos no pavimento de concreto têm como uma de suas influências o uso de sub-bases estabilizadas com cimento Portland, cal hidratada, pozolana ou cimento asfáltico, uma vez que estes regularizam o suporte e impedem o bombeamento, aumentando assim a eficiência das juntas na transmissão de carga, e sendo eficientes na prevenção de erosão.

Segundo PITTA (1998), a presença de uma camada de sub-base possibilita um incremento no valor da capacidade de suporte, que variará de acordo com o coeficiente de recalque do subleito, e das características da sub-base, como o tipo de material e a espessura. Esse valor gerará um decréscimo na espessura total da placa de concreto, sendo economicamente viável, em muitos casos, utilizar sub-bases que possuam maiores valores de coeficiente de recalque no topo do sistema (k). Nesta mesma publicação são apresentados valores que demonstram os efeitos de sub-bases no aumento de k , onde esses valores são especificados para sub-bases granulares, solo-cimento, solo melhorado com cimento, brita graduada com cimento, concreto rolado e por final uma camada apresentada em estágio experimental, as sub-bases de concreto asfáltico. Apresenta-se ainda o valor da ordem de 150 MPa/m como sendo o valor máximo admissível para esse coeficiente na determinação da espessura necessária de concreto como forma de se estabelecer um critério de segurança para o dimensionamento.

Um dos meios de se avaliar a eficiência de uma sub-base é através do módulo de elasticidade ou resiliente dos materiais que as compõem (RODRIGUES, 2006). Na Tabela 2.4 exemplificam-se as variações dos valores de módulo de elasticidade para os diversos materiais.

Tabela 2.4. Módulos de Elasticidade para materiais de sub-base (RODRIGUES, 2006)

Tipos de Material	Módulo de Elasticidade (MPa)
Material fino ou subleito	20 a 280
Base granular	100 a 300
Solo-cal	140 a 300
Misturas estabilizadas com asfalto	280 a 2.100
Base tratada com asfalto	2.100 a 2.500
Brita graduada tratada com cimento	3.500 a 7.000
Concreto compactado com rolo	7.000 a 14.000

BALBO (2009b) concluiu que quanto maior a espessura da sub-base granular sob a placa, menor será a interferência do módulo de reação do subleito (k) nas tensões no concreto e, por consequência, na espessura da placa, independentemente de variações expressivas de k . Já quando se empregam as bases cimentadas o incremento no valor de k pode acarretar de 6% a 8% de redução na espessura da camada de concreto. O autor salienta que, no caso das bases cimentadas, independente do valor de k , a opção por uma sub-base cimentada de 15 cm ao invés de 10 cm tem um efeito de redução na espessura da placa da ordem de 15%. O DNIT (2004) também cita que uma sub-base com cimento pode gerar uma redução de até 3 cm na espessura do pavimento de concreto.

O critério da Prefeitura do Município de São Paulo (PMSP, 2004) sugere que as bases cimentadas devem atender aos seguintes critérios:

- Para brita graduada tratada com cimento (BGTC) a resistência a tração na flexão de projeto deve ser igual a 0,7 MPa aos 28 dias e;
- Para concreto compactado a rolo (CCR) a resistência a tração na flexão de projeto deve ser igual a 1,5 MPa aos 28 dias.

O Manual de Pavimentos Rígidos do DNIT (2004) recomenda para camadas de sub-base tratada com cimento, os requisitos de tipo e espessura relacionados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5. Espessuras usuais para sub-bases estabilizadas com cimento

Tipos	Espessuras Utilizadas
Solo-cimento	10 a 20 cm
Solo-melhorado com cimento	10 a 20 cm
Brita graduada tratada com cimento	10 a 20 cm
Concreto Pobre ou Rolado	7,5 a 15 cm

2.3.4. Características do subleito

O dimensionamento da espessura do pavimento rígido considera o parâmetro relativo ao suporte do subleito, conhecido como Módulo de Reação do Subleito ou Módulo de Westergaard (k). Segundo Balbo (2009b), esse módulo pode ser entendido por uma medida de rigidez do subleito, ou seja, pode significar uma oposição à sua própria deformação, sendo definido pela equação 2.3:

$$k = \frac{P}{d} \quad (2.3)$$

onde:

P : pressão

d : deformação

O coeficiente de proporcionalidade k foi estabelecido por Winkler em 1887 no estudo de vigas sobre base elástica e possui um valor entre 25 N/cm^3 e 150 N/cm^3 , e pode se relacionar com o valor do CBR (*California Bearing Ratio*), onde para valor de k igual a 25 N/cm^3 e 150 N/cm^3 os valores corresponderiam respectivamente a 3% e 50% (MEDINA, 1997).

Para o cálculo de pavimentos rodoviários, utilizam-se dois métodos de determinação de k : o ensaio de prova de carga estática (Norma DNIT 055/2004) e a correlação, feita na prática,

com o valor do CBR (ABCP, 1998 e DNIT, 2004). Quando se trata de Módulo de Reação do Subleito é fundamental relatar a análise crítica publicada por BALBO (2009b) sobre o uso desse módulo em pavimentos de concreto, onde foram retratadas as dificuldades de se obter esse coeficiente diretamente e dentre as conclusões do autor destacam-se:

- a realização de um estudo na pista experimental da Universidade de São Paulo (USP), onde se constatou que k não é somente uma propriedade do solo, e sim uma propriedade da estrutura do pavimento como um todo;
- a forte relação entre a superfície deformada da camada de subleito e a linha elástica da placa rígida superior;
- o valor de k que pode variar sazonalmente;
- a dependência da posição da carga sobre a placa de concreto (borda da placa) para a determinação do fator.

Destaca-se que, mesmo sendo respeitadas as características dos componentes dessa estrutura descrita anteriormente, é importante a execução criteriosa de cada camada conforme os critérios especificados em projeto.

2.4. Discussão sobre os assuntos pesquisados

Neste capítulo foram apresentados os principais elementos da via férrea e as principais características do pavimento de concreto. As informações levantadas são fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho, uma vez que para se utilizar os métodos de cálculo explicitados no próximo capítulo, é de suma importância se conhecer todas as variáveis envolvidas no processo.

Dentre as informações levantadas destaca-se a ausência de registros de uma solução similar a proposta por este trabalho. A solução de *Underlayment* proposta por HUANG (1993) foi a que mais se aproximou da estrutura proposta, uma vez que considera o conceito da inserção de uma camada de características rodoviárias em uma estrutura de via férrea, mas diferenciando-se dos objetivos deste, pelo caráter flexível do material por ele escolhido como camada.

É importante salientar que não foi o objetivo deste trabalho avaliar estruturas de via férrea apoiada sobre substrato indeformável, como pontes, viadutos ou túneis, portanto não foram levantados dados referentes ao assunto.

Sobre a temática de vias do tipo *heavy haul*, poucas informações e trabalhos foram conduzidos no Brasil, apesar da presença significativa deste tipo de via no país. Apenas o trabalho conduzido por CASTELLO BRANCO E FERREIRA (2002) estabelecem em seu trabalho o uso de parâmetros para essas vias, como trilhos do tipo TR 68 ou UIC-60, dormentes de madeira com espaçamento de 50 cm ou de concreto monobloco com espaçamento de 60 cm, fixações elásticas ou rígidas, altura de lastro em torno de 35 cm, sublastro variando de 20 a 25 cm e ombro de lastro de 25 cm. Tais informações foram úteis para o presente trabalho e tiveram alguns parâmetros empregados durante o desenvolvimento dos cálculos.

3. MÉTODOS DE ANÁLISE DA VIA FÉRREA

3.1. Modelos de suporte de via aplicados a ferrovia

No dimensionamento da via dois aspectos são relevantes: o dimensionamento do trilho (pois este deve resistir às cargas provenientes das rodas dos veículos ferroviários), e a capacidade da plataforma de resistir à pressão das camadas superiores sobre a sua superfície, de modo a minimizar as deformações permanentes (PAIVA, 2012).

Segundo OLIVEROS RIVES et al. (1977), o dimensionamento da via férrea levando-se em conta o comportamento mecânico da via em relação às cargas atuantes do tráfego possui duas teorias:

a) Método baseado na hipótese de apoio discreto do trilho ou Método de Winkler

De acordo com ESVELD (2001), o modelo de suporte proposto por Winkler considera duas vigas contínuas e paralelas (trilhos), que são fixadas em intervalos regulares sobre os dormentes os quais são suportados pelo lastro, que por sua vez, apoia-se na plataforma que não deve ser deformável. Essa hipótese considera que cada ponto que sofre compressão é proporcional à compressão local, sendo isso descrito pela equação 3.1:

$$\sigma = Cw \tag{3.1}$$

onde:

σ : tensão de compressão no local do apoio

w : deslocamento local

C : módulo de fundação

b) Método baseado na hipótese de apoio contínuo e uniforme do trilho – Método de Zimmermann

Em 1979, HETÉNYI apresentou que a teoria de vigas em fundação elástica encontrou sua primeira aplicação no cálculo de tensões e deflexões na via ferroviária. O autor definiu que os dormentes são continuamente suportados pelo leito da ferrovia, enquanto os trilhos que se apoiam nos dormentes, trabalham sobre suporte elástico pelo fato do espaçamento entre os dormentes ser considerado mínimo, fazendo com que esta estrutura apresente um desempenho similar ao de uma sapata corrida (apoio contínuo).

3.2. Método para cálculo dos esforços na via férrea

3.2.1. Método de Zimmermann – Cálculo de esforços na via

O método de Zimmermann para cálculos dos esforços na via férrea, apresentado por OLIVEROS RIVES et al. (1977), é baseado no modelo de Winkler e propõe que a via férrea sofre deformação de acordo com a expressão 3.2:

$$P = c \cdot y \quad (3.2)$$

Onde

P : pressão exercida pelo dormente no lastro,

y : deflexão da via, e

c : coeficiente de lastro ou de Winkler.

Este método considera que o trilho está assentado sobre uma viga de largura b (Figura 3.1), que está continuamente apoiada sobre um conjunto de mola, sendo que nesta viga uma carga estática pontual Q está atuando, estabelecendo a equação diferencial 3.3:

$$EI \frac{d^4x}{dx^4} + bcy = 0 \quad (3.3)$$

Onde:

E : Módulo de elasticidade do trilho;

I : Momento de inércia do trilho;

b : largura da sapata corrida;

c : coeficiente de lastro;

y : deflexão da via.

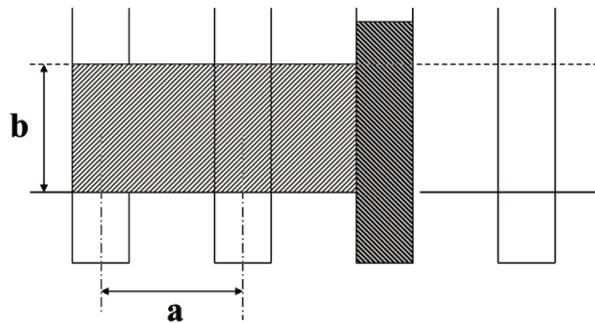


Figura 3.1. Adaptação da transformação de apoios discretos em apoio contínuo

Essa equação diferencial proporciona a obtenção dos valores de recalque (equação 3.4), momento (equação 3.5) e pressão (equação 3.6) atuantes sob a face de cada dormente, e estes podem ser determinados pelas seguintes expressões:

$$y = \frac{Q}{2b \cdot c \cdot L} \cdot \eta \quad (3.4)$$

$$M = \frac{QL}{4} \cdot \mu \quad (3.5)$$

$$P = c \cdot y = \frac{Q}{2b} \cdot \eta \quad (3.6)$$

Sendo:

Q = carga por roda aplicada no trilho;

M = Momento fletor da via.

As funções η e μ determinam a forma da linha elástica e a distribuição do momento e podem ser calculadas pelas expressões 3.7 e 3.8 (ESVELD, 2001). Essas expressões representam ondas harmônicas amortecidas com comprimento de onda de $2\pi L$, como ilustrado na Figura 3.2.

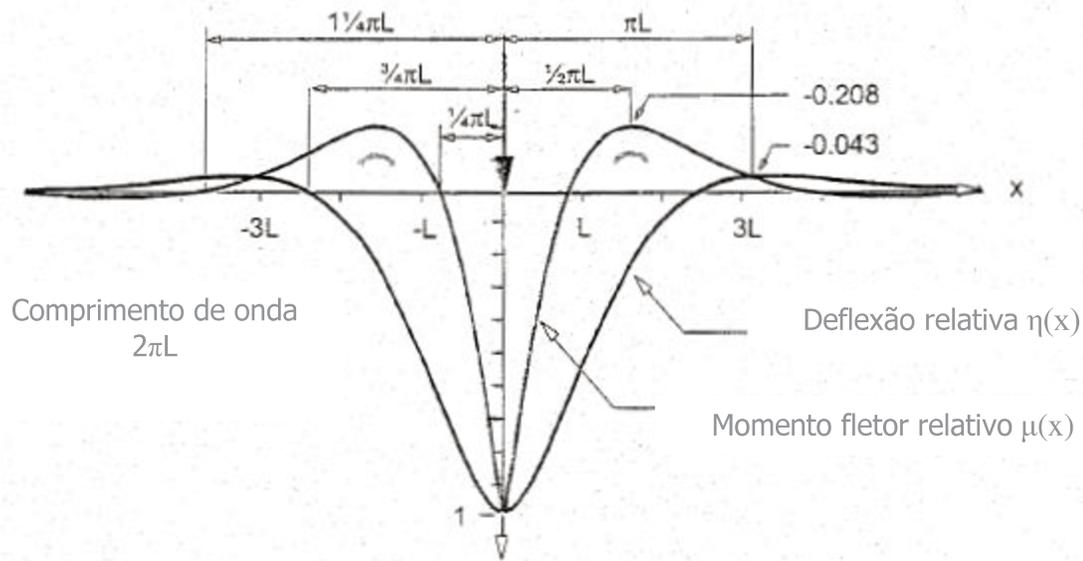


Figura 3.2. Deflexão e momento fletor relativos numa via para uma carga vertical concentrada (ESVELD, 2001)

$$\eta = \frac{\cos^x/L + \text{sen}^x/L}{e^{x/L}} \quad (3.7)$$

$$\mu = \frac{\cos^x/L - \text{sen}^x/L}{e^{x/L}} \quad (3.8)$$

onde:

x = distância entre o ponto de aplicação da carga Q e o ponto considerado;

L = é comprimento elástico dado pela expressão 3.9:

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bc}} \quad (3.9)$$

No caso de várias cargas de roda, os resultados da deflexão por deslocamento vertical e do momento são determinados pela superposição dos efeitos. Neste caso, o momento máximo na viga pode ser significativamente inferior que no caso de uma única carga. ESVELD (2001) desenvolveu uma relação entre esses valores que pode ser visto na Figura 3.3.

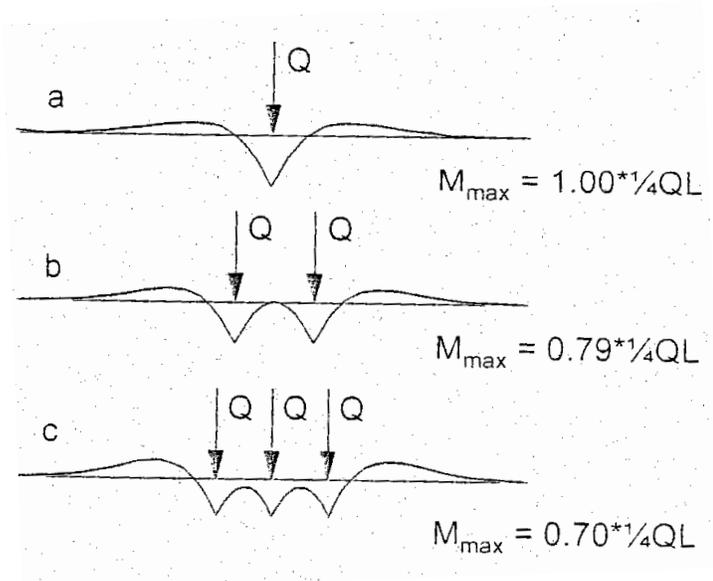


Figura 3.3. Efeito do sistema de carga na determinação do momento fletor máximo.

