RODRIGO SOUZA DE FREITAS

**Estudo de Esforços em Pavimentos de Concreto Continuamente
Armados como Plataformas Ferroviárias**

São Paulo

2019

RODRIGO SOUZA DE FREITAS

**Estudo de Esforços em Pavimentos de Concreto Continuamente Armados
como Plataformas Ferroviárias**

Dissertação apresentada à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo para obtenção
do título em Mestre em ciências.

Orientador: Prof. Dr. José Tadeu Balbo

São Paulo

2019

RODRIGO SOUZA DE FREITAS

Engenheiro Civil, Universidade Federal do Pará, 2016

**Estudo de Esforços em Pavimentos de Concreto Continuamente Armados
como Plataformas Ferroviárias**

Dissertação apresentada à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo para obtenção
do título em mestre em ciências.

Área de concentração: Engenharia de
Transportes - Infraestrutura de Transportes

Orientador: Prof. Dr. José Tadeu Balbo

Laboratório de Mecânica de Pavimentos

São Paulo

2019

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

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

São Paulo, _____ de _____ de _____

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Catálogo-na-publicação

FREITAS, RODRIGO SOUZA DE

Estudo de esforços em pavimentos de concreto continuamente armados /
R. S. D. FREITAS -- versão corr. -- São Paulo, 2019.
160 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São
Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes.

1.Pavimento de concreto continuamente armado 2.Plataforma
ferroviária rígida 3.Calibração campo/modelo computacional 4.Análise
numérica computacional I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica.
Departamento de Engenharia de Transportes II.t.

DEDICATÓRIA

*Aos meus pais Dona Socorro e Seu
Manoel, em sinal do meu amor
incondicional, admiração e gratidão*

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à Deus, pois foi Nele que sempre encontrei forças e serenidade para superar os momentos de maiores dificuldades.

Agradecimento ao meus pais, Dona Socorro e Seu Manoel, que estiveram do meu lado apoiando-me em todos os sentidos.

Agradecimento especial à minha esposa Marcia que sempre esteve ao meu lado.

Ao Prof. Dr. José Tadeu Balbo agradeço pela orientação, pelos puxões de orelha, pelo ensinamento compartilhado em aulas e pela oportunidade de trabalho com o objeto de estudo que me identifico. Principalmente por acreditar em meu potencial.

A professora Liedi pelos puxões de orelha nas aulas, pelo conhecimento compartilhado em aulas e pelos preciosos conselhos e considerações em meu trabalho no exame de qualificação.

A professora Rosangela que também se empenhou comigo em minhas pesquisas

Ao professor Spinola que contribuiu com ótimas conselhos para meu proposito final com o mestrado.

Ao meu professor, mentor e orientador professor Dr. Denilson Sodré.

A toda equipe do LTP, em especial ao Vanderlei e Erasmo por me ajudarem com os ensaios de laboratório e ao Dr. Edson pelos valiosos ensinamentos sobre ferrovias.

Aos meus amigos do laboratório Bruno, Andreia, Rafael, Filipe, Erick e Lucio, por ajudarem-me com dicas, aulas, explicações e o principal risadas, fazendo esse mestrado mais leve e amigável. Em especial ao meu amigo Bruno, pela parceria fechada no convívio diário do laboratório. E Lucio e Andreia pelas aulas de PCCA. E Rafael pelas aulas de Abaqus/CAE.

Aos meus amigos do LTP.

Em especial ao meu amigo Felipe que me apoiou em minha chegada a São Paulo.

As empresas que financiaram a construção da pista experimental através da doação de materiais, mão de obra e equipamentos.

Em especial à empresa Cibernétrica, gerenciada pelo Dr Rodrigo Barella, por ceder o seu equipamento de FWD e mão de obra para realização de ensaios de campo.

E a todos que passaram pela minha vida e fizeram de alguma forma com que esse projeto se concretizasse.

“O período de maior ganho em conhecimento e
experiencia é o período mais difícil de alguém”

(Dalai lama)

Desde os anos 1940, o pavimento de concreto continuamente armado (PCCA) é uma tecnologia empregada para o tráfego rodoviário nos Estados Unidos da América (EUA). A partir de 1972, na Alemanha, as premissas de construção do PCCA foram aplicadas em linhas ferroviárias. A utilização do PCCA como plataforma ferroviária é relativamente recente e ainda não existem normas específicas para o seu dimensionamento e análises. Diante disso, o comportamento estrutural do PCCA rodoviário é adotado para as vias férreas rígidas. O objetivo central deste trabalho é compreender o comportamento estrutural de um PCCA convencional utilizado como plataforma ferroviária. Para tanto, foram realizadas simulações numéricas computacionais com o software Abaqus/CAE, primeiramente para elaborar um modelo computacional de um PCCA convencional calibrando-o com resultados de ensaios de campo. Posteriores simulações com fixações, trilhos e a solicitações de três diferentes veículos foram conduzidas, no modelo inicialmente proposto, dentro do próprio Abaqus/CAE. As simulações no PCCA como plataforma ferroviária consistiram em avaliar se a posição da carga ferroviária em relação às fissuras do PCCA influenciava no comportamento estrutural do pavimento. Realizou-se também um estudo paramétrico com os elementos da via permanente e um estudo à fadiga no concreto utilizado. O PCCA comportou-se estruturalmente muito bem quando utilizado para veículos de passageiros. O período de vida observado para os veículos de passageiros está dentro do esperado para plataformas ferroviárias rígidas. Entretanto, para o caso do veículo de carga, os modelos de fadiga mostraram uma vida de projeto bem inferior à esperada para plataformas ferroviárias rígidas, portanto, o pavimento não suportaria o carregamento de veículos de carga. O estudo paramétrico demonstrou que a rigidez das fixações é o elemento que mais influencia na deflexão da via, na tensão de tração no fundo das placas e na tensão de tração em flexão nos trilhos. O melhoramento da capacidade estrutural da fundação diminui a tensão de tração no pavimento, sem alterar a deflexão na via permanente.

Palavras-chave: Pavimento de concreto continuamente armado. Plataforma ferroviária rígida. Calibração campo/modelo computacional. Análise numérica computacional.

Since the 1940s, continuously reinforced concrete pavement (CRCP) is a technology used in the United States of America (USA) for road traffic. Starting in 1972, the CRCP construction premises were applied to railway lines in Germany. Use of PCCA as a railway platform is relatively recent and there are no specific standards for its scaling and analysis, there are no specific standards for its design and analysis. Given this, the structural behavior of the PCCA road is adopted for the rigid railways. The central objective of this work is to understand the structural behavior of a conventional CRCP used as a railway platform. For this, numerical simulations were performed with Abaqus/CAE software to develop a conventional CRCP model calibrated with field test results. Later, simulations with fixations, rails and three different vehicles loads were conducted in the model initially proposed. The CRCP simulations as railway platform consisted of evaluating whether the positioning of the rail load in relation to the CRCP transverse cracks influenced the structural behavior of the pavement. A parametric study was also performed on the permanent track elements and on the concrete fatigue life. As a result, the pavement lifespan observed under these vehicles loads is within that expected for rigid railway platforms, for the three fatigue models used. However, in the case of the cargo vehicle, the fatigue models showed a design life inferior that expected for rigid railway platforms; therefore, the pavement would not be appropriate for the loading of cargo vehicles. The parametric study showed that the stiffness of the fixings is the element that most influences track deflection, tensile stress at the bottom of the slabs and tensile stress in the rails. The improvement of the foundation decreases the tensile stress in the pavement without changing the deflection in the permanent way.

Key words: Continuously reinforced concrete pavement. Rigid railway platform. Calibration field / computational model. Computational numerical analysis

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Vias de alta velocidade uma previsão de operação para 2025.....	23
Figura 1.2 - Capacidade de transporte para diferentes veículos ferroviários.....	24
Figura 1.3 - Evolução do transporte de cargas por ferrovias no Brasil	25
Figura 2.1 - Técnicas construtivas usuais para via sobre laje: trilho continuamente suportado e trilho discretamente suportado.	30
Figura 2.2 Técnicas construtivas para vias não convencionais rígida: (a) dormente no topo do concreto (projeto BTD) ; (b) lajes pré-fabricadas (projeto Shinkansen); (c) trilho diretamente fixado na laje (projeto BES); (d) estrutura do trilho incorporado a laje (projeto Infundo-Edilon); (e) trilho apertado por grampos (projeto Cocon)	32
Figura 2.3 - Comparação da qualidade para diferentes projetos de ferrovias sobre lajes.	33
Figura 2.4 - Detalhe da seção transversal do projeto Rheda 2000	38
Figura 2.5 - Detalhes dormente Rheda 2000 (tipo B355M)	39
Figura 2.6 – Detalhes sistema de fixação Rheda 2000	40
Figura 2.7 - Direção das forças exercidas sobre a via permanente.....	40
Figura 2.8 - Oscilação dinâmica da carga por roda.....	43
Figura 2.9 - Efeito do aumento da velocidade na máxima aceleração média Acc^{med}	44
Figura 2.10 - Representação para as cargas ferroviárias	45
Figura 2.11 - Sistema múltiplos rígidos (MBS) para representação do carregamento ferroviário	45
Figura 2.12 – (a) Exemplo do contato elíptico no topo do trilho (b) e distribuição de tensões no contato hertziano	47
Figura 2.13 - Características dos veículos ferroviários: (a) Hyundai; (b) ICE Velaro e (c) vagão Gôndola (medidas em metro)	49
Figura 2.14 - Carga rodoviária versus carga ferroviária	50
Figura 2.15 - Abertura de fissuras: monitoramento durante 24 horas – medidas observadas no período do verão	52
Figura 2.16 - Abertura de fissuras em função da idade do pavimento e taxa de armação	53
Figura 2.17 - Espaçamento entre fissuras para dois períodos de construção de um PCCA, (a) inverno e (b) verão	53

Figura 2.18 - Efeito da espessura da placa na previsão de desempenho de um PCCA.....	54
Figura 2.19 - Relação da LTE e rigidez na junta com a abertura da fissura.....	56
Figura 2.20 - Abertura mínima da fissura para obtenção de 91% de LTE em função da espessura da laje	60
Figura 2.21 - Variabilidade da LTE para PCS e PCCA.....	60
Figura 2.22 - Elemento bilinear nodal (quatro nós)	63
Figura 2.23 - Elemento de barra (dois nós)	64
Figura 2.24 - Modelo de molas proposto por Winkler	64
Figura 2.25 - Área de contato devido à deformação cisalhante	65
Figura 2.26 (a) fissura no concreto; (b) corte fissura no plano “Z” e (c) representação de apenas uma fatia no corte em “Z”	66
Figura 2.27 - (a) área de contato entre a matriz de agregados na fissura e (b) área de contato entre agregados após o equilíbrio das tensões.....	66
Figura 2.28 - (a) tensão versus deslocamento cisalhante e (b) tensão cisalhante média que restringe as tensões normais para aberturas de fissuras entre 0,25 -0,51 mm	66
Figura 2.29 - Modelo idealizado pelo Geotrack	69
Figura 2.30 - Distribuição de tensões na interface dormente lastro	70
Figura 2.31 - Aplicação Abaqus/CAE em um modelo para interface entre laje e a base em ferrovias sobre laje: (a) modelo computacional e (b) desprendimento da laje em campo.....	72
Figura 2.32 - Empenamento negativo em uma placa	72
Figura 2.33 - Deflexão topo trilho: (a) via permanente sobre laje e (b) via convencional.....	73
Figura 2.34 - Tensão topo plataforma ferroviária: (a) via permanente sobre laje e (b) via convencional.....	73
Figura 2.35 - Via permanente modelo elaborado por Rangel.....	74
Figura 2.36 - (a) Tração máxima no trilho e (b) deflexão topo trilho.....	74
Figura 2.37 - Fixação simulada por Rangel: (a) dormente de madeira e (b) dormente de concreto.....	75
Figura 3.1 - Fluxograma de estudo	76
Figura 3.2 - Pista experimental PCCA	77
Figura 3.3 - Seção transversal do pavimento	78
Figura 3.4 - Ensaio de FWD, (a) ilustração e (b) execução em campo no PCCA.....	82
Figura 3.5 - Mapa de fissuração para o PCCA.....	83

Figura 3.6 - Seção 03: (a) pista experimental e (b) placas enumeradas.....	84
Figura 3.7 - a) Elemento barra que permite esforços axial, transversal e momento (B31) e b) elemento sólido contínuo de 20 nós (C3D20R).....	92
Figura 3.8 - Descrição da malha escolhida para 20 m no modelo, sendo 10m para cada lado do centro de aplicação de carga.....	93
Figura 3.9 - Detalhe nas proximidades do carregamento (medidas em cm): (a) planta e (b) corte.....	93
Figura 3.10 - Malha de elementos finitos para armaduras transversais e longitudinais	94
Figura 3.11 - Molas representando a transferência de carga para os três movimentos translacionais.....	94
Figura 3.12 - Relação entre a tensão de contato e a tensão equivalente no modelo de Coulomb	95
Figura 3.13 - Visão geral do modelo ferroviário.....	98
Figura 3.14 - Dimensões trilho UIC 60	99
Figura 3.15 - Contato roda/trilho Abaqus/CAE: (a) vista 01 e (b) vista 02	99
Figura 3.16 - Dimensões do sistema de apoio – medidas em milímetros.....	100
Figura 3.17 - Elemento <i>continuum three dimensional</i> de oito nós (C3D8)	101
Figura 3.18 - Detalhamento malha roda, trilho e fixação	102
Figura 3.19 - Carregamento ferroviário.....	102
Figura 4.1 - Análise granulométrica dos solos: (a) solo A e (b) solo B.....	103
Figura 4.2 - Módulo de resiliência de laboratório: (a) solo A tensão confinante; (b) solo A tensão desviadora; (c) solo B tensão confinante e (d) solo B tensão desviadora.....	104
Figura 4.3 - Bacias retroanalizadas Everfe 2.25	106
Figura 4.4 - Dimensões das placas não modeladas no Everfe 2.25:(a)placa 55;(b) placa 60 e (c)placa 72.....	108
Figura 4.5 - Bacias retroanalizadas Abaqus/CAE	109
Figura 4.6 - Gráfico box plot de comparação para os valores de módulo de elasticidade do concreto.....	112
Figura 4.7 - Gráfico box plot de comparação dos valores de k para a seção 03	114
Figura 4.8- Pressão de contato entre a roda e o trilho no modelo Abaqus CAE	116
Figura 4.9 - Comparação entre a tensão máxima no contato roda/trilho obtida no modelo com outras fontes.....	116

Figura 4.10 – (a) Área aproximada do contato roda trilho modelo Abaqus/CAE e (b) Comparação entre a área obtida no modelo com outras fontes.....	117
Figura 4.11 – Deflexão no topo do trilho modelo Abaqus/CAE x modelos propostos por outros autores para o sistema construtivo Rheda	118
Figura 4.12 - Legenda representativa das diferentes simulações realizadas.....	118
Figura 4.13– Deflexão no topo dos trilhos (y)	119
Figura 4.14 - Deflexão máxima no topo dos trilhos para as diferentes situações simuladas	120
Figura 4.15 - Tensão de cisalhamento no topo dos trilhos	121
Figura 4.16 - Tensão de cisalhamento máxima no topo dos trilhos para as diferentes situações simuladas.....	122
Figura 4.17 - Tensão de cisalhamento máxima no topo do trilho	124
Figura 4.18 - Tensões de tração na flexão nos trilhos para os veículos simulados.....	125
Figura 4.19 - Tensão de tração na flexão máximas nos trilhos para as diferentes situações simuladas.....	125
Figura 4.20 - Deflexões no topo das placas para os veículos simulados.....	127
Figura 4.21 – Deflexão máxima no topo das placas para as diferentes situações simuladas	127
Figura 4.22-Tensão de tração no fundo das placas para o modelo P67CPFND	129
Figura 4.23 - Tensão de tração no fundo das placas para o modelo P55CPFND	129
Figura 4.24 - Tensão de tração no fundo das placas para o modelo P55FCFED, considerando a carga do ICE Velaro.....	130
Figura 4.25 - Tensão de tração no fundo das placas para o modelo P55FFFED, considerando a carga do ICE Velaro.....	131
Figura 4.26 - Tensão de tração no fundo das placas para o modelo P67FCFED, considerando a carga do ICE Velaro.....	131
Figura 4.27 -Tensão de tração no fundo das placas para o modelo P67FFFED, considerando a carga do ICE Velaro.....	132
Figura 4.28 - Tensão de tração no fundo das placas para o modelo P55FCFND, considerando a carga do ICE Velaro.....	132
Figura 4.29 - Tensão de tração no fundo das placas para o modelo P55FFFND, considerando a carga do ICE Velaro.....	133
Figura 4.30 - Tensão de tração no fundo das placa para o modelo P67FCFND, considerando a carga do ICE Velaro.....	133

Figura 4.31 - Tensão de tração no fundo das placas para o modelo P67FFFND, considerando a carga do ICE Velaro.....	134
Figura 4.32 - Tensão de tração máxima no fundo das placas para as diferentes situações simuladas.....	134
Figura 4.33 - Detalhe do dormente e laje projeto Rheda	136
Figura 4.34 - Módulo de via para as diferentes situações simuladas	137
Figura 4.35 - Deflexão máxima no topo dos trilhos para os diferentes materiais simulados	139
Figura 4.36 - Tensão de cisalhamento máxima no topo dos trilhos para os diferentes materiais simulados.....	139
Figura 4.37 - Tensão de tração na flexão máxima nos trilhos para os diferentes materiais simulados.....	140
Figura 4.38 - Deflexão máxima no topo das placas para os diferentes materiais simulados	140
Figura 4.39 - Tensão de tração na flexão máxima no fundo das placas para os diferentes materiais simulados.....	141
Figura 4.40 - Módulo de via para os diferentes materiais simulados	141

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Diferentes modelos construtivos para vias sobre concreto ou asfalto	31
Tabela 2.2 – Extensão construída para os diferentes projetos para ferrovias sobre lajes	33
Tabela 2.3 - Pesos máximos por eixo dos principais veículos ferroviários.....	41
Tabela 2.4 – Fator de segurança estatística (t)	43
Tabela 2.5 - Fator de qualidade da via via (ϕ)	44
Tabela 2.6 - Características dos veículos Hyundai 4EMU, ICE Velaro e Vagão tipo Gôndola ..	49
Tabela 3.1 - Ensaio de compressão	78
Tabela 3.2 – Ensaio de tração na flexão	79
Tabela 3.3 - Módulos de elasticidade para o PCCA (dinâmico e estático)	79
Tabela 3.4 - Aberturas para as fissuras consideradas nos modelos.....	84
Tabela 3.5 - Propriedades dos materiais da superestrutura ferroviária	100
Tabela 4.1 - Precisão da equiparação entre bacia teoria e de campo Everfe 2.25	107
Tabela 4.2 - Precisão da equiparação entre bacia teoria e de campo Abaqus/CAE	110
Tabela 4.3 - Módulos de elasticidade do concreto na seção 03 advindos de diferentes meios	111
Tabela 4.4 - Módulos de reação para o subleito para diferentes opções de retroanálise	114
Tabela 4.5 -Tensão média no topo do trilho para os diferentes veículos simulados	123
Tabela 4.6 - Tensão máxima de cisalhamento no topo do trilho para os diferentes modelos simulados.....	124
Tabela 4.7 - Parâmetros recomendados AREMA x observados nos modelos	138
Tabela 4.8 - Número de solicitações dos diferentes veículos considerados.....	144
Tabela 4.9 - Tempo de consumo a fadiga para o PCCA considerando os modelos disponíveis na bibliografia	145

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway Officials</i>
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANTT	Agencia Nacional de Transportes Terrestres
AREMA	<i>American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BGS	Brita Graduada Simples
BGTC	Brita Graduada Tratada com Cimento
BNDES	Banco Nacional de Desenvolvimento Econômico e Social
CBR	<i>Califórnia Bearing Ratio</i>
CCR	Concreto Compactado com Rolo
CNT	Confederação Nacional do Transporte
CP	Corpo de Prova
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EFC	Estrada de Ferro de Carajás
EUA	Estados Unidos da América
EVA	<i>Polyethlene Vinyl Acetate</i>
FC	Força no Centro da Placa
FED	Força Entre Dormentes
FF	Força na Fissura
FWD	<i>Falling Weighth Deflectometer</i>
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
LMP	Laboratório de Mecânica do Pavimentos
LTE	<i>Load Transfer Efficiency</i>
LTP	Laboratório de Tecnologia de Pavimentação
LVDT	<i>Linear Variable Displacement Transducers</i>
MBS	<i>Multi Body Dynamics</i>
MCT	Miniatura, Compactado, Tropical
MR	Módulo de Resiliencia

NBR	Norma Brasileira
NCHRP	<i>National Cooperative Highway Research Program</i>
P55	Placa de número 55
P67	Placa de número 67
PCCA	Pavimento de Concreto Continuamente Armado
PCS	Pavimento de Concreto Simples
RFFSA	Rede Ferroviária Federal Sociedade Anônima
RMSE	<i>Root Mean Square Error</i>
ANN	<i>Artificial Neural Networks</i>
TAV	Trem de Alta Velocidade
UIC	<i>International Union of Railway</i>
USP	Universidade de São Paulo
ÀREA	<i>American Railway Engineering Association</i>
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

#	Abertura da Peneira
%	Porcentagem
Acc^{med}	Aceleração média
F_c	Resistência à compressão
f_c, f	Resistência à tração
H	Espessura da laje de concreto
l	Raio de rigidez relativo
J	Rigidez na fissura
K	Módulo de reação do subleito
Kg	Quilograma
Km	Quilômetro
kN	kiloNewton
K_f	Rigidez da mola
M	Metro
M	Milímetro
MN	MegaNewton
MPa	MegaPascal
N	Newton
Pa	Pascal
S	Segundo
T	Tonelada
T	Tensão de cisalhamento
V	Velocidade
y^x	Deflexão total da via permanente
E	Módulo de elasticidade
Δ	Deslocamento
E	Deformação
μ	Coeficiente de Poisson
Σ	Tensão normal

Φ	Função de rigidez
Q	Qualidade do alinhamento para ferrovias

1	INTRODUÇÃO	23
1.1	Motivação e justificativas para o estudo.....	26
1.2	Objetivo	29
1.3	Estrutura da dissertação	29
2	REVISÃO DA LITERATURA	30
2.1	Via permanente rígida ou sobre lajes.....	30
2.1.1	Experiência Internacional	31
2.1.2	Vantagens e desvantagens de plataformas rígidas para material rodante ferroviário	33
2.1.3	Requisitos para construção de uma ferrovia sobre laje em subleito.....	36
2.1.4	Caso de ferrovia sobre PCCA (projeto Rheda 2000).....	37
2.2	Via férrea - análise estática	40
2.2.1	Forças verticais	40
2.2.2	Coeficiente dinâmico	42
2.2.3	Efeito do aumento de velocidade	44
2.2.4	Modelo de veículo ferroviário	45
2.2.5	Modelo de via	46
2.2.6	Contato roda trilho (teoria de Hertz)	46
2.2.7	Veículos atuantes em vias férreas.....	48
2.3	Emprego de PCCA como Plataformas Ferroviárias	50
2.3.1	Aberturas e espaçamentos entre fissuras de retração	51
2.3.2	Funções das armaduras longitudinais e transversais.....	55
2.3.3	Transferência de carga nas fissuras.....	56
2.4	Análise teórica em pavimentos de concreto.....	61
2.4.1	Modelo mecanicista para o PCCA.....	62
2.5	Análise numérica computacional de vias permanentes sobre bases rígidas.....	67
2.5.1	Programas para análise de ferrovias	69
3	Materiais e MÉTODOS	76
3.1	Pista experimental de PCCA – Campus da USP em São Paulo	76

3.2	Características gerais do PCCA experimental.....	77
3.3	Caracterização de laboratório	78
3.3.1	Ensaio de resistência à compressão e à tração	78
3.3.2	Ensaio de módulo de elasticidade dinâmico e estático do concreto	79
3.3.3	Caracterização do subleito	79
3.4	Ensaio de FWD.....	81
3.5	Delimitação da seção de estudo.....	83
3.6	Retroanálise das bacias de deflexões.....	85
3.6.1	Método área (AASHTO)	87
3.6.2	Programa EVERFE 2.25	87
3.6.3	Programa ABAQUS/CAE 6.13.....	89
3.7	Modelo computacional ferroviário	97
3.7.1	Geometria.....	97
3.7.2	Roda.....	98
3.7.3	Trilho.....	98
3.7.4	Contato roda/trilho	99
3.7.5	Sistema de fixaç	99
3.7.6	Propriedades dos materiais.....	100
3.7.7	Elementos, malha e discretização	101
3.7.8	Condições de contorno.....	102
3.7.9	Forças.....	102
4	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	103
4.1	Ensaio de Laboratório	103
4.2	Verificação modelo PCCA	106
4.2.1	Programa Everfe 2.25	106
4.2.2	Programa ABAQUS/CAE.....	109
4.2.3	Módulo de elasticidade do concreto (E) e módulo de reação do subleito (k)	111
4.3	Simulações do PCCA como plataformas ferroviárias	115
4.3.1	Verificação do modelo ferroviário.....	115
4.3.2	Análise estrutural do PCCA solicitado por cargas ferroviárias	118
4.3.3	Estudo paramétrico	138
4.4	Ciclo de vida para o PCCA como plataforma ferroviária	144

5	Conclusões	146
	Referências bibliográficas	149
	APêndice A	158
	Apêndice B	159
	Apêndice C	160

1 INTRODUÇÃO

O transporte rodoviário é eficaz para o deslocamento de pessoas e cargas em trajetos pequenos; entretanto, para longas distâncias é ineficiente. Os motivos para essa ineficiência são: o elevado custo por quilômetro transportado, a elevada emissão de poluentes, a baixa capacidade de transporte etc. Dessa forma, o transporte ferroviário é o mais apropriado para o deslocamento em longas distâncias de pessoas e/ou cargas, até mesmo curtas, em meios urbanos com grande movimentação, pois oferece maior capacidade de transporte, menor emissão de poluentes, menor custo por quilômetro transportado etc. Exemplos de veículos ferroviários são os veículos leves sobre trilhos (VLT), metrô, trens de superfície, trem de alta velocidade (TAV) e vagões transportadores de cargas.

Um TAV é uma opção de transporte somente de passageiros e sua característica principal é a operação em velocidades acima de 200 km/h. A operação de um TAV gera consequências negativas para a via permanente. Dieleman *et al.*, (2008) observaram que a via permanente convencional de elevada velocidade que liga as cidades de Paris a Lyon, na França, sofre com constantes perdas de geometria devido à elevada frequência do carregamento. A operação de um TAV teve início em 1964, no Japão, e atualmente há tendência de operação de TAVs em todos os continentes, para o ano de 2025 (Figura 1.1) (UIC, 2010).

Figura 1.1 - Vias de alta velocidade uma previsão de operação para 2025

Fonte: UIC (2010).

Outro exemplo de transporte de passageiros é o trem metroferroviário, que opera com velocidades inferiores à 200 km/h, em perímetro urbano e tem grande capacidade de transporte (Figura 1.2). O metrô de São Paulo transportou 15 milhões de pessoas/km no ano de 2017 (DANTAS, 2011); isso só foi possível devido ao menor intervalo de passagem entre os veículos, consequentemente, maior o número de solicitações atuando na via férrea. Selig e Waters (1994) afirmam que a elevação do número de solicitações dos veículos ferroviários é um dos fatores que conduz ao aumento do desgaste dos componentes de uma via permanente.

Figura 1.2 - Capacidade de transporte para diferentes veículos ferroviários

Fonte: CNT (2016)

O transporte de cargas realizado por veículos guiados por trilhos é realizado em velocidades bem inferiores aos TAV e trens metroferroviários, em contrapartida, com carga por eixo maior. Segundo CNT (2013), a malha ferroviária de trens de cargas do Brasil possui 29.817 km de extensão, sendo que este valor é constante para os últimos quinze anos. Entretanto, observa-se na Figura 1.3 que a quantidade de toneladas transportadas anualmente no Brasil aumentou. Isso aconteceu devido à elevação da carga por eixo, aumento da velocidade e diminuição do intervalo entre os veículos (ANTT, 2016).

