



# Métodos de Dimensionamento e de Análise Estrutural de Pavimentos Rígidos

PEDRO ALEXANDRE VIEIRA RODRIGUES

novembro de 2024

**MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO E DE ANÁLISE  
ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS RÍGIDOS**

**Pedro Alexandre Vieira Rodrigues**

**Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Civil, Área de Especialização em  
Estruturas**

**Orientador: Prof. Ângelo Manuel Jacob**

Júri:

Presidente:

Prof.<sup>a</sup> Maria Rosário Oliveira (Instituto Superior de Engenharia do Porto)

Vogais:

Prof.<sup>a</sup> Elisabete Fraga Freitas (Universidade do Minho)

Prof. Ângelo Manuel Jacob (Instituto Superior de Engenharia do Porto)

## DECLARAÇÃO DE INTEGRIDADE

---

### Declaração de Integridade

Declaro ter conduzido este trabalho académico com integridade. Não plagiei ou apliquei qualquer forma de uso indevido de informações ou falsificação de resultados ao longo do processo que levou à sua elaboração.

Declaro que o trabalho apresentado neste documento é original e de minha autoria, não tendo sido utilizado anteriormente para nenhum outro fim.

Declaro ainda que tenho pleno conhecimento do Código de Conduta Ética do P.PORTO.

ISEP, Porto, 8 de outubro de 2024

Pedro Rodrigues

# Dedicatória

Aos meus pais, e ao meu querido irmão.

# Resumo

Os pavimentos rígidos são estruturas constituídas geralmente por lajes de betão, que são aplicadas em rodovias, portos e aeroportos. A principal característica destes pavimentos é a sua resistência à flexão, que os torna menos deformáveis, sendo capazes de distribuir as cargas provenientes do tráfego por uma área maior. O desempenho dos pavimentos rígidos depende de diversos fatores, como a espessura da laje de betão, a presença e a qualidade da sub-base, a utilização de barras de transferência nas juntas e as condições climáticas, que afetam diretamente as tensões e deflexões geradas no pavimento.

Devido à sua elevada capacidade de suportar cargas pesadas, os pavimentos rígidos apresentam uma menor necessidade de manutenção ao longo do tempo quando comparados com outros tipos de pavimentos, como os flexíveis. O correto dimensionamento é fundamental para garantir este desempenho, minimizando os danos por fadiga e erosão e prolongando a sua vida útil. Ao otimizar a estrutura desde a fase de projeto, é possível assegurar a durabilidade do pavimento e reduzir significativamente os custos de manutenção futura.

O presente estudo foca-se na análise de diferentes métodos de dimensionamento e análise estrutural de pavimentos rígidos, com o objetivo de determinar a melhor abordagem para assegurar a durabilidade e eficiência destas estruturas. Foram utilizados dois tipos de metodologias de análise estrutural: analítica, com base nas equações de Westergaard, e numérica, utilizando um programa computacional de elementos finitos denominado de EverFE. A opção do pavimento rígido considerada para este estudo inclui a utilização de bermas de betão e barras de transferência de carga, de acordo com a metodologia de dimensionamento.

O dimensionamento foi realizado através da metodologia da *Portland Cement Association* (PCA, 1984), mais concretamente através da sua adaptação para o sistema métrico. Esta metodologia fornece critérios de fadiga e erosão, tendo em conta as diferentes cargas a que o pavimento estará sujeito. Foram analisadas várias configurações de pavimento, comparando os resultados das tensões obtidos pelos métodos de análise.

No final, foi feita uma análise comparativa dos resultados, demonstrando a influência dos parâmetros de caracterização do pavimento, como a espessura da laje, a presença de camada de sub-base, e a presença de bermas de betão e de barras de transferência. O estudo conclui que as metodologias utilizadas são eficientes para o dimensionamento e análise de pavimentos rígidos e oferecem uma base sólida para futuras investigações.

**Palavras-chave:** Pavimento rígido, Dimensionamento, Análise estrutural, Metodologias

# Abstract

Rigid pavements are structures generally made up of concrete slabs, which are used on roads, ports and airports. The main characteristic of these pavements is their resistance to bending, which makes them less deformable and capable of distributing traffic loads over a larger area. The performance of rigid pavements depends on several factors, such as the thickness of the concrete slab, the presence and quality of the sub-base, the use of dowel joint bars and the weather conditions, which directly affect the stresses and deflections generated in the structure.

Due to their high capacity to withstand heavy loads, rigid pavements require less maintenance over time than other types of pavements, such as flexible pavements. The correct design is fundamental to ensuring this performance, minimizing damage due to fatigue and erosion and extending its useful life. By optimizing the structure right from the design stage, it is possible to ensure the pavement's durability and significantly reduce future maintenance costs.

This study focuses on the analysis of different methods for the design and structural analysis of rigid sidewalks, with the aim of determining the best approach to ensure the durability and efficiency of these structures. Two types of structural analysis methodologies were used: analytical, based on the Westergaard equations, and numerical, using a finite element computer program called EverFE. The rigid sidewalk option considered for this study includes the use of concrete shoulders and load transfer bars, in accordance with the design methodology.

The design was carried out using the methodology of the Portland Cement Association (PCA, 1984), specifically by adapting it to the metric system. This methodology provides fatigue and erosion criteria, considering the different loads to which the sidewalk will be subjected. Various sidewalk configurations were analyzed, comparing the stress results obtained by the analysis methods.

In the end, a comparative analysis of the results was carried out, demonstrating the influence of sidewalk characterization parameters, such as the thickness of the slab, the presence of a sub-base layer, and the presence of concrete shoulders and transfer bars. The study concludes that the methodologies used are efficient for the design and analysis of rigid sidewalks and provide a solid basis for future research.

**Keywords:** Rigid pavement, Design, Structural analysis, Methodologies



# Agradecimentos

Aos meus pais e ao meu irmão, pois é graças a eles que estou a terminar este capítulo tão importante na minha vida.

À Luísa, por toda a força e motivação que me deu para terminar este trabalho.

A todos os meus amigos que conheci ao longo destes anos, e que ainda hoje levo no coração.

Ao meu professor e orientador, Eng.º Ângelo Jacob, por ter aceitado acompanhar-me neste trabalho e pela disponibilidade e ajuda que me ofereceu.

Ao Eng.º Erik Ulrix, pela imensa informação que me forneceu para desenvolver este trabalho.

A todos os meus professores do ISEP.

E por fim, mas nunca menos importante, ao meu grande amigo Eng.º João Afonso. Aquele que eu considero o meu mentor, e que sempre vi como um exemplo de como eu quero ser no futuro. Por todo o conhecimento que me passou, e por toda a ajuda que me forneceu durante o início da minha carreira profissional.



# Índice

<b>1</b>	<b>Introdução</b> .....	<b>1</b>
1.1	Considerações Iniciais .....	1
1.2	Objetivos .....	1
1.3	Metodologia .....	1
1.4	Estrutura do Relatório .....	2
<b>2</b>	<b>Enquadramento dos Pavimentos</b> .....	<b>3</b>
2.1	Estrutura de Pavimentos .....	3
2.2	História e Evolução dos Pavimentos .....	6
2.2.1	Introdução aos pavimentos rígidos .....	9
2.2.2	Pavimentos rígidos em Portugal .....	11
2.3	Tipologias de Pavimentos .....	12
2.3.1	Exigências de desempenho dos pavimentos .....	16
2.4	Generalidades dos Pavimentos Rígidos .....	16
2.4.1	Solicitações dos pavimentos rígidos .....	21
2.4.2	Degradações e anomalias .....	25
2.4.3	Materiais para pavimentos rígidos .....	28
2.4.4	Comparação entre pavimentos rígidos e pavimentos flexíveis .....	30
<b>3</b>	<b>Metodologia de Dimensionamento de Pavimentos Rígidos</b> .....	<b>33</b>
3.1	Contextualização dos métodos de dimensionamento .....	33
3.2	Parâmetros de projeto para o dimensionamento .....	36
3.2.1	Propriedades mecânicas do betão .....	36
3.2.2	Caraterísticas do solo de fundação e sub-base .....	37
3.2.3	Consideração do tráfego .....	39
3.3	Crítérios de dimensionamento .....	41
3.3.1	Crítério de Fadiga .....	42
3.3.2	Crítério de Erosão .....	46
3.4	Procedimento de Dimensionamento .....	51
<b>4</b>	<b>Metodologias de Análise Estrutural</b> .....	<b>55</b>
4.1	Introdução aos métodos de análise .....	55
4.2	Metodologia de Westergaard .....	56
4.2.1	Fundamentos do modelo de Westergaard .....	56
4.2.2	Equações de Westergaard para pavimentos rígidos .....	59
4.3	Metodologia numérica .....	65
4.3.1	Funcionamento do <i>software</i> utilizado .....	66
4.3.2	Parâmetros principais do fundamento da modelação .....	67
<b>5</b>	<b>Exemplo de Dimensionamento e Análise Comparativa de Resultados</b> .....	<b>73</b>

5.1	Dimensionamento do Pavimento PCA (1984).....	73
5.1.1	Parâmetros iniciais para o dimensionamento .....	75
5.1.2	Exemplo detalhado de dimensionamento .....	75
5.1.3	Análise dos resultados.....	80
5.2	Análise Estrutural com a Metodologia de Westergaard .....	82
5.2.1	Tensões devido ao tráfego.....	82
5.2.2	Tensões devido ao empenamento térmico .....	85
5.3	Análise Estrutural com Modelação Numérica .....	87
5.4	Análise Comparativa dos Resultados .....	92
<b>6</b>	<b>Conclusão.....</b>	<b>95</b>
6.1	Considerações Finais .....	95
6.2	Desenvolvimentos Futuros .....	96
	<b>Referências .....</b>	<b>97</b>
	<b>Anexos .....</b>	<b>101</b>
	<b>Anexo I - Categoria dos Veículos.....</b>	<b>102</b>
	<b>Anexo II - Ábacos PCA.....</b>	<b>106</b>
	<b>Anexo III - Resultados Dimensionamento PCA.....</b>	<b>110</b>
	<b>Anexo IV - Resultados Tensões Westergaard .....</b>	<b>128</b>
	<b>Anexo V - Resultados Tensões EverFE.....</b>	<b>137</b>

# Lista de Figuras

Figura 1 – Estrutura de um pavimento rodoviário tipo .....	4
Figura 2 – Ações atuantes no pavimento (adaptado de BRANCO, 2008) .....	5
Figura 3 – Sistema de vias do Império Romano no 2º século ( <i>in</i> Geocities.ws) .....	6
Figura 4 – Suposta estrutura de pavimento típica romana ( <i>in</i> alemdainercia.com) .....	7
Figura 5 – Ilustração da construção de uma estrada romana ( <i>in</i> wol.jw.org) .....	7
Figura 6 – Estrada Romana em Alqueidão da Serra ( <i>in</i> municipio-portodemos.pt).....	8
Figura 7 – Primeira estrada em macadame nos EUA, 1823 ( <i>in</i> fhwa.dot.gov) .....	8
Figura 8 – Evolução dos transportes de mercadorias ( <i>in</i> mozaweb.com) .....	9
Figura 9 – Primeira estrada em betão de Bellafontaine, EUA, Ohio ( <i>in</i> acpa.org) .....	10
Figura 10 – Estrada Nacional 7 (RODRIGUES, 2011; <i>in</i> anossaterrinha.blogspot.com).....	11
Figura 11 – Representação dos três tipos de pavimentos rodoviários mais utilizados.....	12
Figura 12 – Constituição de um pavimento flexível (adaptado de ANTUNES, 2005) .....	13
Figura 13 – Constituição de um pavimento rígido (adaptado de ANTUNES, 2005) .....	14
Figura 14 – Constituição de um pavimento semirrígido (adaptado de ANTUNES, 2005) .....	14
Figura 15 – Constituição e comportamento de um pavimento rígido (adaptado de BRANCO, 2008) ....	17
Figura 16 – Exemplo de um pavimento rígido rodoviário com as juntas visíveis, São Miguel, 2024 .....	18
Figura 17 – Tipos de juntas e passadores em pavimentos rígidos (adaptado de BRANCO, 2008) .....	19
Figura 18 – Perfil de pavimento rígido de betão não armado, com juntas (adaptado de OLIVEIRA, 2000) .....	20
Figura 19 – Perfil de pavimento rígido de betão não armado, com juntas e passadores (adaptado de OLIVEIRA, 2000) .....	20
Figura 20 – Perfil de pavimento rígido de betão armado, com juntas e passadores (adaptado de OLIVEIRA, 2000) .....	20
Figura 21 – Perfil de pavimento rígido de betão armado contínuo (B.A.C.) (adaptado de OLIVEIRA, 2000) .....	21
Figura 22 – Perfil de pavimento rígido de betão pré-esforçado (adaptado de OLIVEIRA, 2000) .....	21
Figura 23 – Retração do betão (adaptado de OLIVEIRA, 2000) .....	24
Figura 24 – Fenómeno de empenamento durante o dia (adaptado de OLIVEIRA, 2000) .....	25
Figura 25 – Fenómeno de empenamento durante a noite (adaptado de OLIVEIRA, 2000) .....	25
Figura 26 – Representação esquemática das anomalias dos pavimentos rígidos (Miller, 2003) .....	26
Figura 27 – Exemplo de desagregação superficial (EP, S.A., 2008).....	28
Figura 28 – Fenómeno de bombagem de finos (adaptado de FRANCISCO, 2009) .....	28
Figura 29 – Exemplo de barras de transferência embebidas na laje ( <i>in</i> alemdainercia.com) .....	30
Figura 30 – Comparação entre um pavimento flexível e um pavimento rígido (adaptado de ARAÚJO, 2016) .....	31
Figura 31 – Modelo Teórico de Westergaard (adaptado de ANTONIAZZI, 2011) .....	34
Figura 32 – Representação do coeficiente de recalque k ( <i>in</i> pavementinteractive.org).....	37
Figura 33 – Gráfico de correlação entre k e CBR (CPCA, 1984) .....	38
Figura 34 – Curva de Fadiga (adaptado de CPCA, 1984).....	42
Figura 35 – Posições críticas das cargas (adaptado de CPCA, 1984) .....	43
Figura 36 – Tensão equivalente, sem berma de betão (CPCA, 1984).....	44
Figura 37 – Tensão equivalente, com berma de betão (CPCA, 1984) .....	44
Figura 38 – Ábaco para a determinação do número de repetições admissíveis de cada eixo para a análise à fadiga (CPCA, 1984) .....	45
Figura 39 – Exemplo de representação de degradação por erosão ( <i>in</i> pavementinteractive.org).....	46
Figura 40 – Fator de Erosão, com ausência de berma de betão e com barras de transferência de carga (CPCA, 1984) .....	47

Figura 41 – Fator de Erosão, com ausência de bermas de betão e sem barras de transferência de carga (CPCA, 1984).....	47
Figura 42 – Ábaco para a determinação do número de repetições admissíveis de cada eixo para a análise à erosão, sem bermas de betão (CPCA, 1984).....	48
Figura 43 – Fator de Erosão, com presença de bermas de betão e com barras de transferência de carga (CPCA, 1984).....	49
Figura 44 – Fator de Erosão, com presença de bermas de betão e sem barras de transferência de carga (CPCA, 1984).....	49
Figura 45 – Ábaco para a determinação do número de repetições admissíveis de cada eixo para a análise à erosão, com bermas de betão (CPCA, 1984).....	50
Figura 46 – Folha de cálculo do método PCA (1984) .....	51
Figura 47 – Exemplo detalhado do dimensionamento de um pavimento rígido.....	53
Figura 48 – Cenários de carregamento considerados no estudo de Westergaard .....	56
Figura 49 – Modelo de laje e fundação de Westergaard (adaptado de OLIVEIRA, 2000).....	57
Figura 50 – Representação do diagrama de momentos e do raio de rigidez relativo (adaptado de OLIVEIRA, 2000).....	58
Figura 51 – Empenamento causado pelo gradiente térmico (ALMEIDA, 2019).....	62
Figura 52 – Representação de uma laje com dimensões finitas .....	63
Figura 53 – Fator de correção de tensão (adaptado de HUANG, 2004).....	65
Figura 54 – Representação dos vários elementos considerados no EverFE (SHABAN, 2020) .....	67
Figura 55 – Interface inicial do programa EverFE.....	68
Figura 56 – Interface da configuração mecânica dos materiais.....	68
Figura 57 – Interface da configuração das cargas e temperatura nas faces da laje .....	69
Figura 58 – Interface de configuração das barras de transferência.....	70
Figura 59 – Representação dos métodos para simular as interações entre lajes: elemento de viga (esquerda); elemento de viga e mola (direita) (GU, 2019) .....	70
Figura 60 – Interface da configuração da malha dos elementos .....	71
Figura 61 – Folha de cálculo com os espaços [1], [2] e [3] preenchidos .....	76
Figura 62 – Folha de cálculo com os espaços [8], [9], [11] e [12] preenchidos.....	77
Figura 63 – Ábaco de determinação das passagens admissíveis com análise à fadiga.....	78
Figura 64 – Ábaco de determinação das passagens admissíveis com a análise à erosão.....	79
Figura 65 – Folha de cálculo de dimensionamento da estrutura de pavimento D-4.....	80
Figura 66 – Gráfico de representação dos valores do Fator de Tensão.....	82
Figura 67 – Gráfico de representação dos valores do Fator de Erosão .....	82
Figura 68 – Tensões na laje em diferentes posições para as cargas variadas.....	84
Figura 69 – Deflexões na laje em diferentes posições para as cargas variadas .....	84
Figura 70 – Valores dos fatores de correção para as dimensões consideradas.....	85
Figura 71 – Configuração geométrica das lajes do pavimento .....	88
Figura 72 – Caraterísticas mecânicas dos materiais consideradas.....	88
Figura 73 – Caraterísticas dos eixos dos veículos consideradas.....	89
Figura 74 – Caraterísticas da disposição das barras.....	89
Figura 75 – Malha de elementos finitos definida.....	90
Figura 76 – Resultados das tensões de tração nas lajes.....	90
Figura 77 – Gráfico de comparação das deflexões máximas .....	93
Figura 78 – Tensões no canto da laje em função da espessura .....	94

# Lista de Tabelas

Tabela 1 – Função das camadas de um pavimento (adaptado de INIR, 2012).....	4
Tabela 2 – Tipologias de eixos de veículos pesados (adaptado de ALVES, 2016).....	23
Tabela 3 – Tipos de fendilhamento em pavimentos rígidos (EP, S.A., 2008) .....	27
Tabela 4 – Dimensões geométricas das barras de transferência de carga (adaptado de RODRIGUES, 2011) .....	29
Tabela 5 – Valores de k com sub-base de material não tratado (adaptado de CPCA, 1984) .....	39
Tabela 6 – Valores de k com sub-base de material tratado com ligante hidráulico (adaptado de CPCA, 1984) .....	39
Tabela 7 – Exemplos de categoria de veículos pesados e respectivas características (adaptado de JAE/LNEC, 1999).....	40
Tabela 8 – Fatores de segurança para as cargas (adaptado de CPCA, 1984) .....	41
Tabela 9 – Configurações dos vários pavimentos dimensionados .....	74
Tabela 10 – Dados de exemplo das passagens do tráfego .....	75
Tabela 11 – Resultados das tensões e deflexões em função da carga aplicada nas diferentes posições	83
Tabela 12 – Dados considerados para análise do empenamento térmico .....	86
Tabela 13 – Tensões obtidas na borda e no interior da laje.....	86
Tabela 14 – Resultados das tensões de tração e deflexões nas três localizações da laje .....	91
Tabela 15 – Comparação dos resultados das tensões no pavimento D-4.....	92



# Acrónimos e Símbolos

## Lista de Acrónimos

<b>ABGE</b>	Agregado Britado de Granulometria Extensa
<b>AGEC</b>	Agregado de Granulometria Extensa com Cimento
<b>BAC</b>	Betão Armado Contínuo
<b>CBR</b>	<i>California Bearing Ratio</i>
<b>CPCA</b>	<i>Canadian Portland Cement Association</i>
<b>DNIT</b>	Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes
<b>EP</b>	Estradas de Portugal
<b>FAA</b>	<i>Federal Aviation Association</i>
<b>INIR</b>	Instituto Nacional das Infraestruturas Rodoviárias
<b>JAE</b>	Junta Autónoma de Estradas
<b>LNEC</b>	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
<b>LSF</b>	<i>Load Safety Factor</i>
<b>MACOPAV</b>	Manual de Conceção de Pavimentos Rodoviários
<b>MR</b>	Módulo de Rotura
<b>PCA</b>	<i>Portland Cement Association</i>
<b>SEA</b>	Secção de Estradas e Aeródromos
<b>SI</b>	Sistema Internacional

## Lista de Símbolos

<b>K</b>	Módulo de Reação
<b><math>\mu</math></b>	Coefficiente de Poisson
<b><math>\alpha_t</math></b>	Coefficiente de Expansão Térmica do Betão

$\Delta_T$

Diferença de Temperatura entre a Superfície e a Base

# 1 Introdução

## 1.1 Considerações Iniciais

A contínua necessidade de infraestruturas de transporte é crucial para o desenvolvimento económico de qualquer sociedade. Estradas duráveis e bem conservadas são fundamentais para garantir a circulação eficiente de bens e pessoas. Em Portugal, cerca de 80% das estradas são constituídas por pavimentos flexíveis que foram construídos ao longo de várias décadas. Atualmente, a maioria destas estradas encontram-se em manutenção contínua, de modo a garantir um período de vida maior.

Um dos tipos de pavimentos alternativo ao pavimento flexível, é o rígido. Estes tipos de pavimentos são feitos em lajes de betão apoiados sobre o terreno de fundação, ou sobre uma camada de base. Uma das grandes vantagens que este pavimento apresenta, é a sua resistência às cargas agressivas do tráfego e do clima e a sua necessidade de menos intervenções de manutenção do seu ciclo de vida. No entanto, é um tipo de estrutura limitado na sua aplicação, devido ao seu elevado custo de construção, que se estima ser cerca de 30% superior ao do pavimento flexível. É por isso que este é mais aplicado em locais mais específicos que exigem um desempenho mais elevado do pavimento, como em portos, aeroportos, complexos logísticos e outros.

Sendo um tipo de pavimentos pouco estudado em Portugal, neste trabalho foram retiradas informações acerca dos manuais de dimensionamento de outros países, assim como teses e artigos internacionais, de forma a efetuar uma análise abrangente da análise estrutural e dos métodos de dimensionamento.

## 1.2 Objetivos

O propósito deste relatório é analisar diferentes métodos de dimensionamento e análise estrutural de pavimentos rígidos, aplicando tanto metodologias analíticas, como a metodologias de Westergaard, quanto soluções numéricas, como o uso de programas computacionais. Serão analisadas as tensões e deflexões geradas pelas cargas do tráfego e da temperatura nos pavimentos, em particular para pavimentos que incluem ou não barras de transferência de carga e bermas de betão.

## 1.3 Metodologia

A metodologia do trabalho baseou-se numa revisão extensa de teses, artigos científicos e manuais técnicos, tanto nacionais como internacionais, com o objetivo de identificar as melhores práticas para o dimensionamento e análise de pavimentos rígidos. Um foco

particular foi dado aos manuais de dimensionamento de países que possuem métodos consolidados, como a metodologia da *Portland Cement Association* (PCA) e a sua versão do Sistema Internacional de unidades métricas *Canadian Portland Cement Association* (CPCA).

O estudo da metodologia de Westergaard foi realizado através da análise de documentos e publicações originais do próprio autor. Para além disso, foram consultadas diversas teses e artigos que utilizam a metodologia, de modo a complementar a informação já obtida.

Para a utilização do *software* EverFE, recorreu-se ao manual técnico oficial desenvolvido pelo próprio criador do programa, o professor Bill Davids da Universidade de Maine. Também foram analisados vários artigos científicos que utilizam o EverFE em estudos comparativos de modelação numérica de pavimentos, de modo a obter mais informação acerca do programa e da relevância dos resultados que podem ser obtidos.

### 1.4 Estrutura do Relatório

A estrutura deste trabalho organiza-se da seguinte forma: O Capítulo 2 apresenta o enquadramento teórico dos pavimentos, abordando a sua evolução histórica e as diferentes tipologias utilizadas ao longo do tempo. No Capítulo 3, é introduzida a metodologia de dimensionamento de pavimentos rígidos com base na PCA (1984), assim como os critérios essenciais para o cálculo das espessuras e das camadas constituintes. O Capítulo 4 descreve as metodologias de análise estrutural de pavimentos rígidos, abordando tanto a análise analítica, com o método de Westergaard, como a modelação numérica realizada com o *software* EverFE, que utiliza o método dos elementos finitos. No capítulo 5 são apresentados exemplos práticos de dimensionamento, seguidos de uma análise comparativa entre as tensões e deflexões obtidas pelas metodologias referidas.

Os anexos complementam o trabalho com informações adicionais importantes. O Anexo I contém a tabela de categoria dos veículos, que apresenta uma descrição dos veículos, os seus pesos por eixos, e os eixos padrão equivalentes de 80 kN e de 130 kN. O Anexo II disponibiliza ábacos auxiliares para a utilização da metodologia de dimensionamento PCA, de modo a facilitar a aplicação da prática do método em futuros projetos. O Anexo III apresenta os resultados do dimensionamento realizado pela PCA. O Anexo IV contém os resultados das tensões obtidas através da metodologia de Westergaard, enquanto o Anexo V mostra os resultados das tensões calculadas pela metodologia numérica com o *software* EverFE.

# 2 Enquadramento dos Pavimentos

## 2.1 Estrutura de Pavimentos

O pavimento é considerado o elemento mais nobre da infraestrutura rodoviária. O seu conceito já existe desde os primórdios da civilização e foi evoluindo ao longo do tempo, de modo a atender ao acréscimo das populações e da mobilidade dos transportes. Trata-se de uma estrutura laminar constituída por um conjunto de camadas de espessura finita, sobrepostas numa fundação de terreno natural.

A principal função de um pavimento é garantir a comodidade e a segurança da circulação dos veículos sobre a superfície de rolamento. Para além disto, espera-se que o pavimento desempenhe o seu papel ao longo do seu período de vida útil em torno dos seguintes pontos (BRANCO, 2008):

- Qualidade Estrutural – está relacionado com a sua capacidade de suporte de cargas sem sofrer alterações para além de determinados limites, onde a sua avaliação irá depender do tipo de pavimento que se pretende construir;
- Qualidade Funcional – comum em todos os tipos de pavimentos e está relacionado com a segurança, conforto e economia por parte do utilizador.

Para além do solo de fundação, os pavimentos são constituídos por camadas independentes de materiais variáveis, que se podem dividir da seguinte forma:

- Camadas Superiores – conjunto de camadas ligadas, constituídas por agregados aglutinados com um ligante, podendo este ser hidráulico (pavimentos rígidos) ou em betume asfáltico (pavimentos flexíveis);
- Camadas Inferiores – conjunto de camadas em materiais inertes, britados ou naturais, não ligados.

Nestas camadas apresentam-se subcamadas distintas das suas funções e materiais. Nas camadas superiores estão presentes a camada de desgaste e, no caso de pavimentos flexíveis, outras camadas de ligação, base e de sub-base. As camadas inferiores apresentam também uma camada de base e de sub-base em material fundamentalmente granular.

Em casos em que o terreno de fundação não é suficiente para desempenhar a sua função de suporte do pavimento, devido às características do solo existente, é necessário a definição de uma superfície de características melhoradas que será sobreposta ao terreno natural, denominada de leito de pavimento, que vai estar incluído na fundação do pavimento.

## Enquadramento dos Pavimentos

A Figura 1 representa a distribuição comum das várias camadas que estão presentes na constituição de um pavimento convencional.

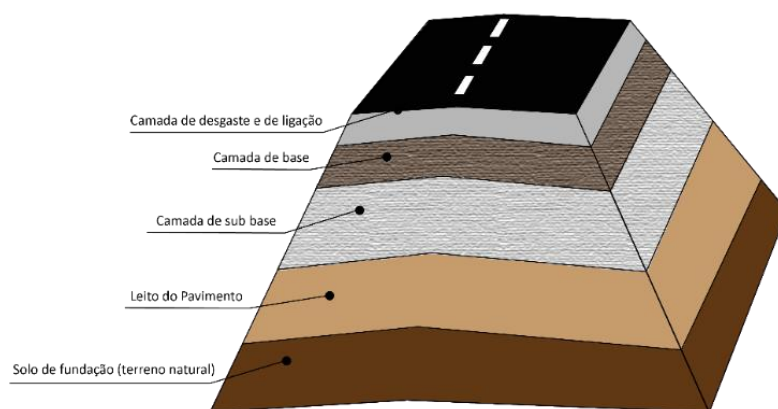


Figura 1 – Estrutura de um pavimento rodoviário tipo

Tendo em conta a divisão das camadas e as principais funções que cada conjunto desempenha, pode-se definir as funções de cada uma de acordo com as informações presentes na Tabela 1.

Tabela 1 – Função das camadas de um pavimento (adaptado de INIR, 2012)

Camadas do Pavimento	Função
Terreno da Fundação	- Suporte do Pavimento
Leito do Pavimento	- Evitar deformação do solo - Homogeneidade das características mecânicas da fundação - Plataforma - Possibilidade de compactação das camadas sobrejacentes em adequadas condições
Sub-Base	- Proteger durante a fase construtiva as camadas inferiores - Proteger a base da subida de água capilar - Drenagem interna do pavimento - Camada estrutural - Resistência à erosão
Base	- Camada estrutural - Degradação das cargas induzidas pelo tráfego
Desgaste	- Adequada circulação do tráfego com conforto e segurança - Drenagem ou impermeabilização - Distribuição das tensões induzidas pelo tráfego

Sendo o pavimento a componente da infraestrutura rodoviária que mais se sujeita a ações agressivas e a que está mais sujeita a sofrer degradações, é necessário ter em conta certos parâmetros das camadas, no que toca aos materiais escolhidos para a sua construção e a sua espessura. Para além das características da fundação, estes parâmetros dependem essencialmente das ações do tráfego e da temperatura que se exercem sobre o pavimento durante o seu período de vida.

As ações do tráfego estão relacionadas com as cargas exercidas pelos vários tipos de veículos que circulam sobre o pavimento. Estas cargas representam-se geralmente por uma pressão vertical uniforme na superfície do pavimento e por uma ação tangencial aplicada no plano entre o pneu e o pavimento. A sua consideração irá depender do tipo de estrutura que se pretende dimensionar (BRANCO, 2008).

As ações climáticas são exercidas quer por variação da temperatura interna das camadas constituintes, quer pela ação da água sobre o pavimento (BRANCO, 2008).

Na Figura 2, estão representadas as três camadas gerais constituintes de um pavimento genérico, juntamente com as ações que nele atuam.

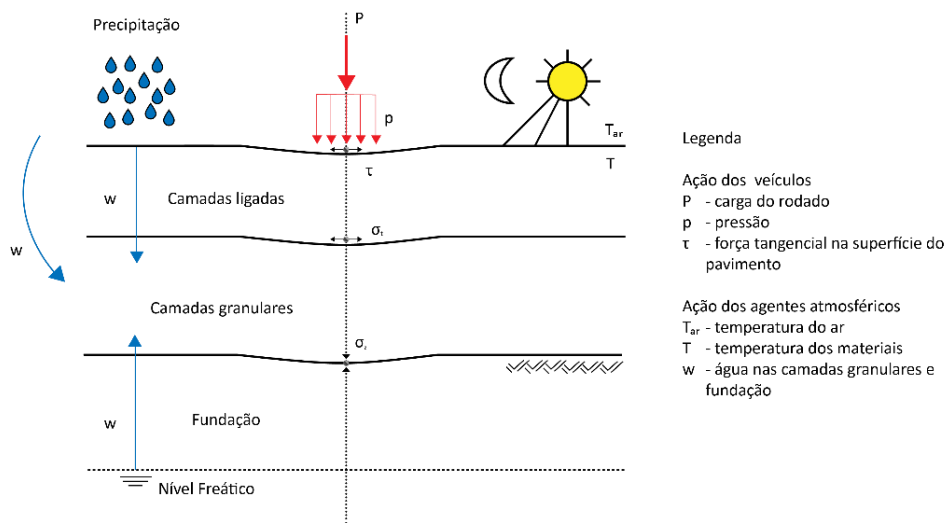


Figura 2 – Ações atuantes no pavimento (adaptado de BRANCO, 2008)

É importante notar que, normalmente, as camadas dispõem-se com qualidade e resistência decrescente, de cima para baixo, em consonância com a progressiva redução dos esforços em profundidade (BRANCO, 2008).

Através da contabilização destas ações é possível dimensionar a estrutura para um determinado período de vida, que irá depender do propósito e do tipo de pavimento que se pretende dimensionar. O pavimento deixará de estar operacional a partir do momento que este entra em ruína, que se dá quando a qualidade da superfície se reduz, por forma a ultrapassar determinados limiares a partir dos quais a circulação dos veículos deixa de poder ser realizada em condições de segurança e conforto.

Todos estes aspetos abrangem uma ampla variedade de estruturas de pavimentos. Visto que cada tipo apresenta características únicas que influenciam na sua durabilidade e resistência, sendo essencial compreender as principais diferenças entre os tipos de pavimentos que existem.

De modo a facilitar a explicação do conceito de pavimento, nos subcapítulos a seguir será feito um enquadramento histórico destas estruturas.

## 2.2 História e Evolução dos Pavimentos

Durante séculos, as estradas desempenharam um papel fundamental no crescimento social e económico das civilizações, ao fazerem a ligação entre as diferentes regiões do mundo. Desde o início da civilização que um dos principais objetivos destas infraestruturas foi possibilitar a passagem de pessoas e bens.

Existem documentos que afirmam que as primeiras estradas pavimentadas provêm da China. No entanto, este reconhecimento passou para os romanos, que acabaram por aperfeiçoar tanto as técnicas de pavimentação, como de traçado e drenagem.

De acordo com BALBO (2007), os romanos procuraram estabelecer rotas por terra mais racionais, para ultrapassar montanhas e atingir os principais pontos no mediterrâneo, combinando meios de transportes da maneira mais eficiente, como mostra a Figura 3.

As vias construídas pelos romanos eram conhecidas pela sua inovação e durabilidade. Estendiam-se por todo Império Romano, desde a Europa Ocidental até ao Médio Oriente.



Figura 3 – Sistema de vias do Império Romano no 2º século (*in* Geocities.ws)

As construções destas estradas não só facilitaram a deslocação dos seus exércitos e de mercadorias, como também promoviam o comércio e a integração cultural dentro do Império, sendo consideradas atualmente uma das maiores realizações da engenharia rodoviária da antiguidade.

Segundo DE SOUSA PEREIRA (2014), eram feitas escavações até se alcançar uma base sólida, preenchendo o espaço vazio com três ou quatro camadas de materiais distintos. A primeira camada, conhecida como “*statumen*”, podia ser formada por grandes pedras com 30 a 60 centímetros de espessura ou por entulho. Em cima desta base, era colocada uma camada de 20 centímetros de areia e grilha, designada por “*rudus*”, seguida por outra camada de 20 centímetros de pedra triturada e misturada com cal, denominada “*nucleus*”. Por fim, a camada superficial, conhecida como “*summa crusta*” ou “*stratum*”, era composta por lajes talhadas de granito ou basalto. A Figura 4 demonstra um exemplo de uma estrutura de pavimento típico dessa data.

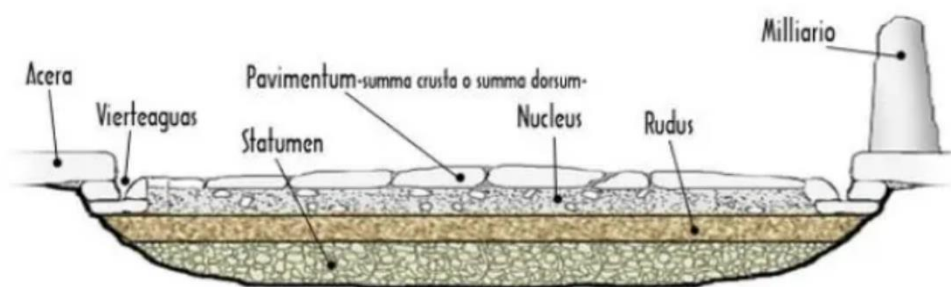


Figura 4 – Suposta estrutura de pavimento típica romana (in alemdainercia.com)

Normalmente, os recursos utilizados eram provenientes de materiais disponíveis próximo do local de construção. De acordo com o mesmo autor, a sua construção era feita por legionários em tempos de paz e por escravos em tempos de guerra, representada na Figura 5.

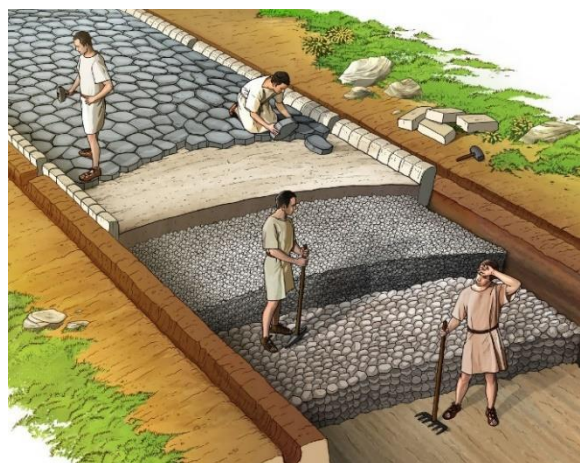


Figura 5 – Ilustração da construção de uma estrada romana (in wol.jw.org)

Com o declínio do Império Romano, o uso destas estradas foi diminuindo e deterioraram-se ao longo do tempo. No entanto, a necessidade destas vias permaneceu, e a rede foi evoluindo de forma natural e sem grande planeamento à medida que se surgiram novas civilizações. Em algumas cidades europeias, nomeadamente em Portugal, ainda é possível encontrar vestígios destas antigas infraestruturas, como é possível ver na Figura 6.



Figura 6 – Estrada Romana em Alqueidão da Serra (*in* municipio-portodemos.pt)

Até meados do século XVIII, outras civilizações evoluíram o seu conhecimento na aplicação de pavimentos. Um dos maiores marcos deu-se nos finais da primeira metade do século XIX, quando foi introduzido o pavimento em macadame, desenvolvido pelo engenheiro escocês John Loudon McAdam (Figura 7). Este propôs um método de pavimentação mais simples e eficiente, que consistia em assentar três camadas de brita gradualmente mais pequenas, numa fundação com valas laterais para a drenagem de água da chuva (DE SOUSA PEREIRA, 2014).



Figura 7 – Primeira estrada em macadame nos EUA, 1823 (*in* fhwa.dot.gov)

A introdução do pavimento em macadame foi marcada como uma grande evolução nas tecnologias construtivas das estradas, tornando o processo de pavimentação mais acessível. Este método acabou por ser adotado em todo o mundo nas décadas posteriores e foi fundamental para a expansão das redes rodoviárias dos vários países desenvolvidos dessa época.

No entanto, no final do século XIX, com o aumento da circulação de veículos com tração

mecânica, surgiram várias deficiências da utilização pura e exclusiva de camadas granulares em pavimentos, como referido (BALBO, 2007).

É possível verificar que os pavimentos sofreram uma enorme evolução devido ao crescimento populacional e, conseqüentemente, devido às solicitações das cargas, que também aumentaram ao longo do tempo.

Inicialmente utilizavam-se animais como único meio de carga para o transporte de mercadorias, e mais tarde acabou por ser inventado a roda, que permitiu o aparecimento das carroças. No século XVIII deu-se a invenção da máquina a vapor e, com isso, os primeiros meios mecânicos de transporte (DE SOUSA PEREIRA, 2014).



Figura 8 – Evolução dos transportes de mercadorias (in mozaweb.com)

Portanto, os pavimentos em macadame eram considerados impróprios para o tráfego automóvel. Então, a partir de 1926, para além do uso de macadame em pavimentos, estes eram construídos por betuminoso, paralelepípedos ou cubos, calçada argamassa e, em alguns casos, por betão (DE SOUSA PEREIRA, 2014).

### 2.2.1 Introdução aos pavimentos rígidos

O primeiro pavimento rígido em betão foi construído em 1891 na cidade de Bellafontaine, Ohio, nos Estados Unidos da América. A construção foi promovida por George Bartholomew, que convenceu as autoridades locais a utilizar o betão em vez dos materiais tradicionais. O sucesso deste projeto inicial marcou o início de uma nova era na construção de estradas ao demonstrar que o betão apresentava durabilidade e resistência para tráfego pesado. Este troço de estrada ainda hoje é utilizado (RODRIGUES, 2011), representado na Figura 9.



Figura 9 – Primeira estrada em betão de Bellafontaine, EUA, Ohio (*in* [acpa.org](http://acpa.org))

Em 1930, a Pennsylvania Turnpike, construída sobre uma linha-férrea de passagem, foi a primeira grande autoestrada concluída nos EUA e totalmente construída em betão (RODRIGUES, 2011).

Este conceito espalhou-se por diversos países na Europa, nomeadamente na Alemanha, onde este tipo de pavimento passou a ser aplicado exclusivamente nas autoestradas, antes da II Guerra Mundial. Nessa época, a Alemanha tinha cerca de 92% das suas autoestradas em pavimento rígido (DA SILVA, 2014).

Com a II Guerra Mundial, os aeródromos militares em vários países europeus passaram a ser solicitados com cargas por roda que excedia a capacidade das estradas, originando rápidas roturas no pavimento e levando ao desenvolvimento de métodos empíricos de dimensionamento. Estes modelos empíricos, na tentativa de se adaptar às novas soluções, levou aos primeiros estudos de modelos teóricos baseados na Teoria da Elasticidade para o cálculo das tensões e extensões dos pavimentos (DE SOUSA PEREIRA, 2014).

Após estes avanços iniciais em países como Estados Unidos, Alemanha e até mesmo Inglaterra, a França também começa a desempenhar um papel importante na evolução destas infraestruturas.

A partir de 1958, com a construção da autoestrada do "sol" (A6), a técnica de pavimentos de betão começou a desenvolver-se amplamente em França. Este avanço foi inspirado pela experiência adquirida na Califórnia, através da construção de aeroportos da NATO entre 1951 e 1955, bem como em várias missões de técnicos franceses nos EUA, que resultaram na aquisição de equipamentos excedentes (RODRIGUES, 2011).

Em 1966, a Portland Cement Association (PCA), nos EUA, oferecia à comunidade rodoviária o seu método de dimensionamento de pavimentos de betão simples, em lajes sem barras de transferência de cargas nas juntas, baseado nos modelos analíticos de Westergaard e na

experimentação à fadiga do betão (Balbo, 2007).

De acordo com o mesmo autor, este método seria reformulado posteriormente. Em 1984, a PCA publicava um novo critério para o cálculo de tensões de tração na flexão em lajes de betão, desta vez, baseado no método dos elementos finitos e tendo em consideração a presença de barras de transferência de cargas em juntas. Para além disso, introduziu o modo de deterioração por erosão das camadas granulares presentes na base, com fundamentos empíricos.

### 2.2.2 Pavimentos rígidos em Portugal

A introdução dos pavimentos rígidos em Portugal remonta à década de 1940, com a construção do troço Lisboa – Estádio Nacional (atual A5), inaugurado por Oliveira Salazar (Figura 10). Foi a primeira autoestrada portuguesa, e tinha um total de 8 km de extensão.

Na mesma década, foi fundado o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) com o objetivo de atuar em diversos domínios da engenharia civil e áreas afins. A sua missão era empreender, coordenar e promover a investigação científica e o desenvolvimento tecnológico necessários ao progresso, à inovação e à boa prática da engenharia civil (DE SOUSA PEREIRA, 2014).

No âmbito das infraestruturas de transportes, o LNEC criou a Secção das Estradas e Aeródromos (SEA), destinada a conduzir ações de investigação que contribuíssem para o avanço do conhecimento sobre infraestruturas rodoviárias e aeroportuárias.

Em 1972, ano de nascimento da Brisa, o contrato de concessão encarregava a concessionária da construção do próximo troço da atual A5 até Cascais, iniciando as obras no ano seguinte. Contudo, o 25 de Abril de 1974 trouxe uma nova orientação nas obras públicas e foi dada prioridade à construção da A2 até ao Fogueteiro, tendo as obras ficado suspensas durante muitos anos (RODRIGUES, 2011).



Figura 10 – Estrada Nacional 7 (RODRIGUES, 2011; *in* anossaterrinha.blogspot.com)

A construção intensiva de autoestradas começou com a chegada de Cavaco Silva ao poder no final de 1985. Esta fase coincidiu com o início da entrada dos fundos monetários da União Europeia em Portugal, em 1986, servindo como ponto de partida para uma nova fase de transformação na sociedade portuguesa e para a expansão da rede de transportes nacional. Também houve a redução histórica dos preços do petróleo, o que fez com que os pavimentos flexíveis fossem preferidos às soluções em betão para as autoestradas.

## 2.3 Tipologias de Pavimentos

No âmbito deste trabalho, é essencial compreender os diferentes tipos de pavimentos e as suas características distintas. De acordo com os seus materiais constituintes, a sua sequência de camadas e o seu funcionamento estrutural, os pavimentos podem-se dividir em flexíveis, rígidos e semirrígidos.

O tipo de pavimento a adotar para um determinado local irá depender da categoria da estrada, do tráfego previsto, das condições climatéricas, da qualidade da resistência dos solos e da qualidade dos materiais disponíveis.

A Figura 11 representa, de um modo geral, a constituição das estruturas dos três tipos de pavimentos mencionados.

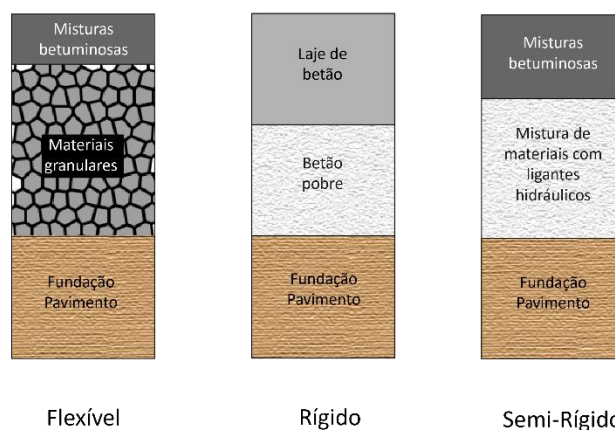


Figura 11 – Representação dos três tipos de pavimentos rodoviários mais utilizados.

Os pavimentos flexíveis apresentam as camadas superiores formadas por misturas betuminosas, ou seja, por materiais pétreos estabilizados com ligantes betuminosos, e são considerados muito ou moderadamente deformáveis. Estas camadas superiores incluem a camada de desgaste, de ligação e, em alguns casos, a camada de base e/ou de regularização. Já as camadas inferiores são constituídas por material granular não ligado e pelo solo de fundação.

## Capítulo 2

A sua constituição e as espessuras das camadas podem ser muito diversas, dependendo da intensidade do tráfego, da resistência da fundação e das características dos materiais disponíveis, as quais, por sua vez, também têm comportamento distinto em função das condições climáticas (BRANCO, 2008).

A Figura 12 representa um exemplo de um pavimento flexível convencional, referenciado os vários materiais que constituem as respectivas camadas.

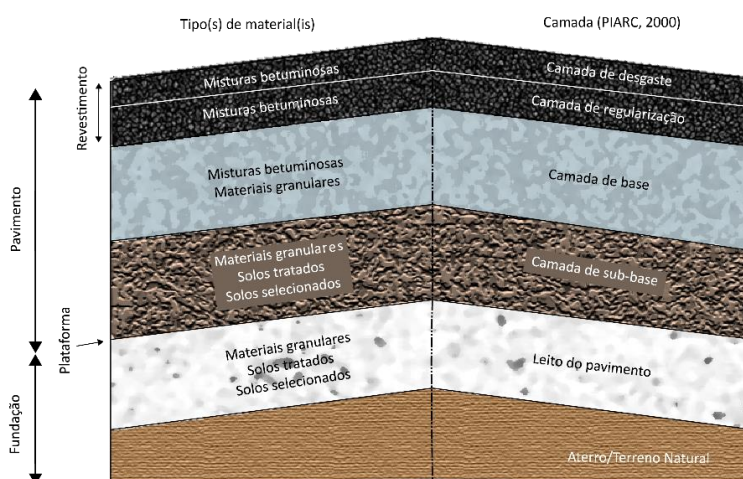


Figura 12 – Constituição de um pavimento flexível (adaptado de ANTUNES, 2005)

Os pavimentos rígidos apresentam uma camada superior constituída por uma laje de betão de cimento, geralmente *portland*, que desempenha o papel de camada de desgaste e de base numa única camada. Esta laje encontra-se apoiada numa camada de material granular ou, no caso de tráfego intenso, por material granular estabilizado com ligante hidráulico, que por sua vez se encontra sobre solo de fundação. Este tipo de pavimento apresenta uma deformabilidade muito reduzida, devido à elevada resistência à flexão do betão com ligante hidráulico.

A Figura 13 representa um exemplo de um tipo de pavimento rígido, referenciando os materiais constituintes das respectivas camadas.

## Enquadramento dos Pavimentos

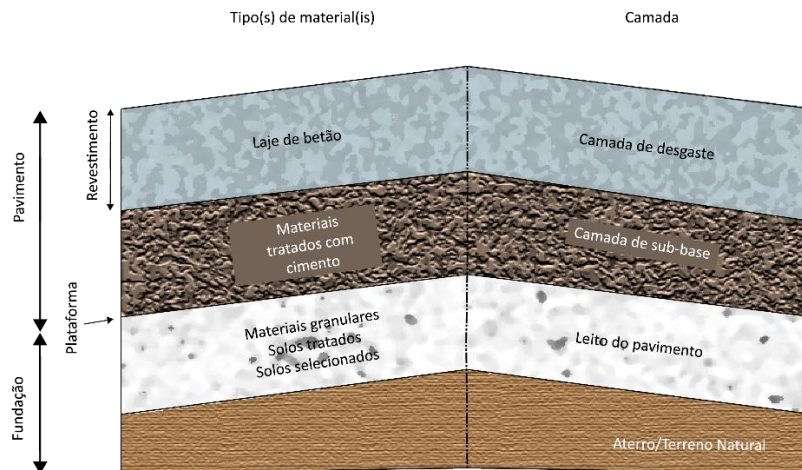


Figura 13 – Constituição de um pavimento rígido (adaptado de ANTUNES, 2005)

Os pavimentos semirrígidos distinguem-se como um pavimento intermédio entre flexível e rígido, apresentando características comuns aos dois tipos de pavimentos anteriores. Este apresenta as camadas superiores em misturas betuminosas, apoiada na camada de base que é constituída por material granular estabilizado com ligante hidráulico. Será a camada de base que, devido à sua elevada rigidez, absorverá os esforços induzidos pela passagem dos veículos, fornecendo ao pavimento uma deformabilidade reduzida.