Definidos os elementos que permitem o cálculo da curva de flexão para uma carga vertical isolada (equação 3.4), é possível se obter o efeito da superposição das outras rodas próximas utilizando-se o princípio das linhas de influência (PAIVA, 1982). SCHRAMM afirma que a somatória (S_0 e S_i) das solicitações nos dormente deve se equilibrar com a carga por roda Q . Essa afirmação é possível de ser confirmada, se forem utilizadas as equações 3.10 e 3.11 e analisando a posição dos dormentes em relação à posição da carga da roda Q .

$$S_0 = \frac{Q}{\sum \eta_i} \quad (3.10)$$

$$S_i = \left(\frac{Q}{\sum \eta_i} \right) \eta_i \quad (3.11)$$

Analisando a equação 3.4 é possível verificar que a deformação da via é diretamente proporcional a carga (Q) e inversamente proporcional a qualidade do lastro (c) e a largura da sapata contínua (b). Tais aspectos indicam que no caso de cargas de maior intensidade trabalhando na via, para que não ocorram deformações, necessita-se de uma boa condição de suporte.

O professor Eisenmann (OLIVEROS RIVES et al., 1977) propôs valores para o coeficiente de lastro demonstrados na Tabela 3.1, que estabelecem um valor para condição de infraestrutura Ruim, Boa e Muito Boa.

Tabela 3.1. Coeficiente de lastro (Adaptado de OLIVEROS RIVES et al., 1977)

Coeficiente de Lastro [kgf/cm³]	Condição da Infraestrutura
2	Ruim
5	Boa
10	Muito Boa

3.2.2. Tensões admissíveis nos trilhos

Para SCHRAMM (1977), a tensão máxima admissível que pode ocorrer em uma fibra extrema de uma seção transversal de um trilho provocada por cargas móveis verticais, é dada pela equação 3.12, sendo o valor da Tensão Admissível (σ_{ADM}) igual a 1500 kgf/cm², para tráfego intenso e pesado a que são submetidos os trilhos.

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (3.12)$$

Onde:

M : momento fletor máximo para cargas móveis verticais

W : momento resistente no patim do trilho

Comumente executam-se os cálculos de força e fadiga em um trilho para um sistema estático, entretanto os valores dos efeitos dinâmicos também devem ser considerados. ESVELD

(2001) recomenda que seja adotado o coeficiente de majoração dinâmico (DAF) proposto por Eisenmann. Esse coeficiente considera as características da via, a velocidade empreendida pelo veículo e o local ou elemento onde há a presença desse efeito dinâmico. As equações 3.13 e 3.14, e a tabela 3.2, auxiliam na sua obtenção.

$$DAF = 1 + t\varphi, \text{ se } V < 60 \text{ km/h} \quad (3.13)$$

$$DAF = 1 + t\varphi \left(1 + \frac{V-60}{140}\right), \text{ se } 60 < V < 120 \text{ km/h} \quad (3.14)$$

Tabela 3.2. Parâmetros para definição do coeficiente de segurança

Qualidade da via		
Condição da via		φ
Muito Boa		0,1
Boa		0,2
Ruim		0,3
Fator t		
Risco	t	Aplicação
68,30%	1	Subleito
95,40%	2	Lastro, carga lateral
99,70%	3	Trilhos, fixações e suportes

3.2.3. Tensão vertical admissível na plataforma

STOPATTO (1987) adota a fórmula 3.15 de Heukelom e Klomp para limitar a tensão vertical no subleito.

$$\sigma_{ADM} = \frac{0,006 \cdot E_d}{1 + 0,7 \log N} \quad (3.15)$$

onde

σ_{ADM} : tensão vertical admissível da plataforma [kgf/cm²]

N : número de solicitações do eixo

E_d : módulo de elasticidade do solo obtido em condições dinâmicas, dado pela equação 3.16

$$E_d = 50 a 220 CBR \quad (3.16)$$

onde

CBR : Índice de Suporte Califórnia

Empregando a equação 3.11 e variando-se o valor do CBR e o número de solicitações por eixo, foi possível calcular a variação da tensão vertical admissível, conforme apresentado na Tabela 3.3.

Tabela 3.3. Tensão vertical admissível na plataforma

Tensão Vertical Admissível - σ_{ADM} (kgf/cm ²)				
CBR (%)	Número de solicitações por eixo (N)			
	2.000.000	1.600.000	1.000.000	600.000
2	0,22	0,22	0,23	0,24
3	0,33	0,34	0,35	0,36
4	0,44	0,45	0,46	0,48
5	0,55	0,56	0,58	0,59
6	0,67	0,67	0,69	0,71
7	0,78	0,79	0,81	0,83
8	0,89	0,90	0,92	0,95
10	1,11	1,12	1,15	1,19
12	1,33	1,35	1,38	1,43
15	1,66	1,68	1,73	1,78
20	2,22	2,25	2,31	2,38
25	2,77	2,81	2,88	2,97
30	3,33	3,37	3,46	3,57

Na literatura existem disponíveis diversos métodos para o dimensionamento das tensões verticais na plataforma, como o método da SNCF, de Talbot e de Eisenmann. Entretanto neste trabalho foi dado destaque apenas ao método de Eisenmann.

3.2.4. Método de dimensionamento de camadas complementares proposto por PAIVA

Caso a tensão admissível na plataforma tratada no 3.2.3 não seja alcançada, faz-se necessário reforçar essa estrutura. No estudo de PAIVA (1982) relata-se a ausência de um método que permita realizar o dimensionamento para subcamadas da plataforma ferroviária em função de suas características. Assim o autor propôs um método que auxilia na determinação da espessura das camadas complementares em função dos valores de CBR, onde foram elaboradas curvas de dimensionamento, que utilizaram os seguintes passos:

- distribuição dos esforços produzidos pelo trem-tipo ferroviário solicitante através dos trilhos e dormentes, a fim de avaliar a solicitação sob cada dormente;
- de posse do valor dessa solicitação sob cada dormente, aplica-se um método de dimensionamento de pavimentos aeroportuários, obtendo-se as curvas de correlação desejadas;
- foram desenvolvidas curvas de dimensionamento para subcamadas ferroviárias para os trilhos TR 45, 50, 57 e 68, dormente de madeira com espaçamentos de 55, 60 e 65 cm.

Portanto, com as informações do tipo de trilho, tipo de dormentes e espaçamento entre dormentes foi possível definir uma estrutura de reforço para o subleito através do desenvolvimento de ábacos que correlacionam essas informações.

3.2.5. Determinação das tensões atuantes na plataforma

a) Método de Eisenmann

Neste método reúnem-se várias metodologias para a determinação das tensões atuantes na plataforma e segundo OLIVEROS RIVES et al. (1979) no cálculo das tensões atuantes na face inferior dos dormentes são utilizadas as curvas de Zimmermann (recomendadas por Eisenmann), onde considera-se que a via está apoiada sobre uma sapata corrida. O efeito de superposição das cargas é utilizado quando se estuda a solicitação de um truque com dois ou mais

eixos. As cargas são distribuídas sobre os dormentes e o conjunto dos cinco dormentes mais solicitados é destacado para a determinação da tensão (Figura 3.4). A tensão sob o dormente central é dada pela equação 3.17 e a tensão nos quatro dormentes em relação ao ponto central é representada pela equação 3.18:

$$\sigma_Z = \frac{2P}{\pi} \left(\operatorname{arctg} \frac{a}{z} + \frac{az}{a^2+z^2} \right) \quad (3.17)$$

$$\sigma_Z = -\frac{P}{\pi} \left[\alpha_2 - \alpha_1 - \frac{1}{2} (\operatorname{sen} 2\alpha_2 - \operatorname{sen} 2\alpha_1) \right] \quad (3.18)$$

Onde:

a : meia largura do dormente;

z : distância entre a face inferior do dormente e o ponto de aplicação da tensão na plataforma;

P : pressão na interface dormente-lastro;

σ_Z : tensão atuante na plataforma;

α_1 ou α_2 : ângulo entre a base da plataforma e as extremidades mais distantes do dormente.

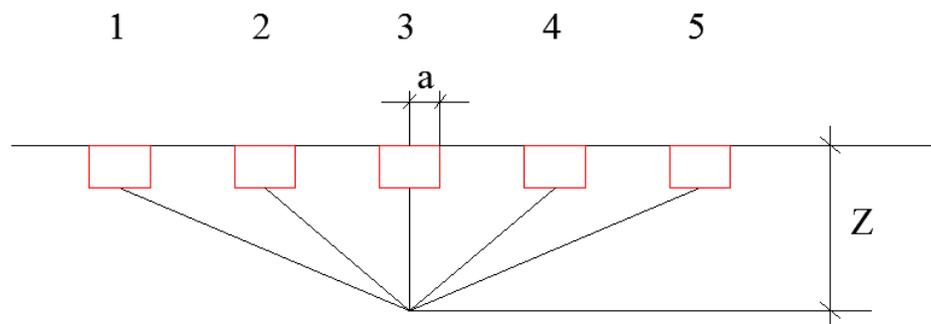


Figura 3.4. Conjuntos dos 5 dormentes mais carregados

Essas duas equações são conhecidas por fórmulas de Carothers-Terzaghi (baseadas nas hipóteses de Boussinesq que consideram o semi-espaço infinito, homogêneo e isotrópico) e o maciço onde ocorre a distribuição de tensões é constituído por duas camadas (lastro e plataforma)

ou três camadas (lastro, sublastro e plataforma). Para que seja possível transformar, por exemplo, as camadas de lastro em plataforma, pois as tensões se distribuem ao longo de todas as camadas, emprega-se o cálculo da espessura equivalente (h_{EQ}) utilizando-se a fórmula de equivalência de Odemark (3.19) para que todas essas camadas possam ser consideradas como uma só (consideram o módulo de elasticidade de cada camada – E_n):

$$h_{EQ} = 0,9h \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_3}} \quad (3.19)$$

3.2.6. Programa FERROVIA

Segundo SPADA (2003), o programa FERROVIA foi criado por Régis Martins Rodrigues em 1993, com a função de tornar mais realista as previsões de tensão em relação ao modelo computacional anterior disponível (GEOTRACK), pois este último programa trazia algumas simplificações que o deixavam suscetível a ações empíricas, prejudicando assim sua validade.

O FERROVIA é um programa que utiliza o método dos elementos finitos (simulação da parte de trilho, dormentes e fixações) e o método das camadas finitas (simulação das camadas de lastro, sublastro e a infraestrutura). O programa traz como resultado, o cálculo das respostas da via ao carregamento aplicado pelos trens, incluindo-se as tensões e deformações atuantes na camada de lastro, sublastro e plataforma.

Os dados de entrada necessários são:

- a) Dados Gerais
 - bitola (em cm)
 - espaçamento entre dormentes (em cm)
 - rigidez da fixação (kgf/cm)

- b) Dados do Trilho
 - Módulo de Elasticidade (kgf/cm²)

- Momento de Inércia (cm^4)
 - Largura da base (cm)
 - Área da seção transversal do perfil (cm^2)
- c) Dados do dormente
- Módulo de Elasticidade (kgf/cm^2)
 - Momento de Inércia (cm^4)
 - Comprimento (cm)
 - Área da seção transversal (cm^2)
- d) Dados da Fundação
- Número de camadas, sendo que para cada uma, deve-se possuir a espessura (cm), o Coeficiente de *Poisson*, a coesão (kgf/cm^2) e o ângulo de atrito (graus)
- e) Cargas
- Número do ponto nodal (malha montada com onze dormentes, onde cada um é dividido em dez elementos de viga)
 - Tipo de carga
 - Valor da carga (tf)
 - Número de cargas aplicadas

SPADA (2003) descreveu o processo de cálculo do programa da seguinte forma:

- I. Elaboração da matriz de rigidez da grade (K_S);
- II. Montagem da matriz de rigidez do sistema de camadas (K_F), a partir de valores iniciais do módulo de resiliência;
- III. Entrada dos valores de carregamento externo e cálculo dos deslocamentos e rotações nodais;
- IV. Determinação do diagrama das tensões de contato entre cada dormente e o topo do lastro;

- V. Após a determinação do diagrama de tensões de contato sob os dormentes, aplica-se o mesmo ao sistema de camadas, com as respectivas variações dos módulos resilientes das camadas com o estado de tensões, considerando também o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, com o programa ELASTMCF incremental, obtendo-se as tensões e deformações em cada camada;
- VI. De posse dos novos módulos resilientes das subcamadas, volta-se ao passo II e processa-se até o passo V, repetindo o número de vezes necessário para que haja convergência de todos os resultados;
- VII. Calculam-se os momentos fletores e esforços cortantes nos trilhos e dormentes.

Uma malha de pontos nodais da grade é montada com onze dormentes, sendo cada um, dividido em dez elementos de viga, conforme apresenta-se na Figura 3.5.

O programa descarta as tensões de contato negativas (processo feito pelo programa INFRA que está inserido no programa FERROVIA), para evitar as tensões de tração entre o dormente e o lastro. Utilizando esse mesmo conceito, o programa não admite tensões de tração no cálculo dos módulos resilientes dos materiais granulares.

Os dados de saída do programa, segundo CORREIA (2007), são dados por:

- Máxima pressão de contato entre dormente e lastro (p_c);
- Máxima deflexão no trilho (δ_T);
- Máxima deflexão no lastro (δ_L);
- Máxima tensão de compressão no topo do subleito (σ_{SL});
- Máxima tensão de tração no trilho (σ_T);
- Máxima tensão de tração do dormente (σ_D).

Neste trabalho, o programa FERROVIA foi utilizado com o objetivo de avaliar as tensões na nova seção proposta para a via férrea.

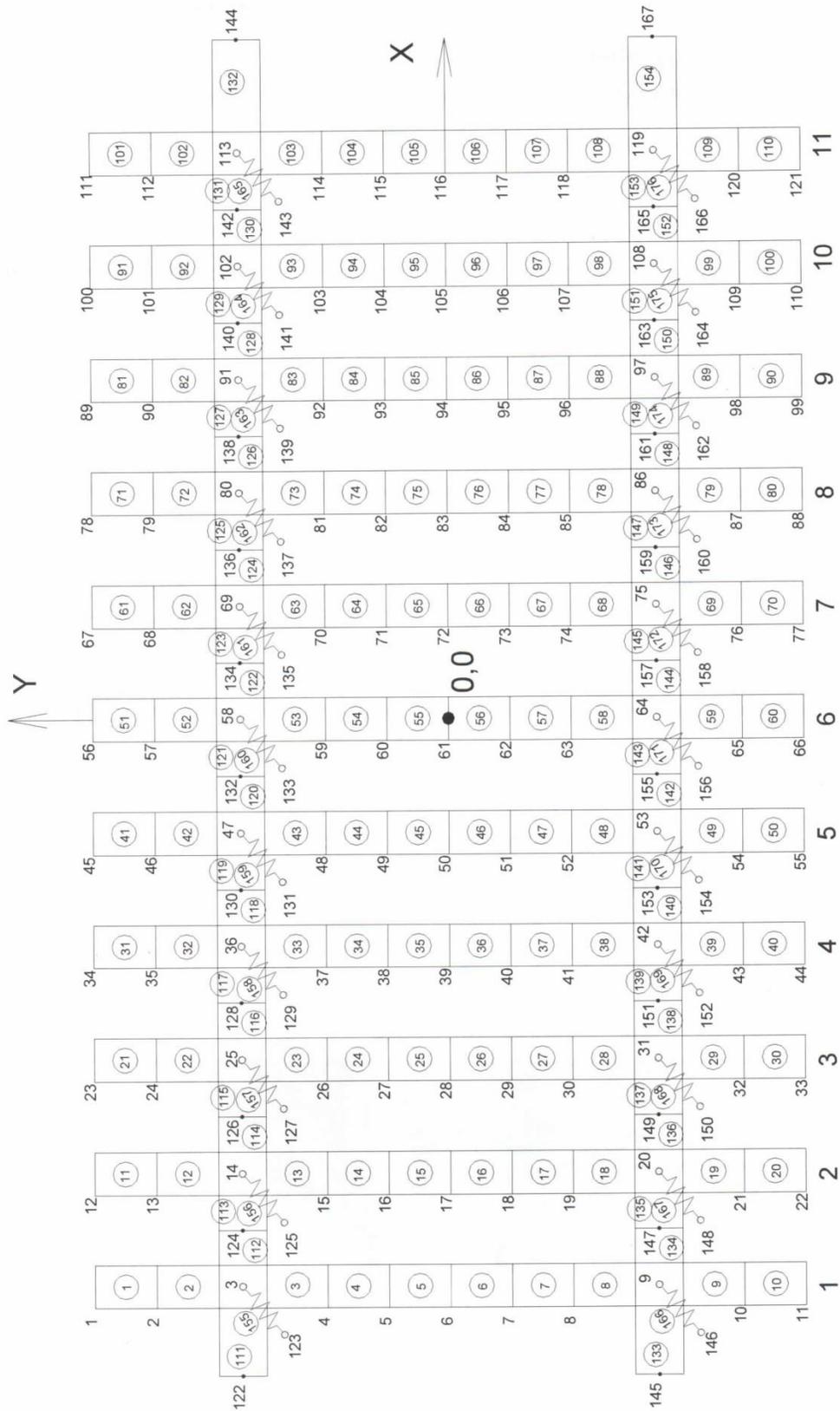


Figura 3.5. Montagem da malha de pontos nodais com onze dormentes (SPADA, 2003)

3.3. Dimensionamento de Pavimento Rígido

O modelo clássico de comportamento do pavimento rígido considera que a ruína estrutural ocorre quando o acúmulo dos efeitos das tensões de tração na flexão produzidos pela repetição de cargas supera a resistência do concreto a fadiga (desde que essa tensão seja menor do que a admissível), gerando uma relação entre as tensões e o número de solicitações de carga que o material suporta até a sua ruptura. Estudos em laboratório foram desenvolvidos para determinar as equações de fadiga (PITTA, 1998).