Figura 1.3 - Evolução do transporte de cargas por ferrovias no Brasil

Fonte: ANTT (2016).

No contexto de aumento da carga por eixo, do número de solicitações e da velocidade para os veículos ferroviários, apresentado acima, os componentes do transporte ferroviário que mais sofrem são a superestrutura (dormentes, fixações e trilhos) e a infraestrutura (camadas abaixo dos dormentes) ferroviária, pois cabe a esses suportar todas as solicitações dos veículos ferroviários. Quanto maior a carga por eixo, o número de solicitações e a velocidade do veículo ferroviário, maior será o desgaste dos elementos e do custo com manutenção da via permanente (SELIG e WATERS, 1994). A capacidade estrutural da via permanente convencional (que utiliza o lastro) é baixa frente às novas configurações de esforços dos veículos (IŽVOLT e ŠMALO, 1994).

Outras técnicas construtivas foram sendo empregadas para elevar a estabilidade da via convencional. Segundo Hay (1982) a primeira mudança ocorreu entre os anos de 1930 a 1940, período em que os dormentes de madeira foram trocados por de concreto, pois os dormentes rígidos oferecem maior estabilidade à via férrea, refletindo em um rolamento dos veículos também mais estável.

Outra mudança foi o emprego de vias não convencionais rígidas (que utilizam lajes no lugar do lastro), inicialmente somente em trechos de tabuleiros de pontes e túneis ferroviário. O emprego de lajes para o trânsito de veículos guiados por trilhos foi tão eficaz, principalmente para TAVs, que em meados de 1960 vias permanentes foram totalmente construídas em lajes (TAYABJI, 2000). Vale ressaltar que, o emprego da base rígida para

ferrovias foi inspirado na aplicação deste pavimento para rodovias, pois a laje em concreto já era empregada no trânsito de veículos rodoviários (BASTIN, 2005).

Dessa maneira, o PCCA que é um pavimento rodoviário foi também empregado para o tráfego de veículos guiados por trilhos. A principal característica de um PCCA é a elevada taxa de armaduras e a fissuração que ocorre de forma aleatória. As armaduras possuem apenas uma função: manter uma elevada taxa de transferência de carga (LTE, do termo em inglês, *Load Transfer Efficiency*) nas fissuras (KOHLE e ROESLER, 2004). A história do PCCA como base para ferrovias, principalmente para TAVs e trens metroferroviários, teve início na Alemanha com o projeto Rheda, em 1972 (TAYABJI e BILOW, 2001). Portanto, o projeto Rheda foi idealizado para unir a grade ferroviária (trilho, fixações e dormentes), com o melhor da pavimentação rígida que é o PCCA. E esse emprego tem sido bastante satisfatório.

1.1 Motivação e justificativas para o estudo

O transporte sobre trilhos, no Brasil, seja de cargas ou passageiros, ainda é pouco explorado (CNT, 2016), mesmo com as pesquisas da CNT (2015), da ANTT (2009) e da ANTT (2016) que apresentam um panorama de crescimento e/ou potencialidade para o transporte ferroviário no Brasil, seja este o metroferroviário, de carga ou para TAV. Segundo dados da CNT (2016), o Brasil precisaria investir R\$ 54 bilhões para solucionar os gargalos em sua infraestrutura ferroviária.

Segundo a ANTT (2009), o TAV é uma boa opção para o transporte de passageiros entre as cidades de Campinas - São Paulo - Rio de Janeiro, pois a população, a distância (cerca de 500 km que é ideal para competir com o transporte aéreo) e a importância econômica destes centros urbanos são fatores que potencializam os benefícios de um TAV. Entretanto, a operação de um TAV no Brasil ainda está longe da realidade, devido a divergências no âmbito político e empresarial (empresas de transporte aéreo e terrestre). Deve-se considerar também que o transporte a elevadas frequências (TAV) necessita de uma infraestrutura ferroviária que suporte tais esforços, e inúmeros estudos demonstram que a via rígida oferece as condições necessárias para operação de TAV (ANDO, 2001).

O sistema metroferroviário está em plena expansão nas grandes cidades brasileiras: o metrô de Salvador e as novas linhas Jade e Lilás do metrô de São Paulo foram inaugurados em 2016. Para a infraestrutura destas novas linhas foram empregadas técnicas de pavimentação rígida, a exemplo de muitos outros países que possuem extensas malhas de transporte urbano sobre trilhos.

Nos EUA, existem algumas vias férreas testes que dividem o transporte de passageiros com o de cargas, como a de *Massapequa station test* (trecho em uma estação sobre subleito), *West Side Storage Yard* (8235 m de via férrea sobre subleito), *Albert Canyon Test Section* (trecho de 283 em um trecho de subleito) e *Mount Shaughnessy Tunnel Sections* (trecho em túnel), bons resultados foram observados em tais vias quanto ao concreto, entretanto problemas nas fixações (TAYABJI, 2000). No Brasil não existe via férrea rígida utilizada para suportar os esforços de veículos de cargas. Observa-se que existem esforços para a aplicação de vias férreas rígidas para o tráfego de veículos de cargas, esta aplicação ainda é modesta, devido à laje não oferecer a resiliência necessária ao rolamento dos veículos e, com isso, as fixações ou camadas elásticas sofrem desgaste excessivo (TAYABJI, 2000).

A laje em concreto é uma ótima solução para a elevação da estabilidade da via férrea, na redução de custos de manutenções e em maiores períodos de vida útil. Por esse motivo as premissas de um PCCA – que é um pavimento rodoviário com desempenho estrutural muito bom frente aos esforços de veículos automotores – foram também aplicadas ao rolamento de veículos ferroviários, e um bom desempenho tem sido observado (DARR 2000), a esse emprego foi dado o nome de Rheda 2000.

Segundo Lichtberger (2011), o uso do PCCA como infraestrutura ferroviária acrescentou as seguintes melhorias no desempenho do transporte sobre trilhos:

- Expectativa de vida de projeto entre 40 e 50 anos;
- Maior estabilidade para a via permanente, em decorrência, aos veículos ferroviários;
- Menor custo com manutenção;
- Elevação da capacidade estrutural da infraestrutura ferroviária.

Ainda não existem normas nem programas específicos para o dimensionamento do PCCA como plataforma ferroviária. Fato bem diferente do uso do PCCA como pavimento rodoviário, onde, nos EUA, por exemplo, existem programas que utilizam de teorias mecanicistas calibradas com resultados de campo para o seu dimensionamento.

O trabalho de Salles (2013) avalia a capacidade estrutural de um PCCA rodoviário, comprovando através de instrumentação de campo, o bom desempenho deste pavimento. Esta é apenas uma das muitas pesquisas disponíveis na literatura internacional, que avaliam o comportamento estrutural de um PCCA rodoviário. Entretanto, existem poucos estudos que se debrucem na realização de avaliações estruturais em PCCA como plataforma ferroviária.

Da mesma maneira, existem muitos trabalhos que estudam o período de vida em um PCCA rodoviário, a exemplo do trabalho de NCHRP (2003), Beyer e Roesler (2009), Choi *et al.*, (2015), entre outros. Entretanto, para a revisão literária desse trabalho não foi encontrado nenhum trabalho disponível que avaliasse o período do consumo à fadiga de um PCCA quando aplicado à veículos guiados por trilhos. O motivo para isso pode ser o longo período de projeto para o qual esta estrutura é dimensionada, cerca de 100 anos (Gautier, 2015).

Segundo Gautier (2015) as vias férreas que utilizam de base rígidas devem passar por análises quanto à capacidade de suporte da fundação e sua estabilidade, além de um estudo à fadiga para as camadas cimentantes. No sentido de dimensionamento, análise e comportamento estrutural do PCCA como plataforma rígida ferroviária, existem poucas especificações disponíveis e observou-se que todas trazem muitos aspectos de projeto, análise e comportamento estrutural do PCCA rodoviário. Portanto, o comportamento mecânico de um PCCA rodoviário acaba sendo considerado para avaliação, dimensionamento e comportamento estrutural nos casos de aplicação como plataforma ferroviária (BASTIN, 2005; LECHNER E GEISLER, 2015).

No contexto de poucos trabalhos que analisem o comportamento estrutural de um PCCA como plataforma ferroviária, qualquer trabalho que se debruce sobre esse estudo é motivado e justificado com a finalidade de acrescentar algo ao estado da arte do

conhecimento do comportamento estrutural deste tipo de estrutura. Outra motivação é o enorme potencial para o transporte por trilhos existente no Brasil, sendo que, com esse estudo o PCCA é apresentado como uma opção de infraestrutura para o crescimento da malha ferroviária brasileira, seja para TAV, metrô ou transporte de cargas.

1.2 Objetivo

Considerando-se que, o PCCA é uma tecnologia com grande potencial para a aplicação não somente ao tráfego rodoviário, mas também para os guiados por trilhos, o objetivo central deste trabalho foi realizar um estudo do comportamento estrutural de um PCCA rodoviário, experimental, como se este fosse solicitado por diferentes tipos de veículos ferroviários. Para isso, simulações numéricas computacionais com o programa Abaqus/CAE foram conduzidas. Inicialmente, para realizar retroanálises (equiparação entre bacias deflectométricas obtidas em campo e teóricas) no PCCA experimental obtendo valores de módulo de elasticidade para o concreto “E”, módulo de reação do subleito “k” e rigidez nas fissuras “J”. Dessa maneira, analisaram-se posteriores simulações para o modelo inicialmente proposto e calibrado com ensaios deflectométricos, inserindo fixações, trilhos e carregamentos de diferentes veículos ferroviários. Dessa forma, pretendeu-se caracterizar o uso do PCCA como plataforma ferroviária.

1.3 Estrutura da dissertação

Esta dissertação foi dividida em cinco capítulos. O capítulo 1 apresenta uma introdução acerca do escopo da pesquisa. O capítulo 2 aborda a revisão bibliográfica sobre o comportamento de um PCCA, Rheda 2000, análise estática e método numérico para análise de ferrovias. O capítulo 3 descreve os materiais e métodos utilizados na pesquisa. O capítulo 4 que apresenta e discute os resultados da pesquisa. Por fim, o capítulo 5 relata as conclusões do estudo.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Via permanente rígida ou sobre lajes

A via permanente sobre laje é composta por placas de concreto que substituem o lastro convencional. As camadas subjacentes às placas constituem o pavimento para manter a gradual elevação da resistência as camadas, ou seja, da menos resistente (subleito) para a mais (placas). Este sistema de camadas deve desempenhar as funções de resistir aos esforços dos veículos e às intempéries climáticas, manter o alinhamento nos trilhos, manter a resiliência do sistema etc. (ESVELD, 2003). Vale ressaltar que a via não convencional sobre laje é considerada rígida, portanto não se deforma ou deforma muito pouco. Nesse sentido é necessária a adoção de materiais elastômeros na via férrea e, assim, garantir a resiliência ao rolamento dos veículos. Estes materiais, por sua vez, são inseridos abaixo dos trilhos, dos dormentes ou das lajes (MICHAS, 2012). Na Figura 2.1, observa-se duas técnicas construtivas para vias não convencionais bem distintas: trilho continuamente suportado (Figura 2.1 a) e discretamente suportado (Figura 2.1 b).

Figura 2.1 - Técnicas construtivas usuais para via sobre laje: trilho continuamente suportado e trilho discretamente suportado.

CCP: Concreto de cimento portland

CA: Concreto asfáltico

Fonte: Monteiro (2015) apud Darr e Fiebig (2011)

2.1.1 Experiência Internacional

Existem diferentes procedimentos construtivos para uma ferrovia sobre laje; dessa maneira, cada país que utiliza a via permanente sobre lajes elegeu uma ou mais técnicas para comporem suas malhas ferroviárias. Contudo, as peculiaridades existentes para cada país influenciam muito nesta escolha. Por exemplo, no Japão, onde o relevo é bastante acidentado, foi necessária a adoção de vias, em sua maioria, elevadas em cerca de 90 % (ANDO, 2001).

Em operação no mundo encontram-se diversos sistemas construtivos para ferrovias sobre plataformas rígidas. Na Tabela 2.1 são descritos diferentes projetos para plataformas rígidas não convencionais. Estes projetos são divididos em dois grandes grupos: trilho discretamente suportado e continuamente suportado (Figura 2.1) e dentro destes outras seis categorias são divididas: dormente ou blocos inseridos na laje (Figura 2.4), dormentes no topo do concreto/asfalto, lajes pré-fabricadas, trilho diretamente fixado na laje, trilho incorporado na laje e trilho apertado discretamente, a Figura 2.2 apresenta seções típicas para algumas destas técnicas. A Tabela 2.2 apresenta a extensão construída para alguns dos projetos em utilização no mundo:

Tabela 2.1 - Diferentes modelos construtivos para vias sobre concreto ou asfalto

Técnicas construtivas	Tipos de Vias não convencionais (vias sobre lajes ou asfalto)					
	Trilho discretamente suportado				Trilho continuamente suportado	
	Dormentes ou blocos inseridos na laje	Dormentes no topo do concreto/asfalto	Lajes pré fabricadas	Trilho diretamente fixado na laje	Estrutura do trilho incorporado	Apertado por grampos
Projetos	Walo	BTD System	Shinkansen	F'FC	Deck Track	KES
	Rheda-Berlin	WALTER (asfalto)	Bogl	Lawn Track	INFUNDO Edilon	SFF
	Rheda 2000	GETRAC (asfalto)	OBB Porr	BES	BBERS	Saargum mi
	Sonneville-LVT	FFYS (asfalto)	IPA	Hochtief	-	Cocon
	Züblin	ATD (asfalto)	-	PACT	-	ERL

Fonte: Adaptado de Bastin (2005); Esveld (2001); Lightberger (2011); Michas (2012).

Figura 2.2 Técnicas construtivas para vias não convencionais rígida: (a) dormente no topo do concreto (projeto BTD) ; (b) lajes pré-fabricadas (projeto Shinkansen); (c) trilho diretamente fixado na laje (projeto BES); (d) estrutura do trilho incorporado a laje (projeto Infundo-Edilon); (e) trilho apertado por grampos (projeto Cocon)

Fonte Michas (2012) apud Derr e Friebig (2001)

Tabela 2.2 – Extensão construída para os diferentes projetos para ferrovias sobre lajes

Projeto de via sobre laje	País de origem	Extensão construída (km)
Bögl	Alemanha	4391
Shinkansen	Japão	3044
Rheda	Alemanha	2205
Sonneville-LVT	Suécia	1031
Züblin	Alemanha	606
Stedef	França	334
Infundo-Edição	Holanda	211
ÖBB-Porr	Áustria	122

A qualidade ao alinhamento vertical, horizontal, direcional e flambagem nos trilhos pode ser medida por veículos de inspeção de vias e tais medições são realizadas continuamente na via férrea. O termo “Q”, descrito na Figura 2.3, representa esta qualidade ao alinhamento em números e o valor máximo admissível é de 100, acima deste, intervenções devem ser realizadas na via férrea. Os valores de “Q” são advindos de uma série de estudos realizados pela *Deutsche Bahn's network*, em vias alemãs. Observa-se que todas as vias oferecem ótima qualidade ao alinhamento (longitudinal, vertical, direcional e flambagem), sendo que o sistema Rheda apresenta os menores valores (MICHAS, 2012 apud DARR, 2000).

Figura 2.3 - Comparação da qualidade para diferentes projetos de ferrovias sobre lajes.

Fonte: Michas 2012 apud Darr (2000).

2.1.2. Vantagens e desvantagens de plataformas rígidas para material rodante ferroviário

Esveld (2001); UIC (2010); Lichtberger (2011); Bastin (2005) apresentam algumas vantagens e desvantagens da via permanente sobre laje:

Vantagens

- A ferrovia sobre laje consegue manter a bitola alinhada por maiores períodos, portanto, sem gastos com socaria, troca e limpeza de lastro, o que diminui em cerca de 20 a 30%, o custo de manutenção quando comparado com a via permanente convencional;
- O ciclo de vida da via permanente sobre lajes é de 50 a 60 anos, portanto superior aos 30 a 40 anos de uma via convencional;
- Capaz de resistir a maiores esforços laterais, verticais e longitudinais, devido à sua elevada rigidez;
- Gastos com controle de vegetação são eliminados ou bastante reduzidos;
- Deformações permanentes bem menores em comparação com a via convencional;
- Não existe a possibilidade de desprendimento ou arremesso das partículas da plataforma;
- A contaminação por finos na via permanente rígida é bastante minimizada devido à permeabilidade reduzida da laje de concreto;
- Oferece um período praticamente ininterrupto de operação da via permanente devido ao tempo reduzido com manutenções;
- A via permanente sobre laje oferece melhores distribuições das tensões, diminuindo, assim, as tensões atuantes nas camadas subjacentes (camada base ou subleito estabilizados), bem como deformações e poropressão;
- Menor desgaste nas peças dos veículos (roda, engrenagens etc.), devido à maior estabilidade que a via permanente oferece aos veículos;
- Grande variabilidade de projetos para inovações técnicas construtivas, ou seja, inúmeras são as formas de construção para o concreto, moldado in loco, pré-moldado, pré ou pós - tensionado, diferentes formas de armação, diferentes tipos de dormentes etc.

Desvantagens

- Custos de construção elevados em comparação com as vias convencionais, podendo ser cerca de 30 a 50% maiores (esta variação depende dos diferentes tipos de projetos e condições da fundação);
- A via permanente sobre placas oferece menor controle aos ruídos devido à laje ser muito rígida; portanto em perímetros urbanos ou que exijam controle maior de ruídos, a via permanente em laje deve ser evitada; caso esta seja a única opção, maiores gastos podem ocorrer com controle destes;
- Procedimentos de reparo (quando necessários) são caros e de longa duração. Como esta é uma técnica relativamente nova, ainda não existem técnicas efetivamente consolidadas de reparo;
- Vias permanentes sobre lajes necessitam de um subleito homogêneo, estabilizado e com elevada capacidade de suporte, pois as deformações diferenciais são muito danosas para a via. Isto é mencionado como um dos principais motivos pelo qual a via permanente em laje ainda é pouco utilizada; o uso de ferrovia sobre laje não é recomendado para regiões com subleito de argilas moles, sujeitas a terremoto e com solos colapsáveis;
- Após a execução de uma ferrovia em laje não existe a possibilidade de inovações na mesma, devido ao comportamento unitário das placas e dormentes (em muitos projetos) que são condicionantes para inovações na mesma;
- A vida útil para as vias permanentes sobre lajes só será garantida se a etapa de construção for realizada com maior rigor possível, garantindo, assim, que as deformações de projeto sejam evitadas;
- A perda de geometria da via pode acontecer de forma repentina devido à resistência à fadiga do concreto ser consumida; isso ocasiona grandes danos estruturais à via.

2.1.3 Requisitos para construção de uma ferrovia sobre laje em subleito

As lajes não podem sofrer deformações diferenciais, pois são muito danosas ao seu comportamento estrutural. Devido a isso, são empregados elevados investimentos para a estabilização do subleito, camadas de proteção contra congelamento (que não é problema no território brasileiro) e camada de base estabilizada com cimento, de modo a controlar ao máximo deformações indesejáveis para via permanente sobre laje. Muitos estudos demonstram que este elevado custo de implantação da via férrea sobre placas é recuperado, devido ao baixo custo de manutenção e elevado tempo de uso (ESVELD, 2001).

Uma vez executada a ferrovia sobre laje, são limitados os ajustes e estes são compensados na inserção de almofadas abaixo do trilho. As almofadas podem ser inseridas de forma a recompor o alinhamento de no máximo 26 mm para cima, 4 mm para baixo e até 9 mm lateralmente.

2.1.3.1 Subleito

O subleito é o principal condicionante na escolha da técnica construtiva para a via não convencional rígida, bem como para a espessura e rigidez dos elementos desta. Ou seja, se o subleito é de baixa capacidade de suporte, uma estrutura mais rígida para o pavimento será necessária. Existem casos de subleito com camadas de solo mole (argila) muito espessas, onde a troca é bastante onerosa, dessa forma a fundação com estrutura elevada pode ser a solução (ESVELD, 2001). Um subleito com deformações diferenciais mínimas ou nulas é necessário, pois estas são bastante danosas para a laje em concreto. Dessa maneira, um subleito estabilizado é a chave para um bom desempenho estrutural de uma ferrovia construída sobre laje (LICHTBERGER, 2011).

Algumas especificações para o subleito são: espessuras sempre maiores que 1,8 m para aterros; solos moles, argilosos ou orgânicos devem ser trocados em profundidades superiores a quatro metros da plataforma ferroviária; investigação geotécnica deve ser ostensiva e conduzida a cada 50 m, longitudinalmente, até a profundidade de 6m; o subleito de novas vias deve possuir um módulo de resiliência mínimo de 60 MPa e vias existentes

acima de 45 MPa; a compactação do subleito deve atingir de 98 a 100 % do peso específico ótimo de laboratório (LICHTBERGER, 2011).

2.1.3.2 Camada tratada com cimento

A camada tratada com cimento é inserida no sistema com o objetivo de manter uma gradual elevação da capacidade de suporte da estrutura, da que suporta menos (subleito) para a de maior rigidez (laje em concreto); em alguns casos esta camada pode ser suprimida. Tipicamente, pode ter 300 mm de espessura, devendo ser constituída por agregados minerais bem graduados com diâmetro máximo de 32 mm, consumo de cimento da mistura de 110 Kg/m³ e largura mínima de 3,8 m. Além disso, deve ser executada com o mesmo maquinário empregado em rodovias e também deve ter nas bordas inclinações de 2 a 4% para facilitar a drenagem águas fluviais (MICHAS, 2012).

2.1.3.3 Base em concreto

A laje em concreto para ferrovias, segundo Lichtberger (2011), deve ter uma superfície com irregularidades verticais de no máximo 2mm e as resistências mínimas de 30 MPa e 4 MPa, à compressão e à tração, respectivamente. Outras especificações são: o consumo de cimento entre 350 e 370 Kg/m³; taxa de armadura entre 0,8 e 0,9 % da seção da camada de concreto; espessura para a laje nunca menor que 180 mm, e em caso de ferrovias sem dormentes a fissuração deve ser induzida a cada 2 m.

2.1.4 Caso de ferrovia sobre PCCA (projeto Rheda 2000)

O primeiro projeto recebeu o nome de Rheda Clássico devido às posteriores modificações no projeto que, atualmente encontra-se na versão Rheda 2000. Este último, por sua vez, foi primeiramente executado na linha de alta velocidade entre as estações das cidades de Lúpsia e Halle, na Alemanha (ONE RAIL, 2011; ESVELD, 2001).

Todos os projetos anteriores ao Rheda 2000 eram construídos em duas fases: a primeira de execução da camada de concreto armado e a segunda onde os dormentes eram inseridos e

concretados novamente. Desse modo, esse método construtivo tinha como consequência uma junta fria entre as duas lajes, causando uma interface fraca do sistema, que culminava na intrusão de água, no deslizamento entre as lajes e a abertura das fissuras. Outro problema, era a formação de bolhas entre a base dos dormentes e a primeira laje executada. Para sanar este problema, era necessário o uso de concreto muito fluído, embora isso acarreta no aumento da possibilidade de fissuras no pavimento (BASTIN, 2005; ESVELD, 2001). Devido a esses gargalos, o projeto Rheda evoluiu para o Rheda 2000. A Figura 2.4 apresenta a seção detalhada para o projeto Rheda 2000.

Fonte: Adaptado de One Rail (2011)

Segundo Esveld (2001) o projeto Rheda 2000 trouxe os seguintes avanços: criou-se uma estrutura monolítica, pois a concretagem de todos os elementos da via – dormentes, armaduras e concreto – passaram a ser realizadas de uma só vez; ocorreu a simplificação na execução, pois o que antes era executado em duas etapas passou a ser concretado em apenas uma vez; desenvolvimento de uma estrutura versátil para diferentes aplicações como, por exemplo, em pontes e túneis.

O projeto Rheda 2000 se utiliza de uma armadura longitudinal entre 0,8 a 0,9 % da área da seção transversal da laje. Está localizada acima da meia altura da laje, com a única função de manter as fissuras com padrões aceitáveis, aberturas máximas de 0,5 mm e espaçamento uniforme, além de garantir a eficiência de transferência de carga (LTE, do termo em inglês

load transfer efficiency) nas fissuras. Atualmente, a laje em concreto deve ter espessura entre 240 a 320 mm. Por fim, Freudenstein (2010) menciona que o projeto Rheda 2000 segue os preceitos da construção do PCCA para rodovias.

Os dormentes utilizados no sistema Rheda 2000 são da família B355 U60M, que são biblocos ligados através de uma treliça com peso total de 183 kg. A forma dos dormentes é muito importante para o sistema Rheda 2000, pois concede à estrutura uma maior estabilidade e o dormente consegue ficar totalmente embebido no concreto, formando uma estrutura monolítica e estável, conforme a Figura 2.5 (FREUDENSTEIN, 2010).

Fonte: Adaptado de Bastin (2005).

As fixações do projeto Rheda 2000 são constituídas por uma série de palmilhas entre a base do trilho e o dormente. Sendo que cabe às fixações conceder toda a resiliência necessária ao rolamento dos veículos. Outra função das palmilhas é a compensação para o alinhamento vertical e horizontal do trilho, entretanto esta compensação é limitada não substituindo um minucioso alinhamento na fase de construção. Vossloh 300 I é o sistema de fixação utilizado no sistema Rheda 2000 (Figura 2.6) (BASTIN, 2005).

Figura 2.6 – Detalhes sistema de fixação Rheda 2000

Fonte: Adaptado de Bastin (2005).

2.2 Via férrea - análise estática

As forças aplicadas na via permanente podem ser classificadas levando em consideração a direção: vertical, lateral e longitudinal (Figura 2.7) (ESVELD, 2001).

Figura 2.7 - Direção das forças exercidas sobre a via permanente

Fonte: Pereira (2000).

Devido à complexidade no cálculo das três componentes e os esforço verticais serem os mais danosos para a via férrea, apenas este último é considerada para o dimensionamento da via permanente. Deve ser dado importância aos demais esforços atuantes na via férrea quando se pretende realizar o estudo dos veículos em curvas, ação de vento, aceleração e frenagem (PROFILLIDIS, 1995).

2.2.1 Forças verticais

As forças verticais são aquelas que atuam na direção perpendicular ao plano dos trilhos; são praticamente todas advindas do peso próprio do comboio, com exceção do incremento dinâmico (SELIG e WATERS, 1994).

A seguinte equação descreve a carga total vertical exercida pelo veículo na via:

$$Q_{total} = Q_e + Q_{qe} + Q_{din} \quad (1)$$

onde,

Q_{total} = carga total vertical (kN);

Q_e = carga estática (kN);

Q_{qe} = carga quase estática (devido a geometria em curvas) (kN);

Q_{din} = carga dinâmica (kN).

Os pesos máximos para a carga vertical estática (Q_e) estão indicados na Tabela 2.3:

Material	P - Peso por eixo (kN)
Locomotoras	200 a 225
Vagões de mercadoria	160 a 225
Composições de passageiros	120 a 140
Composições de alta velocidade	-
ETR 500 (TAV italiano)	170
ICE1 (TAV alemão)	195
TGV/AVE (TAV frances/espanhol)	170

Fonte: Pita (2006)

As cargas apresentadas na Tabela 2.3 são características de veículos que operam na União Europeia. No Brasil as cargas dos veículos em operação são maiores que as encontradas na Europa, principalmente para os veículos de carga, a Estrada Ferro de Carajás (EFC), por exemplo, opera com carga por eixo de 32 t.

