



**Lorena Jacqueline Chamorro Chamorro**

**Modelagem Numérica Visando a Previsão  
de Manutenção de Pavimentos Rígidos**

**Tese de Doutorado**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio como requisito parcial para obtenção de grau de Doutor em Engenharia Civil.

Orientadora: Profa. Elisa Dominguez Sotelino

Rio de Janeiro

Julho de 2017



**Lorena Jacqueline Chamorro Chamorro**

**Modelagem Numérica Visando a Previsão  
de Manutenção de Pavimentos Rígidos**

Tese apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Doutor pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada.

**Profa. Elisa Dominguez Sotelino**

Orientadora

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental - PUC-Rio

**Prof. Flávio de Andrade Silva**

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental - PUC-Rio

**Profa. Michéle Dal Toé Casagrande**

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental - PUC-Rio

**Profa. Emil de Souza Sánchez Filho**

Universidade Federal Fluminense

**Prof. Túlio Nogueira Bittencourt**

Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

**Prof. Márcio da Silveira Carvalho**

Coordenador(a) Setorial do  
Centro Técnico Científico - PUC-Rio

Rio de Janeiro, 10 de julho de 2017

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da universidade, do autor e do orientador.

### **Lorena Jacqueline Chamorro Chamorro**

Gradou-se em Engenharia Civil na Universidade de Nariño na Colômbia, em dezembro de 2008. Mestre em Engenharia Civil pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro em 2011. Durante o mestrado pesquisou em materiais e tecnologias não convencionais. Ingressou no Doutorado em março de 2012, na área de Estruturas. Concentrou sua pesquisa em Modelagem de Elementos Finitos e Redes Neurais Artificiais, sob a orientação da Prof<sup>ª</sup>. Elisa Sotelino.

#### Ficha Catalográfica

Chamorro Chamorro, Lorena Jacqueline

Modelagem numérica visando a previsão de manutenção de pavimentos rígidos / Lorena Jacqueline Chamorro Chamorro ; orientadora: Elisa Sotelino. – 2017.

146 f. : il. color. ; 30 cm

Tese (doutorado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2017.

Inclui bibliografia

1. Engenharia civil – Teses. 2. Pavimentos rígidos. 3. Gradiente de temperatura. 4. FWD. 5. MEF. 6. RNA. I. Sotelino, Elisa Dominguez. II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. III. Título.

A Deus, porque seus planos sempre são melhores do que os meus (Jeremias 29:11). E foi Ele quem permitiu cada instante que vivi no desenvolvimento deste trabalho. A minha família, por seu apoio constante, por sentir orgulho de mim não pelas vitórias, mas pela luta em cada batalha.

## Agradecimentos

A Deus, porque se não fosse Ele do meu lado nada conseguiria. Durante o doutorado, e em toda minha vida foi e é minha luz, minha rocha, meu refugio e a esperança do meu amanhã. Por ter sido meu sustento em cada instante do doutorado e me permitir continuar sonhando com o futuro.

A meus pais, Rodrigo e Lidia, além de ser um exemplo para mim, são minhas fontes de fortaleza. Sou grata pelas suas palavras nos momentos certos. Neste processo, cada alegria e tristeza as viveram como próprias. Muito obrigada pelo seu amor e suporte em todo tempo.

A meus irmãos Rodrigo E. e Jenny, a minha cunhada Paola e minha princesa Sofia, são os quatro cantos da minha base de apoio. Obrigada por torcerem sempre por mim. Pelas orações fofas em cada novo desafio, porque mesmo de longe me fizeram sentir parte em tudo em casa e eu senti seu carinho em cada palavra. São minha inspiração e a razão para terminar o que começo como meu sonho e se tornou o desejo de toda a família. Obrigada a toda a família, tios, primos e amigos que estiveram pendentes de mim desde a Colômbia, não faltaram sua voz de ânimo e a preocupação porque eu lograsse meu objetivo.

A minha orientadora Elisa, pela paciência, pelos ensinamentos acadêmicos e da vida, por me encorajar a dar o melhor de mim, por me ajudar a entender que o melhor trabalho vai além dos resultados. Muito obrigada por me fazer crescer em cada desafio até chegar à meta, sem sua ajuda não tivesse sido possível.

A Christian Arcos, por sua amizade incondicional, por me mostrar outra forma de ver a vida, por ser mais um irmão para mim, por sua especial forma de me apoiar. Obrigada pelas palavras e pelos silêncios, por passar comigo todas as lutas e comemorar as alegrias. Cada experiência nos fez crescer juntos. 20 anos ainda não são suficientes para terminar te conhecer, mas saiba que até agora já ganhou um lugar especial no meu coração. Eu te admiro muito.

A minhas amigas Andrea, Daissy, Maria Isabel, Vanessa, Nathaly e Leydi S. falar com vocês sempre me faz aprender, nossa amizade supera as distancias, e mesmo que não falássemos todos os dias, sempre soube que encontraria em vocês as palavras, as orações, as risadas, os concelhos e o café para continuar. Vocês são anjos de Deus na minha vida. Obrigada por viver junto meu doutorado, vocês são parte importante na minha conquista.

Aos amigos que compartilharam a experiência do mestrado e doutorado na PUC-Rio, nos conhecemos na favelinha e nas salas de aula, mas continuaremos sendo amigos fora dos murais. Obrigada Eliot, Jhon, Mónica, Luisa, Dalma, Dilia, Renato, Sergio, Juan Pablo, Mario, Cesar, Greis, Guillermo, José, Darío, Daniel, Edwin I. e todos aqueles que me escutaram e me permitiram conhecer suas aventuras nas pesquisas e na vida.

Aos amigos brasileiros do Rio e outras cidades, especialmente a família Martins, por me acolher e me fazer sentir em casa. Obrigada às igrejas Batistas de Leblón, Gávea e Centi, a Sara Mendoza e Lucila Valencia, que sempre oraram por mim e me ajudaram a crescer espiritualmente.

A todas as pessoas que direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste trabalho, cada aporte foi fundamental.

Ao CNPq e à PUC-Rio, principalmente ao Departamento de Engenharia Civil aos professores e funcionários, pelos auxílios concedidos, pelos ensinamentos e toda a ajuda.

Aos professores que participaram da banca examinadora.

## Resumo

Chamorro Chamorro, Lorena Jacqueline; Sotelino, Elisa Dominguez. **Modelagem Numérica Visando a Previsão de Manutenção de Pavimentos Rígidos**. Rio de Janeiro, 2017. 146p. Tese de Doutorado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Devido à sua durabilidade, resistência e relação custo/benefício, os pavimentos rígidos têm sido usados em rodovias e vias urbanas sujeitas a grandes volumes de tráfego. Apesar de possuir essas qualidades superiores é importante prever o seu desempenho em serviço e estabelecer um plano para a sua manutenção. Este trabalho tem como objetivo desenvolver um sistema de gestão de pavimentos rígidos para atender a essas necessidades. Para tal utilizaram-se ferramentas computacionais baseadas no método dos elementos finitos (MEF) e em redes neurais artificiais (RNA). O MEF foi utilizado para caracterizar o comportamento desses pavimentos sob a ação de tráfego e variação de temperatura. Neste trabalho empregou-se o *software* de elementos finitos ABAQUS para simular um pavimento rígido do estudo de caso da rodovia BR101/NE PB-PE. Para caracterizar as camadas do pavimento com módulos de elasticidade constantes no trecho em análise foram utilizados os dados do ensaio de campo *Falling Weight Deflectometer* (FWD) realizado pelo Exército Nacional Brasileiro. O modelo foi validado utilizando dados experimentais disponíveis na literatura. No modelo validado, aplicaram-se as cargas de tráfego e a distribuição de temperatura através da espessura da laje. Essa última é importante porque, como verificado por outros autores, essa variação pode provocar empenamento das placas de concreto afetando a transferência de carga entre lajes adjacentes. Com esses resultados foi gerado um banco de dados para treinamento e validação de uma rede neural artificial. Essa rede processa os dados de acúmulo de dano por fadiga baseado nos resultados de tensões, deformações, deslocamentos e os coeficientes de transferência de carga entre as juntas transversais. A partir desses dados de saída utilizam-se os critérios estabelecidos em modelos de fadiga por acúmulo de dano para estimar a durabilidade do pavimento. A partir dessa informação é possível prever a formação de fissuras e falhas e melhor planejar atividades relacionadas a possíveis intervenções de manutenção, garantindo assim um melhor funcionamento do pavimento para os usuários, prolongar a vida útil do pavimento e minimizar os custos associados com reparos. Como o sistema desenvolvido é capaz de prever a ocorrência de danos durante a vida útil de um pavimento rígido, ele é uma alternativa para a gestão de pavimentos rígidos.

## Palavras-chave

Pavimentos rígidos; gradiente de temperatura; FWD; MEF; RNA.

## Abstract

Chamorro Chamorro, Lorena Jacqueline; Sotelino, Elisa Dominguez (Advisor). **Numerical Modeling Aiming at Maintenance Prediction of Rigid Pavement**. Rio de Janeiro, 2017. 146p. Tese de Doutorado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Recently, rigid pavements have become an attractive alternative for use in highways and urban roads subject to large traffic volumes. Rigid pavements are attractive due to their enhanced durability, strength and cost/benefit ratio. Despite of these characteristics, there is a need for maintenance planning and performance prediction. In this work, a rigid pavement management system was developed to address these needs. To achieve this, computational modeling tools based on the finite element method (FEM) and on artificial neural network (ANN) were used. A FEM model was created to characterize the pavement's structural behavior under the action of traffic and temperature variations. The BR101/NE PB-PE highway was used as a case study. A finite element model of this section of the road was created using the finite element software ABAQUS. Results from a Falling Weight Deflectometer (FWD) field test performed by Brazilian National Army were used for model characterization, i.e., to obtain the elastic moduli of the layers. The modeling technique was validated using experimental data reported in the literature. In the validated model for a homogeneous section, traffic loads were applied at different locations and temperature distributions were applied through the slab thickness. The latter is important because, as reported by other authors, this variation can cause warping of the concrete slabs which affects the load transfer between adjacent slabs. The validated FEM model was then used to generate a database of the stresses and load transfer coefficients across the transversal joints. The information collected in the database was used to train an ANN which processes the fatigue damage accumulation. In this work, the durability of the pavement was assessed using classical criteria established in fatigue models based on damage accumulation. The results confirm the ANN prediction capability of damage occurrence. The developed system based on prediction models can contribute to improve maintenance planning to ensure better pavement performance for its users. In addition, such a system has the potential of extending the pavement service life and minimizing costs associated with repairs.

## Keywords

Rigid pavement; temperature gradient; FWD; FEM; ANN.

# Sumário

1 . Introdução	22
1.1. Motivação	24
1.2. Justificativa	24
1.3. Objetivos	26
1.4. Estrutura da Tese	27
2 . Revisão Bibliográfica	28
2.1. Pavimentos	28
2.2. Avaliação de desempenho do pavimento	32
2.3. Análise tridimensional de elementos finitos	34
2.4. Redes Neurais Artificiais	36
3 . Modelagem por Elementos Finitos de Pavimentos Rígidos	47
3.1. Validação do modelo de elementos finitos	47
3.1.1. Teste elementar estático de cisalhamento direto – Modificado AASHTO T253	47
3.1.2. Modelo de elementos finitos do Teste AASHTO T253-76 Modificado	52
3.1.2.1. Estudo de convergência	54
3.1.2.2. Comparação entre os resultados numéricos e experimentais	56
3.1.3. Influência do tamanho da malha na simulação das barras de transferência	57
3.1.4 Modelagem do subleito	61
3.2. Rodovia BR-101/NE – PB/PE	63
3.2.1. Detalhes do Projeto de Duplicação	64
3.2.2. Avaliação estrutural – Ensaio FWD	66
3.3. Modelagem do Pavimento	67
3.3.1. Definição do Modelo	67
3.3.2. Gradiente de temperatura não linear	70
3.3.3. Estudo de Convergência	73
3.3.4. Resultados da avaliação estrutural	77

4 . Banco de Dados	80
4.1. Módulos de Elasticidade	80
4.1.1. Módulo de Elasticidade do Concreto	80
4.1.2. Módulo de Elasticidade do Subleito	81
4.2. Carga de Tráfego	84
4.3. Carga de Temperatura	89
4.4. Banco de Dados	92
5 . Análise de Resultados	95
5.1. Cargas de Tráfego	95
5.1.1. Comparação com Resultados Analíticos	99
5.2. Combinação de cargas de tráfego e gradientes de temperatura	102
5.3. Modelos para calcular o acúmulo de fadiga	105
5.3.1. Volume Médio Diário de veículos	107
5.4. Transferência de Carga	113
6 . Sistema de Gerenciamento baseado em RNA	116
6.1. Redes Neurais Artificiais	116
6.1.1. Rede Neural Artificial de Previsão	122
6.2. Sistema de Gerenciamento de Pavimentos	127
7 . Conclusões	133
8 . Referências bibliográficas	138

## Lista de figuras

Figura 2.1. Seção transversal representativa do pavimento flexível.	28
Figura 2.2. Seção transversal representativa do pavimento rígido.	28
Figura 2.3. Placas de pavimento de concreto simples. Fonte: BALBO (2009).	29
Figura 2.4. Relação diária entre temperatura e deformação na espessura da placa (NISHISAWA <i>et al.</i> (1998) <i>apud</i> DE SALLE, 2013).	30
Figura 2.5. Arquitetura de uma Rede Neural Artificial multicamadas (Fonte: RAMOS, 2003).	39
Figura 2.6. Esquema de funcionamento de uma rede de previsão (Fonte: VELLASCO, 2009).	41
Figura 3.1. Teste modificado AASHTO T253 – 76 (PORTER <i>et. al.</i> , 2006).	48
Figura 3.2. Dimensões do espécimen do teste de cisalhamento direto (PORTER <i>et. al.</i> , 2001).	48
Figura 3.3. Deflexão relativa do bloco central em relação ao bloco do engastado (PORTER <i>et. al.</i> , 2001).	51
Figura 3.4. Carga aplicada no espécimen de acordo com o teste modificado AASHTO T253-76 (PORTER <i>et. al.</i> , 2001).	51
Figura 3.5. Teste AASHTO T253-76 Modificado (PORTER <i>et. al.</i> , 2006).	52
Figura 3.6. Representação do teste AASHTO T253-76, (a) Dimensões dos blocos de concreto e distâncias de aplicação das cargas (unidades: polegadas) (PORTER <i>et. al.</i> , 2006); (b) modelo em ABAQUS para a malha com elementos de 1 polegada.	53
Figura 3.7. Malha com elementos quadráticos de 0.5", com molas entre todos os nós dos elementos sólidos (C3D20) e de viga da barra (B32).	53
Figura 3.8. Refinamento da malha no estudo de convergência (a) Malha com elementos de 1", (b) Malha com elementos de 0,5", c) Malha com elementos de 0,3" na área das barras e o resto dos elementos variando o nível de refinamento, d) Malha com elementos de 0,25" na área das barras e o resto dos elementos variando o nível de refinamento, e) Malha com elementos de 0,25".	54
Figura 3.9. Rigidez das molas nos nós das barras de transferência (DERE <i>et al.</i> , 2006).	55
Figura 3.10. Convergência do resultado de deflexão relativa de ABAQUS.	56
Figura 3.11. Modelo de lajes para comparar a rigidez das molas (ASGARI, 2004).	58

Figura 3.12. Deflexão das barras de transferência e lajes para diferente rigidez das molas.	58
Figura 3.13. Modelo de lajes para comparação do coeficiente de rigidez das molas com a malha de 6 seções na área das barras, a) modelo inicial com condições de contorno, b) resultado de deslocamentos verticais U2 para $K_{m\acute{a}x}$ , fator de amplificação 50X.	59
Figura 3.14. Efeito do número de elementos da malha nos resultados obtidos de tensão máxima a) na seção das barras de transferência, b) no meio da laje – M, e c) nos deslocamentos U2 na seção das barras de transferência e no meio da laje – M.	60
Figura 3.15. Modelo de amostra a) dimensões, cargas e condições de contorno, b) Malha de elementos finitos (ASGARI, 2004).	62
Figura 3.16. Modelo de estudo da profundidade e número de elementos do subleito, a) elementos clássicos com 4 seções na profundidade do subleito, b) resultados da tensão máxima, c) elementos infinitos com 8 seções na profundidade do subleito, b) resultados da tensão máxima.	62
Figura 3.17. Mapa da Rodovia BR-101. Fonte: Ministério dos Transportes – Brasil.	64
Figura 3.18. Ensaio <i>Falling Weight Deflectometer</i> na medição de deflexão na superfície da placa de concreto (Fonte: Dynatest, CARVALHO, 2011).	67
Figura 3.19. Seção tipo da seção transversal do pavimento rígido da rodovia BR-101 NE PE/PB (Fonte: DNIT Projeto executivo - Lote 5 PB).	68
Figura 3.20. Detalhe das juntas transversais e longitudinais – vista em planta e cortes das juntas (Fonte: DNIT Projeto executivo - Lote 5 PB).	68
Figura 3.21. Geometria do modelo usado para representar um trecho da rodovia BR 101 NE – Lote 5 (Dimensões em metros).	69
Figura 3.22. Condições de contorno do modelo em ABAQUS.	69
Figura 3.23. Componentes do perfil de temperatura não linear por meio da profundidade da laje de concreto (BORDELON <i>et al.</i> , 2009).	70
Figura 3.24. Definição de termos para determinação de coeficientes de perfil de temperatura quadrática.	71
Figura 3.25. Perfil do gradiente térmico positivo por meio da espessura da laje durante o ensaio FWD na junta longitudinal (JL) e transversal (JTR).	72
Figura 3.26. Detalhe da malha na laje e as superfícies usadas nos casos de carga FWD (JTR – na junta transversal, JL – na junta longitudinal).	74

Figura 3.27. Resposta do modelo (Deslocamentos U2 vs. Distância a partir da carga) para carga na junta longitudinal FWD JL para os módulos de elasticidade do subleito de 93 MPa (Es93) e 111 MPa (Es111).	75
Figura 3.28. Convergência do deslocamento U2 com a maior discretização da malha para a carga na junta longitudinal FWD-JL.	76
Figura 3.29. Resposta do modelo (Deslocamentos U2 vs. Distância a partir da carga) para carga na junta transversal FWD JTR para os módulos de elasticidade do subleito de 93 MPa (Es93) e 111 MPa (Es11).	76
Figura 3.30. Convergência do deslocamento U2 com a maior discretização da malha para carga na junta transversal FWD JTR.	77
Figura 3.31. Espessuras da placa ao longo do trecho analisado, medidas nas faixas externa, interna e no eixo.	78
Figura 3.32. Flechas máximas no ponto de aplicação da carga na junta longitudinal FWD JL para as faixas interna e externa.	78
Figura 3.33. Flechas máximas no ponto de aplicação da carga na junta transversal FWD JTR no meio da placa para as faixas interna e externa.	79
Figura 4.1. Relação entre o índice de suporte Califórnia (CBR) e o coeficiente de reação do subleito k, b) AASHTO (1998).	82
Figura 4.2. Resistência a compressão do concreto vs. Tempo de serviço do pavimento.	83
Figura 4.3. Dimensões e formas das áreas de contato aproximadas, (a) Método PCA antes de 1984 (Fonte: HUANG, 1993), (b) Recomendação YODER e WITCZAK (1975, <i>apud</i> DE OLIVERIA, 2000).	84
Figura 4.4. Dimensões do eixo simples de rodagem dupla (Fonte: OLIVEIRA, 2000; DNIT-IPR723, 2006).	85
Figura 4.5. Cargas aplicadas na laje e localização no modelo.	85
Figura 4.6. Temperatura média durante o ano 2013 para a estação 82798 em João Pessoa (Fonte: INMET-BDMET).	90
Figura 4.7. Distribuição do gradiente de temperatura positivo (DT(+)) e negativo (DT(-)) na profundidade da laje.	92
Figura 4.8. Variação da temperatura máxima durante cada ano.	94
Figura 4.9. Variação da temperatura mínima durante cada ano.	94
Figura 5.1. Localização das cargas de tráfego aplicadas à laje.	96
Figura 5.2. Distribuição da tensão de tração no eixo longitudinal no centro da laje nos casos de carga (a) Interior, (b) Borda, (c) Canto – nas duas lajes: carregada (0 – 6m) e não carregada (6 – 12m).	97

Figura 5.3. Distribuição da tensão de tração máxima no eixo longitudinal no centro da laje, nas duas lajes: carregada (0 – 6 m) e não carregada (6 – 12 m); para o caso de máxima carga (170 kN).	98
Figura 5.4. Distribuição de tensões máximas no eixo transversal da laje, embaixo do eixo de carga, nas duas lajes: carregada (0 – 3,6 m) e não carregada (3,6 – 7,2 m) – para o caso nove de máxima carga (170 kN).	98
Figura 5.5. Distribuição de tensões causadas (a) pelos gradiente negativo (GT (-)) e positivo (GT (+)) no eixo central longitudinal e (b) a combinação das cargas de tráfego com o gradiente negativo (GT (-)).	103
Figura 5.6. Distribuição de tensões causadas pela combinação de cargas de tráfego gradiente de temperatura positivo (GT (+)) ao longo do eixo central longitudinal no fundo da laje.	104
Figura 5.7. Comparação da distribuição de tensões para casos com carga apenas de gradiente positivo de temperatura e combinados com carga de tráfego de borda, (a) para a mesma carga de borda com diferentes valores de gradiente térmico positivo e (b) para diferentes cargas de borda e diferentes valores de diferenciais térmicos positivos.	104
Figura 5.8. Distribuição de deslocamentos verticais obtida pelo ABAQUS quando sujeito apenas à carga de gradiente de temperatura (a) positivo e (b) negativo.	113
Figura 5.9. Distribuição de deslocamentos verticais obtida pelo modelo do ABAQUS para combinação de carga de tráfego de canto e gradiente de temperatura (a) positivo e (b) negativo.	114
Figura 5.10. Deslocamentos verticais da laje em que foi aplicada a carga (0-6m) e da laje adjacente não carregada (6-12m) no sentido longitudinal para a combinação com gradiente de temperatura (a) positivo e (b) negativo.	115
Figura 6.1. Rede neural MLP <i>feedforward</i> com uma camada oculta e as conexões entre os neurônios artificiais (Fonte: HAYKIN, 2001).	117
Figura 6.2. Parâmetros de treinamento da rede neural artificial para cálculo de tensões de tração na flexão.	120
Figura 6.3. Convergência ao mínimo erro no treinamento, validação e teste das RNA para encontrar tensões de tração máxima na laje com gradiente de temperatura (a) positivo e (b) negativo.	120
Figura 6.4. Comparação entre as tensões máximas de tensão na flexão dadas pelo banco de dados e as saídas da RNA para gradiente de temperatura positivo.	121

Figura 6.5. Comparação entre as tensões máximas de tensão na flexão dadas pelo banco de dados e as saídas da RNA para gradiente de temperatura negativo.	121
Figura 6.6. Comparação entre a porcentagem de transferência de carga (LTE) dadas pelo banco de dados e as saídas da RNA.	122
Figura 6.7. Rendimento da Rede Neural Artificial de Previsão para gradientes de temperatura positivos no treinamento. (a) Convergência do erro MSE e (b) regressão linear dos dados.	124
Figura 6.8. Rendimento da Rede Neural Artificial de Previsão para gradientes de temperatura negativos no treinamento. (a) Convergência do erro MSE e (b) regressão linear dos dados.	124
Figura 6.9. Curvas de correlação de resultados entre os valores medidos de tensão de tração devido à flexão, fornecidos pelo banco de dados, e o valor previsto pela rede com gradientes de temperatura positivo para (a) treinamento e (b) teste, com as configurações de codificação real (CONF 1), de 12 bits (CONF 2) e de 4 bits (CONF 3).	125
Figura 6.10. Curvas de correlação de resultados entre os valores medidos de tensão de tração devido à flexão, fornecidos pelo banco de dados, e o valor previsto pela rede com gradientes de temperatura negativo para (a) treinamento e (b) teste, com as configurações de codificação real (CONF 1), de 12 bits (CONF 2) e de 4 bits (CONF 3).	126
Figura 6.11. Interface gráfica do Sistema de Gerenciamento de Pavimentos Rígidos.	129
Figura 6.12. Estrutura do sistema de gerenciamento para manutenção de pavimentos rígidos.	130
Figura 6.13. Exemplo de cálculo do valor de número de solicitações permitidas pelo Sistema de Gerenciamento de Pavimentos Rígidos.	131

## Lista de tabelas

Tabela 2.1. Distância dos sensores a partir do centro da placa de carga do equipamento FWD Dynatest.	33
Tabela 3.1. Propriedades dos materiais (PORTER et. al., 2001, 2006).	52
Tabela 3.2. Discretização do número de elementos por malha.	55
Tabela 3.3. Rigidez das molas que conectam as barras com os blocos.	55
Tabela 3.4. Convergência do resultado de deflexão relativa de ABAQUS.	56
Tabela 3.5. Comparação dos resultados da simulação no ABAQUS e os resultados de Porter et. al. (2001).	57
Tabela 3.6. Efeito do número de elementos da malha nos resultados de ABAQUS de tensões máxima $\sigma_{\text{máx}}$ na seção das barras e no meio da laje.	59
Tabela 3.7. Efeito do número de elementos da malha nos resultados de ABAQUS dos deslocamentos na seção das barras e no meio da laje.	60
Tabela 3.8. Efeito da profundidade do solo na máxima tensão na laje obtida no ABAQUS.	63
Tabela 3.9. Propriedades mecânicas dos materiais do pavimento.	65
Tabela 3.10. Propriedades dos materiais da rodovia BR-101 do modelo em ABAQUS.	68
Tabela 3.11. Número de elementos das malhas usadas na análise de convergência.	73
Tabela 3.12. Erro de resultados de deslocamento U2 no ponto de aplicação de carga em relação à malha mais refinada (M3).	77
Tabela 4.1. Módulos de elasticidade do concreto e subleito.	83
Tabela 4.2. Valor da carga, área e localização na laje das quatro rodas do eixo simples simulado como carga de tráfego (ESRD-80 kN)	86
Tabela 4.3. Eixos rodoviários observados durante pesagem (Fonte: BALBO, 1999 <i>apud</i> CERVO, 2004).	87
Tabela 4.4. Fator de segurança das cargas de tráfego – PAC(1984).	88
Tabela 4.5. Variação das cargas de tráfego (kPa) aplicadas no modelo.	89
Tabela 4.6. Variação dos parâmetros de materiais e cargas de tráfego aplicadas no modelo para geração do banco de dados.	93
Tabela 5.1. Tensão a tração máxima para a carga de tráfego no canto.	95

Tabela 5.2. Tensão a tração máxima para a carga de tráfego Interior.	96
Tabela 5.3. Tensão a tração máxima para a carga de tráfego na borda.	96
Tabela 5.4. Comparação entre resultados das tensões de tração devido à flexão obtidos analiticamente (Westergaard) e os obtidos pelo modelo de elementos finitos (ABAQUS).	100
Tabela 5.5. Tensão a tração máxima para a carga de tráfego na borda, na laje sem barras de ligação na junta longitudinal.	101
Tabela 5.6. Comparação de resultados de tensões de tração na flexão analíticos (Westergaard) e do modelo de elementos finitos (ABAQUS) para a carga na borda com e sem barras de ligação (BL).	101
Tabela 5.7. Resultados das tensões de tração devido à flexão da combinação de carga de tráfego e gradiente de temperatura positivo.	105
Tabela 5.8. Relação de tensões para os casos de tensão máxima, mínima e média.	106
Tabela 5.9. Resultados dos métodos para resistência a fadiga.	107
Tabela 5.10. Fatores de frota de veículos para pavimentos rígidos – AASHTO (Fonte: DER/SP, 2006; DNIT-IPR 723, 2006).	109
Tabela 5.11. Número de solicitações do eixo padrão que trafegaram na via entre os anos 2008 a 2016.	110
Tabela 5.12. Análise do dano acumulado por fadiga para as tensões máximas.	111
Tabela 5.13. Análise do dano acumulado por fadiga para 89% das tensões máximas.	112
Tabela 5.14. Eficiência da transferência de carga LTE (%) na junta transversal.	114
Tabela 6.1. Comparação das configurações da Rede Neural Artificial de Previsão para gradientes de temperatura positivos.	127
Tabela 6.2. Comparação das configurações da Rede Neural Artificial de Previsão para gradientes de temperatura negativos.	127
Tabela 6.3. Número de solicitações do eixo padrão que trafegaram na via entre os anos 2008 a 2016.	131

## Lista de símbolos

*Teste elementar estático de cisalhamento direto – Modificado AASHTO T253*

$E$ : módulo de elasticidade da barra de transferência

$I$ : momento de inércia da seção transversal da barra de transferência

$k_0$ : módulo de resistência da barra de transferência

$d$ : diâmetro da seção transversal da barra de transferência

$y$ : deflexão

$\beta$ : rigidez relativa da viga na fundação elástica

$b$ : largura da barra de transferência

$P_i$ : carga transferida a través das barras de transferência

$z$ : largura (separação) da junta

$y_0$ : deflexão na face da junta

$\delta$ : deflexão de cisalhamento

$\lambda$ : Fator de forma segundo seção transversal

$A$ : área da seção transversal da barra de transferência

$G$ : módulo cisalhante da barra de transferência

$\Delta$ : deflexão relativa média entre os blocos de concreto

$\sigma_b$ : tensão de rolamento das barras no concreto

$k_1$ : rigidez das molas nos nós dos extremos da malha das barras

$k_2$ : rigidez das molas nos nós internos da malha das barras

$E_{pvc}$ : módulo de elasticidade do PVC

$t$ : espessura do PVC

$A$ : área de contato da barra de transferência no bloco de concreto

$D$ : diâmetro da barra de transferência

$L$ : comprimento entre nós das barras de transferência e elementos sólidos

*Definição do modelo de pavimento – Rodovia BR101/NE*

$F_{sc}$ : fator de segurança de carga

$h$ : espessura da placa de concreto

$E_{ci}$ : módulo de elasticidade tangente inicial cordal do concreto

$f_{ck}$ : resistência à compressão do concreto aos 28 dias

$\alpha_E$ : coeficiente que depende do tipo de agregado

$f_{ckt}$ : resistência a tração na flexão do concreto

$E_s$ : módulo de elasticidade do subleito

$k_1$ : rigidez das molas nos nós dos extremos

$k_2$ : rigidez das molas nos nós internos

$E_{pvc}$ : módulo de elasticidade do PVC

$t$ : espessura do PVC

$A$ : área de contato

$D$ : diâmetro da barra

$L$ : comprimento da barra

#### *Gradiente de temperatura não linear*

$T(z)$ : temperatura total em função da profundidade da laje

$z$ : profundidade da laje para obter a temperatura

$T_A$ : componentes de temperatura axial

$T_{L(z)}$ : temperatura linear como função da profundidade

$T_{SES(z)}$ : componente da temperatura não linear de auto equilíbrio

$T_{top}$ : temperatura na superfície do topo do pavimento

$T_{bot}$ : temperatura na superfície do fundo do pavimento

$T_{mid}$ : temperatura no meio do pavimento

$DT$ : diferencial térmico máximo

$H_f$ : 1 com presença de umidade no fundo, 0 no caso contrário

$T_{top-pv}$ : temperatura máxima na superfície do topo do pavimento para primavera/verão

$T_{to-oi}$ : temperatura máxima na superfície do topo do pavimento para outono/inverno

$I_s$ : número de horas de insolação do nascer do sol até o pico (15h)

$H$ : umidade relativa do ar

$DT_{pv}$ : diferencial térmico máximo para primavera/verão

$DT_{oi}$ : diferencial térmico máximo para outono/inverno

$DT(-)$ : diferencial térmico mínimo

$t$ : espessura da placa de concreto

$T_{ar}$ : temperatura atmosférica média

$V_v$ : velocidade do vento

$I_p$ : precipitação média

#### *Módulos de elasticidade*

$f_{cm}(t)$ : resistência a compressão média na idade  $t$

$t$ : idade efetiva do concreto em dias

$f_{cm}$ : resistência a compressão média aos 28 dias

$s$ : coeficiente que depende do tipo de cimento

$l$ : raio de rigidez relativa da placa de concreto

$k$  = módulo de reação do subleito

$E$  = módulo de elasticidade da placa de concreto

$D$  = módulo de rigidez da placa em flexão

$\mu$  = coeficiente de Poisson

$A_c$ : área de contato entre o pneu e o pavimento

$L$ : Largura ou comprimento reto da forma da área de contato

#### *Carga de tráfego*

$P$ : valor da carga

$h$ : espessura da placa

$a_1$ : distância do canto da placa ao centro da carga aplicada

$a$ : raio da área circular de carga

$b$ : correção do raio da área de carga, quando  $a < 1,724h$ ;

$l$ : raio de rigidez relativa

$E$ : módulo de rigidez da placa

$\nu$ : coeficiente de Poisson da placa

$k$ : módulo de rigidez do subleito

#### *Modelos para calcular o acúmulo de fadiga*

$SR$ : relações de tensões

$\sigma_i$ : tensão de tração devido à flexão das combinações de carga

$f_{ct,f}$ : resistência à tração devido à flexão do concreto

$N_f$ : número de solicitações da via num período de tempo

#### *Volume médio diário de veículos*

$N$ : número equivalente de operações de eixo simples padrão de rodas duplas de 80 kN acumulado para o período de projeto

$P$ : período de projeto igual a 20 anos para pavimento rígido

$i = 1$ : ano de início da vida de projeto

$N_i$ : número equivalente de operações do eixo simples padrão de rodas duplas de 80 kN acumulado durante o ano “i”

$V_{ti}$ : volume total acumulado de veículos comerciais por sentido na faixa de projeto durante o ano “i”

$FV$ : fator de veículo da frota, que é função do método empregado;

$FR$ : fator climático regional

$VDM_c$ : volume diário médio de veículos comerciais total durante o ano “i”

$D$ : distribuição direcional (%)

$F_p$ : porcentagem de veículos comerciais na faixa de projeto

$FV$ : fator de veículo da frota

$FE$ : fator de eixo

$FC$ : fator de carga

$FEC$ : fatores de equivalência de carga

$ESRS$ : eixo simples de rodas simples

$ESRD$ : eixo simples de rodas duplas

$ETD$ : eixo tandem duplo;

$ETT$ : eixo tandem triplo

$VDM_c$ : volume diário médio mensal de veículos comerciais e ônibus da classe “i”

$FV_i$ : fator de veículo para a classe de veículo “i”

$VDM_c$ : volume diário médio mensal total de veículos comerciais e ônibus

$D$ : acúmulo de resistência à fadiga

$n_i$ : número de solicitações que o pavimento atendeu a cada ano

$N_i$ : número de solicitações permitido, antes da ruptura do concreto

#### *Transferência de Carga*

$\delta_1$ : flecha na placa carregada

$\delta_2$ : flecha na placa sem carregamento

#### *Redes Neurais Artificiais*

$MSE$ : erro médio quadrático

$N$ : número total de registros

$\hat{y}_k$ : saída estimada pela rede para o registro “k”;

$y_k$ : saída real dada no banco de dados para o registro “k”.

$MAPE$ : erro absoluto médio porcentual

$RMSE$ : a raiz quadrada do erro quadrático médio

$U$ : coeficiente U de Theil

$N$ : número de previsões realizadas

$a_k$ : saída desejada para a previsão índice “k”

$y_k$ : saída prevista para a previsão índice “k”

# 1 . Introdução

A malha viária de um país tem um papel importante no seu desenvolvimento. Para garantir as boas condições de tráfego é necessário um plano de restauração e manutenção das rodovias existentes e de ampliação e construção de novas rodovias.

No relatório anual de pesquisa de rodovias brasileiras da Confederação Nacional de Transporte (CNT) de 2015 apresentam-se os dados reportados pelo Sistema Nacional de Viação (SNV) sobre o estado das rodovias do país, sendo apenas 12,4% (213.299 km) pavimentadas, 78,6% (1.353.186 km) não pavimentadas e 9% (154.192 km) planejadas. Além das falhas de gerenciamento na pavimentação das rodovias nota-se que um dos maiores problemas da infraestrutura brasileira é o estado atual de conservação das rodovias e vias urbanas. O governo tem criado programas focados em possíveis soluções, por exemplo, o Plano de Aceleração de Crescimento (PAC), destinando 12% do investimento à infraestrutura do país, para construção e duplicação de novas vias, e manutenção e recuperação das vias existentes.

O estado atual das rodovias tem se visto afetado pelo aumento de tráfego de veículos pesados reduzindo a qualidade, segurança, e conforto das mesmas para seus usuários. As diferentes patologias das pistas de concreto aparecem nos primeiros anos de vida do pavimento por erros de projeto ou construção, a deterioração funcional e estrutural acumulada surge a partir da abertura ao tráfego e agravam-se com o tempo pela falta de manutenção, o que leva a maiores gastos na reparação.

No Brasil a tecnologia de pavimentação é baseada em asfalto. A maioria das vias é executada em pavimento flexível, sendo que pavimentos rígidos constituem apenas 2% das rodovias pavimentadas (BALBO, 2009). Porém, vem-se observando um crescimento desses nos últimos anos devido às suas vantagens quanto à durabilidade e resistência, e por exigir muito menos manutenção, apesar do maior custo inicial.

Danos em pavimentos rígidos geralmente estão relacionados às suas juntas que utilizam barras de transferência de carga, ou fadiga causada por mudanças de temperatura que afetam as placas de concreto. Nos pavimentos de concreto simples (PCS) criam-se as juntas para melhor controlar a fissuração

do concreto, tanto fresco quanto endurecido, de forma a orientar o trajeto das fissuras. As barras de transferência são usadas nas juntas para transmitir a carga de uma placa para a outra, mantendo-se assim a integridade estrutural e funcional do sistema e oferecendo um rolamento satisfatório (BALBO, 2009; KOHLER e ROESLER, 2004 *apud* SALLES, 2013).

As condições das rodovias devem ser avaliadas periodicamente para identificar níveis de deterioração, prevenir que novos defeitos apareçam e minimizar seus efeitos. Essa determinação da integridade estrutural, dependendo do atrito superficial, qualidade estrutural e condições de rolamento da superfície do pavimento, é realizada mediante a coleta de dados por meio de um levantamento em campo (MELO, 1998 *apud* CARVALHO, 2011).

A avaliação estrutural do pavimento é realizada por meio de ensaios não destrutivos como a Viga Benkelman e o Deflectômetro de Impacto FWD (*Falling Weight Deflectometer*), e a avaliação funcional com o Perfilógrafo Califórnia e o Método de Nível de Mira, para determinar o índice de serventia e qualidade do pavimento. O ensaio FWD, utilizado para se obter as medidas de deslocamento do pavimento, é um método indireto de aplicação de carga que simula a passagem da roda de um caminhão com o caimento de um peso.

O método dos elementos finitos (MEF) permite avaliar o estado das tensões e das deformações num meio contínuo por meio da discretização do mesmo em elementos menores e buscando-se uma solução ótima para esses problemas mais simples. Esse método é comumente usado para modelar pavimentos rígidos representando as propriedades físicas e geométricas, interação de contato entre as camadas, o comportamento dos materiais e a simulação das cargas. O método fornece soluções sobre seu desempenho e pode ser usado para estimar sua vida útil (ASGARI, 2005).

O *software* ABAQUS é um programa de elementos finitos usado para resolver problemas de duas ou três dimensões para vários tipos de carregamento, e realizar vários tipos de análise: estática, dinâmica, linear, não linear, térmica, entre outras. O comportamento dos materiais pode ser modelado como elástico linear, elástico não linear, viscoelástico, *etc.*

A predição do comportamento do pavimento através dos anos pode ser estimada com ferramentas computacionais como as Redes Neurais Artificiais (RNA); a partir de um banco de dados que é usado para o treinamento no reconhecimento de padrões. O banco de dados pode ser gerado com os resultados para diferentes condições de cargas e acumulação de danos usando-

se um modelo de elementos finitos validado, para se obter a resposta do pavimento sob cargas de tráfego e variação de temperatura.

A Inteligência Artificial nas Redes Neurais Artificiais (RNA) vem sendo usada amplamente no setor de transportes mundialmente por aproximadamente três décadas. Essa técnica computacional analisa um problema simulando um cérebro humano, com neurônios artificiais ligados por conexões, porém de forma mais rápida para uma grande quantidade de dados, e após um treinamento e reconhecimento de padrões gera respostas sendo auto-retroalimentada até conseguir a resposta mais próxima possível da real. As RNA são usadas para previsão, classificação, otimização, controle, etc.

### **1.1. Motivação**

A previsão das fissuras e falhas do pavimento com o tempo de serviço, *i. e.* sujeito à carga de tráfego e à variação de temperaturas acumuladas, gerando deformações residuais, permitiria prever o tempo adequado para manutenção periódica, antes que os danos possam exigir reparação do pavimento e maior custo de operação da rodovia. Uma alternativa de planejamento e monitoramento da manutenção são os sistemas de gerenciamento. Um sistema de gerenciamento garante maior controle e organização na realização de atividades relacionadas à manutenção e à preservação das rodovias. No Brasil já se usam sistemas de gerenciamento para pavimentos flexíveis, mas para pavimentos rígidos ainda não foram implementados.

A partir das análises do estado de conservação das rodovias no Brasil, nasce a motivação deste trabalho para abordar os problemas de deterioração dos pavimentos, sobre segurança, conforto, e custos de reparação, que visa obter um sistema eficiente e funcional para gerenciar a manutenção, e que permita prologar à vida útil da estrutura dos pavimentos rígidos. Para isso usam-se ferramentas computacionais, como o método de elementos finitos e as redes neuronais artificiais, na avaliação estrutural e previsão de dados do comportamento da estrutura.

### **1.2. Justificativa**

Na construção civil o concreto é um material muito usado devido à sua facilidade de assumir várias formas e à sua resistência. As estruturas de concreto devem ser projetadas, construídas e operadas com técnicas que atendam aos requisitos de desempenho e condições ambientais, e que

garantam uma vida útil satisfatória com segurança, estabilidade, funcionalidade e aparência, sem necessidade de elevados custos de manutenção e reparo (NBR 6118:2014). Com o fim de reduzir prazos e custos e aumentar o controle da obra se faz necessário o planejamento e programação das atividades e a previsão do comportamento durante a sua vida útil, ressaltando que toda predição de uma estrutura de concreto deve partir da modelagem matemática dos fenômenos e propriedades envolvidas da forma mais precisa possível para chegar a resultados confiáveis (ISAIA, 2002 *apud* LORENZI, 2009).

Nas obras de engenharia deve-se planejar as atividades das etapas do projeto, execução e funcionamento, assim como monitorar de forma ordenada e periódica e investir no desenvolvimento de novas tecnologias de manutenção (materiais, métodos, equipamentos) e estabelecer critérios para a escolha de um tipo adequado de intervenção baseada em parâmetros técnicos e custos. De acordo com Balbo (1998), no caso dos pavimentos poderiam se alcançar esses objetivos mediante um sistema de gestão que permita:

- diagnósticos mais precisos para aplicar recursos disponíveis de forma eficiente;
- avaliar as alternativas e técnicas de manutenção de acordo a seu desempenho;
- criar cronogramas das intervenções necessárias a curto e médio prazo;
- priorizar os benefícios socioeconômicos para os usuários das vias;
- realizar orçamentos realistas usando previsões sobre os custos presentes e futuros de intervenções no sistema viário (BALBO, 1998).

A avaliação estrutural de um pavimento determina a sua capacidade de desempenho e sua integridade estrutural, considerando a resposta do pavimento com a análise das medidas de deslocamentos verticais recuperáveis da superfície quando submetido a determinado carregamento, como o tráfego, e as possíveis deformações permanentes. Para tal avaliação utilizam-se métodos de ensaios não destrutivos, sendo o FWD (*Falling Weight Deflectometer*) o mais popular.

A vantagem dos ensaios não destrutivos é que podem ser repetidos sistematicamente no mesmo local ou em locais muito próximos, para acompanhar as variações com o decorrer do tempo, e monitorar durante a vida útil o estado do concreto, caracterizar o material, avaliar a integridade e medir as propriedades físicas importantes e assim detectar micro fissuração e alterações no concreto antes que possa apresentar sinais visíveis na superfície.

A simulação do comportamento do pavimento pelo Método de Elementos Finitos (MEF) permite prever o aparecimento das fissuras e possíveis falhas durante o período de vida útil do pavimento. Devido à quantidade de dados e à variabilidade de fatores que afetam os ensaios e a resposta do pavimento durante seu funcionamento, a interpretação de resultados é uma atividade complexa e especializada, que pode ser auxiliada pelas ferramentas da Inteligência Artificial (IA) para padronização e análise dos dados, tais como Redes Neurais Artificiais (RNA) (LORENZI, 2009).

### 1.3. Objetivos

Objetivo Geral: desenvolver um Sistema de Gerenciamento de Pavimentos Rígidos utilizando a técnica das Redes Neurais Artificiais (RNAs) como ferramenta de predição da resposta do pavimento para análise de acúmulo de fadiga. Para simular diferentes condições de caracterização, carga, localização e combinação de dados, utiliza-se um banco de dados criado a partir de um modelo de elementos finitos. Finalmente, a informação relevante sobre periodicidade e tipos de manutenções a serem realizadas na rodovia são salvas e atualizam o sistema.

O sistema usa como estudo de caso o trecho de 320 m, de um total de 54,9 km do Lote 5 da rodovia BR-101 NE, entre Paraíba (PB) e Pernambuco (PE), duplicado pelo Exército Nacional Brasileiro desde o ano 2005 e aberto ao tráfego no ano 2008.

Para realizar o objetivo do trabalho foram realizadas as seguintes tarefas:

- Desenvolvimento de um o modelo de elementos finitos do pavimento no *software* ABAQUS: o modelo foi validado usando os dados de trabalhos publicados na literatura.
- Geração de um banco de dados usando o modelo validado a partir de simulações que consideraram combinações de carga de tráfego e variação de temperatura com as informações obtidas entre os anos 2008 e 2016.
- Obtenção das tensões e bacias de deflexões obtidas causadas pelas cargas de tráfego e variação de temperatura, e realização da análise de danos acumulados por fadiga relacionando-se as características dos materiais, cargas e condições do pavimento para prever o tempo de formação de fissuras e falhas no pavimento.

- Aplicação das Redes Neurais Artificiais *Multilayer Perceptron* (MLP) para prever o comportamento do pavimento considerando-se os materiais das camadas da estrutura, localização, tráfego, gradientes de temperatura e variação sazonal e avaliar o seu desempenho.
- Proposição de um sistema de gestão de pavimentos com base em Redes Neurais Artificiais.

#### 1.4. Estrutura da Tese

A tese é organizada em seis capítulos. O Capítulo 2 apresenta o estado de arte em pavimentos rígidos, descreve a utilização de um *software* de elementos finitos na simulação do comportamento de pavimentos e o uso de redes neurais na predição de falha dos mesmos. O Capítulo 3 descreve o modelo de elementos finitos criado para as simulações deste trabalho e como o modelo foi validado. No Capítulo 4 o banco de dados desenvolvido utilizando-se o modelo de elementos finitos calibrado é apresentado. O Capítulo 5 apresenta a análise dos resultados do banco de dados. O capítulo 6 descreve a validação de RNA como ferramentas de previsão do comportamento do pavimento e propõe um sistema de gerenciamento de pavimentos rígidos usando RNA e a análise de fadiga por dano acumulado. Finalmente, no Capítulo 7 apresentam-se de forma resumida as principais conclusões do trabalho e as sugestões de trabalhos futuros.