Segundo BALBO (2009), grande parte dos materiais da natureza possuem constantes elásticas diferentes em função das direções de atuação dos esforços. Elas são representadas principalmente através dos módulos de Young (elasticidade) e coeficiente de Poisson.

Existem vários métodos para o dimensionamento das placas de concreto simples, como por exemplo, os métodos desenvolvidos pela *Portland Cement Association* (PCA 66 e PCA 84), os métodos desenvolvidos pela Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) e os métodos baseado no Método de Elementos Finitos. Entretanto neste trabalho será utilizado apenas um desses métodos, que será apresentado a seguir.

No que se refere a placas de concreto estruturalmente armado, segundo BALBO (2009a) não se pode afirmar que exista um método normalizado para esse dimensionamento, entretanto ele sugere o método proposto por RODRIGUES e PITTA em 1997 por considerar que trata-se de um trabalho bastante consolidado no Brasil.

3.3.1. Método para Pisos Industriais Não Armados (ABCP)

Este método apresentado por CARVALHO E PITTA (1989) trata somente dos pisos em concreto simples com barras de transferência de carga e de concreto com armadura distribuída descontínua, pois não possui função estrutural. Normalmente, neste tipo de piso as cargas atuantes são cargas dinâmicas devido a veículos especiais, dotados de pneumáticos

infláveis ou esteiras, como as empilhadeiras; e as cargas estáticas materializadas por estocagem de materiais, podendo ser distribuídos uniformemente, concentrados ou lineares (montantes de bobinas, por exemplo).

Neste trabalho foi dado enfoque ao processo de cálculo para cargas uniformemente distribuídas (proposto pelos mesmos autores citados anteriormente), pois as cargas são provenientes de uma estrutura similar ao de uma sapata corrida (faixa com carga uniformemente distribuída com comprimento infinito). Os autores partem de um estudo técnico publicado por HETÉNYI (1979), que diz que o método deve ser fundamentado em algumas hipóteses:

- a placa de concreto é elástica, isotrópica, homogênea e de espessura constante;
- a fundação comporta-se como um líquido denso e caracteriza-se pela proporcionalidade entre a pressão exercida em certo ponto e o deslocamento desse ponto. Essa constante de proporcionalidade é o módulo de reação do subleito;
- a placa de concreto é tomada como uma viga de grande largura, para efeito de simplificação de cálculo.

O método baseia-se na fixação de valores para a dimensão da placa (espessura, largura e comprimento) e nas condições de suporte do solo (k). São calculadas então as tensões de tração na flexão, de posse dos valores de carga e de suas respectivas posições em relação ao eixo de simetria da placa. São utilizados ábacos que correlacionam as tensões de tração na flexão para a situação mais desfavorável de carregamento, a espessura da placa e o módulo de reação do subleito (considerado no topo do sistema subleito/sub-base), e um comprimento de placa variando entre 4, 5 e 6 metros para cada uma dessas correlações. A tensão de tração admissível é dada pela equação 3.20:

$$\sigma_{tf,adm} = \frac{f_{ctm,k}}{F_{ST}} \quad (3.20)$$

Onde:

$f_{ctm,k}$: resistência característica à tração na flexão

F_{ST} : fator de segurança para tensões

E a tensão crítica produzida é dada pelas equações 3.21 e 3.22.

$$\sigma_{tf} = \frac{\sigma_{tf,adm}}{\Phi} \quad (3.21)$$

$$\Phi = \frac{q_0}{0,05} \quad (3.22)$$

Sendo

Φ : coeficiente de correção de tensões

q_0 : carga uniformemente distribuída

Procede-se então a determinação da espessura da placa de concreto baseado no *Ábaco* para dimensionamento de pavimento de concreto no caso de cargas uniformemente distribuídas conforme ilustrado em CARVALHO E PITTA (1989).

3.3.2. Método para Pavimentos de Concreto Estruturalmente Armados – PEA

Este método de dimensionamento proposto por RODRIGUES e PITTA (1997) é baseado na determinação das tensões atuantes e dos momentos fletores, de acordo com o modelo proposto por Westergaard, por meio das Cartas de Influência de Pickett & Ray, onde são consideradas duas condições de carregamento, uma no interior da placa (mais favorável – carta n°2 – Anexo II d) e a outra com o carregamento posicionado na borda livre (carta n°6 – Anexo II e), assumindo em ambos os casos que a fundação é um líquido denso.

O cálculo estrutural é conduzido no Estádio III, de acordo com as prescrições da norma NBR 6118 (ABNT, 2007), que considera que o concreto deve possuir resistência superior a 25 MPa, para que a resistência ao desgaste esteja de acordo com o grau de solicitação imposto aos pavimentos rodoviários.

Os momentos negativos (tração na fibra superior da placa) são pequenos o suficiente para serem resistidos pelo próprio concreto. É indicado também que as juntas de construção e retração sejam protegidas por mecanismos como as barras de transferência de carga, e a utilização de sub-bases (preferencialmente as tratadas com cimento).

Para a utilização deste método é necessário considerar o posicionamento da carga em uma placa isolada (Figura 3.6), em que ocorrem 3 situações diferentes para o carregamento, e os momentos fletores variam significativamente.

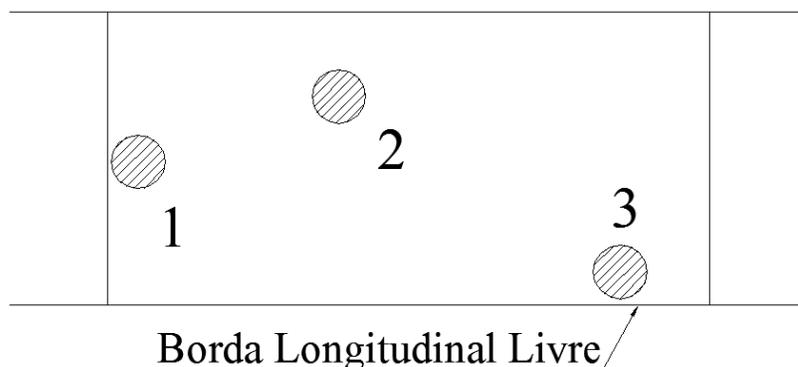


Figura 3.6. Posição do carregamento em relação às bordas

A tensão máxima na borda livre longitudinal ocorre quando a carga é tangencial (posição 3), e a medida que ela se move para o interior da placa, a tensão gerada diminui (equivale a 50% do valor inicial a apenas 10 cm da borda), podendo assumir que o carregamento na posição 3 irá produzir um momento que será cerca do dobro do verificado na posição 2. Para a carga na borda transversal (posição 1), o momento é aproximadamente 40% superior a posição 2.

A determinação dos momentos atuantes é realizada inicialmente com a carga no interior da placa e posteriormente com a carga na borda longitudinal livre. O roteiro de cálculo para a obtenção desses valores será descrito a seguir.

b) Roteiro de cálculo para determinação da armadura necessária para a posição de carga no interior da placa (RODRIGUES e PITTA, 1997)

- Determinação da área de contato do pneu e as suas dimensões básicas de Comprimento (L) e Largura (W)

Essas variáveis são definidas através das equações 3.23, 3.24 e 3.25, respectivamente.

$$A = \frac{P_R}{q} \quad (3.23)$$

P_R : carga atuante em um pneu (carga total do eixo dividida pelo número de rodas);

q : pressão de enchimento dos pneus.

$$L = \sqrt{\frac{A}{0,523}} \quad (3.24)$$

$$W = 0,6 \times L \quad (3.25)$$

- Determinação do número N de blocos da carta de influência nº 2

Essa determinação é realizada utilizando a equação 3.26 e a Figura 3.7, a qual é função do raio de rigidez da placa de concreto (ℓ), e de acordo com a teoria das placas isotrópicas, significa a distância na qual o momento fletor (positivo) estaria próximo de se anular. É também necessário que se determine a distância entre as duas rodas do semi-eixo de rodagem dupla (x) e as distâncias entre os conjuntos de rodas dos semi-eixos tandem duplo ou triplo (d).

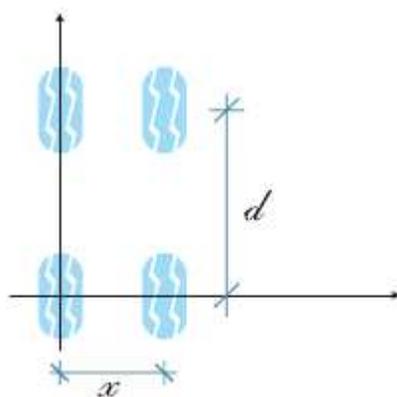


Figura 3.7. Referência para as distâncias d e x para carga no interior da placa (RODRIGUES e PITTA, 1997)

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{E \times h^3}{12 \times (1 - \nu^2) \times k}} \quad (3.26)$$

Onde

E : módulo de elasticidade do concreto;

h : espessura da placa de concreto;

ν : coeficiente de Poisson do concreto, tomado como 0,15;

k : coeficiente de recalque da fundação.

O momento então é determinado pela expressão 3.27:

$$M_K = \frac{N \times q \times \ell^2}{10.000} \quad (3.27)$$

Sendo:

N : número de blocos determinados pela carta de influência nº 2, Anexo II d;

q : pressão de enchimento do pneu;

ℓ : raio de rigidez relativo da placa.

- Determinação da armadura (equação 3.29), com o emprego dos coeficientes k_6 (equação 3.28) e k_3 (obtido através da tabela contida no Anexo II g), que são função da resistência característica do concreto (f_{ck}).

$$k_6 = \frac{b \times d^2}{M_k} \quad (3.28)$$

$$A_S = k_3 \frac{M_k}{d} \quad (3.29)$$

Onde,

M_k : momento atuante;

b : largura considerada, geralmente 100 cm;

d : espessura da placa de concreto h , menos 3,0 cm (cobrimento)

A_S : área da armadura.

- c) Determinação da armadura necessária para a posição de carga na borda da placa (RODRIGUES e PITTA, 1997)

- Momento na borda

Simplificadamente pode-se considerar que, para as pressões de contato normalmente presentes, o momento de borda é o dobro do momento no interior da placa (equação 3.30).

$$M_b = 2,0 \times M \quad (3.30)$$

- Determinação do número N de blocos da carta de influência nº 6

Esse valor pode ser determinado com o auxílio da Figura 3.8, e através da rotina de cálculo a seguir, similarmente a rotina empregada para a carga no interior da placa.

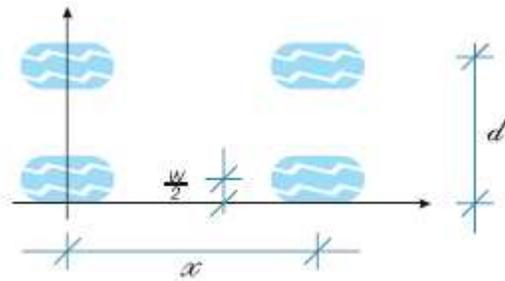


Figura 3.8. Referência para as distâncias d e x para carga na borda da placa (RODRIGUES e PITTA, 1997)

A armadura assim determinada é denominada armadura de borda, devendo ser empregada sempre que houver a possibilidade do carregamento em uma borda livre da placa (entende-se como borda livre a borda desprotegida, isto é, não há placa adjacente com dispositivos de transferência de carga, nem acostamento de concreto). Essa armadura deve ter cerca de 80 cm de largura.

- d) Armadura necessária para as tensões provenientes dos efeitos da variação térmica das placas (RODRIGUES e PITTA, 1997)

As armaduras determinadas anteriormente levaram em consideração apenas os esforços produzidos pelas cargas externas, não considerando as tensões originadas pela movimentação da placa em função das variações térmicas, ou mesmo pela retração hidráulica. Caso sejam utilizadas placas de comprimento superior ao normalmente empregado nas placas de concreto simples, que são da ordem de 5 m de comprimento, deve-se adotar armação complementar, posicionada na face superior da placa.

A determinação dessa armadura em aço CA-60 é realizada empregando-se, por exemplo, a equação 3.31 que pode ser escrita já considerando o concreto com massa específica de 24 kN/m^3 , como:

$$A_S = \frac{f \times L \times h}{333} \quad (3.31)$$

onde:

L : comprimento da placa;

h : espessura da placa de concreto;

f : coeficiente de atrito adimensional entre a placa e a sub-base, geralmente tomado entre 1,5 e 2,0.

e) Verificação das tensões na placa de concreto

Segundo ALMEIDA (2001) deve-se verificar se as tensões geradas pela carga atuante na placa de concreto são compatíveis com os valores de resistência à tração na flexão estipulados para os cálculos. O autor explica como esses valores podem ser obtidos, através das equações 3.32 e 3.33, desenvolvidas para placa sobre base elástica para cargas longe das bordas e cargas próximas a borda, respectivamente.

$$\sigma = \frac{3P(1+\nu)}{2\pi h^2} \ln\left(3,245 \frac{\ell}{a}\right) \quad (3.32)$$

$$\sigma = \frac{12(1+\nu)P}{\pi(3+\nu)h^2} \left[0,4163 + \ln(2,7302 \frac{\ell}{a}) - 0,1565\nu - B_1 + B_2\right] \quad (3.33)$$

No estudo de RODRIGUES e PITTA (1997) é considerando que em placas estruturalmente armadas, a resistência do concreto à compressão deve ser considerada, podendo variar entre 250 a 300 kgf/cm².

3.4. Discussão sobre os assuntos pesquisados

Neste capítulo foram abordados métodos de dimensionamento para via férrea e para a placa de concreto.

Destacam-se os procedimentos de Zimmermann e Eisenmann para os cálculos ferroviários devido à consolidação dos métodos, por autores como OLIVERO RIVES et al.

(1977), SCHRAMM (1977) e ESVELD (2001). Assim como o uso do programa computacional FERROVIA também se justificou devido ao fato de ser bastante utilizado no Brasil, como pode ser visto nos trabalhos de SPADA (2003) e CORREIA (2007).

No que diz respeito à escolha do método de dimensionamento para pisos industriais apresentado por CARVALHO e PITTA (1989), a justificativa para seu uso se deu pelo fato de que ele se baseia em uma faixa com carga uniformemente distribuída com comprimento infinito, aproximando-se ao cenário visto na ferrovia.

Já para a escolha do dimensionamento de pavimentos de concreto estruturalmente armado, optou-se por seguir a sugestão dada por BALBO (2009a), uma vez que o autor considera que este método já está suficientemente consolidado no Brasil.

4. ESTUDO PROPOSTO E SEUS RESULTADOS

4.1. Estudo Proposto

O estudo proposto para este trabalho é um estudo teórico, baseado em pesquisa bibliográfica, onde as variáveis foram determinadas através dos métodos de cálculo escolhidos. Os valores atribuídos a essas variáveis são valores disponíveis na literatura e foram definidos a partir das fontes indicadas, e estão identificados na revisão bibliográfica. Os resultados dos cálculos proporcionaram uma solução de engenharia viável para atingir o objetivo proposto.

Para a realização das análises necessárias para este trabalho, foram propostos 3 cenários diferentes.

O primeiro deles consistiu em avaliar a situação de uma via permanente em bitola larga composta pela camada de lastro apoiada diretamente sobre a plataforma, essa situação foi chamada de Situação I, é importante destacar que o fato de não se utilizar camada de sublastro foi baseado no fato da Estrada de Ferro Vitoria Minas (EFVM), que é uma via *heavy haul* brasileira, ter sua estrutura sem a camada de sublastro.

O segundo cenário chamado aqui de Situação II, consistiu em apresentar a solução para o problema levantado, que visa inserir um sistema de camada de base rodoviária de alto desempenho (pavimento de concreto simples) entre a camada de lastro e a plataforma da via, e dimensionar esta nova estrutura, baseada nas tensões geradas pela Situação I.

O terceiro cenário, Situação III, avaliou a solução de via sem lastro para uma placa de concreto estruturalmente armado.