Na Figura 14 consegue-se perceber que este tipo de pavimento é bastante semelhante aos pavimentos flexíveis, distinguindo-se na camada de base que é constituída por betão pobre ou agregado britado de granulometria extensa tratado com cimento (ABGEC).

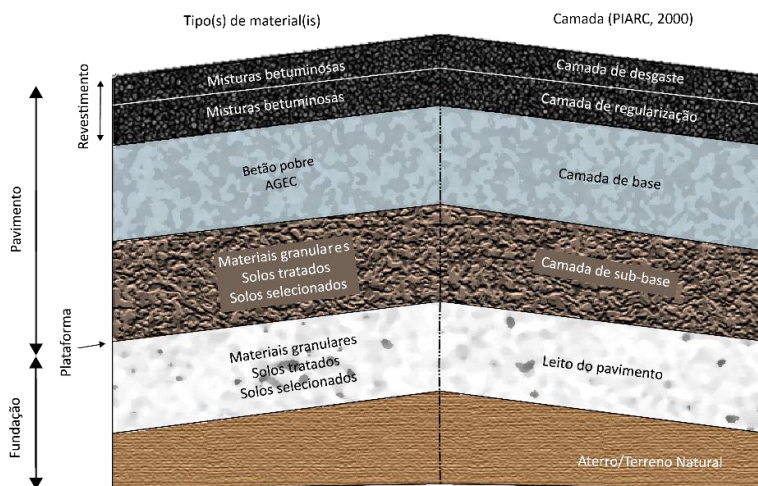


Figura 14 – Constituição de um pavimento semirrígido (adaptado de ANTUNES, 2005)

Independentemente do tipo de pavimento que está a ser dimensionado, e qual o seu destino de aplicação, todos apresentam em comum a camada de fundação do pavimento. Segundo o Manual de Conceção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional (MACOPAV) (PRATES,

1996), considera-se fundação do pavimento, para além da camada de leito do pavimento, os terrenos subjacentes que condicionam o seu comportamento.

De acordo com BRANCO (2008), este elemento tem como funções:

- Assegurar uma superfície regular e uma capacidade de suporte, a curto prazo, que permita a construção da primeira camada do pavimento com a espessura e grau de compactação pretendidos;
- Assegurar, a longo prazo, a capacidade de suporte necessário para o bom funcionamento estrutural do pavimento;
- Permitir, sem degradação, a drenagem da água das chuvas e a circulação do equipamento de obra, antes da construção do pavimento.

Devido à sua relevância no funcionamento do pavimento, antes de se começar a obra, é essencial realizar um estudo detalhado para a caracterização da fundação, principalmente o estudo do comportamento mecânico dos solos que contribuem para o leito do pavimento, quando este é necessário

Assim, surgiu a tendência para caracterizar a capacidade de suporte dos solos e fundação dos pavimentos por um “módulo de deformabilidade”, que traduzisse a relação entre a pressão aplicada e os assentamentos, ou entre as tensões e as extensões provocadas (BRANCO, 2008). Um dos procedimentos mais utilizados para o estudo das fundações é o “Índice Californiano de Capacidade de Carga”, designado por ensaio de CBR (California Bearing Ratio).

A avaliação do CBR para um determinado pavimento vai para além da determinação do CBR do solo, uma vez que o CBR pode variar de local para local ao longo da extensão do pavimento. Ou seja, o CBR do solo no início do pavimento pode ser diferente do CBR do solo no final, o que dificulta a determinação de um único valor representativo. Assim, nasce o conceito de CBR de projeto, que ajuda na resolução deste problema. De acordo com DE SOUSA PEREIRA (2014), o CBR de projeto corresponde à probabilidade de ser maior ou igual a 90% dos CBR's do solo de fundação.

A consideração da fundação dos pavimentos varia de acordo com o método de dimensionamento utilizado. Estes métodos podem diferir em como a fundação é analisada no projeto do pavimento. Por exemplo, no dimensionamento empírico-mecanicista, que é dos mais utilizados na engenharia rodoviária, a fundação é geralmente avaliada através de parâmetros simplificados, com a determinação do módulo de deformabilidade do solo. Por outro lado, existem métodos mais avançados, como o mecanicista, onde a fundação é analisada de forma mais detalhada, tendo em consideração as várias propriedades do solo e as condições geotécnicas do local.

### **2.3.1 Exigências de desempenho dos pavimentos**

Como foi referido no início deste capítulo, as exigências dos pavimentos dividem-se essencialmente em torno de duas categorias: o comportamento funcional e estrutural.

De acordo com ANTUNES, 2005, são necessárias verificarem as seguintes exigências a cada tipo de comportamento:

- Comportamento funcional:
  - Aderência;
  - Capacidade de drenagem superficial;
  - Resistência à ação da água;
  - Impermeabilização da superfície;
  - Resistência à deformação permanente;
  - Redução do ruído de rolamento.
  
- Comportamento estrutural:
  - Resistência à deformação permanente;
  - Resistência à fadiga;
  - Resistência à reflexão das fendas;
  - Resistência ao fendilhamento superficial;
  - Resistência ao fendilhamento induzido por ações térmicas;
  - Resistência ao envelhecimento.

A integração de ambas as vertentes, funcionais e estruturais, são essenciais para que um pavimento cumpra adequadamente as suas funções.

## **2.4 Generalidades dos Pavimentos Rígidos**

Os pavimentos rígidos são frequentemente associados às autoestradas com grande volume de tráfego, e cargas elevadas estáticas ou de baixa velocidade. No entanto, o betão é também uma escolha durável, económica e sustentável para estradas rurais, ruas urbanas, acessos residenciais, parques de estacionamento, entre outros.

Como foi referido anteriormente, os pavimentos rígidos são constituídos por lajes de betão

hidráulico apoiadas numa camada de sub-base constituída, geralmente, por materiais granulares estabilizados com ligantes hidráulicos.

Esta laje de betão desempenha as funções de camada de desgaste e de base simultaneamente. A camada intermédia de sub-base tem como principal função proporcionar à laje de betão uma superfície de apoio adequada e facilitar a sua construção.

Relativamente ao solo de fundação, este deve ser constituído por material homogéneo, não sensível à água. Quando não se verifica essa condição, e se verifique que o solo também não apresenta grande capacidade de suporte de carga, será necessário a implantação prévia de um leito de pavimento.

De acordo com BRANCO (2008), as tensões verticais provocadas pelas cargas distribuem-se sobre uma grande área da laje de betão, de modo que a tensão vertical máxima que atinge a fundação representa uma pequena fração da pressão de contacto dos pneus. Por esta razão, a sub-base não visa tanto obter uma determinada capacidade resistente, como no caso dos pavimentos flexíveis, mas antes uma camada regular que permita a execução das lajes em boas condições, e que seja resistente à erosão, quer sob ação do tráfego de obra, quer em serviço para evitar o descalçamento da laje (perda de apoio contínuo).

A Figura 15 demonstra a representação das tensões provocadas pelo tráfego nas camadas de um pavimento rígido tipo.

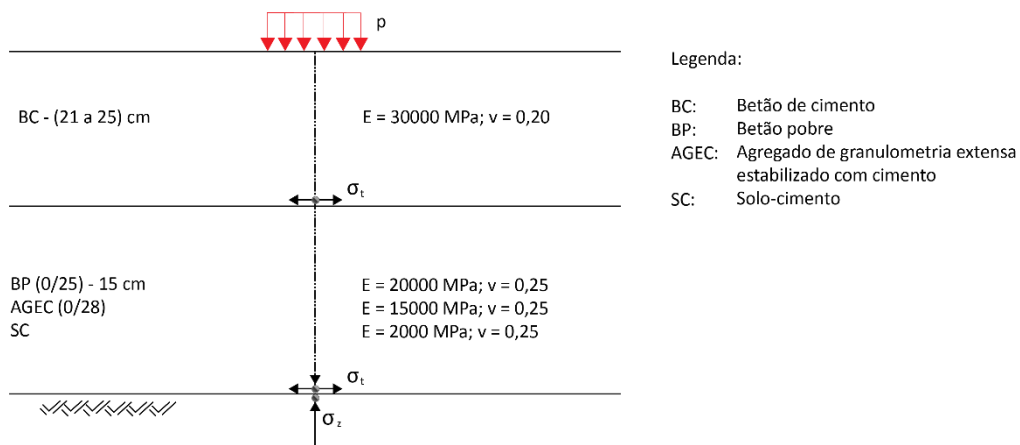


Figura 15 – Constituição e comportamento de um pavimento rígido (adaptado de BRANCO, 2008)

Logo, uma grande vantagem que se pode retirar do uso de pavimentos em betão é o facto de não serem tão deformáveis, devido à elevada resistência à flexão da laje, e de não serem submetidos a tanta manutenção durante o seu período de vida, em comparação com os pavimentos flexíveis.

No entanto, de acordo com o mesmo autor, devido ao desenvolvimento de esforços de tração provenientes da retração contrariada pelo atrito na interface com a camada inferior, no betão que ainda é muito jovem e pouco resistente, surgem fendas de retração nas camadas

superiores.

De modo a mitigar o aparecimento destas fendas, foi necessário criar várias soluções que, por consequente, originou também a criação de várias categorias de pavimentos rígidos, sendo estes:

- Pavimentos de betão não armado, com juntas (com ou sem passadores);
- Pavimentos de betão armado, com juntas (com ou sem passadores);
- Pavimentos de betão armado contínuo (B.A.C.);
- Pavimentos de betão pré-esforçado;
- Pavimentos formados por elementos pré-fabricados.

A principal distinção entre estas categorias é o modo de controlo de fendilhamento, que se faz com a realização de juntas. Estes elementos são colocados em intervalos de poucos metros, dividindo as lajes de betão em vários painéis.

Existem dois tipos de juntas:

- Longitudinais – desenvolvidas ao longo da direção do tráfego, onde são colocadas barras de ligação constituídas por varões de aço nervurado, com o objetivo de unir as lajes;
- Transversais – desenvolvidas transversalmente à laje, e são criadas por cortes transversais com auxílio de uma serra.

A Figura 16 demonstra um exemplo prático de um pavimento rígido, onde é possível verificar a existência dos dois tipos de juntas.



Figura 16 – Exemplo de um pavimento rígido rodoviário com as juntas visíveis, São Miguel, 2024

As juntas transversais, geralmente espaçadas entre 4 e 5 metros, interrompem a continuidade estrutural do pavimento, uma vez que os movimentos verticais das lajes, sob ação do tráfego, diferem no interior e na zona das juntas. De modo a melhorar a transmissão de cargas entre as lajes contíguas é necessário a colocação de passadores.

Segundo BRANCO (2008), os passadores são barras lisas de aço que unem duas lajes, sendo aderentes ao betão numa das lajes e não aderentes na outra, de modo a permitir movimentos entre si. Estes passadores têm como função, não só garantir o nivelamento das lajes contíguas nas zonas das juntas, como transmitir melhor as cargas entre as lajes.

A Figura 17 demonstra alguns exemplos de diferentes tipos de juntas.

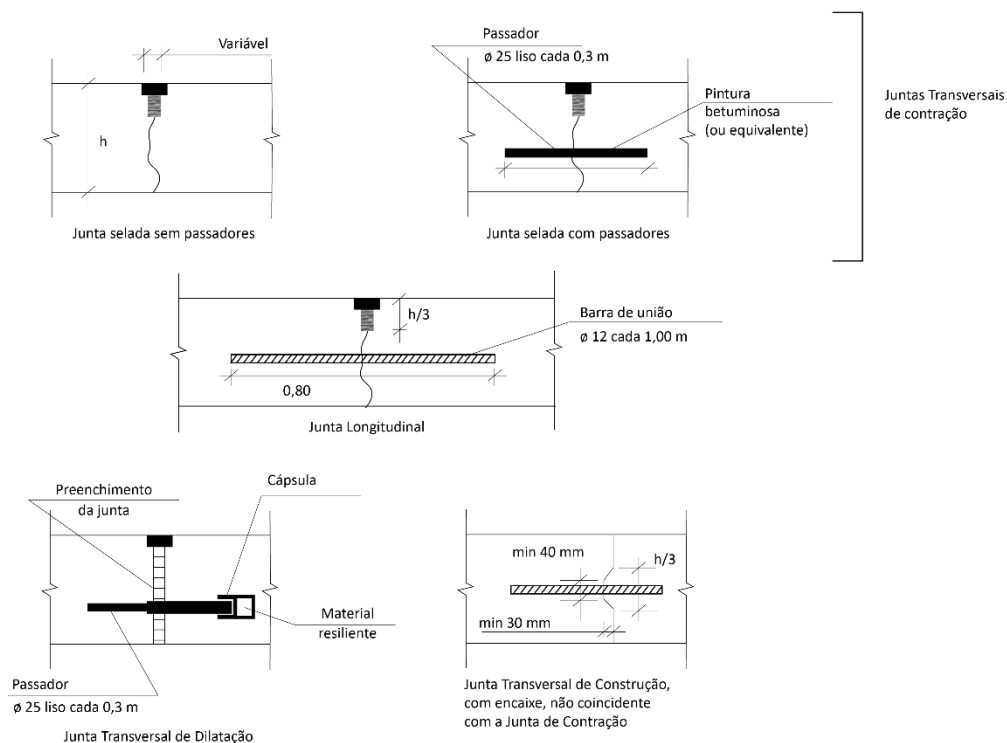


Figura 17 – Tipos de juntas e passadores em pavimentos rígidos (adaptado de BRANCO, 2008)

Portanto, pode-se dividir os pavimentos rígidos nas seguintes categorias:

- Pavimento de betão não armado, com juntas

Trata-se de lajes de betão simples, onde não há passadores nem qualquer tipo de armadura incluída, pelo que a transferência dos esforços resultará do entrosamento dos agregados (Figura 18). De modo a garantir esta condição, o betão utilizado na camada superior terá de ser muito mais resistente e de uma qualidade melhor, o que vai tornar este tipo de pavimento economicamente mais caro (BRANCO, 2008).

O uso desta categoria apenas é justificável quando o espaçamento entre juntas é relativamente pequeno.

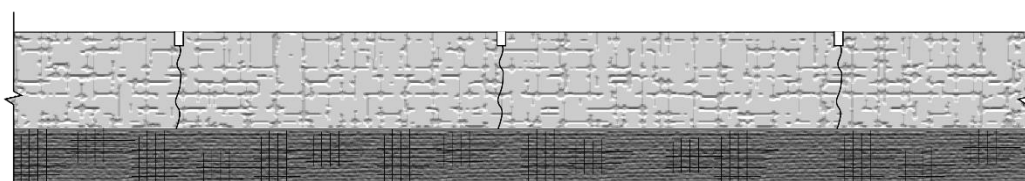


Figura 18 – Perfil de pavimento rígido de betão não armado, com juntas (adaptado de OLIVEIRA, 2000)

- Pavimento de betão não armado, com juntas e passadores

Esta categoria é quase idêntica à categoria anterior, sendo a única distinção a presença de passadores entre as juntas transversais, que permitem a transmissão de esforços entre as lajes que estão ligadas pelo respetivo passador (Figura 19).

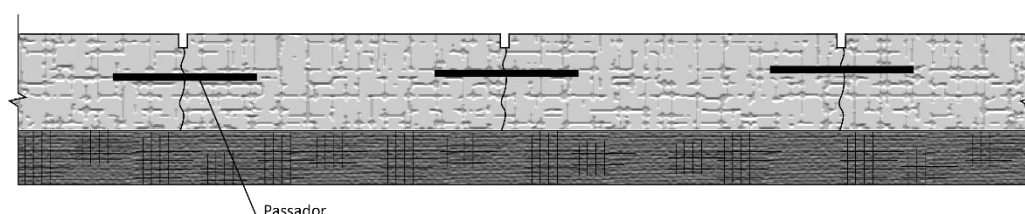


Figura 19 – Perfil de pavimento rígido de betão não armado, com juntas e passadores (adaptado de OLIVEIRA, 2000)

- Pavimento de betão armado, com juntas e passadores

Neste tipo está presente uma armadura ligeira e passadores que ficam posicionados na meia secção de cada junta de retração (Figura 20). A adição desta armadura ligeira tem como objetivo reduzir o fendilhamento e deformações devidas a variações de temperatura. Por consequente, o número de juntas reduz e a sua espessura diminui em comparação à categoria anterior.

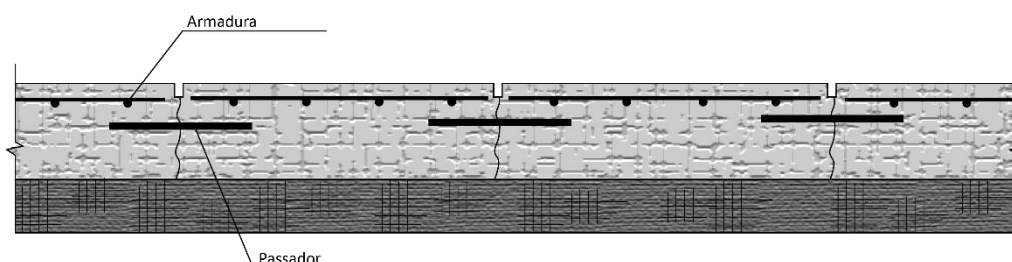


Figura 20 – Perfil de pavimento rígido de betão armado, com juntas e passadores (adaptado de OLIVEIRA, 2000)

- Pavimento de betão armado contínuo (B.A.C.)

Este tipo de pavimentos é diferenciado dos anteriores por não apresentar juntas transversais,

com a exceção de juntas de construção originadas pelo faseamento da obra (Figura 21). Isto dá-se devido à presença do elemento que vai controlar as fendas, ou seja, a armadura longitudinal colocada no centro da laje e distribuída em toda a extensão.

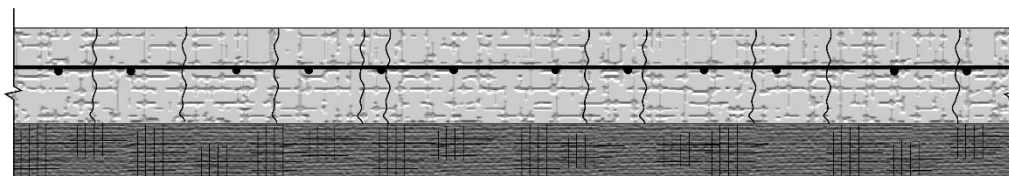


Figura 21 – Perfil de pavimento rígido de betão armado contínuo (B.A.C.) (adaptado de OLIVEIRA, 2000)

Este tipo de solução apresenta um custo elevado. No entanto, o facto de não ser necessário uma grande manutenção e conservação futura, consegue compensar o elevado custo de construção.

A sua utilização é justificável para estradas de tráfego intenso, e devido ao preço de construção, é aplicado aos utentes restrições operacionais, como portagens (BRANCO, 2008).

- Pavimento de betão pré-esforçado

De acordo com BRANCO (2008), este tipo de pavimentos é constituído por lajes de grande comprimento, da ordem dos 120 metros, que por sua vez são constituídas por vigotas de betão pré-esforçado e blocos de cofragem (Figura 22). Pode-se comparar o seu comportamento estrutural ao de uma laje de distribuição de esforços unidirecional.

A sua utilização não é a mais comum, devido às dificuldades de instalação do pré-esforço em zonas de traçado curvo. No entanto, este tipo de solução é mais utilizado em pavimentos aeroportuários e pontes.

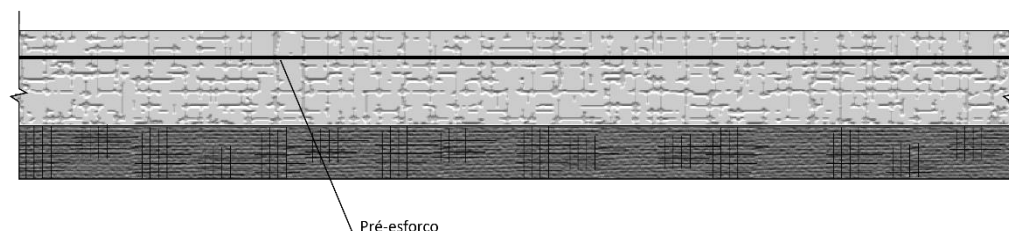


Figura 22 – Perfil de pavimento rígido de betão pré-esforçado (adaptado de OLIVEIRA, 2000)

#### 2.4.1 Solicitações dos pavimentos rígidos

A durabilidade e o desempenho dos pavimentos rígidos estão relacionados às solicitações a que são submetidos ao longo do tempo. Ou seja, tanto a constituição da estrutura, como o

número e a espessura das camadas, são diretamente influenciados não só pelas características da fundação, como pelas ações do tráfego e da temperatura.

### **2.4.1.1 Tráfego**

O tráfego é uma das principais ações que influencia o comportamento estrutural dos pavimentos rígidos. As cargas aplicadas pelos veículos em movimento geram tensões e deformações nas diferentes camadas do pavimento. A intensidade e a frequência dessas cargas variam de acordo com o tipo e volume de tráfego, que por sua vez depende do tipo de pavimento rígido a ser aplicado.

Na presença de ações móveis é necessário considerar não apenas o valor da força resultante dessa ação, mas também o número de repetições, a velocidade de circulação do tráfego e sua posição planimétrica no pavimento.

O contacto entre o pneu e o pavimento é frequentemente modelado considerando a pressão e a área de contacto, que variam conforme o tipo de pneu e a carga que este suporta. Geralmente, assume-se que a pressão de contacto é distribuída de forma uniforme na área de contacto do pneu com o pavimento, de modo a simplificar os cálculos e análises.

A consideração desta ação também depende do destino de aplicação do pavimento. Ou seja, a sua consideração será distinta entre um pavimento rodoviário e um pavimento aeroportuário, por exemplo.

Nas vias de comunicação circulam diversos tipos de veículos, incluindo motos, automóveis e camiões de diferentes pesos. No dimensionamento de pavimentos rodoviários, é considerado o tráfego de veículos pesados com um peso bruto igual ou superior a três toneladas.

Dois veículos com o mesmo peso que apresentam eixos de geometria distintas dão origem a diferentes esforços na estrutura do pavimento. Os veículos rodoviários podem apresentar vários tipos de eixos de rodagem, cada um com diferentes configurações e cargas.

Este conceito não se aplica apenas aos veículos que circulam em autoestradas, mas também a veículos industriais e aeronaves. Tal como nos camiões, os veículos industriais e aeronaves possuem configurações de eixos variadas, e esta variedade de aplicação de carga sobre a estrutura do pavimento resulta em impactos distintos na integridade estrutural da laje de betão.






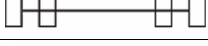





Os eixos dos veículos pesados são geralmente classificados em três grupos: eixos simples, tandem (ou duplos), e tridem (ou triplos). Os eixos tandem são compostos por um grupo de dois eixos simples, enquanto os tridem são constituídos por um grupo de três eixos simples. Na análise de pavimentos, os eixos tandem e tridem são representados como conjuntos de eixos simples, com fatores de conversão.

O tipo de eixos usado no veículo depende da carga que necessita de transportar. Por exemplo,

os veículos de transporte especiais chegam a ter conjuntos com eixos agrupados superiores a 5 eixos, pois necessitam de maior força de carga ou superfície de carga mais distribuída. Este tipo de eixos não é tão comum, mas devido ao seu elevado peso é necessário ter em conta, pois contribuem para o desgaste e deterioração dos pavimentos rodoviários (LEBRE, 2014).

A Tabela 2 apresenta alguns tipos de eixos existentes que mais circulam nas estradas em Portugal.

Tabela 2 – Tipologias de eixos de veículos pesados (adaptado de ALVES, 2016)

Tipologias de Eixos		
Simple	Eixo com um rodado em cada extremidade (simple ou duplo)	 
Duplo ou tandem	Dois eixos com dois rodados (simple ou duplo) próximos, um atrás do outro. Possíveis combinações rodado simple com duplo	   
Tripla ou tridem	Três eixos com três rodados (simple ou duplo) próximos, um atrás do outro. Possíveis combinações rodado simple com duplo	    

Nos pavimentos aeroportuários, a consideração dos eixos é feita de maneira mais específica. De acordo com DA SILVA (2009), enquanto nos pavimentos rodoviários o tráfego é geralmente representado pelo número de passagens de um eixo padrão, nos pavimentos aeroportuários o tráfego é, na maioria das vezes, expresso pelo número de passagens dos trens de aterragem principais de um conjunto de aeronaves de projeto.

A metodologia geralmente adotada para a quantificação das ações devidas ao tráfego consiste em dividir a totalidade dos aviões por grupos com características semelhantes (geometria dos trens de aterragem, cargas por roda, pressão de enchimento dos pneus), e considerar para cada grupo um avião representativo, designando-se esses aviões representativos como “aviões de projetos” (DOMINGOS, 2007).

A aeronave de projeto não é necessariamente a mais pesada, mas sim a que apresenta o conjunto de Peso Máximo de Decolagem (PDM) mais condicionante para o dimensionamento do pavimento.

Na metodologia de dimensionamento proposta pela *Federal Aviation Association* (FAA) assume-se que as ações devidas ao tráfego são representadas através dos movimentos de descolagem, considerando que os aviões operam com o peso máximo à descolagem (DOMINGOS, 2007).

O *software* FAARFIELD, desenvolvido pela FAA, incorpora uma base de dados que inclui as características específicas de diversas aeronaves, como o peso total e a configuração geométrica do eixo do trem de aterragem.

#### 2.4.1.2 Ações climáticas

Os pavimentos rígidos, como qualquer outra estrutura de betão, são significativamente afetados pelas ações climáticas. Estas ações provocam deformações nos pavimentos em betão, como a retração, dilatação térmica e empenamento.

A retração é um fenómeno associado a estruturas de betão em que a estrutura diminui de volume devido à perda de água utilizada na mistura. Este fenómeno também se denomina por retração por secagem, e é quantificada como uma extensão geralmente assimilável a uma variação de temperatura (OLIVEIRA, 2000). Este processo pode causar fissuração do pavimento se não forem adotadas medidas de controlo adequadas, como a cura adequada do betão e a utilização de juntas de contração.

Devido ao contacto da superfície inferior da laje de betão com a camada de base, a retração do betão não é livre, gerando esforços resultantes das forças de atrito, o que causa tração na laje de betão. Como resultado, a laje de betão tende a reduzir o seu comprimento em direção ao centro (OLIVEIRA, 2000).

A Figura 23 representa o fenómeno de retração do betão.

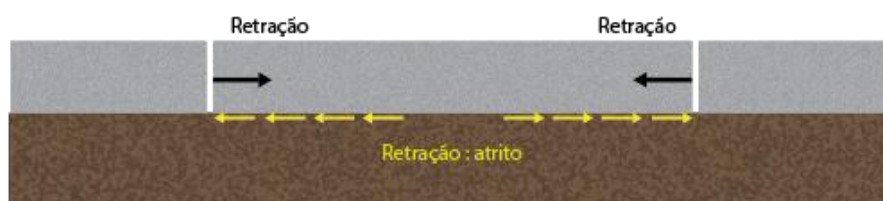


Figura 23 – Retração do betão (adaptado de OLIVEIRA, 2000)

Outro fenómeno muito comum de acontecer nestas estruturas é a dilatação térmica, que é semelhante à retração, caracterizando-se também por variações de volume.

Neste caso, as alterações nas dimensões das estruturas são causadas diretamente por variações de temperatura. Quando a temperatura aumenta, a laje tende a expandir, sofrendo uma ação contrária de compressão devido ao atrito. Por outro lado, quando a temperatura diminui, a laje tende a contrair-se, sendo tracionada pela força de atrito (OLIVEIRA, 2000).

Quanto ao empenamento, este trata-se de uma alteração que tende a ocorrer na forma das placas do pavimento, devido ao gradiente de temperatura na sua espessura.

Durante o dia, o sol aquece a face superior do pavimento a uma velocidade maior que as camadas inferiores, fazendo com que a fibra externa se dilate mais do que as internas (Figura 24). Durante a noite, a placa vai perdendo o calor absorvido, e a fibra superior atinge uma temperatura mais baixa das restantes, tentando retrair-se, o que provoca a tendência de configuração ilustrada na Figura 25.

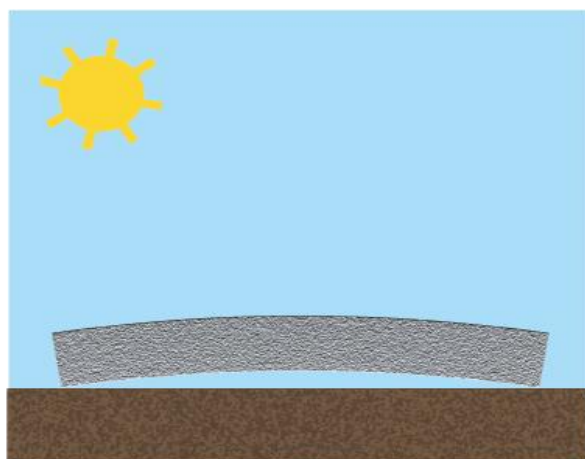


Figura 24 – Fenómeno de empenamento durante o dia (adaptado de OLIVEIRA, 2000)

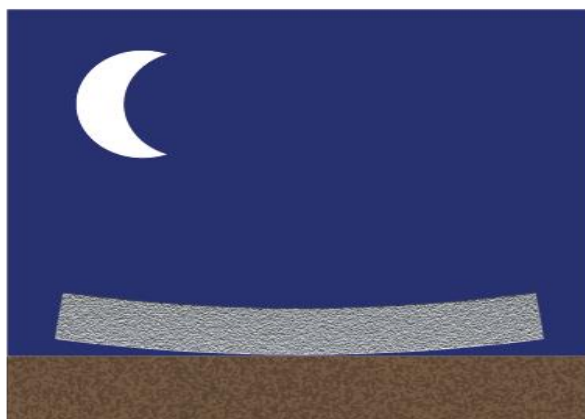


Figura 25 – Fenómeno de empenamento durante a noite (adaptado de OLIVEIRA, 2000)

#### 2.4.2 Degradações e anomalias

As anomalias em pavimentos rígidos referem-se a defeitos ou falhas que ocorrem na estrutura do pavimento, resultantes de fatores como o tráfego intenso, variações de temperatura, defeitos de construção ou defeitos nos materiais. Se estas anomalias não forem identificadas e corrigidas a tempo, podem comprometer a integridade estrutural e funcional do pavimento.

De uma forma geral, o decréscimo da capacidade de carga de um pavimento rígido é acompanhado pelo aparecimento e evolução de uma séria de anomalias típicas para este tipo de pavimentos e pela deterioração das suas características funcionais (DOMINGOS, 2007). Portanto, a compreensão das causas e tipos de degradação é essencial para a manutenção eficiente e prolongamento da vida útil dos pavimentos rígidos.

A Figura 26 apresenta um esquema das anomalias mais comuns em pavimentos rígidos, retirado do documento *Distress Identification Manual for the Long-Term Pavement Performance Program* (Miller, 2003).

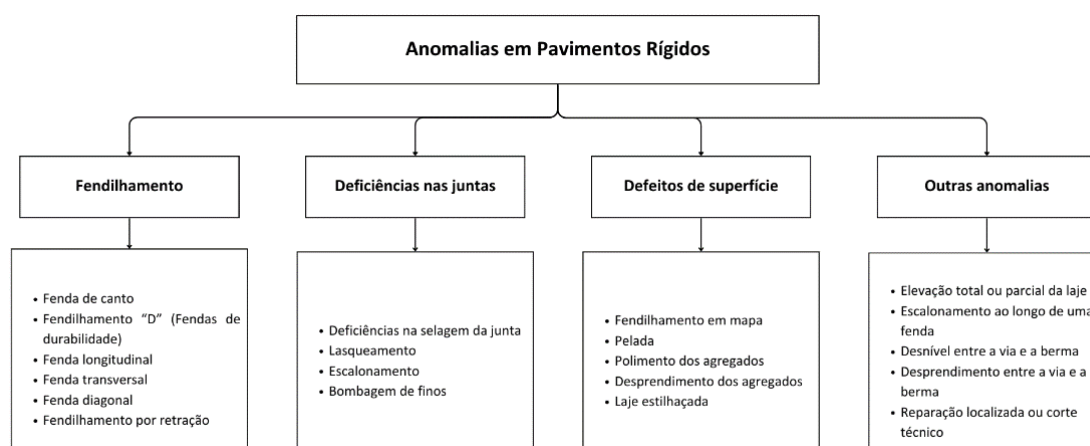


Figura 26 – Representação esquemática das anomalias dos pavimentos rígidos (Miller, 2003)

De acordo com BRANCO (2008), podem-se dividir estas principais degradações por famílias:

- Fendilhamento das lajes;
- Desagregação superficial;
- Escalonamento das lajes (bombagem).






Em relação ao fendilhamento, e de acordo com o mesmo autor, as suas causas mais significativas são:

- Fadiga – a fadiga das lajes de betão é devida à repetição das tensões de tração provocadas pelas cargas dos veículos, ao longo da vida do pavimento. De modo ao pavimento estar bem dimensionado, o fendilhamento por fadiga só deverá ocorrer na fase final da vida do pavimento.
- Retração – o fendilhamento das lajes dá-se pela retração das mesmas por ação da temperatura, quando, por qualquer razão, essa retração for impedida. Mesmo quando o pavimento é dimensionado corretamente, poderão ainda aparecer fendas de retração, embora distribuídas na superfície da laje, e sem influência no comportamento estrutural ou funcional do pavimento.

- Encurvamento das lajes – o encurvamento é causado pela ocorrência de gradientes de temperatura entre as faces superior e inferior da laje de betão.

A Tabela 3 apresenta alguns tipos de fendas, retiradas do Catálogo de Degradações dos Pavimentos Rodoviários (EP, S.A., 2008).

Tabela 3 – Tipos de fendilhamento em pavimentos rígidos (EP, S.A., 2008)

<b>Tipos de Fendilhamento</b>		
Fenda de Canto	Fendas que ligam dois dos lados adjacentes duma laje e que se situam a uma distância inferior a 50 cm do canto da laje	
Fenda Longitudinal	Fendas paralelas ao eixo da estrada, não limitadas à zona de passagem dos rodados dos veículos	
Fenda Transversal	Fendas perpendiculares ao eixo da estrada, isoladas ou periódicas com espaçamento variável, abrangendo parte ou toda a largura da faixa de rodagem	
Fenda Diagonal	Fendas que ligam juntas ou fendas transversais e longitudinais adjacentes, situadas a uma distância de mais de 50 cm do canto das lajes	
Fendilhamento em Blocos	Fendas longitudinais e transversais que foram lajes de menores dimensões	

Quanto às desagregações superficiais, estas são evidenciadas por lasqueamento ou desintegração progressiva da superfície (Figura 27), e podem originar nos seguintes casos:

- Desagregação nas Juntas – a desagregação ao longo das juntas pode verificar-se devido ao facto de as juntas serem demasiado estreitas ou a deficiente selagem, que permite a entrada e incrustação de agregados e o posterior esmagamento do betão por ação mecânica dos pneus.
- Desagregação na Laje – a desagregação ao nível da superfície das lajes trata-se do arranque de agregados das placas, tendo como causas possíveis, além da ação de desgaste do tráfego, a utilização de materiais de qualidade deficiente.



Figura 27 – Exemplo de desagregação superficial (EP, S.A., 2008)

Uma das principais degradações é o bombeamento, que ocorre quando a água e os materiais finos são forçados a sair pelas juntas ou fendas devido ao movimento repetitivo das lajes sob cargas pesadas. Este processo resulta na perda de suporte sob as lajes, causando o desnível entre elas. A infiltração de água nas juntas e fendas também pode levar à erosão do material de fundação sob as lajes, contribuindo para o escalonamento. A Figura 28 representa este fenómeno.

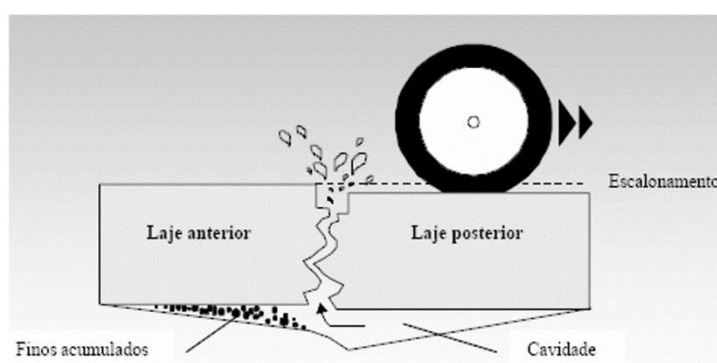


Figura 28 – Fenómeno de bombeamento de finos (adaptado de FRANCISCO, 2009)

O escalonamento das lajes refere-se ao desnível que se forma entre as lajes de betão nas juntas transversais. Este fenómeno ocorre quando os bordos das lajes são submetidos a cargas excessivas, que cria um efeito de bombeamento de finos e, conseqüentemente, origina fissuras.

### 2.4.3 Materiais para pavimentos rígidos

O betão pode ser utilizado em pavimentos novos, reconstrução, repavimentação, restauro e reabilitação. A escolha do betão para pavimentos rodoviários, portuário e aeroportuários parte da sua capacidade de suportar cargas pesadas e de proporcionar uma vida útil mais

longa, com menos necessidade de manutenção e um custo de ciclo de vida mais baixo em comparação com outras alternativas.

Embora o betão utilizado na conceção de pavimentos rígidos não seja essencialmente diferente do betão utilizado em obras de arte, a escolha dos seus constituintes e a definição das proporções na mistura contribuem para uma melhor performance na aplicação no local e para uma melhor resposta às solicitações específicas da estrada (flexão, desgaste superficial, resistência à geadas e saís de degelo) (RODRIGUES, 2011).

Os agregados (areias, cascalho e pedras) constituem a parte principal do esqueleto granular do betão. No entanto, eles não intervêm na resistência mecânica do betão em razão dos valores tabelados pelos regulamentos, mas são importantes pois servem para (RODRIGUES, 2011):

- Prevenir o aparecimento de finos no armazenamento, manuseamento e mistura do betão;
- Assegurar a transferência de cargas à margem das descontinuidades (fissura, juntas);
- Resistir ao desgaste do tráfego na via.

As barras de transferência, como o próprio nome indica, servem para transferir as cargas de uma laje de betão para outra. São essenciais para minimizar o efeito das tensões e deformações causadas pelo tráfego pesado. A Figura 29 representa a configuração destes elementos.

De acordo com RODRIGUES (2011), para que não sejam induzidos esforços de tração nas barras, estas deverão ser lisas, retilíneas, sem asperidades nas extremidades e devem possuir uma camada fina de produto betuminoso ou plástico, revestindo parte da extensão do varão.

Segundo o mesmo autor, as características geométricas das barras de transferência são tabeladas com base na espessura da camada de betão, como apresentado na tabela abaixo. O autor baseou-se nas informações fornecidas por Jean-Louis Nissoux no livro “*Chaussées en béton de ciment*”, para definir as dimensões destas barras, representadas na Tabela 4.

Tabela 4 – Dimensões geométricas das barras de transferência de carga (adaptado de RODRIGUES, 2011)

Espessura da camada de betão (cm)	Dimensões das barras		
	Diâmetro	Comprimento	Espaçamento
13 - 15	2	40	30
16 - 20	2,5	45	30
21 - 28	3	45	30
29 - 40	4	50	40
41 - 50	4,5	55	45



Figura 29 – Exemplo de barras de transferência embebidas na laje (*in* alemdainercia.com)

Quanto às armaduras contínuas, estas têm como função aumentar a resistência à tração do betão e controlar a formação de fissuras. Geralmente, as armaduras contínuas são distribuídas ao longo da extensão do pavimento.

As armaduras podem ser de dois tipos (RODRIGUES, 2011):

- Arredondadas, de diâmetro nominal entre os 14 e os 20 mm (geralmente 16 mm) e constituídas por aço de alta aderência;
- De aço nervurado, com dimensões 40x25 mm ou 50x25 mm (espessura nominal).

#### **2.4.4 Comparação entre pavimentos rígidos e pavimentos flexíveis**

Os pavimentos flexíveis são os mais utilizados na Rede Rodoviária Nacional. Também são usualmente aplicados em complexos logísticos e até mesmo em pistas dos aeroportos. No entanto, sendo o suporte das cargas pesadas um dos principais objetivos de um pavimento, por vezes é preferível adotar uma solução em pavimento rígido.

Existem diferenças entre estes dois tipos de pavimentos, sendo uma delas a sua constituição. Como já foi dito anteriormente, os pavimentos rígidos são compostos por uma camada de desgaste em betão, enquanto os flexíveis apresentam a sua camada de desgaste em misturas betuminosas.

Nos pavimentos flexíveis, a camada com funções estruturais é geralmente a camada granular de base, e, por consequente, as tensões geradas pelo tráfego dissipam-se em profundidade de forma a atingir as camadas mais inferiores de fundação com tensões altas e concentradas. Já num pavimento rígido, as tensões são degradadas na camada superior, e ao contrário do que acontece nos pavimentos flexíveis, as tensões encontram-se mais distribuídas e não tão profundas devido à rigidez da laje de betão (BRANCO, 2008).

A Figura 30 representa esquematicamente a comparação da distribuição das cargas entre os dois tipos de pavimentos.

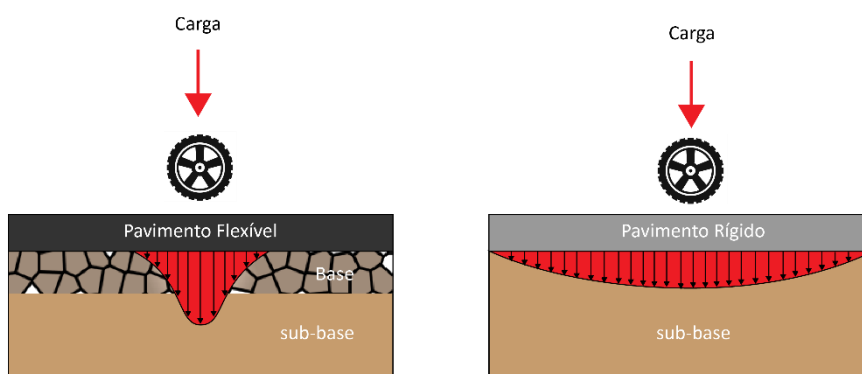


Figura 30 – Comparação entre um pavimento flexível e um pavimento rígido (adaptado de ARAÚJO, 2016)

Como a laje de betão absorve as cargas impostas ao pavimento e as degrada numa grande área, a tensão vertical máxima que atinge a fundação corresponde a uma pequena fração da pressão de contacto pneu-pavimento. Este facto leva a que a fundação não desempenhe um papel tão importante na capacidade resistente do pavimento, como no caso de um pavimento flexível (RODRIGUES, 2011).

Em função dos objetivos deste trabalho, e embora a maior parte da rede rodoviária portuguesa seja composta por pavimentos flexíveis, será dada maior relevância à caracterização dos pavimentos rígidos. Esta abordagem demonstrará que os pavimentos rígidos são aplicáveis não apenas em estradas, mas também em outras infraestruturas de transporte, como portos e aeroportos.

No capítulo seguinte será abordado o dimensionamento de pavimentos rígidos, utilizando a metodologia da PCA (*Portland Cement Association*), desenvolvida em 1984. Serão apresentados os principais critérios de projeto, as equações e as variáveis necessárias para garantir um correto dimensionamento. Além disso, esta metodologia será aplicada em exemplos práticos, ilustrando como se ajusta a diferentes cenários de projeto.



# 3 Metodologia de Dimensionamento de Pavimentos Rígidos

## 3.1 Contextualização dos métodos de dimensionamento

O dimensionamento racional ou analítico das estruturas de pavimentos rígidos rege-se, geralmente, pelos seguintes passos (Branco, 2008):

- Definição das ações atuantes;
- Adoção de uma estrutura inicial composta por materiais de determinadas características;
- Análise estrutural, usando as propriedades mecânicas dos materiais necessárias à resolução dos modelos de comportamento;
- Comparação das tensões e extensões resultantes da análise estrutural com aquelas que constituem o limite para o qual os materiais ainda podem resistir em condições de segurança;
- Ajustamento da estrutura adotada nas suas dimensões ou com recurso a materiais com outras características até se conseguir um dimensionamento conveniente.

Existem vários métodos de dimensionamento de pavimentos rígidos, cada um com as suas particularidades e aplicações específicas. A escolha entre os métodos existentes depende das especificidades do projeto, das condições locais e do tipo de pavimento a aplicar.

Estes métodos podem ser divididos em dois grupos: os métodos empíricos, baseados na observação do comportamento dos pavimentos em troços experimentais; os métodos analíticos, que se baseiam na modelação do comportamento estrutural dos pavimentos, relacionando os estados de tensão e extensão causados pelas ações do tráfego e do clima.

Os métodos empíricos baseiam-se em dados históricos e observações de desempenho de pavimentos em condições reais de serviço. Estes métodos utilizam fórmulas e tabelas desenvolvidas a partir de estudos e experiências anteriores (KRAEMER, 2004). Por consequente, implicam a verificação de condições semelhantes àquelas para que foram desenvolvidos, designadamente no que se refere ao tráfego, à fundação e às condições climáticas (DA SILVA, 2009).

Estes métodos são muito utilizados devido à sua simplicidade comprovada em diversas condições. No entanto, os métodos empíricos têm limitações, pois dependem de dados históricos específicos e podem não capturar todas as variáveis de um novo projeto, especialmente em condições geográficas e de tráfego diferentes das que originaram os dados.

Quanto aos métodos analíticos, estes baseiam-se nos princípios fundamentais da mecânica dos materiais e da teoria da elasticidade. Incluem a relação das tensões e deformações induzidas pela ação do tráfego nas camadas do pavimento e na fundação com o número admissível de aplicações de carga (KRAEMER, 2004). Um método analítico de dimensionamento é composto por um modelo de resposta e um modelo de comportamento. O modelo de resposta determina as tensões, deformações e deslocamentos, enquanto o modelo de comportamento identifica os fatores que levam à degradação estrutural do pavimento (KRAEMER, 2004).

Um dos exemplos da abordagem analítica para o cálculo de tensões e deflexões em pavimentos rígidos é o trabalho desenvolvido por Westergaard, que desenvolveu equações teóricas para calcular os esforços resultantes da encurvadura das lajes de betão, provocada por variações de temperatura e por três casos de aplicação de carga. Para auxiliar a sua teoria, Westergaard considerava que a laje de betão se encontrava apoiada numa fundação representada por molas, de modo a representar um material elástico, como mostra a Figura 31.

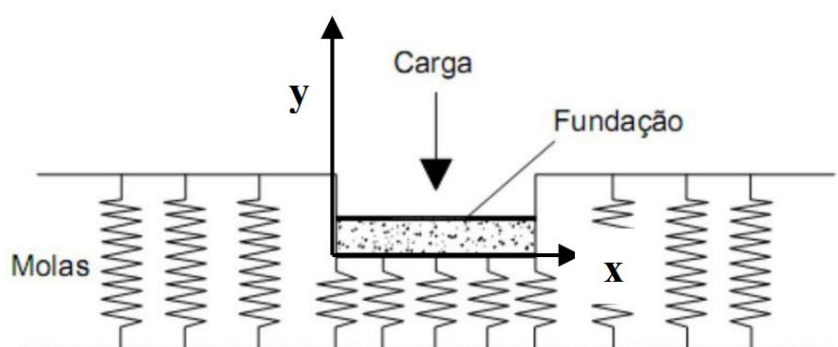


Figura 31 – Modelo Teórico de Westergaard (adaptado de ANTONIAZZI, 2011)

Westergaard identificou três casos distintos de aplicação de carga: uma carga aplicada perto do canto de uma laje de betão de grandes dimensões; uma carga aplicada no bordo do mesmo tipo de lajes, mas afastada do canto; e uma carga aplicada no interior do mesmo tipo de laje afastada de qualquer bordo (BRANCO, 2008). Esta teoria levou ao desenvolvimento de outros métodos de dimensionamento, como o método da Portland Cement Association (PCA) de 1984, que irá ser explicado no subcapítulo seguinte.

De um modo geral, o processo de dimensionamento envolve a determinação das espessuras adequadas das camadas que constituem o pavimento, de forma a garantir que estas sejam suficientes para suportar as cargas aplicadas ao longo da sua vida útil. Para isso, é necessário avaliar a resistência do pavimento que se pretende dimensionar de acordo com determinados critérios.

A verificação da resistência de um pavimento através da análise estrutural baseia-se na determinação dos estados de tensão, deformação e deslocamentos induzidos na estrutura do pavimento pela passagem dos veículos, e na sua comparação com valores limites, estabelecidos pelos critérios de dimensionamento considerados adequados para a situação

em análise (DOMINGOS, 2007).

Os critérios de dimensionamento têm como objetivo definir os limites de desempenho aceitáveis para um pavimento, sendo estes limites denominados de estados de ruína. Os estados de ruína estão relacionados com os níveis de deterioração e danos que o pavimento pode sofrer ao longo da sua vida útil.

Os estados de ruína geralmente considerados no dimensionamento de pavimentos rígidos são:

- Fendilhamento por fadiga das camadas ligadas (laje de betão);
- Deformações permanentes excessivas (escalonamento).

Cada método de dimensionamento adota critérios distintos e específicos para avaliar a resistência estrutural dos pavimentos às cargas provocadas pelo tráfego e às condições climáticas. Estes critérios podem variar em função dos objetivos de desempenho, das propriedades dos materiais e das condições de carregamento previstas.

Nos subcapítulos que se seguem será apresentada a metodologia de dimensionamento desenvolvida pela *Portland Cement Association* (PCA), de 1984, sendo uma das mais utilizadas atualmente para o dimensionamento de pavimentos rígidos. Este conjunto de subcapítulos servirá também como um guia detalhado para futuros leitores que necessitem de compreender e aplicar este método. Após a explicação dos dados e dos passos necessários para a aplicação da metodologia, será apresentado um exemplo prático de dimensionamento.