A carga quase estática " Q_{qe} " pode ser expressa pela seguinte equação (ESVELD, 2001):

$$Q_{qe} = \frac{I.H}{s^2} \cdot Q_e \quad (2)$$

onde,

I = insuficiência de superelevação (mm);

S = espaçamento entre os trilhos (mm);

H = distância ao centro da gravidade do comboio (mm).

A componente dinâmica da equação 1 é de extrema importância e de grande dificuldade de ser calculada. Abaixo são apresentados os fatores que influenciam no cálculo da componente dinâmica (ESVELD, 2001):

- A não compensação do peso do trem em curvas, pois em curvas a força centrífuga não compensa este peso;
- Variação na distribuição do peso do veículo devido às irregularidades da via;
- Defeitos na roda que produzem um maior impacto entre a roda e o trilho;
- Esforços causados pela inércia das peças ligadas ao movimento das rodas.

No dimensionamento em vigor para vias férreas não existe o exato cálculo da componente dinâmica dos esforços verticais, mas sim, a utilização de um coeficiente dinâmico a ser multiplicado pela carga estática, como apresenta a equação 3 (ESVELD, 2001):

$$Q_{din} = Q_e \cdot C_d \quad (3)$$

onde,

Q_{din} = carga dinâmica exercida pelo veículo no trilho (kN);

Q_e = carga estática (kN);

C_d = coeficiente de amplificação dinâmica (adimensional).

2.2.2 Coeficiente dinâmico

A Figura 2.8 apresenta a oscilação para a carga dinâmica para as velocidades de 0 a 200 km/h; observa-se que quanto maior a velocidade maior será a carga dinâmica. Eisenmann (1979) propôs a equação 4 para o cômputo do coeficiente dinâmico; o autor elaborou a fórmula a partir de observações do comportamento de inúmeras vias férreas (LICHTBERGER, 2011).

Fonte: Adaptado de Esveld (2001).

A fórmula de Eisenmann para o cálculo do fator dinâmico é:

$$C_d = 1 + t \cdot \varphi \quad \text{se, } V < 60 \text{ km/h} \quad (4)$$

$$C_d = 1 + t \cdot \varphi \cdot \left(1 + \frac{V-60}{140}\right) \quad \text{se, } 60 < V < 200 \text{ km/h} \quad (5)$$

onde,

t = fator de segurança estático (Tabela 2.4);

φ = fator que depende da qualidade da via (Tabela 2.5).

Tabela 2.4 – Fator de segurança estatística (t)

Probabilidade (%)	t
68,3	1
95,4	2
99,7	3

Fonte: Teixeira (2003).

Tabela 2.5 - Fator de qualidade da via ϕ

Qualidade da via	ϕ
Muito bom estado	0,1
Bom estado	0,2
Mau estado	0,3

Fonte: Teixeira (2003).

2.2.3 Efeito do aumento de velocidade

Ferreira e Pita (2015) mencionam que o efeito do aumento da velocidade já vinha sendo estudado desde 1960 por Birdmann (1968) e Prud' Humme (1970); que em suas publicações demonstraram que o aumento da velocidade dos veículos eleva o valor da aceleração vertical no dormente ferroviário. No mesmo sentido, Ferreira (2010) realizou uma vasta análise de dados de medidas de aceleração vertical em vias de alta velocidade na França, tendo observado que quando se eleva a velocidade de 200 para 300 km/h, as acelerações verticais medidas no dormente também se elevam. Observou-se também que as características da via influenciam na aceleração vertical do dormente. Quanto mais recente o lastro, maiores são as acelerações verticais no dormente, e quanto mais colmatado (infiltração de finos no lastro) menores são as acelerações (Figura 2.9). Isso ocorre devido ao período de acomodação das partículas do lastro que é maior para o lastro mais limpo ou recém socado, resultando em deslocamentos maiores no topo dos dormentes nesse período.

Figura 2.9 - Efeito do aumento da velocidade na máxima aceleração média Acc^{med}

Fonte: Adaptado de Ferreira (2010).

2.2.4 Modelo de veículo ferroviário

A Figura 2.10 apresenta diferentes maneiras para representar as cargas ferroviárias em modelos computacionais.

A primeira representação é a mais simples; a terceira é a mais complexa e também mais real. Possibilita modelar componentes importantes do veículo, como o vagão, o truque e as rodas, com suas suspensões e amortecedores (KOUROUSSIS *et al.*, 2014).

Um modelo mais detalhado para o multicorpos rígidos (MBS) é apresentado na Figura 2.11:

Figura 2.11 - Sistema múltiplos corpos rígidos (MBS) para representação do carregamento ferroviário

Fonte: Cunha (2017).

O veículo apresentado tem 15 graus de liberdade, sendo três referentes aos deslocamentos verticais, três de deslocamento horizontal transversal, três de rotação em torno do eixo transversal, três de rotação no eixo horizontal e três de rotação em torno do eixo vertical.

Os elementos de um MBS para modelagem de veículos ferroviários são o vagão, o truque e a roda, representados por pontos ou elementos muito rígidos que não se deformam. Quando os elementos são acoplados por molas (representam as suspensões e amortecedores), elas fazem com que as forças internas (peso) ou externas (atuadores controlados de força) sejam transmitidas de corpo para corpo até a infraestrutura, sendo que as forças externas geram movimentos no veículo que elevam os esforços transmitidos para a via. No mundo real, as forças externas são: aceleração e frenagem do veículo; irregularidades da roda e via; ação dos ventos; a carga do veículo que não é compensada com a superelevação em curvas; movimento de *Hunting*, dentre outros (KOUROUSSIS *et al.*, 2010; NTOTSIOS *et al.*, 2017; BARBOSA, 1999).

2.2.5 Modelo de via

Na literatura são apresentados inúmeros modelos para a representação de uma via permanente, desde os mais complexos por análise de elementos finitos, até os mais simples, viga simples ou dupla sobre uma fundação elástica (ESVELD, 2001). Nesta dissertação, o modelo para a via será abordado no item 2.4, posto que o pavimento a ser utilizado é o PCCA e existem teorias consagradas que utilizam de metodologia numérica para a modelagem dos elementos componentes deste pavimento.

2.2.6 Contato roda trilho (teoria de Hertz)

A zona de contato entre a roda/trilho é de difícil compreensão, devido às diferentes forças atuando em apenas um ponto. Nessa região, as tensões não são lineares e a geometria do contato não é constante. A representação da geometria e das tensões que mais se aproxima do contato roda/trilho é dada pela teoria de Hertz (1881) (ESVELD, 2001).

Segundo a teoria de Hertz (1881) o contato entre dois sólidos esféricos, elásticos e ideais é de apenas um ponto e sua forma se aproxima de uma elipse (Figura 2.12 a). Devido à pequena deformação sofrida pelos sólidos a distribuição de força nesta região não é homogênea (Figura 2.12 b) (ESVELD, 2001).

Figura 2.12 – (a) Exemplo do contato elíptico no topo do trilho (b) e distribuição de tensões no contato hertziano

Fonte: Silva (2013) apud Semprebone (2005); Marques (2012).

A tensão máxima da superfície de contato segundo Hertz pode ser calculada pela equação (SILVA, 2013):

$$\sigma = 178 \left(\frac{1}{R} + \frac{1}{r} \right)^{\frac{2}{3}} Q^{\frac{1}{3}} \left[\frac{kg}{cm^2} \right] \quad (6)$$

onde,

R = raio da roda (m);

r = raio arredondado do boleto do trilho (m);

Q = carga da roda estática (kg).

A área de contato pode ser calculada segundo a equação 7:

$$A = \frac{2Q}{\sigma} \quad (7)$$

onde,

σ = tensão máxima no contato roda trilho (kg/cm²);

Para análises dinâmicas de estruturas ferroviárias os modelos utilizam uma teoria linearizada para a fórmula de Hertz, pois é necessário o contínuo contato entre roda/trilho. A equação 8 apresenta a rigidez no contato linearizado (VALE *et al.*, 2011):

$$k_h = \frac{3}{2} C_h^{2/3} F^{1/3} \quad (8)$$

onde,

K_h = rigidez linearizada do contato (KN/mm);

F = força de referência no contato roda/trilho (kN);

C_h = constante de Hertz (adimensional).

O contato entre roda e trilho é marcado pelo desgaste e este não é homogêneo, devido a inúmeros fatores (carga, velocidade, fabricação dos elementos, irregularidade da roda e da via etc.). Este desgaste, portanto, ocasiona instabilidade ao rolamento, diminuindo a segurança e conforto ao usuário, e também muda o formato elíptico proposto por Hertz para o contato roda/trilho, o que ocasionaria na não aplicabilidade da teoria proposta pelo autor (BARBOSA, 1999).

2.2.7 Veículos atuantes em vias férreas

O veículo metroferroviário, adquirido pela Companhia de Concessões Rodoviárias, para a operação na Linha Quatro Amarela do Metrô de São Paulo, foi adquirido junto à empresa Hyundai Rodem. Algumas especificações do veículo Hyundai são apresentadas na Tabela 2.6 e na Figura 2.13 a (MBTA, 2014).

Outros veículos ferroviários são a família ICE, que tem uma frota composta pelos ICE 1, ICE 2, ICE 3, ICE T e ICE Springer com um total de 265 veículos, que entraram em operação no ano 2007; existem mais cem veículos prontos para entrar em operação até 2023. ICE Velaro é a última versão deste projeto, capaz de atingir a velocidade máxima de 330 Km/h, vencer rampas de até 4 % de inclinação, composto por oito carros de passageiros e duas locomotivas. A Tabela 2.6 apresenta características importantes do veículo ICE Velaro e a Figura 2.13 b, as exemplificam (LIU, 2015).

Já para o transporte de carga por trilhos existe o vagão do tipo Gôndola que é recomendado para o transporte de cargas a granel bem como para o transporte de minério de ferro. As características para o vagão Gôndola padrão são apresentadas na Tabela 2.6 e na Figura 2.13 c, vale ressaltar que as cargas foram baseadas no transporte do minério de ferro (OLIVEIRA, 2016).

Tabela 2.6 - Características dos veículos Hyundai 4EMU, ICE Velaro e Vagão tipo Gôndola

Características	Hyundai 4EMU	ICE Velaro	Vagão tipo Gôndola
Peso carro vazio (kg)	39900	54875	21000
Peso carro cheio (kg)	62650	73355	130000
Peso por eixo carro cheio (kg)	15660	17000	32500
Peso por roda (kg)	7830	8500	16250
Peso truque (kg)	1102	5600	690
Peso roda (kg)	880	1001	-
Diâmetro roda (mm)	860	920	810
Comprimento total (mm)	20400	24175	9740
Distâncias entre truque (mm)	15000	17375	5500
Distâncias entre eixos (mm)	2300	3000	1830
Altura (mm)	3615	3890	2306
Largura (mm)	2800	2950	2990
Velocidade máxima (km/h)	80	350	-
Bitola (mm)	1435	1435	1600

Fonte: MBTA(2014); Liu (2015) e Oliveira, (2016).

Figura 2.13 - Características dos veículos ferroviários: (a) Hyundai; (b) ICE Velaro e (c) vagão Gôndola (medidas em metro)

(a)

(b)

* Medidas em m

(c)

Fonte: Adaptado de MBTA (2014); Liu (2015) e Oliveira (2016).

Foram escolhidos os respectivos veículos ferroviários devido a estes serem característicos do transporte sobre trilho para três categorias: TAV, metroferroviário e carga. No Brasil o material que mais é transportado por trilhos é o minério de ferro com o uso de vagões do tipo Gôndola. As linhas do metrô de São Paulo são as que mais carregam passageiros no Brasil. Como não existe veículos TAV no Brasil, optou-se por representar um veículo alemão, pois nesse país existe grande inovação em vias não convencionais.

2.3 Emprego de PCCA como Plataformas Ferroviárias

Especificações alemãs para dimensionamento e projeto do sistema Rheda 2000, consideram as mesmas premissas de projeto para PCCA em rodovias, entretanto, ambas estruturas são solicitadas por carregamentos distintos (Figura 2.14) (LECHNER, 2008).

Figura 2.14 - Carga rodoviária versus carga ferroviária

Fonte: Adaptado de Lechner (2008)

Considerando que a via férrea com plataforma em PCCA foi advinda da experiência com a aplicação deste pavimento em rodovias, e que as considerações de projeto, bem como dimensionamento e comportamento, também são de experiências da aplicação de PCCA em rodovias, pode-se fazer um paralelo das respostas estruturais e do comportamento à fissuração do PCCA em rodovias como sendo válidos também para o projeto de um PCCA como base rígida para ferrovias (LIU, 2013; BASTIN, 2005; LECHNER 2013).

2.3.1 Aberturas e espaçamentos entre fissuras de retração

O controle da abertura e espaçamento entre fissuras são importantes para se evitar o principal defeito do PCCA, o *punchout*. Segundo NCHRP (2003a) um PCCA propício ao surgimento de *punchout* apresenta: espaçamento entre fissuras maiores que 0,6 m; elevada perda de LTE (*load transfer efficiency*) ; abertura para fissuras elevadas; perda de suporte da laje com a base devido à erosão; empenamento na placa devido aos diferenciais térmicos; elevados cargas dos veículos; grande número de solicitações.

Para AASHTO (1993) e Roesler e Hiller (2013) a abertura máxima aceitável de fissuras em um PCCA é de 0,5mm, com espaçamentos entre fissuras de 0,9 a 1,5m com taxa de armadura longitudinal mínima de 0,6% da seção transversal do pavimento, podendo chegar a 1%. Estas mesmas especificações também são apresentadas por Bastin (2005) como sendo de controle para um bom desempenho para o projeto Rheda 2000.

Faiz e Yoder (1973) analisaram empiricamente o comportamento da fissuração em secções de PCCA no estado de Indiana nos Estados Unidos da América (EUA). Os autores observaram que os defeitos em um PCCA surgiam em períodos mais frios. Em outra análise, Kohler e Roesler (2005) concluíram que no período da manhã, o mais frio do dia, as fissuras encontram-se mais abertas (Figura 2.15). Nam *et al.*, (2007) e Suh e Mccullcough (1994) observaram que o efeito da temperatura é maior e proporcional apenas para a superfície do pavimento, não se aplicando para a profundidade da fissura. Desse modo, percebe-se que as baixas temperaturas conduzem à retração no concreto e aumento da abertura das fissuras, por consequência, perda da LTE, acarretando em *punchout*.

Figura 2.15 - Abertura de fissuras: monitoramento durante 24 horas – medidas observadas no período do verão

Fonte: Adaptado de Kohler e Roesler (2005).

A umidade influencia na abertura da fissura, como demonstrado por Nam *et al.*, (2007), que avaliaram a umidade em placas de concreto. Concluíram que, com aumento da umidade no pavimento rígido, este tende a aumentar o seu volume, diminuindo, assim, a abertura das fissuras, sendo que este efeito é cessado após um período de quatro dias.

A idade da fissura afeta em sua abertura. Segundo Mccullough e Dossey (1999), as fissuras iniciais de um PCCA tendem a ter maiores aberturas em comparação com as fissuras mais tardias do pavimento. Fato que os autores mencionaram ocorrer devido à idade inicial do concreto, pois ainda não há uma plena aderência entre as armaduras e o concreto. Outra causa seria a maior possibilidade para a movimentação das fissuras iniciais.

Para Suh e Mccullough (1994), o período de execução do pavimento influencia na abertura das fissuras. Segundo os autores, os PCCAs executados no período de verão tendem a apresentar fissuras mais abertas do que os construídos no período de inverno. Os autores atribuíram isso ao elevado calor de hidratação em períodos mais quentes.

Quanto à idade do pavimento, Koesler e Roesler (2005) analisaram o trabalho de Burke e Dhamrait (1968) que mediram a abertura com o auxílio de um microscópio durante 20 anos, e constataram o aumento da abertura das fissuras com o passar do tempo (Figura 2.16).

Outro ponto de vista é o de Won e Medina (2008) e Nam *et al.*, (2007), pois verificaram que as aberturas das fissuras diminuem com o tempo, contrariando os resultados de Burke e Dhamrait (1968). Estes autores não acreditam que o acréscimo das fissuras com o tempo é a única causa para este comportamento incomum.

Figura 2.16 - Abertura de fissuras em função da idade do pavimento e taxa de armação

Fonte: Adaptado de Kohler e Roesler (2005).

Cho *et al.*, (1997) avaliaram se o período de execução do pavimento afeta no espaçamento entre fissuras. Os autores concluíram que quando o pavimento é construído durante a noite apresenta maior espaçamento entre fissuras em relação ao pavimento construído durante o dia. Outra observação dos autores é quanto ao desenvolvimento das fissuras com o tempo: para o pavimento construído no verão as fissuras surgiram bem mais rapidamente em comparação com sua construção no inverno; entretanto, o espaçamento se uniformiza após 100 dias de construção (Figura 2.17).

Figura 2.17 - Espaçamento entre fissuras para dois períodos de construção de um PCCA, (a) inverno e (b) verão

Fonte: Adaptado de Mccullough e Dossey (1999).

A armadura longitudinal é um fator muito importante que regula a abertura de fissuras em PCCAs. Suh e Mccullough (1994) observaram que quanto maior a taxa de armadura, mais apertada a fissura e menor o espaçamento entre as mesmas. Neste sentido, a localização da armadura longitudinal no pavimento afeta a abertura da fissura. Diante de tais constatações, Guaraibeh *et al.*, (1999) observaram que quanto mais próxima da superfície a armadura longitudinal se encontrar, menor será a abertura das fissuras e o espaçamento entre as mesmas (Figura 2.18).

Figura 2.18 - Efeito da espessura da placa na previsão de desempenho de um PCCA

Fonte: Adaptado de Gharaibeh *et al.*, (1999).

O tipo agregado influencia na abertura das fissuras em um PCCA. Suh e Mccullough (1994) observaram que o pavimento com agregado de origem sílica aluvial sempre apresenta abertura das fissuras maior em relação ao PCCA com agregados de origem calcária (rocha). Em termos de espaçamento entre fissuras, Mccullough e Dossei (1999) observaram que o pavimento construído com agregado origem silicosa apresenta um menor espaçamento entre fissuras, quando comparados com o PCCA com agregado de origem calcária. Esse comportamento diferenciado à fissuração é explicado pelo coeficiente de expansão do agregado de origem sílica ser maior do que o de origem calcária. Outra explicação seria a menor rugosidade superficial do agregado de origem silicosa, o que interfere na aderência com a pasta.

Choi e Won (2009) estudaram a utilização de agregado reciclado em PCCA e concluíram que o pavimento com 100% de agregado reciclado oferece bom desempenho estrutural. Quanto

à caracterização da fissuração, os autores observaram que apresentam espaçamento menor comparado a pistas executadas com agregados naturais e abertura pequena. Portanto, os agregados reciclados, mesmo possuindo propriedades mecânicas inferiores aos agregados virgens, tem pouca influência no comportamento estrutural do PCCA. Roesler *et al.*, (2011) apresentaram um panorama bastante diferente quanto ao emprego de 100% de agregados reciclados em PCCA, observaram espaçamento de fissuração de 0,4m e grande quantidade de defeitos e atribuíram esse comportamento ruim à presença do agregado reciclado.

2.3.2 Funções das armaduras longitudinais e transversais

A única função das armaduras longitudinais e transversais em ferrovias com base em PCCA é manter as fissuras firmemente apertadas e, com isso, alcançar elevados valores de LTE. Desta forma, as armaduras são posicionadas na linha neutra da seção da laje, não tendo função de suportar esforços de tração: este papel é totalmente desempenhado pelo concreto. Por isso, o dano à fadiga é avaliado para o concreto em plataformas ferroviárias que utilizam o PCCA como base (FREUDENSTEIN 2010).

Diante disso, inúmeras pesquisas realizadas em pavimentos rodoviários confirmam que as armaduras conseguem, de fato, realizar o papel de manter as fissuras apertadas em PCCAs (SUH EL MCCOULLOUGH 1994; TAYABJI *et al.*, 1995; KIM *et al.*, 1998; JOHNSTON e SURDAHL, 2008). Nesse seguimento, Guaraibeh *et al.*, (1999) atentaram-se para o melhor desempenho de pavimentos com taxas de armaduras longitudinais entre 0,7 a 1% da seção transversal da laje, que mesmo após 50 anos de operação, apresentavam fissuras fortemente apertadas e sem maiores defeitos.

As armaduras transversais, segundo Choi *et al.*, (2015) auxiliam no controle da abertura das fissuras e devem manter as armaduras longitudinais na posição durante a concretagem. Os mesmos autores mencionam que as fissuras transversais surgem na mesma posição das armaduras transversais ou próximas destas, induzindo o surgimento das fissuras. Choi *et al.*, (2015), através de análises numéricas, observaram que a temperatura e a carga dos veículos causam tensões maiores na região ao redor das armaduras transversais, o que em idades prematuras levam ao surgimento de fissuras nessa região. O Texas Department of

Transportation, nos EUA, utiliza uma taxa que varia entre 0,05 a 0,11% da seção transversal da laje para as armaduras transversais de um pavimento. O PCCA não é uma técnica empregada ao tráfego em rodovias com grande volume e elevadas cargas dos veículos, no Brasil. Em terras tupiniquins existem apenas duas pistas experimentais (ambas no campus da USP capital), o PCCA curto avaliado por Salles (2016) e longo estudado por Gargnin (2017), onde as questões de projeto (taxa de armação, espessura, base etc.) foram baseadas na experiência internacional com emprego do PCCA.

2.3.3 Transferência de carga nas fissuras

A rigidez na fissura (J) é um parâmetro primordial na LTE em fissuras de um PCCA. Essa rigidez nas fissuras é perdida com o tempo devido às variações na temperatura, erosão na sub-base, desgaste do intertravamento entre agregados, magnitude do carregamento, abertura das fissuras, idade do pavimento etc. O intertravamento entre grãos e armadura longitudinal são os principais condicionantes para uma elevada LTE em fissuras de um PCCA. A Figura 2.19 mostra como a rigidez na fissura é perdida com o aumento da abertura, pois quanto mais aberta a fissura, menor o intertravamento entre os agregados (JEONG e ZOLLINGER, 2001).

Figura 2.19 - Relação da LTE e rigidez na junta com a abertura da fissura

Fonte: Adaptado de Jeong e Zollinger (2001).

onde,

JAI = rigidez devida ao intertravamento entre grãos;

J = rigidez total devida ao intertravamento entre agregados e armadura;

JD = rigidez devida à armadura;

JAI (LTE) = valor de LTE devido à JAI;

JD (LTE)= valor de LTE devido à J;

J (LTE)= valor de LTE devido à JD.

Ioannides e Korovesis (1990; 1992) investigaram o cisalhamento puro em juntas/fissuras para placas com e sem barras de transferência. Desta forma, avaliaram os fatores que influenciam na LTE, e propuseram dois gráficos da LTE em função da rigidez na fissura, um para pavimentos com barras de transferência e o outro sem. Praticamente não existe diferenças entre os dois gráficos, sendo que os autores concluíram que as armaduras pouco influenciam na LTE. As fórmulas propostas por Ioannides e Korovesis são as seguintes:

$$AGG^* = \frac{AGG}{k.l} \quad (9)$$

$$D^* = \frac{D}{sp.k.l} \quad (10)$$

onde,

D^* e AGG^* = rigidez na junta para pavimento com e sem barras de transferência, respectivamente (kN/mm.mm^{-2});

AGG = cisalhamento devido ao intertravamento entre (kN.mm^{-2});

D = cisalhamento devido a uma barra de transferência (kN.mm);

l = Raio de rigidez relativa para a placa (mm);

k = módulo de reação do subleito (MPa/mm);

sp = espaçamento entre armaduras (mm).

Selezneva *et al.*, (2004) desenvolveram um modelo mecânico-empírico para PCCA, sendo que, a equação de Croveti (1994) é utilizada para cálculo da rigidez nas fissuras.

$$AGG = kl \left[\frac{\left(\frac{1}{LTE} - 1 \right)}{0.012} \right]^{-\frac{1}{0.849}} \quad (11)$$

onde,

AGG = rigidez de cisalhamento vertical (lb/in/in);

LTE = Eficiência de Transferência de carga (%);

k = módulo de reação do subleito (pci);

l = raio de rigidez relativo (in).

Selezneva *et al.*, (2004) modificaram a equação proposta por Ioannides e Hammons (1996), para considerar a LTE como função do intertravamento de agregados, armadura longitudinal e a base de suporte, conforme se segue:

$$LTE_{tot} = 100 \left[1 - \left(1 - \frac{1}{1 + \log^{-1} \left\{ \left[0.214 - 0.183 \frac{a}{l_1} - \log(J_{ci}) - (500P_b - 3) \right] / 1.18 \right\}} \right) \left(1 - \frac{LTE_{base}}{100} \right) \right] \quad (12)$$

onde,

LTE_{tot} = eficiência de transferência de carga total devido ao incremento i (%);

l_1 = raio de rigidez relativa (mm);

a = raio da área carregada (mm);

P_b = porcentagem de armadura longitudinal (adimensional);

LTE_{base} = eficiência de transferência de carga atribuída à camada de base (%);

J_{ci} = cisalhamento devido ao intertravamento entre agregados (adimensional).

O valor de J_{ci} para o intertravamento de agregados pode ser calculado pela expressão (JEONG e ZOLLINGER, 2001):

$$\log(J_{ci}) = ae^{-e^{-\left(\frac{J_s-b}{c}\right)}} + de^{-e^{-\left(\frac{S_i-e}{f}\right)}} + ge^{-e^{-\left(\frac{J_s-b}{c}\right)}} + e^{-e^{-\left(\frac{S_i-e}{f}\right)}} \quad (13)$$

onde,

a = -2,2; b = -11,26; c = 7,56; d = -28,85; e = 0,35; f = 0,38; g = 49,8;

J_s = Rigidez devido ao acostamento (adimensional);

S_i = Incremento i para a tensão de cisalhamento (adimensional).

O fator adimensional para a capacidade cisalhante na fissura é calculado pela equação:

$$S_i = S_{0i} - \Delta S_{i-1} \quad (14)$$

onde,

S_{0i} = Capacidade inicial de cisalhamento da fissura/junta com base na largura e laje da espessura para incremento de tempo i (adimensional);

ΔS_{i-1} = Capacidade de cisalhamento acumulada de todos os incrementos de tempo anteriores (adimensional).

A perda de capacidade cisalhante é calculada pelas equações 15 e 16 e dependem da relação entre a abertura da fissura com a espessura da laje (NCHRP, 2003a):

$$\Delta_{si} = \sum j \left[\frac{0.005}{1 + \left(\frac{cw_i}{h} \right)^{-5.7}} \right] \left(\frac{n_{ji}}{10^6} \right) \left(\frac{\tau_{ij}}{\tau_{refi}} \right) ESRi \quad se, \frac{cw_i}{h_{PCC}} < 3.7 \quad (15)$$

$$\Delta_{si} = \sum j \left[\frac{0.068}{1 + 6 \left(\frac{cw_i}{h} - 3 \right)^{-1.98}} \right] \left(\frac{n_{ji}}{10^6} \right) \left(\frac{\tau_{ij}}{\tau_{refi}} \right) ESRi \quad se, \frac{cw_i}{h_{PCC}} > 3.7 \quad (16)$$

onde,

cw = abertura da fissura em função do tempo i (mm);

h = espessura da laje (m);

n_{ji} = número de aplicações da carga de eixo para nível de carga j;

τ_{ij} = esforço de cisalhamento na fissura transversal na esquina devido à carga j (kPa);

τ_{refi} = esforços de cisalhamento de referência derivado dos resultados do teste *Portland Cement Association* (PCA) (kPa);

$ESRi$ = taxa de cisalhamento equivalente para ajustar aplicações de carga de tráfego (adimensional).

A espessura da placa tem grande importância na rigidez. A Figura 2.20 mostra a condição para a obtenção de uma LTE igual a 91%, dependendo da espessura da laje e da abertura da fissura.

Figura 2.20 - Abertura mínima da fissura para obtenção de 91% de LTE em função da espessura da laje

Fonte: Adaptado de Jeong e Zollinger (2001).