4.1.1. Parâmetros

SITUAÇÃO I

- Carregamento

Composto por um vagão gôndola dividido em 2 truques, sendo que esses truques possuem 2 eixos, com distância de 177,8 cm entre eles e a distância entre os rodeios internos de 452,2 cm. A Figura 4.1 ilustra essa configuração e possibilita verificar que há um vagão subsequente, bem como a distância entre o último rodeiro de um vagão e o primeiro do que vem em seguida é de 242,2 cm. Essa informação indica que essa distribuição de carga proporciona um maior carregamento nos dormentes que ficaram distribuídos na região onde há dois vagões em sequência. Para essa configuração foram utilizadas as cargas por eixo de 32 toneladas (Situação Ia) e 40 toneladas (Situação Ib).

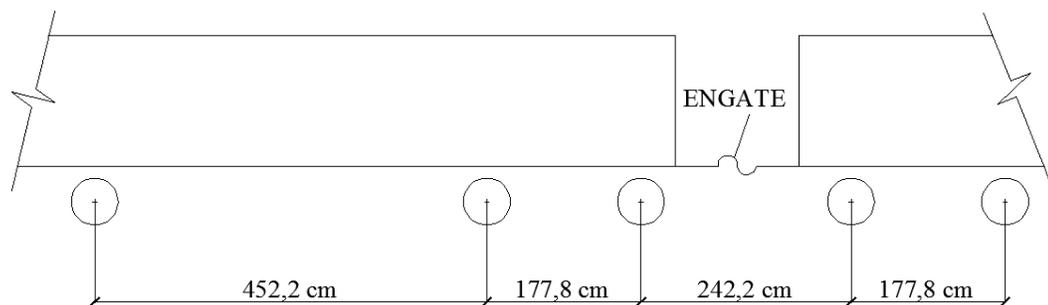


Figura 4.1. Disposição dos eixos em um vagão gôndola

Todos os cenários foram estudados com os vagões posicionados conforme apresentado na Figura 4.2. O número de solicitações por eixo (N) para o cálculo da tensão admissível na plataforma foi igual a 2×10^6 .

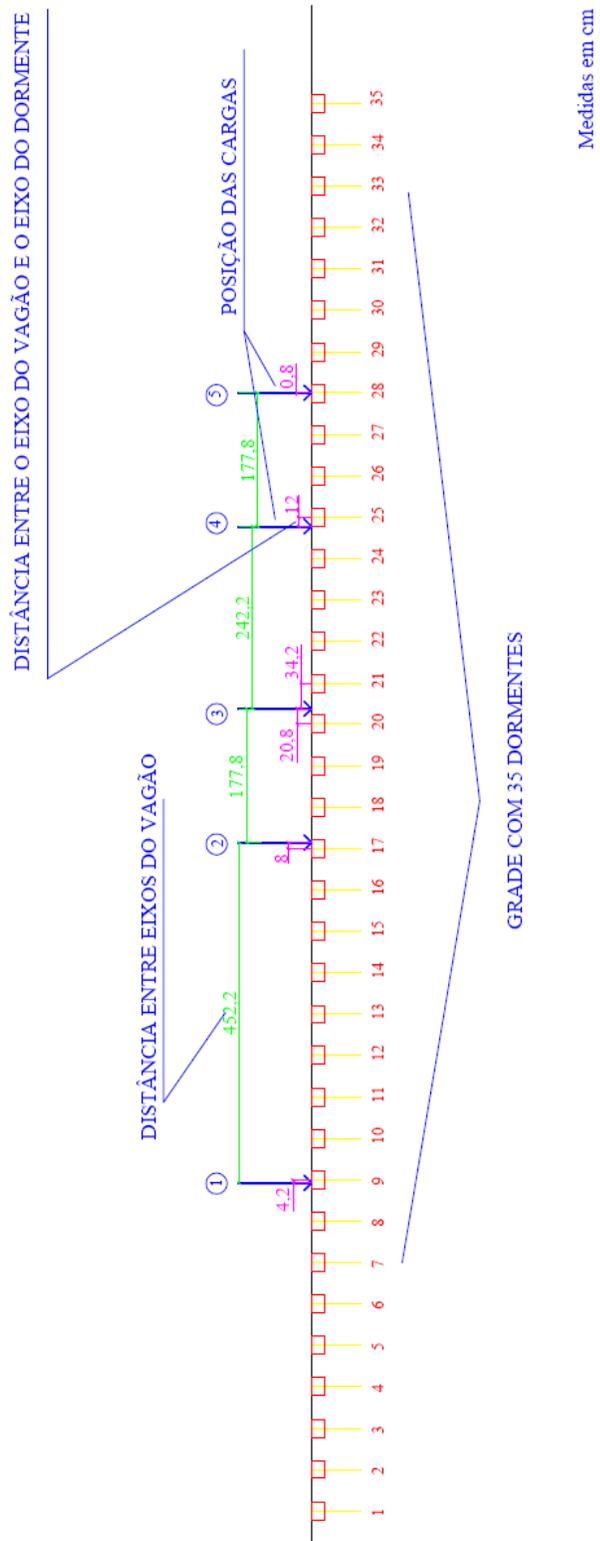


Figura 4.2. Posicionamento da Carga sobre uma grade com 35 dormentes

- Trilho

O tipo de trilho utilizado foi o TR 68, com módulo de elasticidade de 2.100.000 kgf/cm², momento de inércia de 3.920 cm⁴, momento resistente no patim igual a 462,12 kgf.m, área da seção transversal de 86,12 cm², e largura da base de 15,24 cm, coeficiente de majoração dinâmica do trilho igual 1,9 e a tensão admissível igual a 1.500 kgf /cm².

- Dormente de Madeira

Os dormentes possuem as seguintes dimensões: 280 cm (comprimento), 24 cm (largura) e 17 cm (altura) e o espaçamento entre eles é igual a 55 cm. Foram utilizados os dormentes de madeira por se considerar que seria a pior condição entre os dormentes utilizados em ferrovia.

- Lastro

O lastro apresentou altura igual a 30 cm, com módulo de elasticidade de 1.500 kgf/cm², e coeficiente de Poisson de 0,35.

- Características de solo da plataforma

Módulo de elasticidade

- ✓ Solo com CBR = 6% → E = 250 kgf/cm²
- ✓ Solo com CBR = 10% → E = 500 kgf/cm²
- ✓ Solo com CBR = 15% → E = 750 kgf/cm²
- ✓ Solo com CBR = 25% → E = 1.250 kgf/cm²
- ✓ Sub-base Granular → E = 3.000 kgf/cm²
- ✓ Sub-base de Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC) → E = 70.000 kgf/cm²

Coefficiente de *Poisson*

- ✓ Solo: 0,4

- Outros

Foi considerado ainda, o uso de fixações elásticas sobre o dormente de madeira e uma condição de suporte muito boa que de acordo com a Tabela 4.1, o Coeficiente de Winkler (c) é igual a 10 kgf/cm^2 . Na Tabela 3.1 apresenta-se um resumo das características da via permanente que foram informadas na Situação I.

Tabela 4.1. Situação I: Resumo das características da via permanente

	Situação Ia	Situação Ib
Carga por eixo	32 t	40 t
Trilho	TR 68	
Fixação	Elástica	
Dormente	Madeira espaçamento = 55 cm	
Lastro	Altura de 30 cm	
Plataforma	Solos com variados valores de CBR	

SITUAÇÃO II

- Concreto das placas de suporte da via

Foram considerados os seguintes valores: resistência do concreto a tração na flexão igual a 450 kgf/cm^2 , módulo de elasticidade igual a 300.000 kgf/cm^2 , coeficiente de *Poisson* igual a 0,2. As dimensões fixadas para a placa foram: 600 cm (comprimento) e 320 cm (largura).

- Sub-base

Foi utilizada uma sub-base de brita graduada tratada com cimento (BGTC) sobre uma sub-base granular, sendo os módulos de elasticidade iguais a 70.000 kgf/cm^2 e 3.000 kgf/cm^2 , respectivamente. O coeficiente de *Poisson* foi fixado em 0,35.

- Outros

Foi considerado um fator de segurança para as tensões igual a 1,4. Na Tabela 4.2 apresenta-se um resumo das características da via permanente que foram informadas na Situação II.

Tabela 4.2. Situação II: Resumo das características da via permanente

	Situação II
Carga por eixo	32 e 40 t
Trilho	TR 68
Fixação	Elástica
Dormente	Madeira espaçamento = 55 cm
Lastro	Altura de 30 cm
Sub-base	Granular e BGTC
Plataforma	Solos com variados valores de CBR

SITUAÇÃO III

- Adoção de dormente de concreto, com dimensões conforme figura 4.3, e considerando 40 cm centrais sem soca;
- Concreto com $f_{ck} = 250$ e 300 kgf/cm^2 .

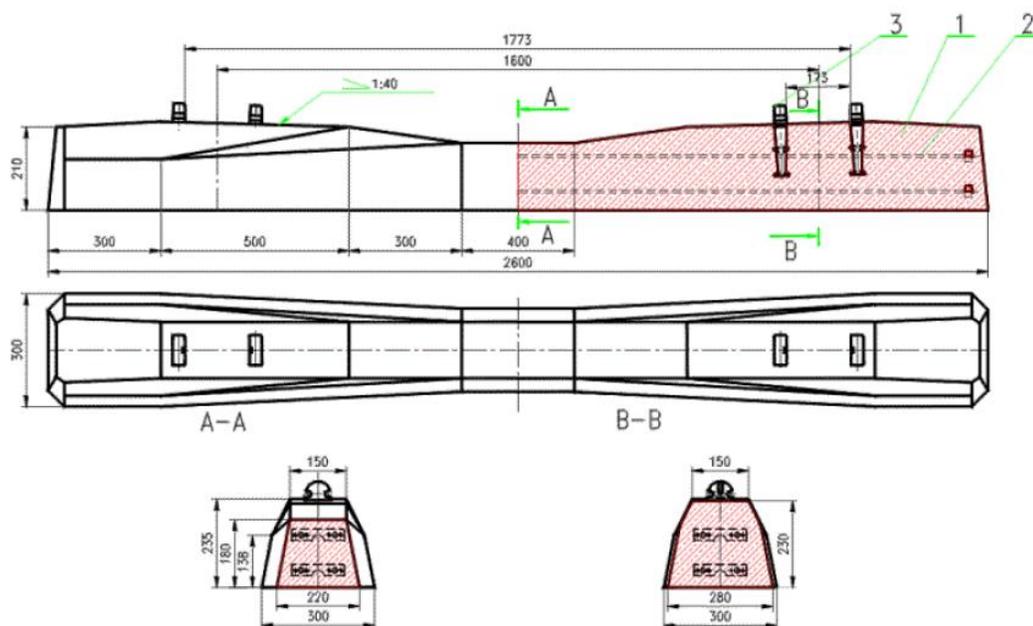


Figura 4.3. Especificação do dormente de concreto (DNIT, 2013)

A Tabela 4.3 apresenta um resumo das características da via permanente proposta para a situação III.

Tabela 4.3. Situação III: Resumo das características da via permanente

	Situação III
Carga por eixo	40 t
Trilho	TR 68
Dormente	Concreto Monobloco
Lastro	Sem lastro
Concreto	$f_{ck} = 25$ e 30 MPa
Sub-base	Granular e BGTC
Plataforma	Solos com variados valores de CBR

4.1.2. Sequência para desenvolvimento do estudo

Na Situação I (referência) foram realizadas análises para as cargas de 32,3 e 40 tf/eixo, onde se determinou a tensão de compressão máxima suportada pelo trilho e a tensão de vertical atuante na plataforma, através dos métodos propostos por Zimmermann e Eisenmann. Para este cálculo foram realizados os seguintes passos:

- ✓ Cálculo do comprimento elástico;
- ✓ Determinação da tensão máxima de compressão no trilho;
- ✓ Verificação dos efeitos das rodas sobre cada dormente para obter o resultado da superposição dos efeitos;
- ✓ Determinação das tensões na interface dormente-lastro para os 5 dormentes mais carregados;
- ✓ Determinação da espessura equivalente conforme Odemark;
- ✓ Determinação da tensão vertical na interface do lastro com a plataforma.

Ainda nesse cenário promoveu-se uma verificação das tensões no trilho e na plataforma através da utilização do programa computacional FERROVIA.

Na Situação II procedeu-se ao dimensionamento da espessura da placa de concreto pelo método para pisos industriais com carga uniformemente distribuída, para as mesmas cargas adotadas na Situação I, sendo que o cálculo desse dimensionamento se deu através de:

- ✓ Determinação da tensão admissível de tração na flexão;
- ✓ Determinação da tensão de tração na flexão mais desfavorável ao carregamento e escolha da espessura da placa de concreto;
- ✓ Definição da seção transversal proposta para a via ferroviária.

Após esse procedimento, fez-se uma análise da estrutura através do programa FERROVIA.

Na Situação III elaborou-se um dimensionamento para uma placa de concreto estruturalmente armado, onde foram determinados:

- ✓ Área de apoio do dormente de concreto na placa;
- ✓ Raio de rigidez relativo;
- ✓ Momento na borda e no interior da placa;
- ✓ Taxa de armadura;
- ✓ Tensões atuantes na face inferior da placa.

4.2. Resultados

4.2.1. Determinação da tensão na plataforma pelos métodos propostos por Zimmermann e Eisenmann

- ✓ Comprimento elástico

Tanto na determinação das tensões atuantes no trilho TR 68, quanto na plataforma, foi necessário realizar o cálculo do comprimento elástico (L), que por sua vez é função de características do trilho (módulo de elasticidade e do momento de inércia), do coeficiente de Winkler (c) e da largura do apoio contínuo (b). O valor de “b” foi de 49,53 cm, obtido a partir da área de apoio sobre os dormentes de 2.724 cm² (descontando-se a região sem socaria de 40 cm), dividida pelo espaçamento entre dormentes de 55 cm. Assim por meio da equação 3.9 para o comprimento elástico, obteve-se o valor de 90,30 cm.

Como neste valor não há a influência do carregamento, ele se mantém tanto para a carga de 32,3 tf/eixo, como para a carga de 40 tf/eixo.

- ✓ Tensão máxima de compressão no trilho

Nesta fase verificou-se se o trilho escolhido suportaria a carga que atuará sobre ele. Então, dividiu-se o valor da tensão admissível pelo coeficiente de majoração dinâmico (1,9), gerando o valor de tensão máxima de 789,47 kgf/cm². De posse desse valor, procedeu-se ao cálculo do momento fletor máximo para cargas verticais, dado pela equação 3.12, que resultou no

valor de 364.831,58 kgf·cm. No passo seguinte verificou-se se o trilho iria suportar a carga por eixo que se apoia sobre ele, para isso utilizou-se a equação 3.5 de modo a auxiliar no cálculo do valor do momento fletor em função da carga. Nesta situação, gerou-se o seguinte resultado:

- Para a carga de 32,2 tf/eixo obteve-se o mesmo valor de momento calculado através da tensão admissível (364.831,58 kgf·cm), indicando assim, que o trilho escolhido foi capaz de suportar a carga imposta;
- Para a carga de 40 tf/eixo, o valor do momento foi superior ao calculado pela tensão admissível (453.058,82 kgf·cm), indicando que, para o uso desta carga necessitar-se-ia uma minoração no coeficiente de majoração dinâmica de 1,9 para 1,53, o que após o cálculo gerou um aumento no valor da tensão máxima para 980,39 kgf/cm², permitindo assim que o perfil fosse utilizado, entretanto, atentando-se para o fato de se estar trabalhando com um fator de segurança abaixo do previamente estabelecido (1,9).

✓ Distribuição das tensões na plataforma

Nesta etapa foi utilizado o critério estabelecido por Eisenmann, onde o efeito da superposição foi empregado. O cálculo se inicia com o posicionamento dos eixos em relação aos dormentes conforme ilustrado Figura 4.2. A análise foi feita medindo-se a distância entre o eixo de cada dormente e a posição de cada roda do eixo do vagão, como ilustrado no desenho. Esse procedimento foi realizado para todas as rodas que encontravam-se apoiadas sobre a grade, seguido então da aplicação das equações 3.7, 3.10 e 3.11. Após essa determinação procedeu-se a somatória dos efeitos de cada roda para todos os dormentes, determinando assim os 5 dormentes mais carregados. Na Tabela 4.4 apresentam-se os resultados dos cinco dormentes mais carregados e suas respectivas cargas estáticas, para cada uma das condições estudadas.

Tabela 4.4. Carga estática média sobre os 5 dormentes mais carregados

Carga estática média sobre o dormente (kgf)			
		Condição de 32,3tf/eixo	Condição de 40tf/eixo
Dormentes		4.080	5.050
		5.215	6.453
		4.961	6.139
		5.100	6.312
		5.300	6.559

Após essas determinações, procedeu-se a determinação das tensões na interface dormente-lastro para os 5 dormentes listados na Tabela 4.1, com os valores de carga estática sendo multiplicados pelo coeficiente de majoração dinâmica (1,9) e em seguida, determinada a pressão na interface dividindo-se o valor da carga pela área de apoio sob cada trilho (2.724 cm²).