O método de dimensionamento desenvolvido pela *Portland Cement Association* (PCA) em 1984, nos EUA, é um dos mais utilizados em todo o mundo. Este método foi inicialmente criado em 1966, com base na teoria de Westergaard na determinação das tensões críticas. Apenas duas décadas mais tarde é que se desenvolveu o método mais corrente com o auxílio de um programa de elementos finitos (BRANCO, 2008), o qual, juntamente com os critérios de dimensionamento, foi usado para estabelecer as tabelas e ábacos que permitem a aplicação desta metodologia.

Esta metodologia aplica-se a diferentes tipos de pavimentos rígidos, incluindo pavimentos de betão simples com barras de transferência, bem como pavimentos com armadura distribuída, seja esta contínua ou descontínua. Este método permite combinar diversos fatores de projeto, possibilitando a conceção de uma ampla gama de soluções alternativas e, conseqüentemente, a definição da solução mais económica.

Após a escolha do tipo de pavimento rígido a utilizar, do tipo de sub-base (se necessário), da inclusão ou não de berma em betão, e da espessura da camada de betão considerada inicialmente, o dimensionamento é feito com base em alguns parâmetros essenciais, nomeadamente (RODRIGUES, 2011):

- Módulo de rotura do betão, em MPa;

- Módulo de reação,  $k$ , em MPa/m;
- O peso, a frequência e o tipo de eixo dos veículos a circular no pavimento;
- Período de dimensionamento (geralmente adota-se 20 ou 30 anos).

Os critérios de dimensionamento considerados nesta metodologia são a fadiga e a erosão do apoio das lajes. A fadiga enquadra o facto de, em determinadas circunstâncias, um pavimento rígido poder entrar em rotura por fendilhamento devido às extensões de tração induzidas pela repetição de cargas. A erosão pretende contemplar a ocorrência de outras deficiências que o pavimento pode apresentar devido a perda ou deslocamento de material erodido na camada de apoio das lajes (BRANCO, 2008).

A seguir são apresentados os principais parâmetros utilizados e considerados fundamentais para o dimensionamento do pavimento, de acordo com o manual *Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements*, desenvolvido pela Canadian Portland Cement Association (CPCA, 1984). A escolha deste manual deve-se à descrição detalhada da metodologia PCA (1984), para além de apresentar os valores e parâmetros em unidades do Sistema Internacional (SI), o que facilita bastante a aplicação e a compreensão dos conceitos no contexto europeu.

## **3.2 Parâmetros de projeto para o dimensionamento**

### **3.2.1 Propriedades mecânicas do betão**

A consideração da resistência à tração por flexão do betão é essencial no procedimento de dimensionamento para o critério de fadiga, que controla o fendilhamento do pavimento sob cargas repetitivas dos veículos pesados.

A deformação de um pavimento de betão sob as cargas dos eixos destes veículos pesados produz tanto tensões de compressão como tensões de flexão. No entanto, as proporções entre as tensões de compressão e a resistência à compressão são demasiado pequenas para influenciar o dimensionamento da espessura da laje. As proporções entre as tensões de flexão e a resistência à flexão são muito mais altas, o que torna preferível para a consideração no dimensionamento (CPCA, 1984).

Geralmente, a resistência à flexão é determinada por ensaios de módulos de rotura. No entanto, de acordo com o manual já referido, se forem utilizados os ensaios tradicionais da avaliação de qualidade do betão, a relação entre a resistência à flexão e a resistência à compressão pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$MR = K \sqrt{f(c)'} \quad (1)$$

Onde:

- MR – Resistência à flexão do betão (MPa);
- K – Valor constante (0,7 para agregado redondo; 0,8 para agregado britado);
- $f(c)'$  – Resistência à compressão do betão (MPa).

Os valores da resistência à compressão do betão podem ser retirados das tabelas estipuladas no Eurocódigo 2 (NP EN – 1992).

Os resultados dos testes de módulo de rotura aos 28 dias são geralmente utilizados para o dimensionamento destes pavimentos no contexto rodoviário, como em estradas e ruas. Para o dimensionamento de aeródromos, utilizam-se os resultados aos 90 dias. Isto porque, de acordo com o manual em questão, nos primeiros 28 ou 90 dias da vida do pavimento, ocorrem muito poucas repetições de cargas, em comparação com as milhões de repetições que irão ocorrer posteriormente.

### 3.2.2 Caraterísticas do solo de fundação e sub-base

De acordo com o manual da CPCA (1984), admite-se que a pressão exercida em qualquer ponto da fundação é diretamente proporcional à deflexão das placas nesse ponto. Isto reflete-se na capacidade da fundação, que é medida pelo coeficiente de recalque  $k$ , também conhecido por “módulo de Westergaard” (Figura 32).

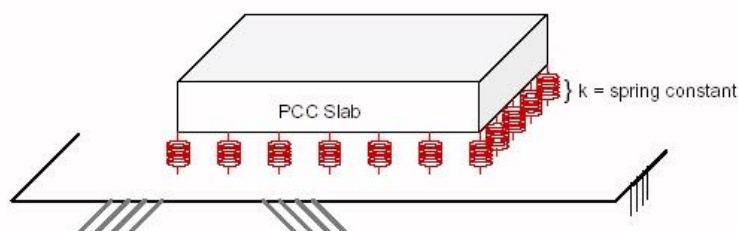


Figura 32 – Representação do coeficiente de recalque  $k$  (in pavementinteractive.org)

Para determinar este valor de  $k$ , é necessário a realização de ensaios específicos nos solos. Mas visto que estes ensaios são morosos e economicamente pouco viáveis, a metodologia em questão fornece correlações entre  $k$  e valores de CBR (*California Bearing Ratio*). O ensaio CBR consiste em determinar a relação entre a pressão necessária para provocar a penetração de um pistão num corpo de prova de solo e a pressão necessária para alcançar a mesma penetração numa mistura padrão.

A correlação entre k e CBR apresenta precisão suficiente para fins de dimensionamento, pois pequenas variações no coeficiente de recalque não têm consequências significativas na determinação das espessuras (RODRIGUES, 2011). Esta correlação pode ser feita através do gráfico apresentado na Figura 33, retirado do manual da CPCA (1984).

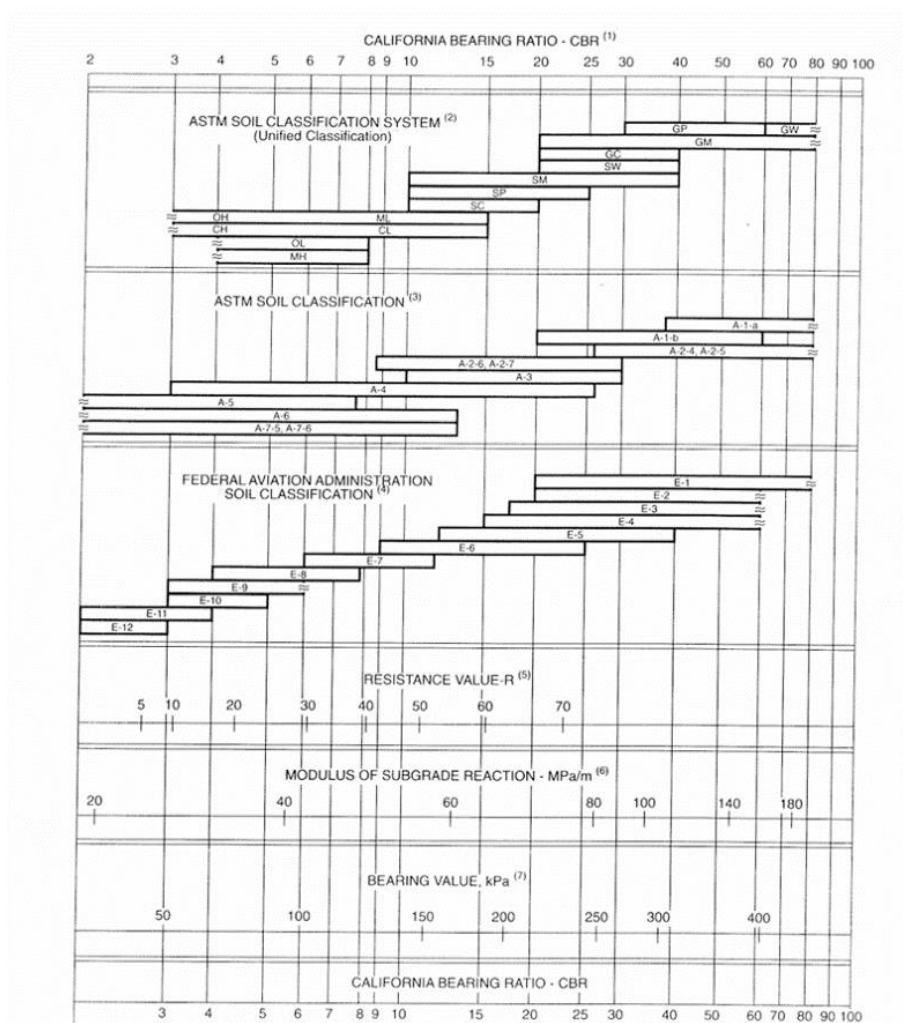


Figura 33 – Gráfico de correlação entre k e CBR (CPCA, 1984)

Quanto à utilização de sub-base, há que ter em conta quando esta é necessária para a determinação de um valor de k global do sistema estrutural completo.

O módulo de reação global, que pretende traduzir a resistência oferecida pelo “conjunto de camadas de pavimento abaixo da laje de betão mais o solo de fundação”, e que constitui o parâmetro de resistência que caracteriza o suporte dessa laje de betão no estabelecimento da espessura desta, depende do tipo daquelas camadas e da sua espessura (BRANCO, 2008), podendo ser obtidas através das Tabelas 5 e 6.

De acordo com o manual da CPCA (1984), os valores apresentados nas tabelas baseiam-se na análise de Burmister de sistemas de duas camadas e em ensaios de carga em placas realizados para determinar os valores de k em fundações e sub-bases para lajes de ensaio em escala real.

Tabela 5 – Valores de k com sub-base de material não tratado (adaptado de CPCA, 1984)

Valor k da fundação		Valor k da sub-base							
		100 mm		150 mm		225 mm		300 mm	
MPa/m	pci	MPa/m	pci	MPa/m	pci	MPa/m	pci	MPa/m	pci
20	73	23	85	26	96	32	117	38	140
40	147	45	165	49	180	57	210	66	245
60	220	64	235	66	245	76	280	90	330
80	295	87	320	90	330	100	370	117	430

Tabela 6 – Valores de k com sub-base de material tratado com ligante hidráulico (adaptado de CPCA, 1984)

Valor k da fundação		Valor k da sub-base							
		100 mm		150 mm		225 mm		300 mm	
MPa/m	pci	MPa/m	pci	MPa/m	pci	MPa/m	pci	MPa/m	pci
20	73	60	220	80	300	105	400	135	500
40	147	100	370	130	500	185	680	230	850
60	220	140	520	190	700	245	900	-	-

Os tipos de sub-base podem ser classificados em dois tipos, de acordo com as características dos materiais: granulares, como a brita graduada simples e o mistura hidráulico; tratadas com ligantes, como o solo-cimento, solo melhorado com cimento e brita graduada tratada com cimento. Os seus valores de resistência variam bastante, como se pode ver nas duas tabelas anteriores.

A presença de uma camada de sub-base acaba por aumentar o valor de k, o que, por consequente, aumenta também a resistência da estrutura total do pavimento. Esta estratégia pode ser usada para economizar na espessura da laje de betão.

No entanto, o manual indica que não é economicamente viável utilizar sub-bases de material não tratado com o único objetivo de aumentar o valor de k.

### 3.2.3 Consideração do tráfego

A consideração do tráfego no dimensionamento de pavimentos rígidos é dos fatores mais importantes a ter em conta para garantir que o pavimento desempenhe a sua função estrutural. O número de repetições de carga que um pavimento irá suportar deve ser bem estimado, incluindo a análise do número de repetições de cada tipo de eixo. Este processo envolve a avaliação da distribuição das cargas dos eixos e a frequência com que cada tipo de eixo atravessará o pavimento, uma vez que a fadiga e a erosão estão diretamente relacionadas com a repetição contínua de cargas pesadas.

Portanto, deve-se calcular o tráfego com base nos diferentes tipos de eixo (simples, tandem e triplo), estimando o número de repetições previstas de cada tipo ao longo da vida útil do pavimento.



O cálculo do número de veículos pesados por cada tipo pode ser efetuado recorrendo à

previsão dos tipos de veículos que potencialmente constituem o tráfego pesado que passará, considerando que cada tipo de eixo descarrega a máxima carga legal em vigor (BRANCO, 2008).

É possível utilizar qualquer tipo de veículo nesta metodologia, desde veículos industriais até aeronaves, considerando que se conhece o valor da carga de cada eixo. No entanto, de acordo com o enquadramento deste trabalho, vão-se considerar apenas veículos rodoviários que circulam nas estradas públicas.

De modo a ser feito um estudo mais rigoroso, vão-se utilizar os dados resultados do estudo “Caraterização do Fator de Agressividade do Tráfego de Veículos Pesados em Portugal”, realizado no âmbito do protocolo JAE/LNEC, 1999. A Tabela 7 demonstra alguns exemplos de categorias de veículos que foram classificados de acordo com o estudo mencionado. A tabela completa está presente no Anexo I.

Tabela 7 – Exemplos de categoria de veículos pesados e respetivas caraterísticas (adaptado de JAE/LNEC, 1999)

Categoria	Silhueta	Descrição	Peso máximo transportável (kN)	Percentagem média transportada por eixo (%)		Peso transportado por eixo (kN)
				Eixo	%	
F1		Camião de 2 eixos s/ reboque	190	1	42,40	80,50
				2	57,60	109,50
F2		Camião de 3 eixos s/ reboque (eixo dianteiro duplo)	260	1	31,90	82,90
				2	34,10	88,50
				3	34,10	88,50

Com o conhecimento da carga de cada eixo, é necessário determinar o número de repetições dos respetivos eixos. Em relação a este assunto, vai-se utilizar o manual do Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (DNIT), desenvolvido no Brasil e baseado na metodologia original da PCA.

De acordo com o manual da DNIT (2005), o tráfego é distribuído por categoria de eixos em função da carga. Inicialmente, deve-se realizar uma contagem do número diário de eixos, seguida de uma estimativa do crescimento do tráfego através de uma projeção geométrica, considerando o período de projeto escolhido e o fator de crescimento anual. A seguinte expressão envolve estas variáveis da seguinte forma:

$$V_n = V_0 (1 + a)^n \quad (2)$$

Onde:

- $V_n$  – Volume de tráfego no ano “n” (n é o número de anos de projeto);
- $V_0$  – Volume de tráfego no ano base;
- a – Fator de crescimento anual;

- $n$  – Número de anos decorridos após o ano base.

Após o cálculo do volume de tráfego, o número total de repetições previstas durante o período de projeto é calculado utilizando a expressão seguinte:

$$N = Vn \times P \times 365 \quad (3)$$

Onde:

- $N$  – Número total de repetições no período de projeto;
- $P$  – Período de projeto considerado (anos).

No processo do dimensionamento, ainda é necessário ter em conta os fatores de segurança das cargas (*Load Safety Factors* – LSF). Cada carga individual de eixo dos veículos tem de ser multiplicado por estes fatores de segurança, que estão relacionados com o tipo de tráfego inerente à circulação na estrada em estudo. De acordo com o manual da CPCA (1984), estes fatores estão classificados de acordo com a Tabela 8:

Tabela 8 – Fatores de segurança para as cargas (adaptado de CPCA, 1984)

Tipo de Tráfego	LSF
Acessos residenciais e estradas com tráfego reduzido	1,0
Autoestradas e acessos com tráfego moderado	1,1
Autoestradas com tráfego pesado intenso	1,2
Condições especiais	1,3

### 3.3 Critérios de dimensionamento

O método apresentado é utilizado quando os dados acerca da distribuição das cargas por eixo do tráfego são determinados ou fornecidos. Existe também uma forma de realizar o dimensionamento quando os dados do tráfego não são fornecidos, que está presente no manual da CPCA, 1984, mas esta abordagem não será analisada neste trabalho.

Como já foi dito anteriormente, o dimensionamento será feito com base nos critérios da fadiga e da erosão. Mais à frente será feita uma explicação de cada um, bem como a apresentação de uma folha de cálculo que sistematiza as operações necessárias para a verificação da espessura da laje de betão. Por isso, antes de se utilizar a folha, é necessário ter em consideração os seguintes dados:

- Tipo de junta e berma;
- Resistência à flexão do betão (MR) aos 28 dias;
- Valor de k da fundação ou da combinação da fundação e sub-base;
- Fator de Segurança de Carga (LSF);
- Distribuição das cargas por eixo;
- Número de repetições de cargas por eixo durante o período de dimensionamento.

### 3.3.1 Critério de Fadiga

O critério da fadiga utiliza o conceito de dano acumulado, de acordo com a lei de Miner. Segundo OLIVEIRA, 2000, a parcela da resistência à fadiga não consumida por um determinado grupo de cargas é disponibilizada para o consumo por outras cargas. A soma final dos consumos individuais da resistência à fadiga equivale ao dano total, sendo admitido um dano máximo de 100%, valor que não pode ser excedido.

Para além disso, em relação ao método da PCA de 1966, a curva de fadiga foi estendida, com o objetivo de alcançar valores abaixo da relação de tensões limite de 0,5 (Figura 34). De acordo com o manual da PCA de 1984, esta extensão permite que a curva de fadiga atinja valores inferiores a esse ponto, eliminando a descontinuidade e prevenindo dimensionamentos irrealistas quanto ao número admissível de solicitações.

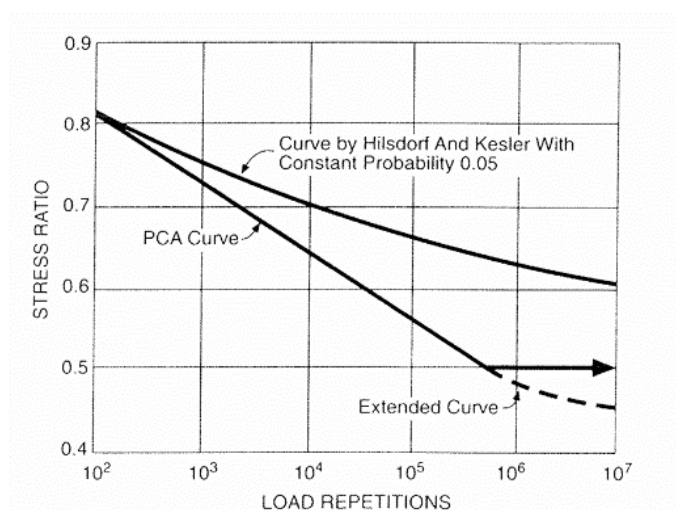


Figura 34 – Curva de Fadiga (adaptado de CPCA, 1984)

A análise da fadiga baseia-se nas tensões de tração por flexão máximas previstas (tensão equivalente) para o bordo longitudinal, próximo à berma (rodado de referência situado junto

a esse bordo, com o veículo posicionado no centro da dimensão longitudinal) (BRANCO, 2008). As posições críticas das cargas estão representadas na Figura 35.

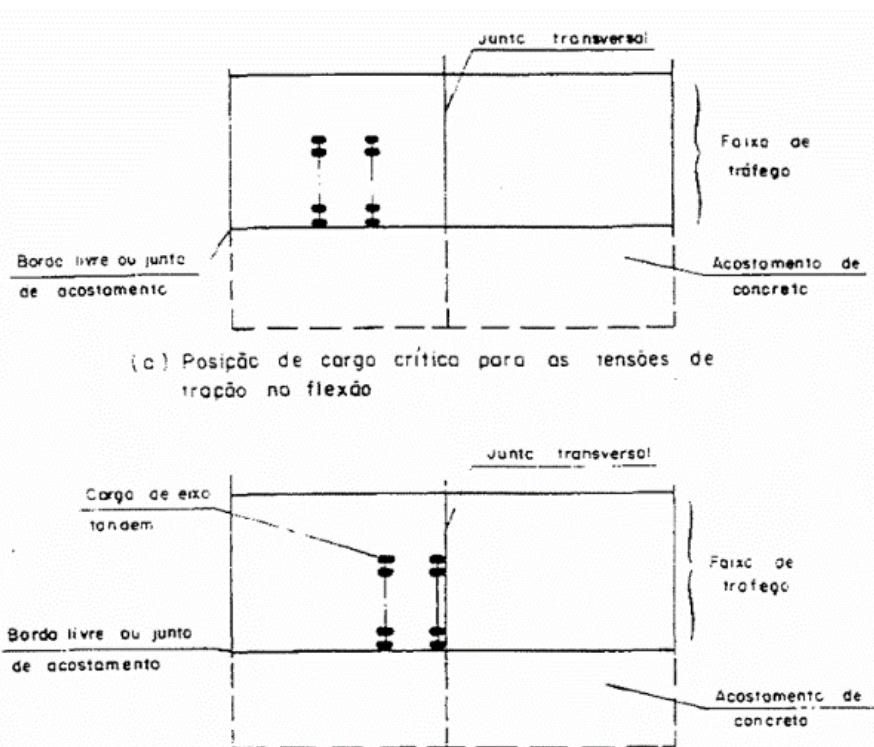


Figura 35 – Posições críticas das cargas (adaptado de CPCA, 1984)

Como o nível de tensão próximo ao bordo é maior quando as bermas não são de betão (não integradas ao pavimento) em comparação com bermas que oferecem boa continuidade estrutural, o método da CPCA (1984) utiliza duas tabelas distintas (Figura 9 e 10) para estimar a tensão equivalente: uma para bermas de betão e outra para bermas sem betão. Além disso, a tensão equivalente depende do módulo de reação global ( $k$ ) e da espessura da laje de betão adotada. As Tabelas 36 e 37 estão relacionadas com a tensão equivalente para eixos simples e duplos. Os eixos triplos têm uma tabela específica, que está apresentada nos anexos do manual.

Slab thickness (mm)	(k) of subgrade-subbase (MPa/m)					
	20	40	60	80	140	180
100	5.42/4.39	4.75/3.83	4.38/3.59	4.13/3.44	3.66/3.22	3.45/3.15
110	4.74/3.88	4.16/3.35	3.85/3.12	3.63/2.97	3.23/2.76	3.06/2.68
120	4.19/3.47	3.69/2.98	3.41/2.75	3.23/2.62	2.88/2.40	2.73/2.33
130	3.75/3.14	3.30/2.68	3.06/2.46	2.89/2.33	2.59/2.13	2.46/2.05
140	3.37/2.87	2.97/2.43	2.76/2.23	2.61/2.10	2.34/1.90	2.23/1.83
150	3.06/2.64	2.70/2.23	2.51/2.04	2.37/1.92	2.13/1.72	2.03/1.65
160	2.79/2.45	2.47/2.06	2.29/1.87	2.17/1.76	1.95/1.57	1.86/1.50
170	2.56/2.28	2.26/1.91	2.10/1.74	1.99/1.63	1.80/1.45	1.71/1.38
180	2.37/2.14	2.09/1.79	1.94/1.62	1.84/1.51	1.66/1.34	1.58/1.27
190	2.19/2.01	1.94/1.67	1.80/1.51	1.71/1.41	1.54/1.25	1.47/1.18
200	2.04/1.90	1.80/1.58	1.67/1.42	1.59/1.33	1.43/1.17	1.37/1.11
210	1.91/1.79	1.68/1.49	1.56/1.34	1.48/1.25	1.34/1.10	1.28/1.04
220	1.79/1.70	1.57/1.41	1.46/1.27	1.39/1.18	1.26/1.03	1.20/0.98
230	1.68/1.62	1.48/1.34	1.38/1.21	1.31/1.12	1.18/0.98	1.13/0.92
240	1.58/1.55	1.39/1.28	1.30/1.15	1.23/1.06	1.11/0.93	1.06/0.87
250	1.49/1.48	1.32/1.22	1.22/1.09	1.16/1.01	1.05/0.88	1.00/0.83
260	1.41/1.41	1.25/1.17	1.16/1.05	1.10/0.97	0.99/0.84	0.95/0.79
270	1.34/1.36	1.18/1.12	1.10/1.00	1.04/0.93	0.94/0.80	0.90/0.75
280	1.28/1.30	1.12/1.07	1.04/0.96	0.99/0.89	0.89/0.77	0.86/0.72
290	1.22/1.25	1.07/1.03	0.99/0.92	0.94/0.85	0.85/0.74	0.81/0.69
300	1.16/1.21	1.02/0.99	0.95/0.89	0.90/0.82	0.81/0.71	0.78/0.66
310	1.11/1.16	0.97/0.96	0.90/0.86	0.86/0.79	0.77/0.68	0.74/0.64
320	1.06/1.12	0.93/0.92	0.86/0.83	0.82/0.76	0.74/0.66	0.71/0.62
330	1.02/1.09	0.89/0.89	0.83/0.80	0.78/0.74	0.71/0.63	0.68/0.59
340	0.98/1.05	0.85/0.86	0.79/0.77	0.75/0.71	0.68/0.61	0.65/0.57
350	0.94/1.02	0.82/0.84	0.76/0.75	0.72/0.69	0.65/0.59	0.62/0.55

Figura 36 – Tensão equivalente, sem berma de betão (CPCA, 1984)

Slab thickness (mm)	(k) of subgrade-subbase (MPa/m)					
	20	40	60	80	140	180
100	4.18/3.48	3.65/3.10	3.37/2.94	3.19/2.85	2.85/2.74	2.72/2.72
110	3.68/3.07	3.23/2.71	2.99/2.56	2.83/2.47	2.55/2.35	2.43/2.32
120	3.28/2.75	2.88/2.41	2.67/2.26	2.54/2.17	2.29/2.05	2.19/2.02
130	2.95/2.49	2.60/2.17	2.41/2.02	2.29/1.94	2.07/1.82	1.99/1.78
140	2.68/2.27	2.36/1.97	2.19/1.83	2.08/1.75	1.89/1.63	1.81/1.59
150	2.44/2.08	2.15/1.80	2.00/1.67	1.90/1.59	1.73/1.48	1.66/1.44
160	2.24/1.93	1.97/1.66	1.84/1.53	1.75/1.46	1.59/1.35	1.53/1.31
170	2.06/1.79	1.82/1.54	1.70/1.42	1.62/1.35	1.48/1.24	1.42/1.20
180	1.91/1.67	1.69/1.43	1.57/1.32	1.50/1.25	1.37/1.15	1.32/1.11
190	1.77/1.57	1.57/1.34	1.46/1.23	1.40/1.17	1.28/1.07	1.23/1.03
200	1.65/1.48	1.46/1.26	1.37/1.16	1.30/1.10	1.19/1.00	1.15/0.96
210	1.55/1.40	1.37/1.19	1.28/1.09	1.22/1.03	1.12/0.93	1.08/0.90
220	1.45/1.32	1.29/1.12	1.20/1.03	1.15/0.97	1.05/0.88	1.01/0.85
230	1.37/1.26	1.21/1.07	1.13/0.98	1.08/0.92	0.99/0.83	0.96/0.80
240	1.29/1.20	1.15/1.01	1.07/0.93	1.02/0.87	0.94/0.79	0.90/0.76
250	1.22/1.14	1.08/0.97	1.01/0.88	0.97/0.83	0.89/0.75	0.86/0.72
260	1.16/1.09	1.03/0.92	0.96/0.84	0.92/0.79	0.84/0.71	0.81/0.68
270	1.10/1.04	0.98/0.88	0.91/0.81	0.87/0.76	0.80/0.68	0.77/0.65
280	1.05/1.00	0.93/0.85	0.87/0.77	0.83/0.73	0.76/0.65	0.74/0.62
290	1.00/0.96	0.89/0.81	0.83/0.74	0.79/0.70	0.73/0.62	0.70/0.60
300	0.95/0.93	0.85/0.78	0.79/0.71	0.76/0.67	0.70/0.60	0.67/0.57
310	0.91/0.89	0.81/0.75	0.76/0.69	0.72/0.64	0.67/0.58	0.64/0.55
320	0.87/0.86	0.78/0.73	0.73/0.66	0.69/0.62	0.64/0.55	0.62/0.53
330	0.84/0.83	0.74/0.70	0.70/0.64	0.67/0.60	0.61/0.53	0.59/0.51
340	0.80/0.80	0.71/0.68	0.67/0.62	0.64/0.58	0.59/0.52	0.57/0.49
350	0.77/0.78	0.69/0.66	0.64/0.60	0.61/0.56	0.57/0.50	0.55/0.47

Figura 37 – Tensão equivalente, com berma de betão (CPCA, 1984)

### Capítulo 3

Após obter a tensão equivalente, é necessário determinar o Fator de Tensão, que consiste em dividir a tensão equivalente pela tensão característica de rotura do betão por tração na flexão aos 28 dias.

Por fim, para cada tipo de eixo e com o Fator de Tensão, é possível determinar o número de repetições de carga admissíveis, utilizando o ábaco apresentado na Figura 38. A representação deste ábaco estará também presente no Anexo II.

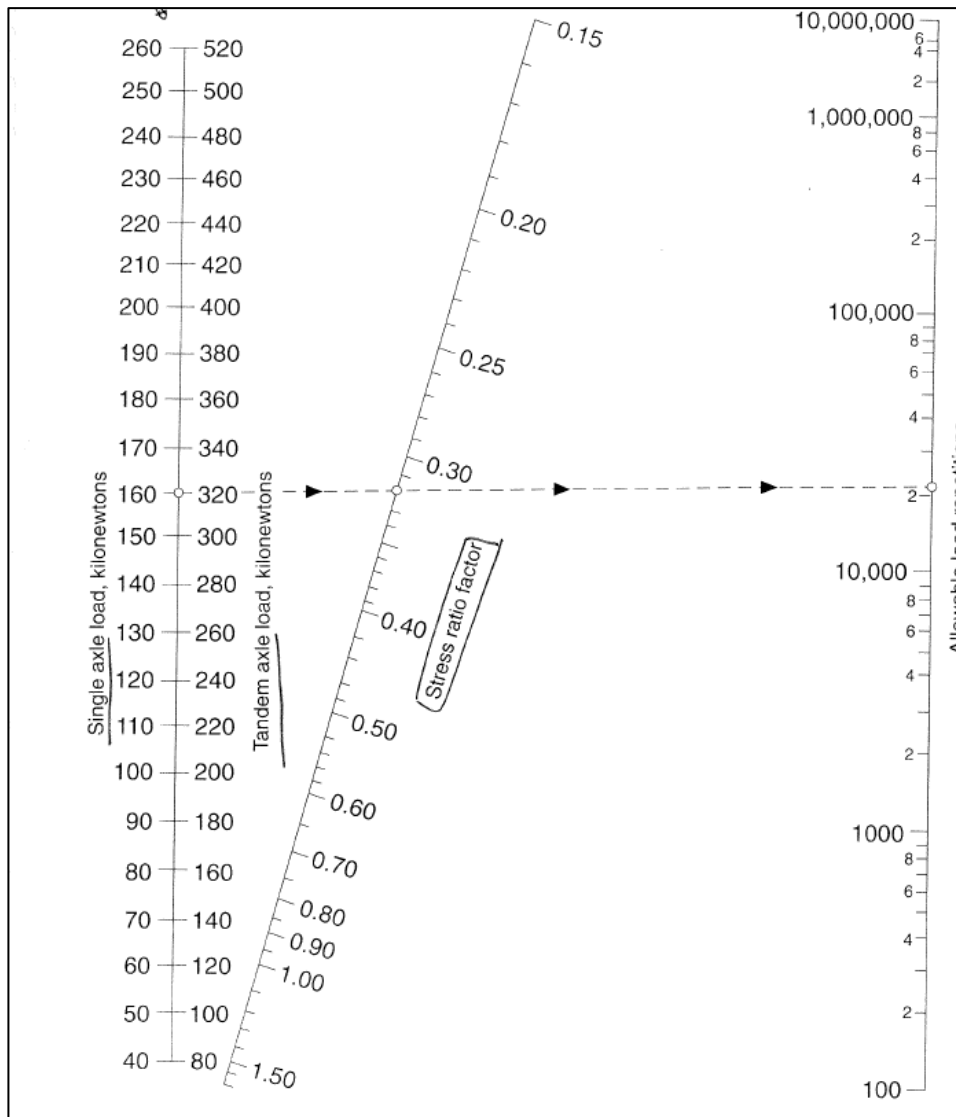


Figura 38 – Ábaco para a determinação do número de repetições admissíveis de cada eixo para a análise à fadiga (CPCA, 1984)

Como foi dito no início deste subcapítulo, será necessário que o somatório do dano provocado por cada tipo de eixo analisado seja inferior a 100%.

### 3.3.2 Critério de Erosão

De acordo com Branco, 2008, o dano pelo critério de erosão ocorre principalmente nos bordos transversais e longitudinais e é influenciado pelo tipo de juntas, a presença de barras de transferência de carga e a impermeabilização das juntas. A erosão refere-se à degradação dos bordos das lajes e à perda do material nas juntas e no topo da camada sob a placa de betão, causada pela ação direta da água e pela passagem de cargas pesadas, especialmente eixos múltiplos (Figura 39).



Figura 39 – Exemplo de representação de degradação por erosão (*in* [pavementinteractive.org](http://pavementinteractive.org))

O procedimento de cálculo utilizado no critério de erosão é semelhante ao do critério anterior, porque utiliza tabelas e ábacos para determinar os parâmetros essenciais. Para determinar o Fator de Erosão, que também depende do módulo de reação global e da espessura da laje de betão, o método do PCA (1984) fornece tabelas específicas para os seguintes casos:

- Ausência de bermas em betão e juntas com barras de transferência de carga;
- Ausência de bermas em betão e juntas sem barras de transferência de carga;
- Existência de bermas em betão e juntas com barras de transferência de carga;
- Existência de bermas em betão e juntas sem barras de transferência de carga.

A seguir apresentam-se as tabelas que determinam o Fator de Erosão (Figuras 40 e 41). Após determinar este fator, é necessário calcular o número de repetições admissíveis para cada tipo de eixo, semelhante ao que se fez no critério anterior. Dependendo da presença ou ausência de bermas de betão, o método fornece dois ábacos distintos para a determinação do número de repetições admissíveis. Estes ábacos estão apresentados à frente dos dois tipos de casos (Figuras 42 e 45)

Slab thickness (mm)	k of subgrade-subbase (MPa/m)					
	20	40	60	80	140	180
100	3.76/3.8	3.752/3.79	3.74/3.77	3.74/3.76	3.72/3.72	3.70/3.70
110	3.63/3.71	3.62/3.67	3.61/3.65	3.61/3.63	3.59/3.60	3.58/3.58
120	3.52/3.61	3.50/3.56	3.49/3.54	3.49/3.52	3.47/3.49	3.46/3.47
130	3.74/3.52	3.39/3.47	3.39/3.44	3.38/3.43	3.37/3.39	3.35/3.37
140	3.31/3.43	3.30/3.38	3.29/3.35	3.28/3.33	3.27/3.30	3.26/3.28
150	3.22/3.36	3.21/3.30	3.20/3.27	3.19/3.25	3.17/3.21	3.16/3.19
160	3.14/3.28	3.12/3.22	3.11/3.19	3.10/3.17	3.09/3.13	3.08/3.12
170	3.06/3.22	3.04/3.15	3.03/3.12	3.02/3.10	3.01/3.06	3.00/3.04
180	2.99/3.16	2.97/3.09	2.96/3.06	2.95/3.03	2.93/2.99	2.92/2.97
190	2.92/3.10	2.90/3.03	2.88/2.99	2.88/2.97	2.86/2.93	2.85/2.91
200	2.85/3.05	2.83/2.97	2.82/2.94	2.81/2.91	2.79/2.87	2.78/2.85
210	2.79/2.99	2.77/2.92	2.75/2.88	2.75/2.86	2.73/2.81	2.72/2.79
220	2.73/2.95	2.71/2.87	2.69/2.83	2.69/2.80	2.67/2.76	2.66/2.73
230	2.67/2.90	2.65/2.82	2.64/2.78	2.63/2.75	2.61/2.70	2.60/2.68
240	2.62/2.86	2.60/2.78	2.58/2.73	2.57/2.71	2.55/2.66	2.54/2.63
250	2.57/2.8	2.54/2.73	2.53/2.69	2.52/2.66	2.50/2.61	2.49/2.59
260	2.52/2.78	2.49/2.69	2.48/2.65	2.47/2.62	2.45/2.56	2.44/2.54
270	2.47/2.74	2.44/2.65	2.43/2.61	2.42/2.58	2.40/2.52	2.39/2.50
280	2.42/2.71	2.40/2.62	2.38/2.57	2.37/2.54	2.35/2.48	2.34/2.46
290	2.38/2.67	2.35/2.58	2.34/2.53	2.33/2.50	2.31/2.44	2.30/2.42
300	2.34/2.64	2.31/2.55	2.30/2.50	2.29/2.46	2.26/2.41	2.26/2.38
310	2.29/2.61	2.27/2.51	2.25/2.46	2.24/2.43	2.22/2.37	2.21/2.34
320	2.25/2.58	2.23/2.48	2.21/2.43	2.20/2.40	2.18/2.33	2.17/2.31
330	2.21/2.55	2.19/2.45	2.17/2.40	2.16/2.36	2.14/2.30	2.13/2.28
340	2.18/2.52	2.15/2.42	2.14/2.37	2.12/2.33	2.10/2.27	2.09/2.24
350	2.14/2.49	2.11/2.39	2.10/2.34	2.09/2.30	2.07/2.24	2.06/2.21

Figura 40 – Fator de Erosão, com ausência de berma de betão e com barras de transferência de carga (CPCA, 1984)

Slab thickness (mm)	k of subgrade-subbase (MPa/m)					
	20	40	60	80	140	180
100	3.94/4.00	3.92/3.93	3.90/3.90	3.88/3.88	3.84/3.84	3.80/3.82
110	3.82/3.90	3.79/3.82	3.78/3.79	3.76/3.76	3.72/3.72	3.69/3.70
120	3.71/3.81	3.68/3.73	3.67/3.69	3.65/3.66	3.62/3.62	3.59/3.59
130	3.61/3.73	3.58/3.65	3.56/3.60	3.55/3.57	3.52/3.52	3.50/3.49
140	3.52/3.66	3.49/3.57	3.47/3.52	3.46/3.49	3.43/3.43	3.41/3.41
150	3.43/3.59	3.40/3.50	3.38/3.45	3.37/3.42	3.34/3.36	3.32/3.33
160	3.35/3.53	3.32/3.43	3.30/3.38	3.29/3.35	3.26/3.28	3.24/3.26
170	3.28/3.48	3.24/3.37	3.22/3.32	3.21/3.28	3.18/3.22	3.17/3.19
180	3.21/3.42	3.17/3.32	3.15/3.26	3.14/3.23	3.11/3.16	3.10/3.13
190	3.15/3.37	3.11/3.27	3.08/3.21	3.07/3.17	3.04/3.10	3.03/3.07
200	3.09/3.33	3.04/3.22	3.02/3.16	3.01/3.12	2.98/3.05	2.96/3.01
210	3.04/3.28	2.99/3.17	2.96/3.11	2.95/3.07	2.92/3.00	2.90/2.96
220	2.98/3.24	2.93/3.13	2.90/3.07	2.89/3.03	2.86/2.95	2.85/2.92
230	2.93/3.20	2.88/3.09	2.85/3.03	2.83/2.98	2.80/2.91	2.79/2.87
240	2.89/3.16	2.83/3.05	2.80/2.99	2.78/2.94	2.75/2.86	2.74/2.83
250	2.84/3.13	2.78/3.01	2.75/2.95	2.73/2.91	2.70/2.82	2.69/2.79
260	2.80/3.09	2.73/2.98	2.70/2.91	2.69/2.87	2.65/2.79	2.64/2.75
270	2.76/3.06	2.69/2.94	2.66/2.88	2.64/2.83	2.61/2.75	2.59/2.71
280	2.72/3.03	2.65/2.91	2.62/2.84	2.60/2.80	2.56/2.71	2.55/2.68
290	2.68/3.00	2.61/2.88	2.58/2.81	2.56/2.77	2.52/2.68	2.50/2.64
300	2.65/2.97	2.57/2.85	2.54/2.78	2.52/2.74	2.48/2.65	2.46/2.61
310	3.61/2.94	2.54/2.82	2.50/2.75	2.48/2.71	2.44/2.62	2.42/2.58
320	2.58/2.91	2.50/2.79	2.47/2.72	2.44/2.68	2.40/2.59	2.38/2.55
330	2.55/2.89	2.47/2.77	2.43/2.70	2.41/2.65	2.36/2.56	2.35/2.52
340	2.52/2.86	2.44/2.74	2.40/2.67	2.37/2.62	2.33/2.53	2.31/2.49
350	2.49/2.84	2.41/2.71	2.37/2.65	2.34/2.60	2.29/2.51	2.28/2.47

Figura 41 – Fator de Erosão, com ausência de bermas de betão e sem barras de transferência de carga (CPCA, 1984)

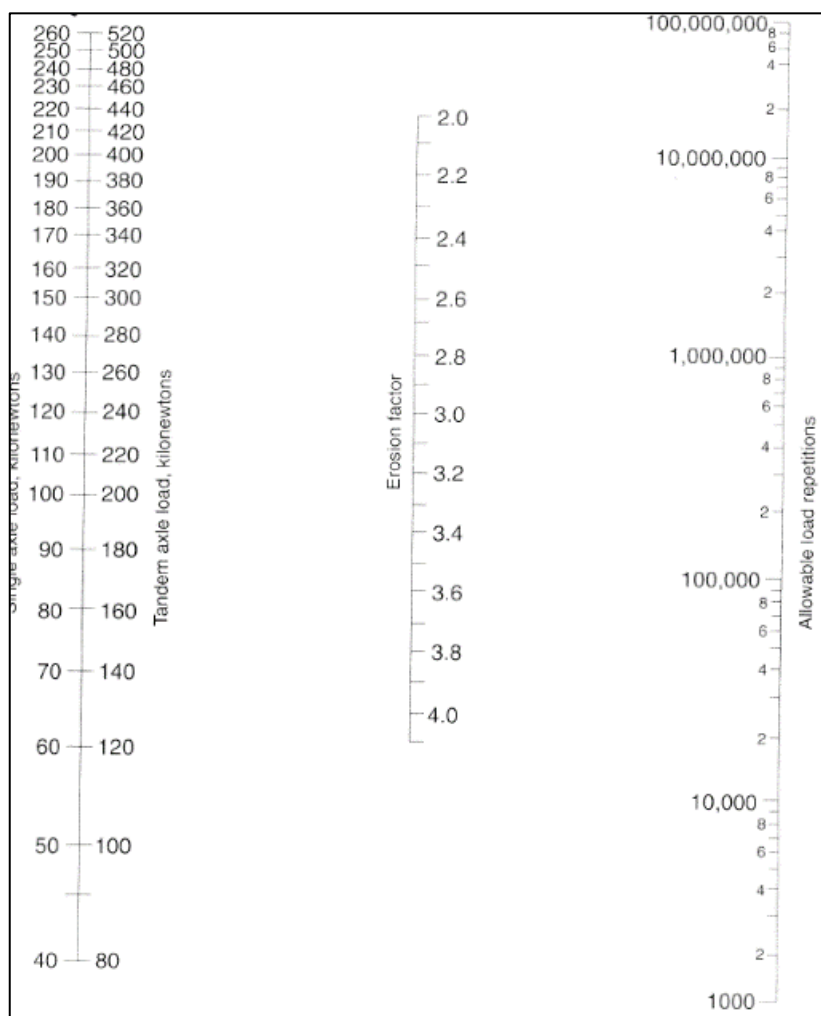


Figura 42 – Ábaco para a determinação do número de repetições admissíveis de cada eixo para a análise à erosão, sem bermas de betão (CPA, 1984)

O funcionamento deste ábaco é semelhante ao que foi apresentado no critério anterior, no que toca em determinar o número de repetições de carga admissíveis com base na carga aplicada do eixo (esquerda) e no fator de erosão (centro). Alinha-se a carga e o fator de erosão, e depois retira-se o número de repetições admissíveis na coluna da direita.

As tabelas representadas nas Figuras 43 e 44, e o ábaco representado na Figura 45, referem-se ao mesmo conceito, mas tendo em conta a presença de berma de betão.

Slab thickness (mm)	k of subgrade-subbase (MPa/m)					
	20	40	60	80	140	180
100	3.27/3.25	3.24/3.17	3.22/3.14	3.21/3.12	3.17/3.11	3.15/3.11
110	3.16/3.16	3.12/3.07	3.10/3.03	3.09/3.00	3.05/2.98	3.03/2.97
120	3.05/3.08	3.01/2.98	2.99/2.93	2.98/2.90	2.94/2.86	2.92/2.84
130	2.96/3.01	2.92/2.90	2.89/2.85	2.88/2.81	2.84/2.76	2.82/2.74
140	2.87/2.94	2.82/2.83	2.80/2.77	2.78/2.74	2.75/2.67	2.73/2.65
150	2.79/2.88	2.74/2.77	2.72/2.71	2.70/2.67	2.67/2.60	2.65/2.57
160	2.71/2.82	2.66/2.71	2.64/2.65	2.62/2.60	2.59/2.53	2.57/2.50
170	2.64/2.77	2.59/2.65	2.57/2.59	2.55/2.55	2.51/2.46	2.49/2.43
180	2.57/2.72	2.52/2.60	2.50/2.54	2.48/2.49	2.44/2.41	2.42/2.37
190	2.51/2.67	2.46/2.56	2.43/2.49	2.41/2.44	2.38/2.35	2.36/2.32
200	2.45/2.63	2.40/2.51	2.37/2.44	2.35/2.40	2.31/2.31	2.30/2.27
210	2.39/2.58	2.34/2.47	2.31/2.40	2.29/2.35	2.26/2.26	2.24/2.22
220	2.34/2.54	2.29/2.43	2.26/2.36	2.24/2.31	2.20/2.22	2.18/2.18
230	2.29/2.50	2.23/2.39	2.21/2.32	2.19/2.27	2.15/2.18	2.13/2.13
240	2.24/2.46	2.18/2.35	2.16/2.28	2.13/2.23	2.10/2.14	2.08/2.10
250	2.19/2.43	2.14/2.31	2.11/2.24	2.09/2.20	2.05/2.10	2.03/2.06
260	2.15/2.39	2.09/2.28	2.06/2.21	2.04/2.16	2.00/2.07	1.98/2.02
270	2.10/2.36	2.05/2.24	2.02/2.18	2.00/2.13	1.96/2.03	1.94/1.99
280	2.06/2.32	2.01/2.21	1.98/2.14	1.95/2.10	1.91/2.00	1.89/1.96
290	2.02/2.29	1.97/2.18	1.93/2.11	1.91/2.06	1.87/1.97	1.85/1.93
300	1.98/2.26	1.93/2.15	1.90/2.08	1.87/2.03	1.83/1.94	1.81/1.90
310	1.95/2.23	1.89/2.12	1.86/2.05	1.84/2.01	1.79/1.91	1.77/1.87
320	1.91/2.20	1.85/2.09	1.82/2.03	1.80/1.98	1.76/1.88	1.74/1.84
330	1.87/2.17	1.82/2.06	1.78/2.00	1.76/1.95	1.72/1.86	1.70/1.81
340	1.84/2.15	1.78/2.04	1.75/1.97	1.73/1.92	1.69/1.83	1.67/1.79
340	1.81/2.12	1.75/2.01	1.72/1.95	1.69/1.90	1.65/1.80	1.63/1.76

Figura 43 – Fator de Erosão, com presença de bermas de betão e com barras de transferência de carga (CPCA, 1984)

Slab thickness (mm)	k of subgrade-subbase (MPa/m)					
	20	40	60	80	140	180
100	3.45/3.45	3.41/3.36	3.39/3.33	3.38/3.31	3.34/3.28	3.31/3.27
110	3.34/3.36	3.30/3.27	3.28/3.22	3.27/3.20	3.23/3.16	3.20/3.15
120	3.24/3.28	3.20/3.18	3.18/3.13	3.16/3.11	3.13/3.06	3.11/3.04
130	3.15/3.21	3.11/3.11	3.08/3.05	3.07/3.02	3.04/2.97	3.02/2.95
140	3.07/3.15	3.02/3.04	3.00/2.98	2.98/2.95	2.95/2.89	2.93/2.86
150	2.99/3.09	2.94/2.98	2.92/2.92	2.90/2.88	2.87/2.82	2.85/2.79
160	2.91/3.04	2.87/2.92	2.84/2.86	2.83/2.82	2.80/2.75	2.78/2.72
170	2.85/2.99	2.80/2.87	2.77/2.81	2.76/2.77	2.73/2.69	2.71/2.66
180	2.78/2.94	2.73/2.82	2.71/2.76	2.69/2.71	2.66/2.64	2.64/2.61
190	2.73/2.90	2.67/2.77	2.64/2.71	2.63/2.67	2.60/2.59	2.58/2.55
200	2.67/2.86	2.61/2.73	2.59/2.67	2.57/2.62	2.54/2.54	2.52/2.51
210	2.62/2.82	2.56/2.69	2.53/2.63	2.51/2.58	2.48/2.50	2.47/2.46
220	2.57/2.78	2.51/2.66	2.48/2.59	2.46/2.54	2.43/2.46	2.41/2.42
230	2.52/2.75	2.46/2.62	2.43/2.55	2.41/2.50	2.38/2.42	2.36/2.38
240	2.47/2.72	2.41/2.59	2.38/2.52	2.36/2.47	2.33/2.38	2.31/2.34
250	2.43/2.69	2.37/2.55	2.34/2.48	2.32/2.43	2.28/2.35	2.27/2.31
260	2.39/2.66	2.33/2.52	2.29/2.45	2.27/2.40	2.24/2.31	2.22/2.37
270	2.35/2.63	2.28/2.49	2.25/2.42	2.23/2.37	2.20/2.28	2.18/2.24
280	2.31/2.60	2.25/2.47	2.21/2.39	2.19/2.34	2.16/2.25	2.14/2.21
290	2.28/2.58	2.21/2.44	2.17/2.37	2.15/2.32	2.12/2.22	2.10/2.18
300	2.24/2.55	2.17/2.41	2.14/2.34	2.12/2.29	2.08/2.19	2.06/2.15
310	2.21/2.53	2.14/2.39	2.10/2.31	2.08/2.26	2.04/2.17	2.02/2.13
320	2.18/2.50	2.11/2.36	2.07/2.29	2.05/2.24	2.01/2.14	1.99/2.10
330	2.15/2.48	2.07/2.34	2.04/2.27	2.01/2.21	1.97/2.12	1.95/2.07
340	2.12/2.46	2.04/2.32	2.01/2.24	1.98/2.19	1.94/2.09	1.92/2.05
350	2.09/2.44	2.01/2.30	1.97/2.22	1.95/2.17	1.91/2.07	1.89/2.03

Figura 44 – Fator de Erosão, com presença de bermas de betão e sem barras de transferência de carga (CPCA, 1984)

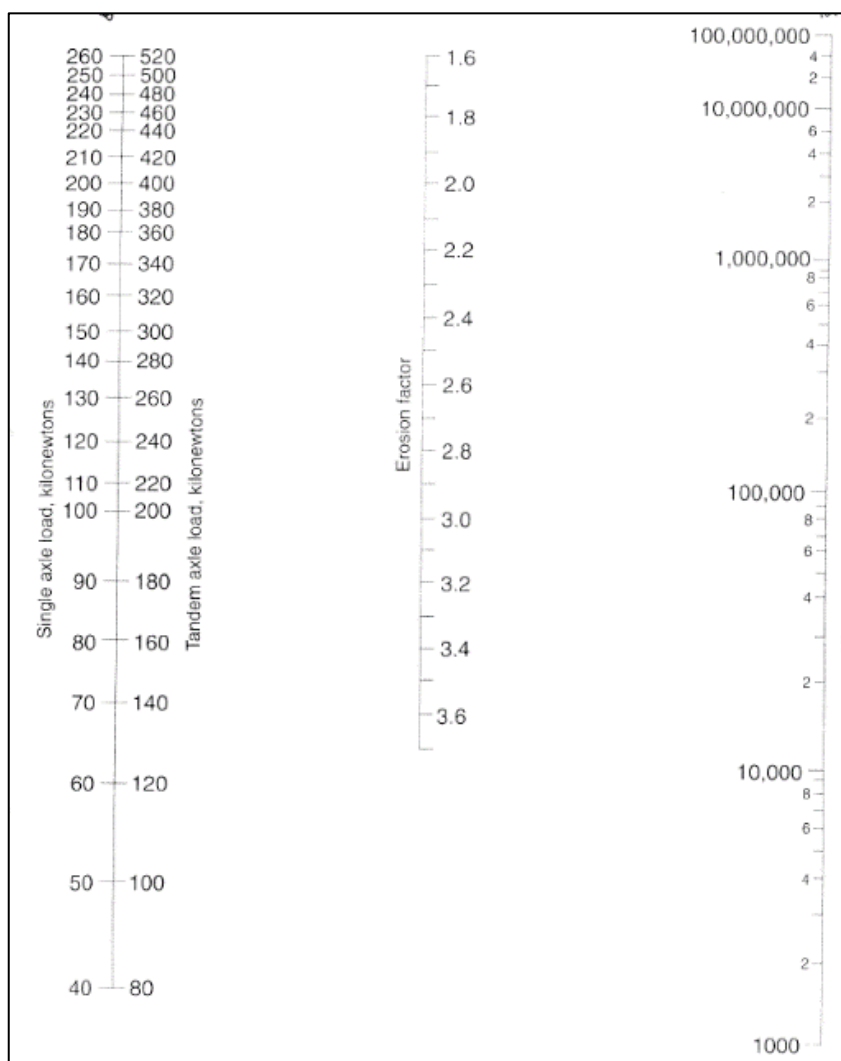


Figura 45 – Ábaco para a determinação do número de repetições admissíveis de cada eixo para a análise à erosão, com bermas de betão (CPCA, 1984)

Nos casos onde não existem barras de transferência de cargas, esta transferência dá-se pelo atrito dos agregados presentes nas juntas.