Khazanovich e Gotlif (2003) realizaram uma considerável avaliação em PCS e PCCA, com o objetivo de analisar os fatores que influenciam na LTE e, com isso, caracterizar a rigidez na junta/fissura. A Figura 2.21 apresenta a variabilidade da LTE em função das seções dos pavimentos.

Fonte: Adaptado de Khazanovich e Gotlif (2003).

A variabilidade da LTE é bem maior para o PCS que para o PCCA, enquanto para mais de 90 % das seções de PCCA a dispersão é de cerca 5%; para o PCS 30% possuem uma flutuação maior que 10%. Esta pouca variação de valores de LTE para o PCCA é explicada pelos elevados valores deste parâmetro.

Shadin (1984) foi o primeiro a propor ensaios não destrutivos para o cálculo da LTE em fissuras/juntas. Pode-se afirmar que o quanto uma junta/fissura pode transferir de carga está ligada à deflexão ou tensão sofrida pelas placas. Devido à dificuldade de obtenção das tensões em campo, as deflexões obtidas por meio de ensaios de *Falling Weight Deflectometer* (FWD) são utilizadas. A equação 17 é utilizada para verificar o valor de LTE em campo (SALLES, 2017, apud SHADIN, 1984):

$$LTE = \frac{\delta_2}{\delta_1} \times 100\% \quad (17)$$

onde,

δ_1 = deflexão na placa carregada (mm);

δ_2 = deflexão na placa descarregada (mm).

Quanto à avaliação dos resultados de LTE em campo, por meio de ensaios não destrutivos, diferentes autores perceberam que a transferência de carga entre fissuras em um PCCA tem sempre valores elevados. Won e Medina (2008) e Won (2011) analisaram a LTE para um conjunto de PCCAs e observaram que este é sempre maior que 90%, independente da abertura de fissura, época do ano, espaçamento entre fissuras e ocorrência de *Punchout*. Portanto, os autores concluíram que somente a avaliação da LTE não é um bom indicador para o desempenho estrutural de um PCCA.

2.4 Análise teórica em pavimentos de concreto

A teoria para placas foi primeiramente formulada por Joseph Louis Lagrange (1811), que deduziu uma equação de quarta ordem, que governa a flexão em placas de espessuras

medianas. Para o desenvolvimento desta teoria, foi necessária a adoção de algumas considerações quanto à natureza do material e ao seu comportamento mecânico, conforme hipóteses de Kirchhoff abaixo (BALBO, 2009):

- O material é homogêneo, isotrópico e linear, portanto, obedece a lei de Hooke;
- As fibras da placa que se encontram perpendiculares ao plano médio da mesma permanecem assim, mesmo depois da deformação da placa;
- As tensões perpendiculares ao plano médio da placa são desprezíveis, pois estas são muito pequenas quando comparadas com as demais, dessa forma, a placa flete sem sofrer deformações verticais;
- Os deslocamentos verticais sofridos pela placa são muito pequenos, portanto, a curvatura da placa pode ser obtida pela segunda derivada do deslocamento.

Modelos teórico-analíticos para pavimentos de concreto simples foram inicialmente apresentados por Westergaard (1926, 1927, 1933, 1943 e 1947). As equações de Westergaard foram baseadas na teoria elástica para placas, apoiadas em um meio líquido denso (modelo de Winkler para o subleito). Para que Westergaard formulasse tais equações analíticas, as seguintes hipóteses tiveram que ser consideradas (BALBO, 2009; SII, 2015; HUANG, 2004):

- A fundação é similar a um colchão de molas (modelo de um líquido denso);
- O contato é total entre laje e a fundação;
- Existe apenas a força da carga atuando no sistema (uniformemente distribuída da superfície), sem a ação de cisalhamento devido à ação da mesma;
- Espessura da laje é finita e a linha neutra encontra-se a meia altura da mesma;
- Não existe LTE nas juntas.

2.4.1 Modelo mecanicista para o PCCA

O primeiro software de análise mecanicista para análises em PCCA recebeu o nome de CRCP 1. Foi elaborado a partir de observações de PCCA em operação, em inúmeros estados dos

EUA, e também de investigações de laboratório conduzidas pela *National Cooperative Research Highway Program* (NCRHP). A partir do CRCP 1, várias modificações foram realizadas visando o melhoramento da análise mecanicista. Logo, a última versão para o software é o CRCP 10 cujas cargas dinâmicas de um eixo padrão rodoviário atuando no PCCA são consideradas (KIM *et al.*, 2001).

O atual método de dimensionamento para o PCCA da AASHTO é um método mecânico-empirista, pois utiliza de análises teóricas por meios de redes neurais (ANN - *Artificial Neural Networks*), sendo que estas são treinadas por programas que utilizam da técnica por elementos finitos para o cálculo de tensões e deformações em placas. O empirismo fica por conta da calibração dos resultados numéricos com resultados obtidos em campo, levando em consideração as condições climáticas (AASHTO, 2008).

2.4.1.1 Modelo numérico para o PCCA

A análise por elementos finitos para PCCA utiliza de elementos no plano, considerando o estado plano de tensões. Um elemento bi-linear retangular com quatro ou oito nós representa o concreto (Figura 2.22) (KIM *et al.*, 1997).

Figura 2.22 - Elemento bilinear nodal (quatro nós)

Fonte: Kim *et al.*, (1997)

2.4.1.2 Modelo da armadura (barras)

A armadura é modelada usando “elemento barra” conforme a Figura 2.23 apresenta.

Figura 2.23 - Elemento de barra (dois nós)

Fonte: Kim *et al.*, (1997)

Deve-se frisar que o deslocamento na vertical para as armaduras longitudinal e transversal é o mesmo que os elementos que representam o concreto, uma vez que as barras encontram-se embebidas no concreto.

2.4.1.3 Modelo de Winkler para a representação da base de PCCA

O modelo de molas para representação do subleito é uma simplificação para esse material, que foi inicialmente proposta por Winkler (1867). Consiste na representação do subleito ou camadas subjacentes às placas como um líquido denso, que responde aos esforços como um colchão de molas de constante “k”, no regime elástico.

A Figura 2.24 representa o modelo de molas proposto por Winkler (BALBO, 2009):

Figura 2.24 - Modelo de molas proposto por Winkler

Fonte: Balbo (2009)

$$q = k.w \quad (18)$$

onde,

q = força aplicada (N);

w = deslocamento na superfície do solo (mm);

k = módulo de reação do subleito (MPa).

2.4.1.4 Transferência de carga em fissuras

Para Walraven e Rainhardt (1980) existem três mecanismos de LTE em fissuras: intertravamento entre grãos, cisalhamento nas armaduras e transferência por esforços axiais nas armaduras. Apresenta uma teoria para o intertravamento entre grãos em fissuras para o concreto e, para isso, considera um modelo em três dimensões. Segundo o autor, as tensões que ocorrem nas fissuras são distribuídas na área de contato (Figura 2.25), ou seja, no intertravamento entre os agregados nas fissuras, e essas tensões ocorrem em todas as direções das partículas em contato na fissura.

Figura 2.25 - Área de contato devido à deformação cisalhante

Fonte: Walraven e Rainhardt (1980).

O problema em três dimensões em uma fissura pode ser descrito em duas dimensões, segundo as Figuras 2.26 a, b e c. Desse modo, caso uma força seja aplicada no plano da fissura, o concreto responde da seguinte maneira: a área de contato na fissura tende a diminuir, desta forma, deslocamentos normais e cisalhantes ocorrerão, resultando em tensões de contato que são transmitidas até que as forças entrem em equilíbrio. Dessa forma, quanto maior a força aplicada, maiores os deslocamentos. Entretanto, quando a fissura está muito apertada, os deslocamentos são dificultados pelo intertravamento entre agregados na fissura, por consequência maiores valores de tensão ocorrerão e maior será a LTE. Então, a tensão no contato entre fissuras pode ser descrita segundo a Figura 2.27.

Figura 2.26 (a) fissura no concreto; (b) corte fissura no plano “Z” e (c) representação de apenas uma fatia no corte em “Z”

Fonte: Walraven e Rainhardt (1980)

Figura 2.27 - (a) área de contato entre a matriz de agregados na fissura e (b) área de contato entre agregados após o equilíbrio das tensões

Fonte: Walraven e Rainhardt (1980)

Walraven e Rainhardt (1980) apresentam o trabalho de Paulay e Loeber (1974) que conduziram diferentes testes utilizando de corpos de prova de grande porte, com o objetivo de verificar a influência dos agregados no cisalhamento em fissuras. As Figuras 2.28 a e b apresentam os resultados da pesquisa.

Figura 2.28 - (a) tensão versus deslocamento cisalhante e (b) tensão cisalhante média que restringe as tensões normais para aberturas de fissuras entre 0,25 -0,51 mm

Fonte: Walraven e Rainhardt (1980) apud Paulay e Loeber (1981)

Na Figura 2.27 a, fica clara a influência das aberturas das fissuras (w) na elevação da transferência das tensões cisalhantes (τ), dessa forma, quanto maiores as aberturas das fissuras, menores as tensões de cisalhamento. Enquanto os deslocamentos (Δ), estes são maiores para as fissuras mais abertas, devido ao intertravamento entre agregados serem menores e não oferecerem resistência aos movimentos. A Figura 2.27 b demonstra que as tensões normais possuem um papel importante nas fissuras, que é de manter a abertura das fissuras constantes em toda a sua extensão, mesmo após a ação de esforços externos (WALRAVEN e RAINHARDT, 1980).

Trazendo tudo o que foi afirmado por Walraven e Rainhardt (1980) para a realidade das fissuras em um PCCA, como estas resultam muito apertadas, há uma grande área de contato entre as faces, o que gera grandes tensões de cisalhamento e normais nessa região e, com isso, elevados valores de LTE.

No modelo para o PCCA elaborado dentro do programa Abaqus/CAE, levou-se em consideração o que foi posto por Walraven e Rainhardt (1980). Portanto, considerou-se que a LTE ocorre para os três sentidos translacionais dos movimentos nas fissuras, sendo que esta configuração de LTE foi a que mais aproximou as deformações teóricas com aquelas medidas em campo.

Não foi mencionado aqui a LTE oriunda das armaduras em um PCCA ou barras de transferência em PCS, posto que são muito baixas quando comparadas com as de intertravamento dos agregados (WALRAVEN e RAINHARDT, 1980). Entretanto, maiores investigações devem ser realizadas, pois a densidade da armadura em um PCCA é elevada, e a mesma é contínua em toda extensão do pavimento.

2.5 Análise numérica computacional de vias permanentes sobre bases rígidas

“Análise por elementos finitos é a arte de prever o futuro”. Esta frase foi mencionada no início do livro de Bathe, publicada em 1967, no artigo “Use of the Electronic Computer in Structural Analysis”. Nos dias atuais, a teoria por elementos finitos está por trás de respostas para inúmeros eventos físicos que descrevem problemas na engenharia. Tais soluções,

portanto, só foram possíveis com o desenvolvimento da tecnologia computacional, pois os sistemas de equações geradas por esta teoria são muito grandes e de difícil solução, o que demanda grande tempo e dados de processamento computacional (BATHE, 2014).

Através do método dos elementos finitos é possível chegar a resultados plausíveis para análises de problemas na engenharia, melhores que as teorias analíticas, que são limitadas. O método dos elementos finitos é uma solução numérica para problemas da engenharia e a grande vantagem desta técnica é que a teoria pode ser aplicada a diferentes geometrias de corpos, descrevendo suas respostas (deformações) diante de qualquer força atuante no mesmo (temperatura, força distribuída ou concentrada, umidade etc.) (BATHE 2014; COOK *et al.*, 2001; REDDY, 1993).

Segundo Cook *et al.*, (2001), a definição para o método dos elementos finitos é um método que descreve diferentes geometrias, quanto estas são solicitadas por diferentes forças. Geometrias complexas são discretizadas por geometrias menores e simples (elementos quadráticos, triângulos, linear etc.), onde estes, por sua vez, descrevem função matemática “ φ ” (que representa a rigidez do material). Os elementos estão ligados por nós em comum entre estes; dessa maneira, a resposta dos menores elementos representa a resposta da geometria maior, quando esta é exposta aos diferentes carregamentos.

No método é necessária a adoção de um modelo matemático que descreva o comportamento à deformação de um material existente na natureza, sabendo, por exemplo, que o comportamento à deformação é diferente entre um pavimento de concreto e asfáltico. Por este motivo, é importante frisar que os resultados de uma análise numérica nunca serão mais aprimorados do que a teoria matemática que o descreve (COOK *et al.*, 2001; BATHE 2014; BALBO 2009).

O método dos elementos finitos é muito conveniente para análise de placas, ou seja, pavimentos de concreto. Com o método dos elementos finitos a representação teórica do pavimento de concreto ficou muito mais próxima da realidade desses pavimentos, haja vista que, com o modelo numérico é possível modelar placas finitas, analisar tensões em qualquer

ponto das placas, considerar a LTE, considerar a aderência entre placas e camadas subjacentes e, também, a aderência entre armaduras e concreto.

2.5.1 Programas para análise de ferrovias

2.5.1.1 Programa Geotrack

Conforme Selig e Waters (1994), o Geotrack é um programa que permite a análise de infinitas camadas para o pavimento ferroviário, considerando que a última será sempre a fundação do sistema, sendo semi-infinita. O dormente e o trilho são modelados como vigas e a interação trilho/dormente é realizada por molas com rigidez pré-definida. Este programa foi desenvolvido na Universidade de Massachusets, nos EUA, nos anos 1970. O modelo apresentado na Figura 2.29 é o idealizado no programa Geotrack.

Figura 2.29 - Modelo idealizado pelo Geotrack

Fonte: Adaptado de Feng (2011).

O Geotrack se tornou bastante conhecido no meio ferroviário, devido ao fato de simular o comportamento tensional na interface dormente de madeira/lastro em vias permanentes. Assim sendo, devido à sua flexibilidade, os dormentes de madeira tendem a distribuir as forças dos veículos para o lastro, nas regiões mais próximas ao carregamento. Dessa forma, quando o lastro é novo, o estado tensional é o leve, como observado na Figura 2.30 a. Quando o lastro está consolidado o estado tensional normal é predominante (Figura 2.30 b) (RANGEL; 2017, FENG 2011).

Figura 2.30 - Distribuição de tensões na interface dormente lastro

Fonte: Feng (2011).

2.5.2.2 Programa Kentrack

O Kentrack é um *software* para análise de ferrovias. Foi desenvolvido na Universidade de Kentucky, nos EUA, e atualmente encontra-se na versão 4.0 as diferenças nas atualizações foram as inserções de novos modelos para os materiais dentro do *software*. O programa Kentrack utiliza da teoria de Burmister (1943) para o cálculo das tensões e deflexões, sendo que estas fórmulas são resolvidas da maneira numérica. O *software* foi desenvolvido para analisar ferrovias com material totalmente granular, asfáltico ou uma combinação entre estes (RANGEL, 2017).

A atual versão do Kentrack 4.0 incorporou modelos mais aprimorados para o ligante asfáltico, sendo que estes novos modelos consideram a viscoelasticidade e taxas de carregamento no ligante asfáltico. O módulo dinâmico é uma propriedade viscoelástica de mistura asfáltica podendo ser definido como: um número complexo que relaciona a deformação linear e viscoelástica de um material quando submetido a cargas senoidais no domínio de frequências. O módulo dinâmico utilizado no Kentrack é o mesmo utilizado no Superpave (LIU, 2013; RANGEL, 2017).

Quanto ao comportamento do material granular dentro do programa Kentrack, este é linear para o material muito consolidado, ou seja, um lastro exposto a longos períodos pelo carregamento e muito degradado, e não linear para o lastro novo recém construído. O módulo de resiliência segue o modelo $K-\theta$ de solos granulares (RANGEL, 2017).

2.5.2.3 Programa ABAQUS/CAE

O programa Abaqus/CAE é um programa comercial e se propõe a responder a inúmeros problemas dentro das engenharias nas áreas estrutural, mecânica, elétrica, eletrotécnica, dentre outras.

Quanto ao funcionamento do programa, o Abaqus/CAE utiliza-se de um banco de dados com geometrias preestabelecidas (barra, casca, placa, sólido de revolução etc.). Dessa forma, é possível a elaboração de modelos com diferentes geometrias, sendo que com o elemento sólido de revolução são possíveis análises em modelos de três dimensões. Entretanto, as análises em três dimensões necessitam de elevados recursos computacionais e tempo de processamento. Dessa maneira, dentro do Abaqus/CAE, os modelos são “montados” e as interações e restrições entre os elementos são definidas pelo usuário. Isso torna cada modelo único, por isso é de extrema importância o conhecimento das condições de contorno de campo, da geometria dos elementos, das propriedades dos materiais, do carregamento etc. (NCHRP, 2003b).

Como exemplo de aplicação do software Abaqus/CAE, é apresentado o trabalho de Rangel *et al.*, (2015) que analisaram os efeitos que diferentes sublastros ocasionam em ferrovias. Os autores observaram que o programa Abaqus/CAE é apropriado para verificar a diferença de comportamento estrutural dos diferentes sublastros. Zhu e Cai (2014) se utilizaram de análise por elementos finitos através do programa Abaqus/CAE com o objetivo de avaliar o dano que ocorre na interface entre a laje e a base em vias permanentes rígidas pré-moldadas. Para isso os autores utilizaram a teoria de fratura de danos em faces em contato, proposta por Dugdale e Barrenblantt. Os pesquisadores conseguiram observar computacionalmente o que ocorre em campo, que foi a ação da temperatura e da carga no desprendimento da laje e a base (Figuras 2.31 a e b).

Figura 2.31 - Aplicação Abaqus/CAE em um modelo para interface entre laje e a base em ferrovias sobre laje: (a) modelo computacional e (b) desprendimento da laje em campo

Fonte: Adaptado de Zhu e Cai (2014).

Mais um estudo que utilizou o Abaqus/CAE foi o de Cho *et al.*, (2014). Estes pesquisadores procuraram avaliar a influência da taxa de armadura longitudinal no comportamento estrutural em uma via férrea sobre um PCCA devido à ação dos gradientes térmicos. Para tanto, elaboraram um modelo de sólidos de revolução. Observaram que quanto maior a taxa de armadura, maior será a tensão na superfície do pavimento e menor será a abertura das fissuras (Figura 2.32).

Figura 2.32 - Empenamento negativo em uma placa

Fonte: Cho *et al.*, (2014).

Michas (2012) utilizou o Abaqus/CAE para elaborar um modelo em três dimensões que representou estruturalmente o comportamento de um PCCA. A análise utilizada foi a estática. Os esforços de um trem de elevada velocidade com carga de 17 t por eixo e distância entre eixos de 3 m. As Figuras 2.33 e 2.34 a e b apresentam as deformações e tensões no topo das lajes em comparação com os dados para uma via convencional.

Figura 2.33 - Deflexão topo trilho: (a) via permanente sobre laje e (b) via convencional

Fonte: Michas (2012) apud Feng (2011)

Nos gráficos acima fica clara a diferença da distribuição das deflexões para a via sobre laje e convencional. As deflexões da via sobre laje são bem menores que as da via convencional e melhor distribuídas. Observou-se também que as deflexões máximas no modelo que utiliza uma base rígida não estão exatamente no ponto de atuação da carga, mas sim em um ponto intermediário entre elas. Isso acontece devido à elevada rigidez das placas.

Figura 2.34 - Tensão topo plataforma ferroviária: (a) via permanente sobre laje e (b) via convencional

Fonte: Michas (2012) apud Feng (2011)

Os gráficos das tensões são um reflexo dos gráficos das deflexões, ou seja, onde existem as maiores deflexões também estão as maiores tensões. Dessa forma, o autor chama atenção à dissipação das tensões no modelo com base rígida. Nessa, as tensões se dissipam mais próximas à superfície. Esta é uma característica da elevada rigidez da placa (MICHAS, 2012).

Rangel (2017) elaborou um modelo em três dimensões com o Abaqus/CAE, tendo como objetivo verificar a influência do espaçamento entre dormentes na tensão máxima em flexão no trilho. O modelo elaborado por Rangel (2017) é apresentado na Figura 2.35 e os resultados de sua pesquisa apresentados nas Figuras 2.36 a e b.

Figura 2.35 - Via permanente modelo elaborado por Rangel

Fonte: Rangel (2017).

Figura 2.36 - (a) Tração máxima no trilho e (b) deflexão topo trilho

Fonte: Rangel (2017).

O autor observou que a tensão de tração em flexão máxima no trilho é maior quando a carga era posicionada entre os dormentes, portanto esta é a condição mais desfavorável para o trilho. Ao passo que, quando a carga era posicionada no eixo do dormente, as tensões no topo das camadas de lastro e sublastro eram maiores comparadas com carga entre dormentes. Dessa maneira, a situação da força no eixo do dormente é a mais desfavorável para a infraestrutura.

Quanto a valores para a tensão em flexão máxima no trilho, Rangel (2017) observou que para carga posicionada entre dormentes foi de 77 MPa e se eleva para 107 MPa com a aplicação de um fator dinâmico de 40%, mesmo assim, tais valores ainda estão bem abaixo da tensão de escoamento no trilho, que é de 510 MPa.

Rangel (2017) utilizou o Abaqus/CAE para compreender a grande variabilidade encontrada em modelos ferroviários que utilizam molas para representar as fixações. O autor menciona que a variação dos valores da rigidez das fixações (K_f) é muito grande: Spada (2003), com o uso software Ferrovia, encontrou valores variando de 170 MN/m para dormentes

monobloco e 253 MN/m para bibloco, em simulações das fixações elásticas; Feng (2011) considerou o K_f de 239 MN/m para representar as fixações elásticas de dormentes de concreto, em análises dinâmicas; SKOGLUND (2002) considerou a rigidez da palmilha para dormentes de concreto igual a 70 MN/m; Fortunato *et al.*, (2013) utilizaram o valor de 500 MN/m para representar as fixações elásticas de dormentes de concreto. Portanto, não existe um consenso de valor que representem a rigidez das fixações. O modelo elaborado por Rangel (2017) é apresentado na Figura 2.37.

Figura 2.37 - Fixação simulada por Rangel: (a) dormente de madeira e (b) dormente de concreto

Fonte: Rangel (2017).

O autor observou que existe uma grande influência dos elementos que compõem o sistema de fixação na rigidez do mesmo. Quando simulou apenas as palmilhas amortecedoras, sem levar em consideração os outros elementos das fixações, valores de 3740 MN/m foram observados. Já valores de 2096 MN/m surgiram para o dormente de madeira e 1760 MN/m para o dormente de concreto quando se consideram todos elementos das fixações.

Por fim, Rangel (2017) conclui que não é recomendado o uso de molas para a representação das fixações devido à grande variabilidade nos valores de " K_f ", mas sim, considerar as fixações como camadas do pavimento com espessuras e propriedades bem definidas. Isso resolve o problema observado na região tracionada do trilho, pois, as molas não trabalham à tração, apenas à compressão.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

O objetivo final deste estudo é verificar o comportamento estrutural de um PCCA quando solicitado por veículos ferroviários. Entretanto, os resultados finais desse estudo são baseados em uma pista experimental construída para veículos automotores. Diante disso a Figura 3.1 apresenta um fluxograma de trabalho até os resultados finais desta pesquisa, para que a compreensão do método empregado esteja claro:

Figura 3.1 - Fluxograma de estudo

3.1 Pista experimental de PCCA – Campus da USP em São Paulo

No início do ano de 2016 foi construída no campus da USP em São Paulo a primeira pista experimental brasileira de PCCA com dimensões condizentes às construídas em países propulsores desta técnica de pavimentação. A localização do pavimento é apresentada na Figura 3.2.

Figura 3.2 - Pista experimental PCCA

Fonte: Adaptado de Cargnin (2016).

3.2 Características gerais do PCCA experimental

Serão abordados neste estudo apenas características gerais do pavimento, posto que Cargnin (2016) apresenta toda a técnica construtiva, projeto e especificações de projeto da pista experimental:

- Largura 3,4 m, comprimento 200 m e espessura de 250 mm;
- Seção 01 (cimento CP IV RS 32 e 50 % de agregado reciclado);
- Seção 02 (cimento CP II F 40 e 50 % de agregado reciclado);
- Seção 03 (cimento CP IV RS 32 e agregado virgem apenas);
- Seção 04 (cimento CP II F 40 e agregado virgem apenas);
- Taxa de armadura longitudinal de 0,7%, constante ao longo de toda a extensão da placa;
- Armadura transversal a cada 0,9 m;
- Aço comum e galvanizado. As barras foram dispostas de tal modo que metade da seção (1,7 m) contém aço galvanizado e a outra metade (1,7 m) contém aço comum;
- Base em BGS (10 cm);

A seção transversal do pavimento é apresentada na Figura 3.3.

3.3 Caracterização de laboratório

Os ensaios laboratoriais para determinação das resistências dos concretos foram conduzidos por Cargnin (2016) com objetivo de erificar o atendimento das resistências e módulo de elasticidade dos concretos empregados. Nesse trabalho complementa-se os ensaios com o estudo das características resilientes do subleito.

3.3.1 Ensaios de resistência à compressão e à tração

Os ensaios de resistência à compressão e à tração na flexão foram conduzidos por Cargnin (2016), como resultados de sua dissertação de mestrado. Os ensaios seguiram as normas NBR 5739 e a NBR 12142, respectivamente. Os ensaios foram conduzidos para corpos de prova segundo o traço de laboratório e o executado em campo (Tabelas 3.1 e 3.2).

Tabela 3.1 - Ensaio de compressão

Traço	f_c médio (MPa) (laboratório)	f_c médio (MPa) (campo)
CP IV RS 32 + Agreg. Rec	35,1	38,96
CP II F 40 + Agreg. Rec	40,1	39,23
CP IV RS 32 + Agreg. Virgem	42,2	39,95
CP II F 40 + Agreg. Virgem	45,2	41,94

Fonte: Adaptado de Cargnin (2016).

Tabela 3.2 – Ensaio de tração na flexão

Traço	f_{ct}, f (MPa) (laboratório)	f_{ct}, f (MPa) (campo)
CP IV RS 32 + Agreg. Rec	5,26	5,27
CP II F 40 + Agreg. Rec	4,71	4,78
CP IV RS 32 + Agreg. Virgem	6,55	6,44
CP II F 40 + Agreg. Virgem	6,05	5,87

Fonte: Adaptado de Cargnin (2016).

3.3.2 Ensaio de módulo de elasticidade dinâmico e estático do concreto

Ensaio de módulo de elasticidade do concreto foram conduzidos por Cargnin (2016). Os resultados obtidos no referido estudo serão apresentados neste trabalho para fins de comparação com os resultados de módulo de elasticidade encontrados em campo por meio de retroanálises. O módulo de elasticidade do concreto dinâmico (Tabela 3.3) foi obtido através da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas atravessando o corpo de prova, considerando o mesmo como homogêneo e isotrópico, onde as constantes do material alteram a velocidade de propagação das ondas ultrassônicas, alterando assim o valor de módulo para diferentes concretos. O módulo de elasticidade do concreto estático (Tabela 3.3) foi obtido através de ensaios de tração na flexão, com o auxílio de um *Linear Variable Displacement Transducer* (LVDT); realizada a medida da flecha no centro da vigota de concreto, através de analogia de Möhr, o módulo estático é calculado. Nesse estudo está sendo apresentado o valor de módulo para 50% da carga de ruptura.

Tabela 3.3 - Módulos de elasticidade para o PCCA (dinâmico e estático)

Traço	Módulo dinâmico (MPa)	Módulo estático (MPa)
CP IV RS 32 + Agreg. Rec	45.670	34.792
CP II F 40 + Agreg. Rec	49.069	36.214
CP IV RS 32 + Agreg. Virgem	48.452	35.542
CP II F 40 + Agreg. Virgem	52.351	39.897

Fonte: Adaptado de Cargnin (2016).