Para o cálculo da tensão vertical na interface do lastro com a plataforma foi necessário calcular a espessura equivalente para as duas camadas consideradas (lastro e plataforma) através da equação 3.19. Considerando que o lastro apresentava 30 cm de espessura (Módulo de Elasticidade igual a 1.500 kgf/cm²), e encontrava-se apoiado diretamente sobre a plataforma (Módulo de Elasticidade igual a 250 kgf/cm²), a espessura (z) obtida foi de 49,06 cm.

Com a determinação das pressões exercidas pelos dormentes no lastro, o valor da profundidade “z” e o uso das equações 3.17 e 3.18, determinou-se a tensão vertical relativa a cada um dos 5 dormentes, e após essa etapa, fez-se a somatória de cada um dos valores para se chegar ao valor da tensão de compressão na plataforma, que para a carga de 32,3 tf/eixo foi de 1,56 kgf/cm² e para a carga de 40 tf/eixo, de 1,97 kgf/cm².

Entretanto, como discutido por STOPATTO (1987) no item 3.2.3, foi necessário verificar a tensão vertical admissível na plataforma. Considerando o valor de CBR igual a 6% e um N igual a 2.000.000 solicitações de eixo, o valor encontrado foi de $\sigma_{ADM} = 0,66 \text{ kgf/cm}^2$ (Tabela 3.3).

Comparando os valores obtidos de tensão de compressão na plataforma e o valor da σ_{ADM} , observou-se que a tensão vertical obtida era superior a tensão admissível, sendo que a adoção da estrutura de plataforma com essa característica poderia provocar deformações permanentes. Desta forma optou-se então por reforçar a camada de plataforma pelo método proposto por PAIVA (1982).

Através das curvas para o TR68 com espaçamento de 55 cm foi possível dimensionar a espessura para camadas complementares de subleito com valores de CBR variáveis, a fim de suportarem os níveis de tensão admissíveis. Enfim, através deste método chegou-se ao resultado apresentado na Tabela 4.5.

Tabela 4.5. Reforço na camada de plataforma

	Altura (cm)	CBR (%)
Camada de Reforço 1	20	25
Camada de Reforço 2	20	15
Camada de Reforço 3	42	10
Subleito	∞	6

Fazendo-se uso do valor da tensão vertical admissível na interface do lastro e da primeira camada de reforço da plataforma para um CBR de 25%, chegou-se ao novo valor de tensão admissível na plataforma de $2,77 \text{ kgf/cm}^2$ (Tabela 3.3), indicando, portanto, que os valores obtidos na Tabela 4.5 atendem ao critério proposto. As curvas utilizadas para este dimensionamento podem ser consultadas no Anexo I.

4.2.2. Determinação da Espessura da Placa de Concreto de Cimento Portland

Determinada a tensão vertical atuante na plataforma, seguiu-se para a determinação da espessura da placa de concreto, através do Método para Pisos Industriais apresentado por CARVALHO E PITTA (1989). Apesar de a situação crítica ser a que considera a carga de 40

tf/eixo, o dimensionamento foi feito também para a carga de 32 tf/eixo a fim de utilizá-la como referência, uma vez que já foi considerada a solução ideal para Situação I.

Neste procedimento fez-se o uso da equação 3.20 para a determinação a tensão admissível na placa de concreto, onde se dividiu a resistência do concreto a tração na flexão pelo fator de segurança proposto pelo método de 1,4. O valor resultante foi de 32,1 kgf/cm².

Procedeu-se então ao cálculo da tensão de tração na flexão mais desfavorável ao carregamento, carregamento este que foi fixado no valor obtido através da determinação da tensão vertical na plataforma (1,56 kgf/cm² para a carga de 32,3 tf/eixo e 1,97 kgf/cm² para 40 tf/eixo), calculada no item 4.2.1.

Esses valores de tensão foram utilizados na equação 3.21 e 3.22, fazendo uma correção no valor da tensão, e em seguida calculando-se a tensão de tração mais desfavorável ao carregamento (σ_{tf}) produzida por essa carga, que foi igual a 10,3 kgf/cm² para a carga de 32,3 tf/eixo e de 8,2 kgf/cm² para a carga de 40 tf/eixo.

Para a determinação da espessura, utilizou-se o Ábaco para dimensionamento de pavimento de concreto, para cargas uniformemente distribuídas localizado no Anexo IIc. Nesse ábaco dever-se-ia entrar com duas informações: a tensão de tração mais desfavorável ao carregamento (σ_{tf}); e a informação referente a condição de suporte do solo. Como se pretendia inserir uma camada com características rodoviárias, além da placa de concreto, adotou-se obrigatoriamente uma camada de sub-base, e no caso deste trabalho, optou-se por adotar uma camada de sub-base granular com 20 cm sobreposta por outra camada de brita graduada tratada com cimento com 10 cm de espessura.

Especificadas as camadas de sub-base, é necessário obter o valor do coeficiente de recalque (k) para esse sistema de camadas que foi montado. Os valores para esses coeficientes estão disponíveis nos Anexos IIa e IIb. De forma geral o coeficiente ($k_{SISTEMA}$) obtido para o sistema montado teve o valor de 145 MPa/m, gerando assim uma espessura da placa de concreto

de 15,5 cm e 24 cm, para as cargas de 32,3 e 40 tf/eixo, respectivamente. As figuras 4.4 e 4.5 ilustram a solução obtida para as seções transversais calculadas.

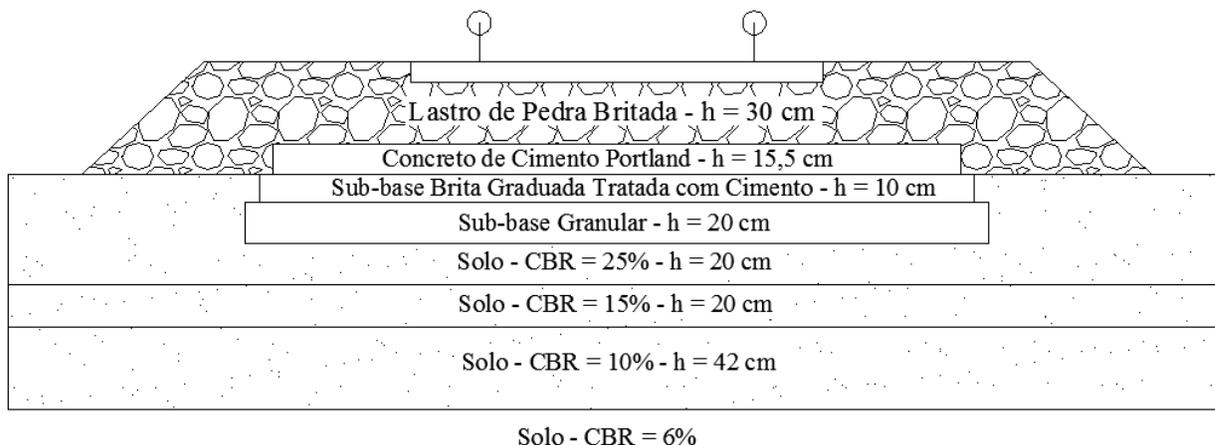


Figura 4.4. Representação da seção transversal para uma via férrea lastreada com placa de concreto de cimento Portland para 32,32 tf/eixo (sem escala)

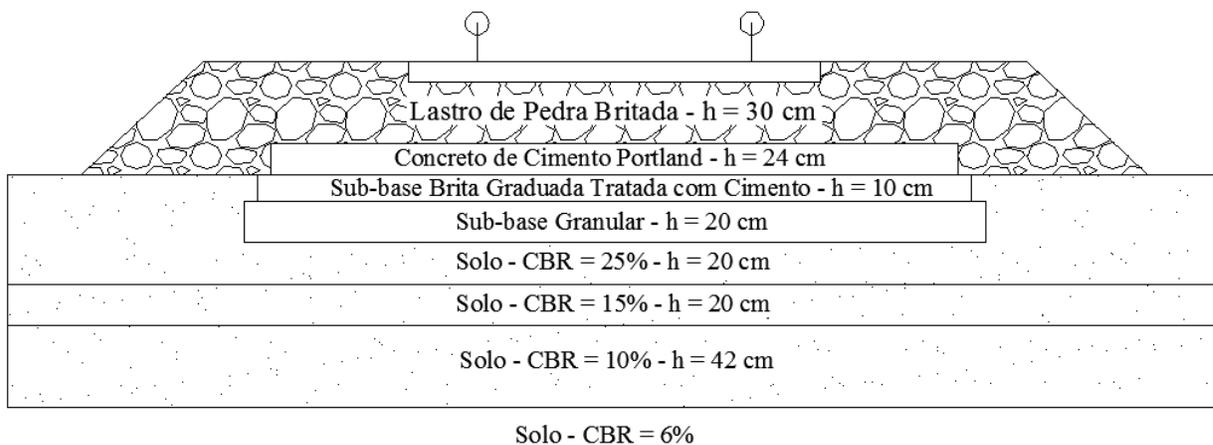


Figura 4.5. Representação da seção transversal para uma via férrea lastreada com placa de concreto de cimento Portland para 40 tf/eixo (sem escala)

4.2.3. Análise pelo programa computacional FERROVIA

No uso do programa FERROVIA foram lançados os dados de entrada referentes à grade, à fundação e às cargas, tanto para a Situação I (via lastreada apoiada diretamente sobre a

plataforma) , quanto para a Situação II (inserção do sistema de placa de concreto mais sub-base). As camadas empregadas em cada situação analisada foram caracterizadas por seus módulos de resiliência semelhantes aos empregados nas avaliações precedentes. Os resultados obtidos podem ser visualizados nas Tabelas 4.6 e 4.7.

Na Tabela 4.6 apresenta-se uma comparação entre o método de cálculo adaptado por Eisenmann e os valores gerados pelo programa para a situação de via convencional sem a presença dos reforços de plataforma. Em todos os casos, observou-se a ocorrência de reduções dos valores quando o cálculo é realizado através do FERROVIA. Entretanto, notou-se que para os valores de tensão máxima no trilho, as reduções não foram significativas, mas para os demais valores a diferença foi considerável.

Tabela 4.6. Tabela comparativa entre o modelo teórico e o programa FERROVIA - Situação I

Situação I		Método Adaptado de Eisenmann		FERROVIA		Diferença entre os valores teórico e computacional (%)	
		32 tf/eixo	40 tf/eixo	32 tf/eixo	40 tf/eixo	32 tf/eixo	40 tf/eixo
Pressão no contato dormente-lastro	(kgf/cm ²)	3,7	4,5	2,01	2,52	-46%	-44%
Tensão no topo da camada de plataforma		1,57	1,96	1,06	1,32	-32%	-33%
Tensão máxima no trilho		789,47	980,39	760,87	951,11	-4%	-3%
Momento máximo	kgf.cm	364.832	453.059	351.614	439.526	-4%	-3%

Para a Situação II foram realizadas duas simulações, uma com a inserção dos dados referentes ao dimensionamento da nova estrutura do pavimento ferroviário (presença da placa de concreto, sub-bases e também do reforço da plataforma) e a outra considerando apenas a estrutura de lastro apoiado direto sobre plataforma, mas com a inserção das camadas complementares de reforço.

Na Tabela 4.7 observa-se que o valor da tensão máxima do trilho decresceu com o aumento a rigidez das camadas, ou seja, a solução com placa de concreto apresentou menor tensão em relação à solução de lastro sobre plataforma, para ambas cargas consideradas.

Tabela 4.7. Tabela comparativa entre solução convencional e a solução com a placa de concreto (ambas com reforço de plataforma).

Situação II		FERROVIA			
		Via com placa de concreto, com reforço da plataforma		Lastro sobre plataforma, com reforço da plataforma	
		32 tf/eixo	40 tf/eixo	32 tf/eixo	40 tf/eixo
Pressão no contato dormente-lastro	(kgf/cm ²)	2,09	2,62	2,04	2,56
Tensão no topo da camada de CCP		1,07	1,39	-	-
Tensão no topo da camada de reforço 1		0,268	0,212	0,95	1,19
Tensão no topo da camada de plataforma		0,128	0,112	0,33	0,42
Tensão máxima no trilho		734,33	914,63	752,31	940,38
Momento máximo	kgf.cm	339.347	422.668	347.658	434.570

No caso da distribuição das tensões no topo das camadas ao longo da estrutura, notou-se que o pavimento de concreto absorveu grande parte da pressão transmitida pelo lastro e os estratos subsequentes têm a sua tensão reduzida devido à presença da sub-base. Já na estrutura sem a placa de concreto, as tensões que chegam à primeira camada de reforço ainda são elevadas (0,95 e 1,19 kgf/cm²) e a tensão que chega na plataforma, no caso da carga de 40 tf/eixo (0,42 kgf/cm²) foi 3,75 vezes maior que a carga obtida na solução em concreto (0,112 kgf/cm²).

4.2.4. Placa de Concreto Estruturalmente Armado

No trabalho de VALE e CALÇADA (2009) exposto no item 2.2, a solução proposta de uma laje contínua para via férrea de alta velocidade apontou que os níveis de tensão de tração e de compressão foram reduzidos, resultando assim na não necessidade de se considerar armadura de flexão para essas regiões.

Baseado nesse estudo e na estrutura proposta neste trabalho, onde a placa de concreto ficará confinada entre a camada de lastro e a plataforma, gerando uma dificuldade em se realizar manutenções no local, desejou-se avaliar a necessidade de colocação de armadura na placa de concreto de modo a combater os efeitos das tensões de tração na flexão que essa placa venha a sofrer. Diante deste cenário, algumas modificações foram realizadas para simplificar os métodos de cálculo:

- a) A estrutura da placa de concreto foi similar a estrutura proposta na Figura 4.4 (carga de 40 tf/eixo), entretanto, considerou-se o dormente apoiado diretamente sobre a placa;
- b) O dormente utilizado foi o de concreto, conforme Figura 4.3, e descontando-se a área da região sem soca (40 cm centrais), a área de apoio do dormente na placa é igual a 3.280 cm².

Na condução desta análise, utilizou-se o critério proposto por RODRIGUES e PITTA (1997), sendo que para isso, o primeiro passo foi determinar o raio de rigidez relativo (ℓ) para essa placa. A espessura escolhida foi de 28 cm para a placa de concreto, e através da equação 3.26, o valor de ℓ foi igual a 79,2 cm.

Partiu-se então para o uso das equações 3.24 e 3.25, onde a largura e o comprimento equivalentes a área de contato de um pneu foram iguais a 47,52 cm e 79,19 cm, respectivamente.

Na determinação do momento atuante no interior da placa definido pela equação 3.27, efetuou-se a determinação do número N de blocos com o auxílio da Figura 3.5 e do Anexo IId. O valor obtido de N foi igual a 1300, que ao ser substituindo na equação determinou um momento na borda igual a 497,72 tf·cm/m e um momento no interior da placa igual a 248,86 tf·cm/m, definindo assim os valores fundamentais na taxa de armadura que será necessária.

No cálculo da taxa de armadura o valor encontrado para a região interna da placa foi de 2,767 cm²/m, e para a borda de 5,634 cm²/m.

No caso definição da taxa de armadura necessária para combater os efeitos térmicos do concreto, e com o auxílio da equação 3.31, chegou-se aos seguintes valores:

- Para a Situação II, a taxa foi de 0,65 cm²/m
- Para a Situação III, a taxa foi de 0,76 cm²/m.

Com base nas informações obtidas e considerando que em placas estruturalmente armadas, a resistência do concreto a compressão estipulada é de 250 e 300 kgf/cm², foram calculadas as tensões atuantes na face inferior da placa. Os valores de B_1 e B_2 foram definidos em função do coeficiente de Poisson ($\nu = 0,2$), com valores de 0,9627 e 0,4131, respectivamente. Aplicando-se então as equações 3.32 e 3.33, obtiveram-se os valores de 21,95 kgf/cm² para o interior da placa e 32,90 kgf/cm² para a borda da placa. Esses valores são similares para ambas resistências do concreto a compressão, já que as equações utilizadas são dadas em função dos valores de carga, do coeficiente de Poisson e espessura da placa de concreto, que permanecem iguais nos dois casos.