## 2. Revisão Bibliográfica

### 2.1. Pavimentos

Segundo o DNER (2006), o pavimento é uma estrutura construída após terraplenagem e destinada em seu conjunto a: resistir e distribuir ao subleito às solicitações verticais produzidos pelo tráfego; melhorar as condições de rolamento quanto à comodidade e segurança; resistir às solicitações horizontais ou desgaste, devido à intempérie e variação de temperatura por meio da espessura da camada superior e à tensão cisalhante na direção horizontal pelas cargas de tráfego (MÜLLER, 2005), tornando mais durável a superfície de rolamento. Deve ser construído cumprindo os requisitos normativos, de resistência e deformabilidade, para oferecer máxima qualidade e mínimo custo.

O pavimento é uma estrutura multicamadas compostas de diferentes materiais. Classificados em: flexíveis (Figura 2.1), aqueles para os quais as deformações atingem a certo limite e não levam ao rompimento, suas camadas são revestimento normalmente betuminoso, base, sub-base, reforço de subleito e subleito; e em rígidos (Figura 2.2), que são pouco deformáveis, trabalham a tração e rompem por tração na flexão. Esses pavimentos consistem de placas de concreto, base e subleito (CARVALHO, 2011).

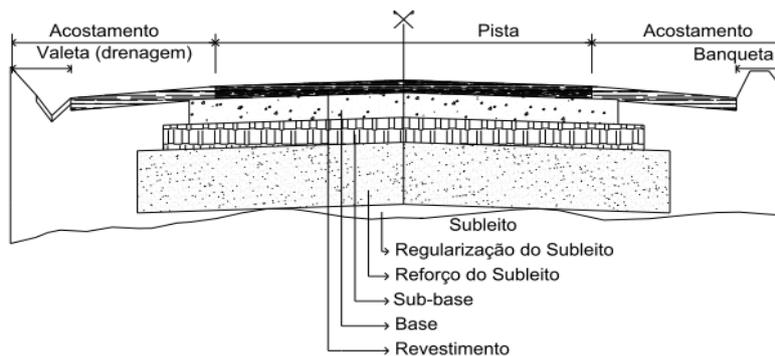


Figura 2.1. Seção transversal representativa do pavimento flexível.

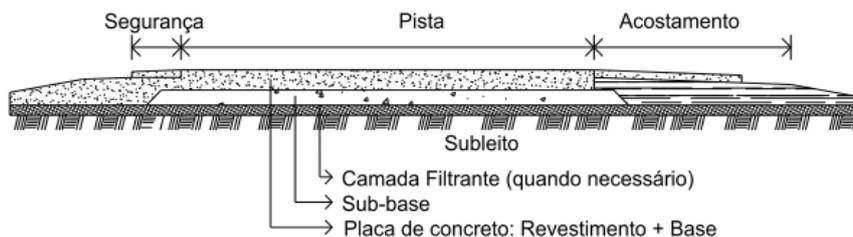
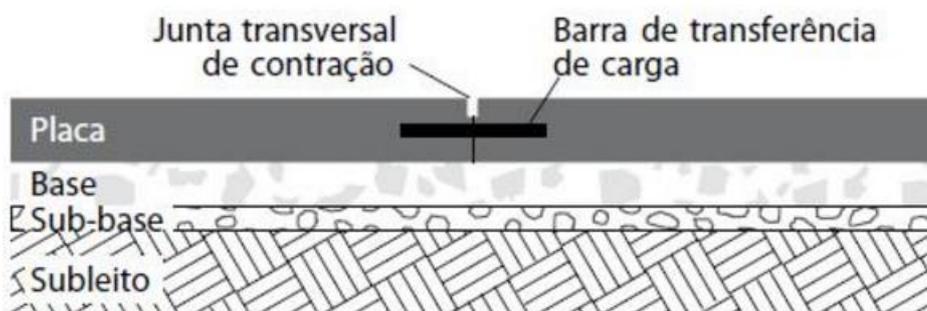


Figura 2.2. Seção transversal representativa do pavimento rígido.

Os pavimentos rígidos são aqueles cuja camada de rolamento é executada com concreto, produzido com agregados e ligantes hidráulicos (aglomerantes), podem ser de concreto simples, concreto com armadura descontínua (juntas com grandes distâncias de separação) e contínua (sem juntas transversais de retração), de concreto protendido, pré-moldado e *whitetopping*. O tipo de pavimento considerado neste trabalho é o pavimento de concreto simples (PCS), caracterizado pelo concreto de alta resistência que resiste às solicitações de tração na flexão produzidas na estrutura devido à falta de armadura. O aço é empregado apenas nas barras de transferência de carga posicionadas exatamente nas juntas transversais, e as barras de ligação nas juntas longitudinais, dessa forma as cargas aplicadas sobre a placa, próximas a junta transversal são aliviadas pelas barras e parte das solicitações é transferida à placa subjacente, como mostra a Figura 2.3, (BALBO, 2009).



**Figura 2.3. Placas de pavimento de concreto simples. Fonte: BALBO (2009).**

A execução da serragem das juntas nos pavimentos de concreto simples (PCS) é de vital importância no controle e indução de fissuras que reduzem a expectativa de vida de serviço do pavimento. Uma das principais causas de problemas nos primeiros anos de uso destes pavimentos é a má construção de juntas. Outros problemas que os PCS podem apresentar são: bombeamento, escalonamento, esborcinamento e ineficácia na transferência de carga. As fissuras devido à retração do concreto são induzidas nas juntas, onde o concreto é mais frágil, e onde ocorre a maior concentração de tensões. Nessa posição as barras de transferência serão encarregadas da distribuição de cargas de uma placa para outra (BALBO, 2009, DE SALLES, 2013).

Além dos defeitos dos concretos durante a construção e ocasionados pelo tráfego durante seu funcionamento, a temperatura do meio ao que está exposto o pavimento também afeta sua resposta estrutural. Na análise das tensões térmicas durante o dia observa-se que a temperatura no topo da placa é superior

à do fundo; e durante a noite o oposto ocorre. Em altas temperaturas durante o dia o concreto não pode se expandir livremente devido a restrição pelo atrito entre a laje e a base, assim a restrição à deformação no fundo é maior que no topo. Ou seja, a tensão térmica em função do gradiente de temperatura gera tração no fundo da placa durante o dia. Um exemplo de gradiente térmico e a deformação ao longo da espessura da placa são apresentadas na Figura 2.4, onde os valores de deformação são positivos quando são de tração (DE SALLE, 2013).

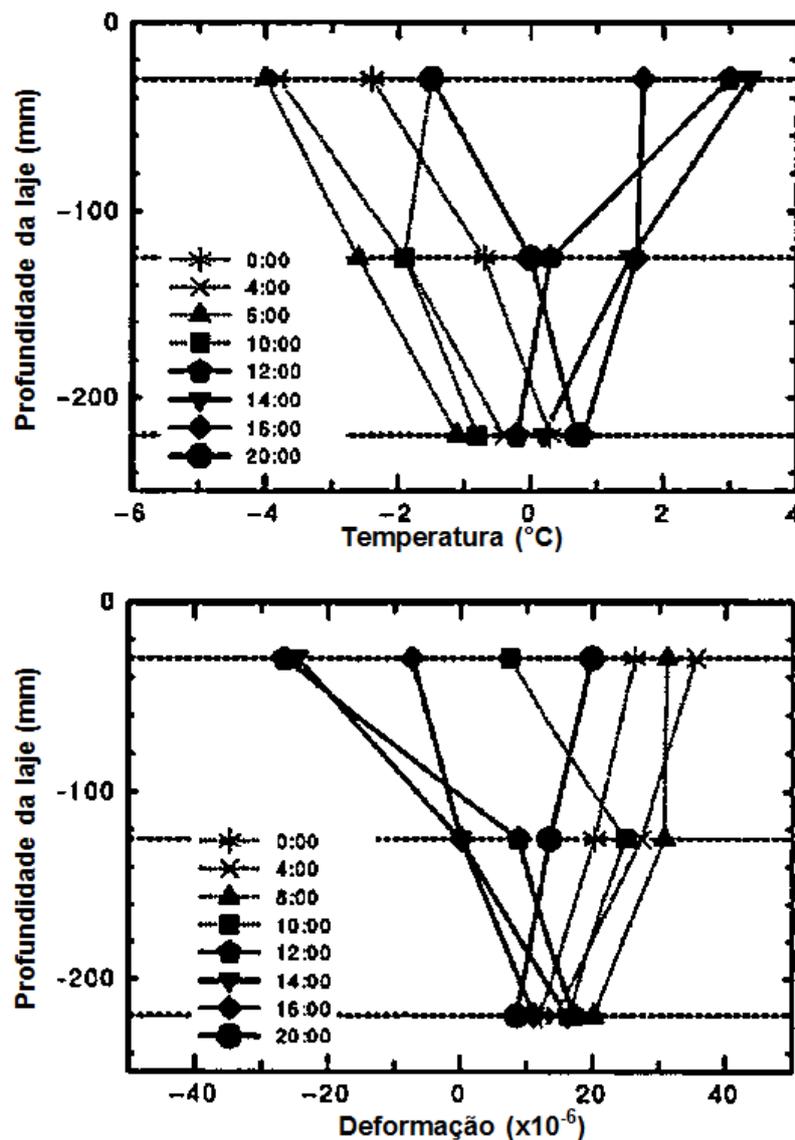


Figura 2.4. Relação diária entre temperatura e deformação na espessura da placa (NISHISAWA *et al.* (1998) *apud* DE SALLE, 2013).

Byrum (2013) combina um procedimento numérico com um modelo para previsão da eficiência das juntas, testando as equações de predição com

medições no Aeroporto Internacional de Denver e outros locais de teste de campo. O modelo numérico desenvolvido pelo Departamento de Transportes de Michigan (MDOT) quantifica os efeitos da variação da temperatura em função do comprimento da laje e abertura de junta na transferência de carga entre as lajes de um pavimento rígido. O modelo de previsão da eficiência das juntas relaciona a rigidez da laje e do subleito, seção transversal do pavimento e o tipo de junta. A transferência de carga é controlada pela abertura da junta, pelo comprimento da laje, pela rigidez nas faces da junta, pela quantidade e tipo de barras de aço por meio da junta. As variações na temperatura sazonal também são consideradas em função da sua influência na abertura da junta, fazendo com que seja maior no inverno e menor no verão, devido à expansão do concreto, enquanto no inverno as barras são mais efetivas.

Alternativas de pavimentação rígida para reabilitação de rodovias vêm sendo estudadas a nível mundial, investigando impactos ambientais, econômicos e sociais, de forma a escolher uma opção sustentável da infraestrutura de transporte a partir de uma perspectiva de um melhor ciclo de vida. Segundo Choi *et al.* (2015), o pavimento de concreto com armadura contínua (PCAC) cumpre melhor essas expectativas do que alternativas como o asfalto, que causa menor impacto ambiental na manufatura. Entre as opções estão os pavimentos de concreto de cimento Portland (PCC), pavimento de concreto simples (PCS), pavimento de concreto armado (PCA) e PCAC. Os pavimentos de concreto armado com juntas são mais comumente utilizados.

A qualidade de um pavimento requer supervisão e manutenção contínua para prevenir ou corrigir os defeitos que reduzam a segurança e o conforto dos usuários. Nos pavimentos rígidos com juntas um dos fatores mais importantes é o comportamento das lajes adjacentes. Neste caso deseja-se que a carga seja transferida adequadamente por meio das juntas. Diferentes estudos demonstraram a eficiência das barras de transferência para cumprir esse objetivo. Para avaliar as propriedades dessas barras, como o módulo de rigidez, a AASHTO T-253 propõe um teste que aplica uma carga distribuída em um bloco de concreto unido a dois blocos nos seus extremos por barras de transferência. Porter *et al.* (2001, 2006) propõe um teste modificado, que substitui a carga distribuída por duas cargas paralelas perto das juntas, para evitar o comportamento de flexão do bloco central e seus efeitos na transferência de carga. ASGARI (2004) usou o teste modificado proposto por Porter *et al.* (2001) para calcular o módulo de rigidez das barras de transferência, como parte de um estudo paramétrico dos fatores que influenciam a vida de serviço dos

pavimentos de concreto. Neste trabalho, um modelo de elementos finitos em 3D foi utilizado para avaliar: a geometria do modelo, o refinamento e tipo de elementos da malha, a interação dos componentes do pavimento e a simulação das cargas de tráfego e gradiente de temperatura, para diferentes condições das camadas do pavimento, de espessura e comprimento das lajes. Os resultados da simulação mostraram que o modelo de elementos finitos é capaz de prever a causa e orientação das falhas dos casos de estudo apresentados.

## 2.2. Avaliação de desempenho do pavimento

Os métodos para definição da qualidade do pavimento são associados à medição do impacto dos defeitos no rolamento na superfície. Dentre eles encontram-se o Índice de Serventia Atual (ISA), o Índice de Perfilógrafo Califórnia (IP), o Índice de Condição de Pavimento (ICP), Índice Internacional de Irregularidade (IRI) e Quociente de Irregularidade (QI). Os métodos de avaliação do desempenho podem ser destrutivos, semi-destrutivos ou não destrutivos.

Os métodos destrutivos investigam a condição estrutural de cada camada por sondagens para recolher amostras de material até o subleito e realizar ensaios in situ como o CBR (*California Bearing Ratio*), umidade e massa específica, e ensaios de laboratório como granulometria, resiliência, resistência e de carga permanente. Os métodos semidestrutivos usam equipamentos portáteis de pequenas dimensões, tais como o cone dinâmico de penetração (DCP). E os métodos não destrutivos medem as deflexões recuperáveis (elásticas) na superfície de pavimento por meio de aparelhos de solicitação de carga e deflectômetros, como o *Falling Weight Deflectometer* (FWD) e a viga Benkelman (HENRIQUE, 2013).

O equipamento *Falling Weight Deflectometer* é projetado para simular a deflexão da superfície do pavimento causada por um caminhão em movimento rápido, por meio da queda de um peso que gera um impulso de carga, que é transmitida ao pavimento através de uma placa circular de 300 mm de diâmetro. A resposta do pavimento ao impacto é a bacia de deflexão ou deslocamentos verticais medidos por uma série de sensores transdutores de velocidade, posicionados na superfície da placa de concreto a distâncias apresentadas na Tabela 2.1. O método FWD é mais preciso quando comparado com o método da Viga Benkelman, devido à mínima influência do operador na medição (BALBO, 2009; SCHMALZER, 2006; <http://www.pavementinteractive.org/article/deflection>).

**Tabela 2.1. Distância dos sensores a partir do centro da placa de carga do equipamento FWD Dynatest.**

Deflectômetro	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Distância (m)	0,0	0,20	0,30	0,45	0,65	0,90	1,20

A resposta de flecha do pavimento é analisada utilizando-se um modelo elástico linear de múltiplas camadas, assumindo-se um subleito semi-infinito e condições laterais infinitas e valores únicos de flechas de superfície. O processo do teste FWD para a predição da resposta do pavimento inicia com a coleta de dados de flecha no campo, seguido de retroanálise e verificação dos parâmetros encontrados. Assim, obtém-se um modelo de resposta do pavimento (QIN, 2010).

Os resultados do FWD também são utilizados para determinar a eficiência de transferência de carga (LTE) entre placas adjacentes, com a flecha medida a distâncias simétricas da junta nas placas com e sem carga, usando-se a seguinte equação (2.1):

$$LTE = \frac{\delta_2}{\delta_1} \times 100[\%] \quad (2.1)$$

onde:

$\delta_1$ : flecha na placa carregada;

$\delta_2$ : flecha na placa sem carregamento.

Um valor de LTE entre 70% a 100% é indicativo de bom desempenho estrutural, enquanto valores menores a 50% são associados às falhas, fraturas e superfície de rolamento de má qualidade (AASHTO, 1998; PIERCE, 2009; SHAHIN, 1985; QIN, 2010; VADENBOSSCHE, 2007 *apud* DE SALLES, 2013).

As juntas são avaliadas por sua capacidade de transferência de carga por meio das barras de transferência, considerando-se a posição espacial, o desvio horizontal e vertical, as dimensões geométricas e comprimento de ancoragem. A habilidade das juntas foi estudada experimentalmente por Zhang e Gao (2013, 2014, 2016), usando-se modelos de estruturas de pavimentos rígidos de duas camadas, com o teste FWD e considerando-se os efeitos do gradiente de temperatura nas lajes. Observou-se que o coeficiente de transferência de carga foi minimamente afetado pelo ângulo horizontal da barra. Ao contrário do esperado o coeficiente diminuiu quase linearmente à medida que o ângulo vertical aumentou, e foi maximizado quando a barra foi ancorada no meio de

uma superfície, enquanto o incremento de diâmetro ou comprimento não o modificaram (ZHANG e GAO, 2013, 2014, 2016).

### 2.3. Análise tridimensional de elementos finitos

O método de elementos finitos permite diferentes tipos de análises como estática, dinâmica, acústica, térmica, eletromagnética e de fluidos, em comportamento linear ou não linear, por meio da obtenção de deslocamentos, deformações específicas e tensões. Alguns programas de elementos finitos têm sido desenvolvidos exclusivamente para a análise de pavimentos, por exemplo, ILLIPAVE para pavimento flexível e ILLISLAB para rígidos, usados por quase quatro décadas tem sido base de outros programas como FEPAVE, EverFE, JSLAB, ISLAB, *etc.* Esses programas têm sido atualizados continuamente melhorando as características de modelagem, tais como: permitir maior número de elementos e graus de liberdade, novos materiais granulares para solos, diferentes tipos de fundações, comportamento não linear dos materiais, a inclusão do gradiente térmico na estrutura e trabalhar com múltiplas camadas, entre outros (NCHRP, 2004; PEKCAN, *et al*, 2008; KIM, *et al*, 2014; TUTUMLUER e SARKER, 2015). Programas mais genéricos e sofisticados como o ABAQUS, ANSYS e LSDYNA também podem ser utilizados na simulação de pavimentos.

A modelagem de elementos finitos utilizando-se qualquer *software* envolve três etapas: (a) pré-processamento, onde a malha de elementos finitos é gerada, cargas e condições de contorno são atribuídas, e propriedades geométricas e do material são definidas; (b) análise, onde deslocamentos, tensões, e deformações específicas são calculados; (c) pós-processamento, onde os resultados são apresentados (gráfica ou numericamente).

O programa ABAQUS é um programa comercial de elementos finitos desenvolvido para resolver problemas em uma, duas e três dimensões, que permite a análise da resposta estrutural do pavimento para cargas harmônicas, transitórias estáticas e dinâmicas, como forças vibratórias, impulsivas, estado estacionário e cargas de roda em movimento. Ele tem uma variedade de modelos de materiais (linear elástico, não linear elástico, plástico, viscoelásticos, constitutivos, *etc.*), e é capaz de modelar a interação de contato, condições de gradiente térmico e de modelar os problemas que envolvem fissuras e defeitos no pavimento. A simulação computacional do pavimento permite compreender

melhor o comportamento real e ajuda na previsão confiável do desempenho e perda de resistência durante sua vida útil.

A análise de elementos finitos bidimensional (2D) pode ser demasiado simples para prever com precisão o comportamento do pavimento que relaciona variáveis como o gradiente de temperatura não linear variando na espessura das lajes. Além disso, a identificação e localização dos defeitos como fissuras são de natureza tridimensional (3D) nos pavimentos. Na modelagem em três dimensões pode-se também capturar a interação entre as diferentes camadas incluindo-se o atrito entre os materiais. Nesse tipo de modelo pode-se mais precisamente representar as condições de contorno e de carregamento, que se corretamente simulados, produzem resultados mais confiáveis.

O aparecimento de tensões precoces reduz consideravelmente a vida útil do pavimento. No entanto, as barras de transferência nas juntas podem melhorar a capacidade de transferência de carga de forma eficaz e minimizar esse problema. Wang e Li (2014) estudaram os efeitos das barras de transferência nas respostas mecânicas de uma laje em um modelo tridimensional de elementos finitos usando o *software* EverFE. Os resultados mostraram que as barras de transferência são capazes de compatibilizar os deslocamentos e equilibrar as tensões entre lajes adjacentes. A tensão máxima na laje carregada e o deslocamento máximo são reduzidos em 10% e 50%, respectivamente, quando comparados aos resultados sem o uso de barras de transferência. As barras também melhoraram a eficiência da transferência de carga para uma magnitude aceitável, o que garante bom desempenho do pavimento e longa vida útil da via.

Outros estudos mostraram a eficiência do método de elementos finitos em 3D para modelar lajes de pavimento de concreto rígido com juntas e barras de transferência ancoradas em uma das lajes usando-se elementos sólidos, com uma separação entre a barra e o material circundante, submetidas à carga estática perto da junta, na borda e no canto. Os resultados indicaram o potencial de efeitos prejudiciais significativos causados pela falta de contato entre a barra e concreto por essa separação, pois as tensões principais máximas e de cisalhamento são extremamente altas ocasionando fraturas e perda de contato entre o concreto e as barras, diminuindo a transferência de carga entre as lajes e a vida útil do pavimento (DAVIS e TURKIYYAH, 1997, ZHENG FENG, 2011).

O trabalho de Sii *et al.* (2014) investiga as tensões que normalmente aparecem nas juntas transversais e no concreto circundante às barras de transferência, que levam a deterioração da qualidade de rolamento e ao seu alto

custo de manutenção. Para o estudo desenvolveram um modelo tridimensional de elementos finitos considerando as características das juntas e a ação em grupo do sistema de barras de transferência com seis casos com carregamento próximos à junta: (1) pavimento com e sem vazios abaixo da junta, (2) variação espaçamento das barras, (3) pavimento com e sem base de concreto de menor qualidade, (4) espessura da laje (5) pressão dos pneus do eixo de carga no pavimento e (6) eixos de carga de roda simples e dupla. A quantidade de transferência de carga foi obtida a partir da força de cisalhamento nos elementos de viga que simulam as barras. Os resultados mostraram que os vazios abaixo da junta causam um aumento no deslocamento vertical da laje de concreto e tensão vertical na interface concreto/barra que pode resultar no esmagamento do concreto e desprendimento da barra. Maiores espaçamentos entre as barras resultam em maiores forças de cisalhamento. Uma laje de maior espessura proporciona maior transferência de carga e menor curvatura causada pelo carregamento na junta. Não foram encontrados efeitos significativos na relação de transferência de carga e a distribuição da força de cisalhamento nas barras com o aumento da carga de roda aplicada, porém, poderia solicitar maior número de barras. Esses efeitos originam danos às juntas e, eventualmente, levam a falha do pavimento. O estudo mostra que as barras de transferência trabalham eficazmente como um dispositivo de transferência de carga no sistema de pavimento de concreto mesmo sob condições severas.

Dere *et al.* (2006) desenvolveram um modelo de elementos finitos para representar uma seção de um pavimento rígido. Como parte de um estudo de caso em Indiana. As simulações foram realizadas usando o programa comercial ANSYS. O objetivo foi verificar o comportamento do pavimento de concreto com juntas com barras de transferência embebidas. As cargas de tráfego e gradiente de temperatura linear e não linear foram aplicadas no modelo tridimensional. As simulações foram capazes de prever a localização e orientação de fissuras. Eles também observaram que tensão máxima devido às cargas de temperatura aumenta quando o material do subleito é menos rígido, e diminui se o gradiente de temperatura é considerando linear.

## **2.4.Redes Neurais Artificiais**

As Redes Neurais Artificiais (RNA) são modelos computacionais que processam dados de maneira semelhante ao cérebro humano, simulando a estrutura dos neurônios interconectados capazes de realizar o aprendizado bem

como o reconhecimento de padrões, e toma de decisões, por meio de regras de aprendizagem (ANOCHI, 2016; HAYKIN, 2001). Segundo Principe *et al.* (2000), podem ser definidas como um sistema de aprendizado distribuído, adaptativo e geralmente não linear de elementos de processamento interconectados.

As RNA têm sido amplamente usadas desenvolvendo tarefas como: aproximação de funções; previsão de séries temporais; classificações e reconhecimento de padrões; controle inteligente, memórias associativas e aplicadas em diferentes campos como reconhecimento de voz e imagens, robôs, usinas, e aplicações mais complexas, como mercado financeiro, medicina ou áreas de engenharia como infraestrutura e transportes, e em pavimentos no gerenciamento e previsão de tráfego e gradientes de temperatura, entre outros.

As RNA funcionam por meio de neurônios artificiais (nós), ou unidades de processamento com memória local, distribuídos em camadas e interconectados, Os nós recebem as variáveis de entrada e enviam sinais, retransmitindo informação (HAYKIN, 2001). Os primeiros modelos tiveram um número fixo de camadas, mas recentemente os algoritmos genéticos são usados para desenvolver a estrutura neural apropriada. As RNA têm três tipos de camadas: a camada de entrada, na qual as unidades recebem os padrões e deve ter uma unidade especial conhecida como *bias*, que aumenta os graus de liberdade permitindo uma melhor adaptação à informação fornecida; as camadas intermediárias ou escondidas, onde é realizado processamento e a extração de características projetadas para resolver de forma mais eficiente os problemas não lineares; e a camada de saída, que conclui e apresenta o resultado final (RADFAR e ROCKAWAY, 2015).

As RNA são criadas a partir de algoritmos de aprendizado para a obtenção e armazenamento do conhecimento. A conexão existente entre os neurônios é chamada de sinapse, e os pesos sinápticos são valores atribuídos a essas conexões que ativam os neurônios, formando uma rede de elementos de processamento. As ativações são repassadas a outros neurônios, ponderadas e transformadas por uma função determinada, geralmente a função sigmoide ou tangente hiperbólica. Esse processo é repetido até que, finalmente, um neurônio de saída é ativado (CEYLAN, *et al.*, 2008; LOPES, 2005; HAYKIM, 2001).

A rede neural é desenvolvida em duas etapas: treinamento e teste. No treinamento os dados de entrada e saída, ou resposta esperada, são fornecidos para que os padrões sejam aprendidos. O processo de ativação consiste em multiplicar os valores das entradas pelos pesos das sinapses, e então esses valores são somados. Se esta soma ultrapassar um valor limite estabelecido um

sinal é propagado pela saída desse neurônio à camada seguinte. Os pesos sinápticos entre os neurônios são ajustados de forma iterativa, até que o erro entre as saídas calculadas e desejadas seja minimizado. Inicialmente os pesos sinápticos são colocados em valores aleatórios pequenos, e no treinamento esses pesos irão convergir para valores que permitem que realizem cálculos úteis (ISHAK e TRIFIRÓ, 2007).

Os tipos básicos de aprendizado nas redes neurais artificiais são descritos a seguir:

*Supervisionado*: a rede neural recebe um conjunto de treinamento de pares de entradas e suas correspondentes saídas. Os pesos sinápticos são ajustados até que o erro entre a saída da rede e a saída desejada tenha um valor aceitável. O algoritmo de retropropagação (*Backpropagation*) é o algoritmo de aprendizado supervisionado mais utilizado.

*Não supervisionado*: a RNA atualiza seus pesos sem o uso de pares entrada-saídas desejadas e sem indicações sobre a adequação das saídas produzidas. A aprendizagem de padrões é baseada apenas nas características dos conjuntos de entrada fornecidos à rede.

*Híbrido*: os tipos supervisionados e não supervisionado são combinados, permitindo que cada camada trabalhe com um tipo diferente.

*Por Reforço*: para cada entrada apresentada é dada uma indicação sobre a adequação das saídas correspondentes produzidas pela rede por meio de um vetor de teste e erro para minimizar uma função de custo cumulativo das ações tomadas nas anteriores iterações (CEYLAN, *et al.*, 2008; HAYKIM, 2001, KROSE e SMAGT, 1996 e WASSERMAN, 1989 *apud* LOPES, 2005).

### **Arquitetura das RNA**

A arquitetura da RNA é definida pela disposição dos neurônios nas camadas e o padrão de conexão entre elas, e entre os neurônios da mesma camada. O desenvolvimento da arquitetura de uma RNA depende do problema a ser resolvido, para determinar o número de camadas, a quantidade de neurônios, o tipo de sinapse, regras de treinamento, *etc.*, (BAYRAK, 2008; HAYKIM, 2001; HORNIK, 1991).

Uma das arquiteturas mais utilizadas é a rede *feedforward*, na qual os neurônios são agrupados em camadas, mas sem conexão dentro da mesma camada. As conexões da rede só tem uma única direção, da entrada para a saída.

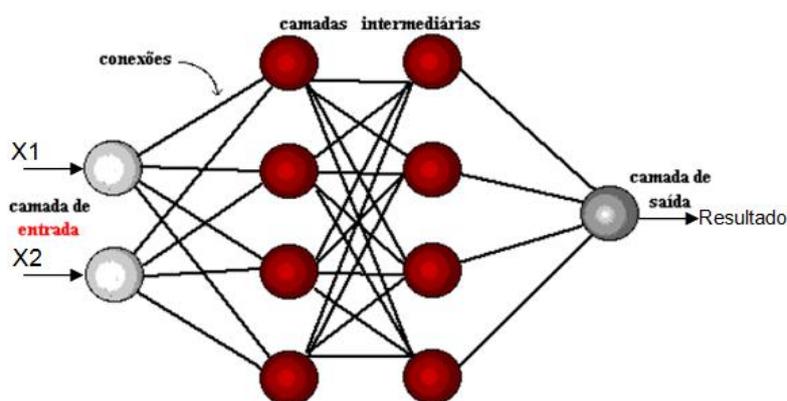
Nas redes com algoritmo *Backpropagation* (treinamento supervisionado), os pesos são corrigidos em todas as camadas, partindo-se da saída até a entrada, até chegar a um valor de tolerância para o erro.

Nas redes com realimentação ou recorrentes (*recurrent*) a saída de alguns neurônios alimentam neurônios da mesma camada (inclusive o próprio) ou de camadas anteriores. O sinal percorre a rede em duas direções. O processo de adaptação leva a rede a um estado estável até que as ativações não variem mais (HAYKIM, 2001, KROSE e SMAGT, 1996 *apud* LOPES, 2005).

### Rede *Multilayer Perceptron* (MLP)

As redes Perceptron são o tipo mais antigo de RNAs, e a topologia mais simples de rede em avanço (*feedforward*). As redes Perceptron de múltiplas camadas (MLP) surgiram como alternativa de solução para problemas não linearmente separáveis e aplicadas com sucesso para resolver problemas complexos (HAYKIN, 1998 *apud* ANOCHI, 2015).

A arquitetura de uma rede multicamadas MLP com uma camada de entrada, duas camadas ocultas e uma camada de saída, é mostrada na Figura 2.5. O número de camadas define a capacidade de representação das relações entre o espaço de entrada e o de saída. Uma ou mais camadas intermediárias evita a limitação de representar apenas relações linearmente independentes, e permite representar qualquer função contínua com maior grau de aproximação.



**Figura 2.5. Arquitetura de uma Rede Neural Artificial multicamadas (Fonte: RAMOS, 2003).**

Nas redes MLP os sinais de entrada são propagados camada a camada. Cada neurônio em uma camada tem conexões diretas a neurônios da próxima camada. Essas redes usam um grande número de técnicas de aprendizado, sendo o algoritmo *Backpropagation* o mais popular. O algoritmo ajusta os pesos

de cada conexão comparando os valores de saída da rede com a saída desejada para calcular o erro. A rede é novamente alimentada para reduzir o valor do erro em cada iteração. Para terminar o processo de aprendizado usam-se critérios de parada como um número máximo de iterações ou épocas, ou quando o erro atinge o valor de tolerância determinado para a rede (HAYKIN, 1998 *apud* ANOCHI, 2015, HAYKIN, 2001; HORNIK, 1991).

As redes MLP são usadas normalmente em reconhecimento de padrões, apresentando à rede conjuntos de entradas com suas correspondentes saídas. A partir de uma classificação de dados por semelhanças a rede extrai e seleciona características associadas a uma saída. As saídas geradas pela rede dependem das similitudes entre as novas variáveis de entrada e o conjunto de entradas conhecidas pela rede. O processo de reconhecimento envolve três aspectos: a) aquisição de dados e pré-processamento, b) representação de dados e c) tomada de decisões (THEODORIDIS e KOUTROUMBAS, 1999 *apud* MORAIS, 2010).

As redes de previsão usam séries temporais para gerar um o valor de predição, baseando-se na hipótese de que dado um conjunto de dados com relação ao tempo, que correspondem a um mesmo fenômeno, os valores futuros são dependentes dos valores passados. As técnicas de previsão por meio de RNA foram desenvolvidas focando-se nas séries temporais não lineares, que são as mais comuns em situações reais. A configuração dessas começa com a análise e normalização dos dados do banco de dados. Determina-se a arquitetura da rede. Seleciona-se uma janela de previsão com um número  $n$  de valores passados (tamanho), com os quais a rede aprende e gera um valor previsto um passo a frente, ou seja, a saída da rede deve ser o valor da série temporal (alvo) no passo  $n+1$ . A codificação da informação na janela pode variar sendo uma entrada real normalizada ou entradas binárias codificadas.

A partir do erro de diferença entre a saída prevista pela rede e o alvo, ou valor real, são ajustados os pesos das conexões entre neurônios. A janela recorre a série temporal corrigindo os valores previstos em cada passo. Finalmente a rede pode prever as saídas para um período de tempo, de acordo com o que aprendeu na série temporal e suas próprias previsões. A comparação dos rendimentos das redes, configuradas com codificações diferentes, é realizada com as métricas definidas nas equações 2.1 a 2.3, que correspondem a: o erro absoluto médio percentual (MAPE) das previsões sobre todo o conjunto de teste; a raiz quadrada do erro quadrático médio (RMSE), que penaliza os erros maiores de forma que uma técnica que apresente ótimos resultados na maioria

das previsões, porém, tenha erros elevados em uma previsão específica, irá fornecer um alto RMSE e o coeficiente U de Theil, que mede quanto os resultados são melhores do que uma previsão ingênua ou trivial.

$$MAPE = \frac{\sum_{k=1}^N \left| \frac{a_k - y_k}{a_k} \right|}{N} \times 100\% \quad (2.1)$$

$$RMSE = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N \sqrt{\frac{|a_k - y_k|^2}{a_k}} \quad (2.2)$$

$$U = \frac{\sqrt{\sum_{k=1}^N (a_k - y_k)^2}}{\sqrt{\sum_{k=1}^N (a_k - a_{k-1})^2}} \quad (2.3)$$

onde

$N$ : número de previsões realizadas;

$a_k$ : saída desejada para a previsão índice “ $k$ ”;

$y_k$ : saída prevista para a previsão índice “ $k$ ”;

Com o coeficiente U de Theil pode-se analisar a qualidade de uma previsão da seguinte maneira:

- se  $U \geq 1$ , o erro do modelo é maior que o erro ingênuo;
- se  $U < 1$ , o erro do modelo é menor que o erro ingênuo.

Assim, um coeficiente U de Theil menor que 1 indica uma previsão melhor que a previsão trivial. Portanto, quanto mais próximo de zero for este coeficiente melhor a previsão. A Figura 2.6 apresenta um esquema do funcionamento de uma rede de previsão (VELLASCO, 2009).

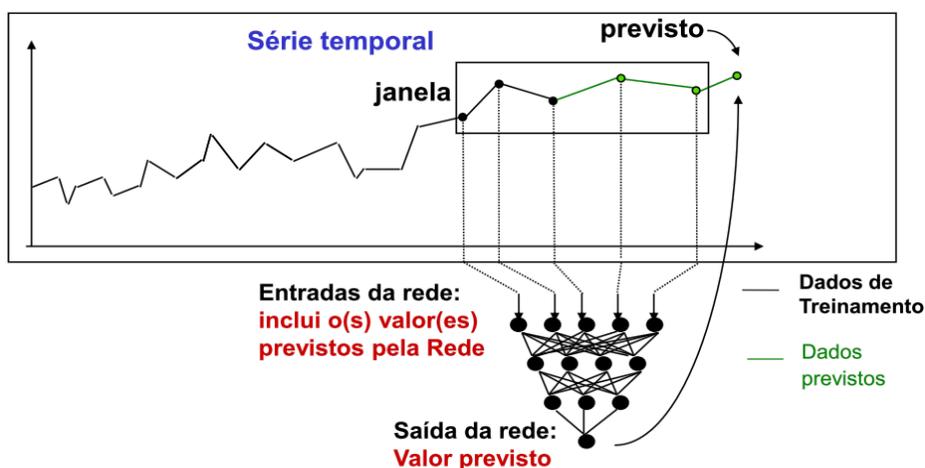


Figura 2.6. Esquema de funcionamento de uma rede de previsão (Fonte: VELLASCO, 2009).

As Redes Neurais Artificiais (RNA) têm sido utilizadas para facilitar a solução de problemas da engenharia e particularmente em pavimentos, pois a prolongação da vida útil dos pavimentos requer uma previsão eficiente do desempenho estrutural e particularmente da ocorrência e propagação de fissuras da camada superficial, como base dos sistemas de gestão de pavimentos.

Segundo Karlaftis e Badr (2015) os modelos para prever a probabilidade de fissuramento e para quantificar os impactos dos fatores explicativos associados após o tratamento do pavimento não têm sido investigados adequadamente. Eles concluíram que usando Redes Neurais geneticamente otimizadas (*Multilayer Feed-Forward Perceptrons* MLPs) é possível prever com precisão a probabilidade de iniciação de fraturas interligadas que formam blocos deixando na superfície o aspecto de “couro de jacaré”, considerando o projeto, materiais, tráfego, fatores climáticos e reabilitações anteriores, e fornecer informações sobre a relação entre fatores externos e probabilidade de fissuras. Esse conhecimento ajuda na gestão de pavimentos a desenvolver estratégias de reabilitação apropriadas.

As Redes Neurais Artificiais também são utilizadas na classificação e identificação de defeitos presentes no pavimento. No trabalho de Zang e Imregun (2001) para detecção de danos estruturais causados por uma roda de trem, funções de resposta de frequência (FRF) comprimidas foram usadas como dados de entrada para Redes Neurais Artificiais (RNA). O objetivo foi prever o estado real da amostra (estável ou danificada), testando a capacidade de se enfrentar a um nível de ruído relativamente alto, comum nas estruturas industriais. Os resultados mostraram muito boa precisão e repetitividade. Por outro lado, Liu *et al.* (2002) treinaram uma RNA para classificar e identificar fissuras e determinar o seu tipo, localização e comprimento, a partir da simulação de um teste ultrassônico não-destrutivo (A-scan) e analisando as respostas de frequência de um meio com e sem fissuras, sujeito a uma carga de impacto. Para isso combinaram o método de elementos finitos com a equação integral para elementos de contorno, e as respostas transitórias foram obtidas da transformada rápida de Fourier. Concluiu-se que o sucesso da RNA depende da percepção do problema físico e a seleção dos parâmetros de entrada, como nesse caso, extraídos das respostas simuladas que contém a informação do meio com e sem fissuras.

As RNA são comumente usadas na detecção de danos em estruturas baseadas em parâmetros modais de vibração, no entanto, as incertezas

existentes no modelo de elementos finitos utilizado e os dados de vibração medidos a partir dessas redes podem conduzir a produção de resultados falsos ou não confiáveis. Bakhary, *et al* (2007) propõem uma abordagem estatística para levar em conta o efeito das incertezas no desenvolvimento de um modelo de RNA. A probabilidade de existência de dano é então calculada com base na função densidade de probabilidade da existência de estados danificados e não danificados. A abordagem desenvolvida é aplicada para detectar danos simulados em um modelo numérico de um pórtico de aço e também em uma laje de concreto testada no laboratório, com diferentes níveis de severidade e níveis de ruído. Resultados satisfatórios foram obtidos ao incluir parâmetros estatísticos na identificação da condição estrutural.

Na avaliação do comportamento estrutural do pavimento é importante identificar o espaçamento e largura das fissuras que possam ocorrer. As normas de construção fornecem técnicas de cálculo para estimar o espaçamento de fissuras para elementos de construção regulares (vigas e lajes). A maioria das regras para previsão da largura de fissuras de estruturas de concreto armado baseia-se nos resultados estatísticos obtidos para membros de concreto de resistência normal. Elshafey, *et al.* (2013 a,b) apresentaram um método que usa RNAs para estimar o espaçamento e a largura de fissuras em elementos de concreto no estado limite de resistência ao serviço, indicado pelo ACI 318-08. O objetivo foi ajustar as regras e equações existentes para membros de concreto de alta resistência e maior espessura. Foram utilizados dois tipos de redes neurais: a base radial e as redes neurais de propagação retroativa. Em geral, ambas as redes mostram melhores estimativas em comparação com as regras de códigos de construção existentes, mas a rede neural de base radial precisa de menor tempo de criação e treinamento e proporciona melhores resultados. Uma nova equação prática simplificada é introduzida para a estimativa do espaçamento de fissuras, incluindo parâmetros importantes como diâmetro das barras de reforço, espaçamento entre barras e cobertura de concreto. Os resultados mostram que outros parâmetros, tais como a resistência à compressão do concreto e a espessura do elemento têm um efeito mínimo no resultado. As previsões da largura média de fissuras e os espaçamentos para os membros de concreto de diferentes espessuras usando redes neurais são mais precisas do que as regras em códigos de construção, com uma boa aproximação aos resultados experimentais.

Além dos defeitos existentes, devem-se considerar os fatores de intensidade de tensão na análise da propagação de fissuras no pavimento. As

soluções de análise de elementos finitos (FEA) 3D são muitas vezes computacionalmente pesadas. Wu, Hu e Zhou (2014) desenvolveram previamente um FEA semi-analítico com abordagem de regressão multivariável, mas com uma precisão que poderia ser melhorada por uma rede neural baseada em FEA semi-analítico. A base de dados para a rede foi gerada por meio da análise de várias estruturas de pavimento, com superfícies de misturas asfálticas usinadas a quente (HMA) e diferentes bases, e foram desenvolvidas equações para os fatores de intensidade de tensão baseadas em redes neurais para aplicações práticas. As comparações entre os resultados de predição de modelos RNA e modelos de regressão multivariada mostraram a vantagem de RNA sobre regressão multivariada na precisão de predição.

Na avaliação da resposta da estrutura do pavimento durante seu serviço, deve se determinar os parâmetros característicos de cada camada. Em Duan *et al.* (2013) as Redes Neurais Artificiais foram usadas para prever o módulo de elasticidade aos 28 dias de concreto com agregados reciclados derivados de diferentes fontes, considerando características físicas dos agregados, tipo e métodos de preparação dos agregados e tipo de cimento. Os resultados obtidos foram melhores do que com as funções de regressão.

A determinação do módulo de elasticidade e do coeficiente de reação de subleito dos solos tem grande importância, em qualquer dos estágios do projeto, construção ou de avaliação de compactação de estruturas de aterro. O teste de carga de placa é um dos métodos frequentemente utilizados para determinar diretamente os parâmetros, mas o método é caro e demorado. Dinçer (2011) aplicou redes neurais artificiais (RNA) e análise de regressão múltipla simples para prever o módulo de deformação e o coeficiente de reação de subleito de solos compactados a partir de parâmetros de compactação tais como densidade seca máxima e conteúdo de umidade, densidade seca do campo e índice de umidade do campo, obtendo correlações aceitáveis entre eles, e com um desempenho superior ao modelo estatístico tradicional.

Ceylan, *et al.* (2008) usaram ensaios não destrutivos de deflectômetro normal (FWD) de peso pesado (HWD) na avaliação da condição estrutural pavimentação de aeroportos. Esses ensaios HWD e FWD foram rotineiramente conduzidos em três lajes de Concreto de Cimento Portland (PCC) no Federal Aviation Administration (FAA) para medir as respostas do pavimento e determinar os parâmetros de módulo de elasticidade e o módulo de reação do subleito, baseados em modelos de retroanálises e soluções de elementos finitos. Redes Neurais Artificiais (RNA) *multilayer perceptron* foram usadas para estimar

propriedades de rigidez desses pavimentos sujeitos a testes de trabalho dinâmico em escala real usando engrenagens simuladas de aeronaves de nova geração. Concluindo que os modelos baseados em RNA para a avaliação estrutural oferecem soluções de forma rápida e satisfatória para condições de carga em tempo real de pavimentos rígidos.

Bayrak e Ceylan (2008) também desenvolveram modelos baseados em RNA, treinados usando os dados da bacia de deflexão do deflectômetro (FWD) e a espessura da estrutura de pavimento de concreto, modelados no programa de elementos finitos ISLAB2000 para gerar uma base de dados. Esses modelos foram encontrados como alternativas viáveis para uma avaliação rápida dos sistemas de pavimento rígido, capazes de prever os parâmetros de pavimento de concreto com valores de erro absoluto médio muito baixos (<0,4%). Além disso, foi realizado um estudo de sensibilidade para verificar a significância das espessuras de camada e o efeito da ligação entre o PCC e a camada de base no procedimento de retroanálise. Os resultados deste estudo demonstraram que os modelos baseados em RNA são capazes de prever com sucesso os módulos de elasticidade das camadas de pavimento com alta precisão (BAYRAK e CEYLAN, 2008).

Na avaliação funcional dos pavimentos, o Índice de Rugosidade Internacional (IRI) é um parâmetro importante que indica a qualidade do rolamento e condição do pavimento, considerado pela AASHO para avaliação de servicibilidade ou manutenção da pista. No estudo de Abd El-Hakim (2013) desenvolveu-se um modelo de Rede Neural Artificial (RNA) para prever o IRI para as seções de Pavimento de Concreto com juntas (JPCP). As entradas para este modelo são: valor IRI inicial, idade do pavimento, fissuramento transversal, percentagem de juntas espalhadas, áreas de reparo flexíveis e rígidas, falha total de juntas, índice de congelamento e percentagem de subleito passando na peneira No. 200 U.S. Esses dados foram obtidos a partir do Programa de Desempenho do Pavimento a Longo Prazo (LTPP). São os mesmos dados e insumos utilizados para o desenvolvimento do modelo de IRI para o JPCP, do Guia de Projeto do Pavimento Mecânico-Empírico (MEPDG). Os resultados mostram que o modelo RNA forneceu uma maior precisão de predição ( $R^2 = 0,828$ ) em comparação com o modelo MEPDG ( $R^2 = 0,584$ ).

As Redes neurais artificiais (RNA) têm sido usadas em muitas análises de modelagem de previsão de pavimentos flexíveis. No entanto, as características de convergência e as diretrizes são raramente estudadas devido à exigência de extenso tempo de treinamento da rede. Lee, *et al.* (2014) desenvolveram três

modelos de RNA utilizando-se bases de dados de deflexão geradas por corridas fatoriais BISAR. Um estudo das características de convergência indicou que o modelo de RNA resultante, incorporando informação estatística usando todos os parâmetros adimensionais e dados relacionados, apresentou maior precisão e requerem menos tempo de treinamento de rede e dados do que as opções usando parâmetros puramente de entrada. Aumentar a complexidade dos modelos de ANN não necessariamente melhora as estatísticas de modelagem. Com a incorporação da engenharia de disciplinas e do conhecimento estatístico no processo de modelagem, previsões razoavelmente boas podem ser obtidas com uma generalização e explicação mais convincentes, mas exigindo tempo e esforço mínimos.

### **3. Modelagem por Elementos Finitos de Pavimentos Rígidos**

Neste trabalho um modelo de elementos finitos foi utilizado para avaliar a vida de serviço de um pavimento rígido a partir do resultado de tensões obtido pelo mesmo. Para desenvolver um modelo representativo, com as características do pavimento a ser estudado, devem-se selecionar de forma criteriosa os tipos de elementos e os modelos constitutivos dos materiais. É fundamental também representar a geometria do pavimento de forma fidedigna e aplicar condições de contorno adequadas. Finalmente, para realizar simulações realísticas devem-se aplicar combinações de carga de tráfego e gradientes de temperatura não lineares ao longo da espessura do pavimento. Por meio do modelo de elementos finitos validado e convergente obtêm-se as tensões e deslocamentos para a análise de resultados.

O modelo usado neste trabalho para representar as barras de transferências é baseado no proposto por Asgari (2004) e foi validado usando os resultados dos ensaios de laboratório realizados por Porter *et. al.* (2001, 2006)

Para o desenvolvimento da pesquisa foi selecionado um trecho experimental de 320 m de comprimento do Lote 5 da duplicação do pavimento rígido da BR 101/NE, entre os estados de Pernambuco (PE) e Paraíba (PB), próximo ao km 115. Nesse trecho o Exército Brasileiro realizou os testes necessários para a avaliação estrutural e funcional da rodovia antes da sua abertura ao tráfego, como por exemplo, o ensaio FWD ao partir do qual verifica-se a homogeneidade das características do pavimento.