3.3.3 Caracterização do subleito

Observações visuais da amostra de solo coletada do subleito sobre o qual a seção experimental de PCCA foi construída apontam dois tipos de solos: (a) para 170 m iniciais foi

observado um solo fino de coloração vermelhada; (b) para os últimos 30 m observou-se um solo fino de coloração preta

3.3.3.1 Granulometria

O ensaio de granulometria foi conduzido no Laboratório de Tecnologia da Pavimentação (LTP) da EPUSP. A norma utilizada foi a NBR 7181 – Solo análise granulométrica, para ambos solos encontrados.

3.3.3.2 Ensaio expedito com pastilhas Miniatura, Compactado, Tropical (MCT)

O ensaio das pastilhas foi proposto por Nogami e Villibor (1995) para solos lateríticos, encontrados no Brasil. O método baseia-se na expansão e contração dos solos quando moldados em pastilhas com diâmetros padrão.

3.3.3.3 Compactação e módulo de resiliência

Ensaio de compactação e módulo de resiliência foram conduzidos nos dois tipos de solo encontrados, utilizando o aparato do LTP - EPUSP. O ensaio de compactação foi realizado seguindo a norma 164/2013 ME DNIT. Devido aos dois tipos de solo terem 100% de suas partículas passantes na peneira #4 (4,8 mm) foi utilizado o corpo de prova de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, com energia de compactação normal (25 golpes). O ensaio de compactação consiste na moldagem de cinco corpos de prova com teores de umidade diferentes (5 pontos do mais seco ao úmido), desta maneira a massa específica seca máxima dos grãos fica estabelecida pelo valor máximo alcançado pela curva de umidade e massa específica seca.

O ensaio de módulo de resiliência procura reproduzir condições de tensões (confinantes e desviadoras), às quais uma camada de base, sub-base ou subleito são submetidas em campo, devido ao carregamento e o confinamento das próprias camadas. A carga dos veículos sobre o pavimento causa uma tensão vertical no pavimento que em laboratório é representada pela tensão-desvio (vertical ao corpo de prova). O confinamento ocorrido em

campo pela própria camada e acostamentos é representado em laboratório pela tensão-confinante (horizontal ao corpo de prova) (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Foram moldados dois corpos de prova (solo A e B) e o ensaio de módulo de resiliência inicia com um condicionamento do corpo de prova, onde são aplicadas tensões desvio e confinante com magnitudes segundo a norma DNIT ME 134/17.

As tensões são aplicadas por um pistão verticalmente ao corpo de prova e o confinamento através de pressão horizontal no mesmo, determinadas conforme a norma DNIT ME 134/10. Conhecidas as tensões (desvio e horizontal) e os deslocamentos para cada uma delas as seguintes fórmulas são utilizadas para o cálculo do módulo de resiliência:

$$Mr = \frac{\sigma_r}{\varepsilon_r} \quad (19)$$

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (20)$$

onde,

MR = módulo de resiliência (MPa);

ε_r = deformação específica resiliente (mm/mm);

Δh = deformação resiliente registrada no oscilógrafo (mm);

H_0 = distância entre alças (mm).

3.4 Ensaio de FWD

O *falling weight deflectometer* (FWD) é um ensaio não destrutivo de rápida execução, de boa repetibilidade nos resultados e de precisão elevada (5 centésimos de milímetros). Em termos mecânicos de execução do ensaio, consiste na aplicação de um peso instantâneo caindo de uma altura regulada entre 20 a 38,1 cm (muda conforme a força de aplicação), aplicado na superfície do pavimento, com o objetivo de reproduzir a atuação do carregamento de veículo rodoviário. Os sensores posicionados a distâncias pré-estabelecidas

têm a função de ler as deflexões na superfície devido à aplicação desta força, tendo como resultado uma bacia de deflexões. As Figuras 3.4 (a) e (b) apresentam esquematicamente o ensaio de FWD, bem como o ensaio de campo no PCCA experimental, respectivamente (BALBO, 2007).

Na análise do PCCA experimental em questão foram coletados dados de deflexões em 91 placas, com aplicação da carga no centro de cada placa delimitada por duas fissuras consecutivas. A carga aplicada foi de 40 kN, com variações de 2 kN para mais ou para menos. O prato de aplicação da carga possuía 30 cm de diâmetro e os sensores de leitura do deslocamento foram posicionados a 0, 20, 30, 45, 60, 90 e 120 cm do centro do carregamento. A Figura 3.5 representa o plano de fissuração para todo o PCCA.

Figura 3.4 - Ensaio de FWD, (a) ilustração e (b) execução em campo no PCCA

Figura 3.5 - Mapa de fissuração para o PCCA

Fonte: Adaptado de Cargnin (2016).

3.5 Delimitação da seção de estudo

AASHTO (1993) afirma que para um PCCA ter um bom desempenho estrutural, as fissuras devem ficar espaçadas entre 0,9 e 2,4 m e terem aberturas máxima de 0,63 mm.

Diante disso, apenas a seção 03 será analisada nessa pesquisa, pois, segundo Cargnin (2016), esta seção apresenta o espaçamento médio de 2m entre fissuras, com aberturas sempre inferiores a 0,5 mm, e encontra-se ancorada nas seções 02 e 04. As Figuras 3.6 a e b trazem características e o número de placas dessa seção, respectivamente.

Figura 3.6 - Seção 03: (a) pista experimental e (b) placas enumeradas

Fonte: Adaptado de Cargnin (2016).

A seção 03 apresenta vinte e sete fissuras o que delimita vinte e seis placas enumeradas conforme a Figura 3.4 b. As aberturas das fissuras consideradas na entrada dos modelos aqui elaborados foram retiradas das médias de todos os levantamentos de abertura realizados por Cargnin (2016). A Tabela 3.4 traz esses valores.

Tabela 3.4 - Aberturas para as fissuras consideradas nos modelos

Fissura	Abertura (mm)	Fissura	Abertura (mm)
F3.10	0,25	F3.16	0,23
F3.12	0,21	F3.24	0,15
F3.14	0,19	F3.13	0,21
F3.1	0,23	F3.5	0,26
F3.2	0,25	F3.11	0,25
F3.3	0,19	F3.6	0,25
F3.4	0,23	F3.17	0,22
F3.21	0,2	F3.23	0,15
F3.22	0,2	F3.7	0,23
F3.25	0,1	F3.8	0,28
F3.26	0,15	F3.20	0,16
F3.19	0,2	F3.18	0,25
F3.15	0,23	F3.9	0,23

Fonte: Adaptado de Cargnin (2016).

Das 26 bacias deflectométricas retiradas do centro de cada placa na seção 03, apenas seis foram consideradas representativas do comportamento estrutural do PCCA e, portanto, apenas essas foram retroanalisadas. Os motivos para descarte das outras vinte bacias foram suas configurações. Considera-se uma bacia deflectométrica adequada para retroanálise quando os valores de deflexões vão de um maior valor (no prato) para o menor (mais

distante ao prato), seguindo a uniformidade de uma semi-parábola. As vinte bacias descartadas apresentavam normalmente a leitura do segundo sensor maior que o primeiro ou o formato da bacia se distanciava muito da uniformidade de uma semi-parábola, fato que não é esperado para o comportamento do PCCA em análise, devido à grande homogeneidade do concreto e o rigoroso controle tecnológico na execução. Acredita-se que os erros atrelados aos resultados insatisfatórios das bacias estejam ligados ao manuseio equivocado do equipamento de FWD, erros de leitura dos sensores ou até mesmo à superfície irregular do pavimento. No Apêndice A são apresentadas as bacias retroanalisadas e aquelas descartadas.

3.6 Retroanálise das bacias de deflexões

A retroanálise de uma bacia deflectométrica oriunda de ensaio de FWD representa uma condição estrutural passageira para o pavimento, pois a ação das cargas de veículos e intempéries ambientais causam desgaste na estrutura do pavimento rígido e os valores de módulo de elasticidade do concreto e do módulo de reação do subleito (k) se alteram com o passar do tempo. A retroanálise consiste em fazer o processo inverso de análise das deflexões de campo, ou seja, descrever as deflexões de campo por meio de uma teoria numérica ou analítica, de modo que o resultado obtido seja uma bacia teórica que descreva de maneira similar o comportamento da bacia real de campo. Para tanto, durante o processo de retroanálise deverão ser atribuídos valores de módulo de elasticidade à placa de concreto e módulo de reação do subleito, de modo a se obter os valores de deflexão teórica que sejam próximos aos valores de campo. A teoria analítica ou numérica deve ser condizente com o fenômeno físico apresentado pela estrutura.

O processo de retroanálise é iterativo, pois trata-se de inserção de módulos de elasticidade para o concreto, μ (coeficiente de Poisson para o concreto), k (módulo de reação do subleito) e rigidez na fissura, sendo estas as informações que variam com objetivo de equiparação de bacia teórica e de campo. As informações fixas são geometria (espaçamento entre fissuras, espessura e largura da via), abertura das fissuras, características intrínsecas do concreto e do aço (densidade e expansão) e taxa de armadura longitudinal.

Como critério de aproximação das bacias teóricas e de campo são aceitáveis erros mínimos quadráticos calculados pela equação 21. Os resultados de deflexões teóricas devem ser exatamente do local onde foram realizadas leituras com o FWD, ou seja, na superfície e nas distâncias apresentadas na Figura 3.3 (BALBO, 2009).

$$\text{Objetivo} = \text{Min}[\sum (d_i^{\text{pista}} - d_i^{\text{teórico}})^2] \quad (21)$$

A norma americana da *American Society for Testing and Materials* D5858 (ASTM) de (2015) apresenta outro critério de aceitação para equiparação entre bacia teórica e de campo, baseado nos erros médios ponderados. Vale ressaltar que esta norma é aplicada somente a pavimentos flexíveis e, em alguns casos, a pavimentos rígidos, sendo este último quando em condições controladas (pavimentos cobertos). A equação 22 descreve o valor de *root mean square error* (RMSE):

$$RMSE = 100 \left\{ \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n [(d_{calc_i} - d_{meas_i}) / d_{meas_1}]^2 \right\}^{0,5} \quad (22)$$

onde,

n = número de sensores utilizados para medir a bacia em campo;

d_{meas_i} = deflexão medida no ponto i (0,01 mm);

d_{calc_i} = deflexão calculada no ponto i (0,01 mm).

Como critério de aceitação para uma retroanálise, o valor para o RMSE deve estar entre 1% a 2% (ASTM, 2015).

A norma ASTM D5858 (2015) é muito clara no que se refere à sua utilização, pois o uso desta deve ser atrelado ao bom senso do profissional que a utiliza. Quanto aos critérios de aceitação, caso estes não sejam atingidos, uma possível consequência seria a própria teoria da elasticidade não descrever a condição anisotrópica do pavimento e nesse caso, teorias mais complexas devem ser colocadas em prática. Exemplo dessa anisotropia é a ocorrência de fissuras no pavimento, solos muito heterogêneos, interação entre as camadas e existência de solos saturados e/ou muito moles. Outros equívocos que ocorrem no processo

de retroanálise estão ligados ao manuseio do equipamento de FWD, quantidade de sensores insuficiente e ou inadequados para a leitura das deflexões, erros de leitura e falta de manutenção nos sensores e a não uniformidade na aplicação da carga de FWD.

3.6.1 Método área (AASHTO)

Para a retroanálise do PCCA em análise, primeiramente foram calculados os módulos de elasticidade do concreto e módulo de reação do subleito (k) utilizando as equações 23 a 26 (AASHTO, 1993).

$$\text{área} = 6\left(1 + \frac{2d_{30}}{d_0} + \frac{2d_{60}}{d_0} + \frac{d_{90}}{d_0}\right) \quad (23)$$

$$l = \left[\frac{\ln\left(\frac{36-\text{área}}{1812,2791}\right)}{-2,5594} \right]^{4,38} \quad (24)$$

$$k = \frac{P}{8d_0l^2} \left\{ 1 + \left(\frac{1}{2\pi} \right) \left[\ln\left(\frac{a}{2l}\right) - 0,6727 \right] \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right\} \quad (25)$$

$$E = \frac{12(1-\mu^2)kl^2}{h^3} \quad (26)$$

onde,

P = carga aplicada (lb);

a = raio da carga circular aplicada (in);

μ = coeficiente de Poisson;

h = espessura da placa (in)

l = raio de rigidez relativo (in);

d_x = valores das deflexões lidas em campo, conforme descrito (in);

k = módulo de reação para o subleito (Psi/in).

3.6.2 Programa EVERFE 2.25

O programa Everfe atualmente está na versão 2.25 e foi elaborado por Deivids *et al.*, (1998). Trata-se de um software de análise por elementos finitos que simula em três dimensões pavimentos de concreto simples (com juntas serradas), considerando solicitações de veículos e também ação da carga ambiental (variação de temperatura na espessura da laje).

Apesar do programa ser concebido para análises de pavimentos de concreto simples, há possibilidade de exploração de fatores como: existência ou não de barras de transferência, aberturas nas juntas, efeito da temperatura, rigidez da junta, geometria da placa, condições de aderência etc. Devido a esta grande variabilidade de análises, Salles (2013) conduziu retroanálises em um PCCA com extensão curta e valores coerentes para o módulo de elasticidade do concreto e “k” para o subleito foram obtidos.

Algumas considerações para o emprego do Everfe 2.25 na análise de um PCCA são apresentadas abaixo:

- A camada de base e subleito foram simulados como uma única camada, portanto o valor de “k” representa o subleito e a base em BGS, devido ao software não aceitar a análise com mais de uma camada, o que culminava em erro dentro do mesmo (não foi possível apontar motivos para tal fato). Conforme BALBO (2009), o efeito estrutural de uma camada BGS como base em pavimentos rígidos é mínimo, podendo, assim, esta camada ser suprimida. Salles (2013) apontou para a mesma questão em retroanálises com PCCA curto.
- Os efeitos da temperatura não foram considerados; todavia, quando eram aplicados dentro do Everfe 2.25, o empenamento era muito grande, ocasionando deflexões negativas, não sendo possível equiparação das curvas de laboratório e campo. Possíveis causas para o comportamento incomum são o comprimento da placa muito curto ou peso próprio não compensar o empenamento térmico. Vale ressaltar que o gradiente térmico observado no Brasil é elevado (SEVERI, 2002).
- Não foram consideradas barras de transferências nas análises, pois com o Everfe 2.25 é possível modelar o comportamento da rigidez de uma junta/fissura e este foi utilizado, uma vez que em PCCA a armadura está localizada acima da linha neutra e

possui apenas a função de manter as fissuras o máximo apertado e o padrão de fissuração aceitável.

3.6.2.1 Procedimento de retroanálise com o Everfe 2.25

A sequência abaixo foi seguida para a obtenção do módulo de elasticidade para o concreto e módulos de reação do subleito, empregando o Everfe 2.25.

- Geometria da pista segundo o projeto e plano de fissuração atualizado no dia do levantamento com FWD;
- Propriedades dos materiais;
- Carregamento;
- Barras de transferência;
- Rigidez na junta;
- Malha.

O Apêndice B traz um exemplo de retroanálise dentro do Everfe 2.25, considerando os dados de entrada no programa e a equiparação das bacias.

3.6.3 Programa ABAQUS/CAE 6.13

Dentro do programa Abaqus/CAE inúmeras análises podem ser realizadas, devendo-se, portanto, atentar para o tipo de análise a ser conduzida. As principais análises dentro do Abaqus /CAE são: Abaqus /static, Abaqus /explicit e Abaqus /implicit. Outros aspectos importantes são: geometria e propriedades do modelo, elementos utilizados (casca, placa, barra etc.), interação entre elementos, refinamento da malha, condições de contorno e forças atuantes no sistema. Nesse item são apresentadas todas as considerações quanto à elaboração do modelo dentro do Abaqus/CAE.

No Abaqus/static, análises lineares e não lineares podem ser realizadas. Métodos implícitos são utilizados na resolução das equações diferenciais, baseados no método proposto por Newton. Segundo Furlan (2011), os métodos implícitos utilizam-se de apenas um instante

para resolução do problema ou este tem um valor máximo. Isso permite um tempo maior dentro dos “steps”, resultando em uma maior estabilidade numérica e resultados. Este tipo de análise é utilizada quando a carga atuante no sistema é considerada estática ou quase estática, pois, o vetor aceleração é considerado zero. Com isso, a análise restringe-se à matriz de amortecimento e rigidez do sistema nodal. Neste tipo de análise os efeitos de fluência, viscoelasticidade e dilatação são desprezados (DASSAULT SYSTEMES, 2011).

Abaqus /Explicit e implicit são melhores opções quando se pretende realizar análises onde o carregamento varia com o tempo, por exemplo, em análises dinâmicas de frequência ou de impacto. Nessas análises a inércia da peça é considerável. Conforme Furlan (2011), a análise explícita utiliza uma integração considerando pequenos intervalos de tempo, e cada incremento é dependente do incremento anterior, acarretando na dependência do tempo de análise. A principal diferença entre as duas análises está na forma de considerar a propagação dos efeitos dinâmicos. A análise “implicit” utiliza-se do inverso da matriz de rigidez para o cômputo dos deslocamentos “x”, sendo, portanto, o comportamento da estrutura controlado pela inércia. Já na análise “explicit”, as velocidades e deslocamentos são calculados em termos de quantidade, logo no começo do incremento. Por isso, a matriz de rigidez é formada, investida e resolvida. Portanto o comportamento dinâmico é controlado pela velocidade do meio em análise (DASSAULT SYSTEMES, 2011; FENG, 2011 e RANGEL, 2015).

No contexto apresentado acima, a análise escolhida para a resolução do modelo para o PCCA foi a estática, apesar de a carga em um ensaio de FWD ser dinâmica, porém instantânea.

Dentro do Abaqus/CAE existe o pré-processador e o pós-processador, sendo o primeiro separado em módulos onde são solicitados dados de entradas: geométricos, materiais, interação entre elementos, tipo de análise, malha e forças atuando no sistema. E no pós-processamento estão todos os resultados solicitados na fase de pré-processamento (tensões, deformações, deflexões, entre outros).

3.6.3.1 Geometria do modelo

A análise por elementos finitos conforme apresentado no item 2.5 é a descrição de uma geometria maior, por meio de unidades menores (elementos), ligadas por nós, onde estes deformam segundo uma formulação matemática, descrevendo assim o comportamento da geometria maior. Portanto, é imprescindível o conhecimento da geometria do problema a ser analisado.

As características geométricas que representam o modelo numérico computacional foram baseadas em projeto, conforme Cargnin (2016) apresenta. O PCCA experimental na seção 03 tem 47,3 m de comprimento, 3,4 m de largura e 0,25 m de espessura. As medidas lineares entre fissuras foram consideradas como delimitadores das placas e foi modelada a LTE. Com o objetivo de garantir a continuidade na qual a seção 03 está inserida (entre as placas da seção 02 e 04), foi considerada uma placa no início e no fim da seção, a fim de assegurar a LTE e continuidade do modelo.

As armaduras foram todas modeladas para toda a extensão do modelo (inclusive para as placas de continuidade), tendo, assim, dimensões de 3,4 m de largura e 55,3 m de comprimento. Para o espaçamento transversal, longitudinal e posição das armaduras foram obedecidos os parâmetros de projetos apresentados por Cargnin (2016), o que totalizou em 20 barras longitudinalmente e 66 barras transversais.

3.6.3.2 Elementos, malha e discretização

No modelo proposto para o PCCA apenas dois elementos foram utilizados: barra que representa a armadura do pavimento e o segundo elementos sólidos deformáveis, que representa o PCCA, conforme as Figuras 3.7 a e b abaixo.

Figura 3.7 - a) Elemento barra que permite esforços axial, transversal e momento (B31) e b) elemento sólido contínuo de 20 nós (C3D20R)

Fonte: Feng (2011).

O elemento B31 é utilizado quando uma dimensão do elemento representado é bem maior em comparação com as demais, portanto tem o comportamento de uma viga à flexão. A teoria da elasticidade é considerada para esse elemento, adotando-se o comportamento elástico linear.

O elemento *continuum three dimensional* de vinte nós com integração reduzida (C3D20R) é utilizado quando existe a necessidade de descrição de geometrias complexas, ou quando o estado triaxial de esforços deve ser levado em consideração. Para estes elementos são permitidas análises com tensões, transferência de calor, acústica, condução de calor etc. Quando a análise elástico linear é utilizada, a teoria da elasticidade é considerada. A interpolação para esse elemento é de primeira ordem (linear) e de segunda ordem (quadrática) de Gauss. A integração de primeira ordem é generalizada para o estado plano de deformações, enquanto com a de segunda ordem é possível representar todas deformações lineares possíveis, sendo esta, portanto, mais precisa na captura das concentrações de tensões nos elementos, e estes também são eficientes quando utilizados em problemas em flexão. O elemento C3D20R é de integração reduzida seguindo a redução proposta por Barlow (1976), o elemento reduzido influencia principalmente ao tempo de processamento, diminuindo-o em 3,5 vezes (DESSAULT SYSTEMES, 2013; FENG, 2011).

Quanto à malha, considerou-se estruturada, ou seja, apenas elementos que não apresentem distorções. Quanto à discretização, Khazanovich *et al.*, (2000) avalia que uma malha com 5 cm na carga e nas proximidades de aplicação da mesma é necessária para obtenção de uma boa acurácia e eficiência de processamento, dos resultados de tensões e deflexões em um PCCA. Portanto, uma malha próxima a 5 cm foi considerada apenas na região do

carregamento; entretanto para melhor eficiência computacional, longitudinalmente a malha adotada teve o espaçamento de 15 cm e transversalmente de 17 cm, por fim, 8 cm na profundidade da placa, conforme é apresentado nas Figuras 3.8 e 3.9. Considerou-se a malha descrita acima apenas para a região onde existe influência da carga, sendo que em simulações observou-se que tal influência atingia 10 m para cada lado do centro de aplicação da carga.

Figura 3.8 - Descrição da malha escolhida para 20 m no modelo, sendo 10m para cada lado do centro de aplicação de carga

Figura 3.9 - Detalhe nas proximidades do carregamento (medidas em cm): (a) planta e (b) corte

Para representação das armaduras foram utilizados elementos de barra; a discretização obedeceu aos mesmos 15 cm, para toda a extensão dos 20 m de área de atuação da força. A Figura 3.10 indica essa discretização.

Figura 3.10 - Malha de elementos finitos para armaduras transversais e longitudinais

3.6.3.3 Transferência de carga em fissuras

Inicialmente para representar a LTE devido ao intertravamento entre grãos nas fissuras do PCCA foram consideradas molas, onde a LTE era dada somente na mesma direção do carregamento (vertical), entretanto não foi possível equiparação das bacias de campo com as teóricas. Por esse motivo foram introduzidas mais molas restringindo os movimentos X e Y e transferindo carga nestas direções, portanto perpendiculares ao carregamento. Com isso, as bacias teóricas passaram a representar com maior confiabilidade as bacias de campo. A Figura 3.11 indica a fissura e como os nós foram ligados por molas, considerou-se que os pontos ligados estão restringidos para os três movimentos translacionais. Portanto, o modelo usa o elemento mola chamado de “SPRING 2” no Abaqus/CAE.

Figura 3.11 - Molas representando a transferência de carga para os três movimentos translacionais

Outro elemento considerado na interface entre placas (fissuras) foi o de interação entre faces que transmitem tensões por comportamento normal e tangencial. O mecanismo de comportamento normal é ativado apenas quando existem forças normais ao plano da fissura, e não existe transferência de tensões quando os elementos não estão em contato. O comportamento tangencial entre as faces obedece ao modelo de Coulomb de atrito, no qual interfaces em contato podem absorver tensões de cisalhamento, até um valor máximo, após o que começam deslizar. A Figura 3.12 abaixo descreve esse comportamento. No presente modelo, as faces nunca iriam deslizar uma sobre a outra, portanto teriam um comportamento de *rough*.

Figura 3.12 - Relação entre a tensão de contato e a tensão equivalente no modelo de Coulomb

Fonte: DESSAULT SYSTEMES (2013).

3.6.3.4 Representação da fundação

O PCCA experimental em análise foi construído sobre uma base em BGS e um subleito remanescente e compactado com a ação do tráfego anteriormente à sua construção. Segundo Balbo (2007), solos com baixa capacidade de suporte (*California Bearing Ratio* (CBR) entre 2% e 3%) promovem valores de “k” entre 22 a 31 MPa/m, para espessuras de base com 150 mm e 33 a 45 MPa/m com base de 300 mm. Portanto, esperam-se módulos de reação do subleito superiores aos apresentados, uma vez que o solo já estaria muito compactado com a ação do tráfego. A fundação foi representada como um colchão de molas, conforme descrito no item 2.4.1.3.

3.6.3.5 Condições de contorno

Como a descrição por elementos finitos é uma união de elementos por nós, a excitação de um nó vai alterar todos os nós vizinhos. Assim, se todos os nós de um elemento estiverem liberados para o movimento, é como se este elemento se deformasse no espaço infinitamente. Por esse motivo é necessário que ao menos um nó do elemento esteja com restrições quanto ao movimento. Esta etapa de uma análise numérica computacional é muito importante, pois as condições de contorno empregadas devem ser coerentes com o que está acontecendo em campo com a estrutura, se adotadas erroneamente os resultados são bastante afetados.

A primeira restrição está na iteração entre a armadura (elemento barra) e as placas do PCCA (elemento sólido). Considerou-se as armaduras “embebidas” no PCCA, portanto o elemento barra obedecerá aos movimentos translacionais do PCCA, sendo permitido os movimentos translacionais para as barras. Outra condição de contorno é a fundação elástica apresentada no item 2.4.1.3 e, por fim, os movimentos nas placas de continuidade (placa 01 e 90) foram restringidos.

3.6.3.6 Força

A magnitude da força faz muita diferença no cômputo das tensões e deflexões em placas, conforme Balbo (2009) deixa bem claro. O autor chama a atenção para a geometria do carregamento em uma análise por elementos finitos, pois esta também tem grande importância nas respostas estruturais do modelo. Balbo (2009) apresenta uma solução proposta por Ioannides (1984) para a simplificação do carregamento, com o objetivo de facilitar a geração da malha de elementos finitos. Ioannides (1984) considera o carregamento quadrático ao invés da circular; para isso propõe uma relação de igualdade entre uma área quadrada de lado “c” e uma circular, conforme a equação abaixo:

$$c = a_1 \frac{1,77}{\sqrt{2}} \quad (27)$$

onde,

c = lado do quadrado (mm);

a_1 = raio da carga circular (mm).

Portanto, a equação foi aplicada às dimensões do prato utilizado na obtenção das bacias deflectométricas e com isso o carregamento quadrático foi obtido.

Outra força que foi adicionada no modelo foi a gravitacional. Portanto, deve-se considerar a inércia e o peso próprio da placa, pois na análise estática do Abaqus/CAE esta não é levada em consideração.

3.6.3.7 Procedimento de retroanálise dentro do Abaqus/CAE

O procedimento de retroanálise segue o método das tentativas apresentado no item 3.6 e no Apêndice C apresenta-se o processo de retroanálise.

3.7 Modelo computacional ferroviário

Nesse trabalho foi convencionado como infraestrutura ferroviária o PCCA, onde a confecção do modelo foi descrita no item 3.6.3. Foram analisados os resultados das seis placas retroanalizadas, e a placa 72 apresentou valores mais condizentes com o concreto projetado e executado. Portanto, o valor de módulo de elasticidade para o concreto “E” e módulo de reação do subleito “k” utilizados no modelo ferroviário foram da placa 72. A superestrutura foi convencionada pelas fixações e os trilhos. Os esforços atuantes na via férrea foram baseados nas características do ICE Velaro, Hyundai e vagão Gôndola.

3.7.1 Geometria

O sistema construtivo Rheda 2000 utiliza o trilho com dimensões padrão UIC 60 e o sistema de fixações da fabricante Vossloh. Quanto ao veículo considerou-se somente os eixos, sendo

que suas características geométricas foram baseadas nas características reais dos veículos analisados. A Figura 3.13 traz uma visão geral do modelo.