Utilizando então a equação 2.1 a fim de se efetuar a conversão da resistência a compressão para resistência a tração na flexão foram obtidos os valores de resistência apresentados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8. Relação entre a tensão atuante na placa e a resistência do concreto

	Resistência do concreto à compressão (f_{ck})	
	25 MPa	30 MPa
Resistência do concreto à tração na flexão ($f_{ctM,k}$) [kgf/cm ²]	31,45	34,46
Tensão atuante na fibra inferior [kgf/cm ²]	21,95	21,95
Relação entre a resistência do concreto à tração na flexão e a tensão atuante na fibra inferior	1,43	1,57

4.3. Análise dos Resultados

Considerando os resultados obtidos para a Situação I, que no caso da tensão atuante no trilho, verificou-se que a carga de 32 t/eixo seria a ideal para a configuração lastro sobre plataforma, uma vez que para se trabalhar com a carga de 40 tf/eixo seria necessário reduzir o

valor do coeficiente de majoração dinâmica de 1,9 (valor ideal considerado por ESVELD, 2001), para 1,53, o que implicaria no desfavorecimento da segurança, pois a redução deste coeficiente seria da ordem de 20%.

Com o programa FERROVIA foram verificadas as tensões que ocorrem tanto na seção transversal do trilho, como na plataforma para a Situação I. Assim como no modelo teórico, os valores para a tensão atuante no topo da plataforma obtidos pelo programa foram superiores ao valor da tensão admissível de Heukelon e Klomp ($0,67 \text{ kgf/cm}^2$), desta forma confirmou-se a necessidade do uso de camadas complementares na plataforma, que posteriormente foi adotada para as outras situações.

Os valores de pressão no contato dormente-lastro e de tensão no topo da camada de plataforma apresentaram diferenças significativas quando simuladas no FERROVIA, registrando no caso de 40 tf/eixo, 44% e 33% de redução respectivamente e justificando assim o fato de Eisenmann considerar um coeficiente dinâmico (1,9) como um fator multiplicando do valor da pressão de contato entre o lastro e o dormente, que não é considerado pelo modo computacional, conforme constatado também por CORREIA (2007). Há uma sensível diferença (3% a 4%) nos valores de tensão na seção transversal do trilho calculados por Eisenmann e pelo FERROVIA, fato este justificado em pesquisa desenvolvida por SPADA (2001), que afirmou que o método de Eisenmann superestima seus valores em relação ao programa.

Para se trabalhar com 40 tf/eixo então, foi proposta a inserção da placa de concreto com a complementação de duas sub-bases, sendo uma de BGTC sobre uma base granular. Como essa camada granular ficará confinada, e acima dela todas as camadas são cimentadas, ela passaria a sofrer com o problema de bombeamento de finos da plataforma, podendo gerar problemas futuros em sua estrutura. Então como forma de melhorar a vida útil dessa camada sugere-se um solo estabilizado granulometricamente com algum tratamento químico para o material fino, criando uma estrutura de certa forma impermeável que poderá auxiliar no seu processo de conservação.

Para a Situação III, de acordo com o raio de rigidez relativo calculado observa-se que a área de influência da carga na placa terá a configuração similar a da Figura 4.6. A região hachurada no desenho refere-se a área de influência do momento fletor na placa, mensurada através do raio de rigidez relativa, permitindo dizer que nem o momento, e nem a taxa de armadura na região das bordas deve ser considerada, pois não há carga atuando nessa região. Portanto, a taxa de armadura será de $2,767 \text{ cm}^2/\text{m}$ (região interna da placa). No que se refere à armadura de retração, situada na face superior da placa, as taxas de armaduras obtidas foram muito próximas, não gerando diferenças significativas.

Com relação à tensão atuante na placa de concreto, através da Tabela 4.4 concluiu-se que ela corresponde a 57% do valor da resistência a tração na flexão do concreto para 25 MPa e para 30 MPa, equivale a 43%, permitindo entender que a própria resistência do concreto seria capaz de absorver essas tensões de tração na flexão. A Tabela 4.9 apresenta um resumo para as Situações II e III.

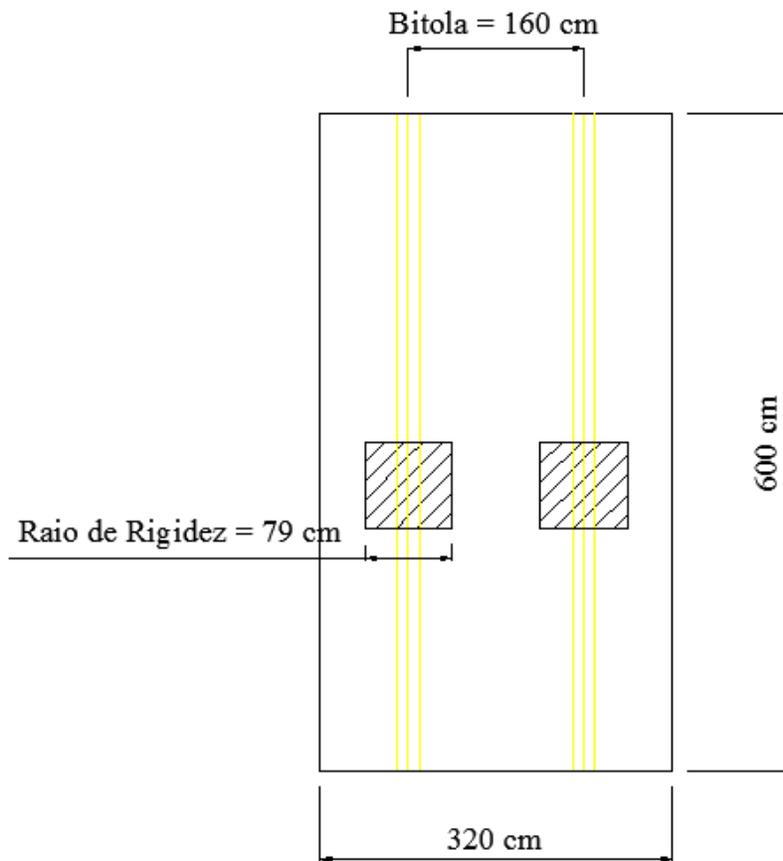


Figura 4.6. Representação da placa de concreto com suas dimensões e indicação do raio de rigidez relativo

Tabela 4.9. Resumo das placas de concreto para as duas situações estudadas

	Situação II	Situação III
Concreto	$f_{ctm,k} = 4,5 \text{ MPa}$	$f_{ck} = 25 \text{ e } 30 \text{ MPa}$
Espessura da placa	24 cm	28 cm
Armadura estrutural	0	$2,767 \text{ cm}^2/\text{m}$
Armadura de retração por efeitos da variação térmica	$0,65 \text{ cm}^2/\text{m}$	$0,76 \text{ cm}^2/\text{m}$

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

O desenvolvimento deste estudo permitiu a familiarização de procedimentos de cálculo de dimensionamento de camadas e de elementos constituintes da via férrea. Permitiu ainda o desenvolvimento de avaliação crítica através da comparação entre dois procedimentos de cálculo e a definição das diferenças relativas obtidas nos seus resultados.

Neste estudo pretendeu-se analisar uma solução que fosse viável tecnicamente para suportar uma carga de via férrea de 40 tf/eixo, para isso foi proposto um modelo onde houve a inserção de uma estrutura de placa de concreto de cimento *Portland* sobre duas camadas de sub-base, uma de BGTC e outra granular (modelo similar ao de pavimento rígido rodoviário), entre as camadas de lastro e de plataforma.

A determinação das tensões no topo da plataforma, na situação de referência na qual a via permanente atua com o lastro direto sobre a plataforma, verificou-se que o trilho para a carga de 40 tf/eixo recebe uma tensão atuante em sua seção cujo valor resulta em um coeficiente de majoração dinâmica abaixo do proposto pela literatura. Entretanto com a inserção da nova solução, verificou-se uma sensível diminuição na tensão atuante no trilho nas duas metodologias de cálculo consideradas neste estudo, mas ainda assim a tensão não chegou ao valor admissível esperado.

As diferenças determinadas entre os dois métodos de cálculo evidencia que o procedimento de Zimmermann e Eisenmann resulta em plataformas ferroviárias que devem possuir qualidade superior para suportar pressões superficiais com maior valor.

É importante destacar a escassez de literatura que abordasse estruturas similares a essa, principalmente no Brasil. Mesmo as estruturas já conhecidas, como as apoiadas sobre camada asfáltica possuem apenas pequenas citações em livros e artigos, não desenvolvendo com mais profundidade o assunto.

O uso do programa FERROVIA foi de extrema importância já que permitiu a verificação e a coerência dos cálculos desenvolvidos, através da obtenção dos valores de resposta da via sobre o carregamento e seção transversal proposta.

Como sugestão para futuras pesquisas, não foram contemplados neste trabalho os aspectos econômicos inerentes a cada uma das soluções propostas, como custos de construção e de manutenção, já que é de conhecimento geral que a solução em concreto possui custos maiores do que em relação à via convencional.

Duas possibilidades decorrentes deste estudo poderiam ser desenvolvidas: a viabilidade de emprego de uma camada de concreto compactada a rolo e, a outra seria a consideração de concreto reforçado com fibras na mesma situação aqui avaliada.

A aplicação da solução proposta em um modelo real e em verdadeira grandeza para a verificação dos efeitos que essa nova estrutura poderia gerar em seus elementos seria complementar ao estudo desenvolvido até o momento. O experimento em escala real permitiria a avaliação pelo emprego de placas pré-moldadas adequadamente dimensionadas para esta utilização. Uma eventual vantagem deste tipo de placa seria a possibilidade da sua substituição, caso sua falência viesse a ocorrer.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, L.C. **Lajes sobre solo para fundação de residência**. Dissertação. FEC-Unicamp. Campinas, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND - ABCP. **Dimensionamento de Pavimentos Rodoviários e Urbanos de Concreto pelo Método da PCA/1984**. 3ª ed. ET-97. São Paulo. 1998.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7641: TB131 - Via permanente ferroviária**. 1980. 32p. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR-7207: Terminologia e classificação de pavimentação**. 1982. 3p. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR-7914: Via férrea – Lastro-Padrão**. 1990. 4p. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **EB-655: Projeto de lastro para via férrea**. 1991. 2p. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. 2007. Rio de Janeiro
- ASSOCIAÇÃO NACIONAL DOS TRANSPORTADORES FERROVIÁRIOS - ANTF. <<http://www.antf.org.br>>. Acessado em 14. jan. 2013.
- BALBO, J.T. **Pavimentos de Concreto**. São Paulo. Oficina de Textos, 2009a.
- BALBO, J.T. Revisão crítica dos conceitos e reminiscências sobre o módulo de reação do subleito em pavimentos de concreto. **Revista Pavimentação**. ABPV. Ano IV. 2009b.
- BERNUCCI, L.B.; MOTTA, L.M.G; CERATTI, J.A.P.; SOARES, J.B. **Pavimentação asfáltica: Formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro: Petrobrás: ABEDA, 2008, 504p.
- BRINA, H.L. **Estradas de Ferro 1 – Via Permanente**. Rio de Janeiro. Livros Técnicos e Científicos S.A. 1979.

CARVALHO, M. D. Premissas de projeto e dimensionamento de pavimentos urbanos de concreto. Seminário de Pavimentos Urbanos. **ConcreteShow**. Apresentação. São Paulo, 2008.

CARVALHO, M.D., PITTA, M.R. **Pisos industriais de concreto: dimensionamento de pavimento de concreto simples**. 2ª edição. São Paulo, ABCP, 1989. 89p. ET-52.

CASTELLO BRANCO, J.E.S., FERREIRA, R. **Tratado de estradas de ferro**. V. II. Rio de Janeiro. Reflexus Estúdio de Produção Gráfica, 2002. p. 145-158

COMERCIAL FORTE. Disponível em < <http://www.comercialforte.com.br>>. Acesso em 16 de dezembro de 2012.

CORREIA, L.F.M. **Estudo da sensibilidade dos parâmetros de dimensionamento de uma via férrea submetida às deformações verticais**. Dissertação. FEC-Unicamp. Campinas, 2007.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. Especificação técnica de material. ETM – 003: Dormentes. 2013. Disponível em < <http://www.dnit.gov.br/consultas-publicas/etm-003-dormentes.pdf>> Acessado em: 23.jul.13.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Manual de Pavimentos Rígidos**. 2ª edição. Ministério dos Transportes. Rio de Janeiro, 2004.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Glossário de Termos Ferroviários**. Consórcio STE Siscon. Disponível em: <<http://www.antf.org.br/pdfs/glossario.pdf>>. Acessado em: 13 jun.2011

ESVELD, C. **Modern Railway Track**. Germany. MRT-Productions, 2001.

FERNANDES, D.P. **Estudo de estabilização química, geo-mecânica e ambiental das escórias de aciaria LD para fins de aplicação como material de lastro ferroviário em vias sinalizadas**. Dissertação. Universidade Federal de Ouro Preto. 2010. 142 f.

FERREIRA, T.M., TEIXEIRA, P.F., CARDOSO, R. Impact of Bituminous Subballast on Railroad Track Deformation Considering Atmospheric Actions. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. V. 137, ed. 3, p. 288-292, 2011.

HAY, W.W. **Railroad Engineering**. 2. ed. New York. John Wiley & Sons, 1982.

HETÉNYI, M. **Beams on elastic foundation – Theory with applications in the fields of civil and mechanical engineering**. 1979, The University of Michigan Press. 11^a ed. United States of América.

HUANG, Y.H. **Pavement Analysis and Design**, Prentice-Hall, Inc. New Jersey, 1993.

HUANG, Y.H., LIN, C., ROSE, J.G. Asphalt Pavement: Highway versus Railroad. **Journal of Transportation Engineering**, V. 110, n^o 2, p. 276-282, 1984.

INDRARATNA, B., SALIM, W., RUJIKIATKAMJORN, C. Advanced rail geotechnology-ballasted track. Netherlands. CRC Press Taylor & Francis Group. Balkema Book, 2011.

LICHTBERGER, B. **Track compendium Formation**, Permanent Way, Maintenance, Economics. Eurail Press, 1st edition. Germany: 2005.

MAIS toneladas por eixo. **Revista Ferroviária**, Rio de Janeiro, n^o5, p 10-15, 2005.

MARCELINO, J. Vibrações geradas por comboios de alta velocidade. Uma revisão. **Revista Geotecnia**, n^o110, p 75-99, 2007.

MEDINA, J. **Mecânica dos Pavimentos**. Ed. UFRJ, Rio de Janeiro, 1997.

OLIVEROS RIVES, F., LOPEZ PITA, A., MEGIA PUENTE, M.J. **Tratado de Ferrocarriles I – Via**. Madrid. Editora Rueda, 1977, v. 1.

PAIVA, C.E.L. **Uma contribuição ao dimensionamento de subcamadas das plataformas ferroviárias**. Dissertação de Mestrado, POLI-USP, São Paulo, Brasil, 1982.

PAIVA, C.E.L. **Superestrutura ferroviária**. Apostila da disciplina FEC 310. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. UNICAMP. 2012.

PAIVA, C.E.L, AGUIAR P.R. e SILVA, F.C.M. Evaluation of Track / Ballast Behavior Under Increased Axle Load: Measuring Deflections on Track. In: **Track International Heavy Haul Association - 2007** Specialist Technical Session Kiruna, Sueden 2007.

PAIVA, C.E.L, SOUSA, J.L.A.O., ALMEIDA, L.C., AGUIAR P.R., WATANABE, J.S., CARVALHO, R.M., PEIXOTO, C.F. SILVA, F.C.M, PASCHOALIN, D.P. Stresses analysis on a rail part. **Railway Engineering**. Londres, 2011.

PITTA, M.R. **Projeto de sub-bases para pavimentos de concreto**. ABCP – ET 29, São Paulo. 6ed. 36 p. 1998.

PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO - PMSP. **Instruções de Projeto. IP-07 Dimensionamento de pavimentos de concreto**. São Paulo, 2004.

RODRIGUES, C.M.O., VIDON JUNIOR, W. Dormentes de plástico reciclável – Uma solução viável para dormente. **1º Encontro Nacional de Tecnologia Metroferroviária**. São Paulo. 2011. (artigo)

RODRIGUES, P.P.F, **Pavimentos Industriais de Concreto Armado – Projetos e critérios executivos**. IBTS. 2ª ed. São Paulo, 2006.

RODRIGUES, P.P.F., BOTACINI, S.M., GASPARETTO, W.E. **Manual Gerdau de Pisos Industriais**. 2006. Ed.Pini. São Paulo.

RODRIGUES, P.P.F, PITTA, M.R. **Dimensionamento de pavimentos de concreto estruturalmente armados**. ABCP/IBTS. 1997.

RODRIGUES, R. M. Um modelo para análise estrutural de vias permanentes ferroviárias sobre lastro. **Anais do X COBRAMSEF - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações**. Foz do Iguaçu - PR: ABMS, 1994. v. 3. p. 755-762.