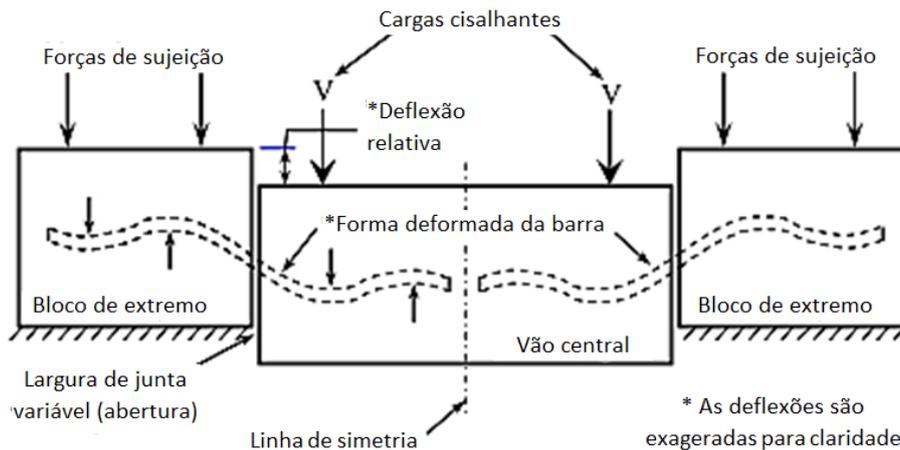
#### **3.1. Validação do modelo de elementos finitos**

##### **3.1.1. Teste elementar estático de cisalhamento direto – Modificado AASHTO T253**

Porter *et. al.* (2001, 2006) estudaram o comportamento estático das barras de transferência com seção transversal circular e elíptica com o objetivo de comparar o seu rendimento em termos de sua forma e do seu espaçamento nas lajes do pavimento. Eles usaram o teste modificado AASHTO T253 para determinar o módulo de rigidez das barras de transferência. Os resultados foram

obtidos de testes realizados em laboratório. Neste trabalho esses resultados são utilizados para validar o método de modelagem das barras de transferência utilizado no modelo de elementos finitos e desenvolvido no software ABAQUS.

Nos trabalhos de Porter *et. al.* (2001, 2006) três blocos unidos por duas barras de transferência foram construídos de acordo com as especificações do teste T253 da AASHTO, e submetidos à condição de carga de cisalhamento, com duas cargas lineares paralelas às juntas, como mostram as Figuras 3.1 e 3.2.



Amostra do Teste AASHTO T253-76

Figura 3.1. Teste modificado AASHTO T253 – 76 (PORTER *et. al.*, 2006).

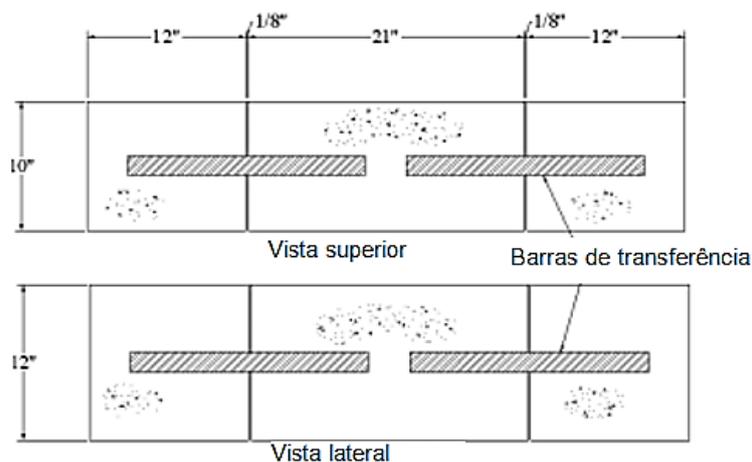


Figura 3.2. Dimensões do espécimen do teste de cisalhamento direto (PORTER *et. al.*, 2001).

Porter *et. al.* (2001) testaram barras de seção transversal circular e elíptica. Neste trabalho serão usados apenas os resultados dos testes das barras circulares de diâmetros de 1 1/2" e 1 1/4". A partir do monitoramento durante o teste da deflexão da barra embebida no concreto na junta,  $y_0$ , determina-se o

módulo de rigidez das barras,  $K_0$ , e a tensão de resistência do concreto,  $\sigma_b$ , ao redor das barras.

### 3.1.1.1 Procedimento para obtenção das tensões no concreto

No ensaio realizado por Porter *et al.* (2001) mede-se o valor da deflexão relativa  $\Delta$  (média) entre os blocos no final do teste. No entanto, para comparação com os resultados com o modelo do ABAQUS é necessário calcular a deflexão na face da junta,  $y_0$ , a fim de obter a tensão no concreto  $\sigma_b$ . O método adotado por Porter *et al.* (2001) é descrito a seguir.

A partir da equação diferencial de Timoshenko (1925, *apud* PORTER, 2001-2006) representa-se a viga sobre uma fundação de concreto com o modelo de Winkler, assumindo uma relação linear entre a força e a deflexão. A viga é resistida pela pressão da fundação representada pelo produto de  $k \cdot y$ , onde  $k$  é o módulo de suporte da fundação e  $y$  a deflexão da viga. Na análise de estruturas de pavimento  $k$ , é substituída por  $k_0 d$ , onde  $k_0$  é o módulo de resistência da barra e  $d$  é o diâmetro da seção transversal da barra. O módulo de resistência da barra  $k_0$  é a reação por unidade de área que causa uma deflexão igual a um. Assim, a equação de Timoshenko, fica da seguinte forma:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -(k_0 d)y \quad (3.1)$$

onde

$E$ : módulo de elasticidade da barra de transferência (psi);

$I$ : momento de inércia da seção transversal da barra de transferência (in<sup>4</sup>);

$k_0$ : módulo de resistência da barra (psi);

$d$ : diâmetro da seção transversal da barra (in);

$y$ : deflexão (in).

A solução da equação (3.1) de Timoshenko é dada pela equação 3.2:

$$y = \frac{e^{-\beta x}}{2\beta^3 EI} [P \cos \beta x - \beta M_0 (\cos \beta x - \sin \beta x)] \quad (3.2)$$

onde  $\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}$ , é a rigidez relativa da viga na fundação elástica (in<sup>-1</sup>).

Friberg (1940, *apud* PORTER, 2001-2006) aplicou a teoria de Timoshenko da fundação elástica a uma barra de transferência de comprimento

semi-infinito embebida no concreto. A deflexão na face da junta do concreto é obtida substituindo  $x=0$  na equação 3.2, resultando na expressão dada pela equação 3.3.

$$y_0 = \frac{P_t}{4\beta^3 EI} (2 + \beta \cdot z) \quad (3.3)$$

onde  $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_0 d}{4EI}}$  é a rigidez relativa da viga engastada no concreto ( $\text{in}^{-1}$ );

$P_t$ : carga transferida através das barras de transferência (lb);

$z$ : largura (separação) da junta (in).

A deflexão relativa através da junta do pavimento é determinada pela equação 3.4, composta das quatro componentes mostradas na Figura 3.3. Essas componentes correspondem às deflexões: (1) na face da junta, (2) devido à inclinação da barra, (3) por cisalhamento, e (4) por flexão:

$$\Delta = 2y_0 + z \left( \frac{dy_0}{dx} \right) + \delta + \frac{P_t z^3}{12EI} \quad (3.4)$$

onde

$y_0$ : deflexão na face da junta (in);

$$\delta = \frac{\lambda P_t z}{AG} : \text{deflexão de cisalhamento}, \quad (3.5)$$

$\lambda$ : Fator de forma igual a 10/9 para de seção sólida circular e elipses;

$A$ : área da seção transversal da barra ( $\text{in}^2$ );

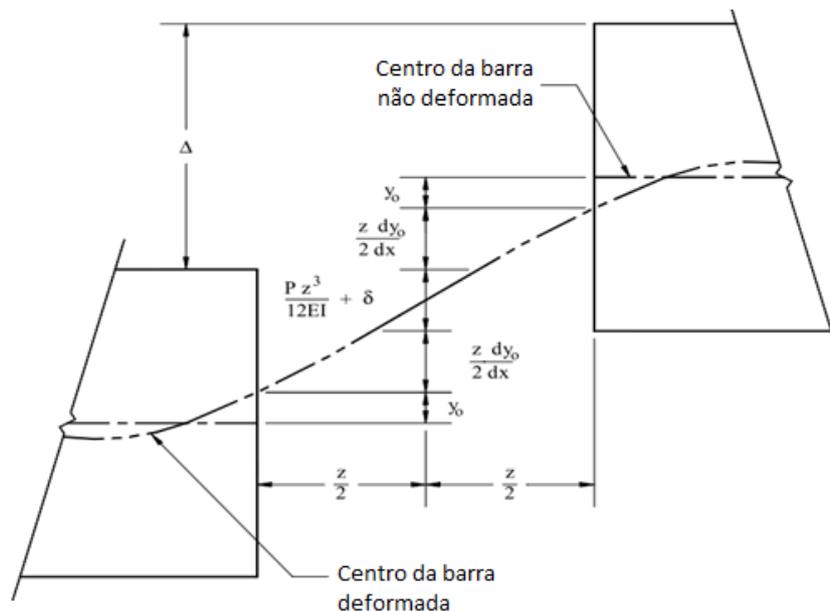
$G$ : módulo cisalhante do material da barra (psi).

Para pequenos valores de largura das juntas, como no teste T253 da AASHTO modificado (1/8 de polegada neste caso), o segundo e o quarto termo da equação (3.4) são aproximadamente igual a zero e, a equação é simplificada (equação 3.6):

$$\Delta = 2y_0 + \delta \quad (3.6)$$

A equação 3.6 pode ser reescrita da seguinte forma (equação 3.7):

$$y_0 = \frac{\Delta - \delta}{2} \quad (3.7)$$



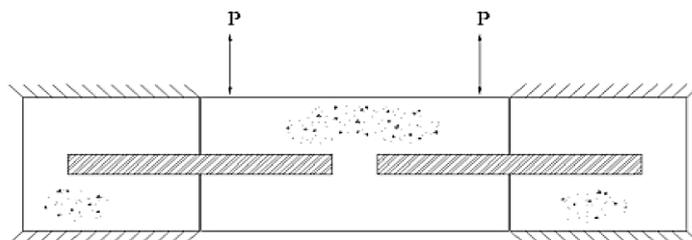
**Figura 3.3. Deflexão relativa do bloco central em relação ao bloco do engastado (PORTER et. al., 2001).**

A tensão de rolamento das barras de transferência no concreto,  $\sigma_b$ , produz perda do contato entre as barras e o concreto, gerando vazios que incrementam a deflexão da barra na face da junta e diminuem a eficiência da transferência de carga entre as lajes. Quando a barra comporta-se como uma viga sobre uma fundação elástica, a tensão de rolamento,  $\sigma_b$ , é proporcional à deflexão na face da junta, e pode ser obtida pela equação 3.8:

$$\sigma_b = k_0 y_0 \quad (3.8)$$

### 3.1.1.2 Procedimento experimental do teste de cisalhamento direto

O teste modificado AASHTO T253-76 exige que os blocos dos extremos sejam restringidos à rotação na base. As barras de transferência foram posicionadas nas juntas em tubos de PVC com ajuda de suportes de aço. A carga foi aplicada ao bloco central na razão de 2000 lb/min, enquanto era medida a deflexão relativa através da junta,  $\Delta$ , (Figuras 3.4 e 3.5). A carga foi aplicada por meio de duas barras maciças de aço de 1 ¼" de diâmetro, colocadas a 3 polegadas dos extremos superiores do bloco central.



**Figura 3.4. Carga aplicada no espécimen de acordo com o teste modificado AASHTO T253-76 (PORTER et. al., 2001).**



Figura 3.5. Teste AASHTO T253-76 Modificado (PORTER et. al., 2006).

### 3.1.2. Modelo de elementos finitos do Teste AASHTO T253-76 Modificado

Neste trabalho, os resultados do teste realizado por Porter *et. al.* (2001) no laboratório, foram comparados com os resultados obtidos pela simulação usando um modelo de elementos finitos no *software* ABAQUS. O modelo foi desenvolvido de forma a representar todas as condições presentes no ensaio de laboratório.

Porter *et. al.* (2001) utilizaram um concreto com resistência à compressão  $f_c$  de 6700 psi. Os valores das propriedades dos materiais usados no modelo desenvolvido no *software* ABAQUS são fornecidos na Tabela 3.1.

Tabela 3.1. Propriedades dos materiais (PORTER et. al., 2001, 2006).

Material	E (psi)	$\nu$
Concreto	$4,63 \times 10^6$	0,2
Aço	$29 \times 10^6$	0,3

O carregamento foi aplicado em dois passos no *software* ABAQUS. No primeiro passo, para representar os tubos estruturais de ferro dúctil que foram pós-tensionadas com uma força de 3000 lb para sujeitar os blocos dos extremos ao chão, aplicaram-se as cargas tipo pressão de  $150 \text{ lb/in}^2$  na face superior em duas faixas com largura de 2 in. A condição de contorno no fundo dos blocos dos extremos foi simulada como engastada, restringindo os deslocamentos em todas as direções, deixando o bloco central livre de restrições e ligado aos blocos dos extremos apenas pelas barras de transferência. No segundo passo, a carga linear de 2000 lb foi aplicada como pressão de  $200 \text{ lb/in}^2$ , em duas fileiras de 1 in no bloco central, como ilustrado na Figura 3.6.

Os blocos foram modelados usando elementos sólidos quadráticos de 20 nós (C3D20) e as barras de transferência com elementos de viga quadráticos (B32). A Figura 3.7 ilustra o modelo. A interação de contato entre o concreto e as barras de transferência, sem considerar atrito, é representada pela união entre os nós do elemento sólido e os elementos de viga da barra usando molas nas direções dos eixos  $z$  e  $y$ , deixando o movimento livre na direção axial  $x$ , para simular o comportamento das barras no tubo de PVC entre os blocos. As molas têm comprimento zero, unindo os nós dos dois elementos que têm as mesmas coordenadas. A separação da junta entre os blocos é de  $1/8''$ .

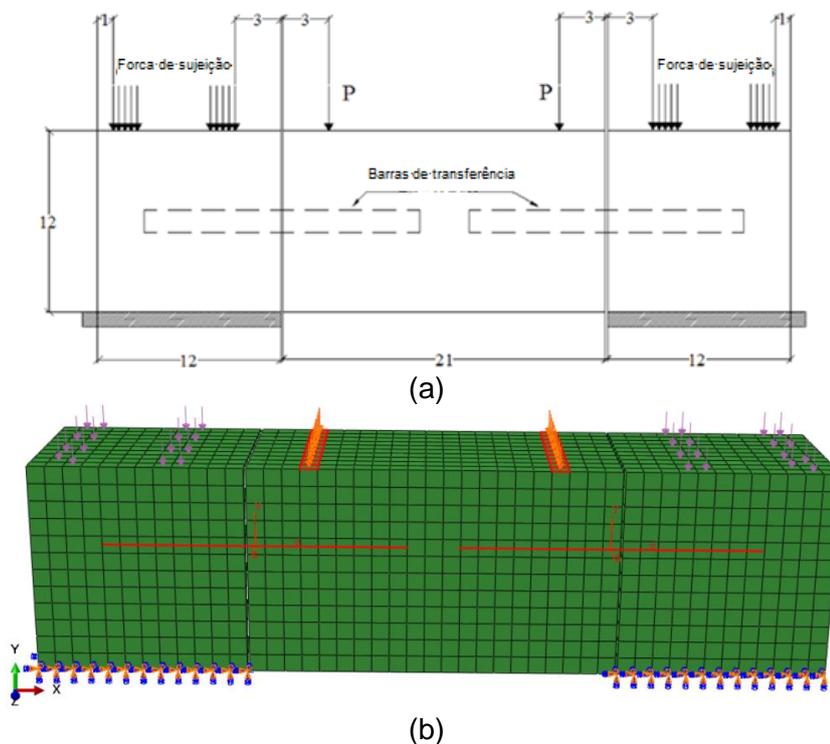


Figura 3.6. Representação do teste AASHTO T253-76, (a) Dimensões dos blocos de concreto e distâncias de aplicação das cargas (unidades: polegadas) (PORTER et. al., 2006); (b) modelo em ABAQUS para a malha com elementos de 1 polegada.

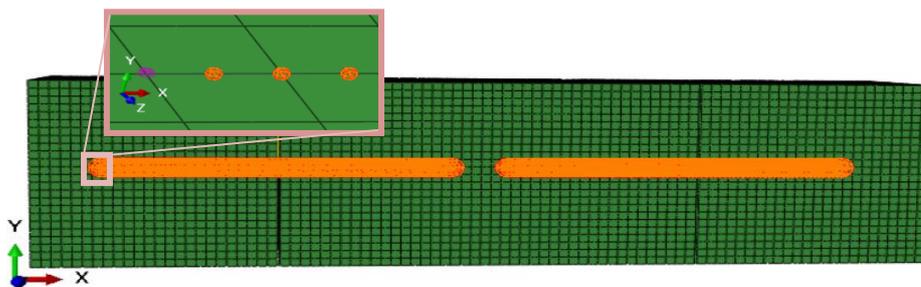
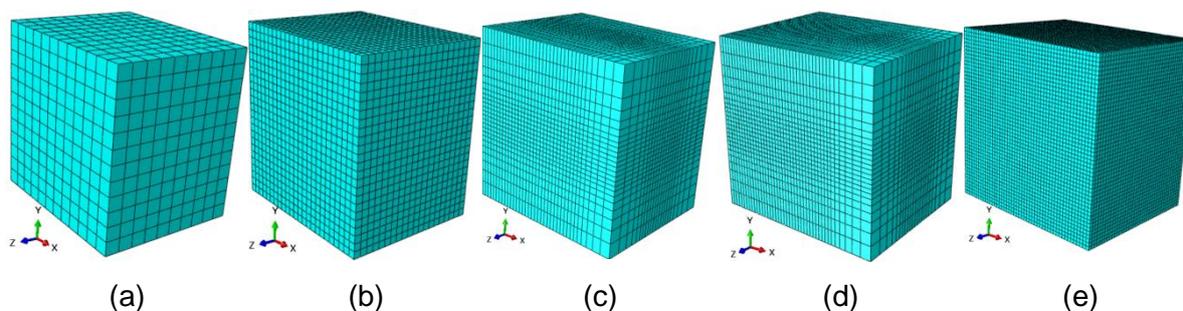


Figura 3.7. Malha com elementos quadráticos de  $0.5''$ , com molas entre todos os nós dos elementos sólidos (C3D20) e de viga da barra (B32).

### 3.1.2.1. Estudo de convergência

O estudo de convergência foi realizado para verificar o nível de refinamento da malha necessário para obtenção de resultados satisfatórios. Isso foi feito usando cinco malhas de elementos finitos com refinamentos diferentes. Na primeira malha utilizaram-se elementos de 1" e na segunda de 0,5" para cada lado. As malhas subsequentes tem maior refinamento na zona de contato com as barras de transferência. A terceira malha utilizou elementos de 0,3" para cada lado, e a quarta elementos de 0,25" no direção axial e 0,3" nas outras duas direções. Nessas duas malhas, o resto dos blocos tem cada lado dividido em sete elementos e usa-se a opção "bias" do ABAQUS que permite um refinamento sucessivo, com taxa de tendência de 3. Esta opção determina o modo em que a densidade da malha aumenta em cada direção a uma extremidade da borda. Finalmente, a quinta malha tem elementos de 0,25" para cada lado.

Na Figura 3.8 apresenta-se o bloco do extremo com o refinamento para cada uma das malhas utilizadas. A Tabela 3.2 contém o número de elementos sólidos dos blocos, os elementos sólidos numa seção de 3"x3" ao redor do comprimento das barras, e o número de elementos de viga de cada malha.



**Figura 3.8. Refinamento da malha no estudo de convergência (a) Malha com elementos de 1", (b) Malha com elementos de 0,5", c) Malha com elementos de 0,3" na área das barras e o resto dos elementos variando o nível de refinamento, d) Malha com elementos de 0,25" na área das barras e o resto dos elementos variando o nível de refinamento, e) Malha com elementos de 0,25".**

Tabela 3.2. Discretização do número de elementos por malha.

Malha		No. Elementos				
		Blocos*	Sec. Barra	Barra	Total C3D20	Total B32
1	1"	2160	162	18	4644	36
2	0,5"	17280	1296	36	37152	72
3	0,3"+ bias	31680	6000	60	72360	120
4	0,25"+ bias	38016	7200	72	90432	144
5	0,25"	138240	10368	72	297216	144

\* A coluna Blocos apresenta o número de elementos sólidos dos blocos extremo e central, fora da seção ao redor das barras de transferência.

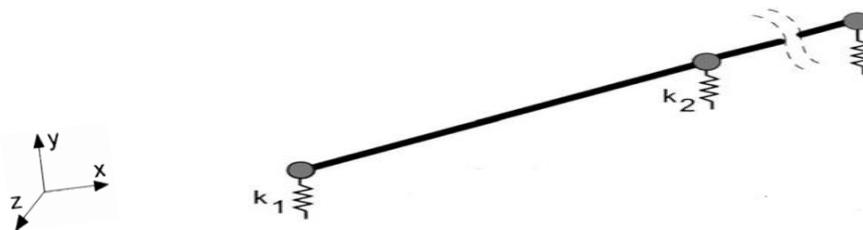


Figura 3.9. Rigidez das molas nos nós das barras de transferência (DERE et al., 2006).

$$k_1 = \frac{E_{pvc}A}{2t} \quad k_2 = \frac{E_{pvc}A}{t} \quad A = \frac{DL}{2} \quad (3.10)$$

onde

$k_1$ : rigidez das molas nos nós dos extremos;

$k_2$ : rigidez das molas nos nós internos;

$E_{pvc}$ : módulo de elasticidade do PVC = 410000 psi (2758 MPa);

$t$ : espessura do PVC = 0,0787in (2 mm);

$A$ : área de contato;

$D$ : diâmetro da barra; para a análise de convergência  $D = 1,5$ '';

A deflexão cisalhante  $\delta$  para o diâmetro de 1 1/2'' é  $\delta = 1.44 \times 10^{-5}$  in.

$L$ : comprimento entre nós da barra e dos elementos sólidos.

As malhas usadas tem elementos quadráticos, assim:  $L' = L/2$ .

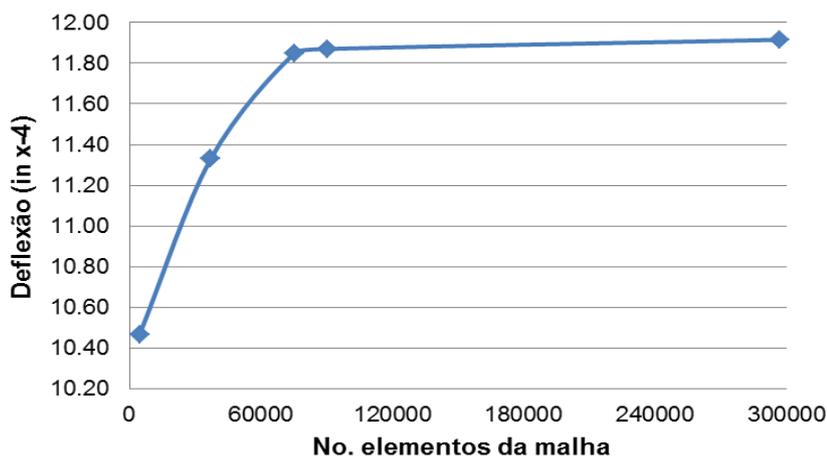
Tabela 3.3. Rigidez das molas que conectam as barras com os blocos.

Malha / $L'$	$K_1$ (pci)	$K_2$ (pci)
1" / 0,5"	976.810	1.953.621
0,5" / 0,25"	488.405	976.810
0,3" / 0,15"	293.043	586.086
0,25" / 0,125"	244.203	488.405

A Tabela 3.4 e a Figura 3.10 apresentam os resultados de deflexão relativa, entre o bloco do extremo e bloco central no qual é aplicada a carga, obtidos no ABAQUS para cada uma das malhas, e a diferença com a seguinte malha mais refinada.

**Tabela 3.4. Convergência do resultado de deflexão relativa de ABAQUS.**

Malha		$\Delta$ relativa (x10 <sup>-4</sup> in)	% Diferença
1	1"	10,47	7,6%
2	0,5"	11,33	4,4%
3	0,3"+ viés	11,85	0,2%
4	0,25"+ viés	11,87	0,1%
5	0,25"	11,88	-



**Figura 3.10. Convergência do resultado de deflexão relativa de ABAQUS.**

De acordo com a Tabela 3.4 e a Figura 3.10 a diferença das deflexões obtidas entre as malhas com elementos de 0,3" e 0,25" é menor do que 1%. Assim, a malha de 0,3", com diferença de 0,2% da quarta malha, foi selecionada para representar o teste realizado no laboratório.

### 3.1.2.2. Comparação entre os resultados numéricos e experimentais

Para a validação, o modelo de ABAQUS compararam-se os seus resultados com os obtidos nos ensaios de laboratório realizados por Porter *et. al.* (2001) com a barra de seção circular com 1 ¼" de diâmetro. A carga foi aplicada no modelo em incrementos de tempo de 0,5 segundos até atingir 2000 lb/min.

Com o valor da deflexão relativa  $\Delta$  (média) entre os blocos no final do teste, calcula-se a deflexão na face da junta  $y_0$  usando a equação da deflexão cisalhante  $\delta$  (equações 3.5). Para o diâmetro 1 ¼" é  $\delta = 2.03 \times 10^{-5} \text{ in}$ . Da equação 3.3 de deflexão na face da junta  $y_0$  obtém-se o valor de  $\beta$ . De  $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_0 b}{4EI}}$  obtém-se  $k_0$ , e com a equação 3.8 obtém-se a tensão no concreto  $\sigma_b$ . Os valores obtidos são apresentados na Tabela 3.5. Pode-se ver que as diferenças entre os resultados obtidos são pequenas, sendo a maior diferença de 11% no módulo de rigidez das barras  $k_0$ .

**Tabela 3.5. Comparação dos resultados da simulação no ABAQUS e os resultados de Porter et. al. (2001).**

Para D=1 ¼"	Média $\Delta$ (in)	Média $y_0$ (in)	$K_0$ (pci)	$\beta_{cal}$	$\sigma_b$ (psi)
Abaqus	2,69E-03	1,28E-03	1,59E+06	0,615	2044
Porter et. al. (2001)	2,64E-03	1,31E-03	1,79E+06	0,634	2084
<b>% Diferença</b>	<b>1,8%</b>	<b>2,0%</b>	<b>11,2%</b>	<b>3,0%</b>	<b>1,8%</b>

No teste experimental as barras direita e esquerda tiveram pequenas diferenças no seu comportamento causadas por diferentes condições do laboratório, como o lançamento do concreto, o ajuste dos blocos dos extremos feito manualmente e o posicionamento e aplicação da carga. Além disso, os blocos foram pré-carregados cinco vezes até atingir 5000 lb para estabilizar os assentamentos, porém observaram-se valores de rotação altos nos blocos dos extremos pela falta de uniformidade no fundo (PORTER et. al., 2001). Pode ser que essas condições tenham enrijecido os blocos, e as barras embebidas nos blocos aportaram na redução das deflexões. Apesar das condições de homogeneidade dos materiais no ABAQUS serem ideais e seguir o comportamento linear elástico, a proximidade nos resultados com os obtidos no laboratório indica uma representação adequada do teste. Considerando que no ABAQUS foram obtidos resultados simétricos nas duas barras, enquanto do laboratório obteve-se a média das duas barras em vários testes.

### **3.1.3. Influência do tamanho da malha na simulação das barras de transferência**

No modelo desenvolvido existe uma incompatibilidade de graus de liberdade entre os elementos de viga usados para modelar as barras de

transferência e os elementos sólidos usados para modelar as lajes. A fim de avaliar o efeito desta incompatibilidade nos resultados, estudou-se o efeito do tamanho da malha bem como o efeito dos valores do coeficiente de rigidez das molas entre as barras de transferência e as lajes. Com isso é possível definir o nível de refinamento da malha requerido para atingir precisão nos resultados. Para isso utilizou-se um modelo simples de duas lajes adjacentes, ilustrado na Figura 3.11, semelhante ao estudado por Asgari (2004). No modelo desenvolvido no *software* ABAQUS foram aplicadas as seguintes condições de contorno e carregamento: (i) a deflexão horizontal foi restringida no meio das duas lajes, (ii) as cargas aplicadas foram uma pressão de 5000 lb/ft<sup>2</sup> (34,72 psi) em um dos extremos da laje para simular a pressão de uma roda, (iii) foi aplicado um gradiente de temperatura linear através da espessura das duas lajes. O valor do gradiente de temperatura usado neste trabalho foi de -1°C no topo da laje a 1°C na parte inferior da laje (30-34°F). Os resultados da deflexão das barras de transferência e os elementos nas lajes associados são apresentados na Figura 3.12, para valores de rigidez das molas variando entre muito grande ( $\times 10^{16}$ ), médio ( $\times 10^6$ ) e zero.

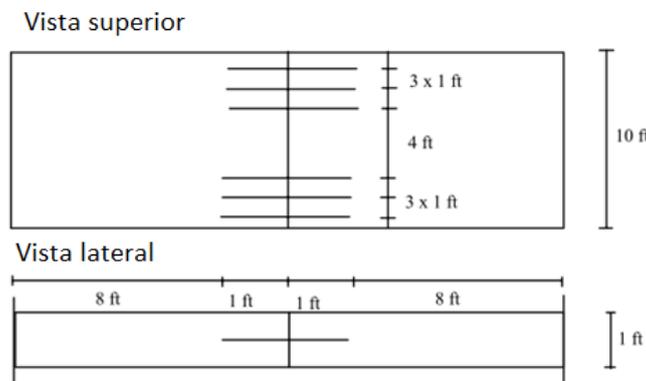


Figura 3.11. Modelo de lajes para comparar a rigidez das molas (ASGARI, 2004).

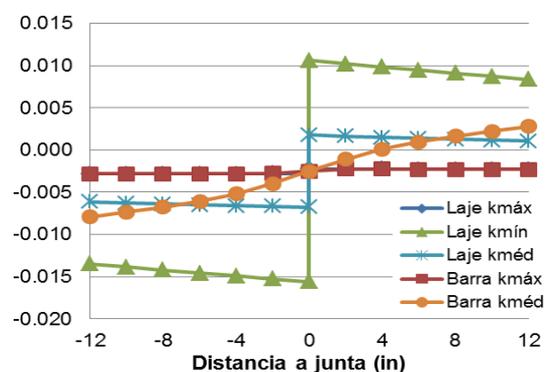


Figura 3.12. Deflexão das barras de transferência e lajes para diferente rigidez das molas.

As lajes foram modeladas usando elementos sólidos lineares de 8 nós para temperatura (C3D8T) e as barras com elementos de viga lineares (B31) (Figura 3.13). O comprimento das barras e os elementos sólidos das lajes associados às barras em ambos os lados da junta foram divididos em 3, 4, 5 e 6 seções. A máxima tensão e deslocamentos da laje foram medidas entre 4 e 6 pés do extremo da barra de transferência para a comparação. Na Tabela 3.6 e na Figura 3.14 apresentam-se os resultados de tensões máximas para diferentes valores de coeficientes de rigidez das molas, i.e., desde um valor mínimo  $K_0$  (muito próximo à zero,  $1 \times 10^{-6}$ ), um valor médio de acordo a malha  $K_{med}$  ( $\times 10^6$ ) calculado de acordo com as equações 1.10, até um valor máximo  $K_{máx}$  ( $\times 10^{16}$ ).

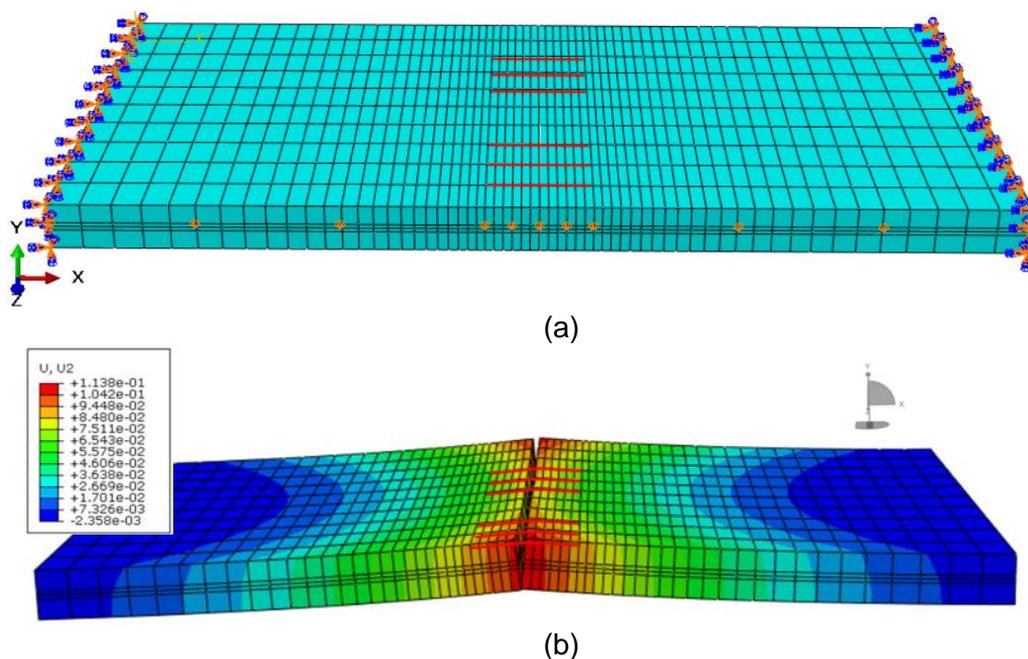


Figura 3.13. Modelo de lajes para comparação do coeficiente de rigidez das molas com a malha de 6 seções na área das barras, a) modelo inicial com condições de contorno, b) resultado de deslocamentos verticais  $U_2$  para  $K_{máx}$ , fator de amplificação 50X.

Tabela 3.6. Efeito do número de elementos da malha nos resultados de ABAQUS de tensões máxima  $\sigma_{máx}$  na seção das barras e no meio da laje.

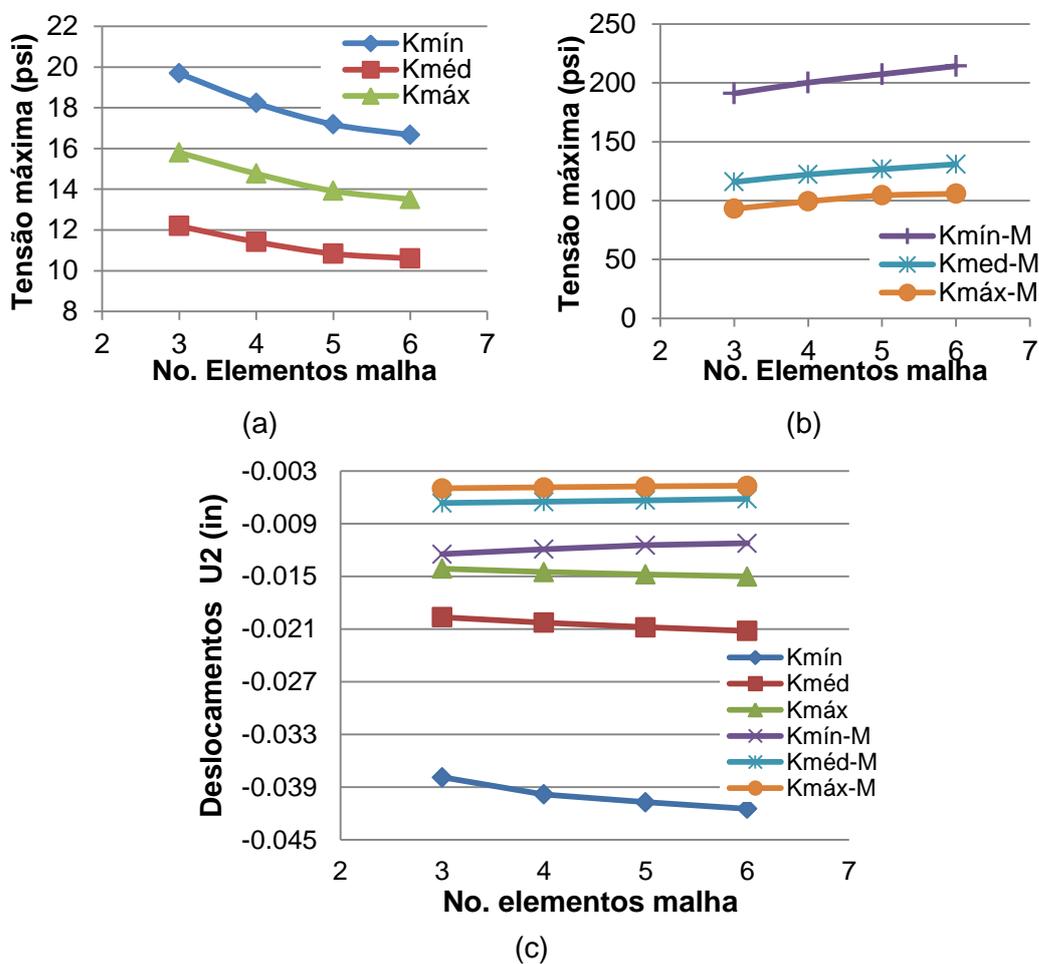
No. Elem	$\sigma_{máx}$ - na seção das barras de transferência						$\sigma_{máx}$ - no meio da laje ( $M$ )					
	$K_{mín}$	%	$K_{méd}$	%	$K_{máx}$	%	$K_{mín}$	%	$K_{méd}$	%	$K_{máx}$	%
3	19,69	7,4	12,19	6,3	15,80	6,6	190,99	4,6	115,81	5,2	92,99	6,4
4	18,23	5,7	11,42	5,1	14,76	5,8	200,23	3,4	122,16	3,6	99,33	4,8
5	17,19	3,0	10,83	2,1	13,91	2,9	207,38	3,2	126,69	3,2	104,38	1,3
6	16,67		10,60		13,51		214,25		130,89		105,80	

Os resultados obtidos do ABAQUS dos deslocamentos verticais máximos na seção das barras de transferência, em ambos os lados da junta entre as

lajes, e no meio da laje carregada  $M$ , a distância de quatro pés a partir do extremo final das barras, são apresentados na Tabela 3.7 e na Figura 3.14.

**Tabela 3.7. Efeito do número de elementos da malha nos resultados de ABAQUS dos deslocamentos na seção das barras e no meio da laje.**

No. Elem	U2 <sub>máx</sub> - Na seção das barras de transferência						U2 <sub>máx</sub> - M - A 4 pés a partir do extremo da barra					
	K mín (0)	%	K méd	%	K máx	%	K mín (0)	%	K méd	%	K máx	%
3	-0,03790	4,9	-0,01965	3,1	-0,01412	2,6	-0,01248	4,6	-0,00671	3,1	-0,00497	2,3
4	-0,03984	2,2	-0,02027	2,6	-0,01450	1,9	-0,01190	3,7	-0,00650	2,8	-0,00486	2,2
5	-0,04073	1,8	-0,02081	2,0	-0,01477	1,7	-0,01146	2,0	-0,00632	2,2	-0,00475	1,5
6	-0,04148		-0,02122		-0,01502		-0,01123		-0,00618		-0,00468	



**Figura 3.14. Efeito do número de elementos da malha nos resultados obtidos de tensão máxima a) na seção das barras de transferência, b) no meio da laje – M, e c) nos deslocamentos U2 na seção das barras de transferência e no meio da laje – M.**

As tensões e deflexões para os casos com molas muito flexíveis apresentam maior variação com o refinamento da malha na seção das barras de transferência. Os resultados das tensões são mais sensíveis ao número de

seções na malha do que os deslocamentos. Nos deslocamentos, os modelos com as molas de rigidez média tem menor variação devido ao número de seções. A partir da malha com quatro elementos os resultados têm maior estabilidade tanto para as tensões máximas como para os deslocamentos verticais máximos, com uma diferença em média de 5% em relação ao resultado da malha com cinco elementos. Assim, semelhantemente ao concluído por Asgari (2004), conclui-se que é possível minimizar o efeito da incompatibilidade dos elementos nas tensões e deflexões da laje com o incremento do número de elementos de malha na área das barras de transferência, a ambos os lados das juntas. Com essas considerações, neste trabalho para avaliar as tensões as quais está submetido o pavimento e as deflexões usadas para calcular a capacidade de transferência de carga entre as juntas, o modelo final que representa uma estrutura de pavimento rígido será refinado na posição das barras de transferência nas juntas transversais e longitudinais.

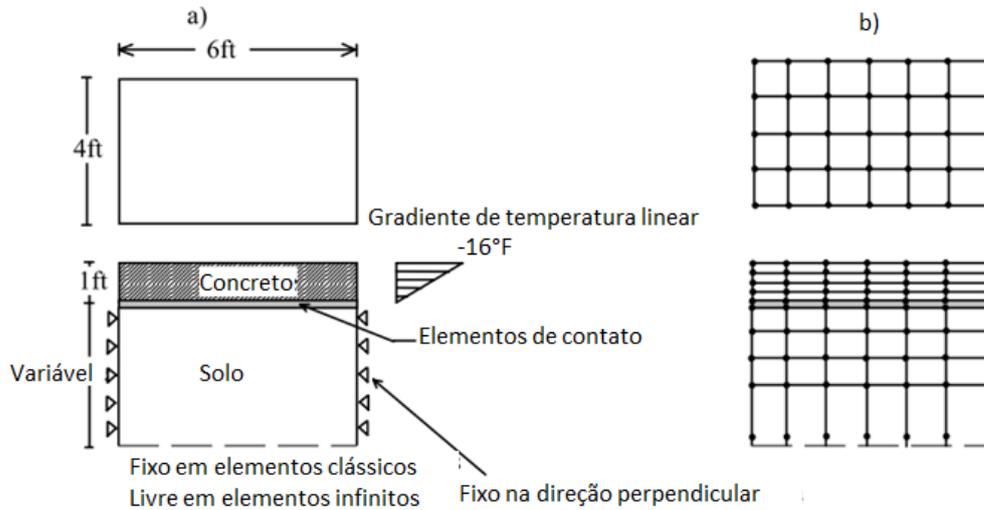
### 3.1.4 Modelagem do subleito

A qualidade do subleito influencia o comportamento dos pavimentos de concreto, uma vez que uma baixa qualidade do mesmo provoca maiores tensões e deformações no pavimento reduzindo, portanto, a sua vida útil de serviço. Um modelo de pavimento para ser fidedigno precisa modelar bem o subleito. Uma das perguntas a serem feitas é qual a profundidade de subleito necessária para capturar o seu efeito nos resultados. Neste trabalho, desenvolveu-se um modelo simples, semelhante ao proposto por Asgari (2004), para avaliar a profundidade do solo necessária na simulação de pavimentos.

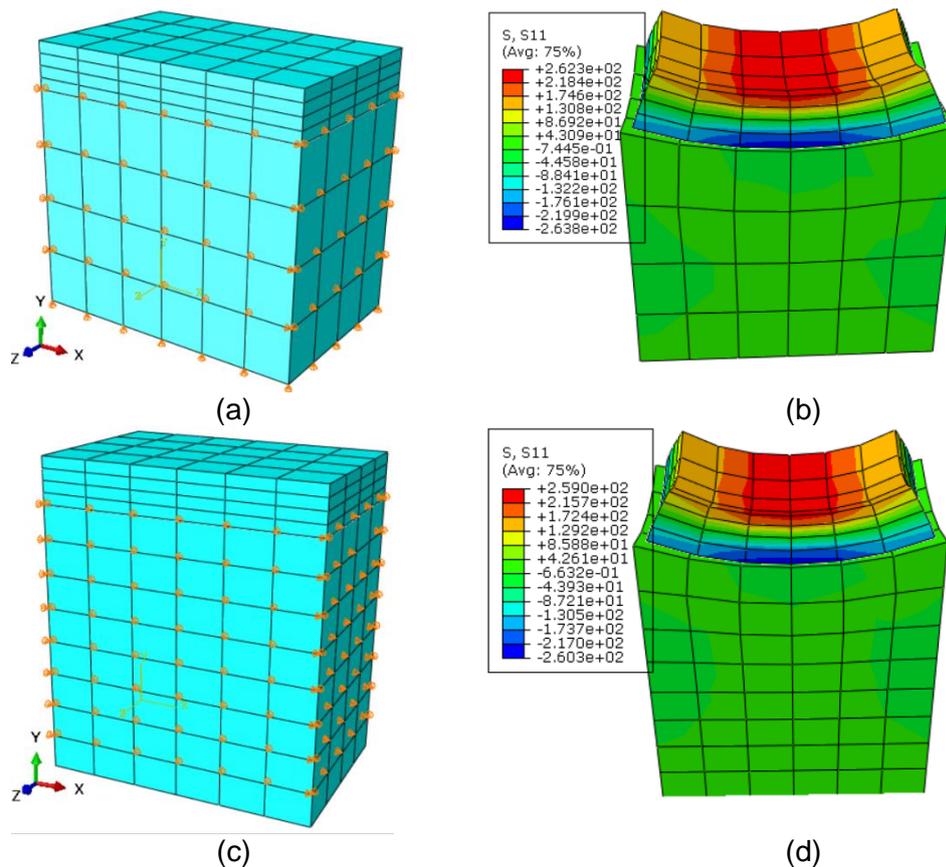
Na Figura 3.15 é apresentado o modelo desenvolvido, que consiste em uma laje de concreto de 4 pés de largura, por 6 pés de comprimento e 1 pé de espessura apoiada por uma camada de solo que representa o subleito. Através da espessura da laje foi aplicado um gradiente de temperatura linear de  $-16^{\circ}\text{F}$  ( $-26,67^{\circ}\text{C}$ ). Para modelar a interação entre a laje e o solo foram usados elementos de contato. A camada do subleito foi modelada usando dois tipos de elementos: clássicos e infinitos. No caso de elementos clássicos os nós inferiores foram restringidos na direção vertical. Para os elementos infinitos as condições de contorno não são requeridas. A Figura 3.16 apresenta os modelos com os dois tipos de elementos que foram desenvolvidos no ABAQUS.

Foram testadas várias profundidades e vários números de elementos, e foram comparados os resultados das tensões máximas para cada caso, como é

mostrado na Tabela 3.8, sendo que a tensão máxima é o principal parâmetro para determinar a vida útil do pavimento.