Também semelhante ao que se fez anteriormente, para garantir que o pavimento esteja bem dimensionado, é necessário que o somatório dos danos (relação entre o número de repetições previstas e o número de repetições admissíveis, expressa em percentagem) provocados por cada tipo de eixo analisado seja inferior a 100%. Todos estes dados serão integrados e aplicados na folha de cálculo que será apresentada à frente.



- Número previsto de repetições de cada tipo de eixo;
- Definição de uma espessura inicial da laje de betão (geralmente adota-se entre 20 a 25 cm, com intervalos de 1 cm);
- Cálculo da Tensão Equivalente:
  - Utilizando as tabelas das Figuras 36 e 37 determina-se a tensão equivalente, considerando se o pavimento tem ou não berma de betão para cada tipo de eixo. Este cálculo deve ter em conta a espessura da laje adotada e o módulo de reação global (k) do sistema fundação e sub-base, determinado através do ábaco presente na Figura 38;
  - Preenchem-se os campos [8] e [11] da folha de cálculo;
- Determinação dos Fatores de Erosão:
  - Utilizando as tabelas das Figuras 39, 40, 42 e 43 determina-se o fator de erosão em função do tipo de junta e de berma, de maneira semelhante ao processo anterior;
  - Preenchem-se os campos [10] e [13] da folha de cálculo;
- Cálculo dos Fatores de Tensão:
  - Para cada tipo de eixo, divide-se a Tensão Equivalente ([8] e [11]) pelo módulo de rotura do betão;
  - Preenchem-se os campos [9] e [12] da folha de cálculo;
- Determinação das repetições admissíveis na análise à fadiga:
  - Utilizando o Fator de Tensão e as cargas de cada eixo, determinam-se as repetições admissíveis na coluna [4], através do ábaco apresentado na Figura 38. Para eixos tandem triplo, as repetições admissíveis são determinadas considerando cada eixo como um terço da carga total, equivalente a três eixos simples;
- Determinação das repetições admissíveis na análise à erosão:
  - Utilizando o Fator de Erosão e as cargas de cada eixo, determinam-se as repetições admissíveis na coluna [6], através dos ábacos apresentados nas Figuras 41 e 44, conforme o pavimento inclua ou não berma de betão;
- Avaliação do consumo de fadiga e do dano por erosão:
  - Dividem-se as repetições previstas na coluna [3] pelas repetições admissíveis

### Capítulo 3

nas colunas [4] e [6], obtidos tanto da análise da fadiga como da erosão.

- Preenchem-se as colunas [5] e [7] da folha de cálculo, em percentagem;
- Verificação do cumprimento dos requisitos:
  - Somam-se os valores das colunas [5] e [7] individualmente, e verifica-se se a espessura escolhida satisfaz os requisitos, assegurando que as somas não ultrapassem os 100%;
- Reavaliação da espessura do pavimento:
  - Se a espessura escolhida não for suficiente, deve-se ajustar certos parâmetros, como aumentar a espessura ou seleccionar um tipo de betão mais resistente, e repetir os cálculos.

A Figura 47 representa um exemplo de uma folha de cálculo totalmente preenchida para o dimensionamento de um pavimento rígido.

Nome do Projeto		Opção B-2				
Espessura considerada	0,26	m			Juntas com BT	Sim <input type="checkbox"/> Não <input checked="" type="checkbox"/>
Espessura da sub-base (ABGE)	0,20	m			Bermas em betão	Sim <input checked="" type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/>
Módulo de reação global (k)	49	MPa/m			Período de vida de projeto	20 Anos
Módulo de rotura do betão	4,5	MPa				
Fator de segurança de cargas (LSF)	1,2					

Eixos Simples						
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
Cargas por Eixo (kN)	Multiplicad a por LSF (kN)	Repetições Previstas	Análise à Fadiga		Análise à Erosão	
			Repetições Admissíveis	Percentagem de Fadiga	Repetições Admissíveis	Percentagem de Erosão
124,1	148,92	146000	Ilimitado	0,00	1500000	9,73
153,8	184,56	219000	2000000	10,95	300000	73,00
84,4	101,28	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
96,6	115,92	182500	Ilimitado	0,00	35000000	0,52

[8] Tensão Equivalente	1
[9] Fator de Tensão	0,22
[10] Fator de Erosão	2,31

Eixos Tandem						
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
Cargas por Eixo (kN)	Multiplicad a por LSF (kN)	Repetições Previstas	Análise à Fadiga		Análise à Erosão	
			Repetições Admissíveis	Percentagem de Fadiga	Repetições Admissíveis	Percentagem de Erosão
135,8	162,96	146000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
141,8	170,16	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
163,4	196,08	182500	Ilimitado	0,00	10000000	1,83

[11] Tensão Equivalente	0,88
[12] Fator de Tensão	0,20
[13] Fator de Erosão	2,49

Total		10,95%		85,08%
-------	--	--------	--	--------

Figura 47 – Exemplo detalhado do dimensionamento de um pavimento rígido

No capítulo seguinte será abordado o processo de análise estrutural de pavimentos rígidos utilizando duas abordagens distintas: a metodologia analítica de Westergaard e a metodologia numérica, com recurso ao *software* EverFE. Serão explicados os princípios relacionados com cada método, bem

como as etapas necessárias para calcular as tensões e deflexões no pavimento sob diferentes condições de carga.

# 4 Metodologias de Análise Estrutural

## 4.1 Introdução aos métodos de análise

Na análise estrutural de pavimentos rígidos, várias metodologias podem ser utilizadas para prever o comportamento das lajes de betão sob cargas aplicadas. É essencial entender o comportamento de uma infraestrutura rodoviária perante as solicitações ao longo da sua vida útil para o seu correto dimensionamento. Este processo tem sido alvo de estudo contínuo e aprofundado ao longo dos anos, levando ao desenvolvimento de diversas teorias, cada uma com características e aplicações específicas, adequadas à complexidade do problema e ao nível de precisão necessário.

As teorias desenvolvidas dão origem a modelos de resposta do pavimento, baseados em idealizações do comportamento da estrutura, possibilitando a análise dos efeitos das ações a que esta é submetida.

Na primeira metade do século XX, a única forma de resolver problemas de análise estrutural era adotar hipóteses simplificadas que permitissem a integração das equações diferenciais da teoria da elasticidade, as quais governavam o fenómeno em questão, considerando condições de geometria e solicitações simples (DOMINGOS, 2007). Exemplos destes casos são o modelo de Boussinesq e o modelo de Westergaard.

Para a análise estrutural, Westergaard formulou um conjunto de equações, condicionadas por várias restrições, baseadas no comportamento de placas apoiadas sobre uma fundação modelada por um sistema de molas. Apesar de ser das metodologias mais utilizadas, não representa realisticamente o comportamento dos solos devido à sua simplicidade.

Para realizar uma análise estrutural mais precisa, é necessário utilizar modelos teóricos que se aproximem mais da realidade. Com a evolução da tecnologia e, conseqüentemente, dos avanços dos estudos, desenvolveram-se modelos numéricos que poderiam fornecer informações mais detalhadas sobre o comportamento da estrutura. Estes modelos numéricos incluem o Método dos Elementos Finitos, que é a base da maioria dos softwares existentes para estes trabalhos, atualmente.

De modo a compreender melhor as diferenças entre estas metodologias, irá ser feita a explicação de cada uma, assim como a sua aplicação em alguns exemplos de pavimentos dimensionados anteriormente. Vão-se calcular as tensões e deformações através da teoria de Westergaard e através de um software denominado de EverFE.

## 4.2 Metodologia de Westergaard

### 4.2.1 Fundamentos do modelo de Westergaard

O modelo de análise estrutural de Westergaard foi oficialmente desenvolvido no início do século XX para o estudo de pavimentos rígidos, quando houve uma grande necessidade da sua aplicação em pavimentos rodoviários e aeroportuários. No primeiro estudo que o autor lançou, apresentou equações capazes de calcular os deslocamentos, tensões e momentos fletores em lajes de betão sujeitas a cargas pontuais.

Neste modelo, o pavimento é representado como uma laje apoiada em fundações elásticas, onde o solo é representado por molas distribuídas de forma contínua ao longo da superfície da laje. Este conceito baseia-se na hipótese de Winkler, que trata o solo como um material com um comportamento elasto-plástico, representado na Figura 49.

A teoria de Westergaard foi progressivamente evoluindo com o contributo de outros investigadores e do próprio autor. Atualmente faz parte das metodologias analíticas de dimensionamento e análise estrutural mais utilizadas pelos profissionais e é uma das bases de outros métodos.

No primeiro documento lançado por Westergaard (1927), as equações que foram apresentadas possibilitaram o cálculo das tensões máximas nas lajes de betão, considerando três condições de carregamento: no centro da laje, no canto e no bordo. A Figura 48 representa estes casos de carregamento.

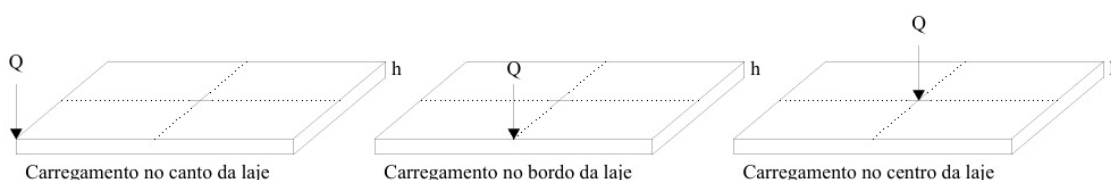


Figura 48 – Cenários de carregamento considerados no estudo de Westergaard

De acordo com (GONDIM, 2008), também foram apresentadas as principais suposições para o cálculo das tensões na laje de betão:

- A laje de betão comporta-se como um sólido homogéneo, isotrópico e elástico em equilíbrio;
- A reação da fundação é apenas vertical e proporcional à deflexão da laje. Esta reação da fundação por unidade de área em qualquer ponto é igual a uma constante  $k$  (módulo de reação da fundação), que é proporcional à deflexão nesse ponto;
- A espessura da laje de betão é uniforme;

- A carga no interior e no canto da laje é distribuída uniformemente sobre uma área circular de contacto;
- A carga na borda da laje é distribuída uniformemente sobre uma área semicircular de contacto, onde o diâmetro do semicírculo está alinhado com a borda da laje.

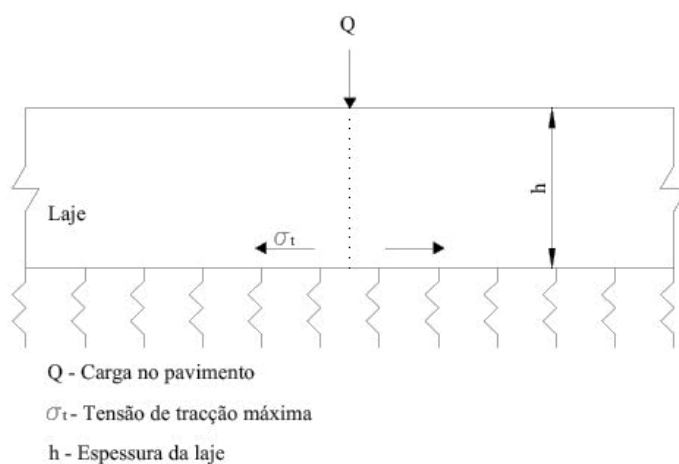


Figura 49 – Modelo de laje e fundação de Westergaard (adaptado de OLIVEIRA, 2000)

Para a utilização destas equações, é necessário compreender o comportamento da laje de betão face a estas cargas. Dois parâmetros essenciais nesta análise são o raio de rigidez relativa ( $l$ ) e o raio equivalente da área de distribuição de pressão ( $b$ ), que permitem avaliar a distribuição das tensões na laje e o efeito da fundação subjacente.

A fundação oferece um certo grau de resistência à deflexão da laje, e a deformação da fundação é igual à deflexão da laje. Por isso, a deflexão da laje torna-se uma medida direta da magnitude da pressão exercida sobre a fundação (Westergaard, 1927). A resistência à deformação depende tanto da rigidez do meio de suporte como da rigidez à flexão da laje. Estas características levaram a Westergaard definir o conceito de raio de rigidez relativa.

O raio de rigidez relativa ( $l$ ) corresponde à distância entre o ponto onde a carga é aplicada e o ponto onde o momento é nulo, conforme ilustrado na Figura 50. De acordo com as condições estabelecidas por Westergaard, o raio de rigidez relativa é calculado pela seguinte fórmula:

$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12k(1-\mu^2)}} \quad (4)$$

Onde:

- $E$  – Módulo de elasticidade do betão (MPa);
- $h$  – Espessura da laje de betão (m);

- $\mu$  – Coeficiente de Poisson da laje de betão;
- $k$  – Coeficiente de recalque da fundação (MPa/m).

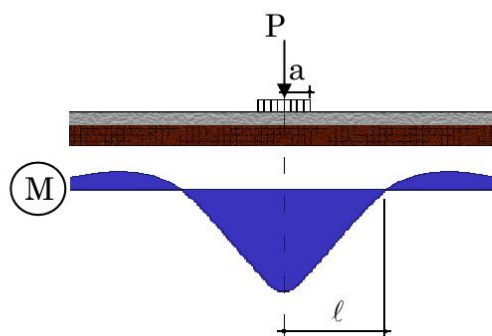


Figura 50 – Representação do diagrama de momentos e do raio de rigidez relativo (adaptado de OLIVEIRA, 2000)

O coeficiente de Poisson é uma propriedade mecânica dos materiais que descreve a relação entre a deformação lateral e a deformação longitudinal quando o material é sujeito a tensão de tração, por exemplo.

Westergaard (1927) também considerou que a carga da roda se concentra numa pequena área do pavimento, mas a área efetiva do pavimento que resiste ao momento fletor causado por essa carga pode ser maior do que a área de contacto do pneu. O momento fletor máximo ocorre sob a área carregada e atua radialmente em todas as direções. Esta área do pavimento, que resiste ao momento fletor devido à carga de uma roda, é conhecida como raio equivalente da área de distribuição de pressão ( $b$ ), dado pelas seguintes expressões:

$$b = a \quad \text{se } a \geq 1,724h \quad (5)$$

$$b = \sqrt{1,6a^2 + h^2} \quad \text{se } a < 1,724h \quad (6)$$

Onde:

- $a$  – Raio circular do pneumático (m);
- $h$  – Espessura da laje de betão (m).

O módulo de reação da fundação, ou coeficiente de recalque ( $k$ ), também é um parâmetro importante a ter em consideração neste tipo de análise. Como foi dito anteriormente, é possível obter os valores do coeficiente através de ensaios que, apesar de morosos, mostram-se essenciais para uma análise mais rigorosa do comportamento da fundação.

Para este trabalho vão-se utilizar os valores de k que foram obtidos no capítulo anterior, que representam o coeficiente de recalque do conjunto fundação e sub-base.

## 4.2.2 Equações de Westergaard para pavimentos rígidos

### 4.2.2.1 Tensões devido ao tráfego

De acordo com GONDIM (2008), as fórmulas de Westergaard são aplicáveis apenas a uma placa infinita, isto é, com o comprimento muito maior do que a largura, com carga de eixo simples aplicada próxima ao canto, no interior da placa a uma distância considerável de qualquer borda, e perto da borda e longe de qualquer canto.

Como foi referido anteriormente, estas equações mudaram várias vezes ao longo do tempo, devido à evolução dos estudos que se fizeram. Esta evolução deu-se com a evolução de outros métodos, como o método dos elementos finitos e o método das diferenças finitas. Com isto, Westergaard baseou as suas equações em outras que já tinham surgido.

Segundo GONDIM (2008) a primeira expressão a ser utilizada em projeto de pavimentos deve-se a uma carga concentrada aplicada no canto da placa de betão. Quando uma carga é aplicada no canto, a tensão na placa é simétrica em relação à diagonal. Para uma secção transversal a uma distância “x” do canto, o momento de flexão é “Px” e a largura da secção é “2x”. Ao ignorar o apoio da fundação e tratar a laje como uma viga em balanço, a tensão de tração no topo da laje é determinada pela seguinte expressão:

$$\sigma_c = \frac{Px}{\frac{1}{6}(2x)h^2} = \frac{3P}{h^2} \quad (7)$$

Onde:

- P – Carga concentrada (kN);
- h – Espessura da laje de betão (m).

Westergaard (1926) aplicou o método de aproximações sucessivas e formulou as expressões (8) e (9), sendo que a última se trata da deflexão causada pela carga.

$$\sigma_c = \frac{3P}{h^2} \times \left[ 1 - \left( \frac{a\sqrt{2}}{l} \right)^{0,6} \right] \quad (8)$$

$$\delta_c = \frac{P}{kl^2} \times \left[ 1,1 - 0,88 \times \left( \frac{a\sqrt{2}}{l} \right) \right] \quad (9)$$

Onde:

- P – Carga concentrada (kN);
- h – Espessura da laje de betão (m);
- a – Raio da área de contacto do pneumático com o pavimento (m);
- l – Raio de rigidez relativa (m).
- k – Módulo de reação da fundação (MPa/m).

Para determinar a tensão de tração no interior de uma placa submetida a uma carga P distribuída uniformemente sobre uma área circular, Westergaard (1926) desenvolveu a sua primeira equação, aplicável a um carregamento com área circular de raio a. Também foi apresentada a equação de cálculo da deflexão na mesma zona.

$$\sigma_i = \frac{3(1 + \mu)P}{2\pi h^2} \times \left[ \ln\left(\frac{l}{b}\right) + 0,6159 \right] \quad (10)$$

$$\delta_l = \frac{P}{8kl^2} \times \left[ 1 + \left(\frac{1}{2\pi}\right) \times \left(\ln\left(\frac{a}{2l}\right) - 0,673\right) \times \left(\frac{a}{l}\right)^2 \right] \quad (11)$$

Onde:

- P – Carga concentrada (kN);
- $\mu$  – Coeficiente de Poisson da laje de betão;
- h – Espessura da laje de betão (m);
- a – Raio da área de contacto do pneumático com o pavimento (m);
- l – Raio de rigidez relativa (m);
- k – Módulo de reação da fundação (MPa/m).

Em relação à carga aplicada na borda da laje, Westergaard apresentou estudos em diversas ocasiões. Segundo GONDIM (2008), em 1926, ele considerou uma carga semicircular uniformemente distribuída com raio a. Em 1948, ele propôs soluções mais generalizadas para cargas com área de contacto elíptica e semi-elíptica, definindo os comprimentos dos semieixos principal e secundário da elipse, o que permitiu adaptar as equações para áreas circulares de contacto. Com base nessas análises, foram desenvolvidas as seguintes equações:

$$\sigma_b = \frac{3(1 + \mu)P}{\pi(3 + \mu)h^2} \times \left[ \ln \left( \frac{Eh^3}{100ka^4} \right) + 1,84 - \frac{4\mu}{3} + \frac{1 - \mu}{2} + \frac{1,18(1 + 2\mu)a}{l} \right] \quad (12)$$

$$\delta_b = \frac{P(2 + 1,2\mu)^{0,5}}{(Eh^3k)^{0,5}} \times \left[ 1 - \frac{(0,76 + 0,4\mu)a}{l} \right] \quad (13)$$

Onde:

- P – Carga concentrada (kN);
- $\mu$  – Coeficiente de Poisson da laje de betão;
- h – Espessura da laje de betão (m);
- E – Módulo de elasticidade do betão (MPa);
- a – Raio da área de contacto do pneumático com o pavimento (m);
- l – Raio de rigidez relativa (m);
- k – Módulo de reação da fundação (MPa/m).

Será também necessária a consideração pelos rodados duplos. As equações anteriores apenas se aplicam a rodados individuais de área de contacto circular.

De acordo com GONDIM (2008), quando uma carga é aplicada sobre um conjunto de rodas duplas, é necessário convertê-las a uma área circular. Se a carga total for a mesma, mas a área de contacto do círculo for equivalente à dos dois pneus, os valores de tensões e deflexão serão demasiado elevados. Assim, para uma determinada carga total, é necessário considerar uma área circular significativamente maior.

Para os rodados duplos, os estudos feitos por Huang (2004) mostram a conversão destes rodados para uma área de contacto do pneu circular individual. Segundo o autor, o raio da área de contacto pode ser determinado através da seguinte expressão:

$$a = \sqrt{\frac{0,8521P_d}{q\pi} + \frac{S_d}{\pi} \left( \frac{P_d}{0,5227q} \right)^{1/2}} \quad (14)$$

Onde:

- $P_d$  – Carga concentrada de um pneumático (kN);
- q – Pressão de contacto do pneumático (Pressão do pneumático) (kPa);

- $S_d$  – Espaçamento entre os dois pneumáticos (m).

Para efeitos deste estudo, considerou-se um valor de 300 mm para o espaçamento entre os dois pneus.

#### 4.2.2.2 Tensões devido ao empenamento térmico

Como foi já referido no Capítulo 2, as variações de temperatura fazem com que as lajes que constituem o pavimento rígido se deformem, alterando o estado de tensões e a condição de contacto entre a laje e a fundação. À medida que a temperatura varia ao longo do dia, a sua distribuição ao longo do perfil da laje também se modifica, o que resulta em diferenças de temperatura entre a superfície e a base da laje.

Durante o dia, com a temperatura na superfície da laje sendo superior à da base, a parte superior tende a expandir-se em relação à linha neutra, enquanto a base contrai-se. No entanto, o peso da própria laje limita essas variações, criando tensões de compressão na superfície e de tração na base. Já à noite, quando a temperatura da superfície é inferior à da base, a superfície contrai-se, originando tensões de tração na parte superior e de compressão na base. Este fenómeno está representado na Figura 51.

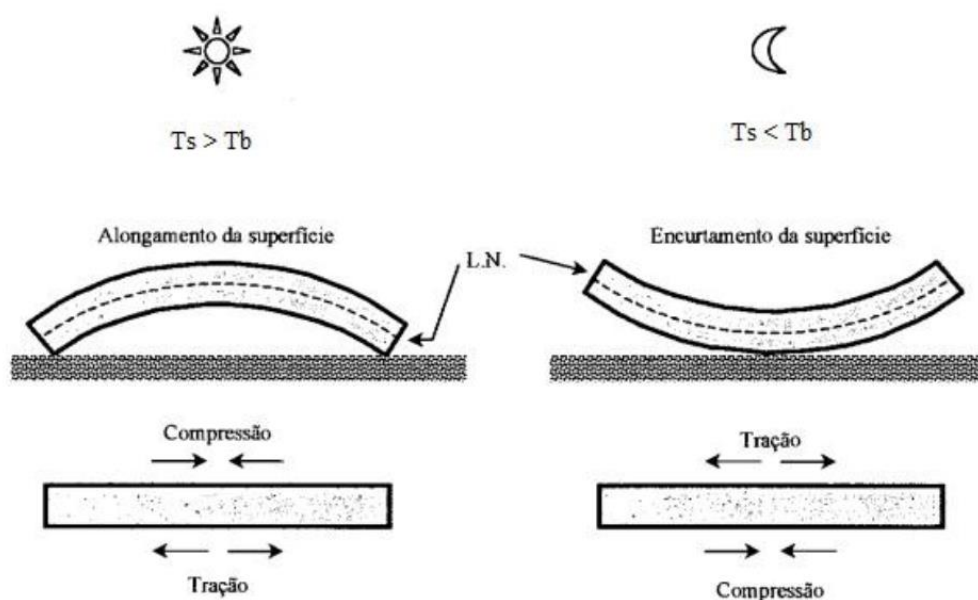


Figura 51 – Empenamento causado pelo gradiente térmico (ALMEIDA, 2019)

De acordo com ALMEIDA (2019), nos primeiros estudos de Westergaard (1927), baseados na teoria das placas, foram consideradas as variações de temperatura e os seus efeitos ao longo de toda a extensão da laje. O autor fez várias suposições importantes para a análise do comportamento da estrutura, resultante dessas variações térmicas. As principais considerações utilizadas nessa análise foram:

- Distribuição de temperatura constante ao longo do plano (x,y) e linear na direção vertical (z) através da espessura da placa;
- Contacto pleno sem aderência entre a fundação e a placa;
- Consideração de apenas uma laje na estrutura do pavimento;
- A laje é infinita em pelo menos uma direção.

De acordo com GONDIM (2008), quando ocorre flexão nas direções x e y, como no caso do empenamento causado pela temperatura, as tensões em ambas as direções devem ser combinadas para calcular a tensão total. A tensão máxima numa laje infinita devido ao empenamento térmico pode ser determinada assumindo que a laje está completamente restringida nas direções x e y.

Para uma laje com dimensões finitas, com um comprimento  $L_x$  e uma largura  $L_y$ , como ilustrado na Figura 52, a tensão total nas direções x e y pode ser calculada utilizando as equações (15) e (16) respetivamente.

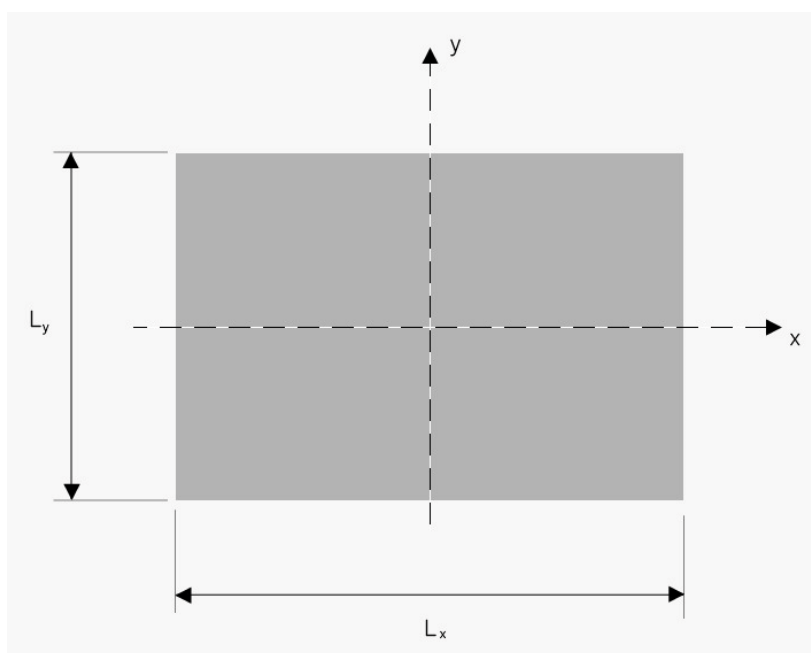


Figura 52 – Representação de uma laje com dimensões finitas

$$\sigma_x = \frac{E\alpha_t\Delta_t}{2(1-\mu^2)}(C_x + \mu C_y) \quad (15)$$

$$\sigma_y = \frac{E\alpha_t\Delta_t}{2(1-\mu^2)}(C_y + \mu C_x) \quad (16)$$

Onde:

- E – Módulo de elasticidade do betão (MPa);
- $\alpha_t$  – Coeficiente de expansão térmica do betão;
- $\Delta t$  – Diferença de temperatura entre a superfície e a base da laje (°C);
- $\mu$  – Coeficiente de Poisson da laje de betão;
- $C_x$  – Tensão na direção x;
- $C_y$  – Tensão na direção y.

Segundo GONDIM (2008), foi desenvolvido por Bradbury (1938) um ábaco para a determinação dos valores de  $C_x$  e  $C_y$ , em função das dimensões da laje e do raio de rigidez relativa (Figura 53). Com isto, as equações podem ser alteradas, e a determinação das tensões na borda e no centro da placa podem ser determinadas, respetivamente, da seguinte maneira:

$$\sigma = \frac{C_x E \alpha_t \Delta t}{2} \quad (17)$$

$$\sigma = \frac{E \alpha_t \Delta t}{2} \left( \frac{C_x + \mu C_y}{1 - \mu^2} \right) \quad (18)$$

Onde:

- E – Módulo de elasticidade do betão (MPa);
- $\alpha_t$  – Coeficiente de expansão térmica do betão;
- $\Delta t$  – Diferença de temperatura entre a superfície e a base da laje (°C);
- $\mu$  – Coeficiente de Poisson da laje de betão;
- $C_x$  – Tensão na direção x;
- $C_y$  – Tensão na direção y.

Conhecendo as dimensões do comprimento e da largura da laje, é possível considerar  $C_x$  e  $C_y$  como fatores de correção, em função de  $L_x/l$  e  $L_y/l$ , sendo  $l$  o raio de rigidez relativa já explicado anteriormente (expressão (4)).

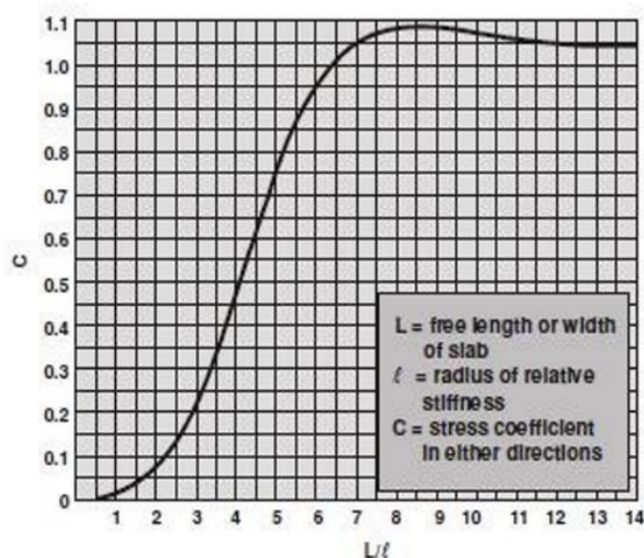


Figura 53 – Fator de correção de tensão (adaptado de HUANG, 2004)

### 4.3 Metodologia numérica

Para se realizar uma análise estrutural mais exata, é necessário empregar modelos mais próximos da realidade, com o uso de softwares computacionais capazes de simular a geometria e os parâmetros mecânicos da estrutura em estudo. Estes modelos denominam-se de modelos numéricos ou matemáticos.

Entre os métodos utilizados nesses modelos numéricos, destaca-se o método dos elementos finitos, que é dos mais utilizados em qualquer tipo de análise estrutural. Este método baseia-se na discretização de um meio contínuo, subdividindo-o em pequenos elementos, nos quais são preservadas as propriedades do material original. A subdivisão pode ser feita de forma tão detalhada quanto necessário, dependendo do nível de precisão desejado nos resultados.

Este método consegue integrar um maior número de variáveis que são necessárias a ter em conta, algo que o método anterior utilizado não conseguia, entre as quais:

- Consideração de placas de dimensões finitas;
- Caracterização de um maior número de cargas induzidas pelos veículos;
- Consideração de barras de transferência ou outros elementos que afetem o comportamento estrutural da estrutura do pavimento;
- A existência de placas vizinhas à placa que está a ser analisada.

Com a constante evolução tecnológica e a evolução dos computadores, surgiram softwares

especializados que empregam principalmente o método dos elementos finitos para realizar análises estruturais, através de modelos bidimensionais ou tridimensionais.

Existem vários *softwares* baseados neste método que foram desenvolvidos para realizar análises estruturais em qualquer tipo de estruturas com elevada precisão. Entre os softwares mais conhecidos e muito utilizados estão o SAP2000, o ADINA, e o Robot Structural Analysis. No entanto, estes programas apresentam modelações tridimensionais, onde a geração de modelos pode ser demorada e a extração de resultados torna-se mais morosa.

Para além disso, a modelação de lajes de pavimentos rígidos apoiadas diretamente em fundações térreas exige considerações específicas, como a interação entre o pavimento e a fundação, gradientes térmicos e cargas não convencionais. Softwares como o EverFE, KENSLABS, JSLAB e DIPLOMAT foram desenvolvidos especificamente para este tipo de análises estruturais. Estes softwares são bastante utilizados em análises bidimensionais de pavimentos, sem os desafios computacionais que os programas de uso geral podem apresentar.

Neste trabalho será utilizado o EverFE, desenvolvido pelo Prof. Bill Davids, da Universidade de Maine (EUA). O EverFE é um software de elementos finitos especialmente concebido para a análise de pavimentos rígidos de betão. Este programa permite a modelação de lajes de betão tendo em conta fatores essenciais para uma análise mais próxima à realidade, como a interação entre as lajes e a fundação, a presença de barras de transferência e o impacto de diferentes condições de carregamento e gradientes térmicos. Para além de ser um programa que se pode obter de forma gratuita, é relativamente mais intuitivo e fácil de utilizar em comparação com os outros programas referidos acima.

#### **4.3.1 Funcionamento do *software* utilizado**

O EverFE é um software de análise tridimensional que utiliza o método dos elementos finitos para simular o comportamento de pavimentos rígidos face às cargas de tráfego e às variações de temperatura. Originalmente desenvolvido na Universidade de Washington, EUA, pelo Prof. Bill Davids, o programa tem sido alvo de atualizações contínuas. Neste estudo, recorreu-se à versão mais recente, EverFE 2.26.

De modo a entender o funcionamento deste programa, recorreu-se ao manual teórico do mesmo e ao artigo lançado pelo Prof. Bill Davids aquando do lançamento do programa (DAVIDS, 1998).

De acordo com o manual do programa, o EverFE utiliza cinco tipos de componentes para simular sistemas de pavimentos (Figura 54). A laje e a camada de base elástica são discretizadas com elementos sólidos quadráticos de 20 nós, contendo três componentes de deflexão em cada nó. A fundação, representada como um meio líquido denso, é modelada com elementos quadráticos de 8 nós. A interação entre a laje e a base, além do travamento de agregados nas juntas transversais, são simulados através de elementos de interface

quadráticos de 16 nós. As barras de transferência de carga e as barras de amarração são modeladas com elementos flexíveis embutidos de 3 nós, enquanto a transferência do esforço de corte é feita com elementos de feixe de corte de 2 nós.

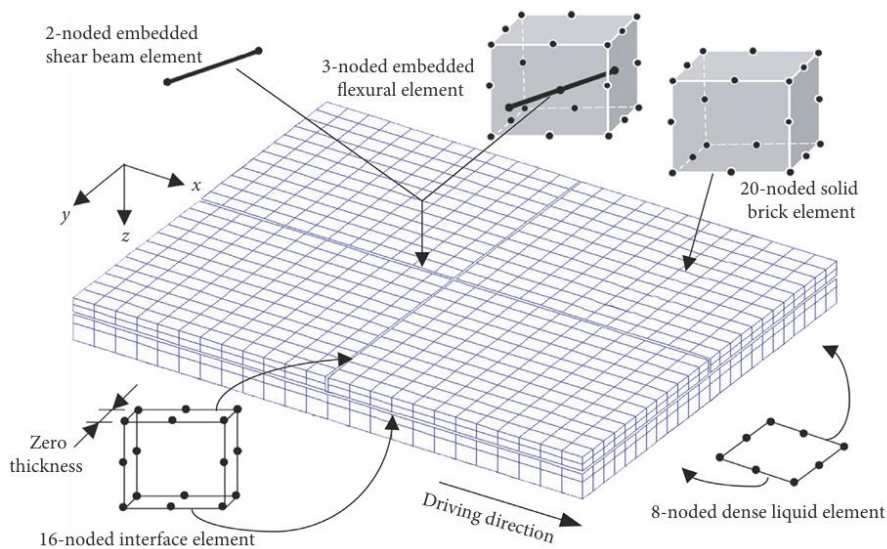


Figura 54 – Representação dos vários elementos considerados no EverFE (SHABAN, 2020)

O EverFE adapta as suas condições de fronteira padrão dependendo da presença ou ausência de uma camada de base elástica no modelo:

- A presença de uma camada de base limita os movimentos da laje nas direções  $x$  e  $y$ , enquanto o limite na direção  $z$  é assegurada pelo contacto com a base. O controlo do movimento do corpo rígido da base é feito ao limitar o deslocamento nas direções  $x$  e  $y$  de um nó na face  $x$ , e ao restringir o deslocamento na direção  $x$  de um segundo nó na mesma face.
- Caso as lajes sejam modeladas diretamente sobre uma fundação de líquido denso, sem a necessidade de uma camada de base, cada laje tem os seus deslocamentos limitados nas direções  $x$  e  $y$  no nós na face  $x$ , e os deslocamentos na direção  $x$  são restringidos num segundo nó, para prevenir o deslocamento do corpo rígido da laje. A fundação de líquido denso garante o suporte vertical, além de fornecer a limitação na direção  $z$  para todo o sistema.

### 4.3.2 Parâmetros principais do fundamento da modelação

A configuração padrão no EverFE utiliza uma laje de uma camada, sendo possível adicionar até três camadas de base elástica. Assume-se que cada uma dessas camadas está perfeitamente colada à camada adjacente, com a possibilidade de a camada superior não estar aderida à laje. A fundação é modelada como um meio líquido denso, sem capacidade de tensão ou com capacidade de suporte de tensões. Na Figura 55 é possível verificar a interface inicial ao abrir o programa. Nesta janela, é possível modificar a geometria das lajes que se pretende analisar,

assim como o número de filas e colunas de placas, podendo ir até um máximo de 3 placas por fila e coluna.

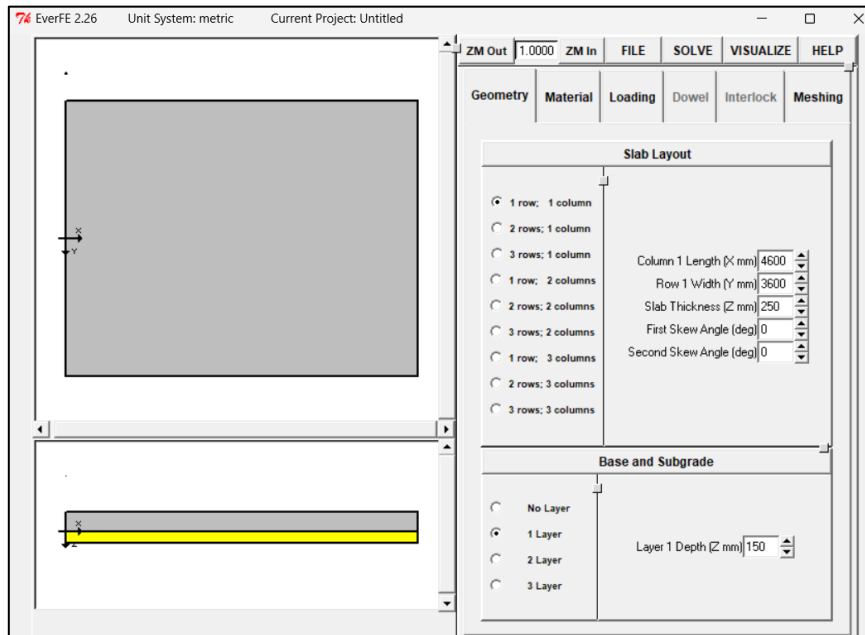


Figura 55 – Interface inicial do programa EverFE

A Figura 56 refere-se à janela de configuração dos materiais constituintes das camadas e das barras presentes. Nesta janela é possível definir vários parâmetros, como o módulo de elasticidade de cada camada e das barras de transferência, os respectivos coeficientes de Poisson e a densidade do material. Também é possível definir o valor do módulo de reação  $k$  da fundação.

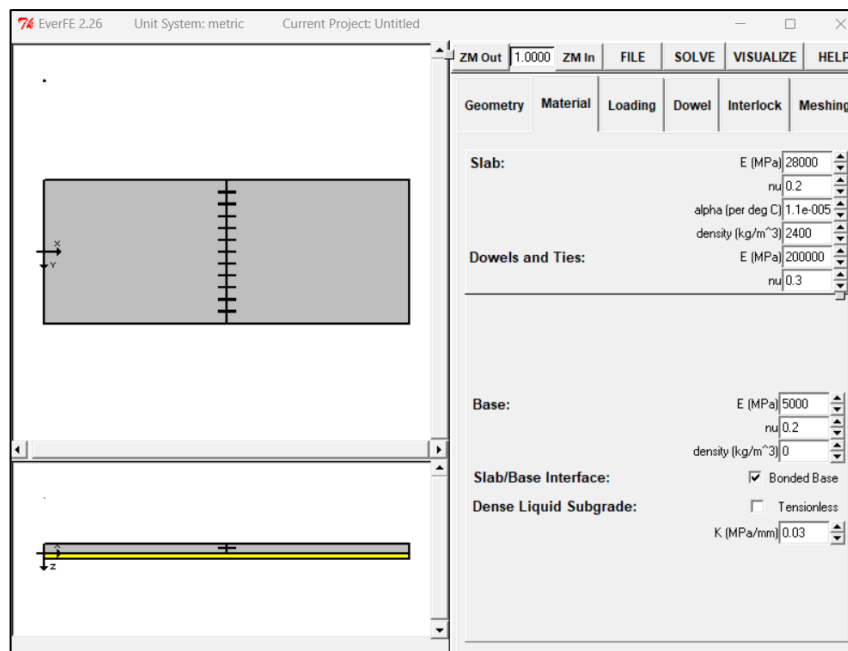


Figura 56 – Interface da configuração mecânica dos materiais

No EverFE, algumas combinações de eixos frequentemente utilizadas já estão integradas, como a roda simples, eixo simples de roda simples e dupla, e tandem de roda simples e dupla. Para cada combinação de eixo, é possível ajustar os parâmetros de carga de acordo com a área de contacto, o espaçamento entre rodas duplas, o espaçamento do tandem e a distância entre os centros dos dois conjuntos de rodas duplas. A pressão de contacto é automaticamente calculada com base na área de contacto e no peso do eixo. Também é possível definir a temperatura no topo e na base da laje, de modo a considerar o efeito do gradiente térmico. A Figura 57 mostra a interface da configuração destes efeitos.

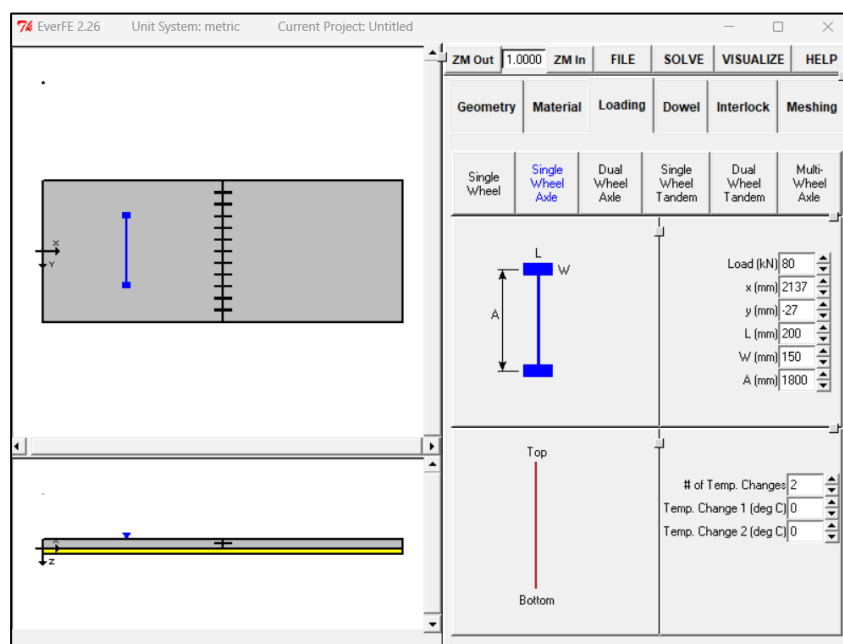


Figura 57 – Interface da configuração das cargas e temperatura nas faces da laje

Nas juntas, é possível simular os efeitos da transferência das cargas, tanto linear como não linear. O software utiliza dois tipos de elementos para discretizar as barras de transferência de carga e as barras de amarração, permitindo modelar a folga e o desalinhamento das barras de transferência. No modelo numérico, cada barra pode ser posicionada de forma precisa nas juntas transversais. Na Figura 58, é possível ver o menu de configuração destas barras.

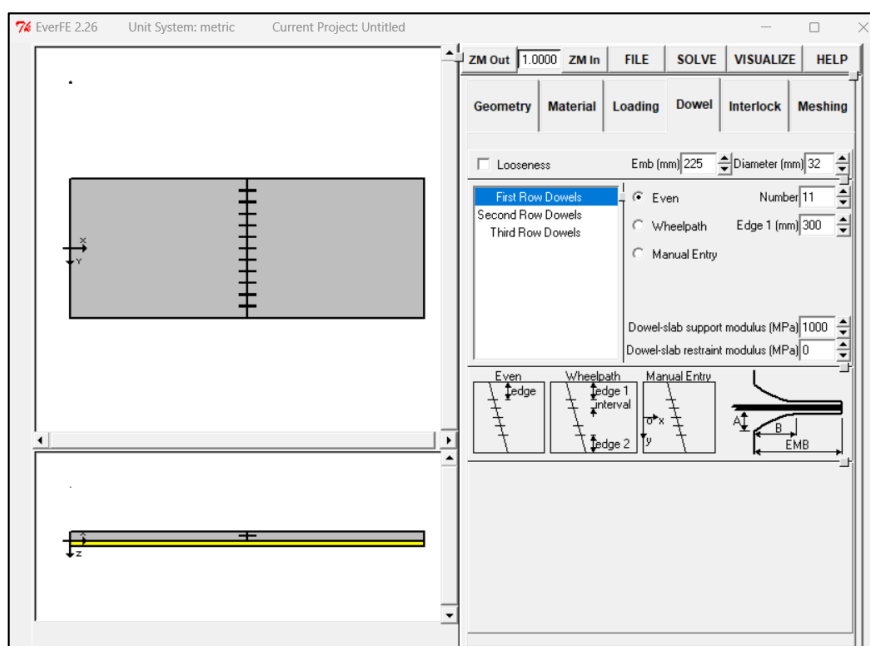


Figura 58 – Interface de configuração das barras de transferência

Para simular as interações entre lajes adjacentes numa junta, seja por meio de barras de transferência ou barras de amarração, existem cenários utilizados na análise por elementos finitos: um elemento de viga conecta diretamente as duas lajes; um elemento de viga conecta as duas lajes utilizando elementos de mola. As representações destes cenários são visíveis na Figura 59.