Figura 3.13 - Visão geral do modelo ferroviário

3.7.2 Roda

As características geométricas e magnitudes dos esforços da roda no trilho fazem diferença na forma e intensidade dos esforços na via permanente. Por este motivo, características reais de veículos ferroviários foram levadas em consideração para os veículos Hyundai, ICE Velaro e Vagão Gôndola. Estas propriedades foram apresentadas na Tabela 2.5.

3.7.3 Trilho

As dimensões do trilho são aquelas apresentadas abaixo (Figura 3.14):

Figura 3.14 - Dimensões trilho UIC 60

3.7.4 Contato roda/trilho

Segundo Esveld (2011) o trilho tem uma inclinação na ordem de 1:20 a 1:40 e a roda possui um flange que acompanha a inclinação do trilho, desse modo, o contato entre a roda e o trilho não ocorre exatamente no topo do trilho. Entretanto, nesse trabalho foi desprezada a inclinação do trilho, devido à não disponibilidade de referências desta inclinação para o sistema Rheda 2000 e também para diminuir o tempo de processamento do modelo. A Figura 3.15 demonstra o contato roda/trilho.

Figura 3.15 - Contato roda/trilho Abaqus/CAE: (a) vista 01 e (b) vista 02

3.7.5 Sistema de fixaç

O sistema Vossloh utiliza-se de três elementos uma palmilha do tipo *Ethylene Vinyl Acetate* (EVA), uma placa de apoio (de aço) e, por fim, uma palmilha elástica. As dimensões destes são apresentadas na Figura 3.16.

Figura 3.16 - Dimensões do sistema de apoio – medidas em milímetros

3.7.6 Propriedades dos materiais

A Tabela 3.5 traz todas as propriedades dos materiais utilizadas para a representação da superestrutura ferroviária. Tais valores foram retirados das referências bibliográficas disponíveis.

Tabela 3.5 - Propriedades dos materiais da superestrutura ferroviária

Componentes da via	Peso específico (kg/m ³)	Módulo de elasticidade (MPa)	Coefficiente de Poisson
Roda	7800	210000	0,35
Trilho	7800	210000	0,35
Railpad EVA	980	240	0,25
Placa de apoio	7800	210000	0,35
Railpad elástico	980	7	0,25

Na literatura estão disponíveis apenas as rigidezes dos componentes elásticos do sistema de fixação Vossloh, portanto, foi necessária a utilização da equação 28, que relaciona a rigidez do material com o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e a geometria do elemento. As rigidezes utilizadas foram de 35 kN/mm para o *railpad* elástico de 900 kN/mm para o *railpad* EVA (geometrias apresentadas na Figura 3.14).

$$E_p = K_p \frac{h}{lc} \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad (28)$$

onde,

E_p = módulo de elasticidade do material (MPa);

K_p = rigidez do material (MPa);
 h = altura do elemento (mm);
 l = largura do elemento (mm);
 c = comprimento do elemento (mm).

3.7.7 Elementos, malha e discretização

Todos os elementos utilizados para representação da superestrutura são hexaedral de 8 nós com integração reduzida (C3D8R) a Figura 3.17 representa tal elemento.

Figura 3.17 - Elemento *continuum three dimensional* de oito nós (C3D8)

Fonte: DASSAULT SYSTEMES (2011).

O elemento *continuum three dimension* de oito nós de integração reduzida (C3D8R), assim como de vinte nós, é aplicado a geometrias complexas onde os efeitos em três dimensões devem ser considerados. O elemento de oito nós é diferente do elemento de vinte nós devido à interpolação poder ser ou não de segunda ordem, sendo que nesse trabalho a interpolação de segunda ordem foi considerada. Quando apenas a interpolação de primeira ordem é considerada pode acontecer de um elemento da malha deformar-se mais que os outros. A esta ocorrência dá-se o nome de *hourglassing* (DASSAULT SYSTEMES, 2011).

A malha considerada para todos elementos foi a estruturada, para evitar distorções dos elementos. Quanto à discretização, procurou-se deixar uma malha mais densa próxima às cargas de forma a favorecer a convergência. Para a região de contato entre roda e trilho a malha foi descrita com 2mm. Quanto ao trilho, até os primeiros apoios (fixações) a malha foi descrita a cada 2 cm e quanto mais se distanciava das cargas a malha aumentava de tamanho. No sistema de fixação, a discretização foi mais densa para os elementos mais

próximos à carga, sendo de 1 cm, e quanto mais as fixações se distanciavam da carga, aumentava-se a malha (Figura 3.18).

Figura 3.18 - Detalhamento malha roda, trilho e fixação

3.7.8 Condições de contorno

Como condição de contorno foram restringidos todos os movimentos na extremidade do trilho, com o objetivo de considerar a continuidade do mesmo. Outra restrição foi aplicada às rodas em seus centros geométricos, deixando somente o movimento vertical permitido, com objetivo foi avaliar as deformações, deflexões e tensões, apenas na direção vertical, devido aos esforços verticais serem os que mais deterioram a via permanente (ESVELD, 2001).

3.7.9 Forças

As forças foram aplicadas nas quatro rodas (em seus respectivos centros) na direção vertical, conforme apresentado na Figura 3.17.

Figura 3.19 - Carregamento ferroviário

A aceleração da gravidade atuante nos elementos da superestrutura e infraestrutura foi tomada com o valor de $9,8 \text{ m/s}^2$.

4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 Ensaios de Laboratório

Na prospecção do subleito do PCCA experimental foram encontrados dois tipos de solos: solo A, de coloração avermelhada e fina e nos 170 m iniciais da pista, e solo B, com coloração escura e fina para os 30 m finais da pista. Cargnin (2016) descreveu o subleito do PCCA como de boa capacidade para suportar o carregamento, o que nos leva a acreditar que o estado desse material fino já é bastante consolidado na via, pelo fato de este trecho ser de uma via já solicitada pelo tráfego, há cerca de 40 anos. Amostras foram retiradas e levadas ao laboratório para caracterização destes materiais. A Figura 4.1 traz os resultados das análises granulométricas nas amostras.

Figura 4.1 - Análise granulométrica dos solos: (a) solo A e (b) solo B

Observa-se que o solo A (vermelho) tem muito mais material passante na peneira 200# (80% de silte e argila); já o solo B (escuro) possui uma quantidade menor de argila e silte (cerca de 50%). Segundo a classificação MCT (método expedito das pastilhas), os solos resultaram:

- Solo A: não laterítico argiloso;
- Solo B: laterítico areno siltoso.

Desse modo, os resultados obtidos com a classificação MCT proposta por Nogami e Villibor (1995) corroboram com os resultados da análise granulométrica, uma vez que o solo A possui muito mais material passante na peneira #200, sendo assim classificado como argiloso, enquanto o solo B como areno-siltoso.

Os ensaios de compactação refletem os resultados da granulometria e MCT, em que o solo A, que é argiloso, aparece com menor valor de massa específica máxima de 17,5 kN/m³ e uma elevada umidade ótima de 22%, sendo, portanto, características de um material com elevada superfície específica, e estes classificam-se como material expansivo (BERNUCCI *et al.*, 2008). Que para o solo B massa específica máxima de 19,2 kN/m³ e umidade ótima de 16%. Com os resultados dos ensaios de compactação foi possível moldar os corpos de prova para os ensaios de módulo de resiliência, cujos resultados são apresentados nas Figuras 4.2 a, b, c e d.

Figura 4.2 - Módulo de resiliência de laboratório: (a) solo A tensão confinante; (b) solo A tensão desviadora; (c) solo B tensão confinante e (d) solo B tensão desviadora

Os gráficos da Figura 4.2 demonstraram pouca variação dos módulos entre os solos A e B, devido às tensões confinantes e desviadoras, referentes aos valores aplicados, tendo em vista que este comportamento é característico de solos finos (BERNOULLI *et al.*, 2008)

O valor mediano do módulo de laboratório para ambos os solos foi de 104 MPa, para tensão confinante e desviadora, sendo convertido para o valor de “k” utilizando-se a fórmula proposta por Heukelom e Klomp (1962), tendo como resultado $k = 54 \text{ MPa/m}$. No entanto, este valor difere do módulo de reação do subleito (k) mediano retroanalisado, que foi de 103 MPa/m em relação de 50%, o que é coerente para relações campo/laboratório (BALBO 2009).

4.2 Verificação modelo PCCA

Uma avaliação das respostas estruturais do PCCA deveria ser realizada, uma vez que tais valores serviram como parâmetros estruturais do pavimento que resistirá às cargas elevadas de veículos ferroviários. Por esse motivo, a confiabilidade das retroanálises será avaliada, assim como os valores dos módulos de elasticidade encontrados para o concreto (E) e módulo de reação do subleito (k).

4.2.1 Programa Everfe 2.25

A Figura 4.3 apresenta as bacias retroanalizadas, com o Everfe 2.25 e a Tabela 4.1, os valores dos erros percentuais, erros quadráticos e RMSE.

Figura 4.3 - Bacias retroanalizadas Everfe 2.25

Fonte: Adaptado de Cargnin (2018)

Tabela 4.1 - Precisão da equiparação entre bacia teoria e de campo Everfe 2.25

Placa	Erro percentual (%)	Erro ²	RMSE
55	178,7	56,72	28
60	246,10	287,72	49
66	19	0,81	2,1
69	25	0,89	2,6
72	195,7	49,58	31
76	19	0,92	2,4

Fonte: Adaptado de Cargnin *et al.*, (2018).

Quanto ao aceite das retroanálises, em termo de erros quadráticos, este deve ser mínimo (sem um valor estipulado), portanto, ficando a critério do usuário a aceitação ou não da retroanálise. Assim sendo, quando se observasamente os erros quadráticos, pode-se inferir que apenas as bacias das placas 66, 69 e 76 foram consideradas aceitáveis, tendo o valor médio de 0,9. Este valor, por conseguinte, foi comparado com as retroanálises realizadas por

Salles (2013) utilizando o mesmo Everfe 2.25 para um PCCA, observando-se uma aproximação numérica.

Em outra análise, considerou-se a especificação ASTM D5858, que apresenta um critério de aceitação para uma retroanálise, de 1% até 2% para o RMSE. Portanto, somente as placas 66, 69 e 76 estão próximas dos valores aceitáveis como requeridos, com valor médio de 2,4 para o RMSE. Entretanto, a própria norma ASTM D5858 pontua que a aceitação da retroanálise está condicionada ao usuário, posto que a norma foi elaborada para pavimentos flexíveis e, alguns casos, para pavimentos rígidos (em áreas cobertas), e não especificamente para um pavimento fissurado como o PCCA. Portanto, mesmo para um pavimento com descontinuidades (fissuras) e elevada taxa de armação, os valores para o RMSE podem ser aceitáveis. Dessa maneira, tais resultados foram atribuídos ao comportamento monolítico que o PCCA apresenta, conforme comprovado por Salles (2017), quando equiparou as tensões lidas em campo com um modelo computacional. O autor modelou o pavimento com e sem fissuras, sendo que os melhores valores da calibração campo/teoria ocorreram quando se considerou o pavimento como uma única placa sem fissuras.

Um aspecto importante observado foi quando se examinaram as placas impróprias para retroanálise: elas têm algo comum entre si. Observou-se que as dimensões lineares longitudinais para tais placas são pequenas, sempre abaixo de 90 cm (Figura 4.4), ao contrário das placas retroanalizadas, que possuem dimensões maiores que 1,10 m.

Figura 4.4 - Dimensões das placas não modeladas no Everfe 2.25:(a)placa 55;(b) placa 60 e (c)placa 72

Fonte: Cargnin *et al.*, (2018) – medidas em m

Essa peculiaridade pode ser a resposta para a não equiparação destas bacias, posto que o Everfe 2.25 foi elaborado e calibrado para análises de pavimentos PCS; consequentemente,

com placas de dimensões bem maiores do que a de um PCCA. Outro ponto observado foi que, nas bacias teóricas para placas 55, 60 e 72, existiam distorções (sobressaltos) nas posições mais próximas às fissuras, o que leva a pensar que o programa Everfe 2.25 não consegue representar a LTE entre fissuras para um PCCA, pois o programa foi calibrado para a LTE em PCS. Khazanovich e Gotlif (2003) estudaram a LTE para PCCA e PCS e verificaram que os PCS transmitem menos carga entre fissuras. Por fim, com o Everfe 2.25 apenas três placas podem ser representadas. Esta condicionante pode ter corroborado para a não equiparação entre bacias teóricas e de campo, pois o PCCA responde de forma monolítica, principalmente nos planos de fissuração mais densos, e a representação de apenas três placas não representa suficientemente um PCCA.

4.2.2 Programa ABAQUS/CAE

A Figura 4.5 apresenta todas as bacias que foram alvo da retroanálise, utilizando o programa Abaqus/CAE e a Tabela 4.2 indica os erros percentuais, erros quadráticos e RMSE para cada retroanálise.

Figura 4.5 - Bacias retroanalizadas Abaqus/CAE

Tabela 4.2 - Precisão da equiparação entre bacia teoria e de campo Abaqus/CAE

Placa	Erro percentual (%)	Erro ²	RMSE
55	6	0,3	1,60
60	20	1,68	3,68
66	17	0,61	2,75
69	18	0,64	2,89
72	13	0,4	2
76	12	0,5	1,93

Fonte: Cargnin *et al.*, (2018).

Quando se observa os erros percentuais, os erros quadráticos e a RMSE oriundos das retroanálises com o Abaqus/CAE, fica claro que os valores são bem menores do que os observados com o Everfe 2.25, haja vista que as placas 55, 72 e 76 seriam classificadas como aceitáveis, segundo a norma ASTM D5858, e o restante destas apresentaram valores muito próximos ao aceitável. Quanto às formas das bacias teóricas oriundas do Abaqus/CAE, diferentemente do Everfe 2.25, não foram observadas grandes distorções nas fissuras, mesmo assim, estas ainda se fazem presentes e quanto menor o valor da rigidez “J” nas

fissuras, mais estas se acentuam, ou seja, quanto menor a rigidez nas fissuras, menor a LTE e maiores serão as descontinuidades na bacia teórica. Os resultados satisfatórios de retroanálise com Abaqus/CAE foram atribuídos ao modelo confeccionado dentro do programa, pois a seção 03 do PCCA foi modelada na sua totalidade (todas as placas) e mais as placas adjacentes que representaram o sistema de ancoragem. Quanto às armaduras, estas foram modeladas conforme executadas em campo, portanto, nas mesmas posições e quantidades de projeto. Por fim, a representação da LTE dentro do Abaqus/CAE foi realizada por molas transferindo carga por esforços cisalhantes e normais nas fissuras e este comportamento é descrito por Walraven e Rainhardt (1980) como o mecanismo de LTE em fissuras para estruturas de concreto armado.

4.2.3 Módulo de elasticidade do concreto (E) e módulo de reação do subleito (k)

Na Tabela 4.3 e Figura 4.6 são apresentados os valores de módulos de elasticidade para o concreto executado na seção 03, obtidos pelos seguintes meios: retroanalizados (Everfe 2.25 e Abaqus/CAE e área); de ensaios de laboratório estático e dinâmico e de modelos analíticos da ABNT - 6118 (2014) e de Balbo (2009).

Tabela 4.3 - Módulos de elasticidade do concreto na seção 03 advindos de diferentes meios

Módulo de elasticidade (Mpa)							
Placa	Retroanalizado			Laboratório		Experimental	
	área	Abaqus/CAE	Everfe 2.25	Dinâmico	Estático	NBR 6118	Balbo
55	21332	34000	80000	50525	38723	36764	36750
60	14375	35000	70000	48007	41241	35506	37082
66	36818	42000	44000	48100	38890	36032	37183
69	45207	44000	46000	47902	39511	34521	35550
72	28962	36000	80000	47512	35801	34928	30463
76	23815	32000	40000	48665	37131	36636	31439

Figura 4.6 - Gráfico box plot de comparação para os valores de módulo de elasticidade do concreto

No gráfico box plot (Figura 4.6) fica clara a diferença de variação dos valores de módulo de elasticidade para o concreto, sendo esta bem maior para os resultados retroanalizados, quando comparados com os de laboratório. Diferentes motivos podem explicar essa diferença, que vão desde o material, às técnicas de execução até os ensaios de campo e de laboratório. Dessa maneira, pode-se pontuar que uma amostra, quando ensaiada em laboratório, está sujeita a um controle tecnológico mais rigoroso do que em campo, o que conduz a resultados com menor dispersão quando comparados com os obtidos em campo (BALBO, 2009). Por fim, pode-se destacar as seguintes explicações para a diferença dos resultados entre os ensaios de campo e os de laboratório:

- As diferenças na compactação do concreto em campo/laboratório ocorrem devido à técnica de vibração com agulha utilizada em campo, que possui intensidades diferentes para cada região do concreto, devido ao grande volume executado (BALBO, 2009);
- No momento do lançamento do concreto em campo, pode ocorrer um fenômeno que é chamado de segregação e/ou exsudação, que consiste na separação entre a argamassa (cimento e água) e os agregados. Este fenômeno faz com que o módulo de elasticidade do concreto sofra alteração com a profundidade (BALBO, 2009);
- A execução manual do concreto em campo conduz a variações no módulo do concreto, pois mesmo existindo um rigoroso controle tecnológico em campo, o

lançamento é heterogêneo sendo assim, é inevitável que a espessura seja inconstante em toda extensão do pavimento, principalmente devido às irregularidades da base e do acabamento;

- Muitas bacias na seção 03 foram descartadas devido à forma e possíveis causas para estas bacias ruins seriam a má calibração do FWD utilizado, o manuseio errôneo do equipamento e pressões distribuídas erroneamente sobre a superfície do pavimento (devido às superfícies desniveladas, sujas ou com agregados expostos). Dessa maneira, os resultados de campo com FWD podem influenciar no módulo de elasticidade para o concreto.

Outra constatação que se pode extrair da Figura 4.6 é que para os resultados dos módulos retroanalizados ocorreu uma maior variabilidade nos valores oriundos do Everfe 2.25 e da área, sendo de 100 e 215 %, respectivamente. Estas grandes variações podem ser explicadas devido ao fato que o Everfe 2.25 e o método área não são elaborados e calibrados para análises em PCCA. Em contrapartida, os valores retroanalizados com o programa Abaqus/CAE tiveram a menor variabilidade, em termos de valores percentuais: 37%, refletindo valores entre 32000 até 44000 MPa, para o módulo de elasticidade do concreto. Estes valores de módulos são totalmente aceitáveis para o concreto projetado e executado, levando em consideração os fatores mencionados acima para concretos executados manualmente em grandes volumes.

Ainda nas análises dos módulos, percebe-se que a diferença entre módulos encontrados para o Everfe 2.25 e Abaqus/CAE foi de apenas 4% para as placas 66 e 69. Já para a placa 76, valores mais discrepantes foram observados, fato este que pode ser explicado devido à menor dimensão desta placa (CARGNIN *et al.*, 2018). Quanto às dimensões das placas e seus módulos, observou-se que as placas com menores dimensões possuem os menores valores de módulo. Portanto, as dimensões das placas afetam os valores de módulos para o concreto. Entretanto, esta variação não compromete o desempenho estrutural do PCCA, uma vez que todos os valores de módulos eram esperados para o concreto utilizado.

Finalmente, o ensaio de tração na flexão é o que mais se aproxima no comportamento de um pavimento em operação e, por consequência, o valor de módulo para o concreto

retirado deste ensaio seria o que mais representaria o comportamento em campo de um pavimento rígido. Isso posto, quando se compara os valores médios para o concreto retroanalizado com o Abaqus/CAE e os dos ensaios de tração em flexão, percebe-se que são próximos, 37166 e 38549 MPa, respectivamente.

Outro resultado das retroanálises foram valores para “k” conforme apresentados na Tabela 4.4 e a Figura 4.7.

Tabela 4.4 - Módulos de reação para o subleito para diferentes opções de retroanálise

Placa	área (MPa/m)	Abaqus/CAE (MPa/m)	Everfe 2.25 (MPa/m)
55	35	98	95
60	49	105	100
66	31	110	110
69	30	117	118
72	31	104	100
76	33	99	105

Fonte: Adaptado de Cargnin *et al.*, (2018).

Figura 4.7 - Gráfico box plot de comparação dos valores de k para a seção 03

Dessa forma, quanto à variação para o valor de “k”, foi a mesma pequena para os resultados oriundos do Abaqus/CAE de 19% e maiores para o programa Everfe 2.25 e método área com valores de 24 e 63%, respectivamente. Portanto, a maior variação de Everfe 2.25 e área para o módulo de reação do subleito “k” pode ser explicada devido a estas técnicas serem originalmente propostas e calibradas para PCS e não para o PCCA. Quando comparados com resultados de Abaqus/CAE e Everfe 2.25, valores muito próximos foram obtidos: 98 a 117 e 95 a 118, MPa/m, respectivamente. Quando se levam em consideração os valores de “k”

para cada placa, claramente os valores são bem próximos, ou seja, para o menor e maior valor de “k” estes foram para as mesmas placas, tanto no Abaqus/CAE e Everfe 2.25.

Os resultados para o “k” do PCCA estudado foram considerados elevados, uma vez que a base utilizada foi uma BGS. O valor para o “k” médio retroanalizado com o Everfe 2.25 e o Abaqus/CAE foram de 103 MPa/m, sendo que Salles (2013) também observou o mesmo valor médio de 103 MPa/m para um PCCA sobre uma base de concreto asfáltico e sobre um macadame seco. Colim (2009) avaliou um PCS sobre uma base em BGS e observou valor médio de 55 MPa/m para o “k”. Portanto, o comportamento estrutural da fundação do PCCA longo é similar ao PCCA curto com base asfáltica sobre um macadame seco.

A variação no valor do módulo de reação do subleito pode ser explicada por Ioannides (1999), para o autor, o valor de “k” é uma resposta da estrutura (placa, base, sub-base, subleito etc.), não sendo, portanto, uma propriedade dependente somente do subleito, na medida em que este depende da força, da geometria e do subleito do pavimento de concreto, além de todas as aproximações que o próprio “k” representa.

4.3 Simulações do PCCA como plataformas ferroviárias

Uma vez realizadas as verificações para os parâmetros estruturais do PCCA em estudo, inserções posteriores na estrutura foram: fixações, trilhos, rodas e cargas ferroviárias.

4.3.1 Verificação do modelo ferroviário

Os resultados de qualquer simulação não são universais e nem devem ser cegamente aceitos. No entanto, quando estes advêm de modelos que tentam representar o mais fidedignamente a geometria dos elementos, a propriedades dos materiais e cargas, os resultados se tornam mais confiáveis.

4.3.1.1 Pressão e área de contato roda/trilho

As pressões e área de contato entre a roda e o trilho foram analisadas para a carga de 10 t por roda. A Figura 4.8 traz a forma e distribuição da pressão no topo do trilho, e a Figura 4.9 compara a pressão roda/trilho máxima da simulação com o Abaqus/CAE com outras formas de simulação, por fim, a área do contato roda/trilho também foi comparada com outras técnicas (Figura 4.10).

Figura 4.8- Pressão de contato entre a roda e o trilho no modelo Abaqus CAE

Figura 4.9 - Comparação entre a tensão máxima no contato roda/trilho obtida no modelo com outras fontes

Fonte: Ozdemir e Voltr (2017).

A distribuição das pressões no topo do trilho é máxima no centro de aplicação da força. Quanto à forma, se diferencia da elíptica, proposta por Esveld (2001). Isto sucede devido ao fato de que o contato roda/trilho não ocorre exatamente no topo do trilho, mas próximo deste, em razão de sua inclinação – fator que, no modelo proposto, não foi levado em consideração.

Em termos de valores para a pressão máxima no topo do trilho, o modelo proposto nesse trabalho com o software Abaqus/CAE apresentou resultado muito próximo da equação proposta por Hertz, do modelo de Özdemiş e Voltr (2017), e de um software de contato.

Figura 4.10 – (a) Área aproximada do contato roda trilho modelo Abaqus/CAE e (b) Comparação entre a área obtida no modelo com outras fontes

Fonte: Özdemiş e Voltr (2017).

A área de contato entre a roda e trilho é outro parâmetro que pode ser avaliado de forma a verificar o modelo ferroviário proposto. Na Figura 4.10 observou-se que o valor da área de contato roda/trilho, elaborado com o com Abaqus/CAE está próximo do observado por Özdemiş e Voltr (2017). Isso é explicado devido ao modelo utilizado nos dois trabalhos utilizar-se do mesmo software: o Abaqus/CAE. Da mesma maneira, comparando o valor de Abaqus/CAE com o de Hertz e o de contact software todos são bastante próximos.

4.3.1.2 Deflexão máxima da via permanente não convencional

Mojtaba *et al.*, (2015) elaboraram um modelo numérico por elementos finitos, com o objetivo de avaliar a degradação sofrida em zonas de transição entre vias convencionais e sobre lajes. Matias (2014) tinha o objetivo de avaliar diferentes técnicas construtivas de vias permanentes sobre lajes e também elaborou um modelo numérico por elementos finitos. Eisemann (1979) com o objetivo de avaliar estruturalmente os diferentes tipos de vias permanentes sobre lajes, apresentou resultados de inúmeras medidas para a deflexão máxima no topo dos trilhos para vias não convencionais (GIONNAKOS, 2016 apud Eisemann, 1979). Giannakos (2016) elabora dois modelos, um teórico e outro numérico, com objetivo de prever deflexões em vias permanentes sobre lajes, estes modelos foram calibrados com resultados de campo. O que existe em comum nos trabalhos é que procuraram representar

o comportamento da plataforma com as características do sistema Rheda (mesma carga, placa de concreto, fundação, fixações etc.) – o mesmo estudado presentemente. Destarte, comparando a deflexão máxima da via permanente (y) do modelo com solicitações de um TAV com os dos autores mencionados, são da mesma ordem de grandeza (Figura 4.11). Vale ressaltar que as pequenas diferenças ocorrem devido às peculiaridades de cada modelo, podendo estar nas geometrias, rigidez das fixações, materiais etc.

Figura 4.11 – Deflexão no topo do trilho modelo Abaqus/CAE x modelos propostos por outros autores para o sistema construtivo Rheda

4.3.2 Análise estrutural do PCCA solicitado por cargas ferroviárias

Devido à grande quantidade de situações simuladas, tais como: carga entre dormentes, carga sobre o dormente, comprimento da placa, diferentes configurações de veículos, carga na fissura e no centro da placa foram elaborados códigos para uma melhor compreensão dos resultados. A Figura 4.12 apresenta os códigos e suas representatividades.

Figura 4.12 - Legenda representativa das diferentes simulações realizadas

onde,

P55 = placa 55 (menor dimensão longitudinal);

P67 = placa 67 (maior dimensão longitudinal);

FC = força aplicada no centro da placa;

FF = força aplicada na fissura;

FND = força aplicada sobre o dormente;

FED = força aplicada entre dormentes.

4.3.2.1 Deflexão no topo do trilho (y)

A deflexão máxima no topo dos trilhos (y) é um dos principais parâmetros analisados para vias permanentes, pois quando uma via deflete demasiadamente ou contrário ocorre, os elementos sofrem um grande desgaste, o conforto ao usuário fica comprometido e existe um gasto maior com manutenção. As Figuras 4.13 e 4.14 trazem os resultados para as simulações realizadas nesse trabalho.

Figura 4.13– Deflexão no topo dos trilhos (y)

Figura 4.14 - Deflexão máxima no topo dos trilhos para as diferentes situações simuladas

Não foram observadas diferenças na deflexão máxima no topo do trilho quando se simulou a carga na fissura, carga no centro da placa, carga na placa 55 e 67, a força entre dormentes e no dormente. Somente a carga influenciou consideravelmente na deflexão máxima do trilho. Por isso, apenas as curvas para os três veículos foram apresentadas na Figura 4.13. Esses resultados foram atribuídos a dois fatores: primeiro, a eficiência estrutural da grade (trilho, fixações e dormentes), ou seja, a grade consegue desempenhar um ótimo papel na distribuição das cargas oriundas do veículo ferroviário; segundo, o comportamento monolítico desempenhado pela base, ou seja, o bom desempenho estrutural do PCCA em receber os esforços e os distribuir, mesmo quando as fissuras encontram-se muito próximas, principalmente devido à boa capacidade de LTE nas fissuras. Vale *et al.*, (2011) também observaram que a deflexão no topo do trilho não é alterada quando as forças são localizadas no centro ou na fissura em vias não convencionais.