**Figura 3.15. Modelo de amostra a) dimensões, cargas e condições de contorno, b) Malha de elementos finitos (ASGARI, 2004).**



**Figura 3.16. Modelo de estudo da profundidade e número de elementos do subleito, a) elementos clássicos com 4 seções na profundidade do subleito, b) resultados da tensão máxima, c) elementos infinitos com 8 seções na profundidade do subleito, b) resultados da tensão máxima.**

**Tabela 3.8. Efeito da profundidade do solo na máxima tensão na laje obtida no ABAQUS.**

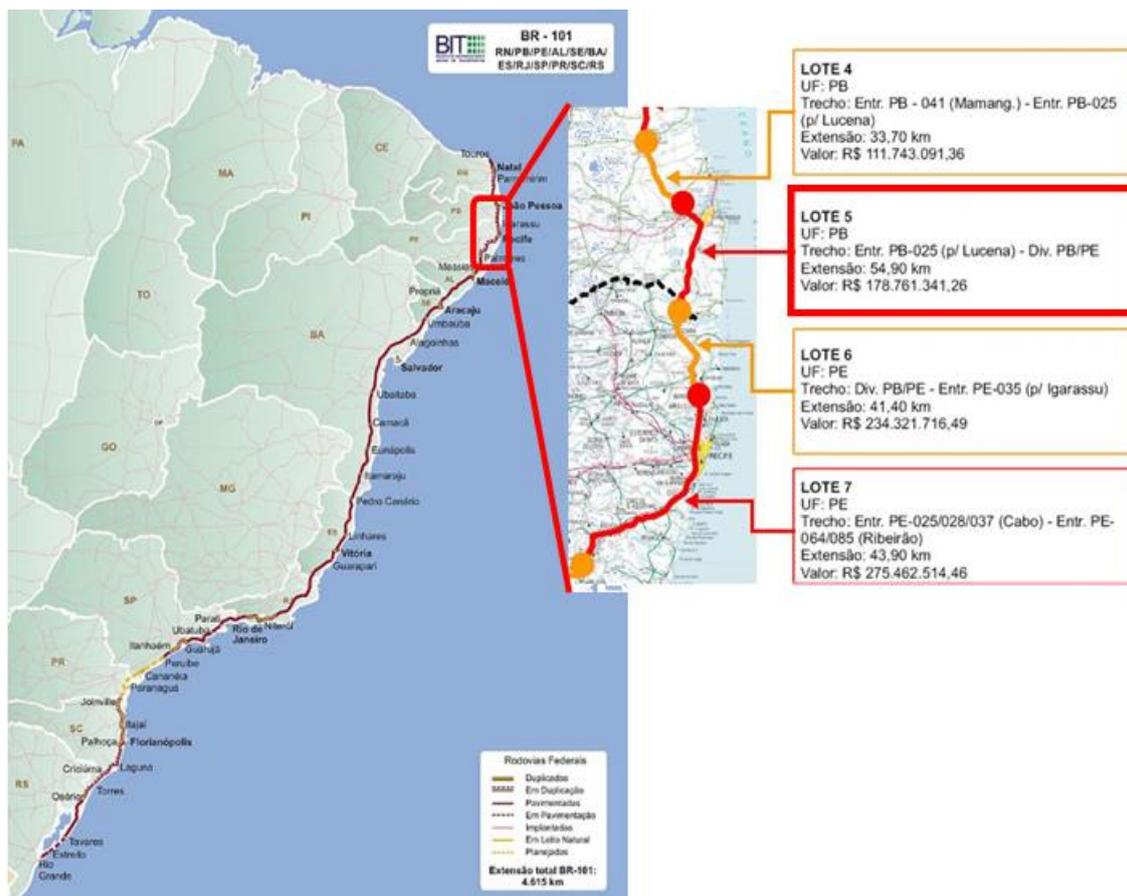
Profun.	Elementos Clássicos		Profun.	Elementos Infinitos	
No. Elem.	$\sigma_{\text{máx}}$	%	No. Elem.	$\sigma_{\text{máx}}$	%
3	262,199	0,589%	4	266,087	1,372%
4	263,753	0,038%	6	262,436	0,817%
5	263,853		8	260,291	

Quando foram usados os elementos clássicos a altura de cada seção foi de 1,2 pés em todos os casos. Assim, a profundidade da camada do subleito foi variada de 3,6 até 6 pés, para 3 e 5 elementos, respectivamente. Para os elementos infinitos a profundidade do subleito em todos os casos foi de 6 pés, variando a altura dos elementos, de forma que a camada do fundo que tinha a condição de infinito foi de 1,5 pés na malha de 4 elementos a 0,75 pés na malha de 8 elementos.

Pode se ver que com um número suficiente de elementos clássicos na profundidade, a tensão aproxima-se da resposta com elementos infinitos. Com elementos clássicos os resultados apresentam menor variação do que com elementos infinitos. Quanto maior a profundidade do solo modelado e o número de elementos, menor a divergência nos resultados de tensões quando comparadas às obtidas com a malha subsequente com um maior refinamento. Assim, neste trabalho foi verificado que os elementos clássicos são apropriados para modelagem do subleito, o que está de acordo com o que foi concluído por Asgari (2004).

### 3.2. Rodovia BR-101/NE – PB/PE

A BR-101 é uma rodovia federal que segue o sentido norte-sul pelo litoral leste brasileiro (Figura 3.17). Foi pavimentada há mais de 30 anos e recebe um grande tráfego. A primeira parte do projeto de duplicação do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT) iniciou em dezembro de 2005, prevendo a adequação e restauração da rodovia. O trecho selecionado de 320 m faz parte do Lote 5 da BR101/NE. O Lote 5 tem 54,9 km de extensão, começando na entrada da Rodovia Estadual PB-025 (Lucena) até a divisa do estado da Paraíba com Pernambuco. A duplicação foi executada pelo 2º Batalhão de Engenharia e Construção do Exército Nacional Brasileiro (CARVALHO, 2011; <http://www.br101nordeste.com>).



**Figura 3.17. Mapa da Rodovia BR-101. Fonte: Ministério dos Transportes – Brasil.**

### 3.2.1. Detalhes do Projeto de Duplicação

O pavimento rígido da duplicação da rodovia foi dimensionado pelo método *Portland Cement Association 1984 (PCA/1984)* e os modelos de fadiga e ruína por erosão da fundação do pavimento, pela formação de escalonamento das juntas transversais. As informações do projeto executivo sobre dimensionamento, seção transversal e propriedades mecânicas dos materiais são descritas a seguir.

Devido ao tráfego pesado, adotou-se uma sub-base de Concreto Compactado a Rolo (CCR) de 10 cm, com o coeficiente de recalque do sistema subleito/sub-base sendo  $K_{Sb} = 144 \text{ MPa/m}$  para um CBR do subleito de 10%. O fator de segurança de carga de  $F_{sc} = 1,20$ . Foi projetado para um período de 20 anos. O número de repetições previstas para o total de eixos no projeto foi de 31.322.884 com um consumo de fadiga de 69,94% e danos por erosão de 22,87%. O pavimento foi dimensionado com juntas com barras de transferência e faixa de segurança de 1 m como acostamento.

A seção transversal da duplicação em pavimento rígido tem duas faixas de rolamento de 3,60 m, mais 1 m de faixa de segurança, para um total de 8,20 m de largura. A placa de concreto de cimento Portland tem 22 cm de espessura, com resistência a tração na flexão de 4,5 MPa. Entre a laje e a sub-base a pintura de ligação é RR-2C com taxa de aplicação sobre a superfície da sub-base (imprimação) de 0,6 l/m<sup>2</sup>. A sub-base de concreto compactado a rolo (CCR) tem resistência à tração na flexão de 1,8 MPa. As barras de transferência das juntas transversais de retração são de aço CA-25 com comprimento de 46 cm e diâmetro 25 mm, sendo 25 cm pintadas e engraxadas com espaçamento de 30 cm. As barras de ligação são de aço CA-50, com comprimento 85 cm e diâmetro 12,5 mm, e espaçamento de 75 cm. O solo do subleito é classificado em A.2.4.

Por meio de ensaios de laboratório de solos, asfalto e concreto localizados no canteiro de obras, e o adequado controle tecnológico dos materiais usados na execução de cada camada, obtiveram-se as propriedades mecânicas do subleito, do concreto compactado a rolo da sub-base e do concreto da placa. Os resultados cumpriram com os requisitos estabelecidos no projeto e são apresentados na Tabela 3.9.

**Tabela 3.9. Propriedades mecânicas dos materiais do pavimento.**

Camada	Propriedades mecânicas	Dados laboratório	Limite de projeto
Placa	Espessura (cm)	23,72	22,00
	Resistência à compressão (MPa)	31,60	-
	Tração na flexão (MPa)	5,23	4,50
Sub-base CCR	Grau compactação (%)	101,30	97,00
	Resistência à compressão (MPa)	9,97	-
	Tração na flexão (MPa)	2,42	1,80
Subleito – Solo A.2.4	Massa específica (Kg/m <sup>3</sup> )	1997	-
	Grau de compactação (%)	101,73	100
	CBR (%)	13,7 – 20,7	10

Devido à falta de dados específicos dos ensaios de determinação do módulo de elasticidade, este foi calculado usando as equações 3.11 da NBR 6118 (2014) e 3.12 do CEB-FIP Model Code (2010), que relacionam o módulo de elasticidade à resistência à compressão do concreto da placa aos 28 dias.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} = 31,5 \text{ GPa} \quad (3.11)$$

$$\text{Para } 20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \left( \frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{1/3} = 34 \text{ GPa} \quad (3.12)$$

Para  $12 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 80 \text{ MPa}$

onde

$E_{ci}$ : módulo de elasticidade tangente inicial cordal;

$f_{ck}$ : resistência à compressão aos 28 dias.

$\alpha_E$  = coeficiente que depende do tipo de agregado:

$\alpha_E = 1,2$  para basalto e diabásio,

$\alpha_E = 1,0$  para granito e gnaisse,

$\alpha_E = 0,9$  para calcário,

$\alpha_E = 0,7$  para arenito.

O traço do concreto usado na placa de concreto da rodovia BR 101/NE contém cimento Portland CP F32, água, areia, brita 1 (9,5 mm) e 2 (19 mm) (CENTRAN, 2009). Considerando que no Brasil aproximadamente 85% da brita produzida vem de granito e gnaisse (MME, 2009) o valor de  $\alpha_E$  é 1,0.

Foi selecionado o valor do módulo de elasticidade da equação 3.12 por ser do código internacional, aceito pela norma brasileira, devido à pequena diferença entre os resultados das equações 3.11 e 3.12.

Para o subleito tem-se o módulo de elasticidade com a equação 3.13, que relaciona o mesmo com o CBR (*California Bearing Ratio*) (POWELL, et al., 1984, e AASHTO T 193 “*Standard Method of Test for The California Bearing Ratio*”, apud NCHRP 1-37A:2004”):

$$E_s = 17,6 \cdot CBR^{0,64} \quad (3.13)$$

onde

$E_s$ : módulo de elasticidade do subleito;

Para CBR mínimo: 13,7%,  $\rightarrow E_s = 93 \text{ MPa}$

Para CBR médio: 18%,  $\rightarrow E_s = 111 \text{ MPa}$

Para CBR máximo: 20,7%,  $\rightarrow E_s = 122 \text{ MPa}$

### 3.2.2. Avaliação estrutural – Ensaio FWD

Para a avaliação estrutural do pavimento *in situ* foram usados os ensaios não destrutivos de Viga Benkelman e *Falling Weight Deflectometer* (FWD).

O ensaio FWD seguiu a norma DNIT – PRO 273/96: Determinações das Deflexões Utilizando o Deflectômetro por Impacto tipo *Falling Weight*

*Deflectometer* – FWD. As flechas foram medidas nas faixas de rolamento externa e interna nas juntas longitudinal e transversal, antes da liberação da rodovia para o tráfego, com o equipamento Dynatest (Figura 3.18).



**Figura 3.18. Ensaio *Falling Weight Deflectometer* na medição de deflexão na superfície da placa de concreto (Fonte: Dynatest, CARVALHO, 2011).**

Os resultados do ensaio FWD serão usados para verificar a homogeneidade do pavimento em análise, de forma a usar as características de das camadas do pavimento como constantes em todo o trecho, ou seja, os módulos de elasticidade do concreto e do subleito calculados a partir dos dados da Tabela 3.9.

### **3.3. Modelagem do Pavimento**

#### **3.3.1. Definição do Modelo**

Desenvolveu-se um modelo de pavimento usando o *software* ABAQUS 6.13 que é baseado no método dos elementos finitos. Foram modeladas quatro lajes da pista da rodovia BR101-NE Lote 5 PE/PB cujas dimensões e propriedades dos materiais do pavimento foram obtidas a partir das especificações de seção transversal e propriedades mecânicas dos materiais (Figuras 3.19 e 3.20, Tabela 3.10). A pista de rolamento é composta por duas placas de concreto de 3,6 m de largura e 6 m de comprimento, com espessura de 0,22 m, a base de concreto compactado a rolo (CCR) com espessura de 0,10

m. Os detalhes das juntas são ilustrados na Figura 3.20, e a geometria do modelo é apresentada na Figura 3.21.

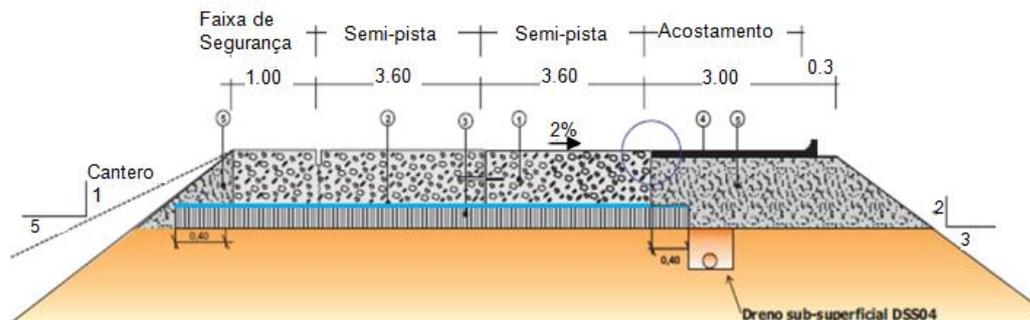


Figura 3.19. Seção tipo da seção transversal do pavimento rígido da rodovia BR-101 NE PE/PB (Fonte: DNIT Projeto executivo - Lote 5 PB).

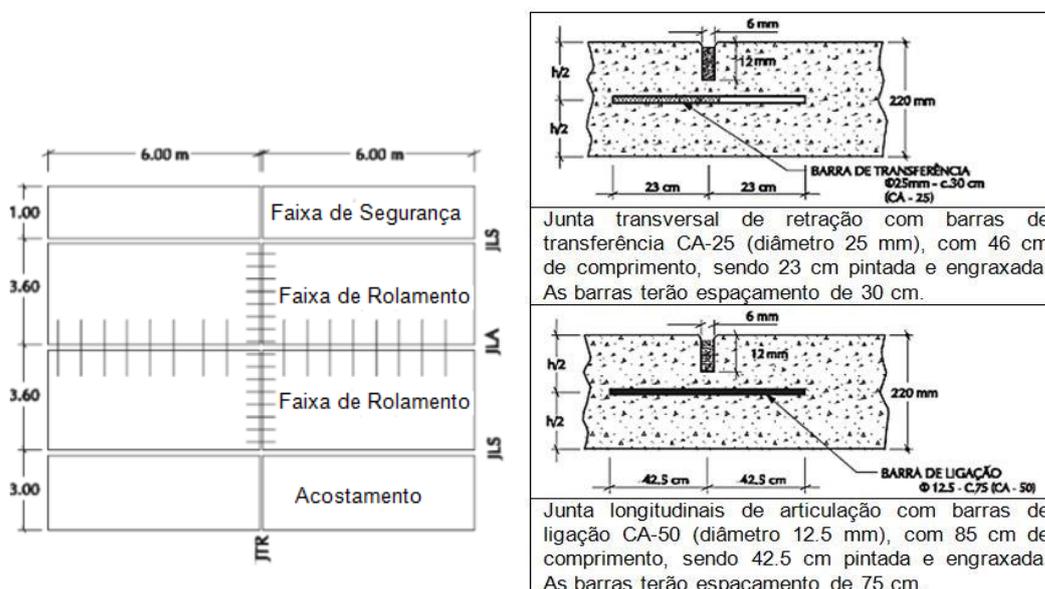
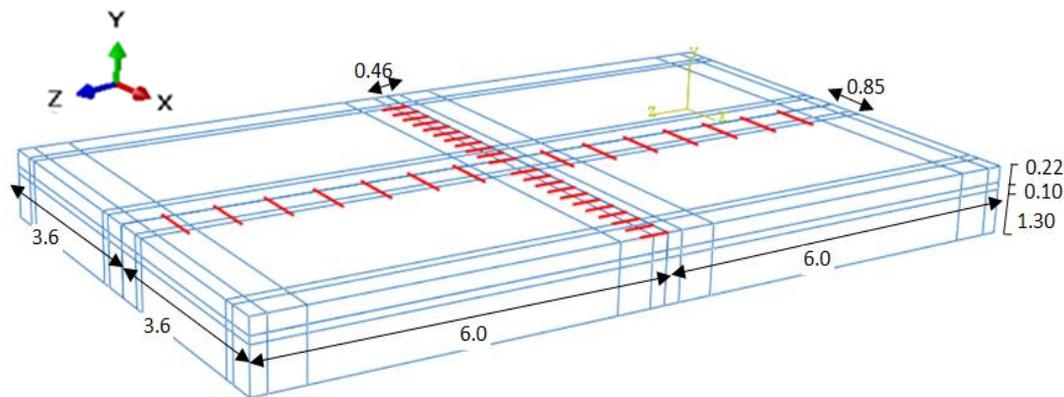


Figura 3.20. Detalhe das juntas transversais e longitudinais – vista em planta e cortes das juntas (Fonte: DNIT Projeto executivo - Lote 5 PB).

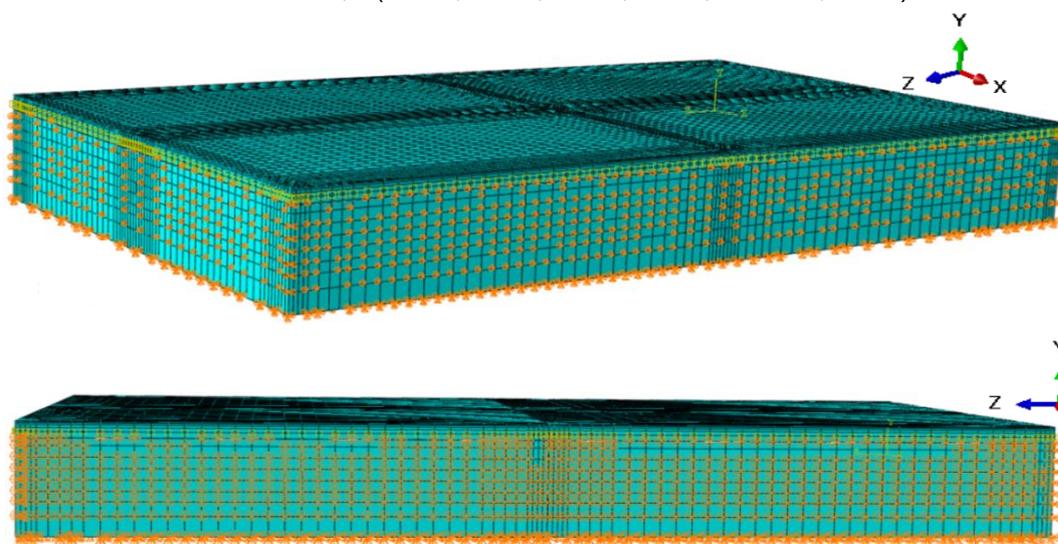
Tabela 3.10. Propriedades dos materiais da rodovia BR-101 do modelo em ABAQUS.

Material	E (MPa)	$\nu$	$\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	$\alpha$ (1/°C $\times 10^{-5}$ )
Lajes: Concreto	34000	0,2	2400	1,0
Barras: Aço	210000	0,3	7850	1,0
Base: CCR	15000	0,2	2350	0,68
Subleito CBR 13.7%	93.87	0,4	1997	0,9
Subleito CBR 18%	11.79	0,4	1997	0,9
Subleito CBR 20.7%	122.5	0,4	1997	0,9



**Figura 3.21. Geometria do modelo usado para representar um trecho da rodovia BR 101 NE – Lote 5 (Dimensões em metros).**

As condições de contorno das camadas base e subleito foram aplicadas de forma a restringir a translação dos nós das faces exteriores nas direções normais  $z$  ou  $x$  (definidos na Figura 3.21). As translações foram restringidas no fundo do subleito em todas as direções (Figura 3.22). A interação de contato entre a sub-base de concreto compactado a rolo e o subleito, sem considerar atrito entre elas, foi modelada com a opção chamada “Merge”. A função dessa opção é unir as partes eliminando-se nós duplicados nas mesmas coordenadas, convertendo-se as duas partes em uma só, mas conservando-se as propriedades definidas para cada uma separadamente. A parte superior da sub-base e a parte inferior da laje foram unidas por elementos de contato, sendo a laje a superfície “master” e a sub-base a “slave”, devido às propriedades de rigidez do material. O coeficiente de atrito de Coulomb entre a placa e a sub-base, que pode variar entre 1,0 para papel betumado, 1,5 para bases granulares e cimentadas, e 2,5 para superfície asfáltica (BALBO, 2009). Para esse modelo assume-se o valor de 1,5 (IP-07, 2004; DNIT, 2005; BALBO, 2009).



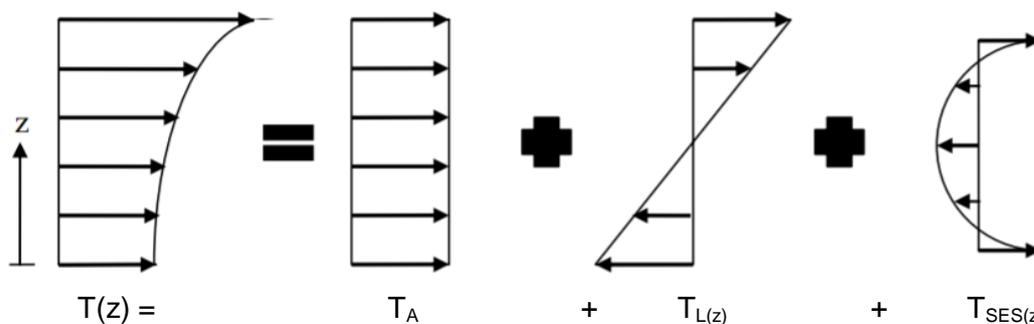
**Figura 3.22. Condições de contorno do modelo em ABAQUS.**

As lajes de concreto foram modeladas separadamente, sem o compartilhamento dos nós entre elas, usando-se elementos sólidos com oito nós (C3D8). Foram usadas quatro malhas com diferentes níveis de refinamentos. O estudo de convergência será apresentado posteriormente. A interação dos agregados nas juntas foi representada por molas com um comprimento de 6 mm, até uma altura de 2/3 da espessura da laje. A rigidez das molas foi calculada multiplicando-se a força cisalhante pela respectiva área tributária para conectar os nós das bordas laterais e os nós internos da malha. A força cisalhante relacionada ao deslocamento relativo tangencial da junta foi obtida a partir de interpolações nos diagramas de Walraven para a abertura da junta, seguindo-se a metodologia utilizada por Dere *et al.* (2006).

As barras de transferência foram modeladas usando elementos de viga em três dimensões (B31). As barras entre duas lajes foram ancoradas em uma das lajes até a metade do comprimento na face da junta, e na outra laje foram usados elementos de mola com comprimento nulo para conectar os nós nas mesmas coordenadas, nas direções  $x$  e  $z$ , deixando-se livre o movimento axial (Figura 3.23). A rigidez das molas foi calculada seguindo-se o método apresentado na seção 3.1.2.1 usando-se as equações 3.10.

### 3.3.2. Gradiente de temperatura não linear

As tensões desenvolvidas devido à distribuição não linear da temperatura podem ser divididas em três partes, segundo a abordagem de Thomlinson (1940 *apud* CHOUBANE e TIA, 1992, 1995; BORDELON, *et al.*, 2009), como mostra a Figura 3.23; onde o perfil da temperatura total em função da profundidade  $T(z)$  tem as componentes de temperatura axial  $T_A$ , temperatura linear como função da profundidade  $T_{L(z)}$  e a componente da temperatura não linear de auto equilíbrio  $T_{SES(z)}$  também como função da profundidade.



**Figura 3.23. Componentes do perfil de temperatura não linear por meio da profundidade da laje de concreto (BORDELON *et al.*, 2009).**

A componente axial  $T_A$  do perfil de temperatura é causada por variações uniformes de temperatura originando expansão ou contração da laje. Essas tensões são resistidas pelo atrito entre as camadas de laje e sub-base, gerando tensões mínimas que são desconsideradas nas lajes de idade madura. A componente linear  $T_{L(z)}$ , causada pela distribuição linear da temperatura, é equivalente à tensão de flexão que produz os mesmos momentos do perfil não linear de temperatura. A componente não linear  $T_{SES(z)}$  representa as tensões internas de autoequilíbrio que podem ser de tração ou compressão em toda a profundidade da laje, sem alterar o perfil de flechas. As forças e momentos de flexão causados por essa componente são auto-balanceados. É difícil determinar a magnitude desta componente de tensão relacionada à temperatura, por isso geralmente não é considerado na análise de tensões da laje (IOANNIDES e KHAZANOVICH, 1998 *apud* HILLER e ROESLER, 2010, 2016; BORDELON, *et al.*, 2009).

O perfil não linear da temperatura ao longo da profundidade da laje pode ser representado pela função quadrática dada pela equação 3.14, com a qual o perfil de temperatura pode se decompor em três componentes análogos aos explicados anteriormente (Figura 3.23) (CHOUBANE e TIA, 1995 *apud* HILLER e ROESLER, 2010, 2016; BORDELON, *et al.*, 2009).

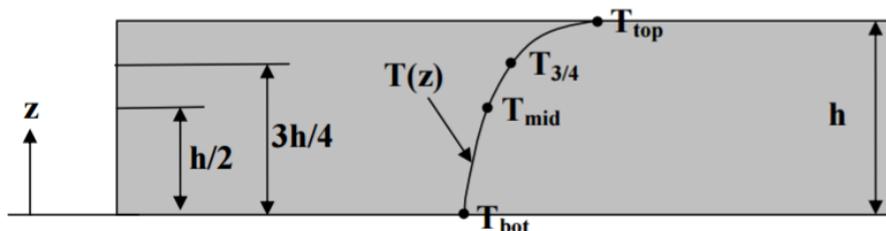
$$T(z) = A + Bz + Cz^2 \quad (3.14)$$

Os coeficientes A, B e C são determinados pelas equações 3.15 a 3.17, baseados nos valores do perfil de temperatura em três pontos da espessura da laje (fundo, meio e superfície da laje), sendo  $z$  medido a partir do fundo da laje (Figura 3.24).

$$A = T_{bot} \quad (3.15)$$

$$B = \frac{4T_{mid} - 3T_{bot} - T_{top}}{h} \quad (3.16)$$

$$C = \frac{2(T_{bot} + T_{top} - 2T_{mid})}{h^2} \quad (3.17)$$



**Figura 3.24. Definição de termos para determinação de coeficientes de perfil de temperatura quadrática.**

A temperatura na superfície do pavimento  $T_{top}$  foi medida durante o ensaio FWD. Para obter a temperatura no fundo  $T_{bot}$  calcula-se o diferencial térmico por meio da espessura da laje. A temperatura no meio  $T_{mid}$  é assumida de forma a se obter o perfil não linear de distribuição de temperatura.

Quanto maior diferença entre as temperaturas da superfície do topo e do fundo do pavimento maiores serão as tensões desenvolvidas na estrutura. Em uma região tropical os dias de verão apresentam o caso mais crítico de carregamento térmico (BALBO e CERVO, 2005). Para calcular o diferencial térmico ao longo da espessura da laje usou-se a equação 3.18 com possível umidade no fundo para primavera/verão dada pela (SEVERI e BALBO, 2002).

$$DT = -18,83 + 0,542 \cdot T_{top} + 0,037h + 4,165H_f \quad (3.18)$$

onde

$DT$ : diferencial térmico máximo ( $^{\circ}\text{C}$ );

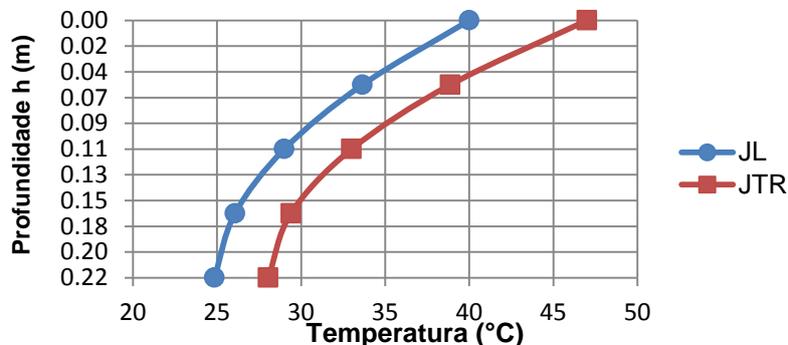
$T_{top}$ : temperatura máxima na superfície do topo do pavimento ( $^{\circ}\text{C}$ );

$h$ : espessura da placa de concreto (mm);

$H_f$ : 1 com presença de umidade no fundo, 0 no caso contrário;

$T_{bot}$ : temperatura no fundo do pavimento ( $^{\circ}\text{C}$ ),  $T_{top}-DT$ .

As temperaturas máximas medidas na superfície do pavimento foram  $40^{\circ}\text{C}$  durante o ensaio FWD na junta longitudinal, e  $47^{\circ}\text{C}$  na junta transversal. Com o diferencial térmico  $DT$  obtiveram-se temperaturas no fundo de  $24,8^{\circ}\text{C}$  e  $28^{\circ}\text{C}$ , respectivamente. Uma vez determinados os coeficientes A, B e C, e usando-se as equações 3.15 a 3.17, aplicou-se a função quadrática da temperatura da equação 3.14. Assim, o gradiente de temperatura nas lajes de concreto calculado foi aplicado no modelo desenvolvido no ABAQUS. Esse gradiente está apresentado na Figura 3.25.

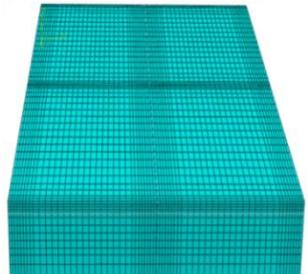
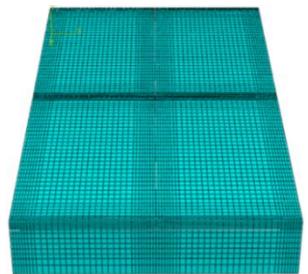
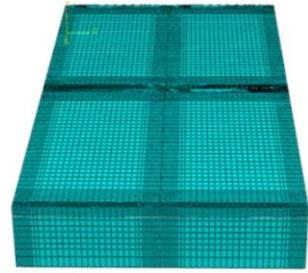


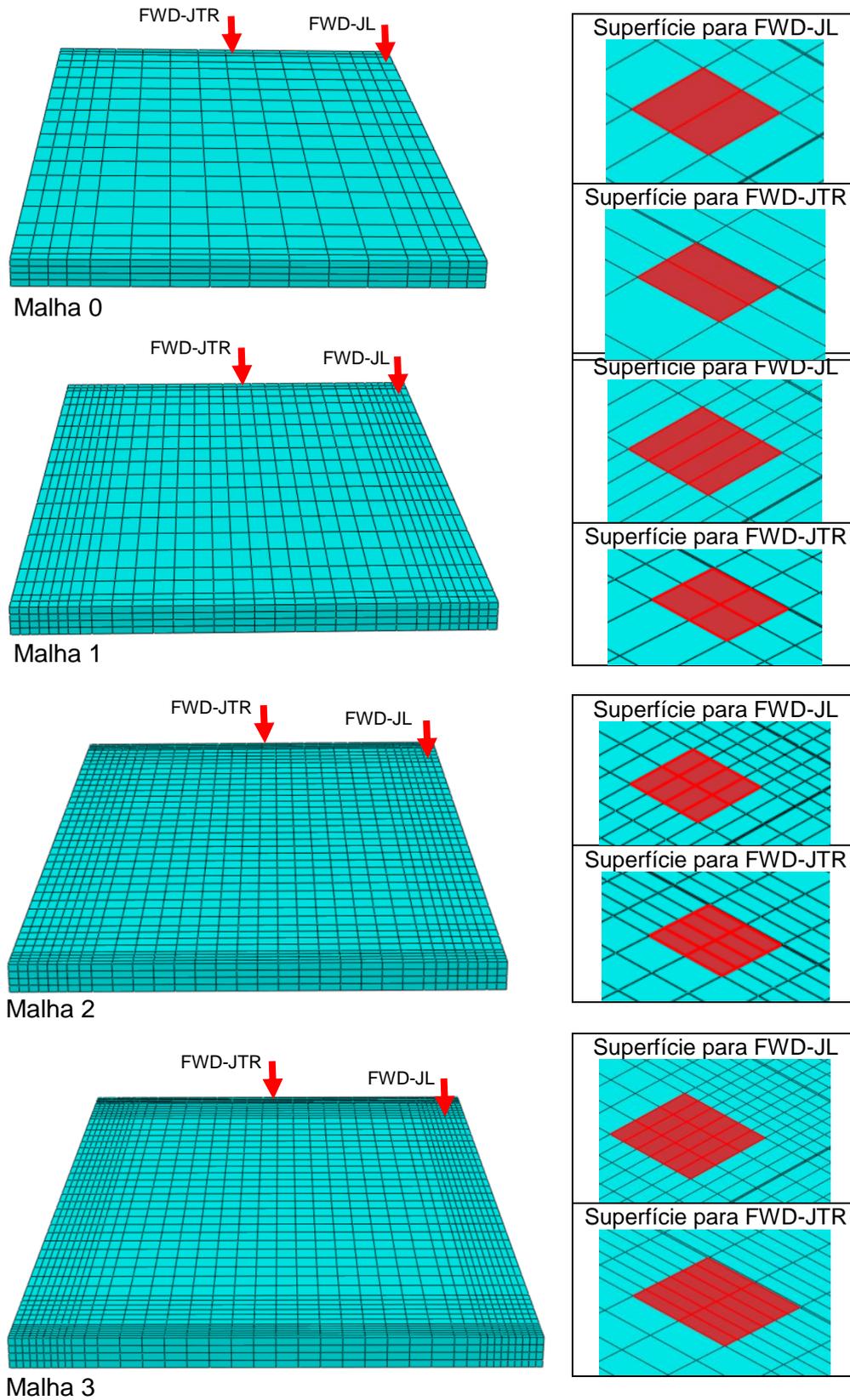
**Figura 3.25. Perfil do gradiente térmico positivo por meio da espessura da laje durante o ensaio FWD na junta longitudinal (JL) e transversal (JTR).**

### 3.3.3. Estudo de Convergência

Partindo-se do modelo base apresentado anteriormente foram geradas quatro malhas de elementos finitos com diferentes níveis de refinamento nos locais das juntas transversais e longitudinais e nos pontos de aplicação de carga. Na Tabela 3.11 encontram-se a descrição das malhas, o número de elementos por camada e nas barras de transferência, e o número de elementos de cada malha. O detalhe da laje de cada malha é apresentado na Figura 3.26. Para a aplicação da carga FWD foram definidas superfícies retangulares usando-se nos quatro modelos o número de elementos que representam a mesma área da placa circular (diâmetro 0,3 m) do equipamento Dynatest usado no campo.

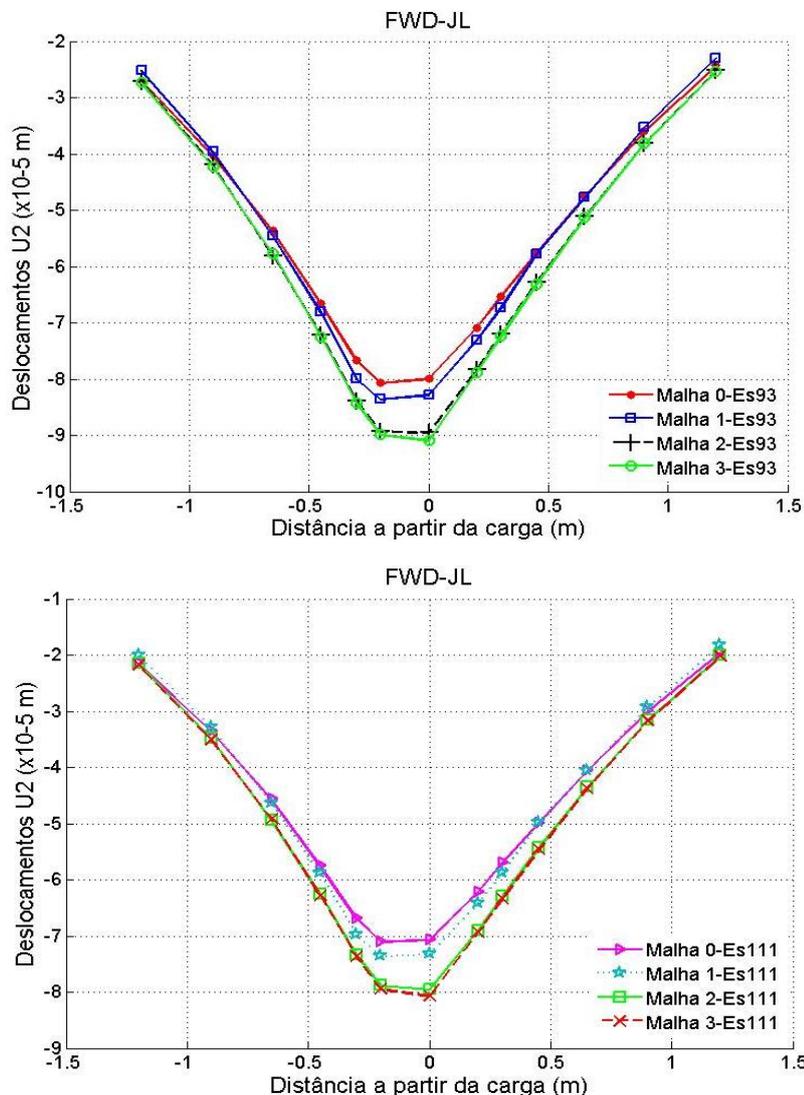
**Tabela 3.11. Número de elementos das malhas usadas na análise de convergência.**

Malha 0 (M0)	Lado 3,6 m	Lado 6 m	Junta	Altura	Total	ABAQUS
Laje (0,22 m) x4	16	20	—	4	5120	
CCR (0,10 m)	32	40	73	1	1353	
Subleito (0,60 m)	32	40	584	8	10824	
Total elementos tipo sólido C3D8					<b>17297</b>	
Barras JTR X22		5			110	
Barras JL X14	7				98	
Total elementos tipo viga B31					<b>208</b>	
Malha 1 (M1)	Lado 3,6 m	Lado 6 m	Junta	Altura	Total	
Laje (0,22 m) x4	32	20	—	4	10240	
CCR (0,10 m)	64	40	105	1	2665	
Subleito (0,60 m)	64	40	840	8	21320	
Total elementos tipo sólido C3D8					<b>34225</b>	
Barras JTR X22		5			110	
Barras JL X14	13				182	
Total elementos tipo viga B31					<b>292</b>	
Malha 2 (M2)	Lado 3,6 m	Lado 6 m	Junta	Altura	Total	
Laje (0,22 m) x4	32	40	—	4	20480	
CCR (0,10 m)	64	80	145	1	5265	
Subleito (0,60 m)	64	80	1160	8	42120	
Total elementos tipo sólido C3D8					<b>46805</b>	
Barras JTR X22		9			198	
Barras JL X14	13				182	
Total elementos tipo viga B31					<b>380</b>	
Malha 3 (M3)	Lado 3,6 m	Lado 6 m	Junta	Altura	Total	
Laje (0,22 m) x4	38	48	—	4	29184	
CCR (0,10 m)	76	96	173	1	7469	
Subleito (0,60 m)	76	96	1384	8	59752	
Total elementos tipo sólido C3D8					<b>96405</b>	
Barras JTR X22		13			286	
Barras JL X14	19				266	
Total elementos tipo viga B31					<b>552</b>	

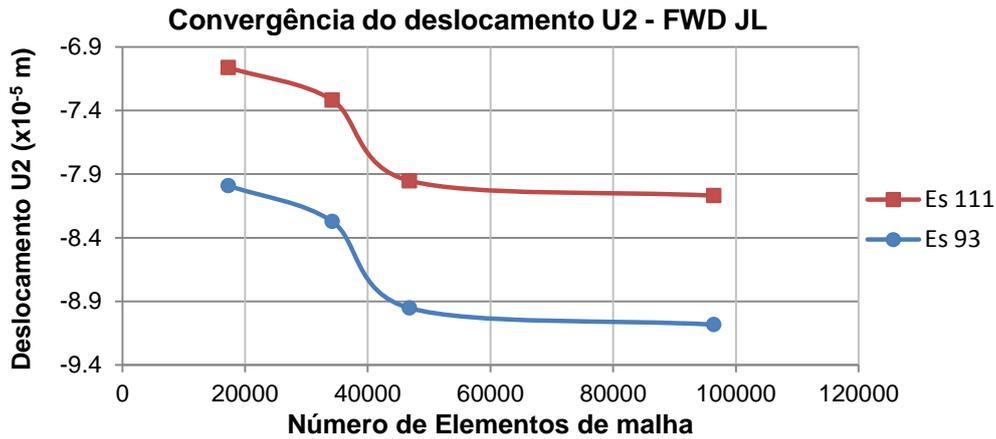


**Figura 3.26. Detalhe da malha na laje e as superfícies usadas nos casos de carga FWD (JTR – na junta transversal, JL – na junta longitudinal).**

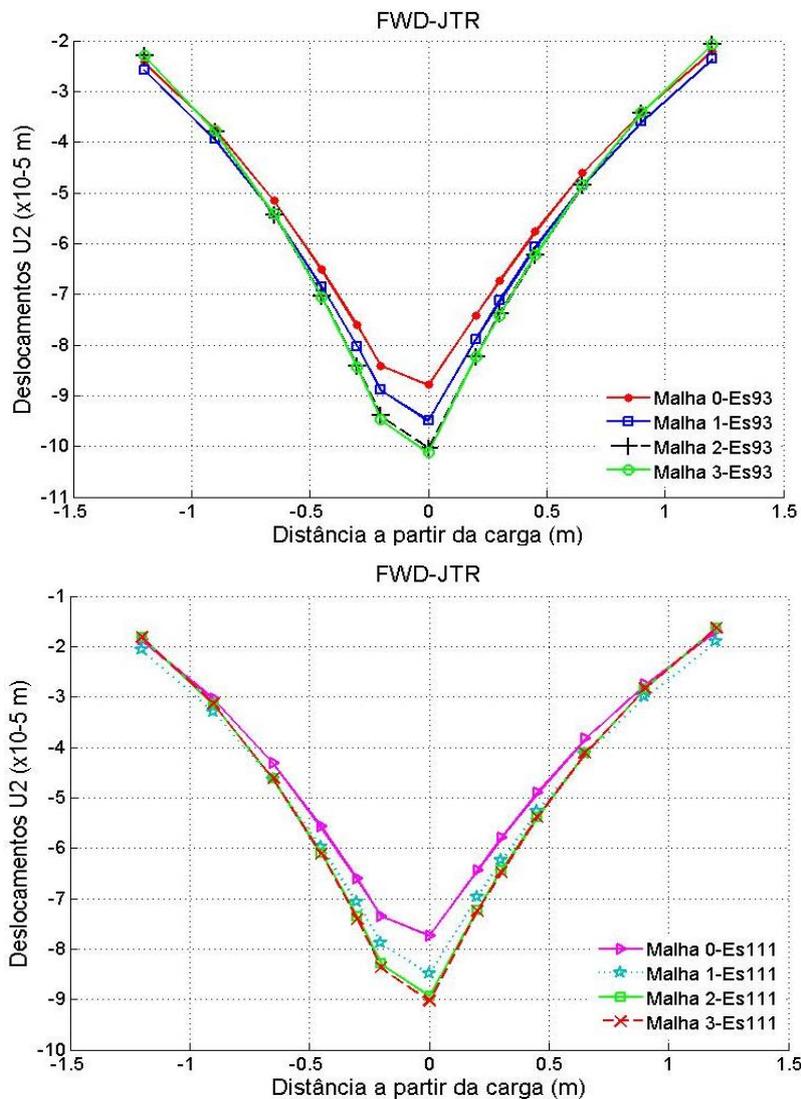
Obtiveram-se os resultados dos deslocamentos verticais na posição dos sensores a partir do centro da placa de carga (0) em todos os modelos listados na Tabela 3.11, e para o subleito com CBR de 13,7% e 18% (Tabela 3.9), com módulos de elasticidade de 93 MPa (Es 93) e 111 MPa (Es 111), respectivamente, calculados com a equação 3.13. Dos resultados do ensaio FWD foram selecionadas duas condições de carga, uma perto da junta longitudinal (FWD JL) e outra perto da junta transversal (FWD JTR). Gerou-se a bacia de deflexões nos quatro modelos de malhas (Figuras 3.27 e 3.29). A comparação do deslocamento máximo no ponto de aplicação da carga (0), para os dois casos (FWD JL e JTR), é apresentada nas Figuras 3.28 e 3.30. O erro em relação à malha mais refinada (M3) é mostrado na Tabela 3.12.



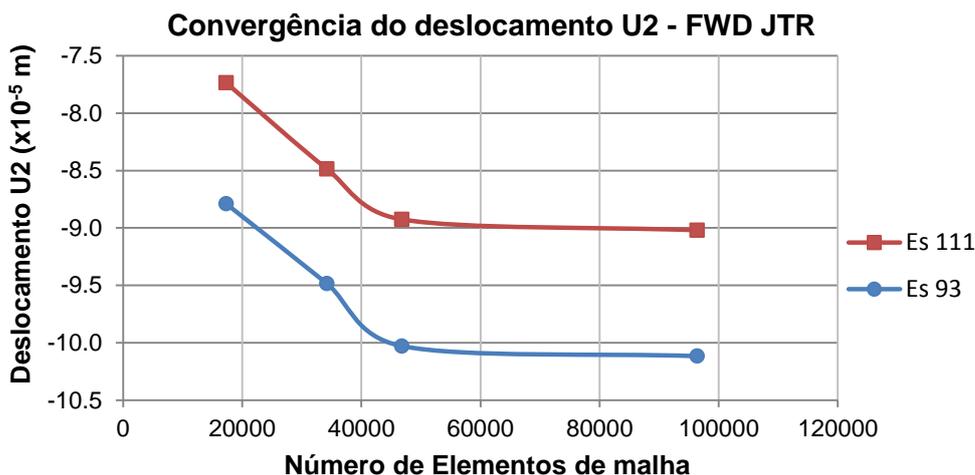
**Figura 3.27. Resposta do modelo (Deslocamentos U2 vs. Distância a partir da carga) para carga na junta longitudinal FWD JL para os módulos de elasticidade do subleito de 93 MPa (Es93) e 111 MPa (Es111).**



**Figura 3.28. Convergência do deslocamento U2 com a maior discretização da malha para a carga na junta longitudinal FWD-JL.**



**Figura 3.29. Resposta do modelo (Deslocamentos U2 vs. Distância a partir da carga) para carga na junta transversal FWD JTR para os módulos de elasticidade do subleito de 93 MPa (Es93) e 111 MPa (Es11).**



**Figura 3.30. Convergência do deslocamento U2 com a maior discretização da malha para carga na junta transversal FWD JTR.**

**Tabela 3.12. Erro de resultados de deslocamento U2 no ponto de aplicação de carga em relação à malha mais refinada (M3).**

Carga	CBR 13% - Es 93 Mpa			CBR 18% - Es 111 MPa		
	M0/M3	M1/M3	M2/M3	M0/M3	M1/M3	M2/M3
FWD-JL	12,02%	8,92%	<b>1,43%</b>	12,47%	9,30%	<b>1,45%</b>
FWD-JTR	13,12%	6,24%	<b>0,87%</b>	14,23%	5,93%	<b>1,04%</b>

Da análise dos dados de convergência mostrados nas Figuras 3.29 e 3.30 e na Tabela 3.12, onde M0 se refere à malha 0, M1 à malha 1, etc., pode se concluir que a malha 2 (M2), com um total de 46850 elementos sólidos tipo C3D8 e 380 elementos de viga tipo B31, gera resultados confiáveis e não precisa de maior refinamento, pois com uma malha com o dobro de elementos (M3) a diferença é em média de 1,2% nos resultados. Assim, o modelo com a malha 2 é utilizada no modelo do pavimento do trecho em análise.