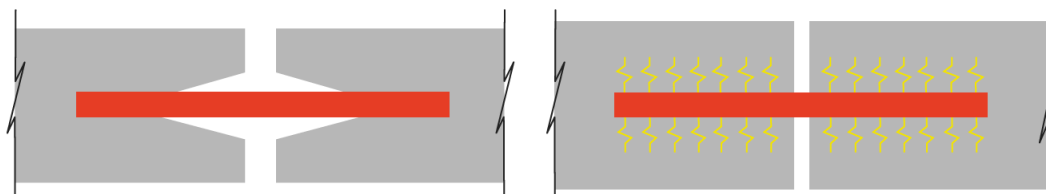


Figura 59 – Representação dos métodos para simular as interações entre lajes: elemento de viga (esquerda); elemento de viga e mola (direita) (GU, 2019)

De acordo com GU (2019), ao ter em conta a folga das barras de transferência, o primeiro método é ativado de forma automática. Os componentes flexíveis embutidos estão diretamente conectados à laje de betão, com ambas as pontas encravadas, e as folgas são distribuídas de maneira simétrica em ambos os lados da junta, como ilustrado na figura acima (esquerda). Quando este método é ativado, o modelo torna-se não linear. No entanto, ao ativar o método combinado da ilustração (direito), a folga das barras não é levada em conta. Neste cenário, o modelo mantém-se linear, simplificando os cálculos.

A Figura 60 mostra o interface utilizado para configurar a malha de elementos finitos nas lajes. O programa divide as lajes de forma uniforme com base no número de elementos definidos

em cada uma das três direções. É importante garantir que a proporção entre o comprimento e a largura dos elementos seja inferior a 5. O número total de elemento que podem ser utilizados no EverFE é, em teoria, ilimitado, sendo o seu limite proporcionado pelas capacidades do computador.

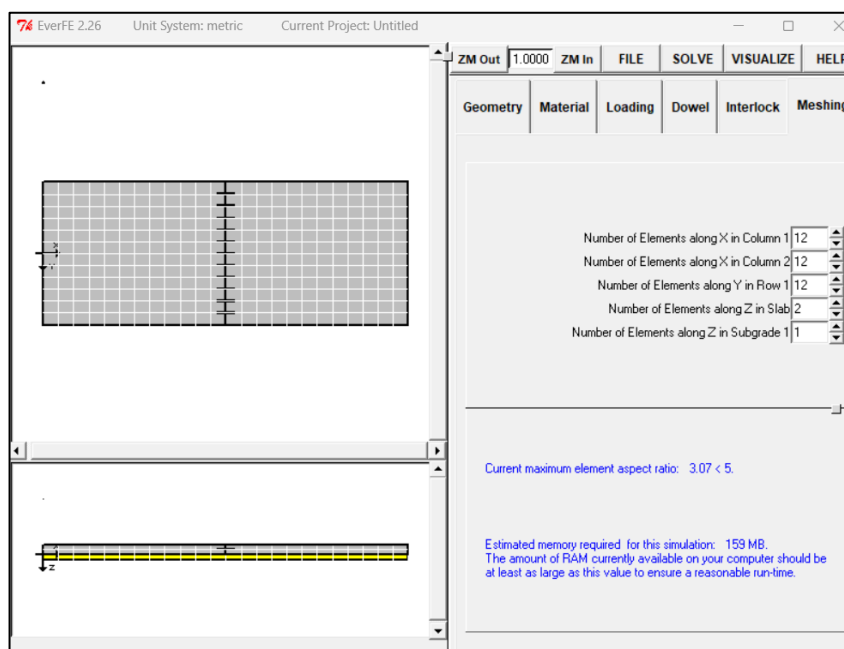


Figura 60 – Interface da configuração da malha dos elementos

No capítulo seguinte será apresentado um exemplo de dimensionamento utilizando a metodologia PCA (1984), aplicada à configuração D-4, que inclui pavimentos com bermas de betão, barras de transferência e uma sub-base de 15 cm de material tratado com ligante hidráulico. Posteriormente, será realizada uma análise estrutural baseada na metodologia de Westergaard, a fim de determinar as tensões provocadas pelas várias cargas consideradas no dimensionamento. A análise continuará com a utilização do método numérico EverFE, nos mesmos pontos de aplicação de carga considerados pela metodologia de Westergaard. No final, será feita uma comparação dos resultados das tensões entre as duas metodologias.



# 5 Exemplo de Dimensionamento e Análise Comparativa de Resultados

Neste capítulo, será apresentado um exemplo prático de dimensionamento de um pavimento rígido, com a metodologia PCA. Sendo que irão ser feitas várias opções de dimensionamento, os resultados irão ser apresentados no final com uma análise acerca dos vários fatores que influenciam o método.

Em seguida, será realizada uma análise estrutural utilizando a metodologia de Westergaard, como o objetivo de avaliar as tensões provocadas pelo tráfego e pelo gradiente térmico. Esta análise será aplicada ao pavimento dimensionado que irá ser apresentado, com as cargas aplicadas nas localizações da laje já referidas.

A análise estrutural será repetida, utilizando o método numérico já apresentado, com o auxílio do software EverFE. A modelação numérica será feita com uma aproximação à realidade mais detalhada, e as cargas atuantes irão ser aplicadas nos mesmos pontos considerados na metodologia anterior, para possibilitar uma comparação dos valores.

Por fim, será feita uma análise comparativa dos resultados obtidos entre as duas metodologias. O objetivo desta análise é identificar possíveis discrepâncias entre os dois métodos, e destacar as vantagens e limitações que cada um apresenta.

## 5.1 Dimensionamento do Pavimento PCA (1984)

Serão consideradas as quatro configurações de pavimentos que estão presentes no manual, de modo a avaliar a influência das barras de transferência e da presença ou ausência de berma de betão. O único parâmetro variável neste estudo será o tipo de sub-base, que vai permitir a análise de diferentes cenários e a avaliação de como esta camada influencia o desempenho global do pavimento.

O objetivo será determinar como estas variáveis impactam o dimensionamento, mantendo constantes os outros parâmetros como o módulo de resistência da fundação, o módulo de rotura do betão, as cargas por eixo e as respetivas passagens.

Os pavimentos a serem dimensionados estão numerados da seguinte forma:

- Opção A: sem barras de transferência e sem berma de betão;
- Opção B: sem barras de transferência e com berma de betão;
- Opção C: com barras de transferência e sem berma de betão;
- Opção D: com barras de transferência e com berma de betão.

## Exemplo de Dimensionamento de Análise Comparativa de Resultados

As sub-bases que vão ser utilizadas são:

- Opção 1: 15 cm de agregado britado de granulometria extensa (ABGE);
- Opção 2: 20 cm de agregado britado de granulometria extensa (ABGE);
- Opção 3: 10 cm de material tratado com ligante hidráulico (ABGEC);
- Opção 4: 15 cm de material tratado com ligante hidráulico (ABGEC);

Com a combinação destas opções vai-se chegar ao resultado de vinte pavimentos rígidos dimensionados. Um dos exemplos será detalhado passo a passo, enquanto os resultados dos outros casos serão apresentados de forma comparativa. A Tabela 9 apresenta todas as opções com as respetivas características.

Tabela 9 – Configurações dos vários pavimentos dimensionados

Opção	Berma de betão	Barras de transferência	Espessura (cm) e material da sub-base
A-1	Não	Não	15 cm de ABGE
A-2	Não	Não	20 cm de ABGE
A-3	Não	Não	10 cm de material tratado com ligante hidráulico
A-4	Não	Não	15 cm de material tratado com ligante hidráulico
B-1	Sim	Não	15 cm de ABGE
B-2	Sim	Não	20 cm de ABGE
B-3	Sim	Não	10 cm de material tratado com ligante hidráulico
B-4	Sim	Não	15 cm de material tratado com ligante hidráulico
C-1	Não	Sim	15 cm de ABGE
C-2	Não	Sim	20 cm de ABGE
C-3	Não	Sim	10 cm de material tratado com ligante hidráulico
C-4	Não	Sim	15 cm de material tratado com ligante hidráulico
D-1	Sim	Sim	15 cm de ABGE
D-2	Sim	Sim	20 cm de ABGE
D-3	Sim	Sim	10 cm de material tratado com ligante hidráulico
D-4	Sim	Sim	15 cm de material tratado com ligante hidráulico

### 5.1.1 Parâmetros iniciais para o dimensionamento

Antes de iniciar o processo de dimensionamento, é importante definir os parâmetros que serão mantidos constantes em todos os exemplos. Os valores que se seguem servem apenas de exemplo para o trabalho que será feito e não se trata de nenhum caso real.

O primeiro dado considerado será o módulo de resistência da fundação. Como foi dito anteriormente, com o conhecimento do valor de CBR do solo de fundação, é possível estimar o valor do coeficiente de recalque  $k$  através do ábaco da Figura 33. Portanto, vai-se considerar um valor de CBR de 5%.

De seguida é necessário definir uma espessura inicial da laje de betão e a sua resistência à flexão traduzida pelo módulo de rotura  $MR$ . O manual utilizado da CPCA (1984) recomenda adotar uma espessura inicial entre 20 e 25 cm. Então, vai-se considerar uma espessura inicial para todas as estruturas dimensionadas de 22 cm e um módulo de rotura de 4,5 MPa, sendo o mais utilizado geralmente. A espessura poderá ser aumentada de acordo com as verificações feitas nos critérios de fadiga e da erosão.

Este exemplo será aplicado a um complexo logístico, onde as contagens das passagens diárias dos veículos já foram previamente estabelecidas. Assim, não há necessidade de considerar um crescimento anual no tráfego, pois os volumes de tráfego são constantes ao longo do tempo. Como foi dito anteriormente, os dados do tráfego requerem estudos específicos e dedicados a uma determinada região. Por isso, os dados considerados neste exemplo serão simples e diretos.

A Tabela 10 apresenta a categoria dos veículos considerados que irão passar no troço do pavimento dimensionado, bem como as suas passagens diárias e as passagens previstas para um período de projeto de 20 anos. As informações acerca das cargas de cada eixo estão presentes em anexo.

Tabela 10 – Dados de exemplo das passagens do tráfego

<b>Categoria do veículo</b>	<b>Passagens (diárias)</b>	<b>Passagens (20 anos)</b>
F3	20	146000
H2	30	219000
I2	25	182500

Vai-se considerar que o pavimento será aplicado numa autoestrada com tráfego pesado intenso, por isso o fator de segurança para as cargas (LSF) terá um valor de 1,2. Para majorar a carga, será necessário multiplicar a carga de cada eixo pelo valor de LSF.

### 5.1.2 Exemplo detalhado de dimensionamento

O objetivo será fazer o dimensionamento de um pavimento com bermas de betão e barras de transferência de carga, para um período de projeto de 20 anos. Para a sub-base escolheu-se a Opção 4, que se trata de uma sub-base de 15 cm de material tratado com ligante hidráulico.

Exemplo de Dimensionamento de Análise Comparativa de Resultados

De acordo com a numeração das opções, pode-se denominar este projeto de D-4.

O primeiro passo consiste em definir o módulo de reação (k) do apoio da laje, que inclui o conjunto fundação e sub-base. Com um valor de CBR de 5% para a fundação, estima-se que o módulo de reação seja de 36 MPa/m, conforme indicado no ábaco da Figura 33. Considerando que a sub-base é constituída por material tratado com ligante hidráulico com 15 cm de espessura, o valor do módulo de reação global é obtido através de interpolação com a Tabela 6, resultando num valor de 120 MPa/m.

O próximo passo é definir a espessura inicial da laje de betão, que será de 22 cm, conforme indicado anteriormente. A resistência à flexão, traduzida pelo módulo de rotura do betão (MR), será de 4,5 MPa.

Com os dados obtidos até agora, é possível preencher os espaços do topo da folha de cálculo. Também com os dados do tráfego já definidos, e a escolha do fator de segurança para as cargas (LSF), pode-se preencher as colunas [1], [2] e [3], como mostra a Figura 61.

<b>Nome do Projeto</b>		Opção D-4					
Espessura da laje	0,22	m	Juntas com BT		Sim	X	Não
Espessura da sub-base (Tratado c/ LH)	0,15	m	Bermas em betão		Sim	X	Não
Módulo de reação global (k)	120	MPa/m	Período de vida de projeto		20	Anos	
Módulo de rotura do betão	4,5	MPa					
Fator de segurança de cargas (LSF)	1,2						

<b>Eixos Simples</b>						
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
Cargas por Eixo (kN)	Multiplicad a por LSF (kN)	Repetições Previstas	Análise à Fadiga		Análise à Erosão	
			Repetições Admissíveis	Porcentagem de Fadiga	Repetições Admissíveis	Porcentagem de Erosão
124,1	148,92	146000				
153,8	184,56	219000				
84,4	101,28	219000				
96,6	115,92	182500				

[8] Tensão Equivalente	
[9] Fator de Tensão	
[10] Fator de Erosão	

<b>Eixos Tandem</b>						
135,8	162,96	146000				
141,8	170,16	219000				
163,4	196,08	182500				

[11] Tensão Equivalente	
[12] Fator de Tensão	
[13] Fator de Erosão	

Total		0,00%	0,00%
-------	--	-------	-------

Figura 61 – Folha de cálculo com os espaços [1], [2] e [3] preenchidos

A partir deste ponto, inicia-se a análise à fadiga. Começa-se por determinar a Tensão Equivalente em função da espessura da laje adotada e do módulo de reação global da estrutura, através da tabela representada nas Figuras 36 e 37. Considerando a presença de berma de betão, utiliza-se a interpolação na tabela da Figura 37, resultando numa Tensão equivalente de 1,08 para eixos simples e de 0,91 para eixos duplos. Com estes valores, procede-se ao cálculo do Fator de Tensão, que é a relação entre a Tensão equivalente e o

Capítulo 5

módulo de rotura do betão, obtendo-se um valor de 0,24 para eixos simples e 0,20 para eixos duplos. Pode-se preencher os espaços [8], [9], [11] e [12] da folha de cálculo, como mostra a Figura 62.

<b>Nome do Projeto</b>		Opção D-4					
Espessura da laje	0,22	m	Juntas com BT		Sim	X	Não
Espessura da sub-base (Tratado c/ LH)	0,15	m	Bermas em betão		Sim	X	Não
Módulo de reação global (k)	120	MPa/m	Período de vida de projeto		20	Anos	
Módulo de rotura do betão	4,5	MPa					
Fator de segurança de cargas (LSF)	1,2						

<b>Eixos Simples</b>						
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
Cargas por Eixo (kN)	Multiplicad a por LSF (kN)	Repetições Previstas	Análise à Fadiga		Análise à Erosão	
			Repetições Admissíveis	Porcentagem de Fadiga	Repetições Admissíveis	Porcentagem de Erosão
124,1	148,92	146000				
153,8	184,56	219000				
84,4	101,28	219000				
96,6	115,92	182500				

[8] Tensão Equivalente	1,08
[9] Fator de Tensão	0,24
[10] Fator de Erosão	

<b>Eixos Tandem</b>						
135,8	162,96	146000				
141,8	170,16	219000				
163,4	196,08	182500				

[11] Tensão Equivalente	0,91
[12] Fator de Tensão	0,20
[13] Fator de Erosão	

Total	0,00%	0,00%
-------	-------	-------

Figura 62 – Folha de cálculo com os espaços [8], [9], [11] e [12] preenchidos

Após o cálculo destes parâmetros, e com o auxílio do ábaco presente na Figura 63, é possível determinar o número de passagens admissíveis de cada eixo e preencher a coluna [4]. A seguinte figura demonstra a utilização do ábaco, onde as linhas vermelhas referem-se às cargas dos eixos simples e as verdes às cargas dos eixos duplos.

Ao dividir os valores da coluna [3] pelos da [4] determina-se o dano percentual que cada eixo irá provocar na estrutura do pavimento ao longo da sua vida. No fim, faz-se o somatório do dano.

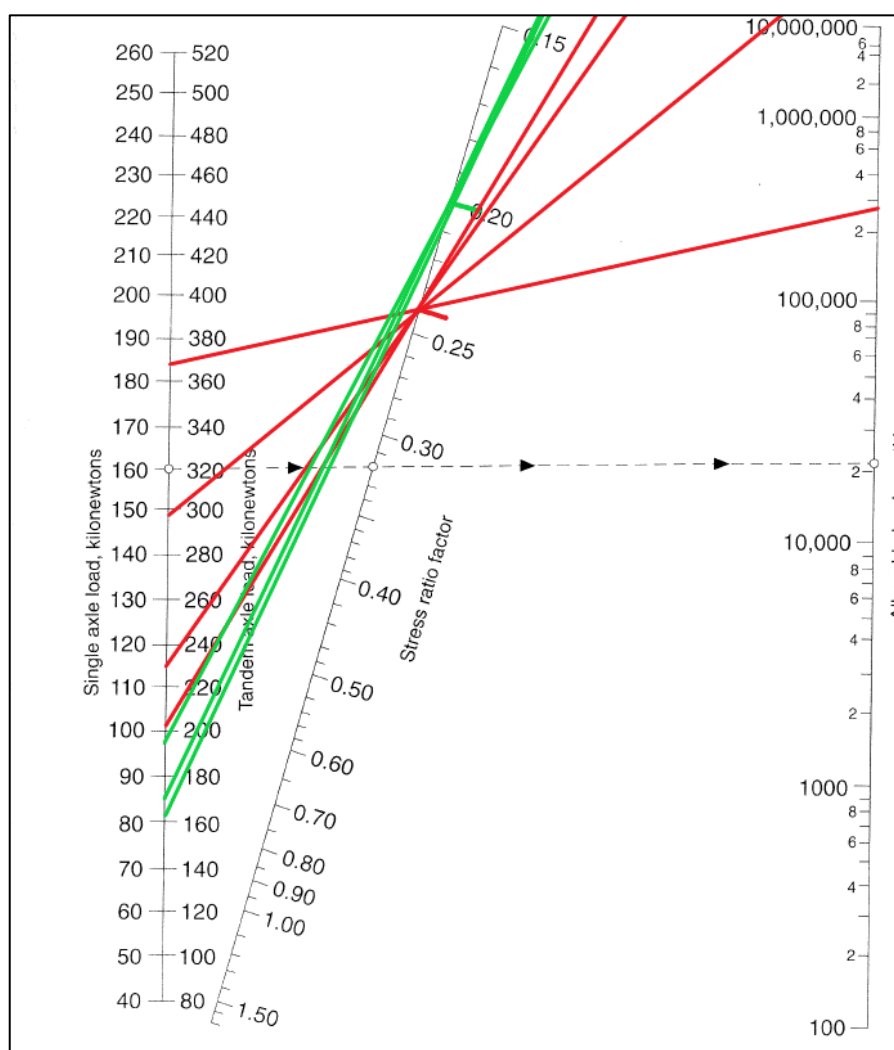


Figura 63 – Ábaco de determinação das passagens admissíveis com análise à fadiga

O próximo passo consiste na análise da erosão. Para isso, é necessário determinar o Fator de Erosão, utilizando as tabelas apresentadas nas Figuras 40, 41, 43 e 44. Considerando que se trata de lajes com bermas de betão e barras de transferência de carga, recorre-se à tabela da Figura 44, onde se obtêm valores de Fator de Erosão de 2,21 para eixos simples e 2,25 para eixos duplos. Com estes valores, preenchem-se os espaços [10] e [13] na folha de cálculo.

Em seguida, com o auxílio do ábaco presente na Figura 64, determina-se o número de passagens admissíveis para cada tipo de eixo e calcula-se o dano correspondente. A seguinte figura demonstra a utilização do ábaco, com o conceito igual ao anterior.

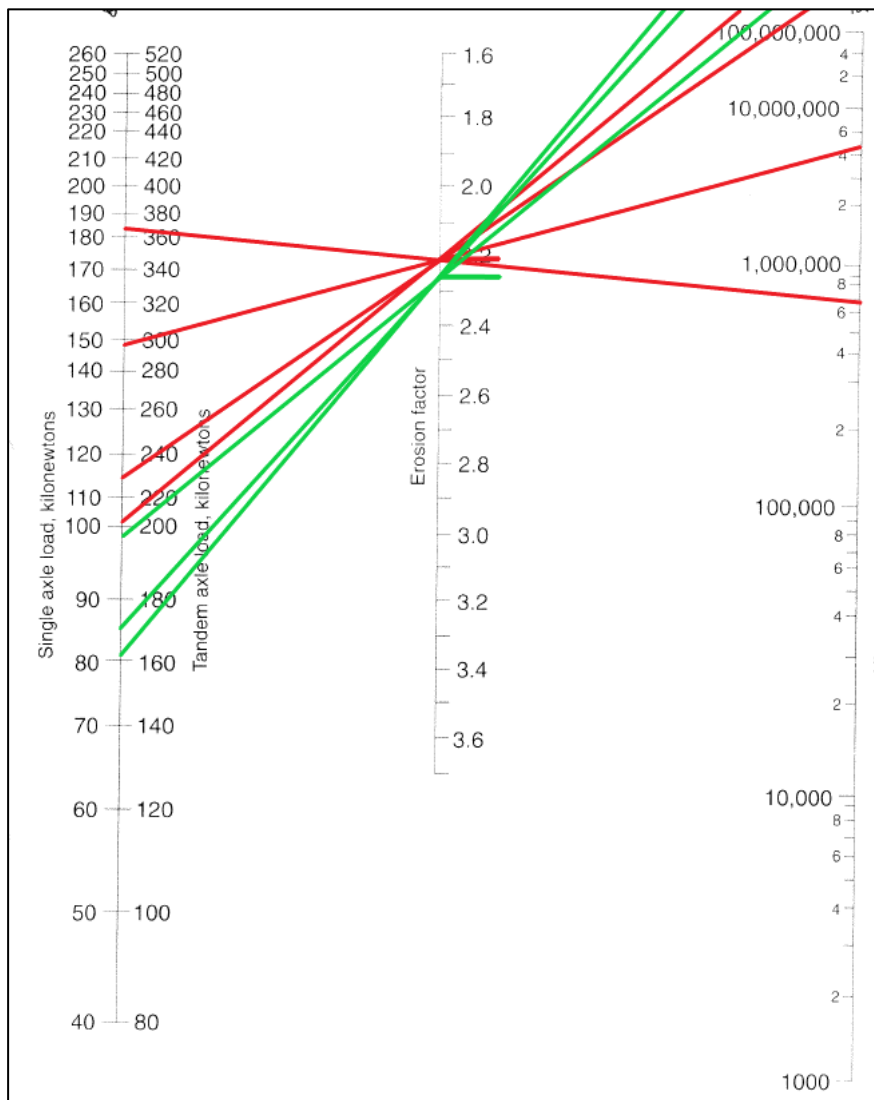


Figura 64 – Ábaco de determinação das passagens admissíveis com a análise à erosão

As colunas [4], [5], [6] e [7] podem então ser preenchidas, seguindo a mesma lógica aplicada na análise anterior.

Após o preenchimento de todas as colunas com as repetições admissíveis, é possível retirar o dano de cada critério. Observando a folha de cálculo representado na Figura 65, conclui-se que a laje de 22 cm será capaz de aguentar com as cargas dos veículos pesados considerados.

Após verificar que o dimensionamento era viável com uma laje de 22 cm, tentou-se reduzir a espessura para 21 cm. Contudo, com esta alteração, o Fator de Tensão aumentou, resultando num número menor de passagens admissíveis através dos ábacos, o que tornou o dimensionamento insatisfatório.

### Exemplo de Dimensionamento de Análise Comparativa de Resultados

<b>Nome do Projeto</b>		Opção D-4			
Espessura da laje	0,22	m	Juntas com BT	Sim <input checked="" type="checkbox"/>	Não <input type="checkbox"/>
Espessura da sub-base (Tratado c/ LH)	0,15	m	Bermas em betão	Sim <input checked="" type="checkbox"/>	Não <input type="checkbox"/>
Módulo de reação global (k)	120	MPa/m	Período de vida de projeto	20	Anos
Módulo de rotura do betão	4,5	MPa			
Fator de segurança de cargas (LSF)	1,2				

#### Eixos Simples

Cargas por Eixo (kN)	Multiplicad a por LSF (kN)	Repetições Previstas	Análise à Fadiga		Análise à Erosão	
			Repetições Admissíveis	Porcentagem de Fadiga	Repetições Admissíveis	Porcentagem de Erosão
			124,1	148,92	146000	Ilimitado
153,8	184,56	219000	280000	78,21	670000	32,69
84,4	101,28	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
96,6	115,92	182500	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00

[8] Tensão Equivalente	1,08
[9] Fator de Tensão	0,24
[10] Fator de Erosão	2,21

#### Eixos Tandem

135,8	162,96	146000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
141,8	170,16	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
163,4	196,08	182500	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00

[11] Tensão Equivalente	0,91
[12] Fator de Tensão	0,20
[13] Fator de Erosão	2,25

Total			78,21%			35,73%
-------	--	--	--------	--	--	--------

Figura 65 – Folha de cálculo de dimensionamento da estrutura de pavimento D-4

### 5.1.3 Análise dos resultados

Para avaliar o desempenho dos pavimentos rígidos em relação à sua espessura, foi realizada uma análise comparativa entre as diferentes combinações que foram referidas. Em anexo, encontra-se uma tabela que resume os principais parâmetros considerados e os resultados do dimensionamento das combinações criadas.

A análise dos resultados obtidos permite tirar conclusões importantes sobre a influência de diversos fatores, como a presença de bermas de betão, barras de transferência e a escolha dos materiais da sub-base.

A presença de bermas de betão e de barras de transferência mostra ter uma grande influência significativa no que toca aos danos de fadiga e erosão. As opções A e B, que não incluem barras de transferência, apresentam danos de fadiga mais elevados, especialmente nas opções sem berma de betão. A adição da berma (opções B) contribui para uma redução do dano de fadiga. No entanto, verifica-se que uma maior redução de dano de fadiga está presente nas opções que incluem barras de transferência (opções C e D), principalmente quando combinadas com a berma de betão (grupo D).

O efeito da camada de sub-base também afeta no dimensionamento dos pavimentos. O

aumento da espessura da sub-base, bem como a utilização de material tratado com ligante hidráulico, demonstram uma redução significativa dos danos. Ao comparar a opção A-1 (15 cm de ABGE) e a A-4 (15 cm de material tratado com ligante hidráulico), verifica-se uma redução do dano de fadiga. No entanto, pelo contrário, observa-se que o dano por erosão pode aumentar ligeiramente quando se utilizam sub-bases tratadas com ligante hidráulico.

Em relação à espessura final da laje de betão, observa-se que as combinações que incluem tanto barras de transferência como bermas de betão resultam em lajes mais delgadas, com espessuras variando entre 22 e 26 cm. Por outro lado, as opções que não utilizam estes elementos tendem a exigir lajes de betão mais espessas, podendo chegar até 28 cm. Isto indica que a inclusão destes elementos influencia bastante o comportamento da laje face aos critérios de dimensionamento.

Ao analisar o dano de fadiga e de erosão, observa-se que as opções que combinam ambas as barras de transferência e as bermas de betão (grupo D) apresentam os valores de dano mais controlados, especialmente no que diz respeito à erosão. No entanto, o dano de fadiga nas opções D-3 e D4 ainda é considerável, embora dentro dos limites aceitáveis para este tipo de pavimento.

Realça-se também que a opção D-1 (sem berma de betão, mas com barras de transferência) apresenta um dano de fadiga elevado (87,60%), podendo significar que a simples adição de barras de transferência não é suficiente para reduzir o dano de fadiga.

No que toca aos Fatores de Tensão, estes têm tendência a apresentar resultados semelhantes nas várias opções. Verifica-se que para os eixos simples, os valores dos fatores de tensão são ligeiramente mais elevados em comparação com os eixos duplos.

Para os fatores de erosão, verifica-se o contrário. No entanto, de acordo com o ábaco representado na Figura 64, quanto maior for o fator de erosão, menor será o dano provocado pelas cargas. Isto demonstra que os eixos simples provocam maiores danos no pavimento, tanto traduzido pelo fator de tensão como pelo de erosão, devido aos eixos duplos distribuírem melhor a carga.

É possível verificar estes últimos pontos através dos gráficos representados nas Figuras 66 e 67.

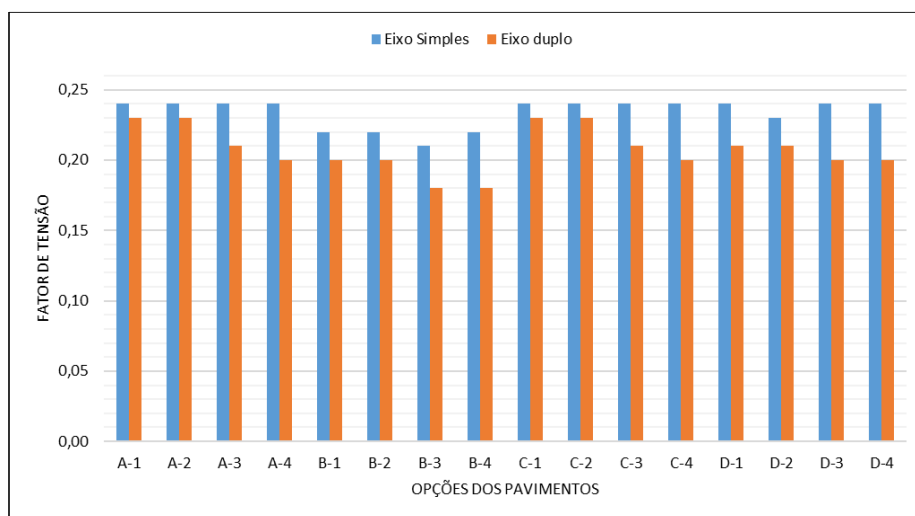


Figura 66 – Gráfico de representação dos valores do Fator de Tensão

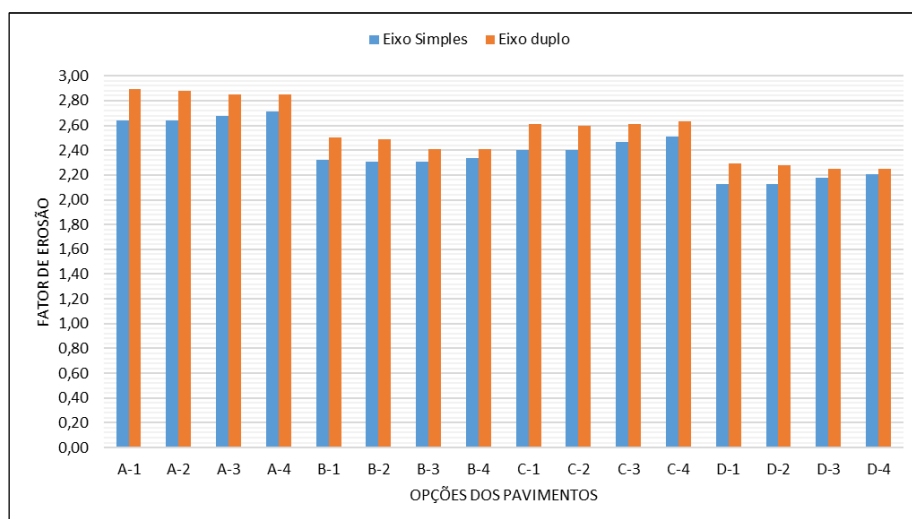


Figura 67 – Gráfico de representação dos valores do Fator de Erosão

## 5.2 Análise Estrutural com a Metodologia de Westergaard

### 5.2.1 Tensões devido ao tráfego

Neste ponto será apresentado um exemplo da aplicação das equações de Westergaard para calcular as tensões e deflexões de uma laje de betão. A análise será feita com base na opção “D-4”, dimensionada no subcapítulo anterior, e as equações serão aplicadas para cada um dos eixos que foram considerados no dimensionamento pelo método PCA (1984). Utilizando cada eixo, calcularam-se os parâmetros em cada posição e perceber qual o ponto mais condicionante.

Para este exemplo, serão utilizados os seguintes dados:

- Coeficiente de Poisson:  $\mu = 0,20$ ;
- Espessura da laje:  $h = 0,22$  m;
- Módulo de reação a fundação:  $k = 120$  MPa/m;
- Módulo de elasticidade do betão:  $E = 30\ 000$  MPa.

Para o coeficiente de Poisson da laje de betão, foi considerado um valor de 0,20, como é dito no MACOPAV (PRATES, 1996). De acordo com o mesmo documento, também se considerou um módulo de elasticidade de 30000 MPa.

Para a definição das cargas, os eixos simples foram divididos por dois, uma vez que a carga é distribuída igualmente entre os dois pneumáticos do eixo. Da mesma forma, os eixos duplos foram divididos por quatro.

O raio de rigidez  $l$  foi calculado com base na equação (4), obtendo-se um valor de 0,693 m. O raio equivalente  $b$ , a carga  $P$  e o raio de contacto  $a$  estão presentes na tabela de resultados, visto que estes variam conforme o eixo considerado. Os valores deste último parâmetro foram retirados do estudo de DE CASTRO (2013).

A Tabela 11 resume os valores das cargas de um rodado dos eixos simples ( $P$ ) e eixos duplos ( $P'$ ), bem como os respetivos resultados das tensões e deflexões no canto, interior e borda da laje de betão, provocadas por essas cargas.

Tabela 11 – Resultados das tensões e deflexões em função da carga aplicada nas diferentes posições

Eixo	P (kN)	a (m)	b (m)	Posições da carga					
				Canto		Interior		Borda	
				Tensão (MPa) $\sigma_c$	Deflexão (mm) $\delta_c$	Tensão (MPa) $\sigma_i$	Deflexão (mm) $\delta_i$	Tensão (MPa) $\sigma_b$	Deflexão (mm) $\delta_b$
P1	62,05	0,131	0,128	2,104	0,9303	1,693	0,132	3,117	0,399
P2	76,90	0,121	0,121	2,708	1,1769	2,153	0,164	4,030	0,502
P3	42,20	0,101	0,107	1,602	0,6721	1,241	0,090	2,422	0,283
P4	48,30	0,117	0,118	1,726	0,7452	1,366	0,103	2,576	0,317
P'1	33,95	0,129	0,127	1,160	0,5111	0,931	0,072	1,720	0,219
P'2	35,45	0,107	0,111	1,316	0,5580	1,028	0,076	1,978	0,236
P'3	40,85	0,106	0,110	1,522	0,6442	1,187	0,087	2,290	0,272

Para realizar uma melhor análise aos resultados da tabela acima, apresenta-se o gráfico de barras (Figura 68), que ilustra as tensões provocadas por cada carga nas três posições consideradas.

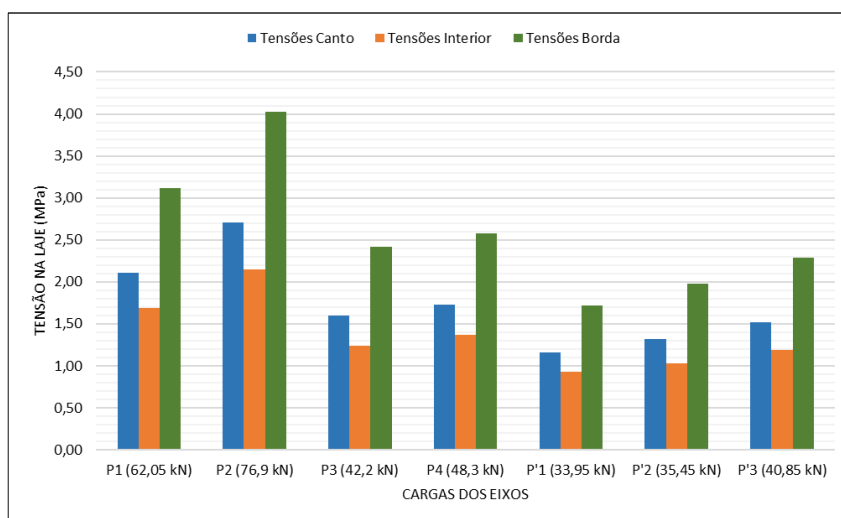


Figura 68 – Tensões na laje em diferentes posições para as cargas variadas

Ao analisar o gráfico, é possível verificar que as tensões mais elevadas ocorrem consistentemente na borda da laje para todas as cargas aplicadas. Este comportamento pode ser justificado pela menor continuidade do suporte estrutural junto à borda, visto que o método não considera a continuidade das lajes.

Por outro lado, as tensões registadas no interior da laje apresentam o valor mais baixo. Esta observação é consistente para todas as cargas analisadas.

A análise dos resultados mostra também que as cargas mais elevadas, como P1 (62,05 kN) e P2 (76,9 kN), resultam nas tensões mais altas em todas as posições da laje. Como seria de esperar, existe uma correlação direta entre a magnitude das cargas e os valores das tensões.

Apresenta-se a seguir outro gráfico de barras (Figura 69) que mostra as deflexões causadas por cada carga nas três posições consideradas.

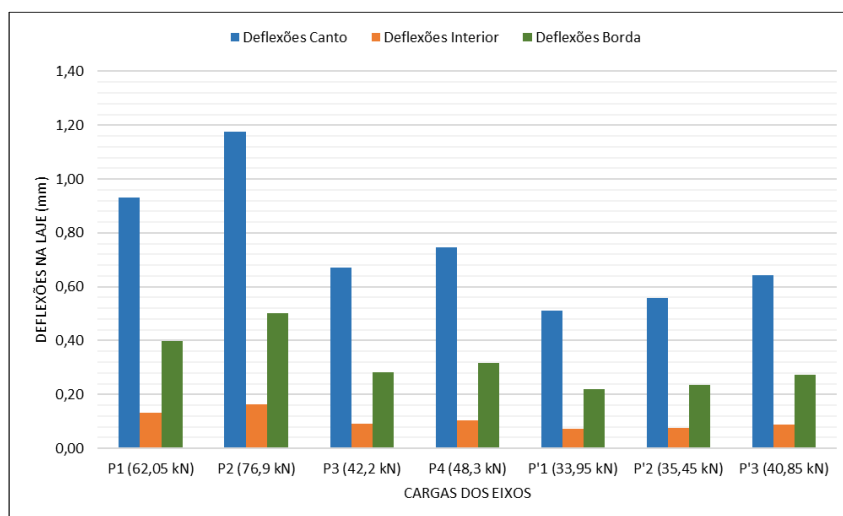


Figura 69 – Deflexões na laje em diferentes posições para as cargas variadas

Ao analisar o gráfico das deflexões é possível perceber que os maiores valores se encontram nas cargas aplicadas no canto da laje, independentemente da magnitude da carga. Comparativamente, as deflexões no interior da laje são muito menores. Isto pode-se dever ao apoio uniforme fornecido pela fundação.

Também é possível verificar que a magnitude das deflexões aumenta proporcionalmente à carga aplicada. Cargas maiores, como P1 (62,05 kN) e P2 (76,9 kN), resultam em deflexões muito maiores em todas as posições, enquanto cargas menores, como P'1 (33,95 kN), resultam em deflexões consideravelmente menores.

De forma geral, é evidente que as tensões e as deflexões aumentem proporcionalmente à magnitude das cargas aplicadas, com a borda da laje a ser a posição mais crítica no que toca às tensões. O raio de contacto do pneumático (a) também é um fator que pode influenciar estes valores, visto que as cargas distribuídas sobre áreas menores resultam em tensões maiores.

Também se verifica que os eixos duplos apresentam menores valores de tensão no pavimento porque a carga total é distribuída por dois pontos de contacto, o que reduz a pressão exercida por cada pneumático individualmente. Isto também se deve à conversão da área de contacto que foi feita neste exercício, que resultaria num valor menor caso os pneumáticos fossem analisados individualmente.

### 5.2.2 Tensões devido ao empenamento térmico

Para a determinação das tensões devido aos efeitos térmicos na laje, tiveram de ser considerados dados adicionais do pavimento, que estão apresentados na Tabela 12.

Para as dimensões do pavimento, considerou-se que teriam um comprimento de 3,0 m e uma largura de 4,0 m. Com a relação de  $L_x/l$  (4,33) e de  $L_y/l$  (5,77), chega-se aos valores de correção  $C_x$  (linha vermelha) e  $C_y$  (linha verde) através do seguinte ábaco (Figura 70):

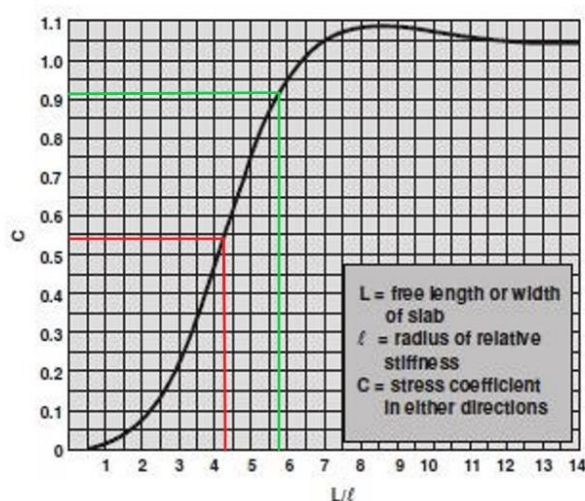


Figura 70 – Valores dos fatores de correção para as dimensões consideradas

### Exemplo de Dimensionamento de Análise Comparativa de Resultados

Para as variações de temperatura entre a superfície e a base da laje, os dados foram baseados no estudo feito por JORDANA (2018). De acordo com a autora, foram feitos estudos no IPR (Instituto de Pesquisa em Transportes, Brasil) com medições de campos realizadas num troço experimental. Obteve-se resultados para duas situações críticas, com uma diferença de temperatura positiva e negativa máxima.

Para o coeficiente de expansão térmica do betão ( $\alpha$ ), foi considerado um valor de  $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ .

Os dados considerados encontram-se resumidos na Tabela 12.

Tabela 12 – Dados considerados para análise do empenamento térmico

Dados		
Comprimento	Lx (m)	3,0
Largura	Ly (m)	4,0
Fator de Correção direção x	Cx	0,54
Fator de Correção direção y	Cy	0,92
Dif. Temp. superfície e base (+)	$\Delta t$ ( $^\circ\text{C}$ )	12,8
Dif. Temp. superfície e base (-)	$\Delta t$ ( $^\circ\text{C}$ )	3,9
Coeficiente de exp. Térmica	$\alpha t$	1,00E-05
Coeficiente de Poisson do betão	$\mu$	0,20

Através das equações (17) e (18) é possível obter as tensões na borda e no interior devido aos efeitos térmicos, representados na Tabela 13.

Tabela 13 – Tensões obtidas na borda e no interior da laje

	Tensões (MPa)	
	$\Delta t = 12,8 \text{ } ^\circ\text{C}$	$\Delta t = - 3,9 \text{ } ^\circ\text{C}$
Borda	1,037	- 0,316
Interior	1,448	- 0,424

Quando a temperatura na base da laje atingir  $-3,9^\circ\text{C}$ , a laje tenderá a empenar-se para cima, resultando numa perda de contacto com a fundação nas bordas.

Quando a temperatura na parte superior da laje for  $12,8^\circ\text{C}$  mais elevada do que na base, a laje empena-se para baixo. As tensões mais elevadas no interior verificam-se devido à falta de apoio da fundação, causada pela perda de contacto com a parte interior da laje.

De forma geral, as tensões no interior do pavimento tendem a ser mais críticas do que nas bordas, já que o centro da laje é mais suscetível ao empenamento e levantamento causados pelas variações térmicas.

Apesar desta metodologia ser antiga, ainda é das mais utilizadas por vários projetistas na engenharia de pavimentos. No entanto, há que ter em conta algumas das suas limitações, como as reconhecidas pelo próprio autor (BALBO, 2003):

- Não permite a consideração de espessura variável na placa, uma vez que, na época, era comum a utilização de bordas mais espessas em placas de betão para pavimentação;
- Não se aplica a fundações moles ou em agregados;
- Não permite considerar reações horizontais na fundação;
- Não inclui os efeitos dinâmicos nos pavimentos, relacionados com a inércia das lajes ou das fundações em resposta aos carregamentos aplicados.

Foram analisados de igual forma os pavimentos dimensionados no Capítulo 3, especificamente as opções 3 e 4 de cada categoria, visto que são os únicos com sub-base em material tratado com ligante hidráulico. Os resultados obtidos demonstraram comportamentos semelhantes aos já apresentados. Estes resultados estão disponíveis no Anexo IV.

### 5.3 Análise Estrutural com Modelação Numérica

O software EverFE permite realizar uma análise considerando vários parâmetros e variáveis que métodos tradicionais, em que o de Westergaard, não permite. Para uma melhor compreensão do procedimento de análise estrutural utilizando este programa, será feito um exemplo prático com dados genéricos. O principal objetivo é utilizar o software para obter resultados das tensões geradas pelas cargas do tráfego.

Para este exemplo foi modelado o pavimento rígido correspondente à opção D-4, do dimensionamento PCA. Ou seja, a laje terá 220 mm de espessura apoiada numa camada de base com 150 mm de espessura. Para a fundação, vai-se utilizar o módulo de reação correspondente a 0,036 MPa/mm.

As dimensões consideradas são as mesmas que foram utilizadas na análise ao gradiente térmico da metodologia anterior: 4 metros na direção x e 3 metros na direção y, de acordo com o referencial do programa.

De modo a tornar esta análise mais parecida com a realidade, a configuração do pavimento será como representado na Figura 71, com a presença de barras de transferência na ligação das lajes.

Exemplo de Dimensionamento de Análise Comparativa de Resultados

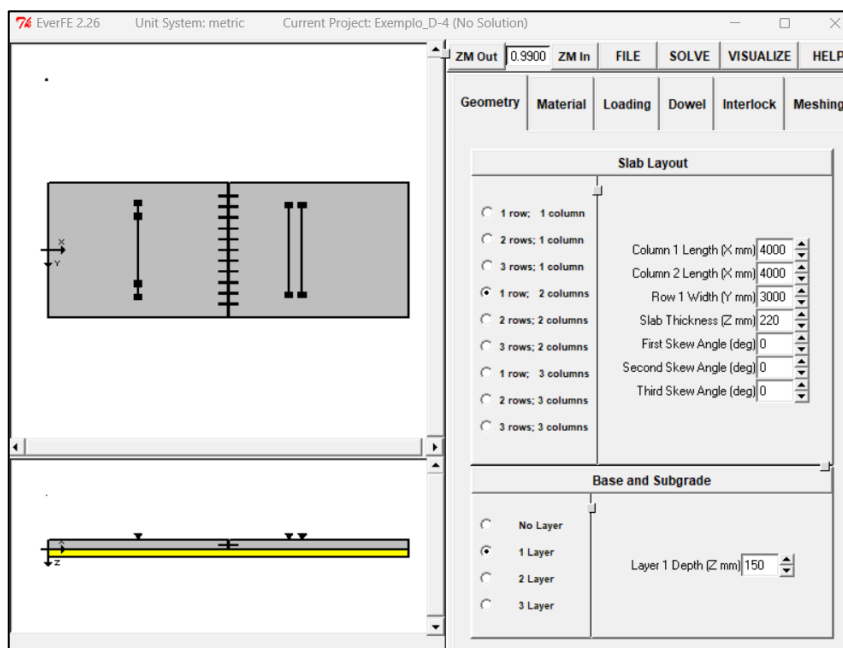


Figura 71 – Configuração geométrica das lajes do pavimento

Para a laje de betão, foram adotados: um módulo de elasticidade (E) de 30000 MPa, um coeficiente de Poisson ( $\mu$ ) de 0,20 e um coeficiente de expansão térmica ( $\alpha$ ) de  $1 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ , com uma densidade de 2400 kg/m<sup>3</sup>. Para a base, adotou-se um valor de E de 20000 MPa e de  $\mu$  de 0,25, conforme indica o MACOPAV (PRATES, 1996). As barras apresentam um módulo de elasticidade de 200000 MPa e um coeficiente de 0,30, como indica a Figura 72.

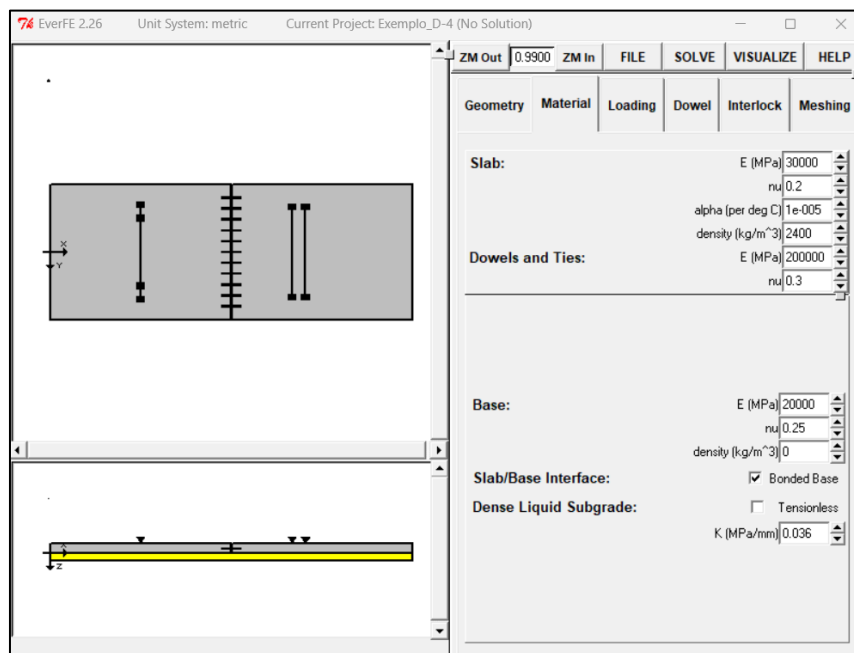


Figura 72 – Características mecânicas dos materiais consideradas

Em relação às cargas aplicadas, modelou-se um veículo com as características equivalentes aos eixos da categoria F3. O eixo simples apresenta uma carga total de 124 kN e o eixo duplo de

136 kN. As dimensões estão apresentadas na Figura 73, e as cargas foram as mesmas utilizadas no dimensionamento, sem majoração.