Quanto a valores das deflexões, a influência do aumento da carga é perceptível no aumento das deflexões, isto é, quanto maiores as cargas maiores as deflexões. A carga de um trem metroferroviário causa uma deflexão de 1,45mm no topo do trilho; em contrapartida, a carga de um trem de cargas causa o dobro, uma deflexão de 3mm; mesmo assim, as deflexões para o trem de cargas são aceitáveis, considerando-se as especificações da AREMA (1999) que condiciona as deflexões máximas aceitáveis no valor de 6 mm.

Quando se compara a forma das deflexões para os três veículos, é perceptível que quanto menor a distância entre os eixos, menor também o tempo de relaxamento entre a aplicação da primeira e segunda carga e maiores são os efeitos de superposição das cargas. Sendo

assim, as deflexões nunca retornam a zero, pois a segunda carga está muito próxima e a superposição de carga pode ser acentuada, quando maior for a velocidade do veículo.

Matias (2014) observou que o sistema de fixação representa mais de 80% da deflexão máxima no topo do trilho para o sistema Rheda 2000. Vossloh (2015) indicou que o sistema de fixação corresponde a 0,8 a 1,5 mm da deflexão no topo do trilho para o sistema Rheda 2000. Para a carga de um trem bala (ICE Velaro, considerado no presente estudo), o sistema de fixação foi responsável por 66% da deflexão máxima da via, o que corresponde a 1,2 mm. Portanto, a deflexão máxima da via ocasionada pela deformação das fixações é baixa, se considerar o que foi proposto por Matias (2014). Entretanto, em termos de valor, ainda está na faixa esperada, segundo Vossloh (2015).

4.3.2.2 Tensão de cisalhamento (τ) no topo dos trilhos

A tensão de cisalhamento (τ) máxima no topo dos trilhos foi avaliada. As Figuras 4.15 e 4.16 trazem os resultados destas avaliações.

Figura 4.15 - Tensão de cisalhamento no topo dos trilhos

Figura 4.16 - Tensão de cisalhamento máxima no topo dos trilhos para as diferentes situações simuladas

Apenas o veículo tem grande influência na elevação da tensão cisalhante no topo do trilho. Esse comportamento já era esperado, pois, para o contato de Hertz (1887) entre duas superfícies curvilíneas, existe grande influência da força. Por consequência, quanto à configuração da carga em relação às fixações, as dimensões e fissuras das placas não influenciaram na tensão de cisalhamento. O que não significa dizer que a rigidez da via não interfira no cisalhamento no topo do trilho, mas que pequenas variações da rigidez pouco ou nada influenciam nas tensões cisalhantes do trilho.

No contexto de avaliação, pode-se utilizar a equação 29, que foi proposta por Eisenmann (1997) para a previsão das tensões principais médias atuantes no topo do trilho. Outra é a equação 30, proposta pelo mesmo autor, para previsão das tensões máximas de cisalhamento no topo do trilho. Quanto à localização da máxima tensão no topo do trilho, esta ocorre a 4-6 mm abaixo do topo da superfície (ESVELD, 2001). A tensão máxima permitida é função da tensão admissível para o material do trilho, conforme a equação 31 (ESVELD, 2001).

$$q_{mean} = 1374 \sqrt{\frac{Q}{r}} \quad (29)$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = 412 \sqrt{\frac{Q}{r}} \quad (30)$$

$$\bar{\tau} = \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{3}} \quad (31)$$

onde,

q_{mean} = tensão média topo trilho (N/mm²);

Q = carga do veículo ferroviário (kN);

r = raio da roda (mm);

$\tau_{m\acute{a}x}$ = tensão máxima cisalhante (N/mm²);

$\bar{\tau}$ = tensão cisalhante permissível topo trilho (N/mm²);

$\bar{\sigma}$ = tensão de escoamento para o material do trilho (N/mm²).

Portanto, a tensão média no topo do trilho foi calculada através da equação 29 e das advindas dos resultados dos modelos com o Abaqus/CAE, sendo os resultados apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 -Tensão média no topo do trilho para os diferentes veículos simulados

	Tensão média no topo (MPa)	
	Eiseman (1997)	Abaqus/CAE
ICE Velaro	590	626
Hyundai	565	621
Gôndola	815	800

Diante dos resultados, os valores médios para a tensão atuante oriunda do modelo no Abaqus/CAE e a equação 29 são próximos. As diferenças nestes valores podem ser explicadas devido às simplificações na equação 29, principalmente quanto à área de contato entre roda/trilho. Outra explicação para divergência nos resultados é o ponto de contato roda/trilho, que não ocorre exatamente no topo dos trilhos, mas em sua lateral.

A tensão máxima no topo dos trilhos foi calculada através da equação 30 e comparada com os resultados dos modelos; a Tabela 4.6 apresenta os resultados.

Tabela 4.6 - Tensão máxima de cisalhamento no topo do trilho para os diferentes modelos simulados

	Tensão de cisalhamento máxima (MPa)	
	Eisemann (1997)	Abqus/CAE
ICE Velaro	177	185
Hyundai	169	174
Gôndola	244	254

As tensões de cisalhamento máximas observadas nos modelos computacionais foram sempre maiores do que os valores obtidos pela equação 30. Isso ocorreu devido às simplificações consideradas pela equação 30, principalmente quanto à forma para o contato roda/trilho; dessa forma, os valores desta sempre serão menores do que os simulados com a geometria real do contato roda/trilho.

Quanto à tensão máxima cisalhante, esta foi calculada pela equação 31, tendo o valor de 294 MPa – que é sempre maior do que os máximos observados para os três veículos simulados.

Com relação à localização da tensão de cisalhamento máxima no trilho, foi registrada a 0,4 mm abaixo da superfície superior. Sendo assim, apresenta posição diferente do que menciona Esveld (2011), que é de 2 a 4 mm abaixo da superfície do topo do trilho (Figura 4.17).

Figura 4.17 - Tensão de cisalhamento máxima no topo do trilho

4.3.2.3 Tensão de tração na flexão nos trilhos

As Figuras 4.18 e 4.19 trazem os resultados da tensão de tração na flexão máximas nos trilhos para as simulações realizadas.

Figura 4.18 - Tensões de tração na flexão nos trilhos para os veículos simulados

Figura 4.19 - Tensão de tração na flexão máximas nos trilhos para as diferentes situações simuladas

Rangel (2017) observou que a tensão na flexão máxima para os trilhos ocorre quando a carga atua entre dormentes, quando comparada com a carga no centro do dormente. Entretanto, nesse trabalho, não foram observadas grandes diferenças quanto à localização

da carga em relação às fixações, bem como para carga no centro das placas, nas fissuras e dimensões das placas, fato este que pode ser explicado devido ao comportamento diferenciado da via sobre lajes e a convencional.

Em termos de valores, a carga de um veículo com 32t por eixo causa uma tensão de tração na flexão máxima no trilho de 82 MPa – quase o dobro da carga de um veículo de passageiro com aproximadamente 17t, que foi de 43 MPa. Valores muito similares com os observados por Rangel (2017), de 73 MPa, e a partir dos quais o autor simulou computacionalmente o comportamento de uma via convencional.

Os resultados para a tensão em flexão máxima nos trilhos foram de 43, 49 e 83MPa, respectivamente para os veículos Hyundai, ICE e Gôndola valores bem abaixo da tensão do escoamento do material do trilho, o aço, que é de 510 MPa, Entretanto, segundo AREMA (1999), no dimensionamento do trilho à flexão são levados em consideração outros esforços, além dos veículos (que são os únicos considerados neste estudo), como efeitos da temperatura, condições da via, desgaste e corrosão do trilho e superelevação não compensada.

4.3.2.4 Deflexão no topo da laje

A deflexão no topo das placas em uma via não convencional é um parâmetro de importante avaliação, na medida em que a deflexão nessa região é toda devida à deformação da fundação, pois o pavimento rígido possui elevada rigidez e deforma muito pouco. As Figuras 4.20 e 4.21 trazem os resultados das simulações.

Figura 4.20 - Deflexões no topo das placas para os veículos simulados

Figura 4.21 – Deflexão máxima no topo das placas para as diferentes situações simuladas

Na Figura 4.21 não foram observadas grandes diferenças nas deflexões quando à carga em relação às fixações, em relação à placa e as dimensões da mesma. Entretanto, a intensidade da carga tem grande influência na deflexão máxima no topo das placas (Figura 4.20).

Tendo em vista os resultados da Figura 4.20, percebe-se que quanto maior a distância entre as cargas, menor é superposição de forças. Em outras palavras: o veículo de carga que possui a menor distância entre os eixos resultou em maiores deflexões no topo das placas, não somente por esse possuir as cargas mais elevadas, mas também devido à superposição de forças ser maior para este. Isso é comprovado pelo resultado do veículo ICE Velaro, que

possui a maior distância entre os eixos. Por esse motivo, foram observados dois bulbos de deflexões, o que corrobora com o menor efeito entre as cargas.

Segundo Balbo (2009), as deflexões máximas que caracterizam o comportamento de um pavimento rígido rodoviário estão na ordem de 0,08 a 0,25 mm. Para Vossloh (2015), plataformas ferroviárias com base em PCCA apresentam deflexões máximas de 0,05 a 0,2 mm. Eisenmann (1979) observou, através de instrumentação em campo, que uma via de alta velocidade que utiliza o PCCA tem deflexões máximas no topo das placas entre 0,23 a 0,37 mm. Nesse contexto, as deflexões simuladas através do Abaqus/CAE para os veículos ICE Velaro e Hyundai giram em torno de 0,3mm (valor médio), registro considerado elevado quando comparado com as faixas colocadas por Balbo (2009) e Vossloh (2015) para o comportamento rodovias e ferrovias rígidas, respectivamente. Todavia, deflexões de 0,3 mm podem ser observadas em campo conforme os resultados apresentados por Eisenmann (1979). Os valores elevados para as deflexões no topo das placas podem ser explicados devido à fundação do PCCA em análise ser de baixa capacidade de suporte. Bastin (2005) menciona que em projetos que utilizam o PCCA como base para veículos ferroviários a fundação é estabilizada com o melhoramento do subleito, com camadas de proteção ao congelamento e camadas tratadas com cimento (GIANAKUS, 2016).

Para o veículo de cargas, a deflexão média de 0,65mm foi observada no topo das placas. Este valor é característico para pavimentos flexíveis (BALBO, 2009). A deflexão de 0,65mm fica muito acima das deflexões apresentadas por Eisenman (1979) e das faixas propostas por Balbo (2009) e Vossloh (2016). Esse comportamento para veículo de carga é explicado em razão de a carga utilizada ser muito elevada: 32t – uma das maiores por eixos para veículos de carga (GIANAKUS, 2016).

4.3.2.5 Tensão de tração no fundo das placas

A tensão de tração máxima no fundo das placas não é um item de avaliação para vias permanentes convencionais, devido ao lastro não sofrer com este esforço. Entretanto, na base rígida em PCCA, o concreto é responsável por absorver estes esforços. As Figuras 4.22 e

4.23 detalham os resultados para as simulações realizadas, considerando as simulações com o veículo ICE Velaro.

Figura 4.22-Tensão de tração no fundo das placas para o modelo P67CPFND

Figura 4.23 - Tensão de tração no fundo das placas para o modelo P55CPFND

As Figuras 4.22 e 4.23 apresentam os mesmos resultados (tensão de tração máxima no fundo das placas), contudo, para situações diferentes. Fica clara a diferença na distribuição das tensões; tal comportamento foi observado quando as tensões máximas mudam de direção, entre X e Y. Quando a tensão máxima ocorria na direção X (longitudinal), os valores ficavam mais próximos ao centro da placa e na borda; já quando a tensão recaiu em Y (transversal), ela foi verificada exatamente na região abaixo da carga. As tensões de tração máximas no fundo das placas resultaram em quase todas as simulações na direção longitudinal (X). As únicas exceções ocorreram quando uma das cargas era posicionada no eixo da fixação e no centro da placa 55, para todos os veículos simulados. Esse comportamento pode ser explicado devido às fixações mais solicitadas estarem equidistantes ou distantes das fissuras. Nas Figuras 4.24 a 4.32 fica clara a influência das descontinuidades nas máximas tensões de tração no fundo das placas.

Figura 4.24 - Tensão de tração no fundo das placas para o modelo P55FCFED, considerando a carga do ICE Velaro

Figura 4.25 - Tensão de tração no fundo das placas para o modelo P55FFFED, considerando a carga do ICE Velaro

Figura 4.26 - Tensão de tração no fundo das placas para o modelo P67FCFED, considerando a carga do ICE Velaro

Figura 4.27 -Tensão de tração no fundo das placas para o modelo P67FFFED, considerando a carga do ICE Velaro

Figura 4.28 - Tensão de tração no fundo das placas para o modelo P55FCFND, considerando a carga do ICE Velaro

Figura 4.29 - Tensão de tração no fundo das placas para o modelo P55FFFND, considerando a carga do ICE Velaro

Figura 4.30 - Tensão de tração no fundo das placa para o modelo P67FCFND, considerando a carga do ICE Velaro

Figura 4.31 - Tensão de tração no fundo das placas para o modelo P67FFFND, considerando a carga do ICE Velaro

Figura 4.32 - Tensão de tração máxima no fundo das placas para as diferentes situações simuladas

Em uma primeira análise, percebe-se que as tensões de tração máximas no fundo das placas são dependentes da localização das cargas em relação às fixações, pois as máximas tensões de tração ocorrem nas fixações mais próximas das cargas, assim sendo, o caso mais desfavorável surge quando a carga está no eixo da fixação. Rangel (2017) também observou

que quando a carga fica localizada no eixo dos dormentes, as tensões nas camadas inferiores se intensificam.

Outro fator condicionante para as máximas tensões no fundo da placa são as fissuras. Mesmo quando as forças não são diretamente aplicadas nas fissuras, as tensões máximas se localizam nessas, sendo que a única exceção é quando a máxima tensão de tração no fundo das placas ocorre na direção transversal às placas. A explicação para este fenômeno é que quando as cargas estão próximas às descontinuidades das placas, a máxima tensão de tração na fibra inferior da placa ocorre na borda (BALBO, 2009).

As situações apresentadas nas Figuras 4.23 e 4.28, onde as tensões máximas no fundo das placas encontram-se na direção transversal (as maiores cargas estão distantes das fissuras), são um indicativo da boa capacidade estrutural do PCCA em transmitir LTE, pois as placas comportaram-se de forma monolítica na direção longitudinal, fazendo com que as tensões máximas mudassem de direção. Entretanto, esta situação não é a comum para vias permanentes com base em PCCA. Segundo Freudenstein (2010), as fissuras normalmente ocorrem na mesma região ou bem próximo aos dormentes. Esse comportamento é explicado por dois motivos: a região de contato entre os dormentes e o concreto é considerada uma junta fria. Dessa forma, as fissuras em estágios iniciais tenderam a ocorrer nessa região e abrirem com o tráfego e as fissuras tardias tenderiam a ocorrer e se propagar com o carregamento, já que as tensões de tração máxima ocorrem nas regiões das fixações.

Para a maior solicitação em veículo de carga, observou-se maiores valores de tensão de tração no fundo da placa, seguidos pela carga do ICE Velaro e a carga metroferroviária. Este comportamento já era esperado, na medida em que, quanto maiores os esforços, maior será a tensão de tração no fundo da placa. A variação para a tensão de tração no fundo das placas foram de 0,81 a 1,2, 0,77 a 1,12 e 1,54 a 2,43 MPa para os veículos ICE Velaro, Hyundai e de carga, respectivamente. Esta variação explica-se pelas descontinuidades do PCCA. Quando se avalia a magnitude das tensões, esta é considerada baixa, com exceção do veículo de carga.

Os valores baixos de tensão de tração no fundo das placas – observados para os veículos ICE Velaro e Hyundai – são atribuídos ao bom comportamento estrutural do PCCA, que mesmo com descontinuidades (fissuras) consegue transmitir elevados valores de LTE e através desta, diminuir os valores de tensões nas próprias placas e sobre as camadas subjacentes. Matias (2014) procurou representar o sistema Rheda 2000 por meio de análises numéricas. O autor observou uma tensão de tração em flexão no fundo das placas com magnitude de 0,85 MPa, portanto muito próxima dos valores apresentados para o PCCA em análise. Vale ressaltar que o autor não simulou as diferentes situações consideradas nesse estudo.

É importante também ressaltar que o projeto que utiliza o PCCA como plataforma é composto por dormentes que possuem a função de suportar os trilhos. Muitos autores reconhecem a homogeneidade entre os dormentes e a laje, entretanto os dormentes de concreto possuem funções estruturais no sistema, principalmente porque na concretagem da laje fica um pequeno sobressalto entre as placas do pavimento e o sistema de fixação (Figura 4.33), esse pode influenciar nas tensões no fundo das placas, diminuindo-as, uma vez que existe uma nova camada no sistema. No modelo aqui proposto não foram modelados os dormentes devido à falta de informações desse pequeno sobressalto entre a laje e as fixações.

Figura 4.33 - Detalhe do dormente e laje projeto Rheda

Fonte: Adaptado de Railone (2017)

4.3.2.6 Módulo de via

O módulo de via é um parâmetro que relaciona deflexão total de uma via permanente e sua rigidez, não diferindo, portanto, se a deflexão é devida às palmilhas, ao lastro ou ao subleito. Dessa forma, em vias com base rígida, o módulo de via está muito relacionado ao sistema de fixação ou mantas elásticas (abaixo do trilho ou laje), de molas ou amortecedores, pois são estes os elementos que mais se deformam. Rangel (2017) avaliou a representação do

módulo de via, concluindo que são inúmeras as interpretações deste valor, e que ele determina uma condição estrutural momentânea da via. Dessa maneira, trazendo para os valores de módulos de via observados para o PCCA, estes poderiam ser classificados como pobres, médios ou bons, dependendo da interpretação de cada autor. Entretanto, seria um grande erro dizer que estes valores são “ruins” ou “bons”, porquanto haja grandes contradições entre os autores para esta classificação. À vista disso, profundas observações e experimentos em campo deveriam ser realizados, de forma a classificar se o módulo de via representa uma condição estrutural satisfatória. A Figura 4.34 traz o valor de módulo de via para as diferentes situações simuladas.

Figura 4.34 - Módulo de via para as diferentes situações simuladas

4.3.2.7 Atendimento as especificações da AREMA (1999)

Tayabji e Bilow (2001) apresentam os critérios da AREMA (1999) recomendados para uma via permanente sobre base rígida, baseados em observações em vias permanentes com base em concreto armado (Tabela 4.7). Vale ressaltar que, as especificações são baseadas em observação de inúmeras vias férreas que utilizam base rígida,

Tabela 4.7 - Parâmetros recomendados AREMA x observados nos modelos

Parâmetros	AREMA (1999)	ICE Velaro	Hyundai	Carga
Tensão de tração permissível trilho (MPa)	75,8	49	43	81
Deflexão máxima topo trilho (mm)	6	1,5	1,49	3
Largura mínima laje (m)	3,2	3,4	3,4	3,4
Resistência do concreto (MPa)	28	40	40	40
Módulo de reação do subleito (MPa/m)	95	103	103	103
Espaçamento entre dormentes (cm)	76	60	60	60
Espaçamento entre fissuras mínimo (m)	0,3	0,40	0,40	0,40

Fonte: Tayabji e Bilow (2001).

Portanto, o PCCA quando solicitado por veículos de passageiros, atende a todas as recomendações da AREMA (1999) para a operação de trens em vias não convencionais com base rígida. Porém, vale ressaltar que as recomendações são para vias permanentes que se utilizam de uma camada estabilizada com cimento como base.

4.3.3 Estudo paramétrico

Os principais parâmetros analisados em uma ferrovia com base em PCCA são a deflexão topo trilho, a tensão de cisalhamento no topo dos trilhos, a força de tração em flexão máxima atuante no trilho, a deflexão no topo das placas e a tensão de tração na fibra inferior das placas. A variação destes parâmetros está fortemente ligada aos materiais empregados na ferrovia. Sendo assim, realizou-se um estudo paramétrico considerando a variação dos seguintes materiais: rigidez das fixações, de 1 a 14 MPa, em termos de módulo para as fixações; espessura da placa entre 200 e 320 mm; “k” módulo de reação do subleito entre 100 a 300 MPa/m; rigidez na junta (J) entre 5 a 500 MPa/m e velocidades dos veículos. As Figuras 3.35 a 3.40 trazem os resultados para o estudo proposto.

Figura 4.35 - Deflexão máxima no topo dos trilhos para os diferentes materiais simulados

Figura 4.36 - Tensão de cisalhamento máxima no topo dos trilhos para os diferentes materiais simulados

Figura 4.37 - Tensão de tração na flexão máxima nos trilhos para os diferentes materiais simulados

Figura 4.38 - Deflexão máxima no topo das placas para os diferentes materiais simulados

Figura 4.39 - Tensão de tração na flexão máxima no fundo das placas para os diferentes materiais simulados

Figura 4.40 - Módulo de via para os diferentes materiais simulados

A deflexão máxima no topo do trilho (Figura 4.35) sofre grande influência do módulo da palmilha. Este comportamento já era esperado, uma vez que a função da palmilha é dar a resiliência necessária à via permanente, deformando-se. Com isso, ela absorve os impactos dinâmicos oriundos da passagem do comboio. Por outro lado, uma deflexão demasiada pode causar um desgaste excessivo nos elementos da via permanente. Portanto, a inserção de um sistema de fixação com baixa rigidez, conduz a grandes variações para a deflexão no topo do trilho. Lei e Zang (2010), Sun *et al.*, (2013) e Vale *et al.*, (2011) também realizaram estudos paramétricos para vias permanentes sobre lajes e observaram que a rigidez das fixações ou camadas elásticas têm grande influência na deflexão do topo do trilho, o mesmo observado nesse estudo.

Deve-se ter muito cuidado com a rigidez das fixações, pois uma pequena variação do módulo da palmilha conduz a uma grande variação da deflexão no topo do trilho, o que pode conduzir a outros problemas na via permanente, como elevação da tensão de tração nas placas e de flexão nos trilhos. Nesse estudo, uma variação de 7 para 14 MPa na rigidez das fixações diminui a deflexão no topo de trilho em 37% e 39%, mas, como consequência, eleva em 17% e 23% a tensão de tração no fundo da laje para os veículos ICE Velaro e Hyundai, respectivamente.

Na teoria de Hertz (1887), observa-se que é grande influência da força na tensão entre as superfícies em contato, isso também foi observado para o cisalhamento máximo no topo dos trilhos. Conforme a Figura 4.36, o aumento da velocidade (elevação da carga) é a condicionante que mais tem influência na elevação das tensões cisalhantes no topo do trilho. O restante das variáveis pouco ou quase nada influenciaram na tensão cisalhante do trilho, apenas uma pequena variação foi observada pela rigidez das fixações.

Na Figura 4.37 fica claro que o aumento da velocidade e a rigidez das palmilhas foram os principais influenciadores nas tensões de tração na flexão máxima nos trilhos, dessa forma, quanto maior a velocidade e menor o módulo para a palmilha, maiores serão as tensões de tração em flexão máxima nos trilhos. Este comportamento é explicado quando há elevação da carga e diminuição do módulo da palmilha, de modo a conduzirem a grandes momentos fletores nos trilhos.

Quanto à deflexão no topo do PCCA, observa-se que na Figura 4.38 que a fundação tem grande influência nas deflexões no topo das placas. Em contrapartida, o módulo da palmilha pouco influencia nas deflexões do topo das placas. Dessa forma, o melhoramento da fundação diminui as deflexões no topo das placas, o que faz as deflexões passarem de 0,29 e 31mm para 0,11mm, diminuindo também as tensões de tração no fundo das placas em 31% e 43%, para os veículos ICE Velaro e Hyundai, respectivamente. Devido a este ganho, Tayabji e Bilow (2001) e Bastin (2005) pontuam a preocupação na estabilização do subleito e a construção de camadas de base tratadas com cimento para plataformas ferroviárias rígidas. Por fim, deve-se dar atenção ao efeito do aumento da velocidade, pois a elevação de 0 a 300Km/h para o veículo ICE Velaro representou um aumento em 50% nas deflexões do PCCA e 65% para as tensões de tração máxima no fundo das placas.

A grande variação dos valores apresentados na Figura 4.39 deixa claro que as tensões no fundo das placas têm grande influência de todos os materiais observados no estudo. Dessa maneira, a rigidez das fixações é a que mais influencia na tensão de tração no fundo das placas. Uma diminuição em 85% na rigidez das fixações causa uma atenuação de 40% na tensão de tração no fundo do PCCA. Entretanto, a redução da rigidez das palmilhas causa uma variação de mais de 200% na elevação das deflexões da via, passando de 1,49 mm para 4,74 mm para o veículo metroferroviário, por exemplo. O melhoramento da fundação conduz a ótimos resultados para a via permanente, com base em PCCA, principalmente em relação à diminuição das tensões de tração no fundo das placas, sem alterar a deflexão da via.

Na Figura 4.39, quanto à variação do valor para o “J”, sua diminuição causou uma redução no valor de tensão de tração no fundo da placa de 17%, 23% e 25%, para os veículos ICE Velaro, Hyundai e Gôndola, respectivamente. Entretanto, esta diminuição não era esperada, uma vez que, com a diminuição do valor de “J”, menor valor para a LTE seria transmitido nas fissuras, e, conseqüentemente, maior o valor da tensão de tração no fundo das placas. Este comportamento foi atribuído ao fato que quanto maior a rigidez dos elementos (molas) nas fissuras, maiores serão as tensões nessa região, ao passo que o alívio desta trouxe uma nova redistribuição das tensões nessa região, mudando a direção das tensões máximas.

Como apresentado na Figura 4.39, o aumento da espessura pouco influencia nas deflexões no topo dos trilhos. Entretanto, o aumento da espessura da placa de 25 cm para 32 cm diminui as tensões de tração no fundo das placas em 57%, 62% e 12 %, para os veículos ICE Velaro, Hyundai e Gôndola, respectivamente.

A variação do módulo de via foi bastante similar para veículos estudados (Figura 4.40), devido a este valor ser uma relação entre a carga atuante e a deflexão sofrida, sendo que esta é linear para o modelo avaliado. Como na literatura internacional não existem trabalhos que mencionem o uso deste parâmetro para análise de vias sobre lajes, não será realizado um juízo de valor para este. Entretanto, é inegável observar que o grande influenciador do módulo de via foram as fixações – a variação de 1 a 14 MPa no material destas causou uma variação de cerca de 760% no módulo de via para todos veículos.

4.4. Ciclo de vida para o PCCA como plataforma ferroviária

Para o cálculo de consumo à fadiga do PCCA, quando solicitado por cargas ferroviárias foram simplesmente adotados valores das passagens dos veículos considerados (Hyundai, ICE Velaro e Gôndola). Portanto, foi estipulado o número de passagens dos veículos anualmente nas vias: Quatro Amarela, em São Paulo; a linha de elevada velocidade que liga as cidades de Berlin a Munique; e a capacidade de carga anualmente transportada em uma via unicamente para ferrovia de cargas. Tais valores estão descritos na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Número de solicitações dos diferentes veículos considerados

	Hyundai	ICE	Carga
Minutos	4	60	X
Hora	15	1	X
Dia	270	24	X
ano carro	98550	8760	90000000 (t/ano)
eixo por carro	24	32	32 (t)
eixo por ano	2365200	280320	2812500

Todos modelos de fadiga foram retirados de Cervo (2004) incluindo o proposto pela autora (Tabela 4.9).