### 3.3.4. Resultados da avaliação estrutural

O trecho analisado foi escolhido por apresentar pequenas variações na espessura da placa e as características das camadas de placa de concreto, sub-base e subleito, como se vê nos seguintes resultados obtidos em campo. A Figura 3.31 apresenta os dados de espessura das placas medidos nas faixas externa e interna e no eixo. O ensaio FWD foi realizado na placa de concreto e

as medidas de flecha foram menores que  $10 \times 10^{-2}$  mm. Os resultados da flecha máxima no ponto de aplicação da carga nas faixas interna e externa perto das juntas longitudinais e transversais são apresentados nas Figuras 3.32 e 3.33.

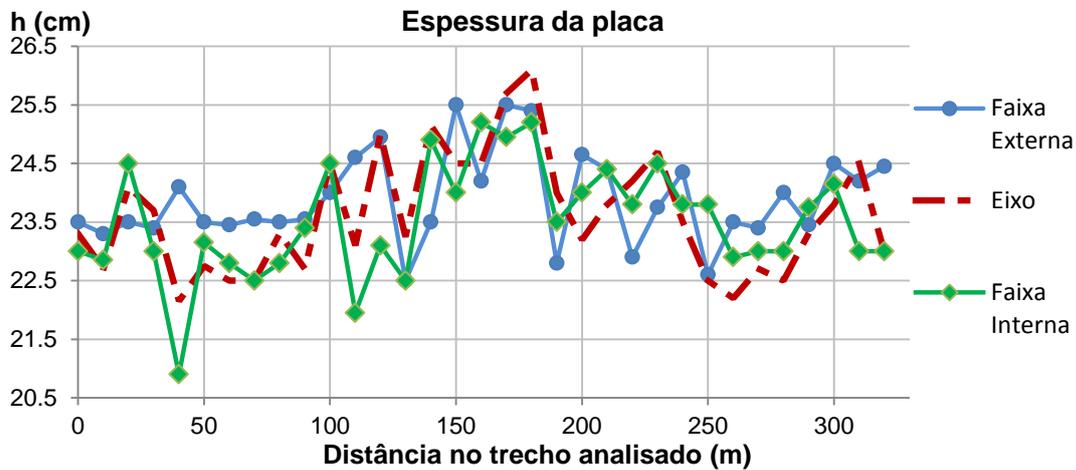


Figura 3.31. Espessuras da placa ao longo do trecho analisado, medidas nas faixas externa, interna e no eixo.

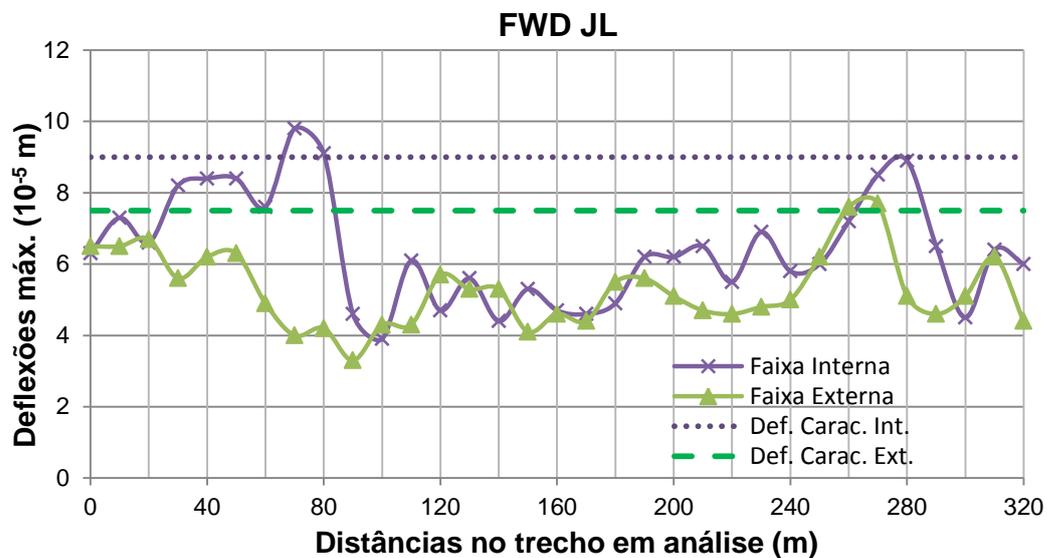
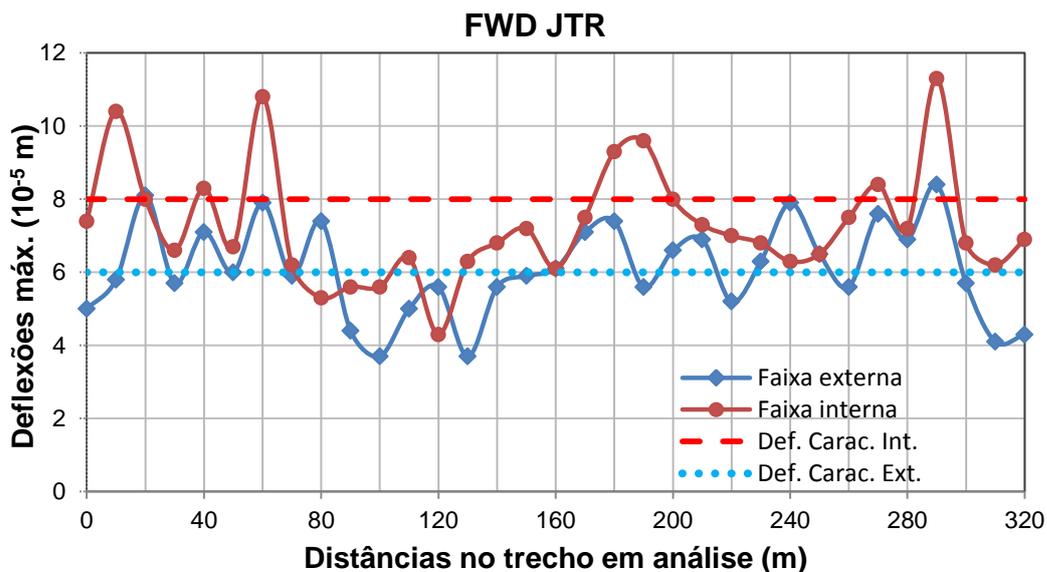


Figura 3.32. Flechas máximas no ponto de aplicação da carga na junta longitudinal FWD JL para as faixas interna e externa.



**Figura 3.33. Flechas máximas no ponto de aplicação da carga na junta transversal FWD JTR no meio da placa para as faixas interna e externa.**

A espessura da placa varia devido às irregularidades provenientes da execução das camadas subjacentes de terraplanagem e CCR, a fim de uniformizar a pista de rolamento no nivelamento topográfico e atender às especificações do projeto. A partir das pequenas variações na espessura e nas flechas máximas medidas nas lajes do pavimento, pode-se observar a homogeneidade da seção, de forma a verificar o uso das propriedades elásticas das camadas do pavimento como constantes ao longo do trecho selecionado no modelo representado em ABAQUS usado para criar o banco de dados.

## 4. Banco de Dados

O banco de dados foi criado a partir de simulações do modelo tridimensional em ABAQUS, descrito no Capítulo 3, com variação dos parâmetros: a) módulo de elasticidade do concreto e do subleito, b) o valor da carga do eixo padrão (ESRD) que representa a carga de tráfego, c) o gradiente de temperatura calculado para diferentes condições ambientais (umidade, precipitação, horas de insolação, velocidade do vento). Essas cargas foram aplicadas simultaneamente e em separado. A análise de acúmulo de fadiga para previsão fraturas no pavimento depende dos resultados obtidos nas simulações. O banco de dados será usado posteriormente no treinamento e validação da Rede Neural Artificial (RNA) que com o reconhecimento de padrões pode prever o tempo de serviço do pavimento até a ruptura.

O modelo em ABAQUS representa o trecho analisado da rodovia BR101/NE localizado no estado de Paraíba até a fronteira com Pernambuco. A informação do tráfego foi obtida para a estação localizada no Km 76,6, em Santa Rita-PB (Latitude -7.097, Longitude -34.666). A informação de temperatura foi obtida da estação em João Pessoa-PB (Latitude -7.1, Longitude -34.86).

### 4.1. Módulos de Elasticidade

#### 4.1.1. Módulo de Elasticidade do Concreto

A redução do módulo de elasticidade ao longo do tempo está relacionada às causas de deterioração do pavimento, entre as quais se encontram: o incremento nas cargas de tráfego, condições de drenagem da rodovia; as condições de intempérie como a variação de temperatura ambiente, umidade, precipitação, velocidade do vento, *etc.*; as alterações no material como, retração plástica, retração por secagem ou hidráulica gerando retração volumétrica, promovendo a formação de fissuras transversais e longitudinais, contração térmica, e a reação álcalis-agregado. As fissuras possibilitam a formação de outras patologias como escalonamento no seu contorno e esborcinamento (quebra nas bordas), além de permitir a filtração de água que preenche as microfissuras formadas internamente, e chega também às camadas inferiores,

afetando a ligação nas partículas de agregados, gerando bombeamento de finos e o descalçamento da placa de concreto na região da fissura (DNIT, 2004; BALBO, 2009).

A resistência à compressão define módulo de elasticidade do concreto, sendo um parâmetro estrutural usado no dimensionamento, controle tecnológico, análise de durabilidade e verificação da vida útil do pavimento. Esta resistência está relacionada com a tensão máxima que causa a ruptura no concreto (HELENE e DA SILVA FILHO, 2011; KUMMER, 2016). A evolução da resistência à compressão com o tempo é obtida com a equação 4.1 que é proposta pelo CEB-FIP Model Code - 2010 e adotada também pela norma NBR 6118-2014.

$$f_{cm}(t) = \exp\left(s\left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)\right) f_{c28} \quad (4.1)$$

onde

$f_{cm}(t)$ : resistência a compressão média na idade  $t$  [MPa];

$t$ : idade efetiva do concreto em dias;

$f_{c28}$ : resistência a compressão média aos 28 dias [MPa];

$s$ : coeficiente que depende do tipo de cimento;

$s=0,20$  para cimento de alta resistência inicial (CPV-ARI),

$s=0,25$  para cimento de endurecimento normal (CPI e II),

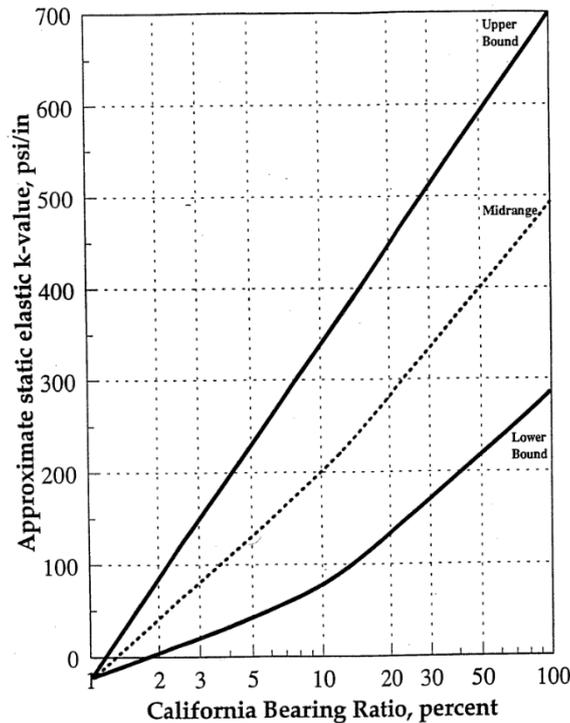
$s=0,38$  para cimento de endurecimento lento (CPIII e IV).

O concreto da rodovia em estudo é de cimento Portland CP II F32, de endurecimento normal ( $s=0,25$ ).

Com os valores calculados de resistência à compressão no tempo de serviço do pavimento até o momento de desenvolver esta tese (2008-2016) foram obtidos os módulos de elasticidade correspondentes usando a equação 3.12 (Tabela 4.1).

#### 4.1.2. Módulo de Elasticidade do Subleito

Para definir o módulo de elasticidade do subleito considera-se a relação entre o CBR e o módulo de reação do subleito  $k$ . O valor de  $k$  representa o suporte da estrutura do pavimento completa e suas respectivas variações. Com o valor do CBR obtém-se o valor de  $k$  usando o gráfico de correlação entre esses parâmetros da AASHTO (1998) apresentado na Figura 4.1, proposto para pavimentos nos quais existe a sub-base entre o subleito e a placa de concreto.



**Figura 4.1. Relação entre o índice de suporte Califórnia (CBR) e o coeficiente de reação do subleito k, b) AASHTO (1998).**

Westergaard (1948) considera que o sistema de apoio para a placa (neste caso sub-base CCR e subleito) responde às ações verticais externas com uma rigidez proporcional à flecha provocada pelas cargas, que devido à rigidez da placa, seria a mesma na superfície da placa e no topo desse sistema de apoio. Nessa teoria, Westergaard definiu o parâmetro de raio de rigidez relativa  $\ell$  da placa de concreto como a raiz quarta da relação entre a rigidez da placa  $D$  e a rigidez do subleito  $k$ , como mostra a equação 3.11 (IOANNIDES *et al*, 1992, HALL e CROVETTI, 2000; BALBO, 2009).

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{D}{k}} = \sqrt[4]{\frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot k}} \quad (4.2)$$

onde

$k$  = módulo de reação do subleito (psi/pol);

$E$  = módulo de elasticidade da placa de concreto (psi);

$D$  = módulo de rigidez da placa em flexão (psi.pol<sup>3</sup>);

$\mu$  = coeficiente de Poisson;

$h$  = espessura de placa (pol).

O parâmetro de raio de rigidez relativa  $l$  pode ser interpretado como uma relação entre o comprimento e a espessura da placa, ou também como a distância a partir do ponto de aplicação da carga até o primeiro ponto de tensão nula (CUNHA, 2013). Assim, pode se considerar o valor de  $l$  constante.

Com o valor médio do CBR obtido em campo (Tabela 3.9), da Figura 4.1 obteve-se  $k=68,5 \text{ MPa/m}$ . Com este valor na equação 4.2 tem-se o valor constante de  $l= 0,82 \text{ m}$ . Com esse valor definido, calcula-se o valor de  $k$  para cada módulo de elasticidade do concreto da Tabela 4.1. Finalmente, o módulo de elasticidade do subleito  $E_s$ , é obtido com a equação 3.13.

**Tabela 4.1. Módulos de elasticidade do concreto e subleito.**

Ano	$f_{cm}(t)$ (Mpa)	% Dif, Anual	$E_{ci}$ (Gpa)	$k$ (Mpa/m)	CBR (%)	$E_s$ (MPa)
0	31,60		34,01	68,50	18,00	111,91
1	37,86	5,01	35,72	71,93	18,90	115,47
2	38,64	0,56	35,92	72,34	19,01	115,89
3	38,99	0,25	36,01	72,52	19,06	116,07
4	39,19	0,15	36,06	72,63	19,08	116,18
5	39,34	0,10	36,10	72,70	19,10	116,26
6	39,44	0,07	36,13	72,75	19,12	116,31
7	39,53	0,06	36,15	72,80	19,13	116,36
8	39,59	0,05	36,17	72,83	19,14	116,39

Na Figura 4.2 pode-se ver a variação do módulo de elasticidade do concreto com o tempo. Com o ganho inicial de 5% no primeiro ano até 0,05% no oitavo ano. Para o módulo de elasticidade do subleito a percentagem de diferença é de 3,2% a 0,03%, do primeiro ao oitavo ano, respectivamente.



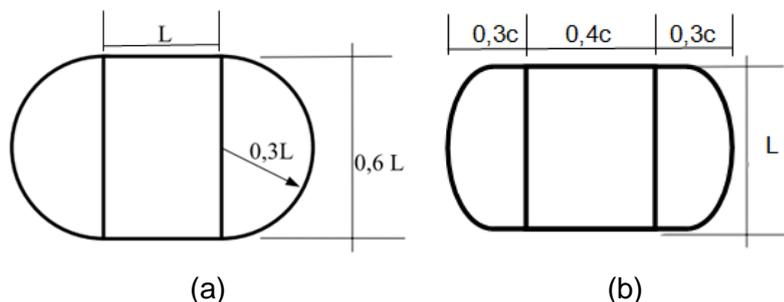
**Figura 4.2. Resistencia a compressão do concreto vs. Tempo de serviço do pavimento.**

## 4.2. Carga de Tráfego

O eixo padrão usado pelos métodos de dimensionamento de pavimentos é o eixo simples com roda dupla (ESRD), que tem uma carga total de 80 kN, sendo 20 kN cada roda. A pressão de contato dos pneus no pavimento, considera-se igual à pressão de enchimento que varia entre 550 kPa a 850 kPa. No Brasil a pressão média oscila entre 655 e 844 kPa. Neste trabalho assume-se 700 kPa, como recomendado, quando o valor é desconhecido (ALBANO, 1998; ALBANO, 2000; DE OLIVEIRA, 2000, REUS *et al*, 2014). Assim, a área de contato de cada pneu é de 285,62 cm<sup>2</sup>.

A área de contato entre o pneu e o pavimento tem forma aproximadamente elíptica para pneus novos com pressão de enchimento e peso máximo aceitável, e retangular para pneus usados com pesos maiores ao máximo recomendado (ALBANO, 1998; DE OLIVEIRA, 2000). Antes de 1984 a área de contato era aproximada por um retângulo central e dois semicírculos nas extremidades menores (Figura 4.3), e era calculada usando-se a equação 4.3. A partir de 1984 a *Portland Cement Association* (PCA) adotou uma forma retangular com dimensões 0,871L e 0,6L, onde L é definido na Figura 4.4, para manter a mesma área obtida pela equação 4.3. Vários estudos mostraram que essa aproximação produz resultados apropriados em simulações de pavimentos usando-se modelos tridimensionais, apresentando pequenas diferenças nas solicitações quando comparado a outras formas como circular ou elíptica formada por retângulo e semicírculos (ALBANO, 1998; DE OLIVEIRA, 2000; ASGARI, 2004).

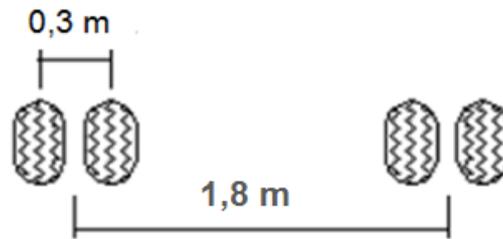
$$A_c = 0,5227L^2 \quad (4.3)$$



**Figura 4.3. Dimensões e formas das áreas de contato aproximadas, (a) Método PCA antes de 1984 (Fonte: HUANG, 1993), (b) Recomendação YODER e WITCZAK (1975, apud DE OLIVERIA, 2000).**

Para a aplicação da carga de tráfego no modelo, selecionaram-se malhas com elementos retangulares que proporcionaram uma área de contato

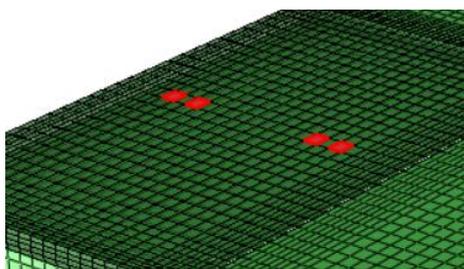
aproximada a  $285,62 \text{ cm}^2$  por cada roda. Respeitaram-se também as dimensões da configuração do eixo padrão de separação entre as rodas, como mostra a Figura 4.4.



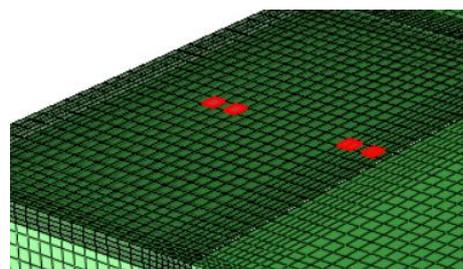
**Figura 4.4. Dimensões do eixo simples de rodagem dupla (Fonte: OLIVEIRA, 2000; DNIT-IPR723, 2006).**

Para avaliar o desenvolvimento de tensões no pavimento consideraram-se três localizações de carga na laje: (1) no meio no sentido do tráfego e transversal, (2) no canto, perto da junta transversal e (3) na borda, perto da junta longitudinal, aproximadamente no centro no sentido do tráfego, longe dos cantos (Figura 4.5).

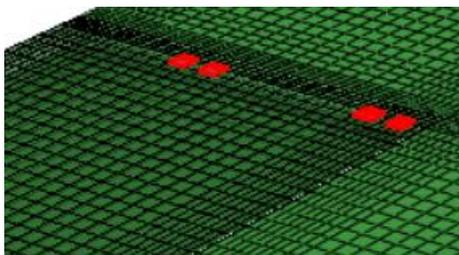
As áreas de contato das quatro rodas simuladas tiveram diferentes valores em cada caso de carga, para as quais foi calculada a pressão aplicada, mantendo-se o peso de 20 kN por roda, como mostra a Tabela 4.2, com as coordenadas do centro da área localizadas no modelo em ABAQUS.



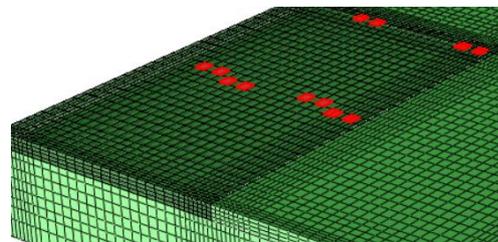
(a) Carga interior - No meio da laje



(b) Carga na borda (Junta longitudinal)



(c) Carga no canto



(d) Cargas no canto, borda e interior.

**Figura 4.5. Cargas aplicadas na laje e localização no modelo.**

**Tabela 4.2. Valor da carga, área e localização na laje das quatro rodas do eixo simples simulado como carga de tráfego (ESRD-80 kN)**

<b>CARGA</b>	<b>RODA 1-1 (kPa)</b>	<b>ÁREA 1-1 (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Coor. X (m)</b>	<b>Coor. Z (m)</b>	<b>RODA 1-2 (kPa)</b>	<b>ÁREA 1-2 (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Coor. X (m)</b>	<b>Coor. Z (m)</b>
Interior	711,11	0,0281	2,78	2,91	711,11	0,0281	2,48	2,91
Borda	752,76	0,0266	3,39	3,10	609,52	0,0328	3,09	3,10
Canto	752,76	0,0266	3,39	0,24	609,52	0,0328	3,09	0,24
	<b>RODA 2-1 (kPa)</b>	<b>ÁREA 2-1 (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Coor. X (m)</b>	<b>Coor. Z (m)</b>	<b>RODA 2-2 (kPa)</b>	<b>ÁREA 2-2 (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Coor. X (m)</b>	<b>Coor. Z (m)</b>
Interior	711,11	0,0281	0,98	2,91	711,11	0,0281	0,68	2,91
Borda	711,11	0,0281	1,58	3,10	711,11	0,0281	1,28	3,10
Canto	711,11	0,0281	1,58	0,24	711,11	0,0281	1,28	0,24

Na realidade a carga de tráfego é dinâmica e cíclica, para o número de eixos simples equivalente para cada tipo de veículo comercial que trafega pela rodovia. Porém, neste trabalho essa carga foi simulada como sendo estática. Essa opção foi escolhida porque incorre em um custo computacional significativamente menor, o que viabilizou a criação de um amplo banco de dados, suficiente para o reconhecimento de padrões na resposta do pavimento de concreto.

O Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN), responsável por regulamentar o transporte rodoviário, estabelece os limites de peso e dimensões para os veículos que transitem por vias terrestres. Em 2014, o CONTRAN publicou a Resolução No. 489, na qual admite uma tolerância de 10% de peso por eixo para os veículos de carga para os veículos comerciais que não ultrapassem o limite de 5% do peso bruto total ou peso bruto total combinado, e de 7,5% se ultrapassem 5% do peso total.

Geralmente os transportadores carregam seus veículos considerando a tolerância com acréscimo de sobrecarga, e não apenas como tolerância do equipamento de pesagem. Segundo Balbo (2007, *apud* BUENO *et al*, 2015), as cargas por eixo encontrada nas rodovias federais são maiores que as cargas máximas legais dos eixos de veículos comerciais regulamentados, como pode se ver na Tabela 4.3 (CERVO, 2004). Albano (2004) apresenta informação de pesagens de veículos em diferentes rodovias federais brasileiras entre os anos 2001 a 2003, ressaltando que entre 2% e 50% dos veículos trafegam com excesso de carga. As estações fixas e móveis de pesagem apresentam limitações de funcionamento, e veículos com sobrecargas entre 10% e 30% operam nas rodovias sem serem multados, e quando é possível ter controle até 70% dos veículos fiscalizados trafegam acima do limite de carga permitido (PETERLINI, 2007 *apud* FONTENELE, 2011; REUS *et al*, 2014).

**Tabela 4.3. Eixos rodoviários observados durante pesagem (Fonte: BALBO, 1999 *apud* CERVO, 2004).**

Carga até (kN)	ESRS		ESRD		ETD		ETT	
	Ocorrência	Frequência	Ocorrência	Frequência	Ocorrência	Frequência	Ocorrência	Frequência
20	8	4,3	2	1,6				
30	19	10,2	4	3,1				
40	35	18,8	6	4,7				
50	59	31,7	7	5,4	1	1,4		
60	62	33,3	5	3,9	3	4,2		
70	2	1,1	7	5,4	1	1,4		
80	0	0,0	9	7,0	4	5,6		
90	1	0,5	7	5,4	8	11,1	2	2,4
100			5	3,9	1	1,4	3	3,5
110			29	22,5	6	8,3	1	1,2
120			26	20,2	3	4,2	4	4,7
130			8	6,2	3	4,2	0	0,0
140			6	4,7	3	4,2	2	2,4
150			5	3,9	0	0,0	1	1,2
160			2	1,6	2	2,8	1	1,2
170			1	0,8	9	12,5	0	0,0
180					5	6,9	1	1,2
190					10	13,9	1	1,2
200					8	11,1	3	3,5
210					2	2,8	0	0,0
220					3	4,2	1	1,2
230							1	1,2

Na Tabela 4.3 pode se observar que o eixo padrão ESRD na maioria dos casos tem valores de carga entre 80 kN e 140 kN. O limite permitido para CONTRAN (2014) e DNIT (2006) para esse eixo é de 100 kN, e com a tolerância pode ser de até 110 kN, porém, essa tolerância é ultrapassada com frequência. Esses aumentos nos limites de carga implicam em uma redução da vida de serviço prevista para o pavimento.

O excesso de carga dos veículos comerciais é um dos principais motivos para a deterioração de pavimentos, comprometendo em um curto período de tempo, o conforto e a segurança do tráfego, além de incrementar os custos de manutenção da rodovia e dos mesmos veículos. Segundo a AASHTO (1993), o deterioro causado no pavimento aumenta exponencialmente com a carga por eixo por meio da lei da quarta potência. Isso quer dizer que se um eixo é carregado duas vezes mais que outro, causará dezesseis vezes maior dano no mesmo pavimento. Essa relação é representada pelos Fatores de Equivalência de carga (FEC) nos métodos de dimensionamento de pavimentos, determinados por meios empíricos e empírico-mecanísticos usando-se correlações desenvolvidas pela *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) e *United States Army Corps of Engineers* (USACE).

Vários estudos foram realizados em pavimentos flexíveis para avaliar o efeito do excesso de carga dos veículos, resultando em valores de FEC para rodovias de Brasil e Portugal maiores do que aqueles propostos pela AASHTO e USACE. A variação desses valores acentua a degradação do pavimento e reduz sua vida útil em até 80% para pavimentos flexíveis de espessura delgada (FONTENELE, *et al.*, 2011; FERNANDES JÚNIOR, 2007; ALBANO, 2005; *apud* REUS *et al.*, 2014; REUS *et al.*, 2016). Para o pavimento rígido em território brasileiro ainda não foram estudadas as variações de FEC e sua relevância no dimensionamento e verificação.

Por outro lado, o dimensionamento dos pavimentos de concreto pelo Método PAC (1984) permite compensar as possíveis deficiências na avaliação da grandeza das cargas solicitantes e da projeção do tráfego, usando um fator de segurança de carga  $F_{sc}$ , segundo as condições da Tabela 4.4. O fator apropriado para o pavimento considerado neste trabalho é 1,2, o que permitiria um valor de carga do eixo ESRD em até 132 kN.

**Tabela 4.4. Fator de segurança das cargas de tráfego – PAC(1984).**

Condição da rodovia/estrada	Fator
Auto-estradas, rodovias com mais de duas faixas por pista, ou em qualquer projeto para tráfego ininterrupto ou de grande volume de caminhões pesados.	1,2
Rodovias e vias urbanas, submetidas a tráfego moderado de caminhões pesados.	1,1
Estradas rurais, ruas residenciais e vias em geral, submetidas a pequeno tráfego de caminhões.	1,0

Para gerar o banco de dados usou-se o eixo padrão (ESRD) de 80 kN em diferentes condições de combinação de tráfego e temperatura, variando-se a carga do eixo com incrementos do 10%, de forma a se considerar a carga entre 80 kN e 170 kN (Tabela 4.3). Mantendo-se a área de contato constante obteve-se a pressão de contato para cada caso (Cargas de 1 até 9) para aplicação no modelo de ABAQUS; os valores obtidos são apresentados na Tabela 4.5.

**Tabela 4.5. Variação das cargas de tráfego (kPa) aplicadas ao modelo.**

ñCARGA	INTERIOR	BORDA 1-1	BORDA 1-2	BORDA 2-1 /2-2	CANTO 1-1	CANTO 1-2	CANTO 2-1 /2-2
1	711	753	610	711	753	610	711
2	782	828	670	782	828	670	782
3	860	911	738	860	911	738	860
4	946	1000	811	946	1000	811	946
5	1040	1100	892	1040	1100	892	1040
6	1150	1210	982	1150	1210	982	1150
7	1260	1330	1080	1260	1330	1080	1260
8	1390	1470	1190	1390	1470	1190	1390
9	1520	1610	1310	1520	1610	1310	1520

### 4.3. Carga de Temperatura

O Instituto Nacional de Meteorologia do Brasil – INMET conta com o Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa – BDMEP, com estações de medição em todo o território nacional. No BDMEP encontram-se as variáveis atmosféricas como precipitação, temperatura, umidade, pressão atmosférica, insolação, direção e velocidade do vento. As pesquisas podem ser realizadas por séries históricas de dados horários, diários e mensais (<http://www.inmet.gov.br/projetos/rede/pesquisa>).

Da estação em Joao Pessoa—Paraíba (82798-BDMEP) obtiveram-se os valores diários de temperatura máxima, medida durante o dia, e a temperatura mínima, medida durante a noite, entre os anos de 2008 e 2016. Para cada mês foram selecionados os dias com maior e menor temperatura. A Figura 4.6 apresenta o gráfico do INMET de temperatura máxima e mínima em três meses de 2016. Para o cálculo dos gradientes de temperatura por meio da espessura da laje foram usados os valores de insolação, umidade, precipitação e velocidade do vento, correspondentes aos dias selecionados.

Para calcular a temperatura no topo do pavimento, Balbo e Severi (2002) apresentaram equações que relacionam a temperatura atmosférica, as horas de insolação e a umidade relativa do ar, por estações climáticas. A equação 4.4, para primavera-verão, foi usada entre os dias 22 de setembro a 19 de março, e a equação 4.5, para outono-inverno, entre os dias 20 de março e 21 de setembro.

$$T_{top-pv} = 11,94 + 1,0 \cdot I_s + 0,92 \cdot T_{ar} + 0,03 \cdot H \quad (4.4)$$

$$T_{top-oi} = 14,3 + 0,2 \cdot I_s + 0,75 \cdot T_{ar} + 0,07 \cdot H \quad (4.5)$$

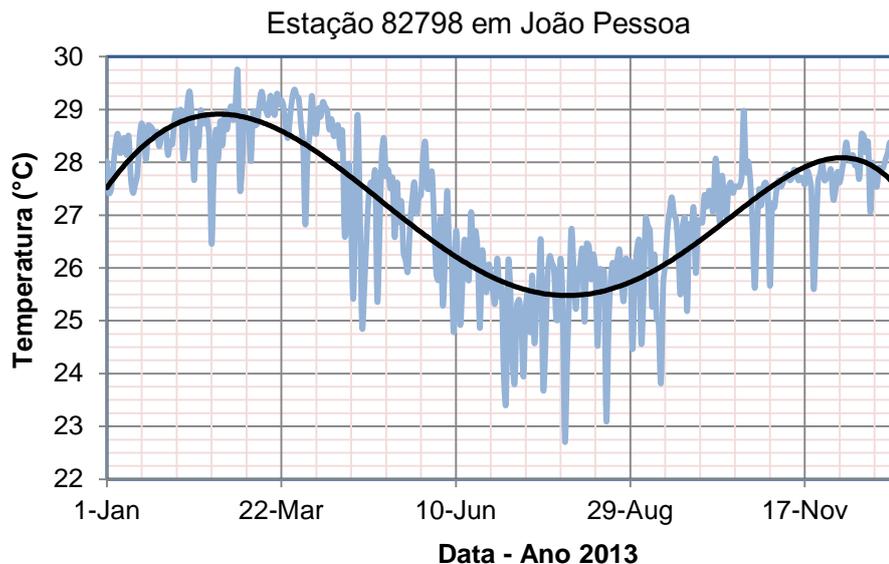
onde

$T_{top-pv}$ : temperatura máxima na superfície do topo do pavimento (°C) para primavera/verão;

$T_{top-oi}$ : temperatura máxima na superfície do topo do pavimento (°C) para outono/inverno;

$I_s$ : número de horas de insolação do nascer do sol até o pico (15h);

$H$ : umidade relativa do ar (%).



**Figura 4.6. Temperatura média durante o ano 2013 para a estação 82798 em João Pessoa (Fonte: INMET-BDMET).**

Para calcular a temperatura no fundo da laje usaram-se as expressões de diferencial térmico positivo para os valores máximos de temperatura medidos durante o dia usando-se as equações 4.6 e 4.7, para os casos de primavera-verão e outono-inverno, respectivamente (SEVERI e BALBO, 2002; DER/SP 2005, BALBO, 2009).

$$DT_{pv}(+) = -18,83 + 0,542T_{top} + 0,03h + 4,165H_f \quad (4.6)$$

$$DT_{oi}(+) = -6,534 + 0,509T_{top} + 0,0013h \quad (4.7)$$

onde

$DT_{pv}$ : diferencial térmico máximo (°C) para primavera/verão;

$DT_{oi}$ : diferencial térmico máximo (°C) para outono/inverno;

$T_{top}$ : temperatura máxima na superfície do topo do pavimento (°C);

$h$ : espessura da placa de concreto (mm);

$H_f$ : 1 com presença de umidade no fundo, 0 no caso contrário;

$T_{bot}$ : temperatura no fundo do pavimento (°C):  $T_{top} - DT$ .

As equações determinadas por Balbo e Severi (2002) a partir de ensaios em pistas instrumentadas no Brasil, são aplicáveis à região em análise para: a) temperatura do ar entre 6°C e 36°C, b) umidade relativa do ar entre 20% e 100%, c) velocidade do vento menor a 1 km/h. Para os casos simulados a temperatura máxima do ar varia entre 24°C e 34°C e a umidade está dentro da faixa especificada, com um valor médio de 75%. Porém, a velocidade do vento, na região em questão está, geralmente, entre 7 km/h e 10 km/h, podendo alcançar 27 km/h.

Segundo o estudo de Francelino (2008) sobre o pavimento de concreto sobre solos moles nessa região, e especificamente no trecho em estudo (BR 101/NE - Lote 5), as condições de umidade relativa do ar e velocidade do vento incrementam os índices de probabilidade de fissuração plástica, sendo necessário usar cura química para proteger a superfície do pavimento da agressividade desses fatores. Assim, para usar as equações 4.4 a 4.7, o valor da temperatura do ar foi reduzido em 10%, posto que ventos fortes contribuem ao resfriamento da temperatura do ar (VAREJÃO-SILVA, 2006) de forma a obter valores entre 35°C e 49°C para as temperaturas máximas da superfície, apropriados de acordo com os valores da temperatura entre 36°C e 47°C medidos diretamente no topo do pavimento durante o dia no ensaio FWD.

Balbo e Severi (2002) consideraram pouco relevantes os diferenciais térmicos negativos em climas tropicais, e as equações não foram calibradas para as temperaturas mínimas.

Neste trabalho pretende-se que o banco de dados ofereça relações do comportamento do pavimento para combinações de carga com os dois tipos de gradiente térmico, positivo e negativo. Assim, para as temperaturas mínimas, as equações 4.4 e 4.5 foram tomadas como referência, desconsiderando-se o termo das horas de insolação, pois foram medidas durante a noite, sendo a temperatura no topo do pavimento 50% do valor calculado.

Para calcular o diferencial térmico negativo em função da espessura da laje, usou-se a equação 4.8 recomendada pela AASHTO (BALBO, 2009).

$$DT(-) = -18,14 - \frac{52,01}{t} + 0,394 \cdot v_v + 0,07T_{ar} - 0,00407I_p \quad (4.8)$$

onde

$DT(-)$ : diferencial térmico mínimo (°F);

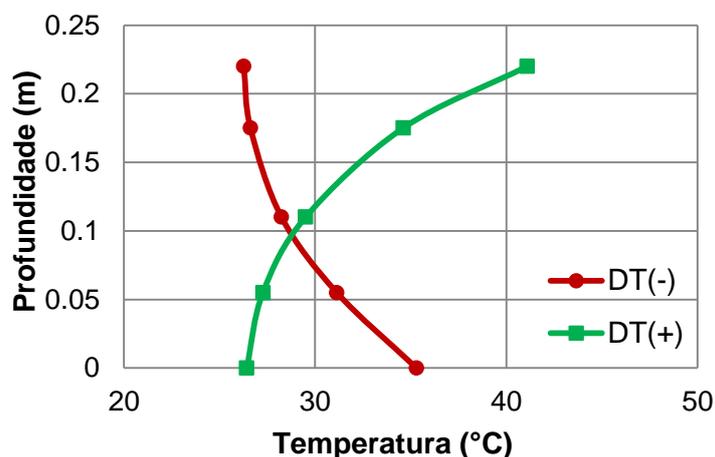
$t$ : espessura da placa de concreto (pol);

$T_{ar}$ : temperatura atmosférica média (°F);

$V_v$ : velocidade do vento (milhas por hora);

$I_p$ : precipitação média (pol).

Os valores foram medidos para cada dia selecionado, e convertidos às unidades utilizadas no modelo do ABAQUS, *i.e.*, °C, m. Para a simulação da distribuição de temperatura por meio da espessura da laje aplicou-se a equação 3.15. descrita no Capítulo 3. Determinaram-se os coeficientes A, B e C (Eq. 3.16 – 3.18) com as temperaturas do topo e do fundo da laje calculadas, e assumindo-se um valor de temperatura no meio, para que o gradiente aplicado possa ser descrito como uma parábola. A Figura 4.7 apresenta dois casos de distribuição de gradientes de temperatura positivo (DT(+)) e negativo (DT(-)) ao longo da profundidade da laje, que é como foram aplicados nas simulações das temperaturas máximas e mínimas, respectivamente.



**Figura 4.7. Distribuição do gradiente de temperatura positivo (DT(+)) e negativo (DT(-)) na profundidade da laje.**

#### 4.4. Banco de Dados

No modelo tridimensional desenvolvido usando-se o programa ABAQUS e definido no Capítulo 3, foram simuladas as cargas de tráfego no interior, canto e borda do pavimento, e as cargas de temperatura dos gradientes positivo e negativo, bem como a combinação entre elas. As temperaturas máximas foram usadas com o gradiente positivo, e as temperaturas mínimas com o gradiente negativo, sendo escolhidos seis dias com os valores máximos, mínimos e os dados que mais se repetiam por mês, para um total de 72 dados por ano para cada tipo de carga. Com a informação de temperatura de nove anos analisados (2008-2016), as três cargas de tráfego foram combinadas com os gradientes

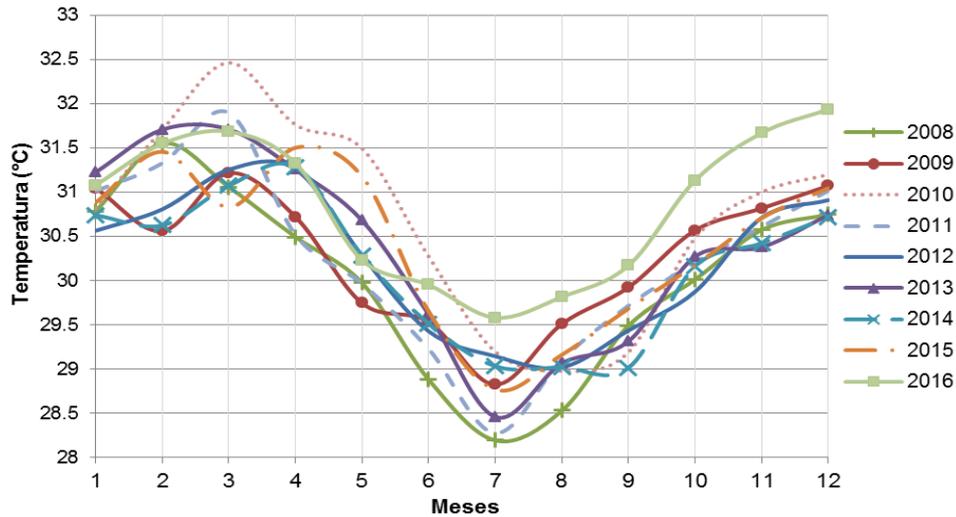
positivo e negativo, resultando em 3888 registros. Foram 27 simulações com apenas as cargas de tráfego. As temperaturas também foram simuladas separadamente para gradiente positivo e negativo, com 648 registros cada um. Finalmente, o banco de dados ficou com um total de 5211 registros.

O banco de dados para a Rede Neural Artificial consiste de duas partes: as variáveis de entrada aplicadas no modelo, e as variáveis de saída que são as respostas do modelo geradas pelo ABAQUS. As variáveis de entrada são as características do concreto e o solo, os valores de temperatura no topo e no fundo da laje, os valores de pressão e área de contato de cada uma das quatro rodas, e as coordenadas no plano horizontal do centro de área de contato no modelo (Tabela 4.2). Os valores calculados da pressão de contato do eixo, os módulos de elasticidade dos materiais e o ano dos valores de temperatura utilizados nas combinações de carga, são mostrados na Tabela 4.6. Para a carga no interior é o mesmo valor nas quatro rodas, posto que a área de contato é igual para todas. Para as cargas de borda e canto, em que as áreas são diferentes, a nomenclatura corresponde às rodas do lado direito (1) e do lado esquerdo (2).

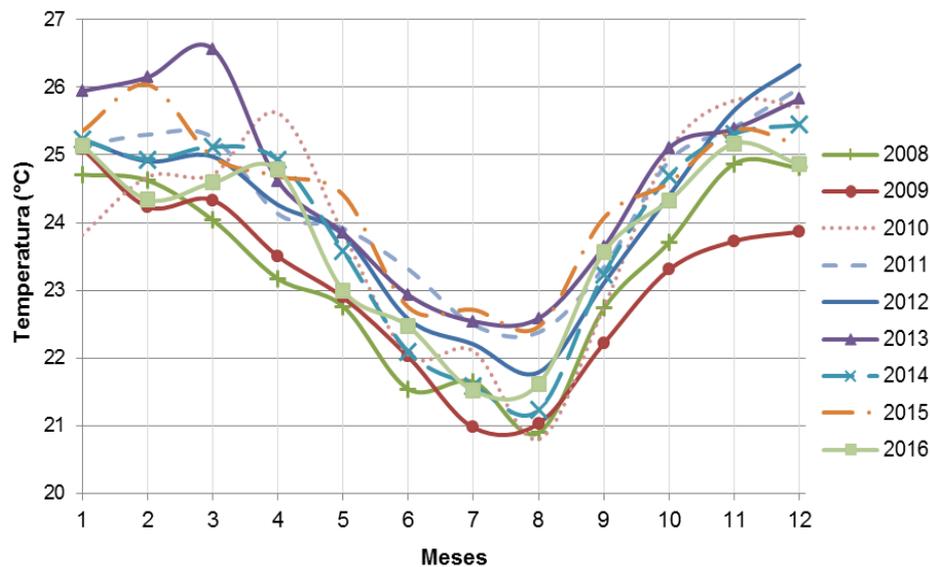
A variação de temperatura média máxima e mínima do ar durante cada ano é representadas nas Figuras 4.8 e 4.9, respectivamente, a partir das quais foram calculadas as temperaturas nas lajes do pavimento. Para o gradiente positivo, a temperatura na superfície do topo varia entre 35°C e 49°C, e entre 22°C e 29°C no fundo da laje. Para o gradiente negativo a temperatura no topo está entre 6°C e 22°C, e no fundo entre 33°C e 49°C.

**Tabela 4.6. Variação dos parâmetros de materiais e cargas de tráfego aplicadas no modelo para geração do banco de dados.**

Ano T°	Ec (GPa)	Es (MPa)	INTERIOR (kPa)	BORDA (kPa) 1-1	BORDA (kPa) 1-2	BORDA (kPa) 2-1 /2-2	CANTO (kPa) 1-1	CANTO (kPa) 1-2	CANTO (kPa) 2-1 /2-2
2008	34,01	111,91	711	753	610	711	753	610	711
2009	35,72	115,47	782	828	670	782	828	670	782
2010	35,92	115,89	860	911	738	860	911	738	860
2011	36,01	116,07	946	1000	811	946	1000	811	946
2012	36,06	116,18	1040	1100	892	1040	1100	892	1040
2013	36,10	116,26	1150	1210	982	1150	1210	982	1150
2014	36,13	116,31	1260	1330	1080	1260	1330	1080	1260
2015	36,15	116,36	1390	1470	1190	1390	1470	1190	1390
2016	36,17	116,39	1520	1610	1310	1520	1610	1310	1520



**Figura 4.8. Variação da temperatura máxima durante cada ano.**



**Figura 4.9. Variação da temperatura mínima durante cada ano.**

Os resultados de tensões, deslocamentos e capacidade de transferência de carga entre lajes obtidos das simulações foram usados na análise de acúmulo de fadiga para previsão de fraturas no pavimento. O banco de dados gerado foi a base de treinamento e validação da rede neural artificial (RNA), com o fim de que por meio de reconhecimento de padrões se possa prever o tempo de serviço do pavimento até a ruptura.

## 5. Análise de Resultados

Os resultados das tensões de tração devido à flexão e os deslocamentos obtidos do banco de dados, que foi gerado a partir de simulações de cargas de tráfego e gradientes de temperatura no modelo desenvolvido em ABAQUS, foram usados para a análise dos casos críticos de carga, para investigar a transferência de carga entre lajes por meio das juntas com barras de transferência, e para a análise da fadiga no pavimento. O último é usado para determinar períodos de manutenção no trecho da via em estudo. O banco de dados com a informação de materiais do pavimento, a localização e valores das cargas, e a análise dos resultados mencionados, foram a base do treinamento da RNA e do sistema de gerenciamento de pavimentos.

### 5.1.Cargas de Tráfego

Nas simulações, considerando-se apenas a carga do tráfego, foram considerados os casos em que a carga foi aplicada no canto, no interior (no meio), e na borda da laje como mostra a Figura 5.1. Obtiveram-se as tensões de tração devido à flexão máxima e os resultados estão apresentadas nas Tabelas 5.1 a 5.3. Para os nove incrementos de carga analisados a tensão máxima foi medida sob as quatro rodas do eixo de carga, identificadas como 1-1, 1-2, 2-1 e 2-2, sendo 1-1 a roda mais perto da junta longitudinal (Figura 5.1), e no eixo central longitudinal (CL) da laje.