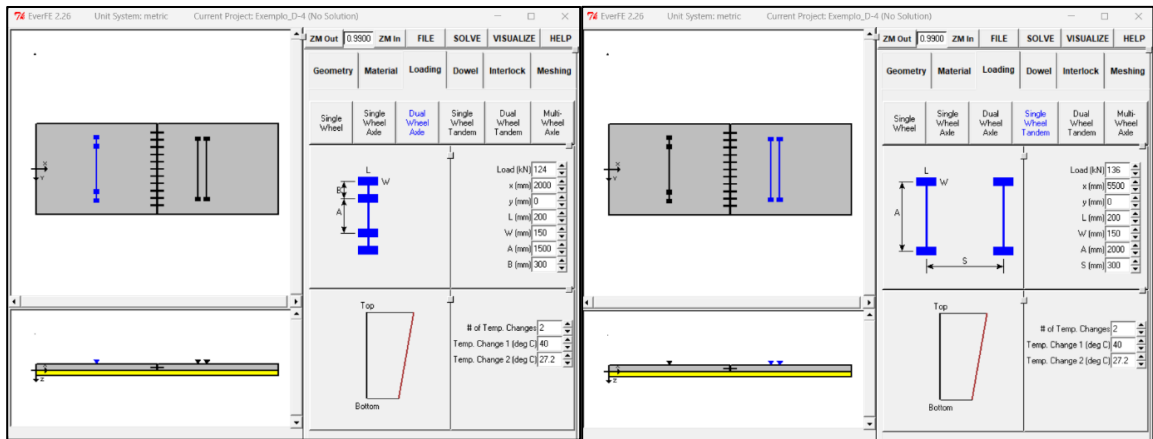


Figura 73 – Características dos eixos dos veículos consideradas

Para a consideração do gradiente térmico, considerou-se que o topo da laje estará a uma temperatura de 40 °C e a parte inferior a 27,2 °C.

Na junta transversal que separa as duas lajes, estão presentes 11 barras de transferência, estando as barras dos extremos separadas de 300 mm do limite da laje. Considerou-se que cada barra tem um diâmetro de 30 mm e uma largura de 450 mm. Para o módulo de rigidez do contacto entre as barras de transferência e a laje, geralmente considera-se um valor de 12000 MPa, como mostra a Figura 74.

O contacto entre a barra e a laje foi considerada linear, de modo a facilitar os cálculos.

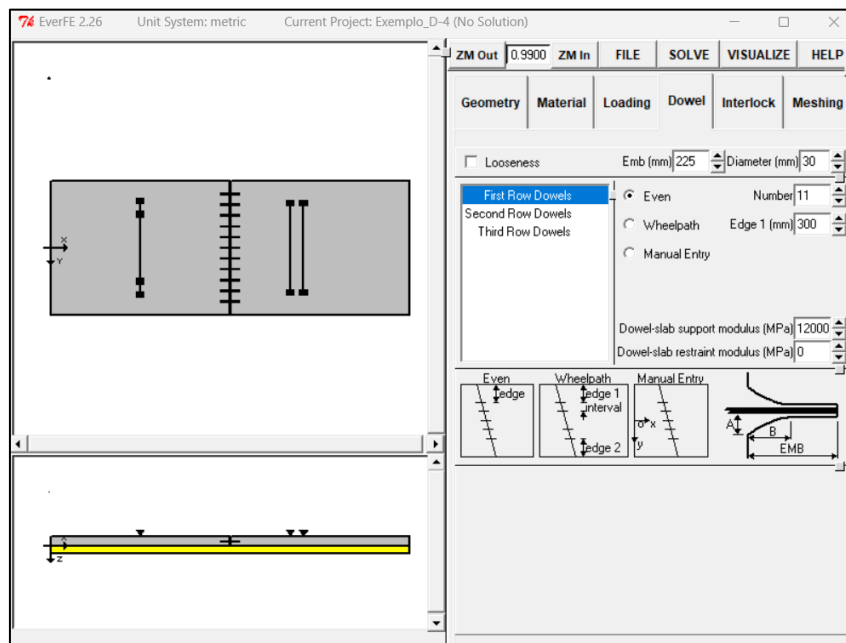


Figura 74 – Características da disposição das barras

## Exemplo de Dimensionamento de Análise Comparativa de Resultados

Por fim, apresenta-se o número de elementos divididos pela malha, na Figura 75. Apesar de o tempo de cálculo ser mais moroso, quanto maior for o número de elementos, obtendo-se resultados mais satisfatórios.

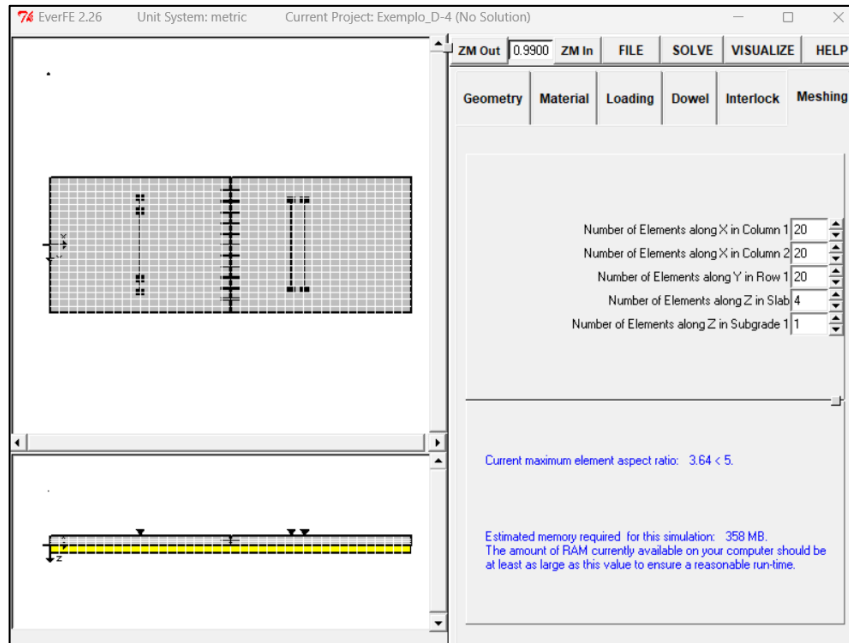


Figura 75 – Malha de elementos finitos definida

Após a execução dos cálculos por parte do programa, este apresenta uma janela onde é possível verificar os resultados das tensões através de um gráfico 3D, como apresentado na Figura 76.

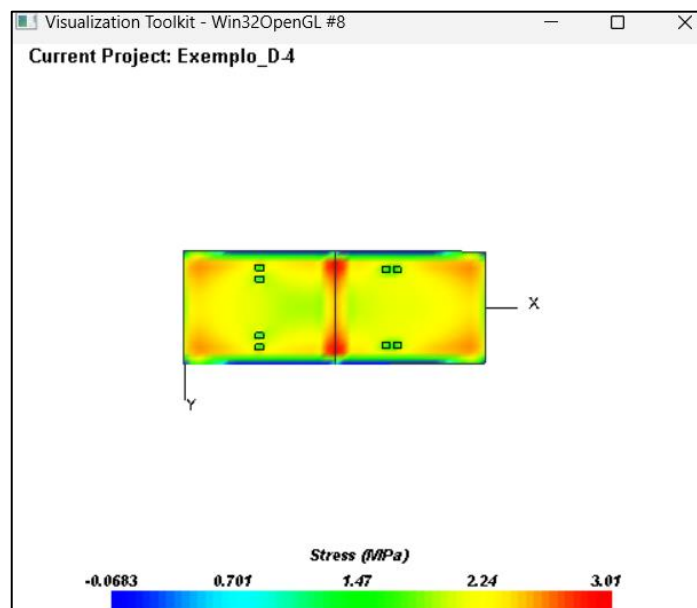


Figura 76 – Resultados das tensões de tração nas lajes

Verifica-se que a tensão máxima de tração é de 3,01 MPa, e dá-se na zona da junta transversal do pavimento, na localização das barras de transferência. Isto pode ser explicado pela transferência de cargas entre as duas lajes através das barras e, o facto de as tensões estarem concentradas nessa zona, indica que as barras estão a desempenhar o seu papel, o que torna a sua consideração necessária para a análise.

Apesar deste resultado ser esperado, há que ter em conta se estas tensões estão dentro dos limites aceitáveis para evitar fissuras ou outros danos ao longo do tempo.

De modo a aprofundar mais a análise com o uso do EverFE, modelou-se o mesmo tipo de lajes, e avaliou-se o seu comportamento face às cargas singulares que foram utilizadas na metodologia de Westergaard.

Através dos mesmos processos explicados anteriormente, chegou-se aos valores de tensões de tração presentes na Tabela 14, nas três posições estudadas no método anterior. A seguinte tabela refere-se ao caso da opção D-4.

Tabela 14 – Resultados das tensões de tração e deflexões nas três localizações da laje

Carga (kN)	Posições da carga					
	Canto		Interior		Borda	
	Tensão (MPa) $\sigma_c$	Deflexão (mm) $\delta_c$	Tensão (MPa) $\sigma_i$	Deflexão (mm) $\delta_i$	Tensão (MPa) $\sigma_b$	Deflexão (mm) $\delta_b$
62,05	1,901	1,085	0,231	0,808	0,768	0,704
76,90	2,363	1,203	0,288	0,763	0,956	0,820
42,20	1,285	0,929	0,156	0,867	0,517	0,547
48,30	1,470	0,976	0,179	0,850	0,592	0,594
33,95	1,038	0,867	0,126	0,891	0,416	0,486
35,45	1,100	0,882	0,134	0,885	0,441	0,501
40,85	1,254	0,921	0,152	0,870	0,504	0,540

Com a tabela acima, é possível verificar que as tensões máximas de tração se dão na zona do canto. Esta zona refere-se ao canto onde estão presentes as barras de transferência, o que pode justificar estes resultados pela mesma razão anterior.

Ao contrário da metodologia de Westergaard, os resultados das tensões não irão depender maioritariamente da magnitude da carga, mas sim de outros fatores como a consideração de lajes vizinhas e da presença de barras de transferência.

Esta análise foi feita para as categorias C e D, visto que foram as únicas que foram dimensionadas com barras de transferência, e os seus valores estão presentes em anexo. As conclusões dos resultados foram semelhantes para os outros casos.

## 5.4 Análise Comparativa dos Resultados

Por último, será feita uma análise comparativa entre os resultados obtidos através das metodologias de Westergaard e do software EverFE, com o objetivo de avaliar as tensões geradas no pavimento rígido sob diferentes condições de carga.

Ambas as metodologias são muito utilizadas na análise estrutural de pavimentos rígidos, no entanto possuem abordagens distintas para o cálculo das tensões e deflexões. Enquanto a metodologia de Westergaard se baseia em formulações analíticas clássicas, o EverFE utiliza um modelo numérico de elementos finitos, o que fornece uma modelação mais detalhada e realista das condições do pavimento. Como seria expectável, os valores retirados das duas metodologias não são semelhantes, pelo que se pode começar a notar a diferença entre os valores das tensões nos diferentes pontos, através da Tabela 15, que representa a análise do pavimento D-4.

Tabela 15 – Comparação dos resultados das tensões no pavimento D-4

Carga (kN)	Posições da carga					
	Canto		Interior		Borda	
	Westergaard	EverFE	Westergaard	EverFE	Westergaard	EverFE
	Tensão (MPa) $\sigma_c$	Tensão (MPa) $\sigma_c$	Tensão (MPa) $\sigma_i$	Tensão (MPa) $\sigma_i$	Tensão (MPa) $\sigma_b$	Tensão (MPa) $\sigma_b$
62,05	2,104	1,901	1,693	0,231	3,117	0,768
76,90	2,708	2,363	2,153	0,288	4,030	0,956
42,20	1,602	1,285	1,241	0,156	2,422	0,517
48,30	1,726	1,470	1,366	0,179	2,576	0,592
33,95	1,160	1,038	0,931	0,126	1,720	0,416
35,45	1,316	1,100	1,028	0,134	1,978	0,441
40,85	1,522	1,254	1,187	0,152	2,290	0,504

É possível verificar que as tensões calculadas pelo método de Westergaard são mais altas do que as do método numérico. Estes valores mostram que a primeira metodologia tem uma abordagem mais conservadora nestas zonas, enquanto a segunda oferece uma abordagem mais realista, como já foi explicado acima.

Para o mesmo caso de pavimento, analisaram-se as deflexões máximas. Pelo gráfico representado na Figura 77 é possível observar que as deflexões calculadas pelo EverFE são mais elevadas em todos os pontos em comparação com as outras. Esta diferença é mais acentuada para cargas elevadas. Apenas na zona interior, a deflexão teve tendência a baixar à medida que a carga aumentava.

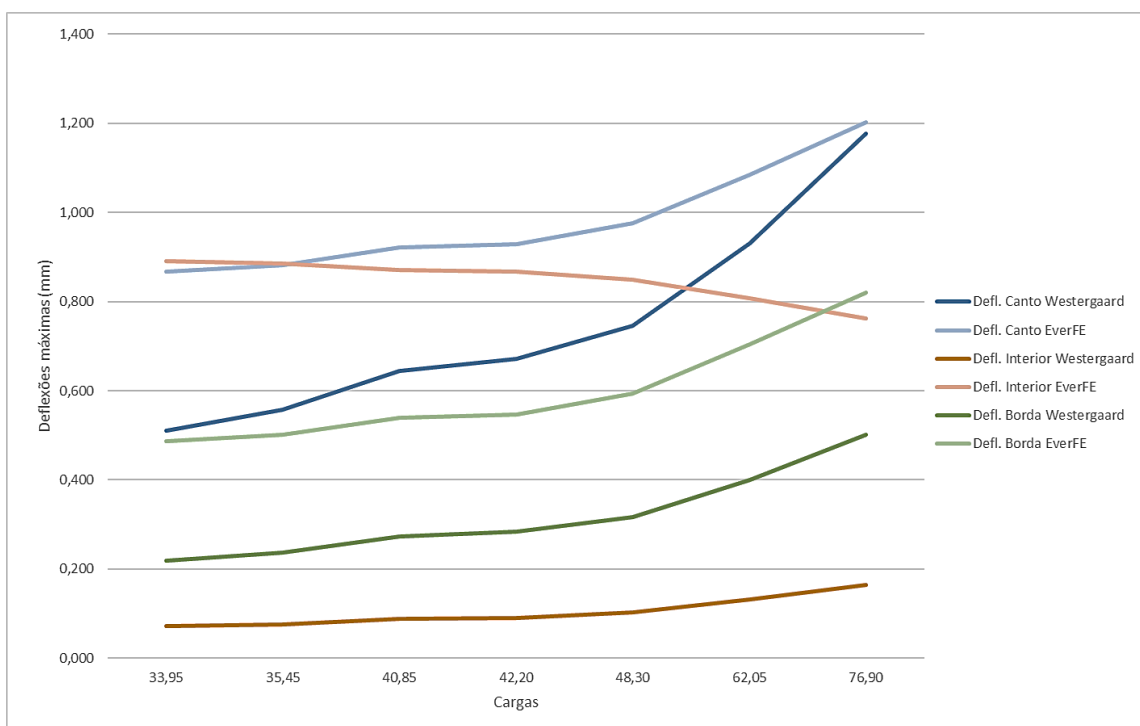


Figura 77 – Gráfico de comparação das deflexões máximas

Fez-se esta análise para os pavimentos C-3, C-4, D-3 e D-4, visto que foram os únicos com os requisitos para se utilizar ambas as metodologias, nomeadamente a presença de barras de transferência e uma sub-base em material tratado com ligante hidráulico. Os resultados de todas estas comparações estão presentes em anexo, e retiraram-se as mesmas conclusões.

Dado que as soluções analíticas não levam em consideração o facto de que a laje está em contacto com outras lajes adjacentes e que ocorre a transferência de carga nas juntas, era previsível que os resultados dos modelos numérico apresentassem diferenças em relação aos modelos analíticos. No entanto, os resultados foram satisfatórios, e demonstraram a eficácia do modelo numérico desenvolvido neste estudo

Para concluir, apresenta-se o gráfico da Figura 78, representativo da tensão no canto da laje em função da sua espessura, variando de 0,22 m a 0,26 m. Neste gráfico, foi utilizada uma única carga (76,90 kN) para avaliar o comportamento das tensões no canto da laje

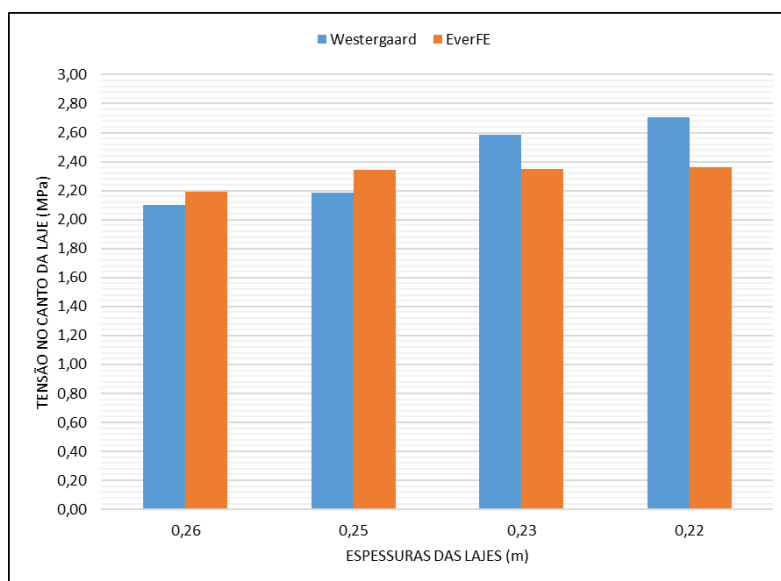


Figura 78 – Tensões no canto da laje em função da espessura

Ao analisar o gráfico, é possível observar que a diferença entre os dois métodos é mais acentuada à medida que a espessura da laje diminui. Para a laje de 0,22m, a diferença é mais clara. Também se verifica que através do EverFE obtêm-se valores ligeiramente inferiores nesta zona (relembrando que se considerou barras de transferência na junta transversal da laje) e mais uniforme para as diferentes espessuras.

Estes resultados obtidos estão presentes em anexo. O Anexo I apresenta a tabela de categoria dos veículos, juntamente com mais informações fundamentais. O Anexo II inclui ábacos auxiliares da metodologia PCA. O Anexo III contém os resultados do dimensionamento de pavimentos com base no PCA (1984). O resultado referente à análise estrutural inicia-se no Anexo IV, onde estão apresentadas as tensões calculadas pela metodologia de Westergaard, considerando diferentes posicionamentos de carga. Por fim, o Anexo V mostra os resultado da análise numérica realizada com o *software* EverFE, comparando-os com os da metodologia de Westergaard.

# 6 Conclusão

## 6.1 Considerações Finais

Neste estudo foi realizada uma análise de diferentes metodologias de dimensionamento e análise estrutural de pavimentos rígidos. Um dos principais objetivos foi a formulação teórica e prática do dimensionamento.

A aplicação destas metodologias teve como objetivo avaliar a eficiência estrutural de diferentes configurações de pavimentos, com ênfase nas soluções que incluem barras de transferência de carga e bermas de betão, bem como o uso de sub-bases tratadas com ligantes hidráulicos.

Após a análise dos resultados do dimensionamento, chegou-se à conclusão de que a introdução de barras de transferência de carga e berma de betão é, efetivamente, a melhor combinação que se pode ter ao dimensionar este tipo de pavimentos. A utilização de sub-bases tratadas com ligantes hidráulicos também se mostram uma solução eficiente, em comparação aos outros tipos de materiais agregados. Este conhecimento permite reduzir a espessura final da laje de betão sem comprometer a integridade estrutural do pavimento.

A comparação entre a abordagem de Westergaard e o EverFE permitiu verificar as principais diferenças destas duas metodologias. Enquanto a metodologia de Westergaard é muito reconhecida pela sua simplicidade e utilidade em análises preliminares, os resultados demonstraram que o EverFE, ao considerar fatores como a transferência de carga nas juntas e a interação entre lajes, oferece uma representação mais precisa do comportamento estrutural real dos pavimentos. O EverFE também permite modelar diferentes configurações de tráfego e condições térmicas, o que aumenta a sua aplicabilidade em projetos mais complexos e variados. No entanto, a metodologia de Westergaard continua a ser uma referência importante, especialmente para análises rápidas e simplificadas.

Em síntese, este estudo contribuiu para o aprofundamento do conhecimento sobre o dimensionamento e a análise de pavimentos rígidos, destacando a importância de considerar diferentes combinações de materiais e configurações estruturais. A utilização de ferramentas numéricas, como o EverFE, torna-se essencial para se realizar uma análise mais detalhada e realista. As recomendações obtidas podem ser aplicadas a projetos reais de pavimentação, com vista à melhoria da durabilidade e à redução de custos de manutenção.

## 6.2 Desenvolvimentos Futuros

Para trabalhos futuros, sugere-se a aplicação destas metodologias em casos reais de pavimentação, a fim de validar os modelos teóricos com dados experimentais de campo. A análise em situações reais permitirá avaliar a precisão das tensões e deflexões calculadas pelos métodos apresentados neste estudo, comparando os resultados com o desempenho real dos pavimentos rígidos ao longo do tempo.

Adicionalmente, o estudo da impregnação de fibras metálicas no betão das camadas superficiais dos pavimentos rígidos poderá ser feito também. Este material contribui de forma positiva no aumento da resistência da laje de betão, reduzindo fissuras e prolongando a vida útil do pavimento. A introdução de fibras metálicas ou poliméricas poderia ser investigada para avaliar o seu impacto no comportamento estrutural e na durabilidade dos pavimentos em condições de tráfego pesado.

Outros temas que podem ser explorados incluem o desenvolvimento de pavimentos sustentáveis, utilizando materiais reciclados nas camadas de base e sub-base, e a análise de soluções de pavimentação que integrem tecnologias de sensoriamento para monitorizar em tempo real as tensões e deformações dos pavimentos.

# Referências

- (ALMEIDA, 2019) ALMEIDA, Jordana Vieira de – Modelagem numérica tridimensional de pavimentos de concreto submetidos às cargas do tráfego e ao empenamento térmico. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2019. Tese de mestrado.
- (ALVES, 2016) ALVES, Nádía Bárbara Pedro – Dimensionamento de pavimentos rodoviários: comparação entre diferentes metodologias. Universidade Nova de Lisboa, 2016. Tese de Mestrado.
- (ANTUNES, 2005) ANTUNES, M. d, et al. Conservação e Reabilitação de Pavimentos Rodoviários. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2005.
- (ARAÚJO, 2016) ARAÚJO, Marcelo Almeida, et al. Análise comparativa de métodos de pavimentação–pavimento rígido (concreto) x flexível (asfalto). Revista Científica Multidisciplinar Núcleo Do Conhecimento, 2016.
- (BALBO, 2003) BALBO, José Tadeu – Análise crítica dos métodos para dimensionamento estrutural de pavimentos de concreto simples. Anais do V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 2003.
- (BALBO, 2015) BALBO, José Tadeu – Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração. São Paulo: Oficina de textos, 2015.
- (BRADBURY, 1938) BRADBURY, R. D. Reinforced Concrete Pavements. Wire Reinforcement Institute, Washington, D.C., EUA. 1938.
- (BRANCO, 2008) BRANCO, F.; PICADO, Santos; PAULO, Pereira – Pavimentos rodoviários. Edições Almedina. Portugal, 2005.
- (CPCA, 1984) Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements – Canadian Edition/Metric. Ontario, 1984.
- (DA SILVA, 2009) DA SILVA, Luís Francisco Amaral – Pavimentos aeroportuários: análise de soluções rígidas e de soluções flexíveis. Universidade de Aveiro, 2009. Tese de mestrado.
- (DA SILVA, 2014) DA SILVA, José Eudes Marinho; CARNEIRO, Luiz Antonio Vieira – Pavimentos de Concreto: histórico, tipos e modelos de fadiga. Rio de Janeiro, 2014.
- (DAVIDS, 2003) B. Davids, EverFE Theory Manual, University of Maine, ME, USA, 2003.
- (DE CASTRO, 2013) DE CASTRO, Artur José Oliveira – Influência das condições de carregamento no dimensionamento de pavimentos. Universidade do Minho, 2013. Tese de mestrado.
- (DE SOUSA PEREIRA, 2014) DE SOUSA PEREIRA, Ricardo Daniel – Projeto de Reabilitação da EM 607 no Concelho de Valongo. Instituto Politecnico do Porto, 2014. Tese de mestrado.

- (DNIT, 2005) DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTE. Manual de Pavimentos Rígidos – Publicação IPR-714 – 2005.
- (DOMINGOS, 2007) DOMINGOS, Pedro Miguel Guerra – Reforço de Pavimentos Rígidos: Modelação do Comportamento Estrutural. Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, 2007. Tese de mestrado.
- (EP, 2008) EP, Estradas de Portugal, S.A. – Catálogo de degradações. Pavimentos Rodoviários. Almada: Gabinete de gestão de rede, 2008. Vol. 1: Projecto de reabilitação.
- (FRANCISCO, 2009) FRANCISCO, Vanessa Dias Lopes Fernandes, et al – A drenagem superficial e o seu impacto funcional e estrutural na vida dos pavimentos rodoviários. Universidade do Porto, 2009. Tese de mestrado.
- (GONDIM, 2008) GONDIM, Yêda Cordeiro, et al – Dimensionamento de pavimentos de concreto utilizando o programa computacional KENSLABS 2004 e comparação com o método da PCA 1984. Universidade Federal de Campina Grande, 2008. Tese de Pós-Graduação.
- (GU, 2019) GU, Hanyan, et al. Comparisons of two typical specialized finite element programs for mechanical analysis of cement concrete pavement. *Mathematical Problems in Engineering*, 2019, 2019.1: 9178626
- (HUANG, 2004) HUANG, I. H. Pavements analyses and design. 2. ed. Prentice – Hall, Inc., New Jersey, EUA, 2004.
- (INIR, 2012) IP, Infraestruturas de Portugal – Critérios de Dimensionamento. Instituto de Infraestruturas Rodoviárias (INIR). Lisboa, 2012.
- (JAE/LNEC, 1999) JAE/LNEC. Caracterização do Factor de Agressividade do Tráfego de Veículos Pesados em Portugal. Lisboa, 1999.
- (KRAEMER, 2004) KRAEMER, Carlos – Ingeniería de carreteras. 1ª edición Madrid. 2004.
- (LEBRE, 2014) LEBRE, Catarina Raquel Almeida – Análise de agressividade de eixos em pavimentos rodoviários. Universidade do Porto, 2014. Tese de mestrado.
- (MILLER, 2003) MILLER, J. S.; BELLINGER, W. Y. Distress identification manual for the LTPP. U.S. Fourth Revised Edition. Department of Transportation. Federal Highway Administration, 2003.
- (OLIVEIRA, 2000) OLIVEIRA, Patrícia Lizi de. Projeto estrutural de pavimentos rodoviários e de pisos industriais de concreto. Universidade de São Paulo, 2000. PhD Thesis.
- (PRATES, 1996) PRATES, M.; SANTO, T – Manual de concepção de pavimentos para a rede rodoviária nacional. Curso de Formação Avançado JAE/IST, 1996.
- (RODRIGUES, 2011) RODRIGUES, José Luís Azevedo, et al. – Concepção de pavimentos

rígidos. Universidade do Porto, 2011. Tese de mestrado.

(SHABAN, 2020)

Alaa M. Shaban et al 2020 IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng. 671 012085.

(Westergaard, 1927)

WESTERGAARD, H. M. Analysis of Stresses in Concrete Pavement Due to Variations of Temperature. Proceedings, Highway Research Board. Whashington, D.C., EUA. 1927.







(Westergaard, 1948)




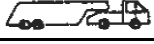

WESTERGAARD, H. M. New Formulas for Stresses in Concrete Pavements of Airfields. Transactions, ASCE. Whashington, D.C., EUA. 1948.

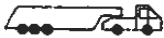
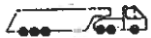
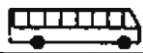



# Anexos

## **Anexo I – Categoria dos Veículos**

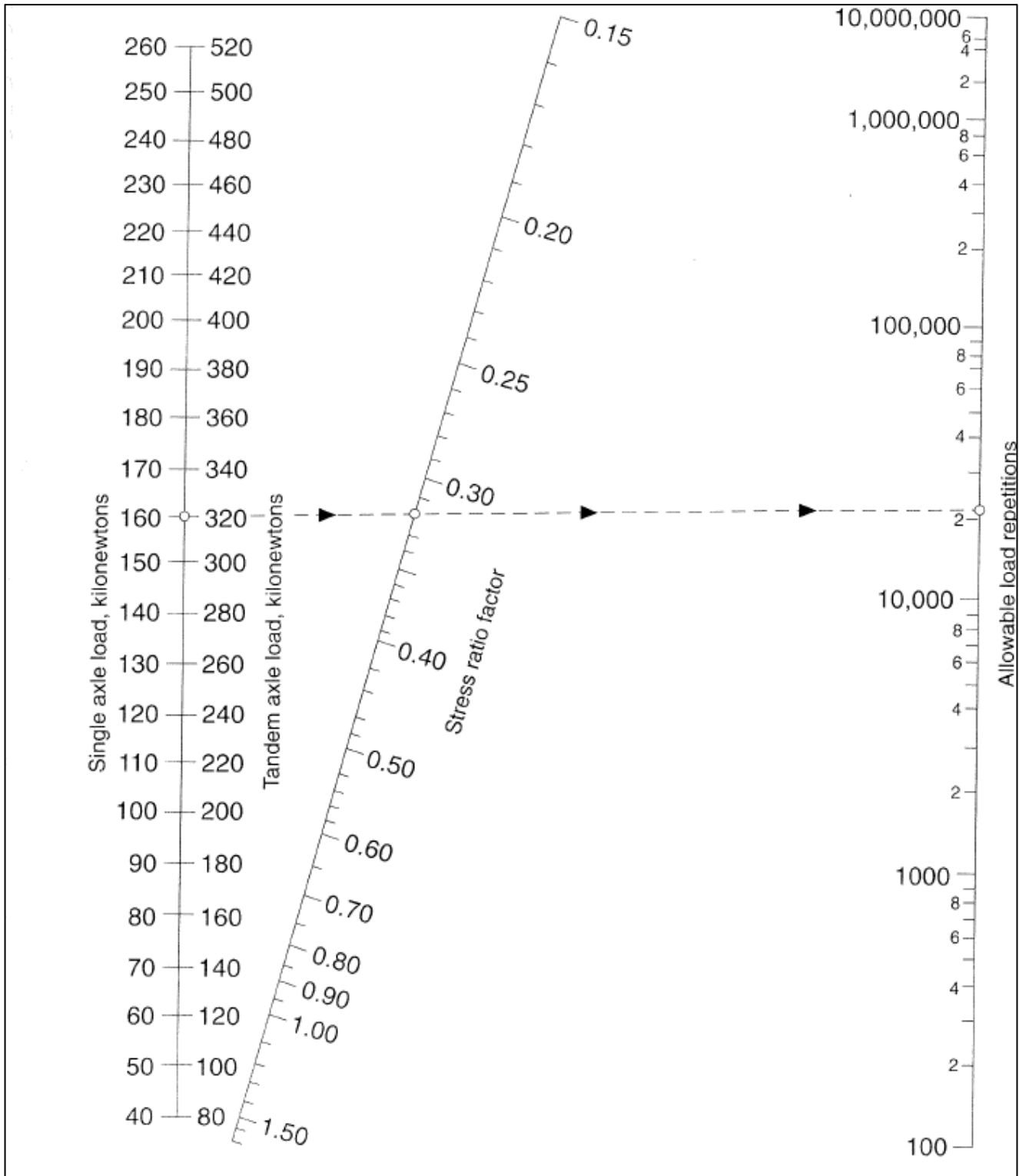
Categoria	Silhueta	Descrição	Peso máximo transportável (kN)	Percentagem média transportada por eixo (%)		Peso transportado por eixo (kN)	Eixos padrão equivalentes - N80	Eixos padrão equivalentes - N130 (x=4) <sup>1</sup>	Eixos padrão equivalentes - N130 (x=5) <sup>2</sup>
F1		Camião de 2 eixos s/ reboque	190	1	42,4	80,5	1,0	0,15	0,09
				2	57,6	109,5	3,5	0,50	0,42
F2		Camião de 3 eixos s/ reboque (eixo traseiro duplo)	260	1	31,9	82,9	1,2	0,17	0,11
				2	34,1	88,5	1,5	0,22	0,15
				3	34,1	88,5	1,5	0,22	0,15
F3		Camião de 3 eixos s/ reboque (eixo dianteiro duplo)	260	1	26,1	67,9	0,5	0,07	0,04
				2	26,1	67,9	0,5	0,07	0,04
				3	47,7	124,1	5,8	0,83	0,79
F4		Camião de 4 eixos s/ reboque (dois eixos duplos)	320	1	21,8	69,6	0,6	0,08	0,04
				2	21,8	69,6	0,6	0,08	0,04
				3	28,2	90,4	1,6	0,23	0,16
				4	28,2	90,4	1,6	0,23	0,16
G1		Camião de 2 eixos c/ reboque de dois eixos	370	1	27,1	100,2	2,5	0,35	0,27
				2	37,6	139,0	9,1	1,31	1,40
				3	18,2	67,5	0,5	0,07	0,04
				4	17,1	63,4	0,4	0,06	0,03
G2		Camião de 2 eixos c/ reboque de 3 eixos (eixo traseiro do reboque duplo)	400	1	23,1	92,3	1,8	0,25	0,18
				2	32,6	130,4	7,1	1,01	1,02
				3	18,7	74,7	0,8	0,11	0,06
				4	12,8	51,3	0,2	0,02	0,01
				5	12,8	51,3	0,2	0,02	0,01

G3		Camião de 3 eixos c/ reboque de 2 eixos (eixo traseiro do camião duplo)	400	1	18,5	73,8	0,7	0,10	0,06
				2	21,3	85,4	1,3	0,19	0,12
				3	21,3	85,4	1,3	0,19	0,12
				4	19,6	78,2	0,9	0,13	0,08
				5	19,3	77,1	0,9	0,12	0,07
H1		Tractor de 2 eixos com semi-reboque de 1 eixo	290	1	39,3	114,0	4,1	0,59	0,52
				2	30,1	87,4	1,4	0,20	0,14
				3	30,6	88,6	1,5	0,22	0,15
H2		Tractor de 3 eixos com semi-reboque de 1 eixo (eixo traseiro do tractor duplo)	380	1	40,5	153,8	13,7	1,96	2,32
				2	18,7	70,9	0,6	0,09	0,05
				3	18,7	70,9	0,6	0,09	0,05
				4	22,2	84,4	1,2	0,18	0,12
H3		Tractor de 2 eixos com semi-reboque de 2 eixo	380	1	20,2	76,6	0,8	0,12	0,07
				2	29,1	110,5	3,6	0,52	0,44
				3	25,4	96,5	2,1	0,30	0,23
				4	25,4	96,5	2,1	0,30	0,23
H4		Tractor de 3 eixos com semi-reboque de 2 eixos	400	1	17,3	69,1	0,6	0,08	0,04
				2	18,5	73,9	0,7	0,10	0,06
				3	18,5	73,9	0,7	0,10	0,06
				4	22,9	91,5	1,7	0,25	0,17
				5	22,9	91,5	1,7	0,25	0,17

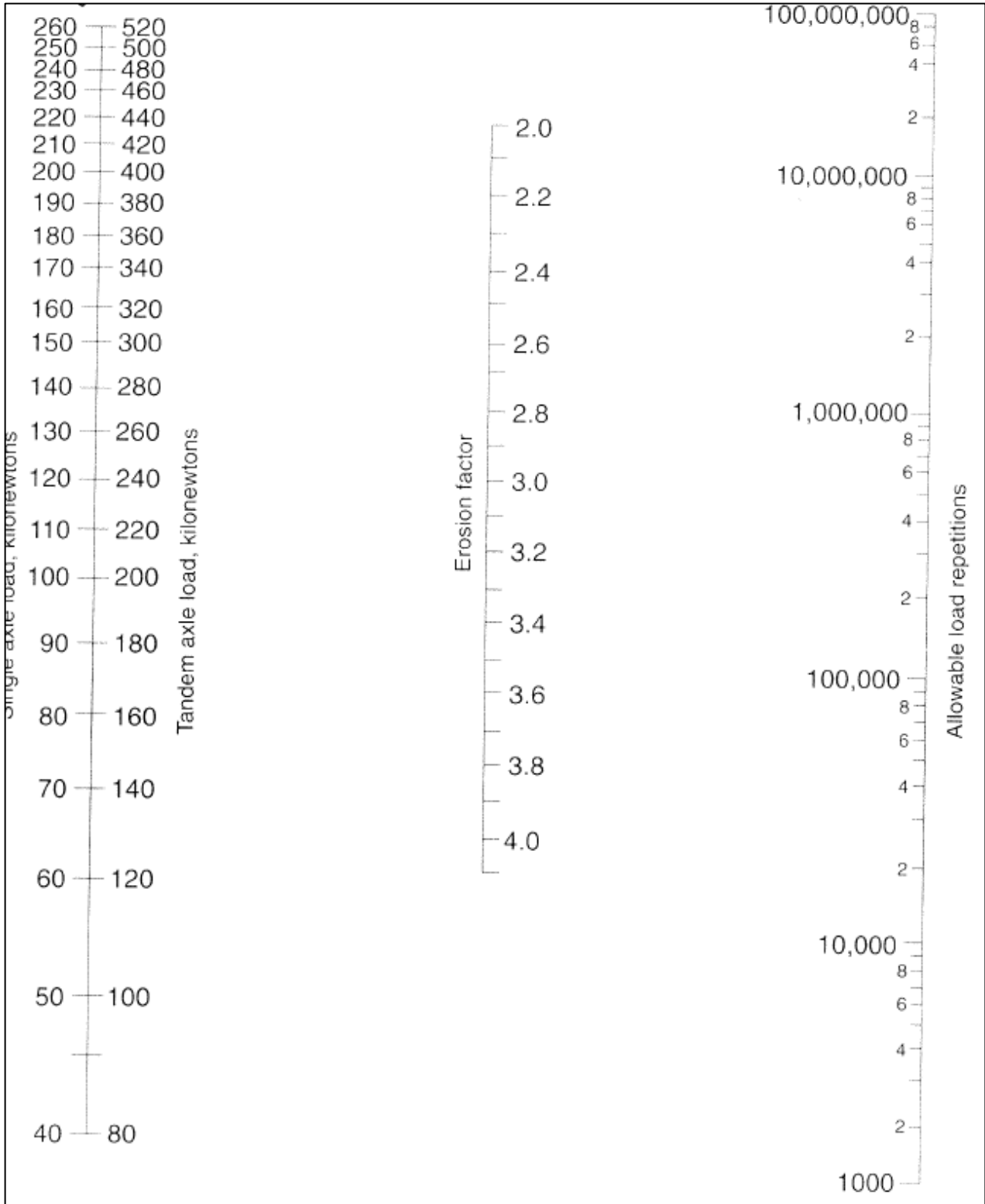
H5		Tractor de 2 eixos com semi-reboque de 3 eixos	400	1	19,4	77,7	0,9	0,13	0,08
				2	27,5	109,9	3,6	0,51	0,43
				3	17,7	70,8	0,6	0,09	0,05
				4	17,7	70,8	0,6	0,09	0,05
				5	17,7	70,8	0,6	0,09	0,05
H6		Tractor de 3 eixos com semi-reboque de 3 eixos	400	1	19,1	76,3	0,8	0,12	0,07
				2	15,2	60,8	0,3	0,05	0,02
				3	15,2	60,8	0,3	0,05	0,02
				4	16,8	67,4	0,5	0,07	0,04
				5	16,8	67,4	0,5	0,07	0,04
				6	16,8	67,4	0,5	0,07	0,04
I1		Autocarro de 2 eixos	190	1	40,0	76,0	0,8	0,12	0,07
				2	60,0	114,0	4,1	0,59	0,52
I2		Autocarro de 3 eixos (eixo traseiro duplo)	260	1	37,2	96,6	2,1	0,31	0,23
				2	31,4	81,7	1,1	0,16	0,10
				3	31,4	81,7	1,1	0,16	0,10

## **Anexo II – Ábacos PCA**

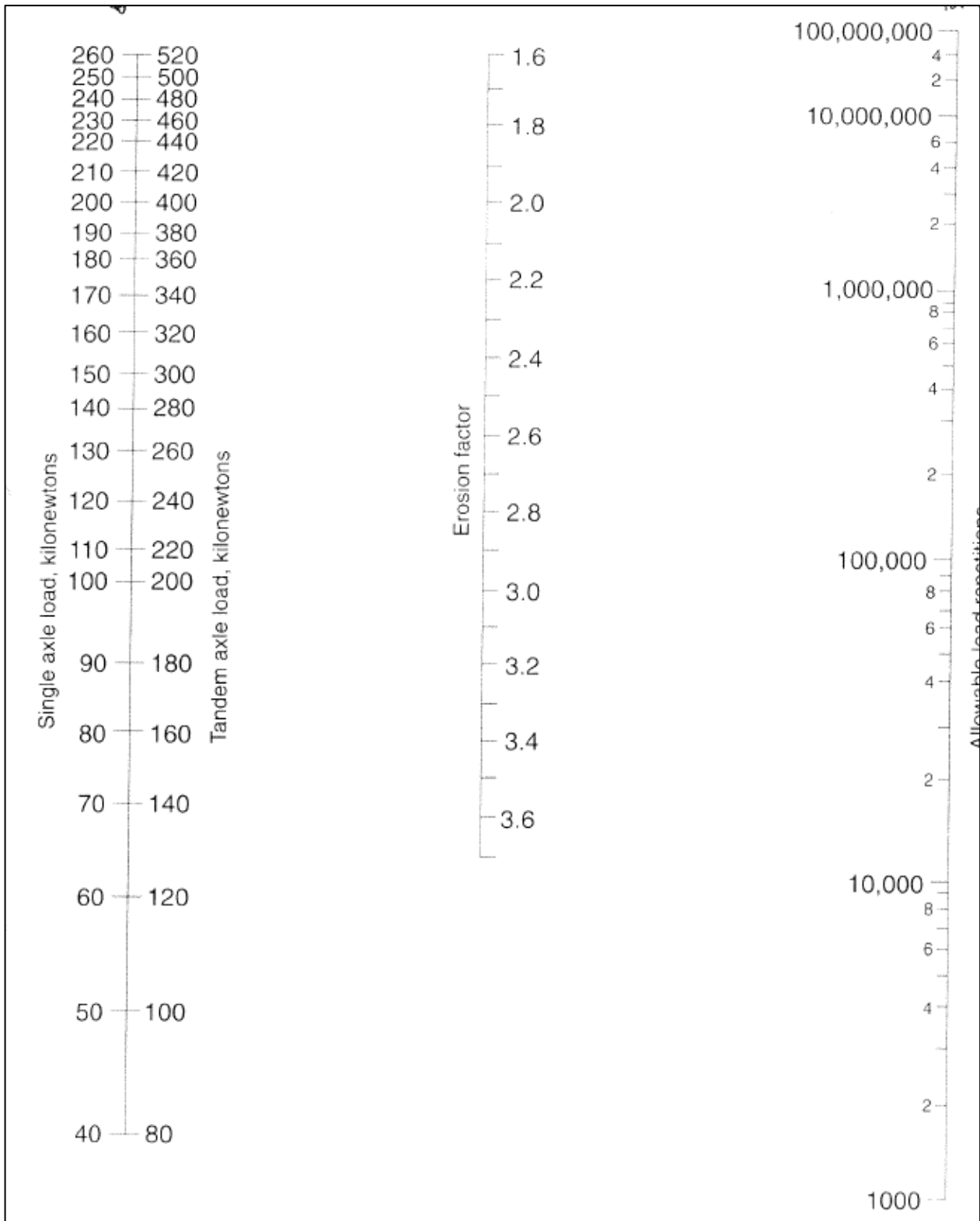
# Fadiga



# Erosão s/ berma



# Erosão c/ berma



# **Anexo III – Resultados Dimensionamento PCA**

# A-1

<b>Nome do Projeto</b>		Opção A-1					
Espessura considerada	0,28	m			Juntas com BT	Sim	Não <u>X</u>
Espessura da sub-base (ABGE)	0,15	m			Bermas em betão	Sim	Não <u>X</u>
Módulo de reação global (k)	45	MPa/m			Período de vida de projeto	20	Anos
Módulo de rotura do betão	4,5	MPa					
Fator de segurança de cargas (LSF)	1,2						

## Eixos Simples

[1] Cargas por Eixo (kN)	[2] Multiplicad a por LSF (kN)	[3] Repetições Previstas	[4] Análise à Fadiga		[6] Análise à Erosão	
			Repetições Admissíveis	Porcentagem de Fadiga	Repetições Admissíveis	Porcentagem de Erosão
124,1	148,92	146000	Ilimitado	0,00	1700000	8,59
153,8	184,56	219000	250000	87,60	460000	47,61
84,4	101,28	219000	Ilimitado	0,00	22000000	1,00
96,6	115,92	182500	Ilimitado	0,00	9100000	2,01

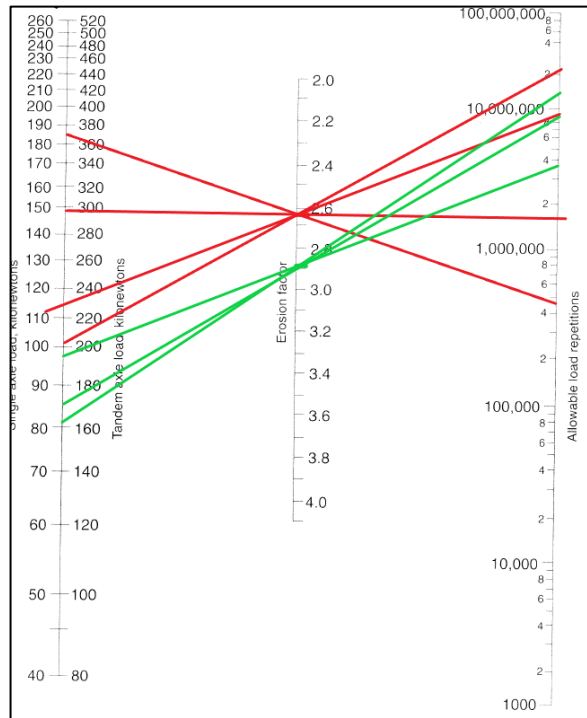
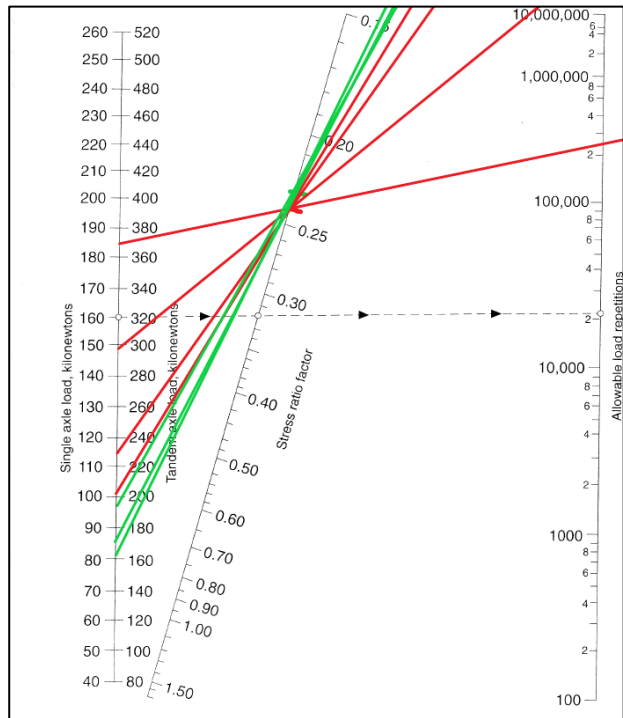
[8] Tensão Equivalente	1,1
[9] Fator de Tensão	0,24
[10] Fator de Erosão	2,64

## Eixos Tandem

135,8	162,96	146000	Ilimitado	0,00	14000000	1,04
141,8	170,16	219000	Ilimitado	0,00	9000000	2,43
163,4	196,08	182500	Ilimitado	0,00	3800000	4,80

[11] Tensão Equivalente	1,04
[12] Fator de Tensão	0,23
[13] Fator de Erosão	2,89

Total			87,60%		67,48%
-------	--	--	--------	--	--------



# A-2

<b>Nome do Projeto</b>		Opção A-2			
Espessura considerada	0,28	m	Juntas com BT	Sim	Não <input checked="" type="checkbox"/>
Espessura da sub-base (ABGE)	0,20	m	Bermas em betão	Sim	Não <input checked="" type="checkbox"/>
Módulo de reação global (k)	49	MPa/m	Período de vida de projeto	20	Anos
Módulo de rotura do betão	4,5	MPa			
Fator de segurança de cargas (LSF)	1,2				

## Eixos Simples

[1] Cargas por Eixo (kN)	[2] Multiplicad a por LSF (kN)	[3] Repetições Previstas	[4] Análise à Fadiga		[6] Análise à Erosão	
			Repetições Admissíveis	Porcentagem de Fadiga	Repetições Admissíveis	Porcentagem de Erosão
124,1	148,92	146000	Ilimitado	0,00	1700000	8,59
153,8	184,56	219000	250000	87,60	460000	47,61
84,4	101,28	219000	Ilimitado	0,00	22000000	1,00
96,6	115,92	182500	Ilimitado	0,00	9100000	2,01

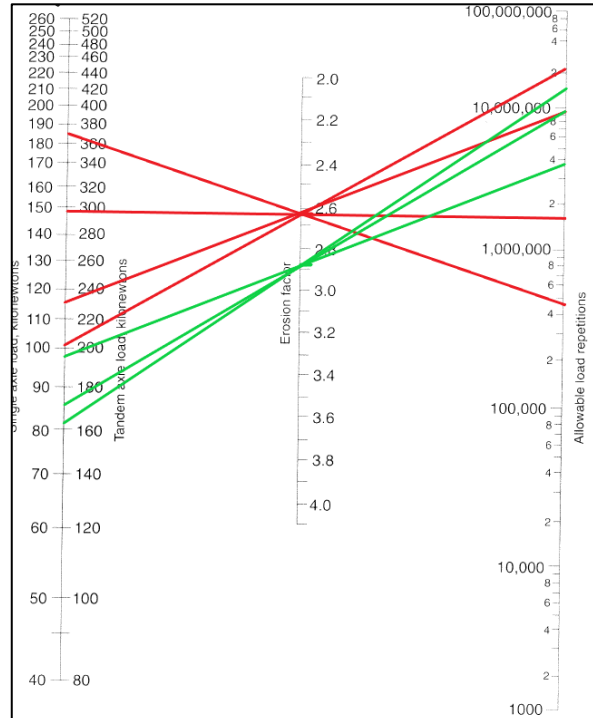
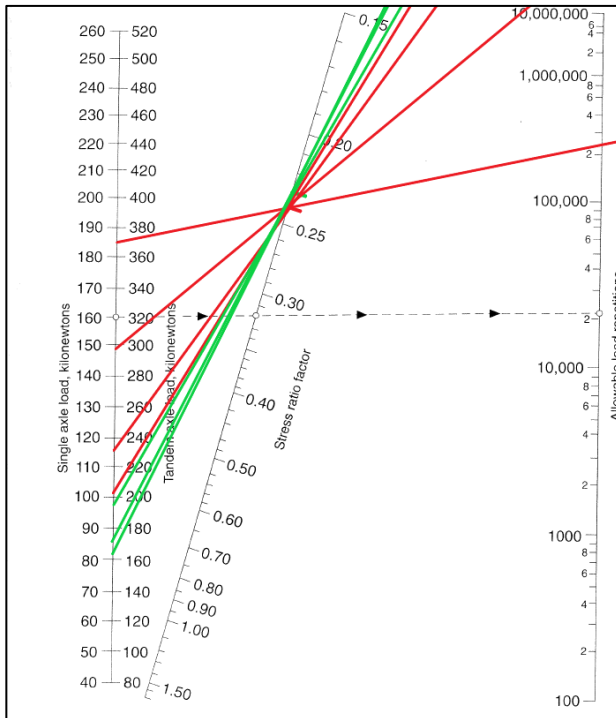
[8] Tensão Equivalente	1,08
[9] Fator de Tensão	0,24
[10] Fator de Erosão	2,64