SCHRAMM, G. **Técnica e economia da via permanente**. 1. ed. Otto Elsner Verlagsgesellschaft Darmstadt, 1977.

SELIG, E.T. Ballast for heavy duty track. **Track Technology – Proceedings of the conference**. University of Nottingham, pp. 245-252, London, 1985.

SPADA, J.L.G. **Uma Abordagem de Mecânica dos Pavimentos Aplicada ao Entendimento do Mecanismo de Comportamento Tensão-Deformação da Via Férrea**. Tese (Doutorado), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2003

STOPATTO, S. **Via permanente ferroviária: conceitos e aplicações**. São Paulo. Editora da Universidade de São Paulo, 1987.

TAYABJI, S.D., THOMPSON, M.R. **Track Support Systems Parameter Study – Ballast and Foundation Materials Research Program**. Monograph. University of Illinois. Urbana-Champaign, 1976, 71p.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Railroad Design And Rehabilitation. Engineering and Construction Division, 2000.

VALE, C., CALÇADA, R. Dinâmica de uma via em laje para tráfego de comboios de alta velocidade. **Coninfra**, São Paulo, 2009.

VARANDAS, J., DIMITROVOVÁ, Z., PALACIO, A., GONÇALVES DA SILVA, M. **Influência da rigidez da fundação no valor da velocidade crítica de uma carga móvel. Aplicação a vias ferroviárias.** Publicação UNIC – DTC7. UNL. 2007.

YODER, E.J., WITCZAK, M.W. **Principles of pavement design.** Second Edition. John Wiley & Sons, Inc. 1975.

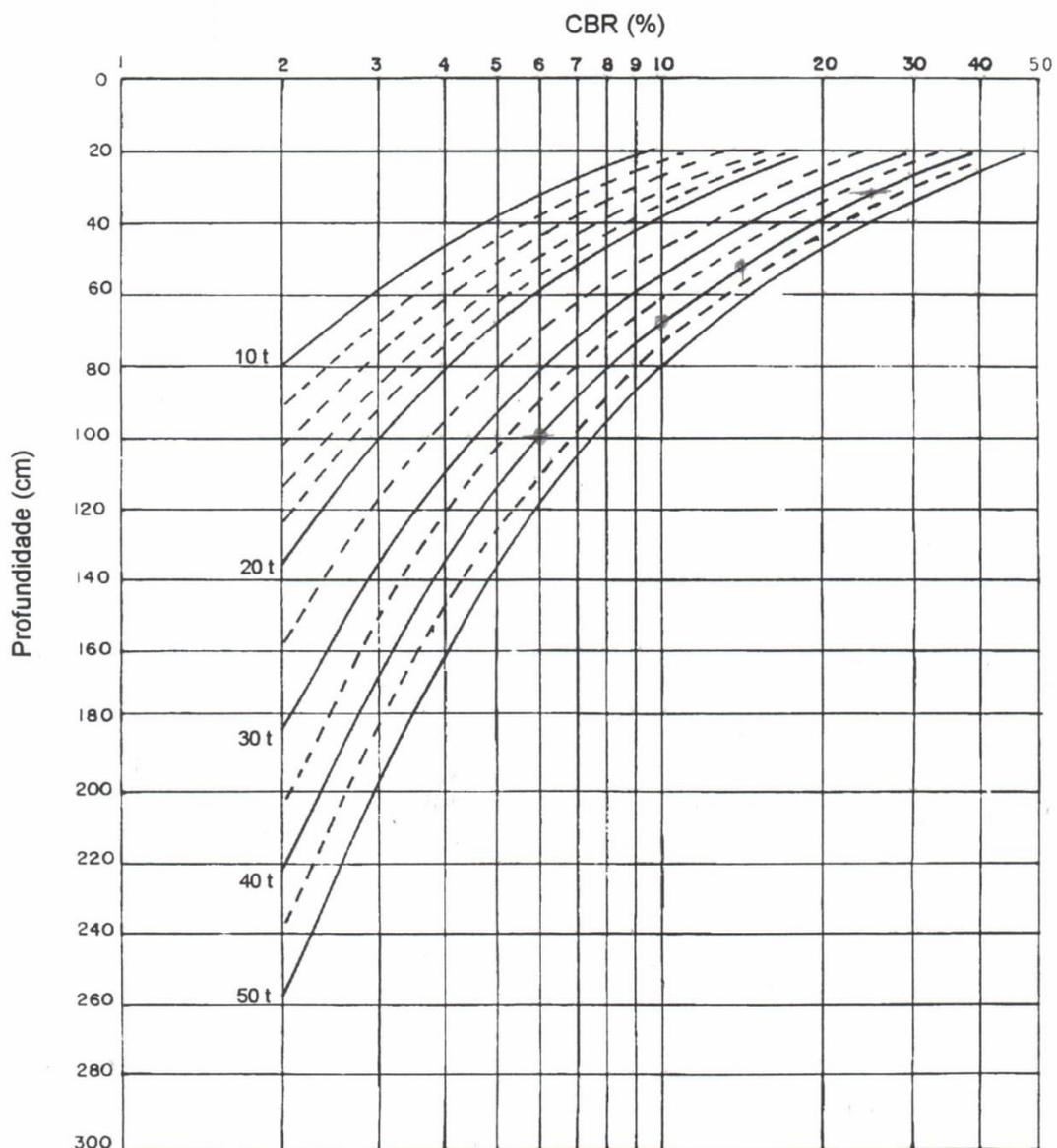
ANEXOS

Anexo I

Anexo II

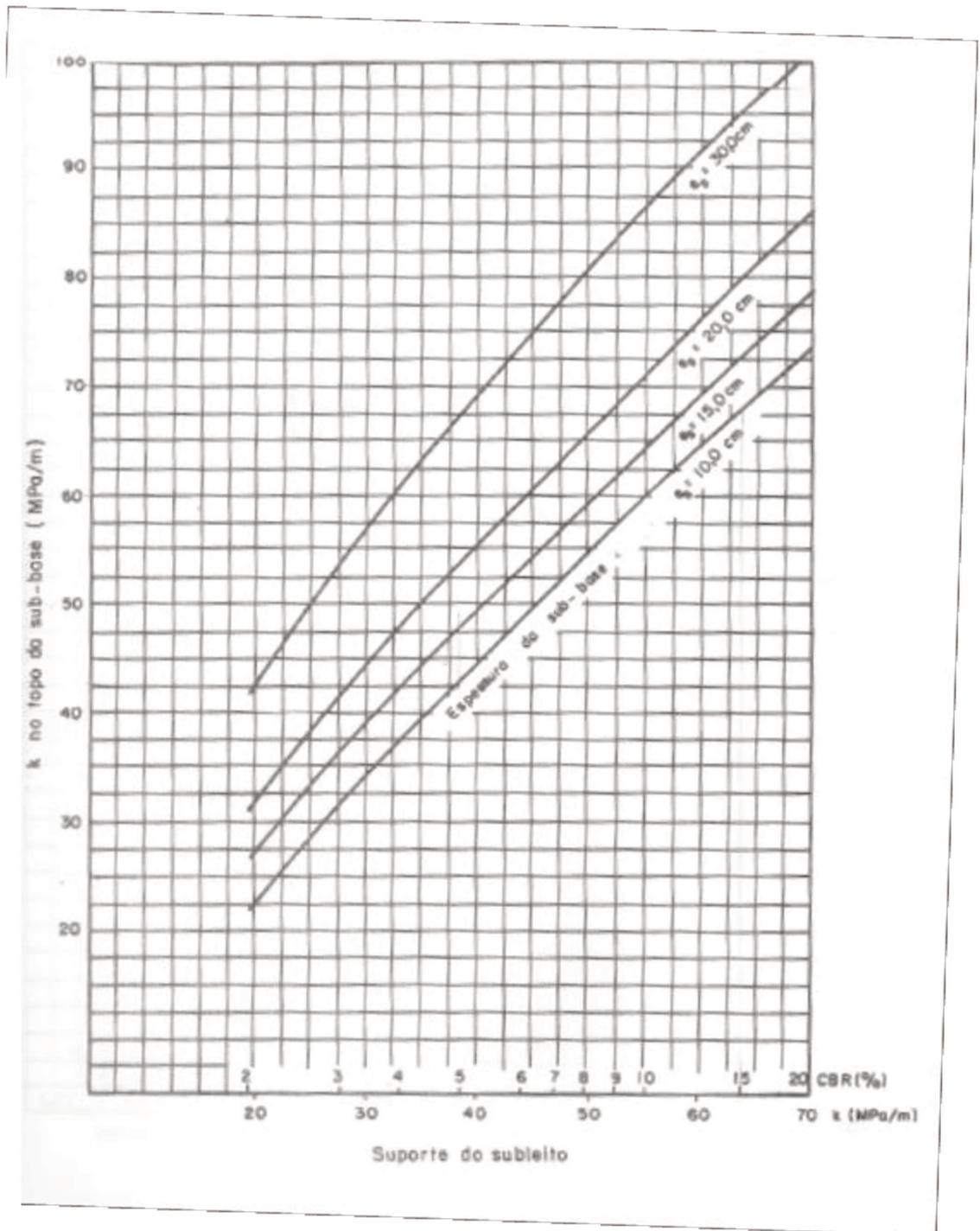
Anexo III

Anexo I. Curvas de dimensionamento para sub-camadas ferroviárias para o trilho TR 68 e espaçamento entre dormentes de 55 cm - PAIVA (1982)

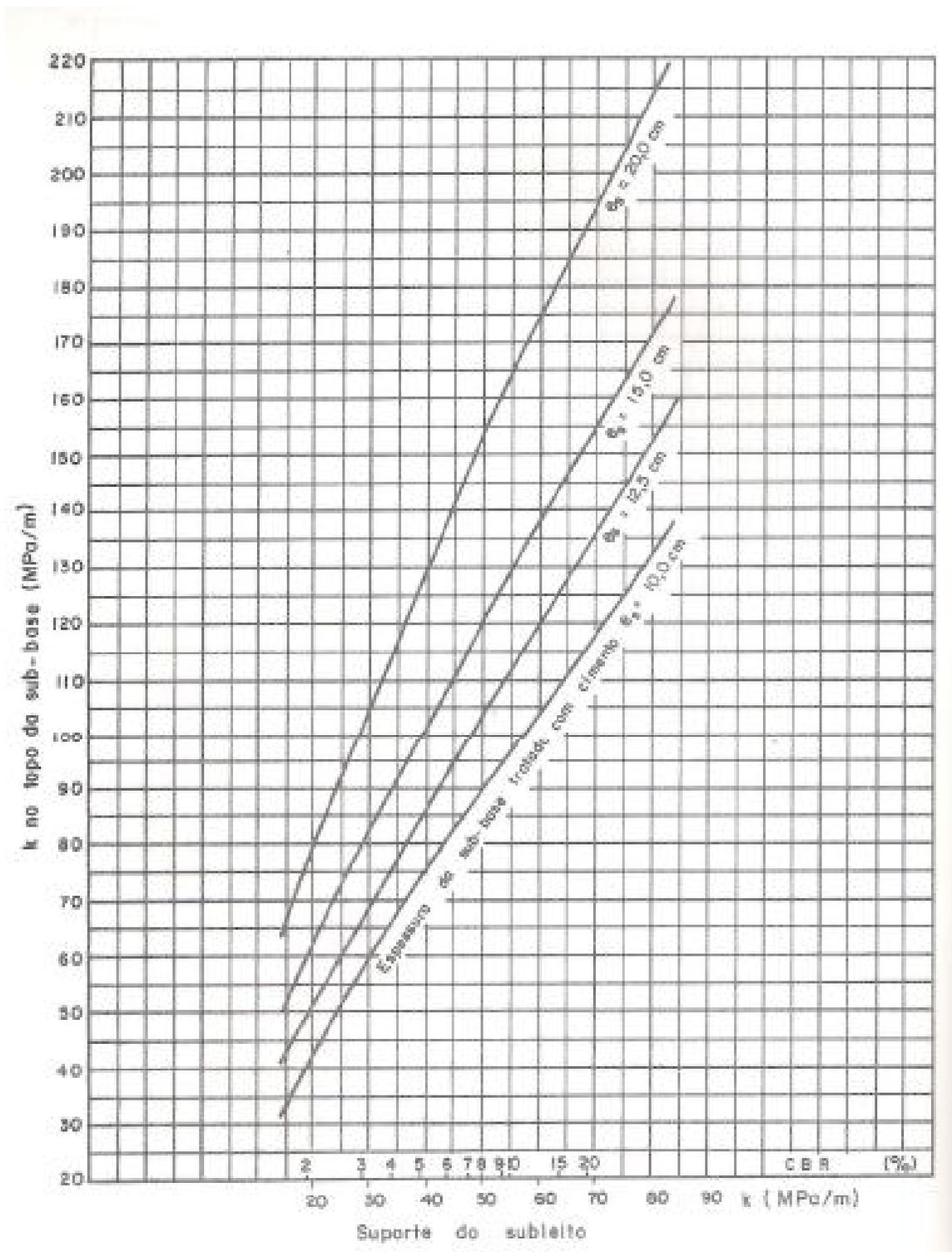


Anexo II. Ábacos utilizados nos dimensionamento da placa de concreto

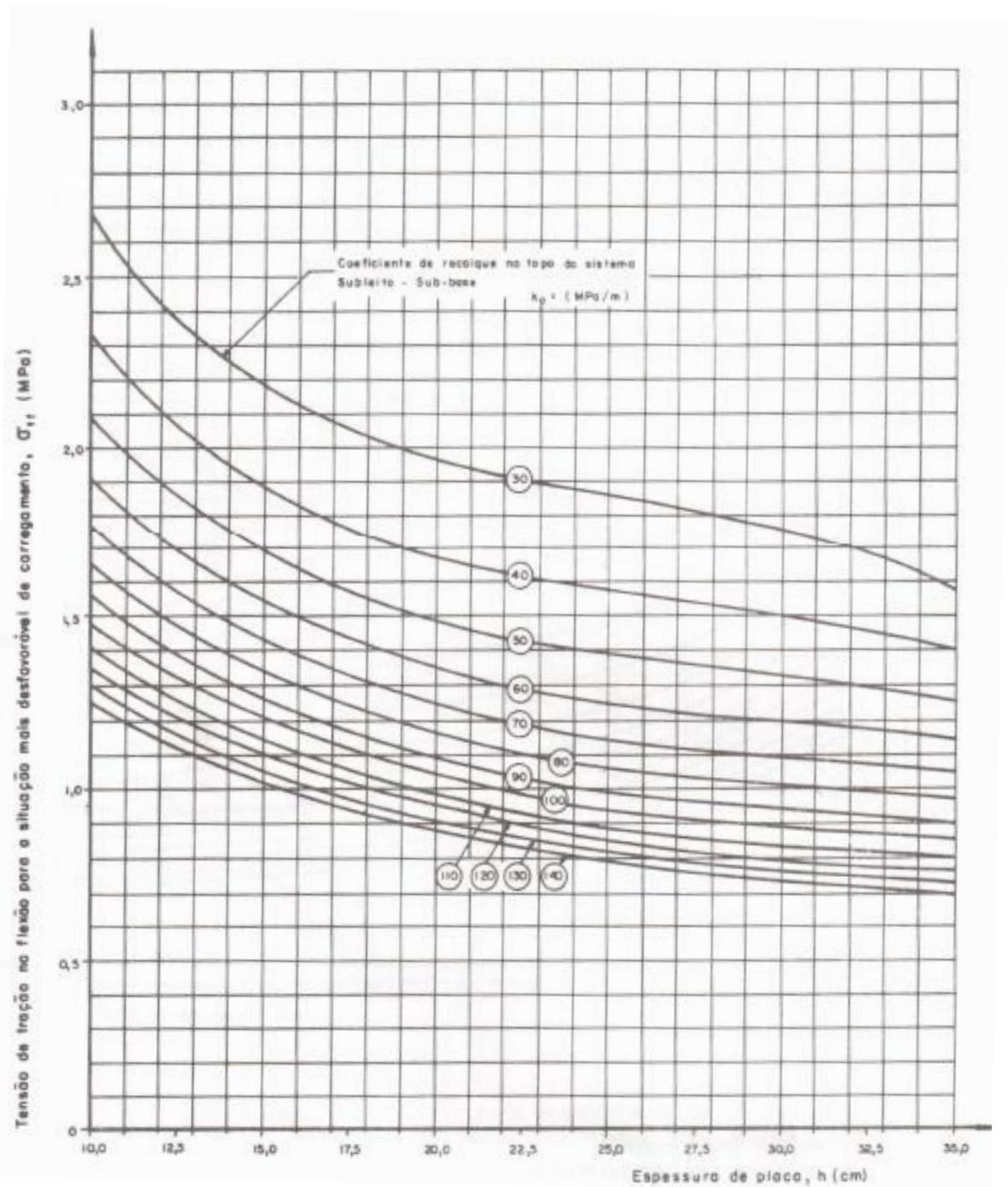
- a) Ábaco referente ao aumento de k devido a presença de sub-base granular (CARVALHO e PITTA, 1989)