**Tabela 5.1. Tensão a tração máxima para a carga de tráfego no canto.**

Carga	C 1-1 (kPa)	C 1-2 (kPa)	C CL (kPa)	C 2-1 (kPa)	C 2-2 (kPa)
1	482,07	448,42	275,21	436,89	442,27
2	530,91	493,04	301,93	481,03	487,15
3	584,02	542,26	331,94	529,10	535,90
4	642,38	596,39	365,04	581,96	589,46
5	706,54	655,92	401,46	640,08	648,34
6	777,07	721,37	441,50	703,96	713,07
7	854,63	793,35	485,53	774,20	784,23
8	939,88	872,47	533,94	851,41	862,46
9	1042,46	959,44	587,16	936,29	948,46

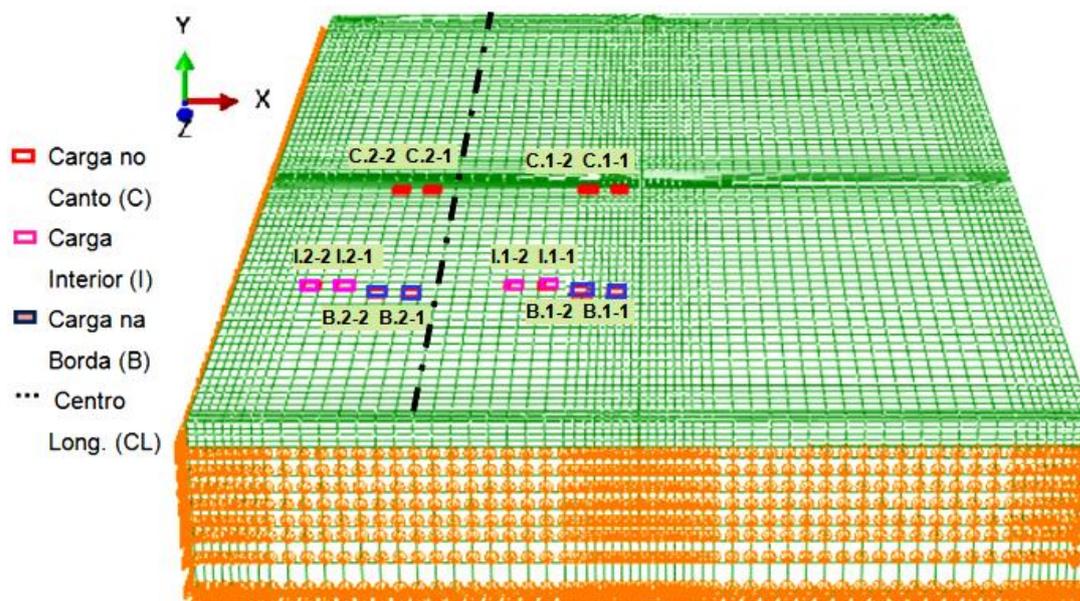


Figura 5.1. Localização das cargas de tráfego aplicadas à laje.

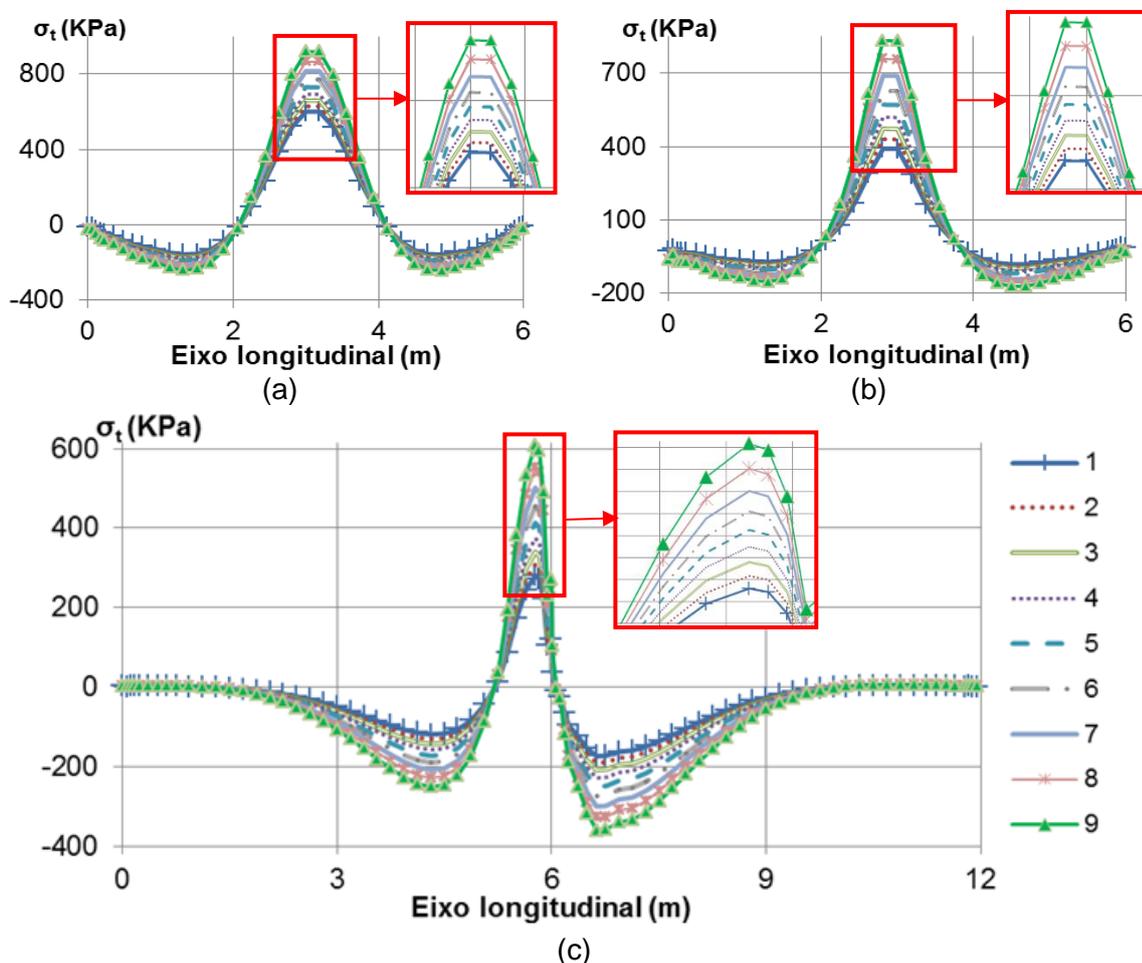
Tabela 5.2. Tensão a tração máxima para a carga de tráfego Interior.

Carga	I 1-1 (kPa)	I 1-2 (kPa)	I CL (kPa)	I 2-1 (kPa)	I 2-2 (kPa)
1	1058,43	1083,73	589,22	1115,51	1132,95
2	1115,52	1142,45	623,40	1176,61	1194,94
3	1171,98	1200,29	655,20	1236,23	1255,49
4	1233,59	1263,39	689,72	1301,23	1321,49
5	1301,18	1332,61	727,53	1372,51	1393,88
6	1375,43	1408,64	769,03	1450,79	1473,37
7	1457,02	1492,20	814,61	1536,81	1560,72
8	1546,71	1584,03	864,67	1631,32	1656,72
9	1645,31	1684,99	919,69	1735,23	1762,23

Tabela 5.3. Tensão a tração máxima para a carga de tráfego na borda.

Carga	B 1-1 (kPa)	B 1-2 (kPa)	B CLC (kPa)	B 2-1 (kPa)	B 2-2 (kPa)
1	556.49	469.84	363.59	475.81	471.41
2	536.27	520.42	403.02	526.64	521.70
3	590.06	572.77	443.66	579.66	574.22
4	648.95	630.07	488.14	637.75	631.76
5	713.60	693.00	536.99	701.55	694.96
6	784.60	762.13	590.66	771.67	764.42
7	862.60	838.10	649.64	848.75	840.78
8	948.31	921.60	714.47	933.47	924.72
9	1059.62	1013.36	785.74	1026.61	1017.00

A Figura 5.2 mostra a distribuição de tensões no eixo longitudinal (CL) no sentido do tráfego para os nove casos de carga simulados.



**Figura 5.2. Distribuição da tensão de tração no eixo longitudinal no centro da laje nos casos de carga (a) Interior, (b) Borda, (c) Canto – nas duas lajes: carregada (0 – 6m) e não carregada (6 – 12m).**

Os menores valores de tensão foram obtidos com a carga de canto e os maiores valores com a carga Interior, ou seja, no meio da laje. Para a carga interior a tensão no centro longitudinal da laje é 52% da carga máxima obtida sob a roda 2-2. Observa-se que a tensão diminui quando a distância ao ponto de aplicação da carga aumenta, como era de se esperar. Pode-se notar que para a carga do Interior a tensão é simétrica em relação ao eixo central. Para as cargas de canto e borda, as rodas 2-1 e 2-2 do eixo de carga encontram-se mais próximas do eixo central, a 0,23 e 0,50 m respectivamente. Assim, a tensão no centro longitudinal devido às cargas de canto e borda são 62% e 77% da tensão máxima sob a roda 1-1, respectivamente. A comparação entre a distribuição de tensões para os três tipos de carga no eixo longitudinal central (CL) é

apresentada e na Figura 5.3. A Figura 5.4 mostra a distribuição no eixo transversal sob o eixo de carga para o caso com carga máxima no eixo (170 kN).

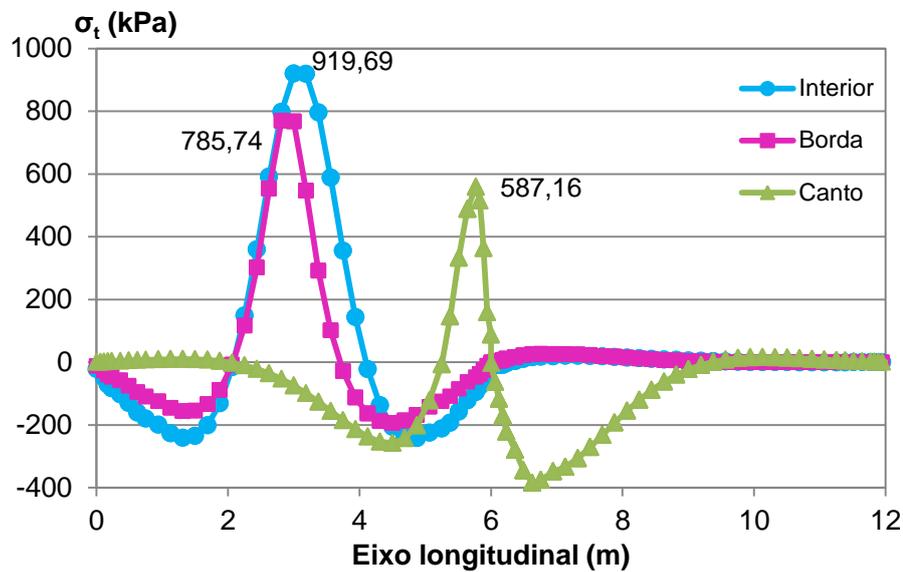


Figura 5.3. Distribuição da tensão de tração máxima no eixo longitudinal no centro da laje, nas duas lajes: carregada (0 – 6 m) e não carregada (6 – 12 m); para o caso de máxima carga (170 kN).

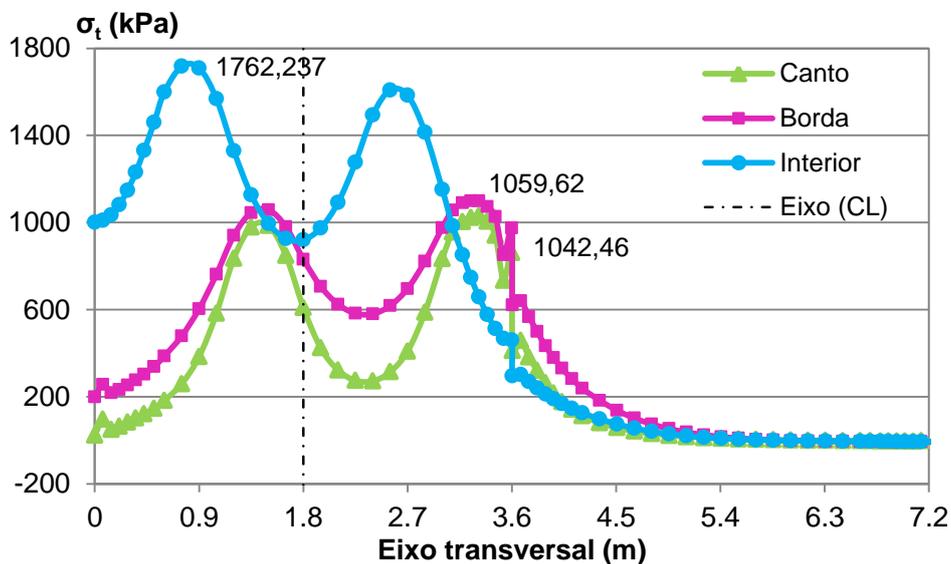


Figura 5.4. Distribuição de tensões máximas no eixo transversal da laje, embaixo do eixo de carga, nas duas lajes: carregada (0 – 3,6 m) e não carregada (3,6 – 7,2 m) – para o caso nove de máxima carga (170 kN).

As tensões devidas às cargas de tráfego, medidas no eixo central longitudinal, são diretamente relacionadas com o incremento de carga e à

degradação do módulo de elasticidade do material. Exceto pela variação não linear dos gradientes de temperatura o comportamento do modelo é linear elástico.

O caso mais crítico é da carga interior para o eixo com carga máxima (170 kN), com um valor de tensão máxima de 1762 kPa, porém, esse valor significa apenas 35% da resistência estática. Para esses valores o concreto pode suportar um número infinito de solicitações.

### 5.1.1. Comparação com Resultados Analíticos

A fim de verificar o modelo desenvolvido no ABAQUS os resultados obtidos foram comparados com os resultados dos modelos analíticos para o cálculo de tensões de tração devido à flexão, propostos por Westergaard (1926), que são dados pelas equações 5.1 a 5.3 para a carga aplicada no canto, no interior e na borda, respectivamente. Cabe ressaltar que essas deduções foram baseadas na análise de carregamentos aplicados com pressão uniforme sobre áreas circulares em placas de dimensões semi-infinitas (BALBO, 2009; ASGARI, 2004).

$$\sigma = \frac{3 \cdot P}{h^2} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{a_1}{l} \right)^{0,6} \right] \quad (5.1)$$

$$\sigma = \frac{0,316 \cdot P}{h^2} \cdot \left[ 4 \cdot \log_{10} \left( \frac{l}{b} \right) + 1,069 \right] \quad (5.2)$$

$$\sigma = \frac{0,572 \cdot P}{h^2} \cdot \left[ 4 \cdot \log_{10} \left( \frac{l}{b} \right) + 0,359 \right] \quad (5.3)$$

$$\text{onde } b = \sqrt{1,6a^2 + h^2} - 0,675h; \quad l = \sqrt[4]{\frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot k}}$$

$P$ : valor da carga (N);

$h$ : espessura da placa (m);

$a_1$ : distância do canto da placa ao centro da carga aplicada(m);

$a$ : raio da área circular de carga (m);

$b$ : correção do raio da área de carga, quando  $a < 1,724h$ ;

$l$ : raio de rigidez relativa (m);

$E$ : módulo de rigidez da placa (MPa);

$\nu$ : coeficiente de Poisson da placa;

$k$ : módulo de rigidez do subleito.

A comparação entre os resultados de tensões máximas de tração devido à flexão obtidos no modelo em ABAQUS e os resultados calculados com os modelos analíticos de Westergaard (1926) está apresentada na Tabela 5.4.

**Tabela 5.4. Comparação entre resultados das tensões de tração devido à flexão obtidos analiticamente (Westergaard) e os obtidos pelo modelo de elementos finitos (ABAQUS).**

Carga	$\sigma$ (kPa) - Canto C(1-1)		$\sigma$ (kPa) - Meio M (CL)		$\sigma$ (kPa) - Borda B(1-1)	
	Westergaard	ABAQUS	Westergaard	ABAQUS	Westergaard	ABAQUS
1	509,46	482,07	613,37	589,22	942,45	556,488
2	560,40	530,91	674,70	623,40	1036,70	536,265
3	616,44	584,02	742,17	655,20	1140,36	590,064
4	678,09	642,38	816,39	689,72	1254,40	648,954
5	745,90	706,54	898,03	727,53	1379,84	713,600
6	820,49	777,07	987,83	769,03	1517,83	784,596
7	902,54	854,63	1086,61	814,61	1669,61	862,604
8	992,79	939,88	1195,27	864,67	1836,57	948,306
9	1092,07	1042,46	1314,80	919,69	2020,23	1042,464

Na Tabela 5.4 observa-se que os resultados para carga de canto são próximos aos resultados calculados pelo método analítico, com uma diferença de aproximadamente 5,6% para todos os nove casos de carga. Para carga no interior a diferença aumenta com o incremento da carga, iniciando com uma diferença de 4% para o primeiro caso com 80 kN, até a máxima diferença de 30% para a carga máxima de 170 kN. Deve-se considerar que as equações foram deduzidas para uma área de aplicação da carga no centro da placa, enquanto no modelo em ABAQUS o centro do eixo de carga coincide com o centro da placa, e as áreas de contato das rodas localizadas aos lados estão aproximadamente a uma distância de 0,9m do centro.

No modelo analítico para a carga aplicada na borda não foram consideradas as barras de ligação da junta longitudinal. A maior diferença foi de 45% na comparação com os resultados obtidos pelo modelo do ABAQUS. Para comparar os resultados do modelo sob as mesmas condições do modelo analítico, a carga foi aplicada na laje adjacente ao lado direito na borda sem barras de ligação e conservou-se a localização das áreas de contato das rodas na laje. Os resultados de tensão máxima sob as rodas e no centro da borda sem barras de ligação são apresentados na Tabela 5.5.

**Tabela 5.5. Tensão a tração máxima para a carga de tráfego na borda, na laje sem barras de ligação na junta longitudinal.**

<b>Carga</b>	<b>B 1-1 (kPa)</b>	<b>B 1-2 (kPa)</b>	<b>B CLC (kPa)</b>	<b>B 2-1 (kPa)</b>	<b>B 2-2 (kPa)</b>
1	760.35	641.96	398.72	494.64	487.30
2	841.99	711.11	441.96	547.49	539.30
3	926.69	782.68	486.53	602.61	593.59
4	1019.43	861.03	535.31	663.00	653.08
5	1121.24	947.06	588.88	729.34	718.43
6	1233.09	1041.56	647.73	802.24	790.24
7	1356.00	1145.40	712.41	882.38	869.19
8	1491.03	1259.50	783.50	970.47	955.97
9	1639.42	1384.88	861.64	1067.31	1051.38

Comparando-se os resultados das Tabelas 5.5 e 5.3 observa-se que as barras de ligação afetam a rigidez da laje diminuindo os resultados das tensões obtidas sob as rodas 1-1 e 1-2, enquanto os valores nas rodas mais afastadas das barras e no centro longitudinal são similares. A comparação dos resultados analíticos com a tensão obtida sob a roda 1-1 para os casos de carga na laje com e sem barras de ligação é apresentada na Tabela 5.6. A diferença entre os resultados calculados analiticamente e os obtidos pelo modelo do ABAQUS para a borda longitudinal sem barras de ligação, diminui para aproximadamente 18,7% em todos os nove casos de carga.

**Tabela 5.6. Comparação de resultados de tensões de tração na flexão analíticos (Westergaard) e do modelo de elementos finitos (ABAQUS) para a carga na borda com e sem barras de ligação (BL).**

<b>Carga</b>	<b><math>\sigma</math> (kPa) - Borda B(1-1)</b>		
	<b>Westergaard</b>	<b>Abq. com BL</b>	<b>Abq. sem BL</b>
1	942,45	556,49	760,35
2	1036,70	536,27	841,99
3	1140,36	590,06	926,69
4	1254,40	648,95	1019,43
5	1379,84	713,60	1121,24
6	1517,83	784,60	1233,09
7	1669,61	862,60	1356,00
8	1836,57	948,31	1491,03
9	2020,23	1042,46	1639,42

Verifica-se que o modelo em ABAQUS gera soluções semelhantes aos modelos analíticos de Westergaard (1926). As diferenças são devido ao fato desses modelos terem sido desenvolvidos para cargas com área circular aplicadas em placas apoiadas no modelo de fundação líquida ou molas de Winkler (1867, *apud* BALBO, 2009). No modelo em ABAQUS a área de carga é retangular e a fundação foi representada por elementos sólidos, os quais permitem que a carga seja distribuída em uma área maior e, portanto, resultando em menores tensões, como foi verificado com os resultados das Tabelas 5.4 e 5.6.

Deve-se ressaltar que a condição de carga na borda sem barras de ligação foi usada apenas para comparação com o modelo analítico. Nas análises de comparação das combinações de carga com gradientes de temperatura foi utilizada a localização da Figura 5.1, com a carga de borda aplicada na laje com barras de ligação na junta longitudinal.

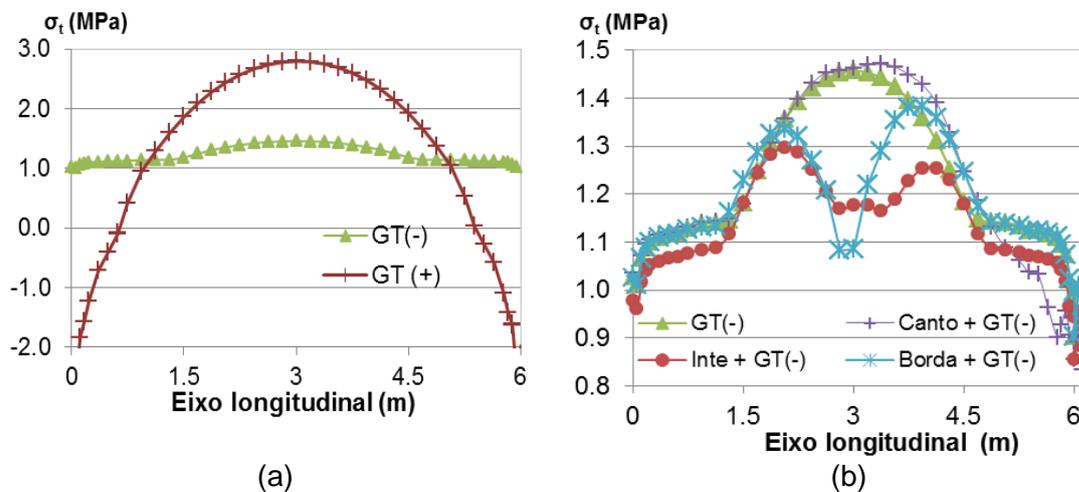
## 5.2. Combinação de cargas de tráfego e gradientes de temperatura

Para cargas de tráfego obtêm-se maiores valores sob as rodas, mas para os casos de carga combinada o gradiente de temperatura tem maior influência na resposta. As tensões foram medidas no eixo central para todos os casos de carga, para efeitos de comparação.

A distribuição de tensões devido ao efeito da variação de temperatura com gradientes positivo e negativo, no eixo central longitudinal, são apresentadas na Figura 5.5 (a) e (b), respectivamente. A Figura 5.5 (b) ilustra a comparação entre as tensões da combinação das cargas de tráfego e do gradiente negativo de temperatura. Para o gradiente negativo as tensões são medidas no topo e para o gradiente positivo no fundo da laje. O gradiente de temperatura negativo gera menores tensões que o gradiente positivo. Observa-se também que essas tensões são menores do que as produzidas pela carga de tráfego. Os gradientes positivos de temperatura variam entre 11°C e 20°C, enquanto os gradientes negativos estão entre 7°C e 10°C. Os valores de tensão obtidos para gradiente negativo variam entre 0,9 e 1,6 MPa. O valor máximo dessas tensões representa 22% da resistência à tração do concreto. Para relações menores que 45% o concreto pode suportar com segurança um número ilimitado de passagens de eixos para essas condições ambientais e de carga durante as noites.

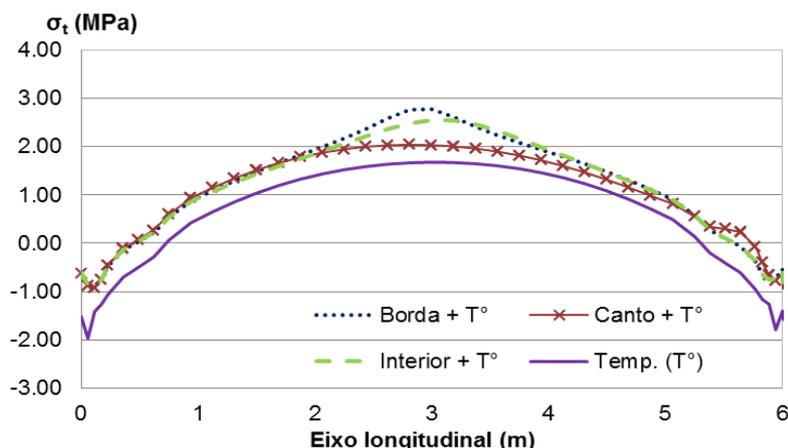
Segundo Balbo (2009), os diferenciais térmicos negativos são pouco relevantes no clima tropical do Brasil, e até é possível que durante as noites se

desenvolvam gradientes térmicos positivos, de valores pequenos, após a continuidade de dias quentes. Os resultados de suas pesquisas indicam uma frequência de gradientes negativos menor que 30%, com valores entre 0°C e 6°C. Isso justifica a falta de modelos calibrados para calcular o diferencial térmico por meio da espessura da laje. Usando-se a fórmula da AASHTO obtiveram-se valores maiores que 6°C, porém, as tensões foram desprezíveis em comparação com o gradiente positivo, confirmando o observado por Balbo (2004, 2009).

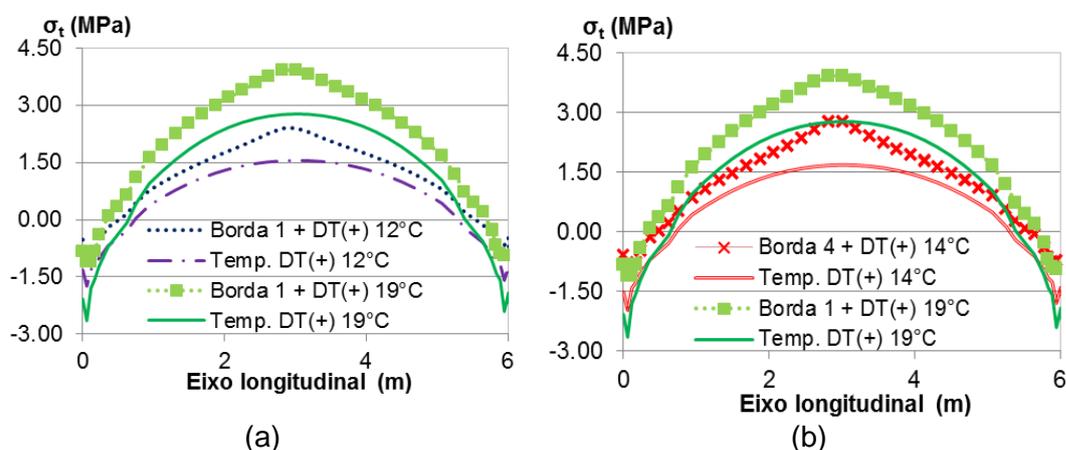


**Figura 5.5. Distribuição de tensões causadas (a) pelos gradientes negativo (GT (-)) e positivo (GT (+)) no eixo central longitudinal e (b) a combinação das cargas de tráfego com o gradiente negativo (GT (-)).**

Da combinação de cargas de tráfego e gradiente de temperatura positivo obtém-se a distribuição de tensões ao longo do eixo central longitudinal no fundo da laje para as cargas de canto, interior e borda, como mostra a Figuras 5.6. A Figura 5.7 apresenta a comparação da distribuição de tensões no eixo central longitudinal da laje apenas com gradiente de temperatura positivo e a combinação de cargas: (a) para um mesmo valor de carga borda (primeiro caso de carga, Borda1) com dois diferentes valores de gradientes térmicos positivos (12°C e 19°C), e (b) para diferentes valores de carga de borda, com os casos de carga 1 (Borda1) e 4 (Borda4), com diferentes valores de gradientes térmicos positivos: 19°C e 14°C, respectivamente.



**Figura 5.6. Distribuição de tensões causadas pela combinação de cargas de tráfego gradiente de temperatura positivo (GT (+)) ao longo do eixo central longitudinal no fundo da laje.**



**Figura 5.7. Comparação da distribuição de tensões para casos com carga apenas de gradiente positivo de temperatura e combinados com carga de tráfego de borda, (a) para a mesma carga de borda com diferentes valores de gradiente térmico positivo e (b) para diferentes cargas de borda e diferentes valores de diferenciais térmicos positivos.**

A combinação de carga de tráfego e gradiente positivo de temperatura gera maiores tensões do que a carga de temperatura. Os resultados mostram grande influência de um gradiente de temperatura maior com o mesmo valor de carga de tráfego em comparação com um valor de carga de tráfego maior, mas com menor diferencial térmico. Em ambas as situações a condição mais crítica é devido ao maior gradiente de temperatura positivo (19°C).

Os resultados das tensões, máxima e mínima para a combinação de carga de tráfego e o gradiente de temperatura positivo estão apresentados na Tabela 5.7. Essa tabela também mostra os dados da carga, do gradiente de temperatura e do mês em que ocorreram.

**Tabela 5.7. Resultados das tensões de tração devido à flexão da combinação de carga de tráfego e gradiente de temperatura positivo.**

Ano T°	$\sigma_{\max}$ (MPa)	Mês- Carga $\sigma_{\max}$	$\Delta T$ (°C)	$\sigma_{\min}$ (MPa)	Mês- Carga $\sigma_{\min}$	$\Delta T$ (°C)	$\sigma$ Média (MPa)	Desv. Padrão (MPa)
2008	2,92	Março - Borda	19,67	1,35	Julho- Canto	12,12	2,13	0,60
2009	3,09	Janeiro - Borda	19,64	1,46	Julho- Canto	12,35	2,27	0,56
2010	3,22	Março - Borda	20,13	1,41	Julho- Canto	12,02	2,32	0,72
2011	3,24	Janeiro - Borda	19,94	1,38	Julho- Canto	11,78	2,31	0,60
2012	3,26	Março - Borda	19,73	1,49	Junho- Canto	12,54	2,38	0,57
2013	3,31	Janeiro - Borda	19,70	1,44	Agosto- Canto	12,22	2,37	0,74
2014	3,35	Janeiro - Borda	19,57	1,40	Setembro - Canto	12,00	2,37	0,74
2015	3,43	Fevereiro - Borda	19,66	1,72	Janeiro - Canto	13,76	2,58	0,60
2016	3,52	Dezembro - Borda	19,74	1,43	Maió- Canto	12,32	2,47	0,76

Observa-se que as tensões máximas foram geradas no verão com a carga de borda, enquanto as tensões mínimas ocorreram no inverno com a carga de canto. As tensões devidas à combinação com carga no interior foram maiores apenas para as cargas de temperatura, porém, menores que as obtidas com a carga de borda. O gradiente de temperatura positivo gera maiores tensões no meio da laje, e as tensões devidas à combinação com as cargas de canto não alteram essa condição. Os gradientes de temperatura são maiores no verão devido à influência dos fatores de temperatura do ar e horas de insolação nas expressões de cálculo (equações 4.4 a 4.7). Assim, o caso mais crítico de combinação de carga é o gradiente positivo ao longo da espessura da laje durante o verão com o eixo de carga de tráfego localizado na borda da laje.

### 5.3. Modelos para calcular o acúmulo de fadiga

A ruptura por fadiga de concretos é o resultado do processo progressivo de microfissuração do material, que incrementa as deformações plásticas e reduz a resistência, até a formação de trincas ou microfissuras na superfície das placas. As solicitações dos veículos nos pavimentos geram tensões de tração menores que a tensão última de ruptura do concreto, porém, o processo repetitivo causa a deterioração do pavimento. A resistência à fadiga define-se pela relação entre a resistência à tração do concreto e o nível de tensão de tração atuante devido à ação de uma carga determinada (BALBO, 2009; LARANJEIRAS, 1991 *apud* DE ALBUQUERQUE, 2012; SANTOS, 2012).

As relações de tensões (SR – *Stress Relation*) foram obtidas de acordo com a equação 5.5, para os resultados de tensão das combinações de carga,  $\sigma_t$ ,

da Tabela 5.7 e a resistência à tração devido à flexão do concreto ( $f_{ctf}$ ). Os resultados são apresentados na Tabela 5.8.

$$SR = \frac{\sigma_t}{f_{ct,f}} \quad (5.5)$$

Entre os métodos de resistência à fadiga para concreto escolheram-se para comparar os resultados dos métodos da AASHTO – NCHRP (2004), da PAC (1984), de Darter (1977), e dos propostos por Balbo e Cervo (2004) conforme mostram as equações 5.6 a 5.10. Para o cálculo do dano acumulado por fadiga, utilizaram-se os valores de SR da Tabela 5.8, obtendo-se assim o número de solicitações  $N_f$  permitido na via. Os resultados estão apresentados na Tabela 5.9.

**Tabela 5.8. Relação de tensões para os casos de tensão máxima, mínima e média.**

Ano T°	Carga eixo (kN)	Ec (Gpa)	fct,f (Mpa)	SR max	SR min	Sr média
2008	80,00	34,01	4,878	0,599	0,277	0,438
2009	88,00	35,72	5,118	0,606	0,285	0,444
2010	96,80	35,92	5,127	0,629	0,276	0,452
2011	106,48	36,01	5,139	0,631	0,268	0,449
2012	117,13	36,06	5,146	0,634	0,289	0,462
2013	128,84	36,10	5,153	0,643	0,277	0,459
2014	141,72	36,13	5,164	0,650	0,270	0,461
2015	155,90	36,15	5,177	0,665	0,332	0,497
2016	171,49	36,17	5,177	0,681	0,277	0,478
<b>Média</b>				<b>0,638</b>	<b>0,283</b>	<b>0,460</b>

Método AASHTO – NCHRP (2004):

$$\text{Log}N_f = 2 \left( \frac{1}{SR} \right)^{1,22} \quad (5.6)$$

Método PAC (1984), com probabilidade de falha menor a 5%:

$$\text{Log}N_f = 11,78 - 12,11SR \quad \text{para } SR > 0,55 \quad (5.7)$$

$$N_f = \left( \frac{4,2577}{SR - 0,4325} \right)^{3,268} \quad \text{para } 0,45 < SR < 0,55 \quad (5.8)$$

Método Darter (1977) com probabilidade de falha por fadiga de 24%

$$\text{Log}N = 16,61 - 17,61SR \quad (5.9)$$

Método Brasileiro proposto por Cervo e Balbo, para concreto seco (2005):

$$\text{Log}N = 25,858 - 25,142SR \quad (5.10)$$

**Tabela 5.9. Resultados dos métodos para resistência a fadiga.**

Ano T°	SR max	Nf x 10 <sup>3</sup> (NCHRP)	Nf x 10 <sup>4</sup> (PCA)	Nf x 10 <sup>5</sup> (Darter)	Nf x 10 <sup>9</sup> (Cervo)
2008	0,599	5,56	3,46	12,02	66,65
2009	0,606	5,05	2,96	9,61	48,44
2010	0,629	3,34	1,47	3,47	11,34
2011	0,631	3,21	1,37	3,13	9,78
2012	0,634	3,08	1,27	2,80	8,34
2013	0,643	2,81	1,08	2,20	5,91
2014	0,650	2,50	0,87	1,61	3,78
2015	0,665	2,01	0,57	0,87	1,58
2016	0,681	1,61	0,36	0,45	0,61

Para avaliar o estado do pavimento calcula-se o Volume Médio Diário anual (VMDa) que trafegou na rodovia. A próxima sessão descreve como foi realizada essa avaliação neste trabalho.

### 5.3.1. Volume Médio Diário de veículos

De acordo com o Manual de Pavimentos Rígidos do Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte – DNIT, seguindo os métodos do PCA - 1984, e AASHTO 1993, para dimensionamento e verificação de pavimentos de concreto, as cargas de tráfego são determinadas pelo número de eixos (N) que atuam no pavimento durante o período de serviço, com um número limite de solicitações desse tipo, acima do qual o concreto romperá por fadiga. A carga dos veículos que transitam pela rodovia calcula-se pela transformação de todos os tipos de eixos ao eixo padrão simples de roda duplas (ESRD) de 80 KN. O valor do número “N” é obtido a partir da equação 5.11, onde são considerados apenas os veículos comerciais, uma vez que a carga dos automóveis é desprezível quando comparado a esses (DER/SP, 2006).

$$N = \sum_{i=1}^P N_i \quad (5.11)$$

$$N_i = V_{ti} \times FV \times FR \quad (5.12)$$

onde

*N*: número equivalente de operações de eixo simples padrão de rodas duplas de 80 kN acumulado para o período de projeto;

*P*: período de projeto igual a 20 anos para pavimento rígido;

*i* = 1: ano de início da vida de projeto;

$N_i$ : número equivalente de operações do eixo simples padrão de rodas duplas de 80 kN acumulado durante o ano “i”;

$V_{ti}$ : volume total acumulado de veículos comerciais por sentido na faixa de projeto durante o ano “i”;

$FV$ : fator de veículo da frota, que é função do método empregado;

$FR$ : fator climático regional.

O volume total acumulado de veículos comerciais que tráfegará pela faixa de projeto durante o ano “i” é dado pela equação 5.13:

$$V_{ti} = VDM_C \times 365 \times D \times F_p \quad (5.13)$$

onde

$VDM_C$ : volume diário médio de veículos comerciais total durante o ano “i”;

$D$ : distribuição direcional (%);

$F_p$ : porcentagem de veículos comerciais na faixa de projeto (%).

Os dados de Volume Médio Diário e Volume Médio Diário Mensal foram obtidos do Plano Nacional de Contagem de Tráfego PNCT do Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte – DNIT. As contagens foram realizadas entre Abril de 2014 e Abril de 2016. O Volume Médio Diário Anual foi fornecido pelo Laboratório de Transportes e Logística (LabTrans/UFSC), do banco de dados do Sistema Integrado de Operações Rodoviárias de DNIT e LabTrans.

Para se obter a distribuição direcional “D” e a porcentagem de veículos comerciais na faixa de projeto “Fp”, no PNCT encontram-se o VMD discriminado por faixas no sentido crescente e decrescente.

O fator de veículo da frota “FV” depende do fator equivalente de operações de cada um dos veículos que trafega na rodovia, que é o produto entre o fator de eixo “FE”, ou seja o número de eixos da composição do tráfego, e o fator de carga “FC”. Os valores do fator “FV” para pavimentos rígidos são os recomendados pela *American Association of State Highway and Transportation Officials* – AASHTO (Tabela 5.10). O fator “FV” multiplicado pelo volume de veículos comerciais que trafega na via fornece o número de eixos equivalentes de operações do eixo padrão.

Os fatores de equivalência de carga (FEC) foram determinados pela AASHTO (1986) para a conversão de todos os eixos a um eixo padrão de rodas duplas com 80 kN de carga, com base nos danos comparativos ocorridos sobre seções idênticas de pavimento. Esses fatores seguem uma “lei de quarta

potência”, definidos aproximadamente pela razão entre sua carga e a carga de referência ao eixo padrão elevada à quarta potência (BALBO, 2009).

**Tabela 5.10. Fatores de frota de veículos para pavimentos rígidos – AASHTO (Fonte: DER/SP, 2006; DNIT-IPR 723, 2006).**

Classificação		FV	Combinação de eixos				No. de Eixos
Classe	Tipo		ESRS	ESRD	ETD	ETT	
2C (16)	Com. 1	0,11	1	1	0	0	2
2C (22)	Com. 2	1,91	1	1	0	0	2
3C (20)	Com. 3	0,93	1	0	1	0	3
3C (22)	Com. 4	1,97	1	0	1	0	3
2S1	Com. 5	2,99	1	2	0	0	3
2S2	Com. 6	3,96	1	1	1	0	4
2S3	Com. 7	5,95	1	1	0	1	5
3S3	Com. 8	5,01	1	0	1	1	6
3D4	Com. 9	6,25	1	0	3	0	7
3D6	Com. 10	5,08	1	0	4	0	9
Ôn. (2C)	Ônibus 2	1,90	1	1	0	0	2
Ôn. (3C)	Ônibus 3	1,02	1	1	0	0	3

onde

ESRS: eixo simples de rodas simples;

ETD: eixo tandem duplo;

ESRD: eixo simples de rodas duplas;

ETT: eixo tandem triplo.

O fator climático regional “FR” representa o efeito causado pela variação de umidade nos materiais do pavimento durante as diferentes estações do ano, afetando sua capacidade de suporte. Segundo a AASHTO, o “FR” variou de 0,2, nos baixos teores de umidade, a 5,0, caracterizando as ocasiões em que os materiais estavam praticamente saturados. No Brasil, o valor varia entre 0,7 a 1,8, dependendo da altura média anual de chuva. O Departamento Nacional de Estradas de Rodagem recomenda adotar o FR igual a 1,0 (DNER, DNIT, DER/SP, 2006).

Com os dados do ano 2015, da distribuição do tráfego do Volume Médio Diário Mensal dos veículos comerciais e ônibus discriminado pelo número de eixos de dois até nove; e os valores da Tabela 5.10, obteve-se os fatores de frota “FV” para cada mês, usando-se a Equação 5.14 e a distribuição direcional de 40% e 60%. Para a faixa no sentido crescente o valor médio é de 3,04, e no sentido decrescente 3,23.

$$FV \text{ frota} = \frac{\sum_{i=1}^{12} VDM_{c-t} * FV_i}{VDM_t} \quad (5.14)$$

onde

$VDM_c$ : volume diário médio mensal de veículos comerciais e ônibus da classe “i”;

$FV_i$ : fator de veículo para a classe de veículo “i”;

$VDM_t$ : volume diário médio mensal total de veículos comerciais e ônibus.

A partir do Volume Médio Diário Anual (VMDa) entre os anos 2008 e 2012 (LabTrans/UFSC) obteve-se a taxa de crescimento de 3,2%, para calcular o volume nos anos com dados incompletos. Finalmente, os valores de N que transitaram pela via estão mostrados na Tabela 5.11.

**Tabela 5.11. Número de solicitações do eixo padrão que trafegaram na via entre os anos 2008 a 2016.**

Ano	Vti x 10 <sup>5</sup>	N x 10 <sup>6</sup>	N acum x 10 <sup>6</sup>	Nac. Faixa C x 10 <sup>6</sup>	Nac. Faixa D x 10 <sup>6</sup>
2008	3,48	1,05	1,05	0,45	0,59
2009	3,60	1,08	2,13	0,92	1,21
2010	3,72	1,12	3,25	1,40	1,85
2011	3,84	1,16	4,41	1,89	2,51
2012	3,97	1,19	5,60	2,41	3,19
2013	4,10	1,23	6,83	2,94	3,90
2014	4,23	1,27	8,11	3,49	4,62
2015	4,18	1,32	9,42	4,05	5,37
2016	4,18	1,36	10,8	4,64	6,14

A maior tensão de tração para a combinação de cargas de tráfego e gradiente positivo foi obtida para a carga de borda durante os meses de verão. Assumindo-se que o tráfego é uniforme durante todo o ano, um quarto do volume total  $V_{ti}$  corresponde ao volume de uma estação do ano. Escolheu-se a faixa D no sentido decrescente para ser avaliada com distribuição direcional de 60% do volume total acumulado n. Para se ter a condição de gradiente positivo diurno considera-se que o 70% dos veículos trafegam durante o dia e 30% nas noites, de acordo com DNIT (2006).

Dos métodos de fadiga utilizados, o método de Balbo e Cervo (2004) considera que a maioria das lajes do pavimento apresentaram falhas visíveis, com valores maiores de solicitações ( $10^{10}$ ). O valor de tráfego acumulado nos nove anos considerados é aproximadamente 1% desse número de solicitações

permitidas. Por isso esse método é desconsiderado na análise de acúmulo de fadiga.

A análise de dano acumulado por fadiga seguindo a regra de Palmgren-Miner, da Equação 5.15, é apresentada na Tabela 5.12.

$$D = \sum_i \frac{n_i}{N_i} \quad (5.15)$$

onde

$D$ : acúmulo de resistência à fadiga;

$n_i$ : número de solicitações que o pavimento atendeu a cada ano;

$N_i$ : número de solicitações permitido, antes da ruptura do concreto.

**Tabela 5.12. Análise do dano acumulado por fadiga para as tensões máximas.**

Ano N	N x 10 <sup>5</sup>	n/N - Darter	n/N -PCA	n/N acum - PCA	n/N - NCHRP	n/N acum - NCHRP
2008	1,04	0,017	0,604	0,604	18,751	18,751
2009	2,12	0,044	1,433	2,036	42,019	60,770
2010	3,24	0,187	4,402	6,439	96,966	157,736
2011	4,40	0,281	6,410	12,849	136,875	294,611
2012	5,59	0,399	8,796	21,645	181,566	476,176
2013	6,82	0,619	12,672	34,317	242,669	718,845
2014	8,09	1,005	18,644	52,961	323,072	1041,917
2015	9,40	2,154	33,012	85,972	466,470	1508,387
2016	10,8	4,778	59,550	145,522	666,759	2175,146
<b>D acum</b>		<b>9,483</b>	<b>145,522</b>		<b>2175,146</b>	

O método tradicional de Darter (1977), com probabilidade de falha de 24%, gera um valor de dano acumulado menor que 10%. O método PCA, que foi utilizado no dimensionamento do pavimento, e o método da AASHTO – NCHRP são os mais conservadores, exigindo revisão periódica do pavimento. Para o método PCA com as condições de temperatura e tráfego, a manutenção seria necessária entre o oitavo e o nono ano de serviço. Em quanto para o método NCHRP com as condições de temperatura dos anos 2008 a 2010 e a carga do eixo entre 80 kN e 97 kN, o pavimento apresentaria fraturas nas lajes. Para as condições ambientais dos anos 2011 a 2016, com as cargas dos eixos entre 100 e 170 kN, o pavimento requereria manutenção anual devido às possíveis trincas formadas por fadiga.

Vários estudos de tráfego mostraram que na condição mais crítica, apenas 6% dos eixos estariam posicionados na borda longitudinal (PACKARD e TAYABJI, 1984 *apud* BALBO, 2009); e recomenda-se um coeficiente de 0,89 para as tensões obtidas pelo MEF, para garantir igual acúmulo de fadiga para uma simulação real de distribuição (BALBO, 2009). Os resultados da análise de fadiga com as tensões modificadas por esse coeficiente estão apresentados na Tabela 5.13.

**Tabela 5.13. Análise do dano acumulado por fadiga para 89% das tensões máximas.**

Ano T°	0,89*SR max	Nf x 10 <sup>5</sup> (PCA)	n/N - PCA	Nf x 10 <sup>4</sup> (NCHRP)	n/N - AASHTO	n/N.acum AASHTO
2008	0,532	2,44	0,427	2,08	5,022	5,022
2009	0,537	2,37	0,896	1,86	11,419	16,441
2010	0,559	2,07	1,567	1,15	28,070	44,511
2011	0,562	2,04	2,155	1,10	39,865	84,376
2012	0,564	2,01	2,779	1,05	53,227	137,603
2013	0,569	1,95	3,498	0,95	72,138	209,741
2014	0,576	1,87	4,319	0,83	97,747	307,488
2015	0,590	1,73	5,422	0,64	145,889	453,377
2016	0,604	1,60	6,728	0,50	215,746	669,123
<b>D acum</b>			<b>27,792</b>		<b>323,100</b>	

Para menores relações de tensões o número de solicitações admitidas é maior antes que a fratura ocorra de acordo com todos os métodos, e diminui o acúmulo de fadiga com os mesmos valores de tráfego. Pelo método de Darter obteve-se um valor de 2,4%. Pelo método PCA a redução a 89% das tensões implica uma redução de acúmulo de fadiga de aproximadamente 80%. Pelo método da AASHTO a fratura do pavimento apresentar-se-ia após as cargas de tráfego e temperatura de 2008 até 2012. Para cargas de eixo maiores que 120 kN os resultados indicam uma necessidade de manutenção periódica, aproximadamente a cada 6 meses.