## Eixos Tandem

135,8	162,96	146000	Ilimitado	0,00	1500000	0,97
141,8	170,16	219000	Ilimitado	0,00	9100000	2,41
163,4	196,08	182500	Ilimitado	0,00	3900000	4,68

[11] Tensão Equivalente	1,02
[12] Fator de Tensão	0,23
[13] Fator de Erosão	2,88

Total		87,60%	67,26%
-------	--	--------	--------





# A-4

<b>Nome do Projeto</b>		Opção A-4		
Espessura considerada	0,25	m	Juntas com BT	Sim <input type="checkbox"/> Não <input checked="" type="checkbox"/>
Espessura da sub-base (Tratado c/ LH)	0,15	m	Bermas em betão	Sim <input type="checkbox"/> Não <input checked="" type="checkbox"/>
Módulo de reação global (k)	120	MPa/m	Período de vida de projeto	20 Anos
Módulo de rotura do betão	4,5	MPa		
Fator de segurança de cargas (LSF)	1,2			

## Eixos Simples

[1]	[2]	[3]	[4]		[6]	[7]
Cargas por Eixo (kN)	Multiplicad a por LSF (kN)	Repetições Previstas	Análise à Fadiga		Análise à Erosão	
			Repetições Admissíveis	Porcentagem de Fadiga	Repetições Admissíveis	Porcentagem de Erosão
124,1	148,92	146000	Ilimitado	0,00	11000000	13,27
153,8	184,56	219000	280000	78,21	3300000	66,36
84,4	101,28	219000	Ilimitado	0,00	15000000	1,46
96,6	115,92	182500	Ilimitado	0,00	5900000	3,09

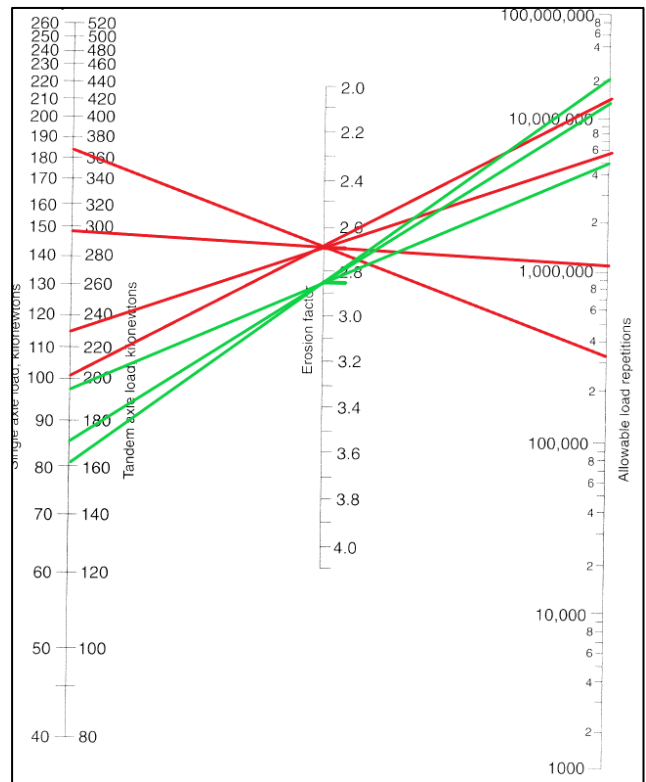
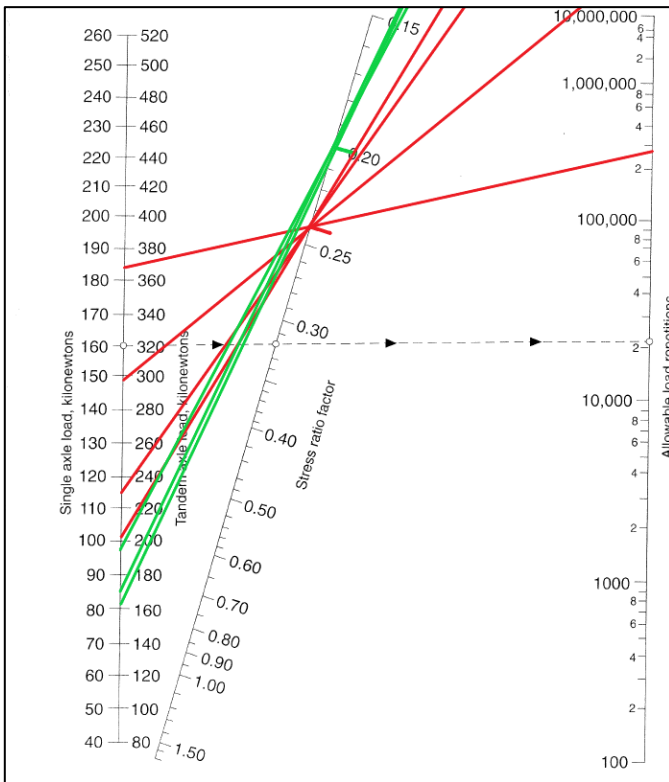
[8] Tensão Equivalente	1,09
[9] Fator de Tensão	0,24
[10] Fator de Erosão	2,71

## Eixos Tandem

135,8	162,96	146000	Ilimitado	0,00	20000000	0,73
141,8	170,16	219000	Ilimitado	0,00	14500000	1,51
163,4	196,08	182500	Ilimitado	0,00	5000000	3,65

[11] Tensão Equivalente	0,92
[12] Fator de Tensão	0,20
[13] Fator de Erosão	2,85

Total		78,21%		90,08%
-------	--	--------	--	--------



# B-1

Nome do Projeto		Opção B-1		
Espessura considerada	0,26	m	Juntas com BT	Sim <input type="checkbox"/> Não <input checked="" type="checkbox"/>
Espessura da sub-base (ABGE)	0,15	m	Bermas em betão	Sim <input checked="" type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/>
Módulo de reação global (k)	45	MPa/m	Período de vida de projeto	20 Anos
Módulo de rotura do betão	4,5	MPa		
Fator de segurança de cargas (LSF)	1,2			

## Eixos Simples

Cargas por Eixo (kN)	Multiplicad a por LSF (kN)	Repetições Previstas	Análise à Fadiga		Análise à Erosão	
			Repetições Admissíveis	Porcentagem de Fadiga	Repetições Admissíveis	Porcentagem de Erosão
124,1	148,92	146000	Ilimitado	0,00	1500000	9,73
153,8	184,56	219000	2000000	10,95	280000	78,21
84,4	101,28	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
96,6	115,92	182500	Ilimitado	0,00	34000000	0,54

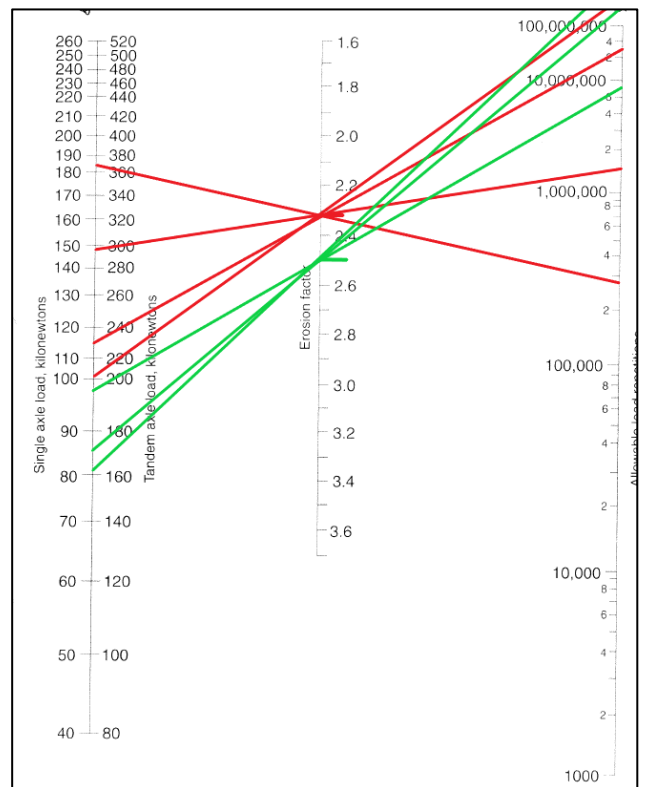
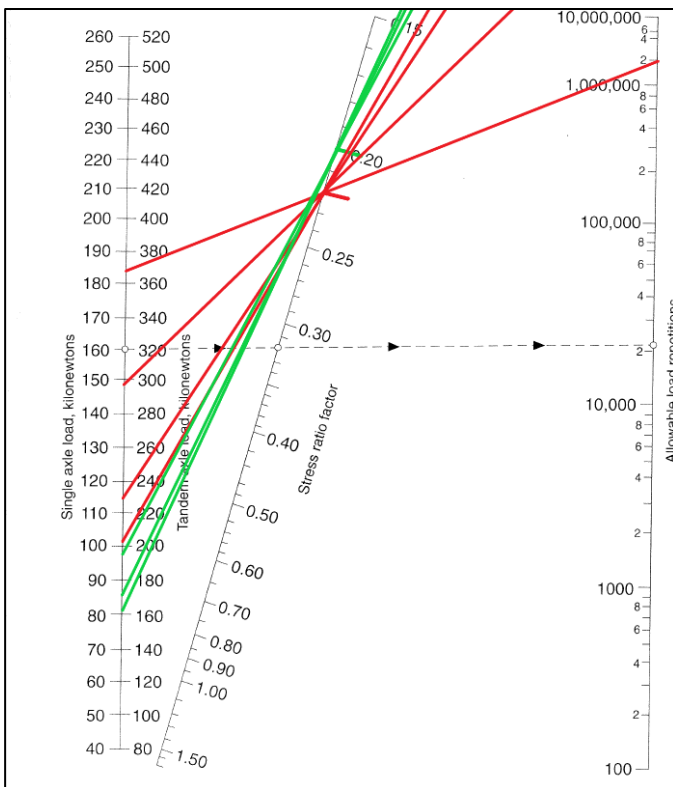
[8] Tensão Equivalente	1,01
[9] Fator de Tensão	0,22
[10] Fator de Erosão	2,32

## Eixos Tandem

135,8	162,96	146000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
141,8	170,16	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
163,4	196,08	182500	Ilimitado	0,00	8000000	2,28

[11] Tensão Equivalente	0,9
[12] Fator de Tensão	0,20
[13] Fator de Erosão	2,5

Total	10,95%	90,77%
-------	--------	--------



# B-2

<b>Nome do Projeto</b>		Opção B-2		
Espessura considerada	0,26	m	Juntas com BT	Sim <input type="checkbox"/> Não <input checked="" type="checkbox"/>
Espessura da sub-base (ABGE)	0,20	m	Bermas em betão	Sim <input checked="" type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/>
Módulo de reação global (k)	49	MPa/m	Período de vida de projeto	20 Anos
Módulo de rotura do betão	4,5	MPa		
Fator de segurança de cargas (LSF)	1,2			

## Eixos Simples

[1] Cargas por Eixo (kN)	[2] Multiplicad a por LSF (kN)	[3] Repetições Previstas	[4] Análise à Fadiga		[6] Análise à Erosão	
			Repetições Admissíveis	Porcentagem de Fadiga	Repetições Admissíveis	Porcentagem de Erosão
124,1	148,92	146000	Ilimitado	0,00	1500000	9,73
153,8	184,56	219000	2000000	10,95	300000	73,00
84,4	101,28	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
96,6	115,92	182500	Ilimitado	0,00	35000000	0,52

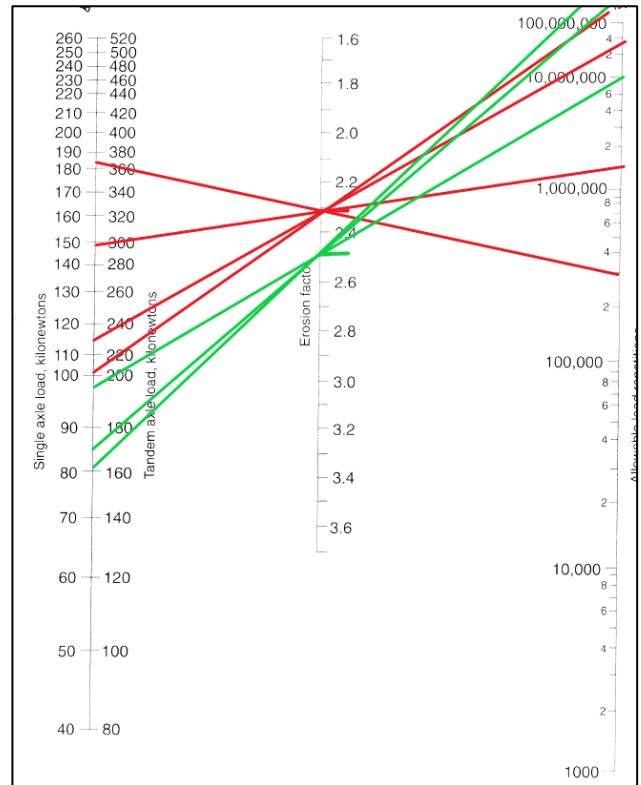
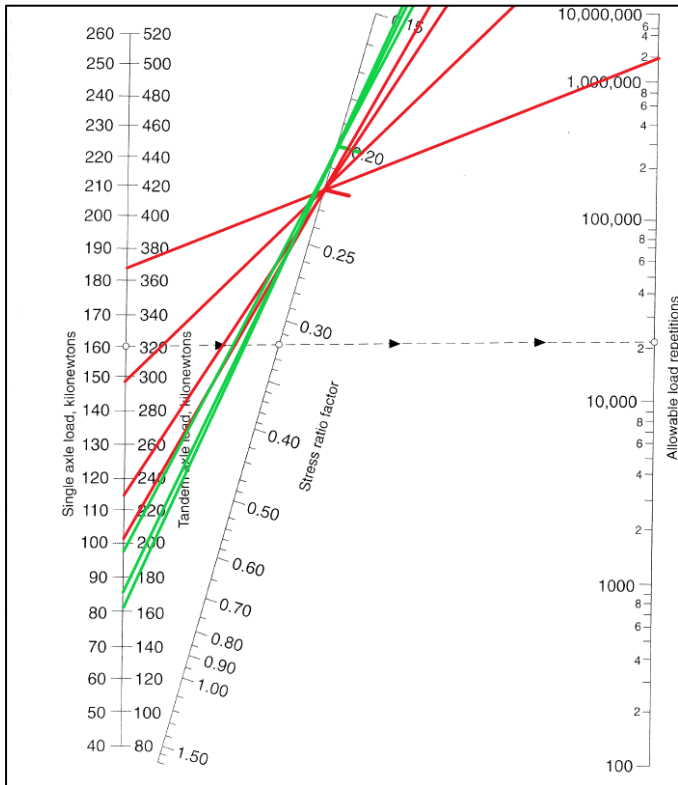
[8] Tensão Equivalente	1
[9] Fator de Tensão	0,22
[10] Fator de Erosão	2,31

## Eixos Tandem

135,8	162,96	146000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
141,8	170,16	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
163,4	196,08	182500	Ilimitado	0,00	10000000	1,83

[11] Tensão Equivalente	0,88
[12] Fator de Tensão	0,20
[13] Fator de Erosão	2,49

Total	10,95%	85,08%
-------	--------	--------



# B-3

<b>Nome do Projeto</b>		Opção B-3			
Espessura considerada	0,25	m	Juntas com BT	Sim	Não <input checked="" type="checkbox"/>
Espessura da sub-base (Tratado c/ LH)	0,10	m	Bermas em betão	Sim <input checked="" type="checkbox"/>	Não
Módulo de reação global (k)	92	MPa/m	Período de vida de projeto	20	Anos
Módulo de rotura do betão	4,5	MPa			
Fator de segurança de cargas (LSF)	1,2				

## Eixos Simples

[1] Cargas por Eixo (kN)	[2] Multiplicad a por LSF (kN)	[3] Repetições Previstas	[4] Análise à Fadiga		[6] Análise à Erosão	
			Repetições Admissíveis	Porcentagem de Fadiga	Repetições Admissíveis	Porcentagem de Erosão
124,1	148,92	146000	Ilimitado	0,00	1600000	9,13
153,8	184,56	219000	Ilimitado	0,00	300000	73,00
84,4	101,28	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
96,6	115,92	182500	Ilimitado	0,00	35000000	0,52

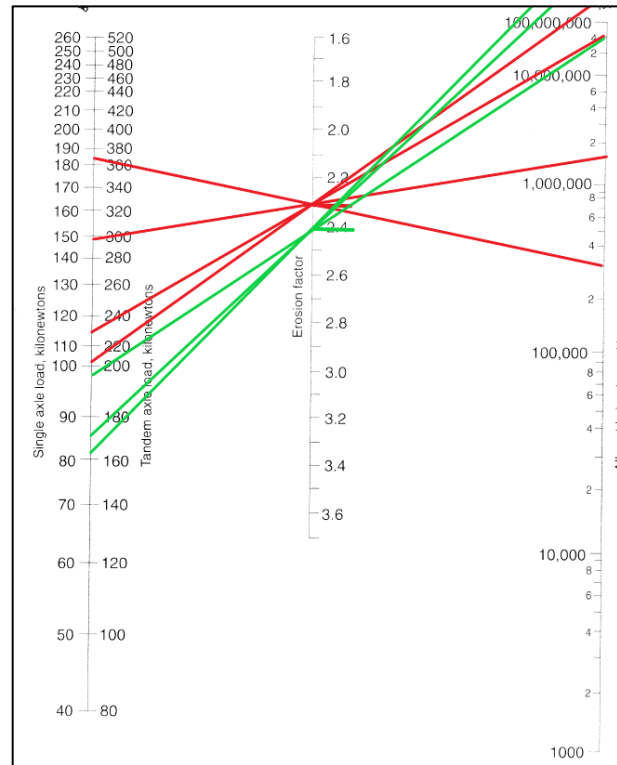
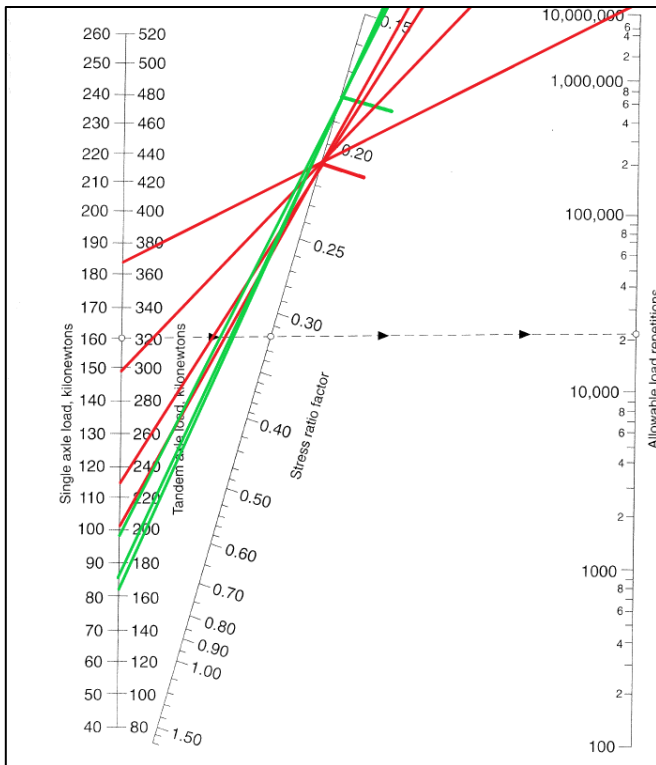
[8] Tensão Equivalente	0,95
[9] Fator de Tensão	0,21
[10] Fator de Erosão	2,31

## Eixos Tandem

135,8	162,96	146000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
141,8	170,16	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
163,4	196,08	182500	Ilimitado	0,00	40000000	0,46

[11] Tensão Equivalente	0,81
[12] Fator de Tensão	0,18
[13] Fator de Erosão	2,41

Total	0,00%	83,10%
-------	-------	--------



# B-4

<b>Nome do Projeto</b>		Opção B-4			
Espessura considerada	0,24	m	Juntas com BT	Sim	Não <u>X</u>
Espessura da sub-base (Tratado c/ LH)	0,15	m	Bermas em betão	Sim <u>X</u>	Não
Módulo de reação global (k)	120	MPa/m	Período de vida de projeto	20	Anos
Módulo de rotura do betão	4,5	MPa			
Fator de segurança de cargas (LSF)	1,2				

## Eixos Simples

Cargas por Eixo (kN)	Multiplicad a por LSF (kN)	Repetições Previstas	Análise à Fadiga		Análise à Erosão	
			Repetições Admissíveis	Porcentagem de Fadiga	Repetições Admissíveis	Porcentagem de Erosão
124,1	148,92	146000	Ilimitado	0,00	1250000	11,68
153,8	184,56	219000	2000000	10,95	255000	85,88
84,4	101,28	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
96,6	115,92	182500	Ilimitado	0,00	30000000	0,61

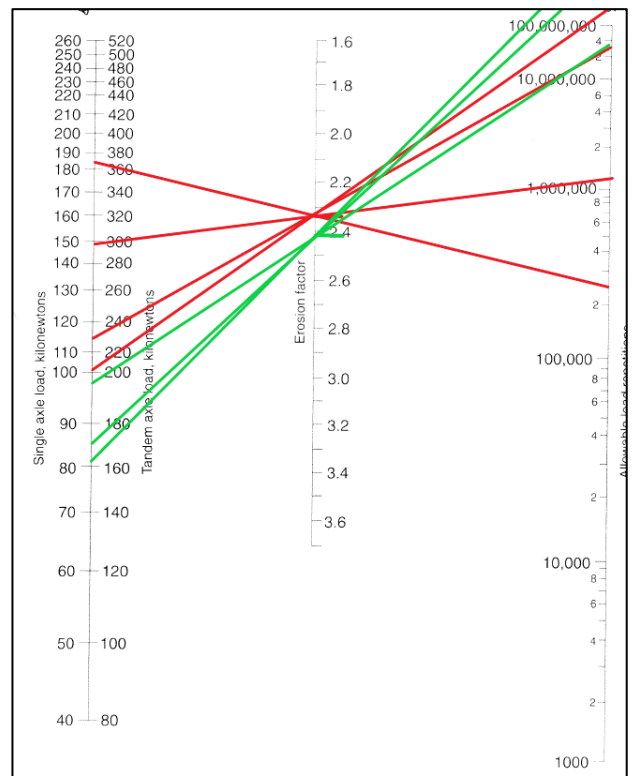
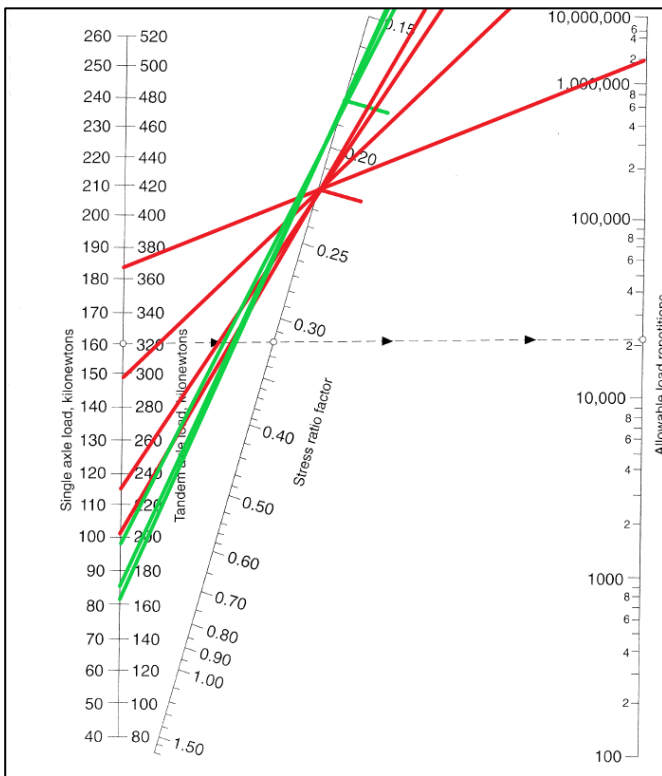
[8] Tensão Equivalente	0,97
[9] Fator de Tensão	0,22
[10] Fator de Erosão	2,34

## Eixos Tandem

135,8	162,96	146000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
141,8	170,16	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
163,4	196,08	182500	Ilimitado	0,00	38000000	0,48

[11] Tensão Equivalente	0,82
[12] Fator de Tensão	0,18
[13] Fator de Erosão	2,41

Total		10,95%		98,65%
-------	--	--------	--	--------



# C-1

Nome do Projeto		Opção C-1		
Espessura considerada	0,28	m	Juntas com BT	Sim <input checked="" type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/>
Espessura da sub-base (ABGE)	0,15	m	Bermas em betão	Sim <input type="checkbox"/> Não <input checked="" type="checkbox"/>
Módulo de reação global (k)	45	MPa/m	Período de vida de projeto	20 Anos
Módulo de rotura do betão	4,5	MPa		
Fator de segurança de cargas (LSF)	1,2			

## Eixos Simples

[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
Cargas por Eixo (kN)	Multiplicad a por LSF (kN)	Repetições Previstas	Análise à Fadiga		Análise à Erosão	
			Repetições Admissíveis	Porcentagem de Fadiga	Repetições Admissíveis	Porcentagem de Erosão
124,1	148,92	146000	Ilimitado	0,00	9000000	1,62
153,8	184,56	219000	250000	87,60	2000000	10,95
84,4	101,28	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
96,6	115,92	182500	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00

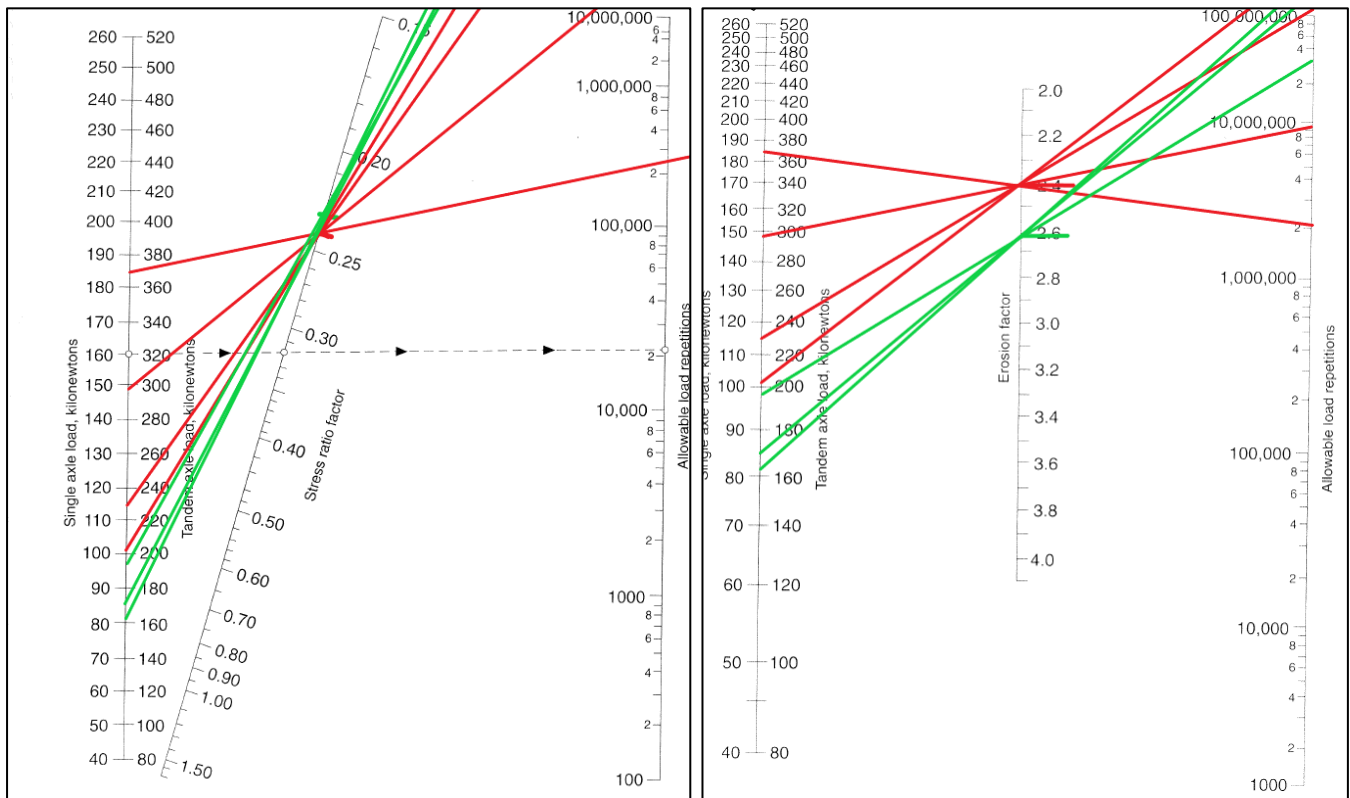
[8] Tensão Equivalente	1,1
[9] Fator de Tensão	0,24
[10] Fator de Erosão	2,4

## Eixos Tandem

135,8	162,96	146000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
141,8	170,16	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
163,4	196,08	182500	Ilimitado	0,00	33000000	0,55

[11] Tensão Equivalente	1,04
[12] Fator de Tensão	0,23
[13] Fator de Erosão	2,61

Total	87,60%	13,13%
-------	--------	--------



# C-2

<b>Nome do Projeto</b>		Opção C-2		
Espessura considerada	0,28	m	Juntas com BT	Sim X Não
Espessura da sub-base (ABGE)	0,20	m	Bermas em betão	Sim Não X
Módulo de reação global (k)	49	MPa/m	Período de vida de projeto	20 Anos
Módulo de rotura do betão	4,5	MPa		
Fator de segurança de cargas (LSF)	1,2			

## Eixos Simples

[1] Cargas por Eixo (kN)	[2] Multiplicad a por LSF (kN)	[3] Repetições Previstas	[4] Análise à Fadiga		[6] Análise à Erosão	
			Repetições Admissíveis	Porcentagem de Fadiga	Repetições Admissíveis	Porcentagem de Erosão
124,1	148,92	146000	Ilimitado	0,00	9000000	1,62
153,8	184,56	219000	250000	87,60	2000000	10,95
84,4	101,28	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
96,6	115,92	182500	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00

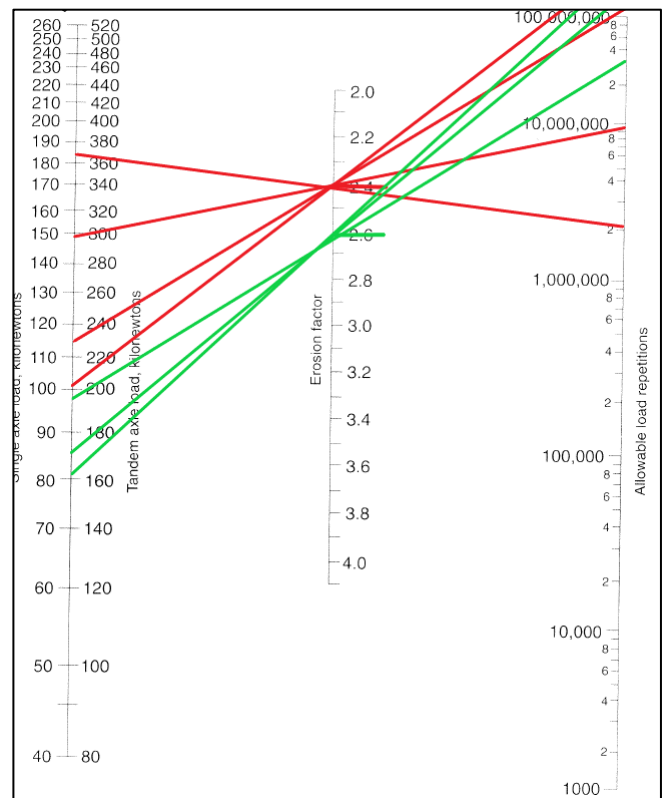
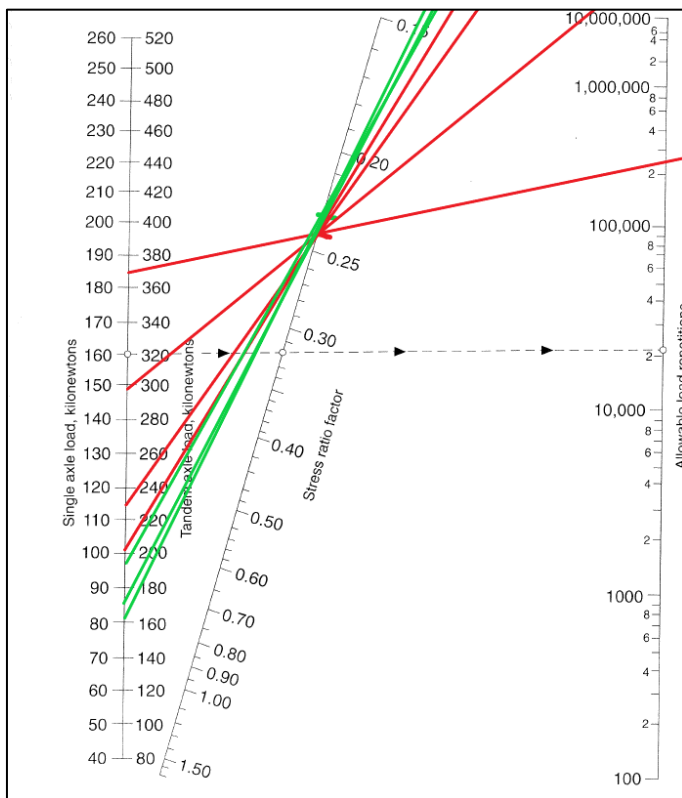
[8] Tensão Equivalente	1,08
[9] Fator de Tensão	0,24
[10] Fator de Erosão	2,40

## Eixos Tandem

135,8	162,96	146000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
141,8	170,16	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
163,4	196,08	182500	Ilimitado	0,00	32000000	0,57

[11] Tensão Equivalente	1,02
[12] Fator de Tensão	0,23
[13] Fator de Erosão	2,60

Total			87,60%			13,14%
-------	--	--	--------	--	--	--------



# C-3

Nome do Projeto		Opção C-3		
Espessura considerada	0,26	m	Juntas com BT	Sim <input checked="" type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/>
Espessura da sub-base (Tratado c/ LH)	0,10	m	Bermas em betão	Sim <input type="checkbox"/> Não <input checked="" type="checkbox"/>
Módulo de reação global (k)	92	MPa/m	Período de vida de projeto	20 Anos
Módulo de rotura do betão	4,5	MPa		
Fator de segurança de cargas (LSF)	1,2			

## Eixos Simples

Cargas por Eixo (kN)	Multiplicad a por LSF (kN)	Repetições Previstas	Análise à Fadiga		Análise à Erosão	
			Repetições Admissíveis	Porcentagem de Fadiga	Repetições Admissíveis	Porcentagem de Erosão
124,1	148,92	146000	Ilimitado	0,00	5000000	2,92
153,8	184,56	219000	280000	78,21	1500000	14,60
84,4	101,28	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
96,6	115,92	182500	Ilimitado	0,00	42000000	0,43

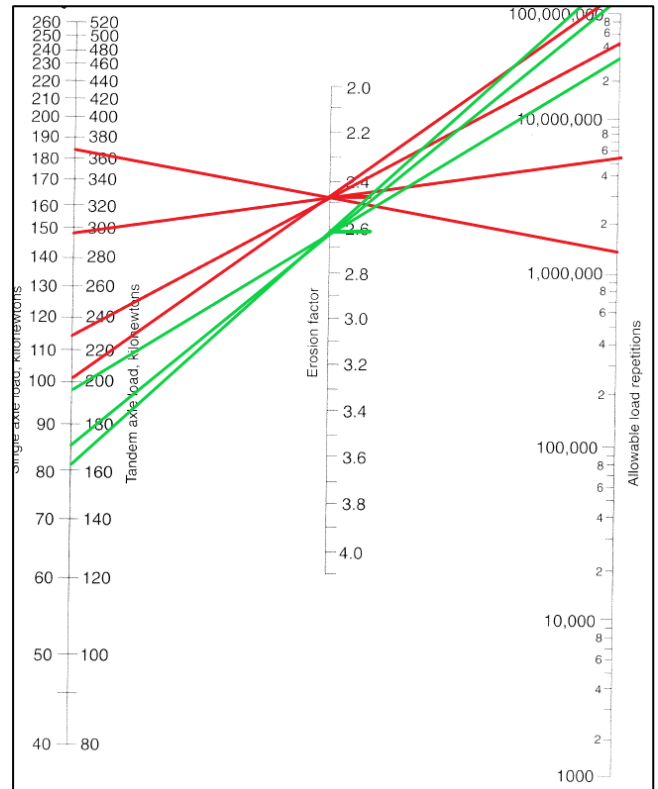
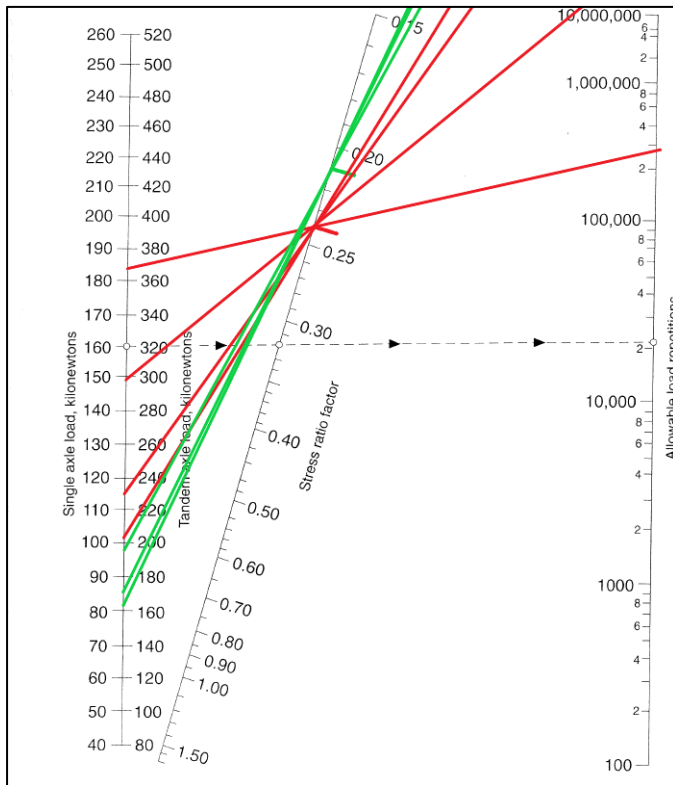
[8] Tensão Equivalente	1,08
[9] Fator de Tensão	0,24
[10] Fator de Erosão	2,47

## Eixos Tandem

135,8	162,96	146000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
141,8	170,16	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
163,4	196,08	182500	Ilimitado	0,00	30000000	0,61

[11] Tensão Equivalente	0,94
[12] Fator de Tensão	0,21
[13] Fator de Erosão	2,61

Total				78,21%		18,56%
-------	--	--	--	--------	--	--------



# C-4

<b>Nome do Projeto</b>		Opção C-4		
Espessura considerada	0,25	m	Juntas com BT	Sim X Não
Espessura da sub-base (Tratado c/ LH)	0,15	m	Bermas em betão	Sim Não X
Módulo de reação global (k)	120	MPa/m	Período de vida de projeto	20 Anos
Módulo de rotura do betão	4,5	MPa		
Fator de segurança de cargas (LSF)	1,2			

## Eixos Simples

[1] Cargas por Eixo (kN)	[2] Multiplicad a por LSF (kN)	[3] Repetições Previstas	[4] Análise à Fadiga		[6] Análise à Erosão	
			Repetições Admissíveis	Porcentagem de Fadiga	Repetições Admissíveis	Porcentagem de Erosão
124,1	148,92	146000	Ilimitado	0,00	3900000	3,74
153,8	184,56	219000	280000	78,21	1100000	19,91
84,4	101,28	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
96,6	115,92	182500	Ilimitado	0,00	29000000	0,63

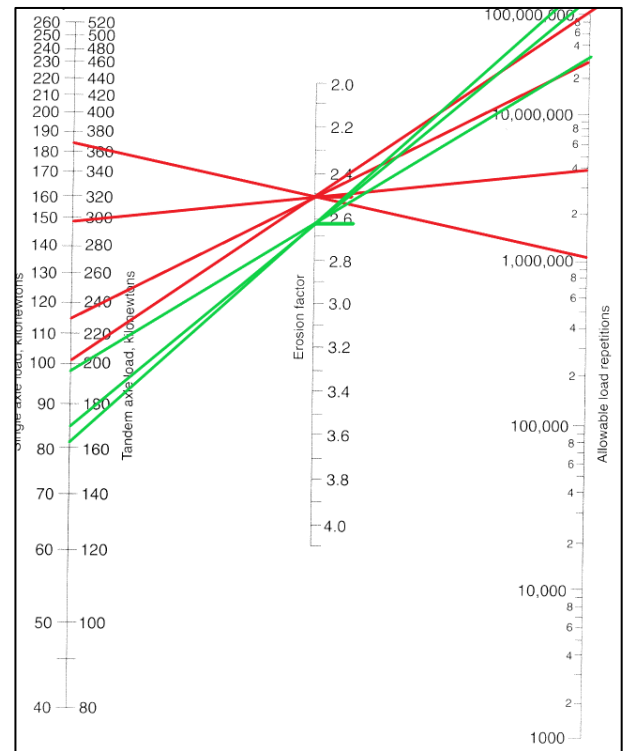
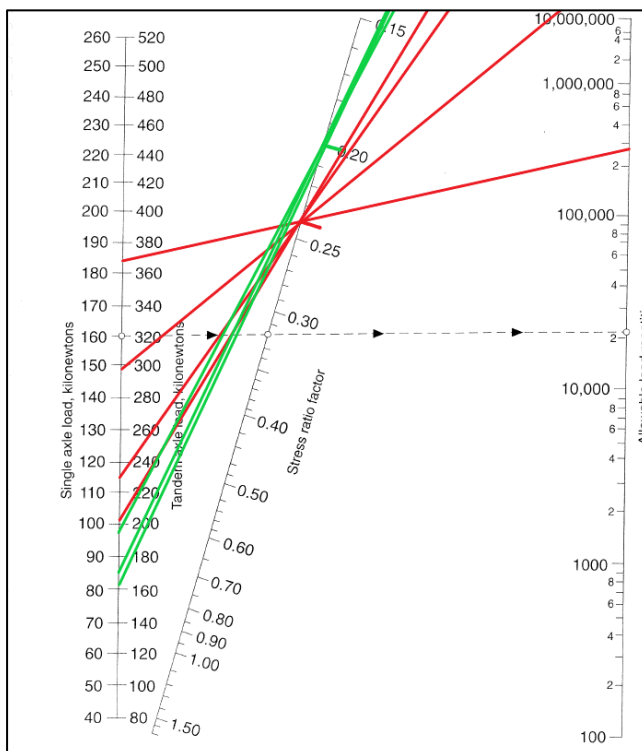
[8] Tensão Equivalente	1,09
[9] Fator de Tensão	0,24
[10] Fator de Erosão	2,51

## Eixos Tandem

135,8	162,96	146000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
141,8	170,16	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
163,4	196,08	182500	Ilimitado	0,00	31000000	0,59

[11] Tensão Equivalente	0,92
[12] Fator de Tensão	0,20
[13] Fator de Erosão	2,63

Total		78,21%		24,87%
-------	--	--------	--	--------



# D-1

<b>Nome do Projeto</b>		Opção D-1		
Espessura considerada	0,25	m	Juntas com BT	Sim <input checked="" type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/>
Espessura da sub-base (ABGE)	0,15	m	Bermas em betão	Sim <input checked="" type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/>
Módulo de reação global (k)	45	MPa/m	Período de vida de projeto	20 Anos
Módulo de rotura do betão	4,5	MPa		
Fator de segurança de cargas (LSF)	1,2			

## Eixos Simples

[1] Cargas por Eixo (kN)	[2] Multiplicad a por LSF (kN)	[3] Repetições Previstas	[4] Análise à Fadiga		[6] Análise à Erosão	
			Repetições Admissíveis	Porcentagem de Fadiga	Repetições Admissíveis	Porcentagem de Erosão
124,1	148,92	146000	Ilimitado	0,00	19000000	0,77
153,8	184,56	219000	280000	78,21	1500000	14,60
84,4	101,28	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
96,6	115,92	182500	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00

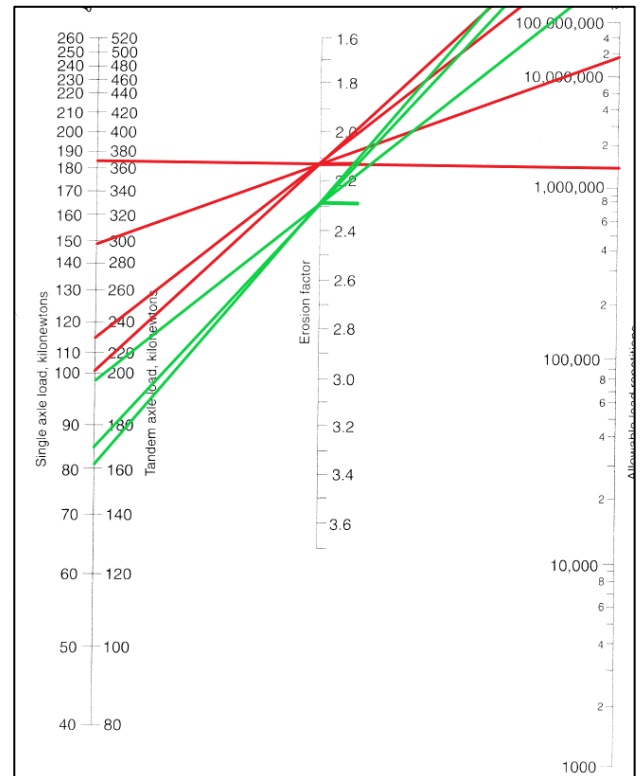
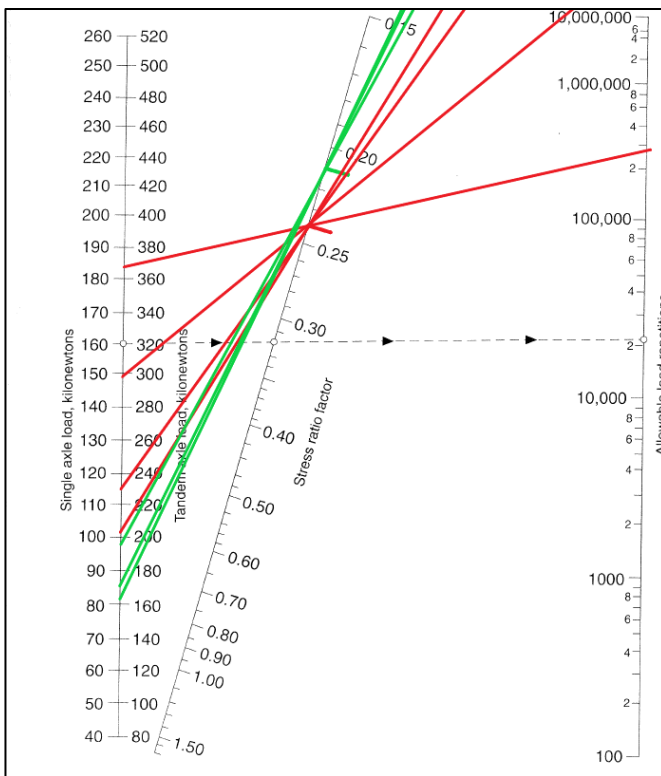
[8] Tensão Equivalente	1,06
[9] Fator de Tensão	0,24
[10] Fator de Erosão	2,13

## Eixos Tandem

[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
135,8	162,96	146000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
141,8	170,16	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
163,4	196,08	182500	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00

[11] Tensão Equivalente	0,95
[12] Fator de Tensão	0,21
[13] Fator de Erosão	2,29

Total		78,21%		15,37%
-------	--	--------	--	--------



# D-2

<b>Nome do Projeto</b>		Opção D-2		
Espessura considerada	0,25	m	Juntas com BT	Sim X Não
Espessura da sub-base (ABGE)	0,20	m	Bermas em betão	Sim X Não
Módulo de reação global (k)	49	MPa/m	Período de vida de projeto	20 Anos
Módulo de rotura do betão	4,5	MPa		
Fator de segurança de cargas (LSF)	1,2			

## Eixos Simples

[1] Cargas por Eixo (kN)	[2] Multiplicad a por LSF (kN)	[3] Repetições Previstas	[4] Análise à Fadiga		[6] Análise à Erosão	
			Repetições Admissíveis	Porcentagem de Fadiga	Repetições Admissíveis	Porcentagem de Erosão
124,1	148,92	146000	Ilimitado	0,00	18000000	0,81
153,8	184,56	219000	595000	36,81	1500000	14,60
84,4	101,28	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
96,6	115,92	182500	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00