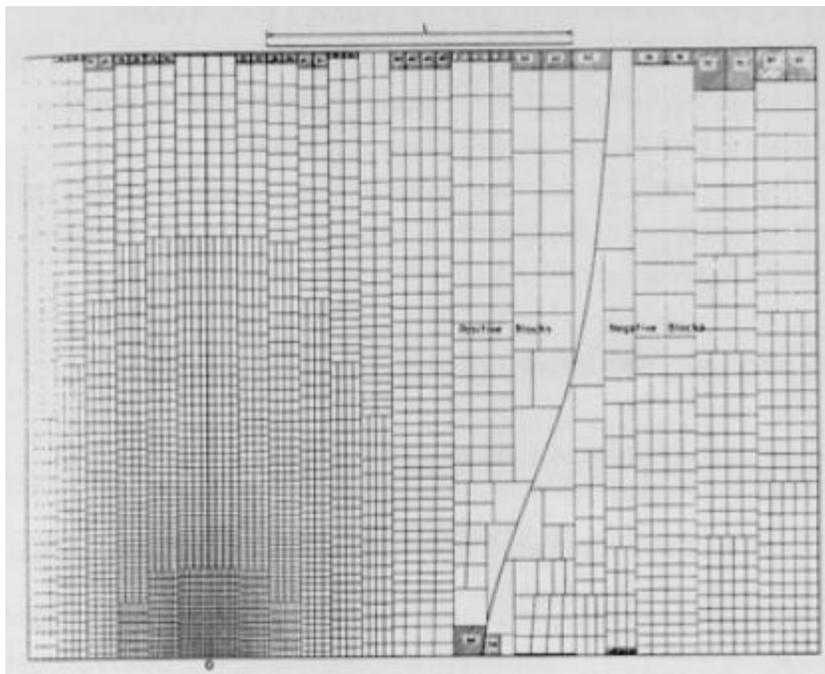
- b) Ábaco referente ao aumento de k devido a presença de sub-base de brita graduada tratada com cimento (CARVALHO e PITTA, 1989)



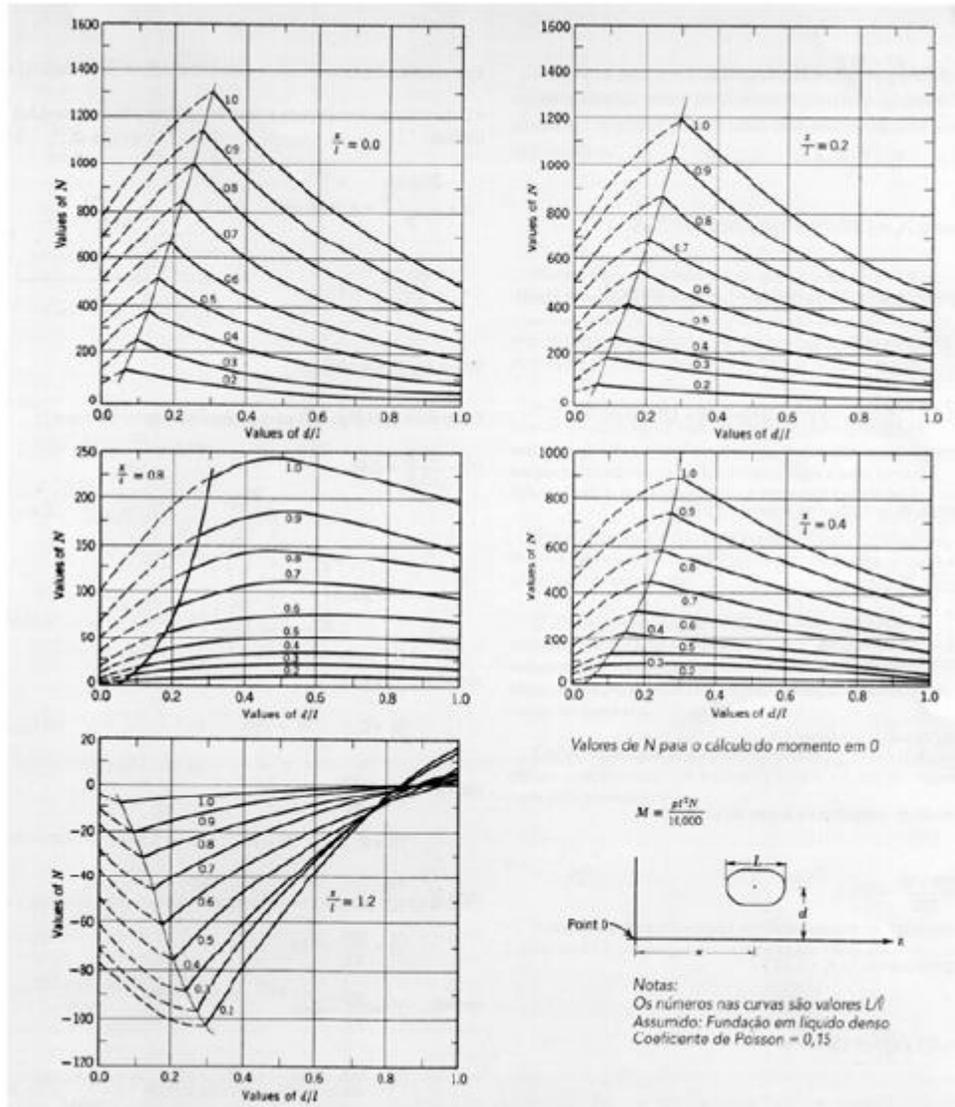
- c) Ábaco para dimensionamento de pavimento de concreto, no caso de cargas uniformemente distribuídas, considerando placas com 6 metros de comprimento e largura variável (CARVALHO e PITTA, 1989).



e) Carta de Influência nº 6 (RODRIGUES e PITTA, 1997)



f) Cálculo do momento na borda longitudinal livre da placa (RODRIGUES e PITTA, 1997)



g) Tabela para obtenção dos valores de k_3 (RODRIGUES e PITTA, 1997)

Valores de k_3 para concreto de f_{ck} igual a:		Valores de k_3 CA-60
25	30	
18.638	15.531	0,269
4.710	3.925	0,270
2.118	1.726	0,271
1.206	1.005	0,272
781,7	651,4	0,273
550,4	458,6	0,274
410,3	341,9	0,275
319,0	265,8	0,276
256,2	213,5	0,277
211,2	176,0	0,278
177,8	148,2	0,279
152,4	127,0	0,280
132,7	110,6	0,282
117,1	97,54	0,283
104,5	87,08	0,284
94,30	78,58	0,285
85,94	71,62	0,287
79,01	65,85	0,288
73,19	60,99	0,290
68,22	56,85	0,291
63,94	53,28	0,293
60,20	50,17	0,294
56,92	47,43	0,296
54,01	45,01	0,298
51,42	42,85	0,299
49,14	40,95	0,301
47,54	39,62	0,302
46,06	38,38	0,304
44,68	37,23	0,305
43,39	36,16	0,307
42,20	35,16	0,308
41,07	34,23	0,309
40,02	33,35	0,311
39,03	32,53	0,312
38,10	31,75	0,314
37,22	31,02	0,316
36,40	30,33	0,317
35,61	29,68	0,319
34,87	29,06	0,320
34,17	28,47	0,322
33,50	27,92	0,324
32,87	27,39	0,325
32,27	26,89	0,327

$\gamma_r=1,4 / \gamma_c=1,4 / \gamma_s=1,15$

Anexo III. Exemplo de dados de saída gerados pelo programa computacional FERROVIA

a) Situação Ib

▪ Arquivo TIESAI

ARQUIVO DE DADOS

```
5 1 5 4 4
280.000 24.000 .000 55.000 .000
3 .000 .350 30.000 1500.000 .000 .000
.010 40.000
3 .000 .200 24.000300000.000 .000 .000
.010 25.000
3 .000 .350 35.300 3000.000 .000 .000
.010 32.000
3 .000 .400 92.000 500.000 .000 .000
.100 32.000
3 .000 .400 200.000 250.000 .000 .000
.400 32.000
0
1 .000 80.000
2 55.000 80.000
3 110.000 80.000
4 165.000 80.000
5 220.000 80.000
6 275.000 80.000
7 .000 140.000
8 55.000 140.000
9 110.000 140.000
10 165.000 140.000
11 220.000 140.000
12 275.000 140.000
```

▪ Arquivo OUTFLEX

SUPERESTRUTURA

MOMENTOS FLETORES E ESFORÇOS CORTANTES

PONTO	F. CORTANTE	M. FLETOR	St(kgf/cm2)	Txy (kgf/cm2)
122	.7169749E-01	.8982706E-01	.6425385E-04	.8325300E-03
123	.3098401E+04	.6008062E+00	.4297604E-03	.3597772E+02
124	.3098044E+04	-.8520347E+05	-.6094657E+02	.3597358E+02
125	.9172019E+04	-.1704097E+06	-.1218951E+03	.1065028E+03
126	-.1082726E+05	-.4226407E+06	-.3023175E+03	-.1257229E+03
127	-.4761080E+04	-.1248901E+06	-.8933466E+02	-.5528425E+02
128	-.4760488E+04	.6038950E+04	.4319698E+01	-.5527738E+02
129	-.1003813E+04	.1369588E+06	.9796745E+02	-.1165598E+02
130	-.1004154E+04	.1645639E+06	.1177136E+03	-.1165994E+02
131	.1985929E+04	.1921768E+06	.1374653E+03	.2306002E+02
132	.1985752E+04	.1375640E+06	.9840034E+02	.2305797E+02
133	.6600338E+04	.8294993E+05	.5933460E+02	.7664117E+02
134	.6601164E+04	-.9856166E+05	-.7050177E+02	.7665076E+02
135	-.6572751E+04	-.2800913E+06	-.2003510E+03	-.7632085E+02
136	-.6572401E+04	-.9933786E+05	-.7105698E+02	-.7631677E+02
137	.5045436E+02	.8140577E+05	.5823005E+02	.5858611E+00
138	.5031879E+02	.8001766E+05	.5723713E+02	.5842869E+00
139	.6933985E+04	.7863198E+05	.5624594E+02	.8051538E+02
140	.6934355E+04	-.1120561E+06	-.8015446E+02	.8051968E+02
141	-.5504448E+04	-.3027477E+06	-.2165573E+03	-.6391602E+02
142	-.5504304E+04	-.1513712E+06	-.1082767E+03	-.6391434E+02
143	-.3284958E-01	-.1724019E+01	-.1233201E-02	-.3814396E-03
144	.3284958E-01	-.3230381E+00	-.2310712E-03	.3814396E-03
145	.2279593E+00	.2444103E+01	.1748282E-02	.2646996E-02
146	.3098095E+04	-.1377316E+01	-.9852028E-03	.3597417E+02
147	.3097660E+04	-.8520580E+05	-.6094824E+02	.3596912E+02
148	.9173251E+04	-.1704017E+06	-.1218894E+03	.1065171E+03
149	-.1082676E+05	-.4226679E+06	-.3023369E+03	-.1257171E+03
150	-.4760751E+04	-.1249315E+06	-.8936425E+02	-.5528044E+02

151	-.4761068E+04	.5995110E+04	.4288340E+01	-.5528412E+02
152	-.1004483E+04	.1369282E+06	.9794558E+02	-.1166376E+02
153	-.1004938E+04	.1645547E+06	.1177070E+03	-.1166904E+02
154	.1985265E+04	.1921845E+06	.1374708E+03	.2305231E+02
155	.1985719E+04	.1375881E+06	.9841759E+02	.2305758E+02
156	.6600767E+04	.8298298E+05	.5935824E+02	.7664616E+02
157	.6601086E+04	-.9853866E+05	-.7048531E+02	.7664986E+02
158	-.6572102E+04	-.2800635E+06	-.2003311E+03	-.7631330E+02
159	-.6572285E+04	-.9933176E+05	-.7105262E+02	-.7631543E+02
160	.5082229E+02	.8140162E+05	.5822708E+02	.5901334E+00
161	.5121316E+02	.8000281E+05	.5722651E+02	.5946720E+00
162	.6933945E+04	.7859548E+05	.5621984E+02	.8051492E+02
163	.6934072E+04	-.1120873E+06	-.8017677E+02	.8051640E+02
164	-.5504953E+04	-.3027738E+06	-.2165759E+03	-.6392189E+02
165	-.5504776E+04	-.1513845E+06	-.1082863E+03	-.6391983E+02
166	.6463564E-01	-.9472805E-01	-.6775956E-04	.7505299E-03
167	-.6463564E-01	.1560544E+01	.1116267E-02	-.7505299E-03

REACOES ENTRE OS DORMENTES E OS TRILHOS

ELEMENTO REACAO (kgf)

155	3097.52
156	6074.10
157	6065.10
158	3755.74
159	2989.39
160	4613.99
161	6825.85
162	6622.52
163	6881.90
164	7560.97
165	5504.42
166	3097.06
167	6074.19
168	6065.74
169	3756.31

170	2989.48
171	4613.72
172	6825.61
173	6622.68
174	6882.39
175	7561.36
176	5504.37
SOMA =	119984.40

▪ Arquivo CONTACT

DISTRIBUICAO DAS PRESSOES DE CONTATO

DORMENTE No: 1

No 1	1.0755280
No 2	1.0755280
No 3	1.0755280
No 4	1.0755280
No 5	1.0755280
No 6	.0000000
No 7	1.0753680
No 8	1.0753680
No 9	1.0753680
No 10	1.0753680
No 11	1.0753680

DORMENTE No: 2

No 12	2.1090620
No 13	2.1090620
No 14	2.1090620
No 15	2.1090620
No 16	2.1090620
No 17	.0000000
No 18	2.1090940
No 19	2.1090940
No 20	2.1090940
No 21	2.1090940
No 22	2.1090940

DORMENTE No: 3

No 23 2.1059370
No 24 2.1059370
No 25 2.1059370
No 26 2.1059370
No 27 2.1059370
No 28 .0000000
No 29 2.1061600
No 30 2.1061600
No 31 2.1061600
No 32 2.1061600
No 33 2.1061600

DORMENTE No: 4

No 34 1.3040760
No 35 1.3040760
No 36 1.3040760
No 37 1.3040760
No 38 1.3040760
No 39 .0000000
No 40 1.3042740
No 41 1.3042740
No 42 1.3042740
No 43 1.3042740
No 44 1.3042740

DORMENTE No: 5

No 45 1.0379830
No 46 1.0379830
No 47 1.0379830
No 48 1.0379830
No 49 1.0379830
No 50 .0000000
No 51 1.0380140
No 52 1.0380140
No 53 1.0380140
No 54 1.0380140
No 55 1.0380140

DORMENTE No: 6

No 56 1.6020800
No 57 1.6020800
No 58 1.6020800
No 59 1.6020800
No 60 1.6020800
No 61 .0000000
No 62 1.6019860
No 63 1.6019860
No 64 1.6019860
No 65 1.6019860
No 66 1.6019860

DORMENTE No: 7

No 67 2.3700870
No 68 2.3700870
No 69 2.3700870
No 70 2.3700870
No 71 2.3700870
No 72 .0000000
No 73 2.3700030
No 74 2.3700030
No 75 2.3700030
No 76 2.3700030
No 77 2.3700030

DORMENTE No: 8

No 78 2.2994860
No 79 2.2994860
No 80 2.2994860
No 81 2.2994860
No 82 2.2994860
No 83 .0000000
No 84 2.2995420
No 85 2.2995420
No 86 2.2995420
No 87 2.2995420
No 88 2.2995420

DORMENTE No: 9

No 89 2.3895490

No 90	2.3895490
No 91	2.3895490
No 92	2.3895490
No 93	2.3895490
No 94	.0000000
No 95	2.3897190
No 96	2.3897190
No 97	2.3897190
No 98	2.3897190
No 99	2.3897190

DORMENTE No: 10

No 100	2.6253370
No 101	2.6253370
No 102	2.6253370
No 103	2.6253370
No 104	2.6253370
No 105	.0000000
No 106	2.6254720
No 107	2.6254720
No 108	2.6254720
No 109	2.6254720
No 110	2.6254720

DORMENTE No: 11

No 111	1.9112570
No 112	1.9112570
No 113	1.9112570
No 114	1.9112570
No 115	1.9112570
No 116	.0000000
No 117	1.9112400
No 118	1.9112400
No 119	1.9112400
No 120	1.9112400
No 121	1.9112400