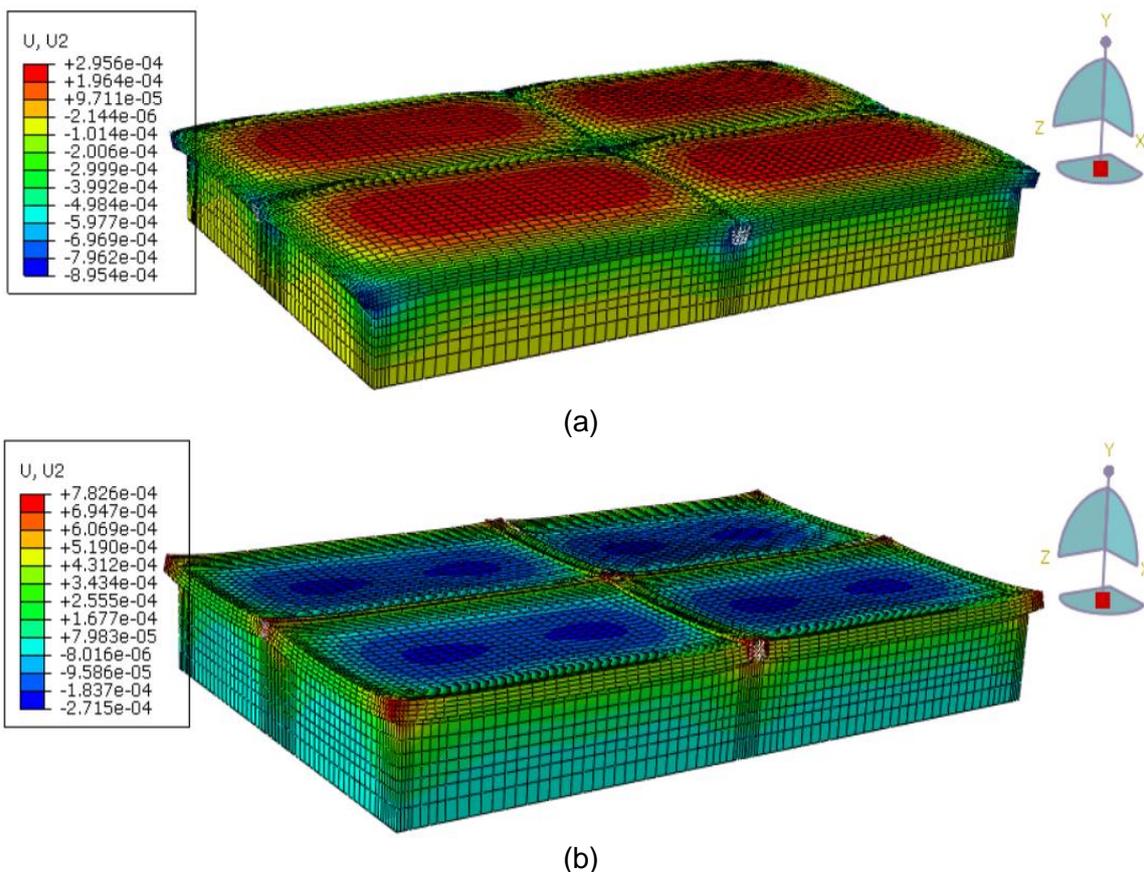
Por outro lado os valores de gradientes positivos que geram as tensões máximas são maiores que 19°C (Tabela 5.7), que mesmo no verão apresenta-se com 20% de frequência na zona estudada (de acordo aos dados INMET). O que faz com que o total de dano acumulado nos nove anos pelo método da AASHTO seja de 64%. Garantindo o bom funcionamento do pavimento, com revisões de manutenção preventiva.

## 5.4. Transferência de Carga

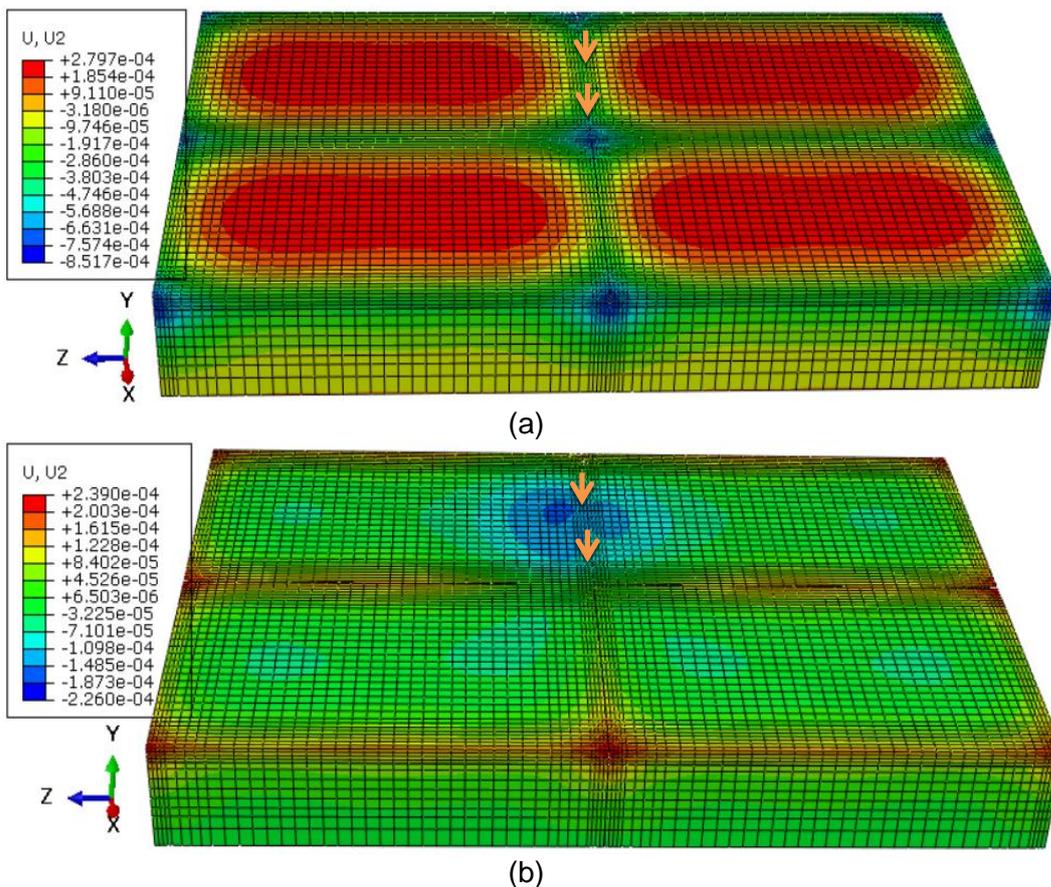
A presença das barras de transferência nas juntas transversais diminui o movimento vertical entre as placas minimiza o efeito de escalonamento e esborcinamento das placas de concreto, e influencia nos resultados de tensões de tração na flexão de acordo a fração da carga compartilhada entre duas lajes adjacentes, carregada e não carregada (BUCH, 1999 *apud* BALBO, 2009).

Para calcular a eficiência da transferência de carga (LTE) entre lajes na junta transversal foi usada a carga de canto. Nas simulações usando-se o programa ABAQUS obteve-se os deslocamentos verticais U2 a ambos os lados da junta, i.e., na laje carregada nos pontos sob as rodas do eixo de carga, e na laje não carregada a uma mesma distância a partir da junta.

A Figura 5.8 apresenta a forma deformada do modelo para os gradientes positivo e negativo. Na Figura 5.9 encontram-se os deslocamentos nas lajes para a combinação de carga de tráfego e gradientes de temperatura.



**Figura 5.8. Distribuição de deslocamentos verticais obtida pelo ABAQUS quando sujeito apenas à carga de gradiente de temperatura (a) positivo e (b) negativo.**

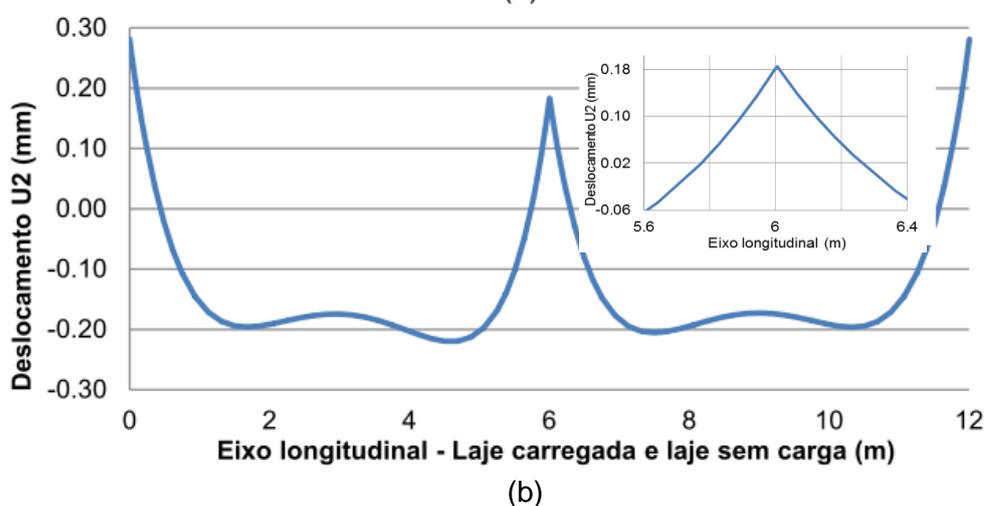
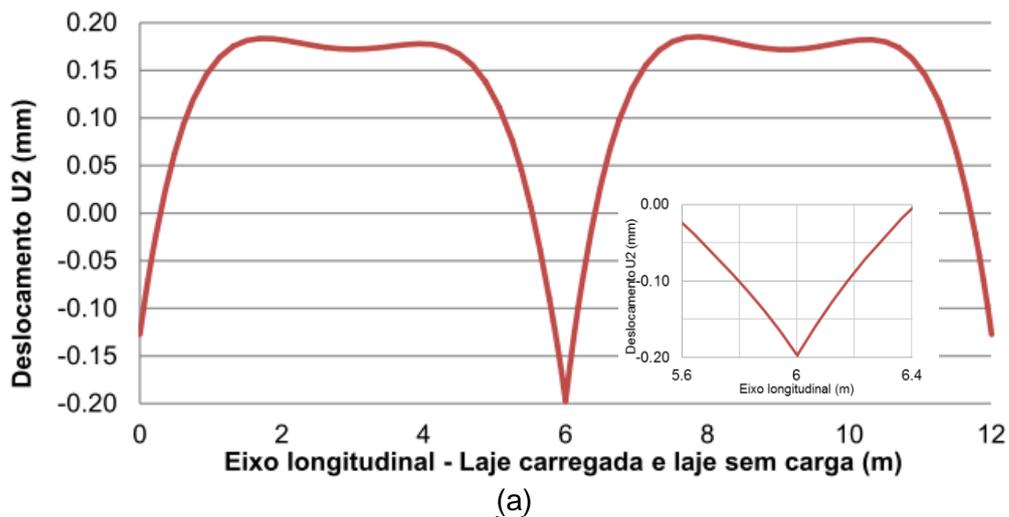


**Figura 5.9. Distribuição de deslocamentos verticais obtida pelo modelo do ABAQUS para combinação de carga de tráfego de canto e gradiente de temperatura (a) positivo e (b) negativo.**

A Tabela 5.14 apresenta os valores de LTE (%), máximo e mínimo, obtidos nas quatro rodas do eixo da carga de tráfego nos nove casos (80 kN – 170 kN) e suas respectivas combinações de carga com os gradientes positivo e negativo. A Figura 5.10 mostra a distribuição dos deslocamentos no eixo longitudinal nas lajes carregada e não carregada.

**Tabela 5.14. Eficiência da transferência de carga LTE (%) na junta transversal.**

LTE	Tráf. + Grad. T° Positivo		Tráf. + Grad. T° Negativo		Tráfego	
	MIN (%)	MAX (%)	MIN (%)	MAX (%)	MIN (%)	MAX (%)
Canto 1-1	92,63	97,65	37,88	86,06	83,70	86,30
Canto 1-2	91,18	96,94	40,71	72,86	84,31	86,74
Canto 2-1	78,55	92,61	62,89	82,39	85,15	87,55
Canto 2-2	80,44	93,26	59,63	80,92	85,00	87,47
<b>MÉDIA</b>	<b>90,41 %</b>		<b>65,42 %</b>		<b>85,78 %</b>	



**Figura 5.10. Deslocamentos verticais da laje em que foi aplicada a carga (0-6m) e da laje adjacente não carregada (6-12m) no sentido longitudinal para a combinação com gradiente de temperatura (a) positivo e (b) negativo.**

A transferência de carga obtida para a carga de tráfego indica uma boa eficiência das barras de transferência nas juntas transversais entre as placas. Com o gradiente positivo a porcentagem de transferência de carga é maior, e o caso contrário ocorre na combinação com o gradiente negativo. Isso pode ser atribuído ao fato que o gradiente positivo, calculado para as temperaturas máximas durante o dia, causa a expansão do concreto diminuindo a abertura nas juntas transversais, melhorando assim a funcionalidade das barras de transferência.

Os resultados da Tabela 5.14 estão de acordo com os valores de transferência de carga obtidos por Colim e Balbo (2007) e Balbo (2009) nas pesquisas sobre PCS, com aproximadamente 60% de LTE para as temperaturas baixas durante a noite, e 75% de LTE para temperaturas maiores durante o dia.

## 6. Sistema de Gerenciamento baseado em RNA

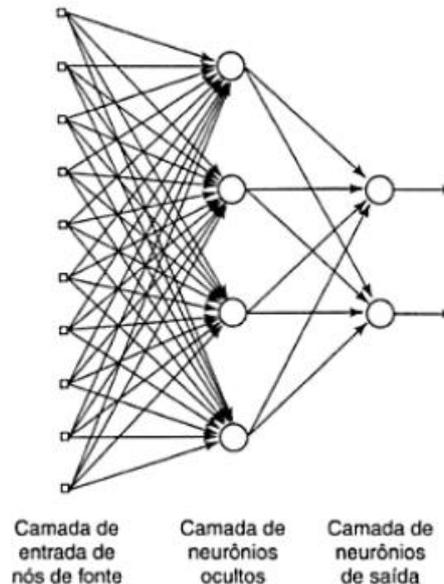
As Redes Neurais Artificiais (RNA) são sistemas computacionais capazes de imitar características do cérebro humano para cumprir objetivos distintos tais como aquisição de conhecimento, otimização, controle, análise de risco, *etc.* Neste trabalho foram usadas RNA de reconhecimento de padrões e previsão treinadas com o banco de dados gerado a partir das simulações de cargas de tráfego e de temperatura no modelo de pavimento desenvolvido no *software* ABAQUS. Os resultados do banco de dados, que foram usados como a resposta esperada no reconhecimento de padrões, foram as tensões de tração devido à flexão das lajes e os deslocamentos produzidos pelas cargas perto das juntas transversais. Esses resultados foram então utilizados para análise de acúmulo de fadiga e transferência de carga entre lajes, respectivamente. A previsão do comportamento do pavimento foi obtida com uma segunda RNA, a partir dos resultados da rede de reconhecimento de padrões para deduzir os resultados.

### 6.1. Redes Neurais Artificiais

As duas Redes Neurais Artificiais (RNA) usadas foram de diferentes classes. A primeira foi de Reconhecimento de Padrões e a segunda de Previsão. O tipo de rede neural utilizado, para as duas classes, foi *Multilayer Perceptron* (MLP), no qual o sinal da entrada da primeira camada se propaga até obter uma resposta na camada de saída, por meio de elementos de união entre os neurônios de uma camada aos neurônios da camada seguinte. O tipo de alimentação é *feedforward*, com o fluxo de dados em uma única direção (adiante) (HAYKIN, 2001). Esse tipo de rede foi escolhido devido a sua capacidade de mapeamento de entradas e saídas, o que a faz mais eficiente para problemas de previsão e reconhecimento de padrões (DOS SANTOS, 2014). A arquitetura de uma rede MLP *feedforward* está mostrada na Figura 6.1.

O método de aprendizado das redes MLP usadas foi supervisionado. Nesse método um conjunto de variáveis de entrada com suas respectivas saídas (conjunto de treinamento) é apresentado à rede. A partir das variáveis de entrada a rede gera um valor de saída, que é comparado com o valor desejado de saída correspondente, e obtém-se o erro com a diferença entre elas. O

algoritmo de treinamento usado foi o *Backpropagation*, com o qual a rede é retroalimentada propagando o erro às camadas anteriores. Isso, com o fim de atribuir valores adequados aos pesos das conexões de forma a minimizar o erro entre a saída da rede e a saída desejada nas iterações seguintes.



**Figura 6.1. Rede neural MLP *feedforward* com uma camada oculta e as conexões entre os neurônios artificiais (Fonte: HAYKIN, 2001).**

Na definição da arquitetura da rede, ou seja, o número de camadas e tipos de conexão entre os neurônios artificiais (elementos processadores), foi determinada uma única camada oculta considerando-se que a maioria dos problemas de classificação, reconhecimento de padrões e previsão podem ser solucionados só com uma camada oculta e um adequado número de neurônios, de forma eficiente (HORNIK, 1991; SILVA e OLIVEIRA, 2001; CYBENKO, 1989 *apud* DOS SANTOS, 2014). A função de ativação, usada para limitar o intervalo de valores de saída do neurônio, é do tipo tangente hiperbólica (*tansig*). As conexões entre os neurônios são definidas por um conjunto de pesos sinápticos ajustados seguindo o algoritmo de treinamento (*trainingdx*) *Gradient descent backpropagation* com momentum e taxa adaptativa.

O número de neurônios na camada escondida foi determinado de acordo como a média aritmética entre o número de variáveis de entrada e de saída da rede. As variáveis foram definidas no banco de dados gerado a partir de simulações de cargas de tráfego e de temperatura, aplicadas isoladamente e em combinação no modelo desenvolvido no ABAQUS. Para as redes de reconhecimento de tensões máximas foram separados os dados de gradiente de

temperatura positivo e negativo. Em ambos os casos as variáveis de entrada são: os módulos de elasticidade do concreto e subleito, os valores de temperatura no topo e no fundo da laje e os valores da pressão e da área de contato e as coordenadas em  $x$  e  $z$  do centro da área do contato das quatro rodas do eixo de carga, totalizando 20 variáveis. O resultado de tensão máxima de tração na laje devido à flexão obtido a partir do modelo do ABAQUS é a variável de saída da rede. Para essas variáveis foi determinado o número de 10 neurônios na camada oculta da rede MLP.

Na rede MLP correspondente à análise de transferência de carga as variáveis de entrada são os módulos de elasticidade do concreto e do subleito. Os valores de temperatura em cinco pontos da espessura da laje: no topo, fundo, meio, e dois pontos intermédios. Os valores de pressão e da área de contato e a coordenada em  $x$  do centro da área do contato de cada uma das quatro rodas do eixo de carga de canto, para o qual a coordenada em  $z$  é igual nas quatro rodas, para um total de 10 variáveis. Com os resultados dos deslocamentos verticais em ambos os lados da junta transversal calculou-se a porcentagem de transferência de carga entre as lajes. O resultado desse cálculo é a variável de saída. Nesse caso o número de neurônios na camada oculta foi de 10 neurônios. Esse número foi escolhido porque com um número menor de neurônios o tempo para a convergência da rede é maior.

Com o algoritmo de treinamento (*traingdx*) *Gradient descent backpropagation* os pesos das conexões foram ajustados de forma proporcional à variação do erro entre as iterações. Esse algoritmo foi usado com a técnica de ciclos ou épocas (*epoch*), com a qual a atualização de pesos é realizada após todo o conjunto de treinamento ser apresentado à rede.

Para se obter o melhor rendimento das redes o treinamento foi realizado num processo iterativo até se encontrar os menores erros por meio da variação de dois parâmetros. O primeiro parâmetro foi a taxa de aprendizado, considerando-se que um valor muito baixo torna o aprendizado muito lento, enquanto um valor muito alto torna difícil a convergência da rede (SILVA e OLIVEIRA, 2001). A taxa de aprendizado varia no intervalo de 0,1 a 1,0. O segundo parâmetro é o coeficiente “*Momentum*” que aumenta a velocidade de treinamento e reduz o risco de instabilidade da rede. Esse parâmetro foi variado usando-se valores recomendados entre 0,0 e 1,0 (SILVA e OLIVEIRA, 2001; KROSE e SMAGT, 1996 *apud* LOPES, 2005).

O aprendizado é interrompido usando-se os seguintes critérios de parada:

- número máximo de iterações definido como sendo 2000, após alguns testes que mostraram uma convergência adequada no erro de treinamento para esse valor. Um número maior poderia fazer com que a rede memorize os dados de treinamento, e para um número inferior a rede poderia não convergir;
- o valor de tolerância de erro foi estabelecido em  $10^{-4}$ , finalizando-se as iterações quando o erro médio quadrático (MSE – *Mean Squared Error*) dado pela equação (6.1), entre as saídas da rede e as saídas desejadas, for menor que esse limite, e/ou quando a variação do erro de uma iteração e a seguinte seja inferior a  $5 \times 10^{-4}$  definido para o gradiente descendente.

$$MSE = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N (\hat{y}_k - y_k)^2 \quad (6.1)$$

onde

$N$ : número total de registros;

$\hat{y}_k$ : saída estimada pela rede para o registro “ $k$ ”;

$y_k$ : saída real dada no banco de dados para o registro “ $k$ ”.

Foram treinadas duas redes para se obter a tensão de tração de flexão máxima na laje devida ao gradiente de temperatura ao longo de sua espessura, sendo uma para o gradiente de temperatura positivo e a outra para gradiente de temperatura negativo. O primeiro banco de dados para treinamento da rede com o gradiente de temperatura positivo e as cargas de tráfego, combinadas e isoladas, contém 2619 registros. A segunda rede foi treinada para o gradiente de temperatura negativo, isolado e em combinação com a carga de tráfego, com um banco de dados de 2592 registros; 80% desses registros foram usados no treinamento e 20% na fase de validação e teste, onde foi calculado o erro para se estabelecer critério de parada.

Os melhores rendimentos das redes, de acordo com o erro encontrado, conseguiram-se com taxas de aprendizado de 0,45 e 0,40, e momentum de 0,85 e 0,60, para as redes de gradiente de temperatura positivo e negativo, respectivamente. Na Figura 6.2 pode-se ver a representação no MATLAB dos parâmetros de configuração para o treinamento das redes.

A Figura 6.3 apresenta a convergência ao mínimo erro quadrático no treinamento, validação e teste das redes para tensões de tração máxima na laje com gradiente de temperatura positivo e negativo, com valores de  $8,7 \times 10^{-4}$  e de  $4,5 \times 10^{-4}$ , respectivamente.

As Figuras 6.4 e 6.5 apresentam a comparação entre as saídas esperadas, fornecidas à rede no banco de dados, e as saídas da rede para se encontrar as tensões máximas de tração devido à flexão com gradiente de temperatura positivo e negativo, respectivamente.

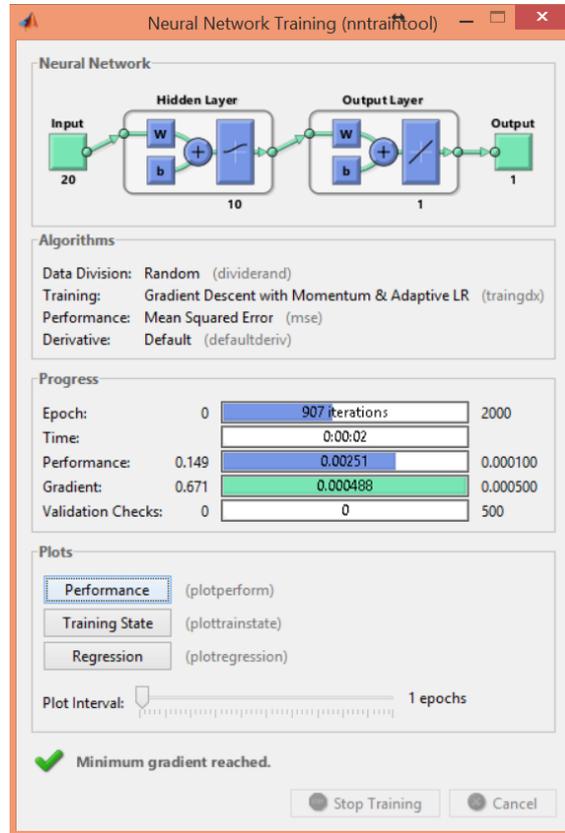


Figura 6.2. Parâmetros de treinamento da rede neural artificial para cálculo de tensões de tração na flexão.

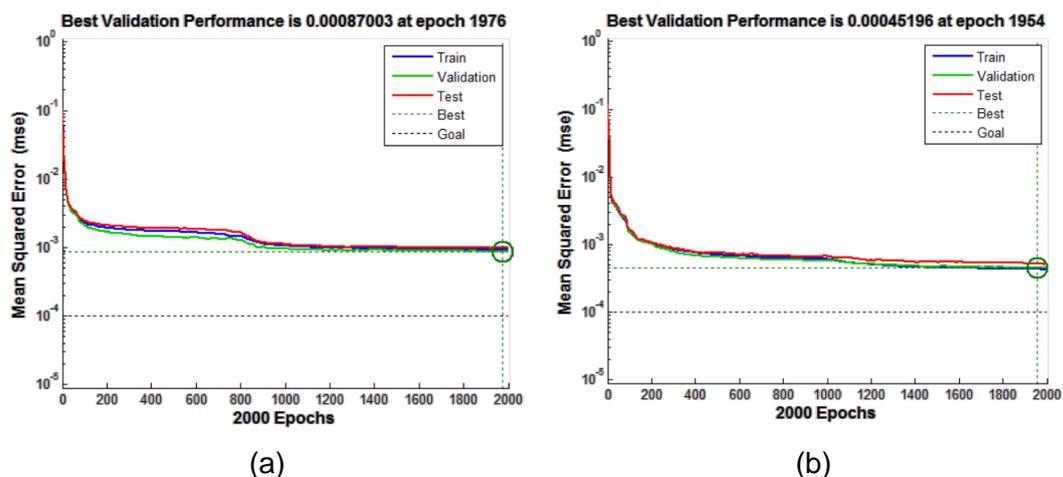
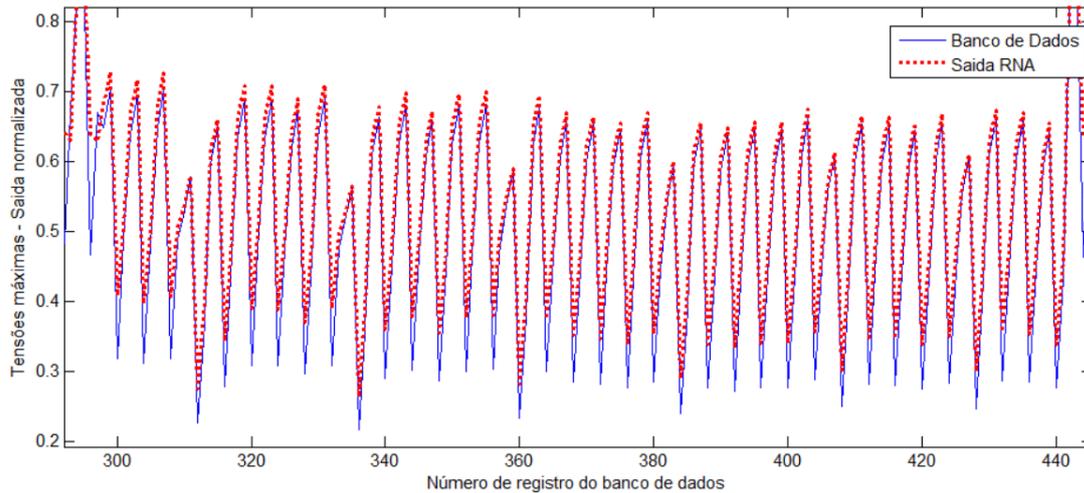
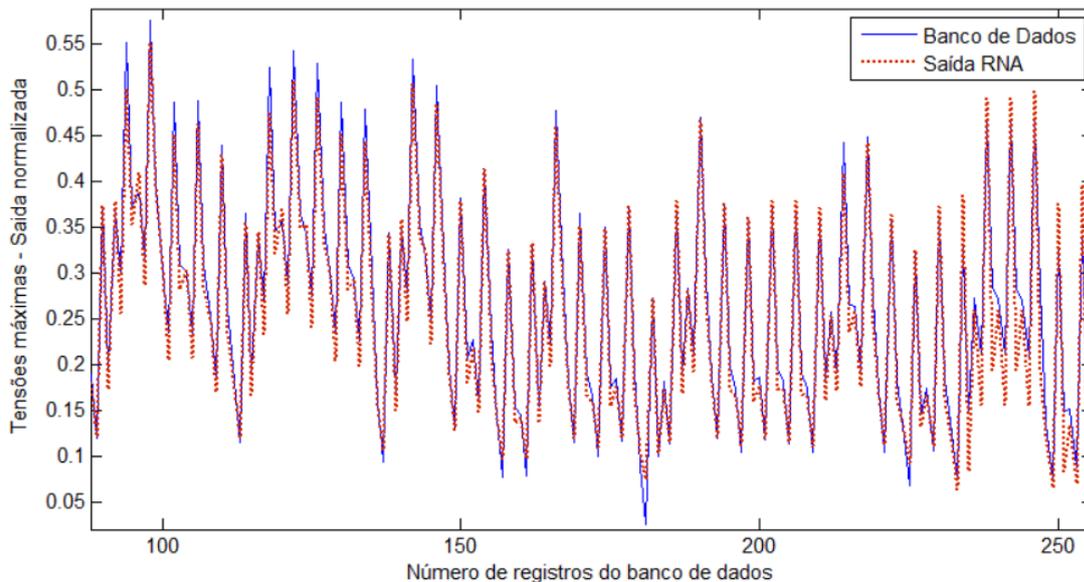


Figura 6.3. Convergência ao mínimo erro no treinamento, validação e teste das RNA para encontrar tensões de tração máxima na laje com gradiente de temperatura (a) positivo e (b) negativo.



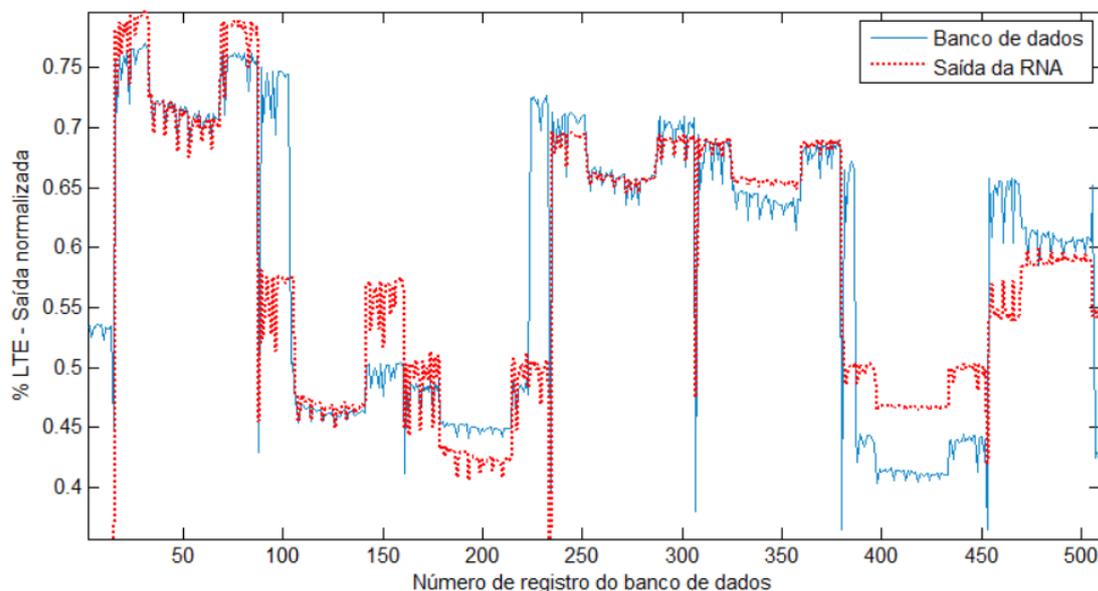
**Figura 6.4. Comparação entre as tensões máximas de tensão na flexão dadas pelo banco de dados e as saídas da RNA para gradiente de temperatura positivo.**



**Figura 6.5. Comparação entre as tensões máximas de tensão na flexão dadas pelo banco de dados e as saídas da RNA para gradiente de temperatura negativo.**

Constata-se que as redes neurais para se obter a tensão máxima tiveram um rendimento aceitável no treinamento, mostrando-se eficientes para trabalhar com a não linearidade do gradiente de temperatura. No teste as redes para os gradientes de temperatura positivos e negativos apresentaram erros quadráticos 4,5% e 3,6%, com correlação de dados de 95% e 97%, respectivamente. Isso mostra um ajuste adequado entre as curvas dos dados esperados e dados de saída da rede.

Quanto à rede de transferência de carga o treinamento apresentou o melhor desempenho com um valor de 0,5 para taxa de aprendizado e *momentum*. A correlação nos dados de teste foi de 92%, com um erro quadrático de 3,7%. A Figura 6.6 apresenta a comparação entre os resultados de saída esperados do banco de dados e a saída gerada pela rede.



**Figura 6.6. Comparação entre a porcentagem de transferência de carga (LTE) dadas pelo banco de dados e as saídas da RNA.**

### 6.1.1. Rede Neural Artificial de Previsão

Foram treinadas duas RNA de previsão com o banco de dados dividido em gradientes de temperatura positivos e negativos. Os resultados do banco de dados de tensão de tração devidos à flexão foram analisados em séries temporais mensais. O comportamento da série ao longo do tempo depende dos fatores que afetam os resultados, tais como: a degradação do concreto, o incremento de carga e condições ambientais a que está submetido o pavimento. A análise da resposta estrutural de tensão de tração devido à flexão ao longo do tempo, representada pela série temporal, permitirá obter uma estimativa do desempenho do pavimento no futuro.

Para a previsão de tensão de tração devido à flexão foi implementada uma rede neural de tipo *backpropagation* com três camadas: uma camada de entrada, uma camada de saída e uma camada oculta com 10 neurônios. O número de neurônios da camada de entrada é definido numa janela com o número de dados históricos da série em análise para fazer a previsão. O número de neurônios da camada de saída, correspondente ao horizonte de previsão, é

definido pelo número passos à frente. Nesse caso foi usada uma janela de 12 entradas com previsão de 12 passos à frente. A codificação da informação da série foi realizada de três formas: (1) com a entrada real normalizada, (2) com 12 entradas binárias (uma para cada mês), (3) com quatro entradas binárias.

Os dados de treinamento correspondem aos anos 2008 a 2014, e os dados de validação e teste a 2015 e 2016, respectivamente. O número de épocas de treinamento foi definido em 3500, após avaliar o desempenho da rede usando entre 3000 e 10000 épocas.

Foram selecionadas as redes que tivessem o melhor ajuste possível sobre o conjunto de dados de treinamento e o menor erro de previsão sobre o conjunto de validação. Para escolher uma série temporal específica mais efetiva, os modelos de configuração da RNA de previsão foram comparados com os seguintes fatores: o erro absoluto médio percentual (MAPE), a raiz quadrada do erro quadrático médio (RMSE), e o coeficiente U de Theil, definidos por:

$$MAPE = \frac{\sum_{k=1}^N \left| \frac{a_k - y_k}{a_k} \right|}{N} \times 100\% \quad (6.1)$$

$$RMSE = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N \sqrt{\frac{|a_k - y_k|^2}{a_k}} \quad (6.2)$$

$$U = \frac{\sqrt{\sum_{k=1}^N (a_k - y_k)^2}}{\sqrt{\sum_{k=1}^N (a_k - a_{k-1})^2}} \quad (6.3)$$

onde

$N$ : número de previsões realizadas;

$a_k$ : saída desejada para a previsão índice “ $k$ ”;

$y_k$ : saída prevista para a previsão índice “ $k$ ”.

A qualidade de uma previsão é analisada segundo o coeficiente U de Theil, de forma que:

- se  $U \geq 1$ , o erro do modelo é maior que o erro ingênuo;
- se  $U < 1$ , o erro do modelo é menor que o erro ingênuo.

Sendo desejado valores próximos a zero.

As Figuras 6.7 e 6.8 apresentam a convergência do erro de treinamento e a regressão linear dos dados para as RNA de previsão de tensões de tração

devido à flexão com gradientes de temperatura positivos e negativos, respectivamente. As Figuras 6.9 e 6.10 apresentam as curvas de treinamento e teste para as janelas de 12 passos das redes, nas três configurações de codificação. Os resultados dos fatores de comparação definidos para as três configurações de codificação estão mostrados nas Tabelas 6.1 e 6.2.

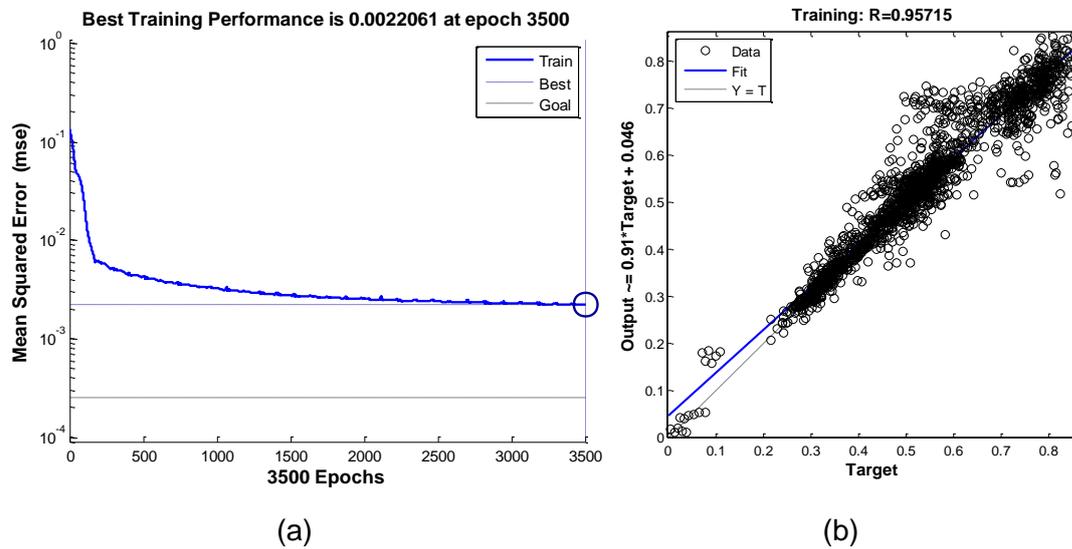


Figura 6.7. Rendimento da Rede Neural Artificial de Previsão para gradientes de temperatura positivos no treinamento. (a) Convergência do erro MSE e (b) regressão linear dos dados.

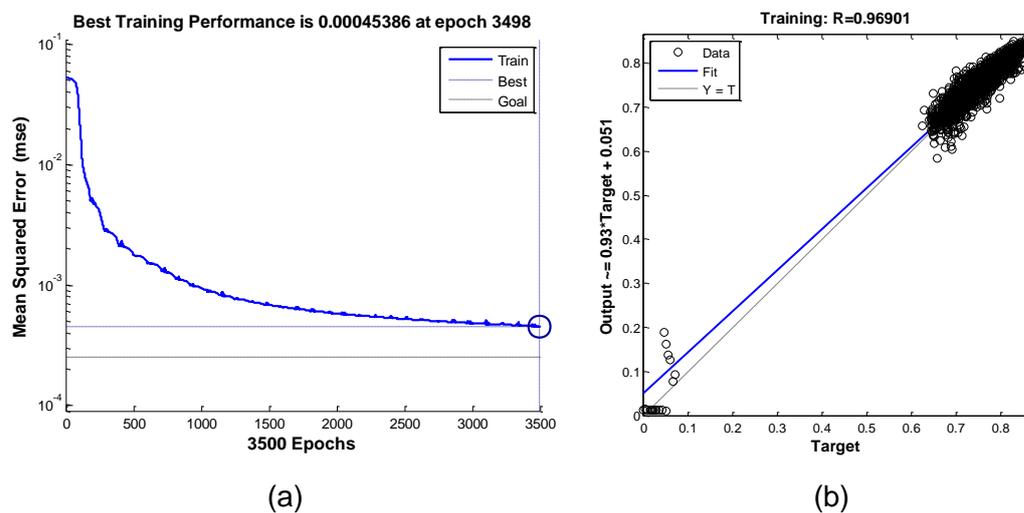
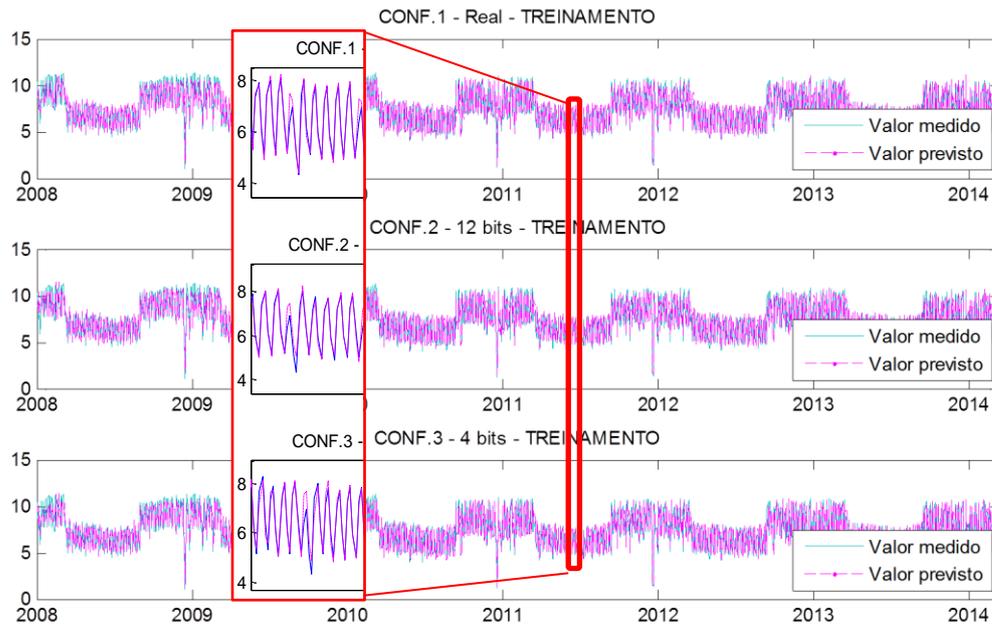
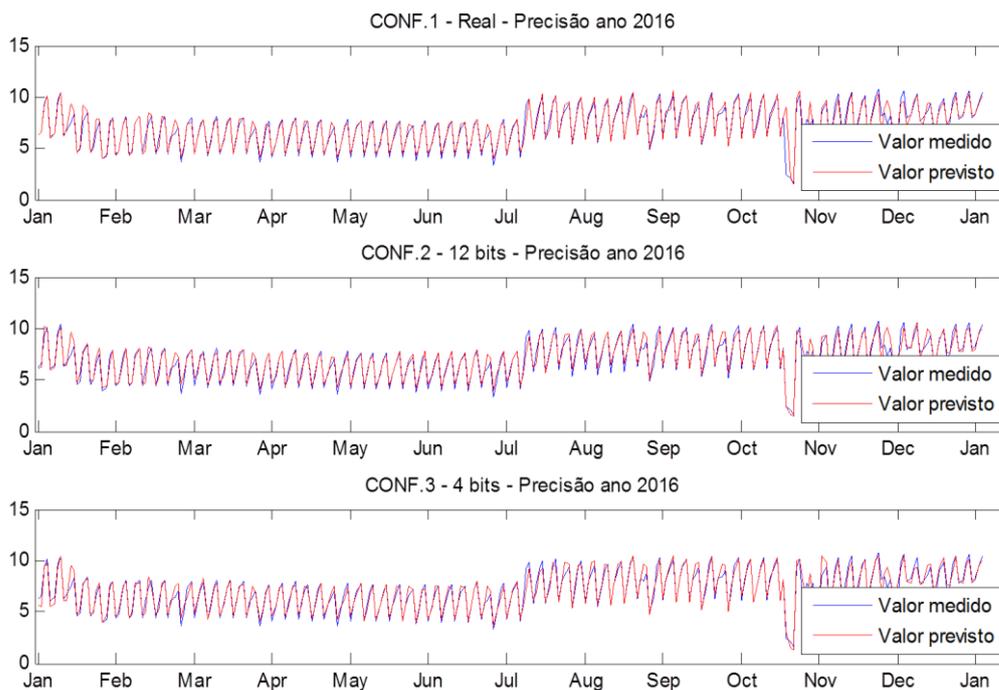


Figura 6.8. Rendimento da Rede Neural Artificial de Previsão para gradientes de temperatura negativos no treinamento. (a) Convergência do erro MSE e (b) regressão linear dos dados.