Tabela 4.9 - Tempo de consumo a fadiga para o PCCA considerando os modelos disponíveis na bibliografia

métodos	Hundai (anos)	ICE (anos)	Carga (anos)	Observações
Cervo (2004)	423	3567	4	concreto convencional, saturado, relação entre tensões de 0,73 a 0,83
Cornellisenn (1984)	42	36	0,356	0,40 a 0,90 relação entre tensões, laboratório
Eisenmann (1979)	423	357	0,036	laboratório, cargas de roda simples, calibrado por comparação resultados de campo e computacionais

O tempo de consumo à fadiga foi bem grande para os modelos propostos por Cervo (2004) e Eisenmann (1979), para os veículos ICE Velaro e Hyundai. Já o modelo proposto por Cornellisenn (1984), valores mais próximos do período de projeto para um pavimento de concreto foram observados para os mesmos veículos. Portanto, devem ser pontuadas as grandes diferenças nos modelos de fadiga para os concretos disponíveis na literatura.

O período de consumo à fadiga para o veículo de carga foi muito baixo para os três modelos utilizados, isso é reflexo da elevada tensão de tração observada no fundo das placas. Portanto, o PCCA experimental não suportaria às elevadas cargas de um veículo de carga, fato este que não exclui o uso do PCCA como base em plataformas ferroviárias para veículos de carga, pois como observado no estudo paramétrico, o melhoramento do subleito e o aumento da espessura do PCCA conduzem à diminuição das tensões de tração máximas no fundo das placas.

Segundo Tayabji e Bilow (2001), ferroviárias sobre plataformas rígidas devem ser úteis para um horizonte de 30 a 50 anos. Portanto, o PCCA em estudo enquadra-se no horizonte de uso descrito por Tayabji e Bilow (2001), somente para os veículos de passageiros (Hyundai e ICE), para todos os modelos de fadiga considerados. Porém, horizontes de uso de 36 e 42 anos, observados com o modelo de fadiga proposto por Cornellisenn (1984), devem ser evitados, uma vez que a tensão na placa tem grande variação devido às fissuras.

Tayabji e Bilow (2001) chamam atenção para o fato de que ainda não existem casos de fadiga registrados para plataformas ferroviárias rígidas e, segundo Bastin (2005), estas sofrem dos mesmos vícios que os pavimentos rodoviários.

5 CONCLUSÕES

O objetivo deste trabalho foi caracterizar o comportamento estrutural e a expectativa de vida de um PCCA, quando utilizado como plataforma ferroviária. Simulações numéricas computacionais com o software Abaqus/CAE foram os recursos utilizados, inserindo solicitações de veículos ferroviários em um modelo para o PCCA, calibrado com resultados de ensaios de campo. As conclusões obtidas dos estudos são apresentadas na sequência.

Por meios de ensaios de FWD em campo, o PCCA foi verificado quando a sua capacidade de carga. As placas com menores dimensões apresentaram valores de deflexões máximas maiores que as placas com maiores extensões, todavia, todos os valores são característicos de um pavimento rígido. Quanto à forma, os resultados das bacias deflectométricas em campo não foram influenciadas pela proximidade entre fissuras, o que evidência a elevada eficiência de transferência de carga entre as fissuras do PCCA. Constatações que corroboram com o bom desempenho estrutural do PCCA em estudo, classificando-o para receber as elevadas cargas de veículos ferroviários.

Os resultados da parametrização do PCCA (módulo de elasticidade do concreto e módulo de reação do subleito retroanalisados) em estudo foi similar para os dois programas (Abaqus /CAE e Eferfe 2.25) utilizados. O Abaqus/CAE foi o programa que apresentou resultados com menor dispersão para módulo de elasticidade do concreto quando comparado ao Everfe 2.25. Em termos de valores para o módulo de elasticidade do concreto, o Abaqus/CAE foi o que apresentou valor médio mais próximo do módulo obtido em tração durante ensaios de laboratório. Portanto, a similaridade nos parâmetros retroanalizados com os dois programas, a menor dispersão e os valores característicos de módulo de elasticidade para o concreto advindos do Abaqus/CAE, evidenciam confiança na utilização do programa em análises de pavimentos rígidos.

Os veículos de passageiros, Hyundai e ICE causam uma deflexão máxima do PCCA ferroviário de 1,45mm e 1,50mm, respectivamente, valores que são apontados por inúmeras pesquisas como característicos para vias não convencionais rígidas. Todavia, o veículo de carga (vagão

Gôndola) causa uma deflexão na ordem de 3mm, valor bastante elevado para vias não convencionais rígidas e típico de uma via permanente que utiliza do lastro ferroviário. Entretanto, as deflexões máximas ocorridas devido aos esforços dos três veículos ferroviários estão de acordo com o que mencionam as especificações para vias não convencionais.

Quanto o PCCA é solicitado por cargas ferroviárias observa-se que, para os três veículos considerados (Hyundai, ICE e vagão Gôndola), nenhum destes causou tensão de tração na flexão elevada que pudesse conduzir à ruptura no trilho. Comparando-se os valores de tensão de tração em flexão nos trilhos dos veículos simulados com o máximo valor admissível (equação 31) no trilho, observou-se que correspondem a 14, 17 e 28% da tensão máxima para os veículos Hyundai, ICE e vagão Gôndola, respectivamente.

As tensões de cisalhamento máximas no topo dos trilhos ferroviários para os três veículos simulados estão sempre abaixo da tensão máxima admissível, que é de 294 MPa (equação 31). Comparando-se as tensões dos veículos de passageiros com o valor admissível são de 59 e 62% deste valor, para os veículos Hyundai e ICE, respectivamente, entretanto, para o veículo de carga, um valor muito próximo ao máximo admissível foi observado, chegando a 87% da tensão admissível. Dessa forma qualquer mudança de rigidez na via ou incremento dinâmico podem conduzir a ruptura por cisalhamento do topo dos trilhos.

Do ponto de vista de durabilidade do PCCA aos carregamentos dos veículos ferroviários em termos de resistência à tensão de tração no fundo de suas placas, observou-se que para o PCCA quando exposto aos carregamentos dos veículos de passageiros (Hyundai e ICE), o período de consumo à fadiga para o pavimento é consistente com o esperado para plataformas ferroviárias rígidas, que é de 30 a 50 anos, para os três modelos de fadiga utilizados. Entretanto, o PCCA não suportaria os carregamentos de veículos de carga, pois o conduziria à ruínas em menos de 5 anos de serventia. Fato este que não implica que o PCCA não possa ser utilizado para veículos de carga, pois o aumento da espessura das placas de um PCCA e o melhoramento da fundação conduzem a consumo menores em termos de tensão de tração no fundo das placas. Dessa forma, para que o PCCA atenda ao horizonte de

serviço quando solicitado por todos os veículos ferroviários, estudos complementares devem ser considerados.

Recomenda-se para estudos futuros, uma análise paramétrica de espessuras para a placa de concreto e tipos de fundação, que possa admitir o uso do PCCA como plataforma ferroviária para todos os tipos de carregamentos. Sugere-se também o estudo da interação entre o veículo ferroviário e a plataforma rígida do ponto de vista dinâmico, de esforços laterais e longitudinais, durabilidade e resistência dos elementos de uma via permanente não convencional rígida.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES. **Evolução do transporte ferroviário de cargas**. Brasília, 2016.

AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES. **TAV Brasil trem de alta velocidade – relatório técnico**. Brasília, 2009.

ALVES, T. F. **Análise do comportamento de via permanente lastrada com o emprego de sublastro betuminoso**. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2018.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **Guide for the design of pavement structures**. Washington, 1993.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATIONS OFFICIALS. **Mechanistic-empirical pavement design guide: a manual of practice**. Washington, 2008.

AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE OF WAY ASSOCIATION. **Manual for railway engineering**. Landover, 1999.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM - D5858 Standard guide for calculating in situ equivalent elastic moduli of pavement materials using layered elastic theory**. West Conshohocken, 2015.

ANDO, K.; SUNAGA M. **Development of slab tracks for hokuriku Shinkansen line**. Quarterly Report of Railway Technical Research Institute, v.42, p. 35 – 41, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-7181 Análise granulometria de solos**. Rio de Janeiro, 2016.

BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração**. Oficina de Textos. São Paulo, 2007.

BALBO, J. T. **Pavimentos de Concreto**. Oficina de Textos. São Paulo, 2009.

BASTIN, R. **Development of German non-ballasted track forms**. Proceeding of the Institution of Civil Engineers Transport, v.159, p.25-39, 2005.

BATHE, K. J. **Finite element procedures**. Prentice Hall, Pearson Education, Inc. Watertown, 2014.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica – formação básica para engenheiros**. Petrobras; Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfaltos. Rio de Janeiro, 2008.

BEYER, M.; ROESLER, J. **Mechanistic-empirical design concepts for continuously reinforced concrete pavements in Illinois**. Illinois Center for Transportation. Illinois, 2009.

BURKE, J. E.; DHAMRAIT, J. S. **A Twenty-year report on the Illinois continuously reinforced pavement**. Highway Research Board, National Research Council, v.239, p.197–211, 1968.

CARGNIN, A. P. **Análise experimental e analítica da fissuração de pavimentos de concreto continuamente armados em clima tropical**. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.

CARGNIN, A. P.; FREITAS, R.S.; BALBO, J. T. **Retroanálise de parâmetros estruturais de pavimento de concreto continuamente armado utilizando programas de elementos finitos**. Anais do 60º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Foz do Iguaçu, 2018.

CERVO, T. C. **Estudo da resistência à fadiga de concretos de cimento Portland para Pavimentação**. Tese (Doutorado) Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

CHO, Y. H.; MCCULLOUGH, B. F.; DOSSEY, T. **Early age performance of continuously reinforced concrete pavement with different types of aggregate**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 1568, p. 35 – 43, 1997.

CHO, Y.; KIM, S.; CHUNG, W.; KIM, J.; OH, H. **Effect of steel ratio on behavior of continuously reinforced concrete railway track under environmental loads**. Journal of Civil Engineering, v. 18(6), p.1688-1695, 2014.

CHOI, S.; HA, S.; WON, M. **Mechanism of transverse crack development in CRCP at early ages**. Proceedings of the 94th Annual Meeting of the Transportation Research Board. Washington, 2015.

CHOI, S.; WON, M. **Performance of continuously reinforced concrete pavement containing recycled concrete aggregate**. GeoHunan International Conference, v. 196 p. 165-172, Changsha, 2009.

COLIM, G. M. **Estudo dos fatores que afetam a transferência de carga em juntas de pavimentos de concreto simples**. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2009.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **O sistema ferroviário brasileiro**. Brasília, 2013.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Pesquisa de ferrovias**. Brasília, 2015.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Transporte metroferroviário de passageiros. Transporte e desenvolvimento**. Brasília, 2016.

COOK, R. D.; MALKUS, D. S.; PLESHA, M. E.; WITT, R. J. **Concepts and applications of finite element analysis**. John Wiley & Sons, 4th edition. Illinois, 2001.

CROVETTI, J. A. **Design and evaluation of jointed concrete pavement systems incorporating open-graded permeable bases**. Ph. D. Dissertation. University of Illinois. Illinois, 1994.

CUNHA, P. A. **Análise dinâmica de pontes para trens de alta velocidade**. Dissertação (Mestrado), Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017.

DANTAS, D. **Metrô de São Paulo é o mais lotado do mundo (2011)**. O Estado de São Paulo, disponível em <https://sao-paulo.estadao.com.br>. Acessado em 10/09/2018 às 08:00

DARR, E. **Ballastless track: design, types, track stability, maintenance and system comparison**. RTR. Hestra-Verlag. Hamburg, 2000.

DASSAULT SYSTÈMES. **Analysis user's: introduction, spatial modeling, execution & output. Abaqus 6.12, manual volume I**. Rhone Island, 2011.

DAVIDS, W. G.; TURKIYYAH, G. M.; MAHONEY, J. P. **Everfe rigid pavement three-dimensional finite element analysis tool**. Journal of the Transportation Research Board, v.98, p. 41 -49, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **ME 134/10 Pavimentação - solos - determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio**. Brasília, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **ME 164. Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de Ensaio**. Brasília, 2013.

DIELEMAN, L.; FUMEY, M.; ROBINET, A.; RAMONDENC, P.; MARTIN, D. **Experimentation of a track section without ballast on the new line of East European TGV**. Proceedings of the 8th World Congress on Railway Research, Seoul, 2008.

ESVELD, C. **Modern railway track**. Delft University of Technology, 2th edition. Mekelweg 2001.

ESVELD, C. **Recent developments in slab track**. Delft University of Technology. Mekelweg 2003.

FAIZ, A.; YODER, E. J. **Factors influencing the performance of continuously reinforced concrete pavements**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 485, p. 1 - 13, 1974.

FENG, A. **3D-Models of railway track for dynamic analysis**. Ph. D. Dissertation. Department of Transport Science School of Architecture and the Built Environment, Royal Institute of Technology. Estocolmo, 2011

FERREIRA, P.A.; PITA, A. L. **Numerical modelling of high speed train/track system for the reduction of vibration levels and maintenance needs of railway tracks**. Construction and Building Materials, v. 79, p. 14 -21, 2015.

FERREIRA, P. A. **Modelling and prediction of the dynamic behavior of railway infrastructures at very high speeds**. Ph. D. Thesis. Higher Technical Institute of Lisbon. Lisbon, 2010.

FREUDENSTEIN, S. **Rheda 2000®: ballastless track systems for high speed rail applications**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers Transport, v. 159, p.25-39. Londres, 2010.

FURLAN, F. A. C. **Métodos locais de integração explícito e implícito aplicados ao método de elementos finitos de alta ordem**. Dissertação (Mestrado), Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2011.

GAUTIER P. E. **Slab track: Review of existing systems and optimization potentials including very high speed**. Construction and Building Materials, v. 92, p 9-15

GHARAIBEH, N. G.; DARTER, M. I.; HECKEL, L. B. **Field performance of continuously reinforced concrete pavement in Illinois**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 1684, p. 44 - 50, 1999.

GIANNAKOS, K. **Deflection of a railway reinforced concrete slab track: Comparing the theoretical results with experimental measurements**. Journal of Engineering Structures, v. 122, p. 296-309, 2016.

HAY W. **Railroad Engineering**. Wiley, Nova Jersey, 1982.

HUANG, Y. H. **Pavement analysis and design**. Prentice Hall, Englewood Cliffs, 2th edition. New Jersey, 2004.

INTERNATIONAL UNION OF RAILWAYS. **High speed around the world maps**. Paris, 2010.

IOANNIDES, A. M.; KOROVESIS, T. G. **Aggregate interlock: A pure-shear load transfer mechanism**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 1286, p. 14 -24, 1990.

IOANNIDES, A. M.; KOROVESIS, T. G. **Analysis and design of doweled slab on grade pavement systems**. Journal of Transportation Engineering, v. 118, p. 6 – 26, 1992.

IOANNIDES, A. M.; HAMMONS, M. I.; ALEXANDER, D. R.; DAVIS, C. M. **Application of artificial neural networks to concrete pavement joint evaluation**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 1540, p. 56-64, 1996.

IŽVOLT L.; ŠMALO. **Historical Development and Applications of Unconventional Structure of Railway Superstructure of the Railway Infrastructure of the Slovak Republic**. Civil and Environmental Engineering, v. 10, p. 78-93.

JEONG, J. H.; ZOLLINGER, D. G. **Characterization of stiffness parameters in design of continuously reinforced and jointed pavements**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 1778, p. 54 – 63, 2001

JOHNSTON, D. P.; SURAHL, R. W. **Effects of base type modeling long-term pavement performance of continuously reinforced concrete sections**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 1979, p. 93 – 101, 2006

KHAZANOVICH, L.; GOTLIF, A. **Evaluation of joint and crack load transfer**. Final Report, Federal Highway Administration. Illinois, 2003.

KHAZANOVICH, L.; YU, H. T.; RAO, S.; GALASOVA, K.; SHATS, E.; JONES, R. **ISLAB2000, Finite element analysis program for rigid and composite pavements user's guide**. ERES Consultants, Division of Applied Research Associates. Illinois, 2000.

KIM, S.; WON, M. C.; MCCULLOUGH, B. F. **Development of a finite element program for continuously reinforced concrete pavements**. Federal Highway Administration. Austin, 1997

KIM, S.; WON, M. C.; MCCULLOUGH B. F. **Development of CRCP 9 computer program for analysis of CRC pavements**. Annual Meeting of the Transportation Research Board. Washington, 2001.

KIM, S.; WON, M. C.; MCCULLOUGH B. F. **Three-dimensional analysis of continuously reinforced concrete pavements**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v.156 p.43 – 52, 2001.

KIM, S. M.; WON, M.; MCCULLOUGH, B. F. **Numerical modeling of continuously reinforced concrete pavement subjected to environmental loads**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 1629, p. 76 – 88, 1997.

KOHLER, E.; ROESLER, J. **Active crack control for continuously reinforced concrete pavements**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 1900, p. 19 – 29, 2004.

KOHLER, E.; ROESLER, J. **Crack width measurements in continuously reinforced concrete pavements**. Journal of Transportation Engineering, v. 131, p. 645 – 652, 2005.

KOUROUSSIS, G.; CONNOLLY, D.P.; VERLINDEN, O. **Railway-induced ground vibrations – a review of vehicle effects**. International Journal of Rail Transportation, v.2:2, p. 69 -110, 2014.

KOUROUSSIS, G.; VERLINDEN, O.; CONTI, C. **Free field vibrations caused by high-speed lines: Measurement and time domain simulation**. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, v. 34, p. 692 – 707, 2010.

LECHNER, B. **Developments in road pavement construction and railway track technology for a sustainable surface transportation**. American Society of Civil Engineer. Washington. 2008.

LECHNER, B.; GEISLER, K. **Application of sustainable concrete pavements to ballastless rail trackforms - Continuously reinforced concrete pavement techniques**. Anais do 57º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Bonito, 2015.

LECHNER, B. **General requirements for ballastless rail trackforms asphalt and concrete pavement design**. International Journal of Pavements Conference. São Paulo, 2013.

LEI, E.; ZANG, B. **Analysis of dynamic behavior for slab track of high speed railway based on vehicle and track elements**. Journal of Transportation Engineering, v. 137(4), p.227-240, 2010.

LICHTBERGER, B. **Track compendium**. Eurail Press, 1th Edition. Hamburg, 2005.

LIU, D. **The influence of track quality to the performance of vehicle-track interaction**. Ph. D. Thesis. Technical University Geo Environment Engineering Munich. Munich, 2015.

LIU, S. **Kentrack 4.0: railway trackbed structural design program**. Ph. D. Thesis. University of Kentucky. Kentucky, 2013.

MARQUES, M. D. **Estudo do contato entre sólidos metálicos por meios de simulações de dinâmica molecular**. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

MASSACHUSETTS BAY TRANSPORTATION AUTHORITY. **New orange and red line vehicles PART B**. Technical Proposal, RFP No. CAP 27-10. Seocho-gu, 2014.

MATIAS, S. R. **Modelação numérica e dimensionamento de vias férreas em laje de betão**. Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Lisboa, 2014.

MCCULLOUGH, B. F.; DOSSEY, T. **Considerations for high-performance concrete paving. Recommendations from 20 years field experience in Texas**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 1684, p. 17 – 24, 1999.

MICHAS, G. **Track systems for high-speed railways**. Ph. D Dissertation. University of Stockholm. Stockholm, 2012.

MOJTABA, S.; KARL J. W. **3D Modeling of transition zone between ballasted and ballastless high-speed railway**. Track Journal of Traffic and Transportation Engineering, v.3, p. 234-240, 2015.

MONTEIRO, D. T. **Influência da rigidez vertical no comportamento mecânico e dimensionamento de via permanente ferroviária**. Dissertação de mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2015.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. **Guide for mechanistic empirical design of new and rehabilitated pavement structures**. Final Report 137A. Albuquerque, 2003a.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. **Guide for mechanistic empirical design of new and rehabilitated pavement structures**. Final document appendix QQ: structural response models for rigid pavements. Illinois, 2003b.

NAM, J. H.; KIM, D. H.; CHOI, S.; WON, M. C. **Variation of crack width over time in continuously reinforced concrete pavement**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 2037, p. 3 – 11, 2007.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. Arte e Ciência editora. São Paulo, 1995.

NTOTSIOS, E.; THOMPSON, D.; HUSSEIN, M. **The effect of track load correlation on ground-borne vibration from railways**. Journal of Sound and Vibration, v. 402, p. 142-163, 2017.

OLIVEIRA, D. R. **Estudo do comportamento dinâmico de um vagão Gôndola usado para transporte de minério de ferro**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

ÖZDEMİR, Y.; VOLTR, P.; **Analysis of wheel-rail contact under partial slip and low speed conditions**. MECHANIKA, v.23(1), p.5-10, 2017.

PEREIRA, M. **Infra e supraestrutura de estradas e aeroportos**. Notas de aula. Universidade do Porto. Lisboa, 2000.

PITA, G. L. **Infraestructuras ferroviarias**. Universitat Politecnica de Catalunya, UPC Ediciones. Barcelona, 2006.

PROFILLIDIS, V. A. **Railway engineering**. Ashgate Pub Ltd, 2th edition. Farnham, 1995.

RAIL ONE. **Rheda 2000 ballastless track system**. Disponível em: www.railone.com. Acessado em 01/07/2017 às 20:00h.

RANGEL, G. W. A.; ARAGÃO, F. T. S.; MOTTA, L. M. G. **Modelagem computacional do pavimento ferroviário usando concreto asfáltico como alternativa para a construção da camada de sublastro**. Anais da 44 Reunião Anual de Pavimentação. Foz do Iguaçu, 2015.

RANGEL, G. W. A. **Um método para a estimativa da deflexão do pavimento ferroviário lastreado**. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

REDDY, J. N. **An introduction to the finite element method**. McGraw-Hill Education, 3th edition. Texas, 1993.

ROESLER, J.; HILLER, J. **Continuously reinforced concrete pavement: design using the AASHTOWare pavement ME design procedure.** Federal Highway Administration. Washington, 2013.

ROESLER, J. R.; HUNTLEY, J. G.; AMIRKHANIAN, A. N. **Performance of continuously reinforced concrete pavement containing recycled concrete aggregates.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 2253, p. 32 – 39, 2011.

RYU, S. W.; WON, H.; CHOI, S.; WON M. **Continuously reinforced bonded concrete overlay of distressed jointed plain concrete pavements.** Construction and Building Materials, v. 123, p. 1110–1117, 2013.

SALLES, L. **Análise do comportamento de pavimento de concreto continuamente armado de curta extensão.** Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

SALLES, L. **Short continuously reinforced concrete pavement design recommendations based on non destructive ultrasonic data and stress simulation.** Ph. D. Thesis. Polytechnic School of University of São Paulo. São Paulo, 2017.

SELEZNEVA, O.; RAO, C.; DARTER, M. I.; ZOLLINGER, D.; KHAZANOVICH, L. **Development of a mechanistic-empirical structural design procedure for continuously reinforced concrete pavements.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 1896, p. 46 – 56, 2004.

SELIG, E. T.; WATERS, J. **Track geotechnology and substructure management.** Thomas Telford Publications. London, 1994.

SEVERI, A. A. **Estudo dos gradientes térmicos em pavimentos de concreto de cimento Portland no ambiente tropical.** Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

SII, M. H. B. **Three-dimensional finite element analysis of concrete pavement on weak foundation.** Ph. D. Thesis. Griffith School of Engineering. Griffith, 2015.

SILVA, C. **Análise numérica do comportamento mecânico de um pavimento ferroviário para diferentes tipos de veículos de via.** Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2013.

BARBOSA, R. **Aplicação de sistemas multicorpos na dinâmica de veículos guiados.** Tese (Doutorado) Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

SUH, Y. C.; MCCULLOUGH, B. F. **Factors affecting crack width of continuously reinforced concrete pavement.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 1449, p. 134 – 140, 1994.

SUN, L.; CHEN, L.; ZELELEW, H. H.; **Stress and deflection parametric study of high-speed railway CRTS-II ballastless track slab on elevated bridge foundations.** Journal of Transportation Engineering, v139(12), p 1124 – 1234, 2013.

TAYABJI, S. D. **Concrete slab track for freight and high speed service applications.** Report, Portland Cement Association Skokie, Illinois, 2000.

TAYABJI, S. D.; BILOW, D. **Concrete slab track state of the practice.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 1742, p. 87 – 98, 2001.

TAYABJI, S. D.; STEPHANOS, P. J.; ZOLLINGER, D. G. **Nationwide field investigation of continuously reinforced concrete pavements.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 1482, p. 7 – 18, 1995.

TEIXEIRA, P. F. **Contribución a la reducción de los costes de mantenimiento de las vías de alta velocidad mediante la optimización de su rigidez vertical.** Disertación de Doctorado. Universidad Politécnica de Catalunya. Barcelona, 2003.

VALE, C.; RIBEIRO, N.; CALÇADA, R.; DELGADO, R. **Dynamics of a precast system for high speed railway track.** 3^o ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering. Grecia, 2011.

VOSSLOH. **Technical report (2015).** Available at: <http://www.vossloh-north-america.com>. Accessed on 12/10/2018 at 10:12h.

WALRAVEN, N. J. C.; RAINHARDT H. W. **Theory and experiments on the mechanical behavior of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading.** Department of Civil Engineering Delft University, 1981.

WON, M. C. **Continuously reinforced concrete pavement identification of distress mechanisms and improvement of mechanistic-empirical Design Procedures.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 2226, p. 51 – 59, 2011.

WON M.; MEDINA C. **Analysis of continuously reinforced concrete pavement behavior using information in the rigid pavement database.** Technical Report Texas Department of Transportation. Austin, 2008.

ZHU S.; CAI C. **Interface damage and its effect on vibrations of slab track under temperature and vehicle dynamic loads.** International Journal of Non-Linear Mechanics, v. 58, p. 222–232, 201, 2014.

APÊNDICE A

APÊNDICE B

	Módulo de elasticidade (MPa/m)	Módulo de elasticidade (MPa)	J (MPa/m)	0	20	30	45	60	90	120	RMSE	Erro ²
Campo	-	-	-	11,6	11,6	10,8	10,5	10,10	9,4	8,4		
Tent 00	120	46000	5000	12	11,6	11,2	10,7	10,2	9	7,8	3,77	2,10
Tent 01	100	35000	5000	14,8	14,2	13,8	13,1	12,4	10,9	9,4	22,56	16,10
Tent 02	110	42000	5000	13,1	12,6	12,3	11,7	11,1	9,8	8,5	9,87	9,50
Tent 03	113	44000	5000	12,7	12,2	11,9	11,4	10,8	9,5	8,3	7,01	2,30
Tent 04	116	45000	5000	12,4	11,9	11,6	11,1	10,5	9,3	8,1	4,95	1,90
Menor erro	118	46000	5000	12,2	11,7	11,4	10,9	10,3	9,1	8	3,96	0,89

APÊNDICE C

	Módulo de elasticidade (MPa/m)	Módulo de elasticidade (MPa)	J (MPa/m)	0	20	30	45	60	90	120	RMSE	Erro ²
Campo	-	-	-	15,90	15,50	14,40	13,60	12,70	11,40	9,70	-	-
Tent 00	100	34000	200	16,00	15,49	14,86	13,82	12,80	10,93	9,29	2,64	3,13
Tent 01	95	35000	200	16,49	16,00	15,37	14,33	13,31	11,42	9,76	4,19	12,21
Tent 02	98	35000	200	16,13	15,63	15,01	13,98	12,97	11,10	9,47	2,55	4,60
menor erro	98	35000	500	15,65	15,13	14,61	13,71	12,80	11,08	9,54	1,78	0,40
Tent 04	98	34000	500	16,60	15,23	14,70	13,78	12,86	11,11	9,55	2,36	0,56
Tent 05	98	35000	100	15,46	15,11	14,60	13,76	12,87	11,18	9,66	1,82	0,50