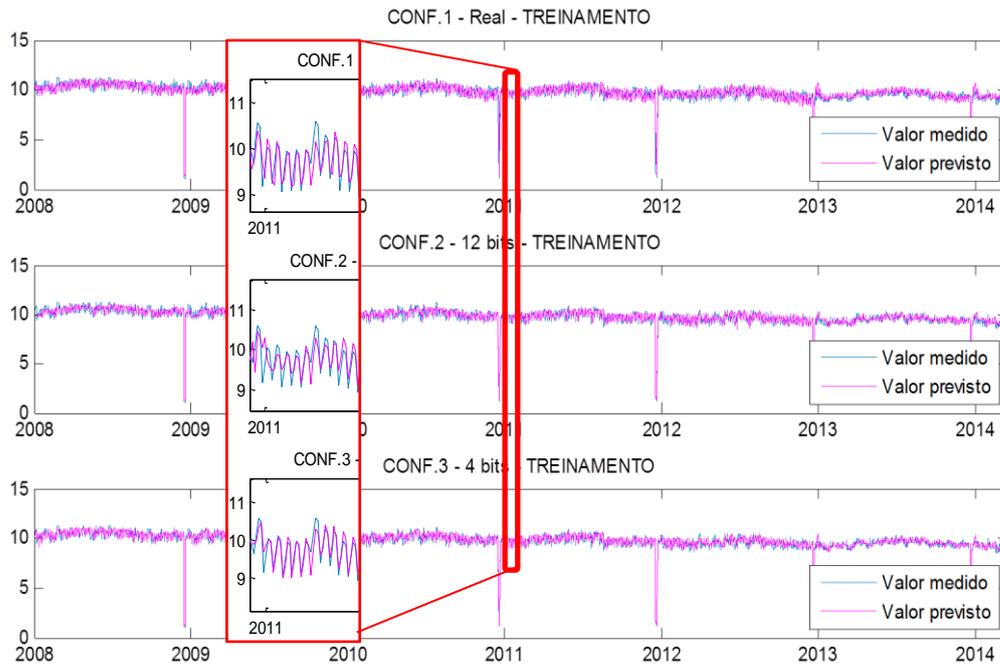


(a)

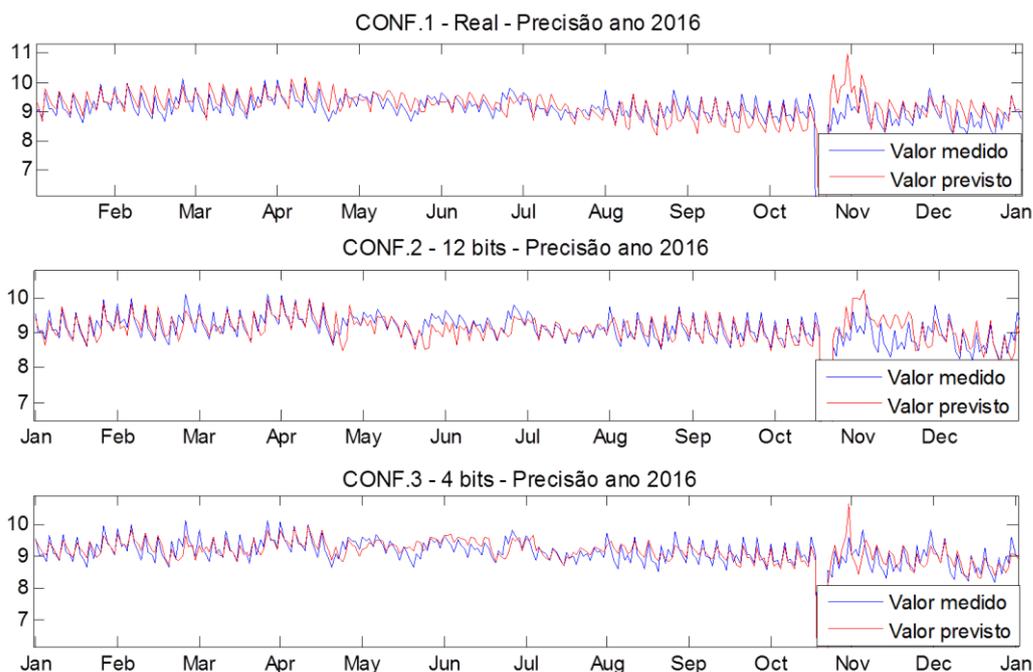


(b)

**Figura 6.9. Curvas de correlação de resultados entre os valores medidos de tensão de tração devido à flexão, fornecidos pelo banco de dados, e o valor previsto pela rede com gradientes de temperatura positivo para (a) treinamento e (b) teste, com as configurações de codificação real (CONF 1), de 12 bits (CONF 2) e de 4 bits (CONF 3).**



(a)



(b)

**Figura 6.10. Curvas de correlação de resultados entre os valores medidos de tensão de tração devido à flexão, fornecidos pelo banco de dados, e o valor previsto pela rede com gradientes de temperatura negativo para (a) treinamento e (b) teste, com as configurações de codificação real (CONF 1), de 12 bits (CONF 2) e de 4 bits (CONF 3).**

**Tabela 6.1. Comparação das configurações da Rede Neural Artificial de Previsão para gradientes de temperatura positivos.**

Configuração	Janela	Codificação	No. Neurônios	Épocas	MAPE	RMSE	U
1	12	Real	10	3500	6,6511	0,1905	0,3041
2	12	12 bits	10	3500	5,4088	0,0799	0,2425
3	12	4 bits	10	3500	6,6758	0,0999	0,2743

**Tabela 6.2. Comparação das configurações da Rede Neural Artificial de Previsão para gradientes de temperatura negativos.**

Configuração	Janela	Codificação	No. Neurônios	Épocas	MAPE	RMSE	U
1	12	Real	10	3500	3,8470	0,1980	0,6391
2	12	12 bits	10	3500	2,6823	0,0419	0,3719
3	12	4 bits	10	3500	3,0377	0,0423	0,4469

Nas Figuras 6.7 a 6.10 e as Tabelas 6.1 e 6.2 observa-se que o melhor desempenho, para ambas as redes com gradientes de temperatura positivo e negativo, foi obtido utilizando-se a janela com tamanho de 12 passos com a codificação de 12 entradas binárias, 3500 épocas e 10 neurônios.

Nas Figuras 6.9 e 6.10, tanto no treinamento quanto no teste, observa-se que a série temporal apresenta uma tendência crescente. Obteve-se uma correlação satisfatória entre as séries de valores do banco de dados e as séries previstas pelas redes para gradiente de temperatura positivo e negativo. Isso confirma os valores dos erros apresentados nas Tabelas 6.1 e 6.2, mostrando alta correlação nos conjuntos de treinamento e de teste. Os resultados confirmam a capacidade das RNA de previsão da resposta do pavimento de tensão de tração devido à flexão durante sua vida útil, considerando-se a variação dos gradientes de temperatura positivo e negativo ao longo do ano, a degradação do material e variação das cargas de tráfego.

## 6.2. Sistema de Gerenciamento de Pavimentos

Os pavimentos ao longo da sua vida útil estão submetidos a fatores externos como o tráfego e as condições ambientais, que podem deteriorar a estrutura e afetar sua resistência, fazendo com que seja necessário planejar atividades de manutenção e conservação do pavimento. Uma alternativa para elaborar esse planejamento é um sistema de gerenciamento focado na manutenção de pavimentos. Os sistemas de gerenciamento de pavimentos

permitem planejar estratégias de conservação e organizar as atividades de manutenção, a partir do conhecimento do estado dos pavimentos, que possibilita prever seu desempenho futuro (DANIELESKI, 2004 *apud* SCARANTO e GONÇALVES, 2008).

O sistema de gerenciamento de pavimentos proposto neste trabalho é baseado na avaliação do estado do pavimento a partir dos parâmetros de deterioração do concreto no tempo, da carga do eixo e sua posição na laje para representar a carga de tráfego, e das condições ambientais que determinam o gradiente de temperatura positivo ou negativo por meio da espessura da laje. Para se definir o período de manutenção que o pavimento requer considera-se que a degradação do pavimento é um processo progressivo causado pelo acúmulo de danos devido à fadiga. Assim, calcula-se o número equivalente de passagens de um eixo padrão  $N$  permitido antes da ruptura do pavimento usando-se os métodos de análise de fadiga descritos no Capítulo 5.

Esse sistema funciona baseado em redes neurais de reconhecimento de padrões para se obter a tensão de tração máxima na laje devido à flexão, treinadas com o banco de dados gerado para o estudo de caso (trecho da rodovia BR-101/NE no Lote 5). A seção transversal e características dos materiais das camadas desse pavimento foram definidas no Capítulo 3. As variáveis do sistema são os fatores envolvidos na análise de dano da estrutura correspondentes às variáveis de entrada definidas para as redes neurais.

O sistema tem uma interface gráfica, mostrada na Figura 6.11, que foi desenvolvida com a ferramenta GUIDE (*Graphical User Interface Development Environment*) do programa MATLAB.

A Figura 6.12 apresenta a estrutura do sistema de gerenciamento. O sistema é inicializado com a entrada das características do pavimento, *i.e.*, módulo de elasticidade do concreto e do subleito, e da carga de tráfego com o valor da carga do eixo e a posição da carga na laje (canto, interior ou borda). Para o cálculo do gradiente de temperatura na laje usam-se as equações definidas no Capítulo 4, que dependem da estação do ano. A fim de que o sistema possa ser usado para diferentes períodos no ano, sem que seja necessário o conhecimento dos valores exatos de todas as condições ambientais, usam-se os valores médios de velocidade do vento, precipitação, umidade e horas de insolação para cada mês. Esses dados são obtidos a partir do banco de dados do INMET. Assim, o sistema requer como entrada apenas a temperatura do ar. A temperatura no topo e no fundo do pavimento são calculadas usando-se as equações 4.2 a 4.5.

SistemaFun

### SISTEMA DE GERENCIAMENTO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS

**PROPRIEDADES DOS MATERIAIS**

Módulo de Elasticidade do Concreto (GPa)

Módulo de Elasticidade do Subleito (MPa)

**CARGA DE TRÁFEGO**

Carga do Eixo (kN)

Posição da carga

**DADOS DE TEMPERATURA**

Estação do ano  Mês  Temperatura ambiente (°C)

Temp. Topo (°C)  Temp. Fundo (°C)  Temp. Topo (°C)  Temp. Fundo (°C)

**CÁLCULO DE TENSÕES**

**MÓDELO DE ANÁLISE DE FADIGA**

N

Ano	Nac. Faixa D x 10 <sup>6</sup>	N para Gr. Positivo x 10 <sup>5</sup>	N para Gr. Negativo x 10 <sup>5</sup>
2008	0,596	1,04	0,447
2009	1,21	2,12	0,910
2010	1,85	3,24	1,39
2011	2,51	4,40	1,88
2012	3,19	5,59	2,39
2013	3,90	6,82	2,92
2014	4,62	8,09	3,47
2015	5,37	9,40	4,03
2016	6,14	10,8	4,61

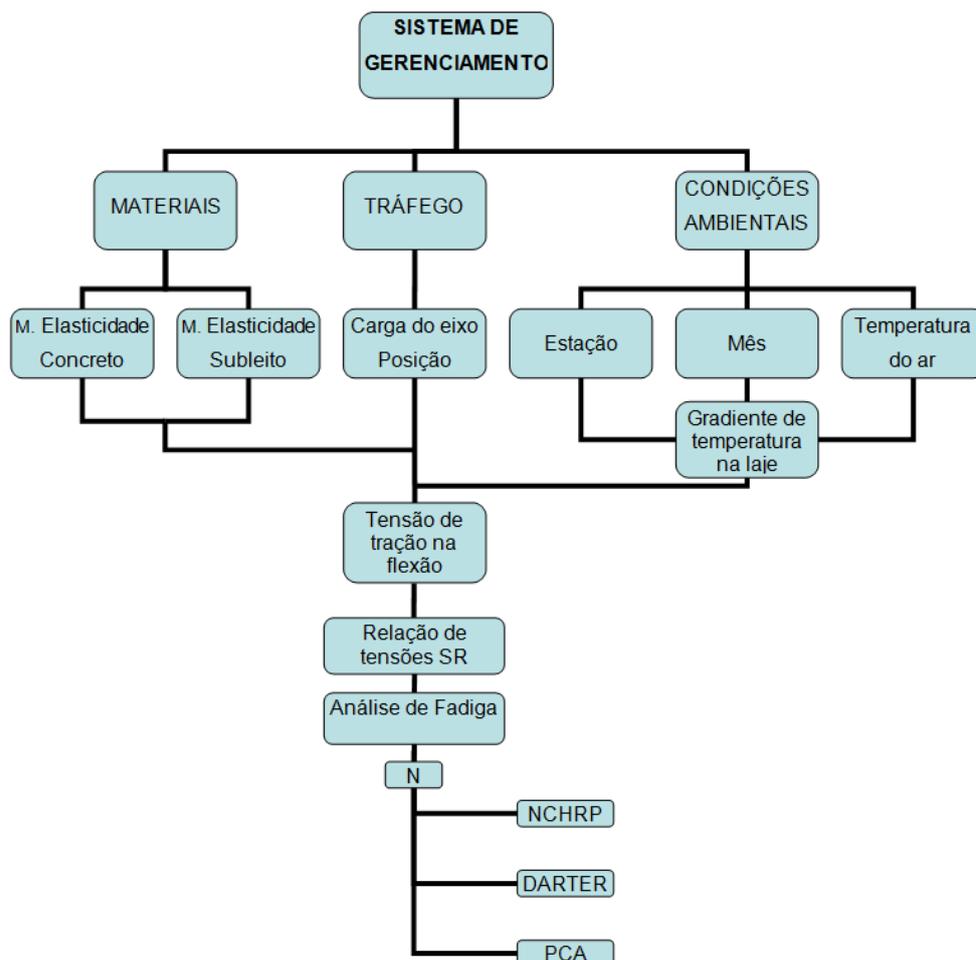
**Figura 6.11. Interface gráfica do Sistema de Gerenciamento de Pavimentos Rígidos.**

O cálculo de tensão de tração devido à flexão para as condições dadas é realizado usando-se a rede neural artificial correspondente ao gradiente de temperatura escolhido. Os valores dados de módulos de elasticidade, carga de tráfego e gradiente de temperatura na laje são atribuídos as variáveis de entrada da rede para se obter a tensão como saída.

Com o módulo de elasticidade do concreto dado pelo usuário, calcula-se a resistência à tração do concreto usando-se as equações 3.1, e 3.19 a 3.24 (Capítulo 3). A relação de tensões SR é obtida comparando-se o valor de saída da rede e a resistência do concreto (equação 5.1).

Para o cálculo do número de solicitações do eixo permitido  $N$  o sistema permite a utilização de um dos três métodos descritos no Capítulo 5: o método AASHTO – NCHRP (2004), o método PCA (1984), com probabilidade de falha

menor que 5%, e o método de Darter (1977) com probabilidade de falha por fadiga de 24%.



**Figura 6.12. Estrutura do sistema de gerenciamento para manutenção de pavimentos rígidos.**

Neste estudo o valor de N foi comparado com o número de solicitações do eixo que trafegaram na rodovia BR-101/NE do estudo de caso no período de análise dado pela Tabela 5.11. Assumindo-se que o tráfego é uniforme durante todo o ano, adotou-se um quarto do volume total de tráfego para cada estação. Assumiu-se também que a distribuição de tráfego durante o dia e a noite é de 70% e 30%, respectivamente. Por outro lado, neste estudo também foi considerado que geralmente o gradiente de temperatura positivo ocorre durante o dia e o gradiente negativo durante a noite. Assim, os valores de cada um desses gradientes para o cálculo do dano acumulado por fadiga, usando-se a regra de Palmgren-Miner (equação 5.11), estão apresentados na Tabela 6.1. Um exemplo do funcionamento do sistema para o gradiente de temperatura positivo consta da Figura 6.13.

**Tabela 6.3. Número de solicitações do eixo padrão que trafegaram na via entre os anos 2008 a 2016.**

Ano	Nac. Faixa D x 10 <sup>6</sup>	N para Gr. Positivo x 10 <sup>5</sup>	N para Gr. Negativo x 10 <sup>5</sup>
2008	0,596	1,04	0,447
2009	1,21	2,12	0,910
2010	1,85	3,24	1,39
2011	2,51	4,40	1,88
2012	3,19	5,59	2,39
2013	3,90	6,82	2,92
2014	4,62	8,09	3,47
2015	5,37	9,40	4,03
2016	6,14	10,8	4,61

SistemaFun

### SISTEMA DE GERENCIAMENTO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS

PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Módulo de Elasticidade do Concreto (GPa)

Módulo de Elasticidade do Subleito (MPa)

CARGA DE TRÁFEGO

Carga do Eixo (kN)

Posição da carga

DADOS DE TEMPERATURA

Estação do ano  Mês  Temperatura ambiente (°C)

Temp. Topo (°C)  Temp. Fundo (°C)

Temp. Topo (°C)  Temp. Fundo (°C)

CÁLCULO DE TENSÕES

Tensão Máxima (MPa)

MÓDELO DE ANÁLISE DE FADIGA

N

Ano	Nac. Faixa D x 10 <sup>6</sup>	N para Gr. Positivo x 10 <sup>5</sup>	N para Gr. Negativo x 10 <sup>5</sup>
2008	0,596	1,04	0,447
2009	1,21	2,12	0,910
2010	1,85	3,24	1,39
2011	2,51	4,40	1,88
2012	3,19	5,59	2,39
2013	3,90	6,82	2,92
2014	4,62	8,09	3,47
2015	5,37	9,40	4,03
2016	6,14	10,8	4,61

**Figura 6.13. Exemplo de cálculo do valor de número de solicitações permitidas pelo Sistema de Gerenciamento de Pavimentos Rígidos.**

Quando as condições ilustradas na Figura 6.4 foram aplicadas ao modelo desenvolvido no ABAQUS, obteve-se uma tensão máxima de 3,18 MPa. A comparação desse resultado com o obtido pela rede resulta em um erro de 6%. Mais especificamente, a relação de tensões SR obtida pelo modelo do ABAQUS é 0,614 e o valor obtido pelo sistema é de 0,648. Para esse caso o valor de N segundo o método PAC e o método de DARTER tem uma grandeza de  $10^5$  e  $10^6$ , respectivamente, e o pavimento teria um 24% de probabilidade de falha por fadiga. Para isso, com o valor do tráfego acumulado para gradiente de temperatura positivo, o pavimento está em boas condições. Segundo o método NCHRP para o tráfego do trecho de estudo da rodovia BR-101/NE, o pavimento requereria manutenção cada seis meses. Como foi visto o gradiente de temperatura negativo gera menores tensões no pavimento permitindo ilimitadas passagens de veículos.

A partir das avaliações do número N obtido pelo sistema é possível avaliar as condições mais críticas de combinação de carga de tráfego e temperatura, às que um pavimento é submetido.

## 7. Conclusões

Com o objetivo de criar um sistema de gerenciamento de manutenção de pavimentos rígidos foi gerado um banco de dados baseado nos resultados de simulações de um modelo desenvolvido no *software* de elementos finitos ABAQUS para vários casos de carregamento. O modelo desenvolvido foi validado por meio da representação de casos de estudo feitos em trabalhos anteriores. Usaram-se modelos matemáticos para calcular a evolução no tempo dos módulos de elasticidade das camadas do pavimento. Os resultados do banco de dados foram usados na análise de acúmulo de fadiga de pavimentos. Redes Neurais Artificiais de reconhecimento de padrões, treinadas com o banco de dados gerado, foram usadas para calcular os valores da tensão de tração devido à flexão causadas por vários casos de carregamento. O sistema de gerenciamento proposto é baseado nos resultados obtidos pelas RNA para o cálculo de análise de fadiga do pavimento.

O sistema foi desenvolvido para determinar os períodos de manutenção requeridos antes da ruptura do concreto devido à fadiga. Uma interface gráfica foi criada para facilitar a sua utilização pelo usuário. Os dados de entrada requeridos são as propriedades dos materiais, a definição da carga de tráfego e condições ambientais. O sistema calcula o gradiente de temperatura atuando na laje, a tensão de tração devido à flexão máxima na laje, a relação de tensões e finalmente o número N para ser comparado com o número de passagens dos eixos que trafegaram na da rodovia n, com três métodos de análise de fadiga.

As principais conclusões deste trabalho são as seguintes:

- Por meio dos resultados do ensaio FWD foi possível validar o modelo de elementos finitos desenvolvido para modelar o pavimento do estudo de caso. As diferenças entre os valores de módulo de elasticidade do concreto e subleito ao longo do trecho de estudo podem ser atribuídas à variabilidade das propriedades do concreto e subleito, forma de concretagem, variações na espessura das placas, condições relacionadas com o ensaio FWD, entre outras. Além disso, o modelo no MEF considera os materiais com comportamento linear homogêneo e isotrópico.

- Com o modelo matemático do CEB-FIP Manual Code (2010) obteve-se o ganho de resistência à compressão no tempo, sendo no primeiro ano de 16,52%, e a partir do segundo ano o valor diminui gradativamente entre 2% e 0,17% para o oitavo ano. Esse valor foi usado para calcular os módulos de elasticidade do concreto e o subleito, com valores entre 34 e 36,17 GPa, e 111 e 116,39 MPa, respectivamente. O ganho dos módulos de elasticidade do primeiro ao oitavo ano varia de 5% a 0,5% para o concreto, e de 3,2% a 0,3% para o subleito.

- As simulações do modelo sujeito a cargas de tráfego mostraram resultados adequados quando comparados com os resultados dos modelos analíticos de Westergaard. As diferenças (entre 4% e 30%) podem ser atribuídas ao fato de que modelo analítico usa uma forma circular para a aplicação da carga e representa a fundação por molas, enquanto no modelo de ABAQUS a carga é aplicada numa área retangular e a fundação é representada por elementos sólidos e elementos de contato.

- A hipótese usada de que a distribuição do gradiente de temperatura por meio da espessura da laje de concreto é uma função quadrática representa de forma adequada o perfil de temperatura na laje. A definição desta função usou as equações de Severi e Balbo (2002) para calcular a temperatura no topo do pavimento e o diferencial térmico.

- Ao se comparar as tensões de tração devido à flexão para os gradientes de temperatura negativos e positivos, conclui-se que o último representa um risco maior para deterioração e falha do pavimento. Na combinação do gradiente de temperatura negativo com as cargas de tráfego, o valor máximo de tensão de tração devida à flexão é dada pelo gradiente térmico, com valores menores que 50% das tensões geradas pelo gradiente de temperatura positivo. Por isso, neste trabalho, esse efeito não foi considerado relevante para o desempenho do pavimento.

- Para o gradiente de temperatura positivo as maiores tensões de tração devidas à flexão ocorreram no centro da laje. Em combinação com as cargas de tráfego no interior e na borda o valor máximo é dado pela carga de tráfego. Enquanto com a carga de canto o valor máximo é dado pelo gradiente de temperatura. Nesse último caso a tensão é menor por que barras de transferência de carga nas juntas transferem as tensões para laje adjacente, e o gradiente de temperatura tem um efeito menor do que no centro da laje.

- A tensão de tração devida à flexão no centro da laje foi obtida nas simulações de combinações do gradiente de temperatura positivo, para as

condições ambientais dos anos 2008 a 2016, com diferentes valores de carga do eixo de tráfego, entre 80 kN e 170 kN. Os valores máximos foram obtidos com a carga de borda durante os meses de verão, por causa dos maiores valores de gradiente térmico. Os valores mínimos correspondem à carga de canto nos meses de inverno com menores valores de gradiente térmico. Esses resultados ressaltam a importância da análise de combinação de cargas de tráfego e temperatura no dimensionamento e avaliação do desempenho dos pavimentos.

- Na análise de acúmulo de fadiga de pavimentos obtiveram-se as relações entre as tensões de tração devidas à flexão geradas pela combinação de cargas de tráfego e gradiente de temperatura positivo, e a resistência do concreto de tração à flexão, com um valor médio de 0,64. Para esse valor foi calculado o número de passagens do eixo padrão permitidas antes da ruptura do pavimento N. Esse valor foi comparado com o número de eixos que trafegaram na via no período de tempo de vida do pavimento entre 2008 e 2016. Pelo método da AASHTO foi determinado um período de manutenção da rodovia de seis meses, após os quatro primeiros anos de serviço do pavimento, para cargas do eixo maiores que 120 kN.

- Dos métodos avaliados para o cálculo do acúmulo de fadiga do trecho analisado da Rodovia BR101/NE, considerando as condições climáticas e de tráfego da zona, recomenda-se o PCA. Este método mostrou ser uma boa alternativa em termos de economia e segurança, requerendo uma intervenção de manutenção entre o oitavo e nono ano de serviço.

- A condição mais crítica do pavimento ocorreu para a combinação de cargas com gradientes de temperatura maiores a 19°C. Esse valor ocorre com uma frequência de 20% nos gradientes de temperatura calculados a partir dos valores das condições ambientais fornecidas pelo INMET no banco de dados. Assim, os períodos de manutenção definidos são requeridos de forma preventiva para a conservação do pavimento, sem necessidade de reparação do mesmo.

- A eficiência de transferência de carga por meio das juntas transversais observada foi adequada para as cargas de tráfego com valor médio de 86%. Para a combinação de carga de tráfego com o gradiente de temperatura positivo o valor aumentou para 90% devido à expansão do concreto em altas temperaturas. Para o gradiente de temperatura negativo a eficiência decresceu para 65%, chegando em alguns casos a valores menores de 38%.

- As RNA tipo *Multilayer Perceptron* de reconhecimento de padrões, treinadas com o banco de dados gerado a partir das simulações do modelo desenvolvido no ABAQUS apresentaram ajustes adequados nos testes de

correlação com valores maiores que 90% e erros quadráticos menores que 5%. Isso confirma que o proposto é um método viável para estimar os valores de tensão de tração devido à flexão e transferência de carga para avaliar o estado do pavimento do trecho estudado da rodovia BR-101/NE Lote 5.

- As RNAs tipo *Multilayer Perceptron* de previsão apresentaram um ajuste adequado dos dados com uma janela de 12 passos com codificação de 12 bits, obtendo-se coeficientes U de Theil de 0,24 e 0,37 para previsão de tensão de tração devido à flexão com gradientes de temperatura positivos e negativos, respectivamente. Essa rede permite estimar a resposta do pavimento no futuro, para avaliar o comportamento durante sua vida útil.

- A aproximação dos resultados do Sistema de Gerenciamento de Pavimentos proposto, depende do erro no cálculo de tensão das RNA que tem uma correlação maior que 90%. Portanto, pode-se concluir que é uma estimativa confiável para pavimentos com características semelhantes ao estudo de caso.

### **Sugestões para trabalhos futuros**

Baseado nas observações realizadas no presente trabalho recomenda-se os seguintes temas para trabalhos futuros:

– Análise do efeito de uma velocidade de vento maior que 1 km/h, variando sua direção, nos cálculos de gradiente de temperatura ao longo da espessura do pavimento. Dessa forma a distribuição do gradiente de temperatura na laje usando-se as fórmulas de Balbo e Severi (2002) seria calculada com maior precisão.

– Avaliação do comportamento estrutural do concreto por meio de ensaios FWD periódicos para continuamente caracterizar o pavimento ao longo do seu tempo de serviço. Isso permitiria uma melhor estimativa do processo de deterioração do concreto relacionada ao módulo de elasticidade e resistência à tração devido à flexão.

– Desenvolvimento de modelos de degradação do concreto a partir de ensaios de laboratório e de campo para melhor simular o comportamento do pavimento. Com esses resultados seria possível a criação bancos de dados para redes neurais de previsão da resposta estrutural durante o período de vida útil definido no projeto.

– Geração bancos de dados para pavimentos com diferentes dimensões, características de materiais de sub-base e solo, condições de atrito entre as lajes e a sub-base, e outros fatores que possam afetar a resposta estrutural do

pavimento. A finalidade disso seria treinar novas RNA e implementá-las no sistema de gerenciamento para ampliar sua funcionalidade.

– Simulação do carregamento de tráfego como carga cíclica para criar bancos de dados que considerem o efeito de tráfego acumulado durante diferentes períodos da vida de serviço do pavimento.

## 8. Referências bibliográficas

- ABD EL-HAKIM, R.; EL-BADAWY, S. **International Roughness Index Prediction for Rigid Pavements: An Artificial Neural Network Application**. Advanced Materials Research. Trans Tech Publications, p. 854-860, 2013.
- ABNT–ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7207: Terminologia e Classificação de Pavimentação**. Rio de Janeiro, 1982.
- \_\_\_ **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto**. Rio de Janeiro, 2003.
- \_\_\_ **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto**. Rio de Janeiro, 2014.
- ALBANO, J. F. **Efeitos da Variação da Carga por Eixo, Pressão de Inflação e Tipo de Pneu na Resposta Elástica de um Pavimento**, Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-graduação em Engenharia da Produção. Porto Alegre, 1998.
- ALBANO, J. F. **Área e Pressão de Contato dos Pneus com a Superfície de um Pavimento**. XIV ANPET Congresso de pesquisa e ensino em transporte. 2000.
- ALBANO, J. F. **Excessos de Carga e Pesagem de Veículos Comerciais**. III Semana de Engenharia de Produção e Transportes. Universidade Federal de Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS. 2004.
- ANOCHI, J. **Previsão climática de precipitação para a região Sul por rede neural autoconfigurada**. Tese de doutorado. Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais. Curso de Pós-graduação em Computação Aplicada. São José dos Campos, SP - Brasil. 2015.
- ANOCHI, J.; DE CAMPOS VELHO, H. F. **Previsão climática de precipitação para a região Sul por rede neural autoconfigurada**. Ciência e Natura, vol. 38. p. 98 – 104. 2016.
- AASHTO. **Guide for Design of Pavement Structures**. American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993.
- ASGARI, A. **Evaluation of Concrete Pavement Service Life Using 3D Nonlinear Finite Element Analysis and Nonlinear Fatigue Damage Model**. Ph.D. Thesis. Purdue University, 2004.
- BAKHARY, N.; HAO, H.; DEEKS, A. J. **Damage Detection Using Artificial Neural Network with Consideration of Uncertainties**. Engineering Structures, v. 29, n. 11, p. 2806-2815, ELSEVIER, 2007.

BALBO, J. T. **Gestão da Manutenção de Pavimentos e seus Benefícios para a Cidade de São Paulo**. Laboratório de mecânica dos pavimentos, USP. São Paulo, SP: 1998.

BALBO, J. T. SEVERI, A. A. **Thermal Gradients in Concrete Pavements in a Tropical Environment: Experimental Appraisal**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Washington D. C. v. 1809, p.12-22. 2002.

BALBO, J. T. CERVO, T. C. **Resistência à Fadiga De Concretos Convencionais para Pavimentação**, Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes - ANPET, 2005.

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

BAYRAK, M. B. **Analysis of Jointed Plain Concrete Pavement Systems with Nondestructive Test Results Using Artificial Neural Networks**, Dissertation of Doctorate, Iowa State University, 2008.

BAYRAK, M. B.; CEYLAN, H. **Neural network-based approach for analysis of rigid pavement systems using deflection data**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, n. 2068, p. 61-70, 2008.

BORDELON, A.; ROESLER, J.; HILLER, J. **Mechanistic-Empirical Design Concepts for Jointed Plain Concrete Pavements in Illinois**, Report FHWA-ICT-09-052, ICT-R57 Evaluation and Implementation of Improved CRCP And JPCP Design Illinois Center for Transportation, 2009.

BUENO L. D. *et al.* **Determinação do Efeito da Pressão de Inflação dos Pneus e da Carga do Eixo Simples de Rodas Duplas na Degradação de Pavimentos Flexíveis**. 44ª RAPv – Reunião Anual de Pavimentação e 18º ENACOR Encontro Nacional de Conservação Rodoviária. Foz de Iguaçu, 2015.

BYRUM, C. R. **Development of a New Joint Load Transfer versus Slab Temperature Modeling Procedure for Airfield Concrete Pavements**, Airfield and Highway Pavement 2013: Sustainable and Efficient Pavements, pp. 262-281, ASCE, 2013.

CARVALHO, J. Filho. **Avaliação Funcional e Estrutural de um Trecho Experimental em Pavimento Rígido: Estudo de Caso BR-101/NE Lote 05-PB Obra de Duplicação**, Dissertação de mestrado em Engenharia Civil e Ambiental, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais da Universidade Federal de Campina Grande – Paraíba, Julho de 2011.

CERVO, T. C. **Estudo da Resistencia a Fadiga de Concretos de Cimento Portland para Pavimentação**. Tese de Doutorado. Escola Politécnica. Universidade de São Paulo. São Paulo. 2004.

- CERVO, T. C.; BALBO, J. T. **Modelagem a Fadiga de Concreto Convencionalmente Empregado no Brasil versus Modelo atualmente utilizado no país.** Reunião Anual de Pavimentação, 36, Curitiba. Anais, Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Pavimentação, 2005.
- CEYLAN, H.; GOPALAKRISHNAN, K.; BAYRAK, M. B. **Neural Networks Based Concrete Airfield Pavement Layer Moduli Backcalculation.** Civil Engineering and Environmental Systems, v. 25, n. 3, p. 185-199, 2008.
- CHOI, K.; LEE, H. W.; MAO, Z.; LAVY, S.; RYOO, B. Y. **Environmental, Economic, and Social Implications of Highway Concrete Rehabilitation Alternatives,** Journal of Construction Engineering and Management, Volume 142, Issue 2, ASCE, 2015.
- CHOUBANE, B.; TIA, M. **Nonlinear temperature gradient effect on maximum warping stresses in rigid pavements.** Transportation Research Record, vol. 1370, no 1, p. 11. 1992.
- COLIM, G. M.; BALBO, J. T. **Eficiência da Transferência de Carga em Pavimentos de Concreto, uma avaliação em Ambiente Tropical.** Congresso Nacional do Concreto, 49., Bento Gonçalves – RS. Anais, Instituto Brasileiro do Concreto, 2007.
- CONTRAN, Conselho Nacional de Trânsito. **Resolução No. 489/2014 de 05/06/2014.** Fixa metodologia de aferição de peso de veículos, estabelece percentuais de tolerância e dá outras providências.
- CROVETTI, J. A. **Design and Evaluation of Jointed Concrete Pavements Systems Incorporating Free-Draining Base Layers.** Ph. D. Dissertation, University of Illinois at Urbana-Cahmpain, 1994.
- DA SILVA, C. Z.; TONON, P. **Análise Numérica de Estruturas de Concreto Sob Carregamentos Cíclicos Empregando Mecânica do Dano Contínuo.** Trabalho de Conclusão de Curso. Departamento Acadêmico de Construção Civil; Universidade Tecnológica Federal do Paraná; Pato Branco, 2014.
- DARTER, M. I. **Design of a Zero-maintenance Plain Jointed Concrete Pavement, Volume One-Development of Design Procedures.** US Department of Transportation, FHWA-77-11, Final Report. Washington D. C. 1977.
- DAVIS, W. G.; TURKIYYAH, G. M. **Development of Embedded Bending Member to Model Dowel Action,** Journal of Structural Engineering, Volume 123, No. 10, ASCE, 1997.
- DE ALBUQUERQUE, I. M. **Determinação da Vida Útil à Fadiga em Ponte de Concreto Armado Considerando o Espectro de Veículos Reais.** Tese de Doutorado; Escola Politécnica; Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2012.

DE OLIVEIRA, P. L. **Projeto estrutural de pavimentos rodoviários e de pisos industriais de concreto**. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2000.

DE SALLES, L. S. **Análise do Comportamento de Pavimento Experimental de Concreto Continuamente Armado de Curta Extensão**, Dissertação de mestrado, Escola Politécnica da Universidade São Paulo, São Paulo, 2013.

DER/SP. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo. **IP-DE-P00/001 - Projeto de Pavimentação**. São Paulo, 2006.

\_\_\_ **IP-DE-P00/003 – Avaliação Funcional e Estrutural de Pavimento**. São Paulo, 2006.

\_\_\_ **IP-DE-P00/007 - Projeto de Engenharia Para Duplicação de Rodovias**. São Paulo, 2005.

DERE, Y.; ASGARI, A.; SOTELINO, E., D., ARCHER, G., C., **Failure prediction of skewed jointed plain concrete pavements using 3D FE analysis**. Engineering Failure Analysis, 13(6), 898-913. 2006

DNER-ME 024/94. Departamento de Estradas de Rodagem. **Pavimento – Determinação das deflexões pela viga Benkelman**. Rio de Janeiro, 6 p. 1994.

\_\_\_ **DNER-PRO 273 Determinação das deflexões utilizando o deflectômetro de impacto tipo Falling Weight Deflectometer – FWD**. Rio de Janeiro. 1996.

\_\_\_ **DNER IP-DE-P00/003. Avaliação Funcional e Estrutural de Pavimento**. Secretaria dos Transportes. São Paulo. 2006.

DNIT. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **Manual de Pavimentos Rígidos. Publicação IPR-714**. Rio de Janeiro. 2005.

\_\_\_ **NORMA DNIT 061/2004 – TER. Pavimento Rígido – Defeitos – Terminologia**, Rio de Janeiro. 2004.

\_\_\_ **Manual de Pavimentação. Publicação IPR-719**. Rio de Janeiro. 2006.

\_\_\_ **Manual de Estudos de Tráfego. Publicação IPR-723**. Rio de Janeiro. (2006).

\_\_\_ **PNCT – DNIT. Plano Nacional de Contagem de Tráfego**, 2016.

<http://servicos.dnit.gov.br/dadospnct>

\_\_\_ **Projeto Executivo Para Adequação de Capacidade e Restauração da BR-101/PB Lote 5 Corredor Nordeste. Relatório Final**.

DINÇER, İ. **Models to Predict the Deformation Modulus and the Coefficient of Subgrade Reaction for Earth Filling Structures**. Advances in Engineering Software, v. 42, n. 4, p. 160-171, 2011.

DOS SANTOS, T. F. M. **Aplicação de Séries Temporais e Redes Neurais em um Ambiente de Computação em Nuvem**. Dissertação de Mestrado.

Universidade Federal de Santa Maria. Centro de Tecnologia. Programa de Pós-graduação em Engenharia de Produção. Santa Maria, RS. Brasil. 2014.

DUAN, Z. H.; KOU, S. C.; POON, C. S. **Using Artificial Neural Networks For Predicting The Elastic Modulus Of Recycled Aggregate Concrete**. Construction and Building Materials v.44,p.524-532, ELSEVIER, 2013.

ELSHAFEY, A. A. *et al.* **Crack width in concrete using artificial neural networks**. Engineering Structures, v. 52, p. 676-686, ELSEVIER, 2013.

FONTENELE, H. B. **Representação do Tráfego de Veículos Rodoviários de Carga por meio de Espectros de Carga por Eixo e seu Efeito no Desempenho dos Pavimentos**. Teses de Doutorado. Universidade de São Paulo. 2011.

FONTENELE, H. B.; ZANUNCIO, C. E. M.; DA SILVA JUNIOR, C. A. P. **O excesso de peso nos veículos rodoviários de carga e seu efeito - Truck overload and its effects**. Teoria e Prática na Engenharia Civil, no 18, p. 95-103. 2011.

FRANCELINO, M. J. M. **Pavimento de Concreto Sobre Solos Moles: Estudo de Caso na Rodovia BR-101 Nordeste (Lotes 1, 5 e 6)**. Tese de mestrado; Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco; Recife; 2008.

HALL, K. T. **Performance, Evaluation and Rehabilitation of Asphalt-Overlaid Concrete Pavements**. Ph.D. Thesis. University of Illinois at Urbana-Champaign, 1991.

HALL, K. T., LEE, Y. H., DARTER, M. I., LIPPERT, D. L. **Forecasting pavement rehabilitation needs for Illinois interstate highway system**. Transportation Research Record, p. 116-116, 1994.

HALL, K. T.; CROVETTI, J. A. **LTPP data analysis: Relative performance of jointed plain concrete pavement with sealed and unsealed joints**. Transportation Research Board, National Research Council, 2000.

HAYKIN, S. S. **Redes neurais – Princípios e prática**. Traduzido por ENGEL, P. M. (Brasil), Bookman. 2da. Ed. 2001.

HENRIQUE, Y. F. **Método de Avaliação de Pavimentos Aeroportuários Aplicação a um Aeródromo Militar**; Projeto de graduação, Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2013.

HILLER, J.E; ROESLER, J. R. **Simplified Nonlinear Temperature Curling Analysis for Jointed Concrete Pavements**, Journal of Transportation Engineering, Vol. 136, No. 7, ASCE, 2010.

HORNIK, K. **Approximation capabilities of multilayer feedforward networks**,

Neural networks, vol. 4, no. 2, pp. 251–257, 1991.

INMET. INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA. Disponível em:

<http://www.inmet.gov.br/projetos/rede/pesquisa/>

IOANNIDES, A. M.; KHAZANOVICH, L.; BECQUE, J. L. **Structural evaluation of base layers in concrete pavement systems**. Transportation research record, no 1370. 1992.

INTERACTIVE, Pavement **Deflection**. *Pavement Interactive*, 2010. Disponível em: <http://www.pavementinteractive.org/article/deflection>

KARLAFTIS, A. G.; BADR, A. **Predicting Asphalt Pavement Crack Initiation Following Rehabilitation Treatments**. Transportation Research Part C: Emerging Technologies, v. 55, p. 510-517, ELSEVIER, 2015.

KIM, S.; CEYLAN, H.; Ma, D.; GOPALAKRISHNAN, K. **Calibration of pavement ME design and mechanistic-empirical pavement design guide performance prediction models for Iowa pavement systems**. Journal of Transportation Engineering, vol. 140 n. 10, p. 04014052. 2014.

KING, S.; RICHARDS, T. **Solving contact problems with abaqus**. Dassault Systemes UK Ltd, Coventry-March, 2013.

LEE, Y. H.; KER, H. W.; LIU, Y. B. **Applications of Artificial Neural Networks to Pavement Prediction Modeling: A Case Study**. Challenges and Advances in Sustainable Transportation Systems, p. 289-295, ASCE, 2014.

LIU, S. W. *et al.* **Detection of Cracks Using Neural Networks and Computational Mechanics**. Computer methods in applied mechanics and engineering, v. 191, n. 25, p. 2831-2845, ELSEVIER, 2002.

LOPES, M. L. M. **Desenvolvimento de redes neurais para previsão de cargas elétricas de sistemas de energia elétrica**. Tese de Doutorado. Universidade Estadual Paulista. São Paulo. 2005.

MAITRA, S. R.; REDDY, K. S.; RAMACHANDRA, L. S. **Estimation of Joint and Interface Parameters for the Finite Element Analysis of Jointed Concrete Pavement Using Structural Evaluation Results**. International Journal on Pavement Engineering & Asphalt Technology, v. 16, n. 2, p. 21-38, 2015.

MINISTÉRIO dos Transportes. Disponível em [www.transportes.gov.br](http://www.transportes.gov.br)

MORAIS, E. C. **Reconhecimento de Padrões e Redes Neurais Artificiais em Predição de Estruturas Secundárias de Proteínas**. Universidade Federal de Rio de Janeiro. Programa de Pós graduação em Engenharia de Sistemas e Computação, COPPE. Rio de Janeiro, 2010.

MATHWORKS. **Create a Simple App Using GUIDE**. MATLAB® Documentation. 2017, [https://www.mathworks.com/help/matlab/creating\\_guis/about-the-simple-guide-gui-example.html](https://www.mathworks.com/help/matlab/creating_guis/about-the-simple-guide-gui-example.html)

MATHWORKS. **Neural Network Design Steps**. MATLAB® Documentation. 2017. Disponível em: [https://www.mathworks.com/help/nnet/guide/neural-network-design-steps.html?searchHighlight=neural%20network&s\\_tid=doc\\_srchtile](https://www.mathworks.com/help/nnet/guide/neural-network-design-steps.html?searchHighlight=neural%20network&s_tid=doc_srchtile)

MÜLLER, R. M. **Avaliação de transmissão de esforços em pavimentos intertravados de blocos de concreto**. Rio de Janeiro, 2005.

NCHRP. **Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures, Project 37-1A**. Washington DC: National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, 2004.

PEKCAN, O.; TUTUMLUER, E.; THOMPSON, M. R. **Nondestructive Pavement Evaluation Using ILLI-PAVE Based Artificial Neural Network Models**. Illinois Center for Transportation, 2008.

PIERCE, L. M. **Evaluation of Dowel Bar Retrofit for Long-Term Pavement Life in Washington State**; Dissertation for Doctor of Philosophy, University of Washington, 2009.

PORTER, M. L.; GUINN JR, R. J.; LUNDY, A. L. **Dowel bar optimization: Phases I and II**. 2001.

PORTER, M. L., CABLE, J. K., FANOUS, F. S., HARRINGTON, J. F., PIERSON, N. J. **Laboratory Study of Structural Behavior of Alternative Dowel Bars**. National Concrete Pavement Technology Center, 2006.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION – PCA. **Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements**. Engineering Bulletin 109.01P, Illinois, 1984.

PRINCIPE, J. C., EULIANO N. R., LEFEBVRE W. C. **Neural and Adaptive Systems**. John Wiley and Sons, Inc., New York, 2000.

QIN, J. **Predicting Flexible Pavement Structural Response Using Falling Weight Deflectometer Deflections**; Master of Science; The faculty of the Russ College of Engineering and Technology of Ohio University; Ohio 2010.

RAMOS, J. P. S. **Redes Neurais Artificiais na Classificação de Frutos: Cenário Bidimensional**. Ciência e agrotecnologia. vol.27 no.2 Mar./Apr. 2003.

RADFAR, A.; ROCKAWAY, T. D. **Neural Network Models for Captured Runoff Prediction of Permeable Interlocking Concrete Pavements**. World Environmental and Water Resources Congress 2015, pp. 349-358, Floods, Droughts and Ecosystems, ASCE, 2015.

RÉUS, T. F.; DA SILVA JÚNIOR, C. A. P.; FONTENELE, H. B. **Dano pelo sobrepeso de veículos comerciais ao pavimento flexível.** Revista Tecnologia, vol. 35, no 1/2, p. 55-65. Fortaleza, 2014.

RÉUS, T. F.; DA SILVA JÚNIOR, C. A. P.; FONTENELE, H. B. **Efeito do Excesso de Peso dos Veículos Comerciais de Carga a Partir de uma Análise Empírico-Mecanística.** Revista CIATEC-UPF, vol. 8, no 2, p.50-61. 2016.

SALLES, L. S.; BALBO, J. T. **Experimental continuously reinforced concrete pavement parameterization using nondestructive methods.** Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, vol. 9, no 2, p. 263-274. 2016.

SANTOS, M. A. A. **Simulação Numérica dos Efeitos de Cargas Dinâmicas na Vida de Fadiga de Pavimentos;** Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil; Universidade de Brasília, Brasília– DF, 2012.

SCARANTO, M.; GONÇALVES, F. P. **Manutenção de pavimentos urbanos com revestimentos asfálticos** Maintenance of urban asphalt pavements. Teoria e Prática na Engenharia Civil, no 12, p. 69-80. 2008.

SCHMALZER, P. N. **Long-Term Pavement Performance Program Manual for Falling Weight Deflectometer Measurements,** Version 4.1, U.S Department of Transportation, Federal Highway Administration, FHWA-HRT-06-132, Technical Report Document, 2006.

SEVERI, A. A.; BALBO, J. T. **Modelo para Previsão de Diferenciais Térmicos Diurnos em Pavimentos de Concreto Simples no Clima Tropical,** 2002.

SHAHIN, M. Y. **Use of the falling weight deflectometer for the non-destructive deflection testing of jointed concrete airfield pavements.** International Conference on Concrete Pavement. 1985.

SII, H. B.; CHAI, G. W.; STADEN, R. V.; GUAN, H. **Evaluation of Doweled Joints in Concrete Pavements Using Three-Dimensional Finite Element Analysis,** Design, Analysis and Asphalt Material Characterization for Road and Airfield Pavements GSP 246, pp. 115-126, ASCE, 2014.

SILVA, E.; OLIVEIRA, A. C. D. **Dicas para a Configuração de Redes Neurais.** Rio de Janeiro, 2001.

SIMULIA, D. S. **Abaqus. 6.13: Analysis Users Guide.** Volume I. Dassault Systems, 2013.

SIMULIA, D. S.; **ABAQUS 6.13 User's manual.** Dassault Systems, Providence, RI, 2013.

- TUTUMLUER, E.; SARKER, P. **Development of Improved Overlay Thickness Design Alternatives for Local Roads**. Illinois Center for Transportation/Illinois Department of Transportation, 2015.
- VAREJÃO-SILVA, M. A. **Meteorologia e Climatologia**. Versão Digital 2. Recife, Brasil. Marco, 2006.
- VELLASCO, M. M. BR; **Redes Neurais. Laboratório de inteligência computacional aplicada-ICA-Introdução**, Regras de aprendizado, 2009.
- WANG, X.; LI, T. **Numerical Mechanical Analysis of Concrete Pavement with Dowels in Transverse Joints**. CICTP 2014: Safe, Smart, and Sustainable Multimodal Transportation Systems, p. 1020-1031, ASCE, 2014.
- WESTERGAARD, H. M. **Computation of Stresses in Concrete Roads**. In: Annual Meeting of the Highway Research Board Proceedings. vol.5, p.90-112, Washington D. C. 1926.
- WU, Z.; HU, S.; ZHOU, F. **Prediction of Stress Intensity Factors in Pavement Cracking with Neural Networks Based on Semi-Analytical FEA**. Expert Systems with Applications – An International Journal, v. 41, n. 4, p. 1021-1030, ELSEVIER, 2014.
- ZANG, C.; IMREGUN, M. **Structural Damage Detection Using Artificial Neural Networks and Measured FRF Data Reduced Via Principal Component Projection**. Journal of Sound and Vibration, v. 242, n. 5, p. 813-827, ELSEVIER, 2001.
- ZHANG, Y.; GAO, L. **Mechanical Analysis of Dowel Bar Setting Considering Interlayer Contact of Rigid Pavement**. International Conference on Transportation Engineering, ASCE, 2013.
- ZHANG, Y.; LIU, S.; GAO, L. **Joint Load-Transfer Capacity Prediction Model of Rigid Pavement Considering Position Deviation of Dowel Bar**. CICTP 2014: Safe, Smart, and Sustainable Multimodal Transportation Systems, p.p. 980-989, ASCE, 2014.
- ZHANG, Y.; GAO, L. **Effect of Dowel Bar Position Deviation on Joint Load-Transfer Cement Concrete Pavement**. International Journal of Pavement Research and Technology 9, 30-36, Elsevier, Sciencedirect, 2016.