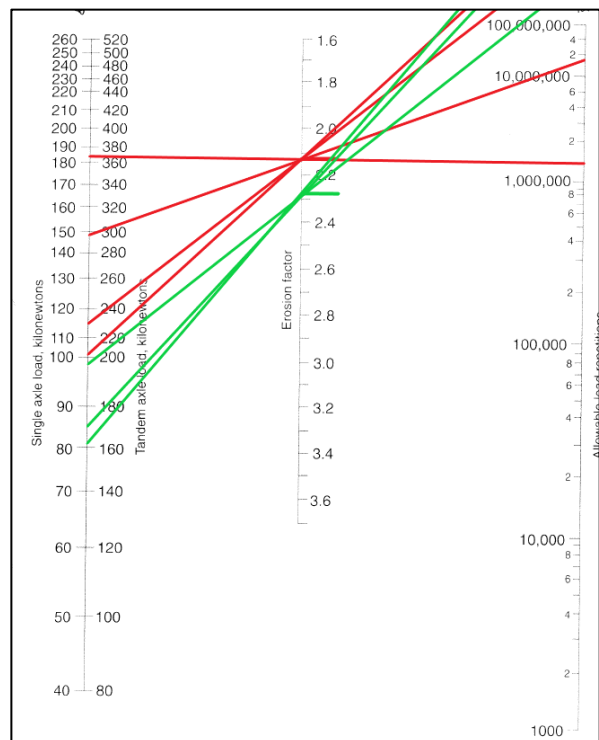
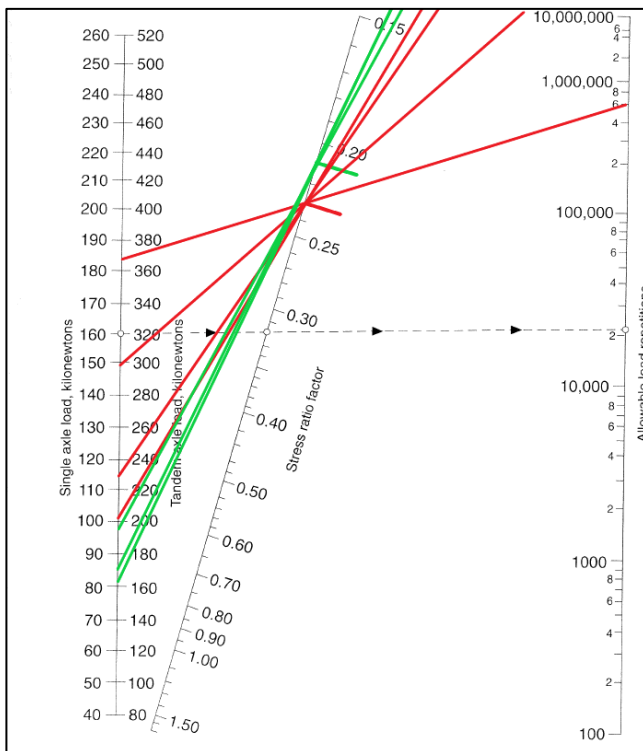
[8] Tensão Equivalente	1,05
[9] Fator de Tensão	0,23
[10] Fator de Erosão	2,13

## Eixos Tandem

135,8	162,96	146000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
141,8	170,16	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
163,4	196,08	182500	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00

[11] Tensão Equivalente	0,93
[12] Fator de Tensão	0,21
[13] Fator de Erosão	2,28

Total		36,81%		15,41%
-------	--	--------	--	--------



# D-3

<b>Nome do Projeto</b>		Opção D-3			
Espessura considerada	0,23	m	Juntas com BT	Sim	X
Espessura da sub-base (Tratado c/ LH)	0,10	m	Bermas em betão	Sim	X
Módulo de reação global (k)	92	MPa/m	Período de vida de projeto	20	Anos
Módulo de rotura do betão	4,5	MPa			
Fator de segurança de cargas (LSF)	1,2				

## Eixos Simples

Cargas por Eixo (kN)	Multiplicad a por LSF (kN)	Repetições Previstas	Análise à Fadiga		Análise à Erosão	
			Repetições Admissíveis	Porcentagem de Fadiga	Repetições Admissíveis	Porcentagem de Erosão
124,1	148,92	146000	Ilimitado	0,00	7100000	2,06
153,8	184,56	219000	280000	78,21	850000	25,76
84,4	101,28	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
96,6	115,92	182500	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00

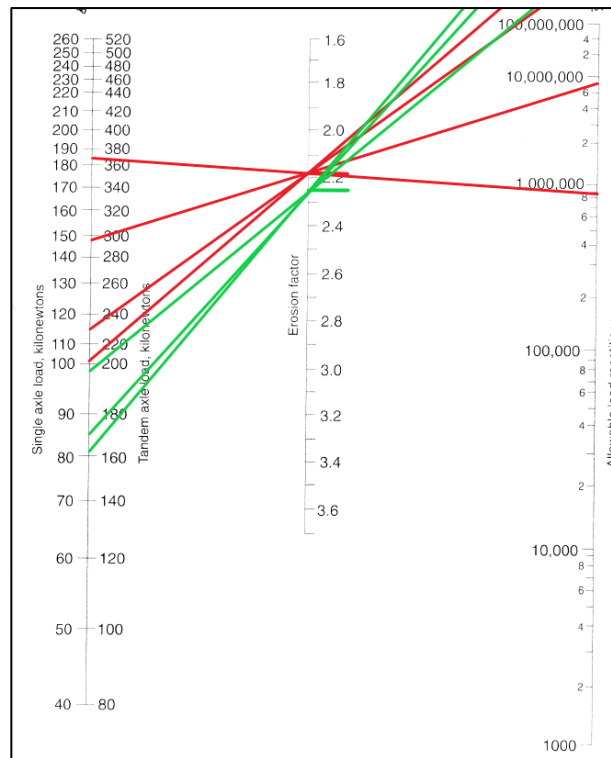
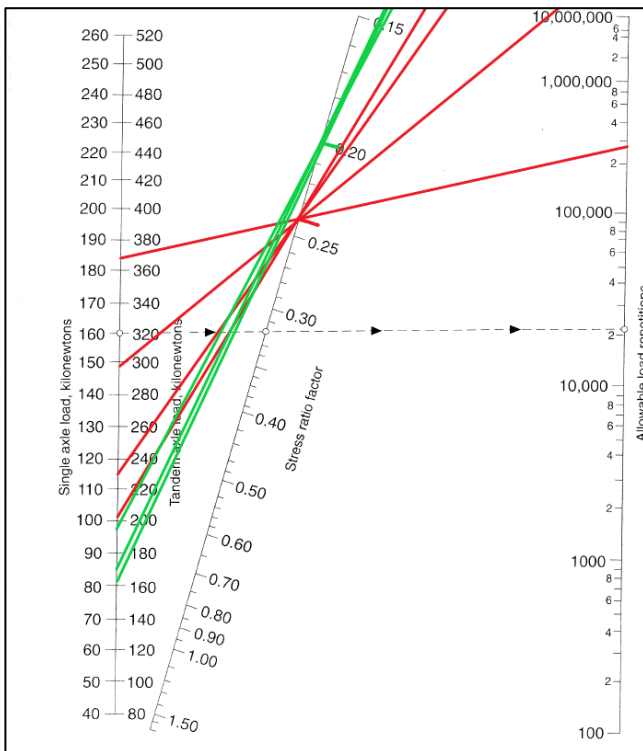
[8] Tensão Equivalente	1,06
[9] Fator de Tensão	0,24
[10] Fator de Erosão	2,18

## Eixos Tandem

135,8	162,96	146000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
141,8	170,16	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
163,4	196,08	182500	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00

[11] Tensão Equivalente	0,9
[12] Fator de Tensão	0,20
[13] Fator de Erosão	2,25

Total		78,21%	27,82%
-------	--	--------	--------



# D-4

Nome do Projeto		Opção D-4		
Espessura da laje	0,22	m	Juntas com BT	Sim <input checked="" type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/>
Espessura da sub-base (Tratado c/ LH)	0,15	m	Bermas em betão	Sim <input checked="" type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/>
Módulo de reação global (k)	120	MPa/m	Período de vida de projeto	20 Anos
Módulo de rotura do betão	4,5	MPa		
Fator de segurança de cargas (LSF)	1,2			

## Eixos Simples

Cargas por Eixo (kN)	[1] Multiplicad a por LSF (kN)	[2] Repetições Previstas	[4] Análise à Fadiga		[6] Análise à Erosão	
			Repetições Admissíveis	Porcentagem de Fadiga	Repetições Admissíveis	Porcentagem de Erosão
124,1	148,92	146000	Ilimitado	0,00	4800000	3,04
153,8	184,56	219000	280000	78,21	670000	32,69
84,4	101,28	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
96,6	115,92	182500	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00

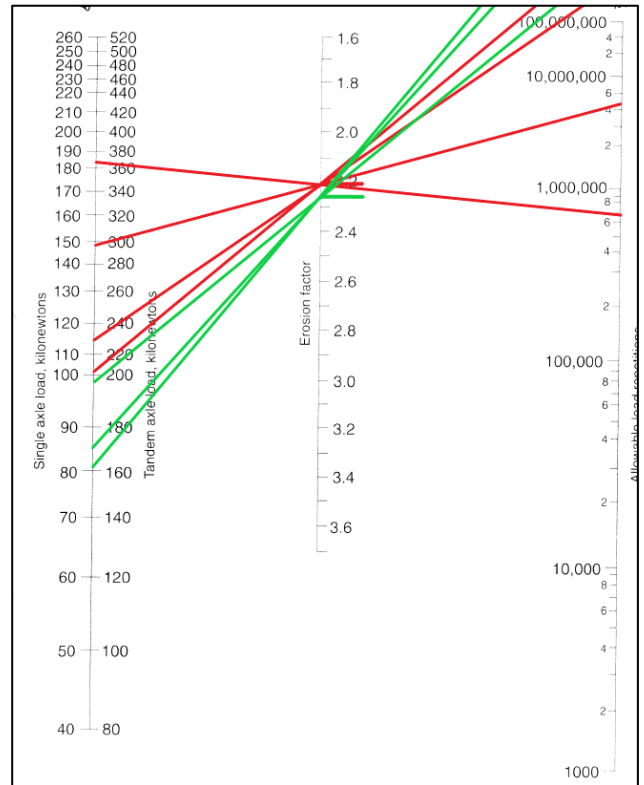
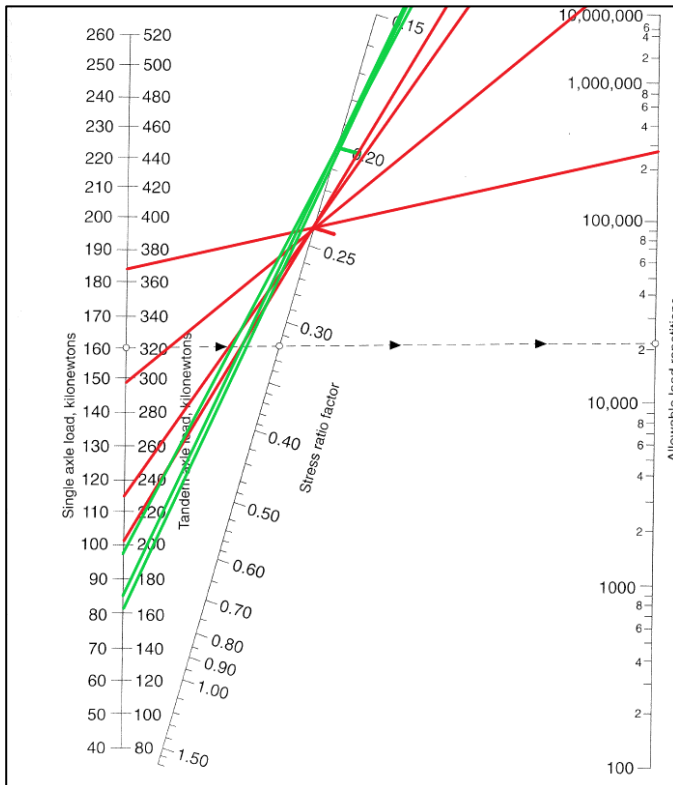
[8] Tensão Equivalente	1,08
[9] Fator de Tensão	0,24
[10] Fator de Erosão	2,21

## Eixos Tandem

135,8	162,96	146000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
141,8	170,16	219000	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00
163,4	196,08	182500	Ilimitado	0,00	Ilimitado	0,00

[11] Tensão Equivalente	0,91
[12] Fator de Tensão	0,20
[13] Fator de Erosão	2,25

Total		78,21%		35,73%
-------	--	--------	--	--------



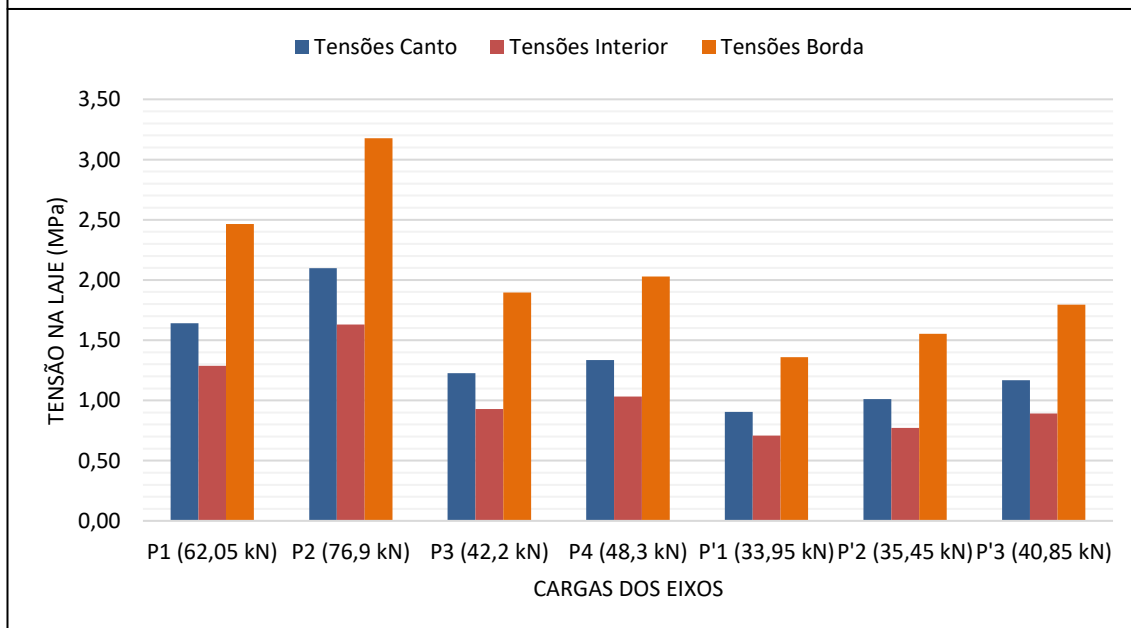
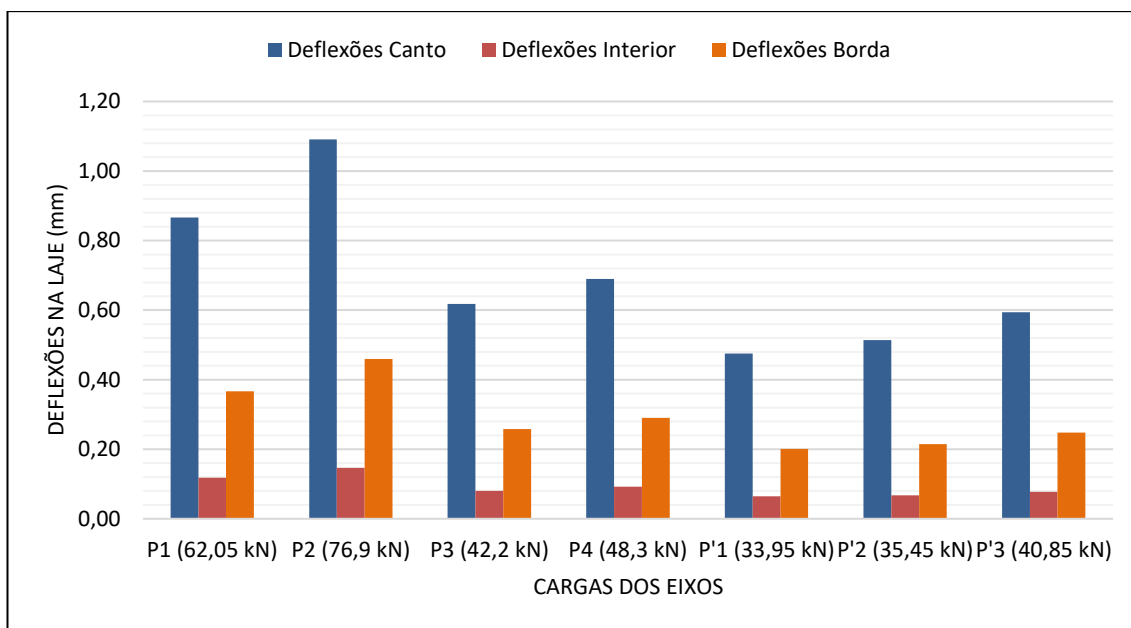
# Resultados

Opção	Berma de betão	Barras de transferência	Espessura (cm) e material da sub-base	K da fundação (MPa/m)	K Global (MPa/m)	Tensão Equivalente		Fator de Tensão		Fator de Erosão		Dano Fadiga (%)	Dano Erosão (%)	Espessura final da laje de betão (cm)
						Eixo simples	Eixo duplo	Eixo simples	Eixo duplo	Eixo simples	Eixo duplo			
A-1	Não	Não	15 cm de ABGE	36	45	1,10	1,04	0,24	0,23	2,64	2,89	87,60	67,48	28
A-2	Não	Não	20 cm de ABGE	36	49	1,08	1,02	0,24	0,23	2,64	2,88	87,60	67,26	28
A-3	Não	Não	10 cm de material tratado com ligante hidráulico	36	92	1,08	0,94	0,24	0,21	2,68	2,85	78,21	75,50	26
A-4	Não	Não	15 cm de material tratado com ligante hidráulico	36	120	1,09	0,92	0,24	0,20	2,71	2,85	78,21	90,08	25
B-1	Sim	Não	15 cm de ABGE	36	45	1,01	0,90	0,22	0,20	2,32	2,50	10,95	90,77	26
B-2	Sim	Não	20 cm de ABGE	36	49	1,00	0,88	0,22	0,20	2,31	2,49	10,95	85,08	26
B-3	Sim	Não	10 cm de material tratado com ligante hidráulico	36	92	0,95	0,81	0,21	0,18	2,31	2,41	0,00	83,10	25
B-4	Sim	Não	15 cm de material tratado com ligante hidráulico	36	120	0,97	0,82	0,22	0,18	2,34	2,41	10,95	98,65	24
C-1	Não	Sim	15 cm de ABGE	36	45	1,10	1,04	0,24	0,23	2,40	2,61	87,60	13,13	28
C-2	Não	Sim	20 cm de ABGE	36	49	1,08	1,02	0,24	0,23	2,40	2,60	87,60	13,14	28
C-3	Não	Sim	10 cm de material tratado com ligante hidráulico	36	92	1,08	0,94	0,24	0,21	2,47	2,61	78,21	18,56	26
C-4	Não	Sim	15 cm de material tratado com ligante hidráulico	36	120	1,09	0,92	0,24	0,20	2,51	2,63	78,21	24,87	25
D-1	Sim	Sim	15 cm de ABGE	36	45	1,06	0,95	0,24	0,21	2,13	2,29	78,21	15,37	25
D-2	Sim	Sim	20 cm de ABGE	36	49	1,05	0,93	0,23	0,21	2,13	2,28	36,81	15,41	25
D-3	Sim	Sim	10 cm de material tratado com ligante hidráulico	36	92	1,06	0,90	0,24	0,20	2,18	2,25	78,21	27,82	23
D-4	Sim	Sim	15 cm de material tratado com ligante hidráulico	36	120	1,08	0,91	0,24	0,20	2,21	2,25	78,21	35,73	22

# **Anexo IV – Resultados Tensões Westergaard**

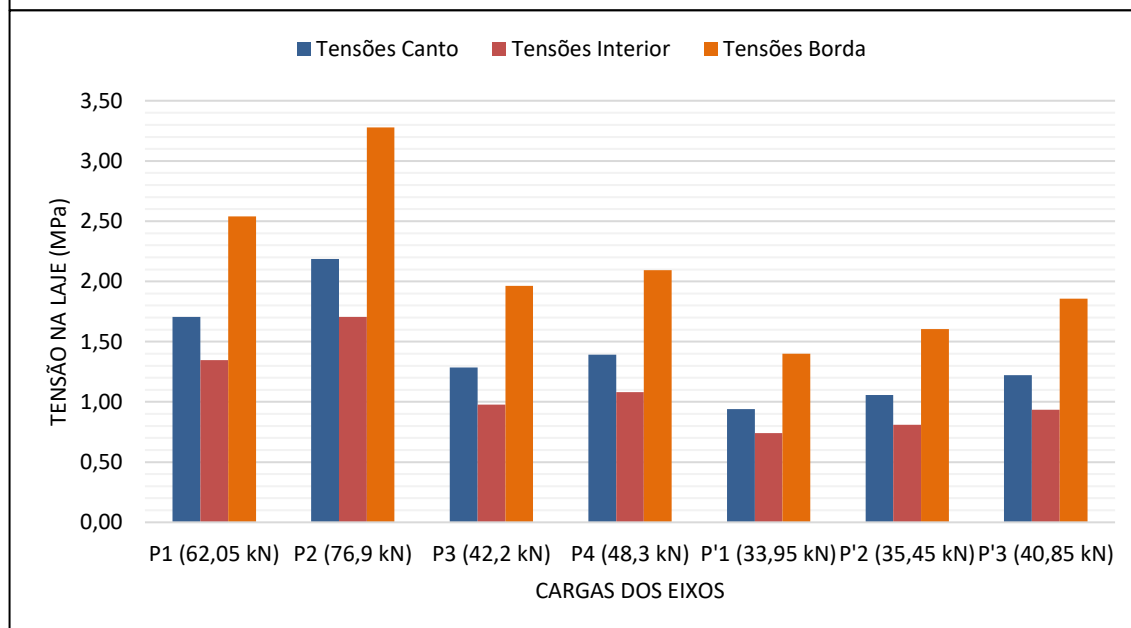
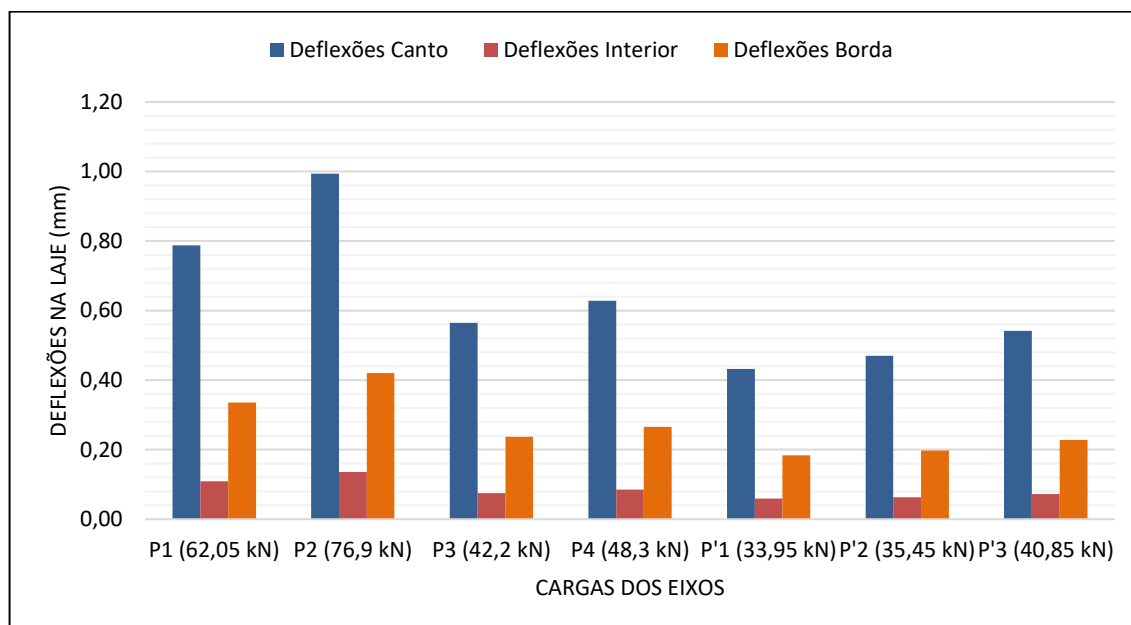
# A-3

Eixo	P (kN)	a (m)	b (m)	Posições da carga					
				Canto		Interior		Borda	
				Tensão (MPa) $\sigma_c$	Deflexão (mm) $\delta_c$	Tensão (MPa) $\sigma_i$	Deflexão (mm) $\delta_i$	Tensão (MPa) $\sigma_b$	Deflexão (mm) $\delta_b$
P1	62,05	0,131	0,134	1,642	0,8662	1,289	0,118	2,466	0,366
P2	76,90	0,121	0,128	2,099	1,0911	1,630	0,147	3,177	0,459
P3	42,20	0,101	0,115	1,226	0,6180	0,930	0,081	1,896	0,258
P4	48,30	0,117	0,125	1,335	0,6897	1,032	0,092	2,028	0,290
P'1	33,95	0,129	0,133	0,904	0,4755	0,708	0,065	1,360	0,201
P'2	35,45	0,107	0,119	1,011	0,5143	0,772	0,068	1,552	0,215
P'3	40,85	0,106	0,118	1,168	0,5936	0,892	0,078	1,796	0,248



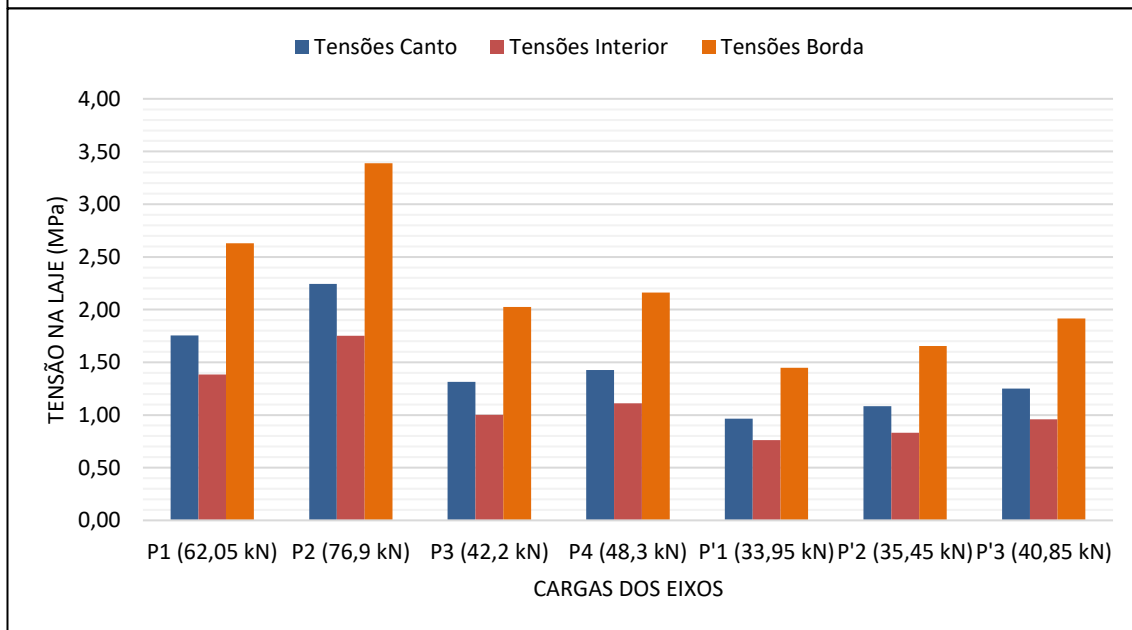
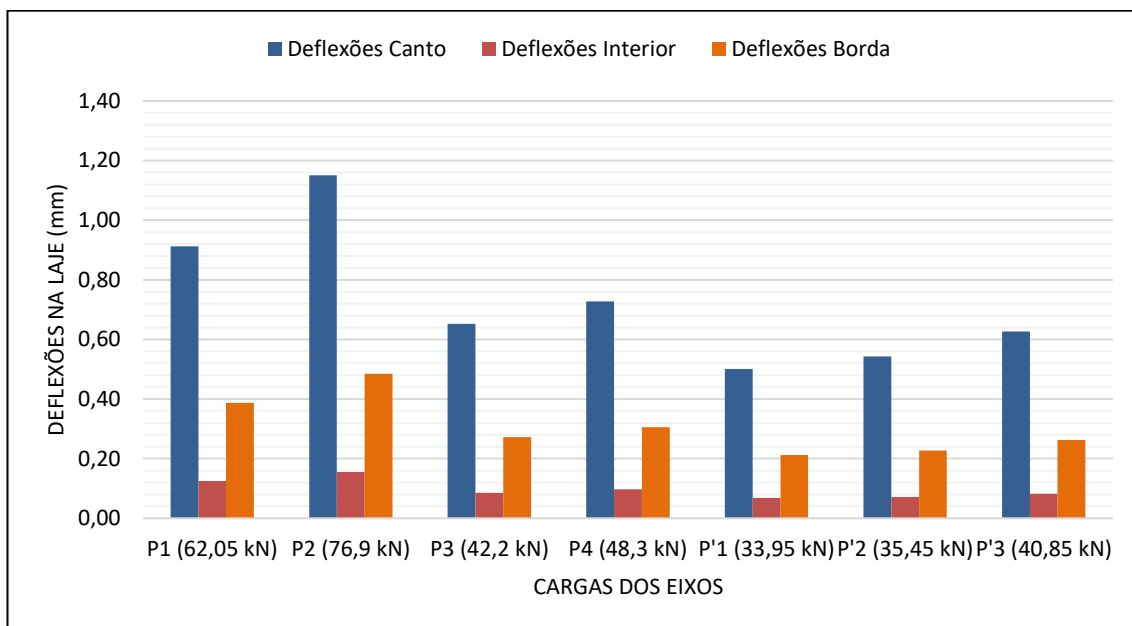
# A-4

Eixo	P (kN)	a (m)	b (m)	Posições da carga					
				Canto		Interior		Borda	
				Tensão (MPa) $\sigma_c$	Deflexão (mm) $\delta_c$	Tensão (MPa) $\sigma_i$	Deflexão (mm) $\delta_i$	Tensão (MPa) $\sigma_b$	Deflexão (mm) $\delta_b$
P1	62,05	0,131	0,132	1,705	0,7871	1,347	0,109	2,540	0,335
P2	76,90	0,121	0,126	2,186	0,9934	1,706	0,136	3,278	0,421
P3	42,20	0,101	0,113	1,284	0,5648	0,976	0,075	1,963	0,237
P4	48,30	0,117	0,123	1,392	0,6284	1,081	0,085	2,094	0,266
P'1	33,95	0,129	0,131	0,939	0,4322	0,740	0,060	1,401	0,184
P'2	35,45	0,107	0,117	1,057	0,4695	0,810	0,063	1,605	0,197
P'3	40,85	0,106	0,116	1,222	0,5420	0,935	0,072	1,858	0,228



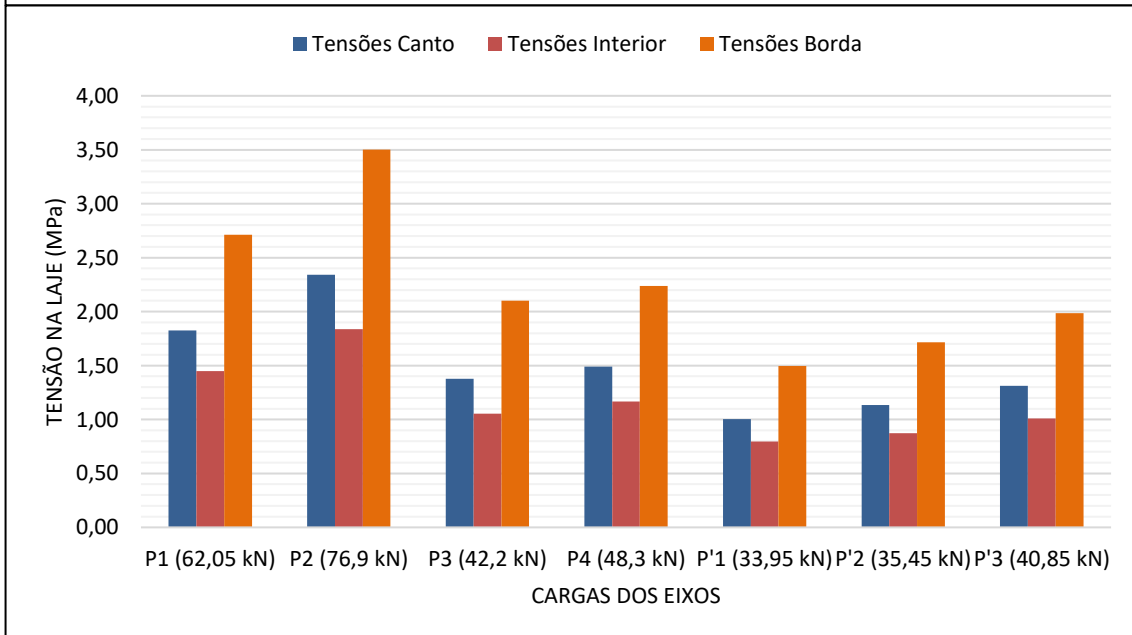
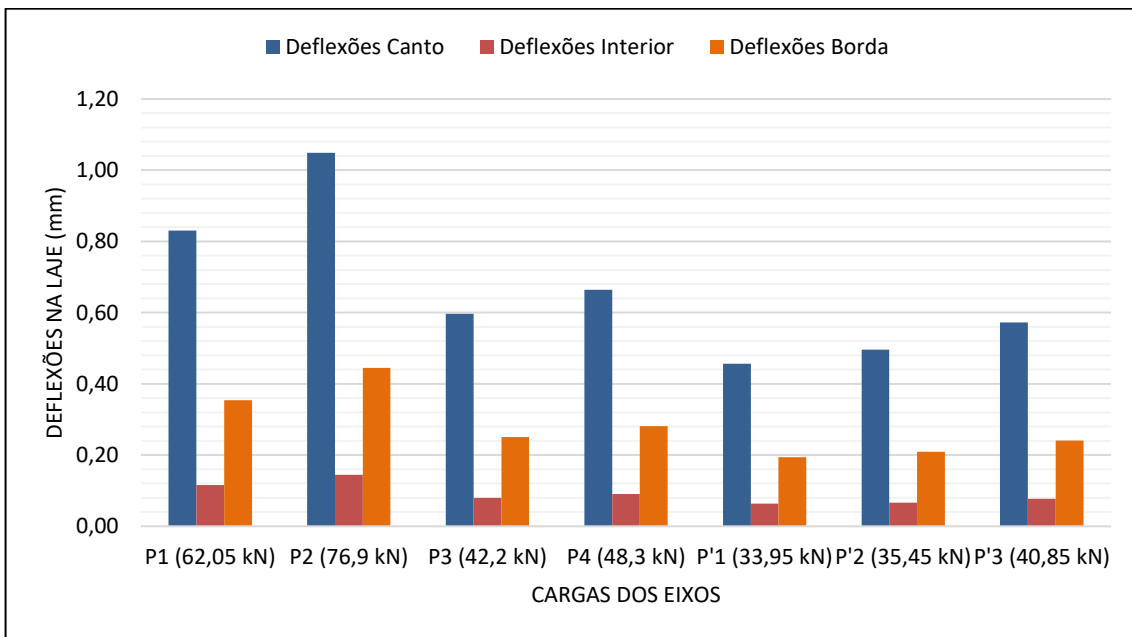
# B-3

Eixo	P (kN)	a (m)	b (m)	Posições da carga					
				Canto		Interior		Borda	
				Tensão (MPa) $\sigma_c$	Deflexão (mm) $\delta_c$	Tensão (MPa) $\sigma_i$	Deflexão (mm) $\delta_i$	Tensão (MPa) $\sigma_b$	Deflexão (mm) $\delta_b$
P1	62,05	0,131	0,132	1,754	0,9128	1,384	0,125	2,628	0,387
P2	76,90	0,121	0,126	2,245	1,1505	1,753	0,155	3,388	0,485
P3	42,20	0,101	0,113	1,313	0,6524	1,002	0,085	2,024	0,272
P4	48,30	0,117	0,123	1,428	0,7274	1,110	0,098	2,163	0,306
P'1	33,95	0,129	0,131	0,966	0,5011	0,761	0,068	1,449	0,212
P'2	35,45	0,107	0,117	1,082	0,5427	0,832	0,072	1,656	0,227
P'3	40,85	0,106	0,116	1,251	0,6264	0,960	0,083	1,917	0,262



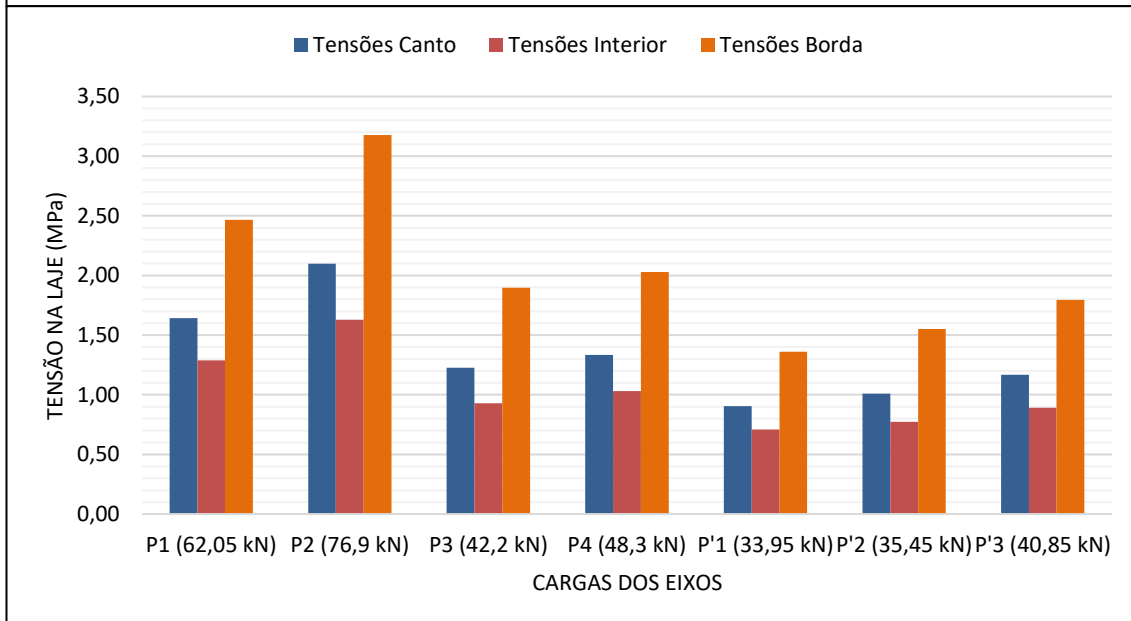
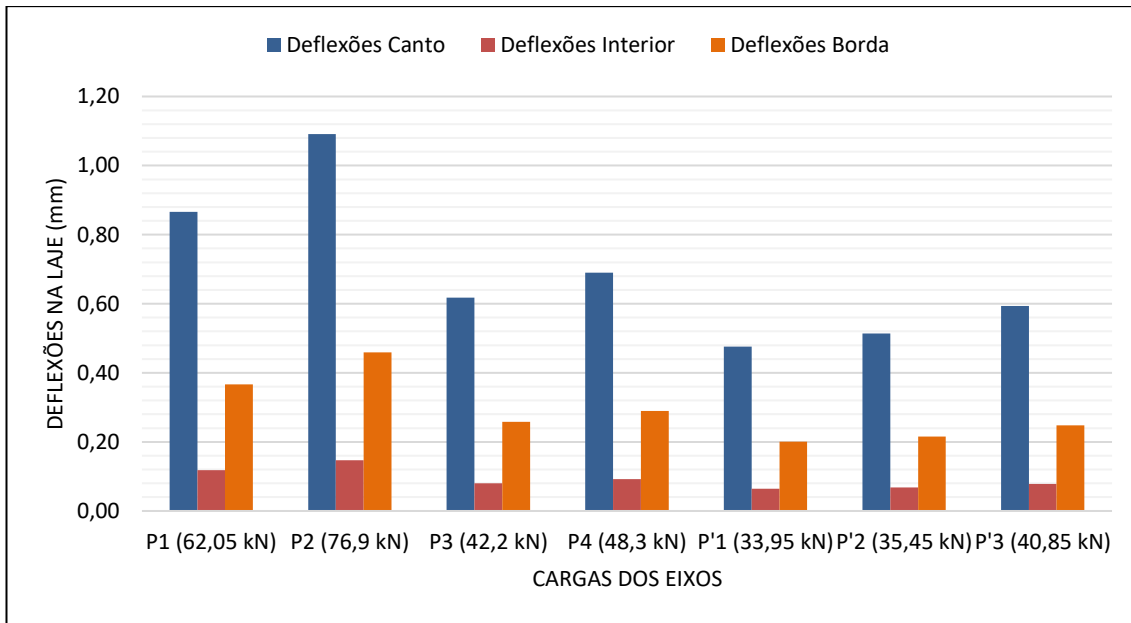
# B-4

Eixo	P (kN)	a (m)	b (m)	Posições da carga					
				Canto		Interior		Borda	
				Tensão (MPa) $\sigma_c$	Deflexão (mm) $\delta_c$	Tensão (MPa) $\sigma_i$	Deflexão (mm) $\delta_i$	Tensão (MPa) $\sigma_b$	Deflexão (mm) $\delta_b$
P1	62,05	0,131	0,131	1,824	0,8305	1,450	0,116	2,712	0,354
P2	76,90	0,121	0,124	2,342	1,0489	1,839	0,144	3,503	0,445
P3	42,20	0,101	0,111	1,379	0,5972	1,055	0,079	2,100	0,251
P4	48,30	0,117	0,121	1,492	0,6638	1,165	0,091	2,238	0,281
P'1	33,95	0,129	0,129	1,005	0,4561	0,797	0,064	1,496	0,194
P'2	35,45	0,107	0,115	1,134	0,4962	0,875	0,067	1,716	0,209
P'3	40,85	0,106	0,114	1,311	0,5729	1,010	0,077	1,987	0,241



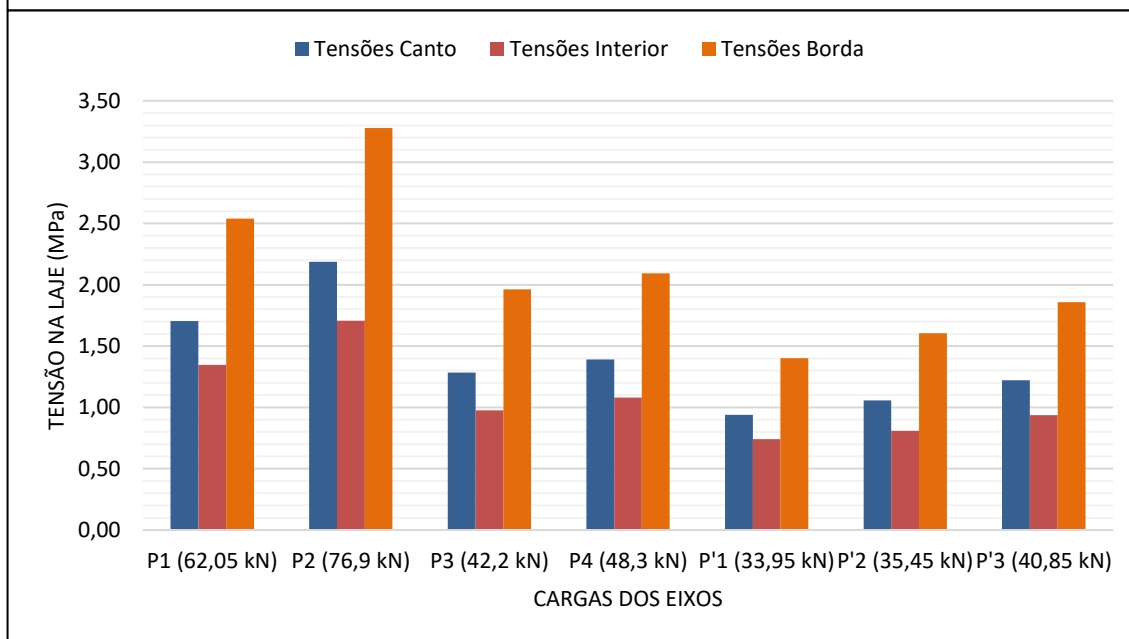
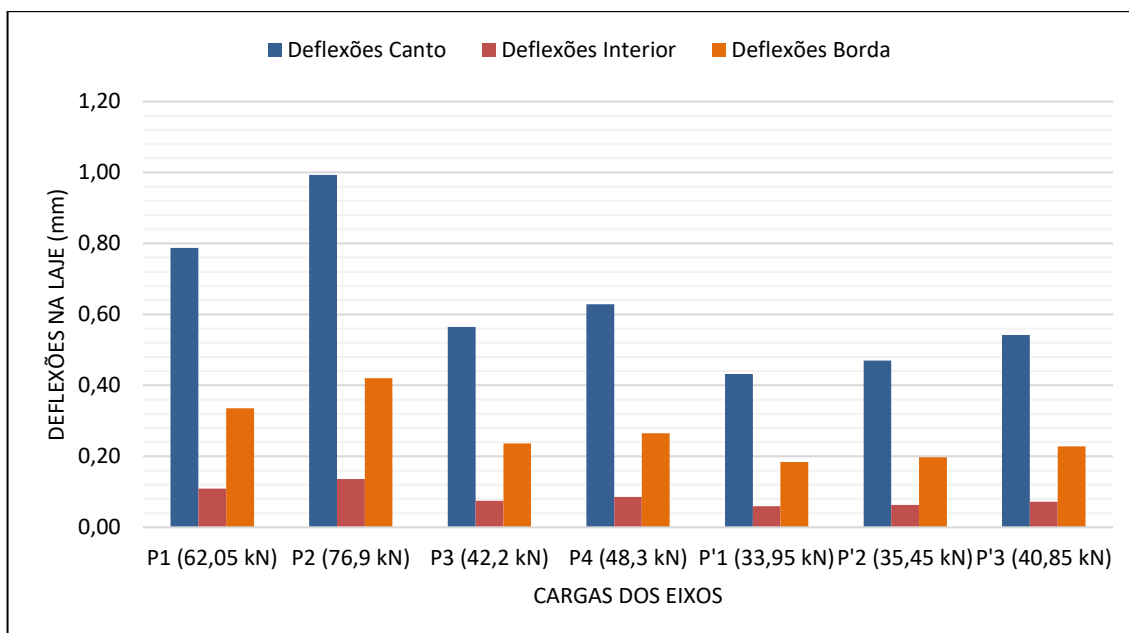
# C-3

Eixo	P (kN)	a (m)	b (m)	Posições da carga					
				Canto		Interior		Borda	
				Tensão (MPa) $\sigma_c$	Deflexão (mm) $\delta_c$	Tensão (MPa) $\sigma_i$	Deflexão (mm) $\delta_i$	Tensão (MPa) $\sigma_b$	Deflexão (mm) $\delta_b$
P1	62,05	0,131	0,134	1,642	0,8662	1,289	0,118	2,466	0,366
P2	76,90	0,121	0,128	2,099	1,0911	1,630	0,147	3,177	0,459
P3	42,20	0,101	0,115	1,226	0,6180	0,930	0,081	1,896	0,258
P4	48,30	0,117	0,125	1,335	0,6897	1,032	0,092	2,028	0,290
P'1	33,95	0,129	0,133	0,904	0,4755	0,708	0,065	1,360	0,201
P'2	35,45	0,107	0,119	1,011	0,5143	0,772	0,068	1,552	0,215
P'3	40,85	0,106	0,118	1,168	0,5936	0,892	0,078	1,796	0,248



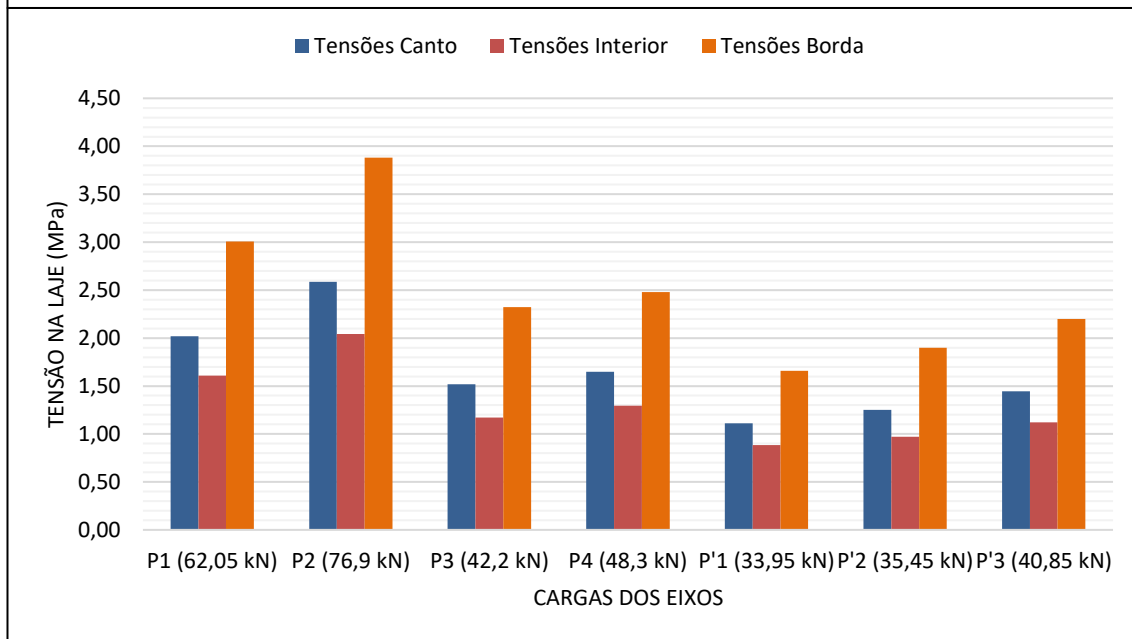
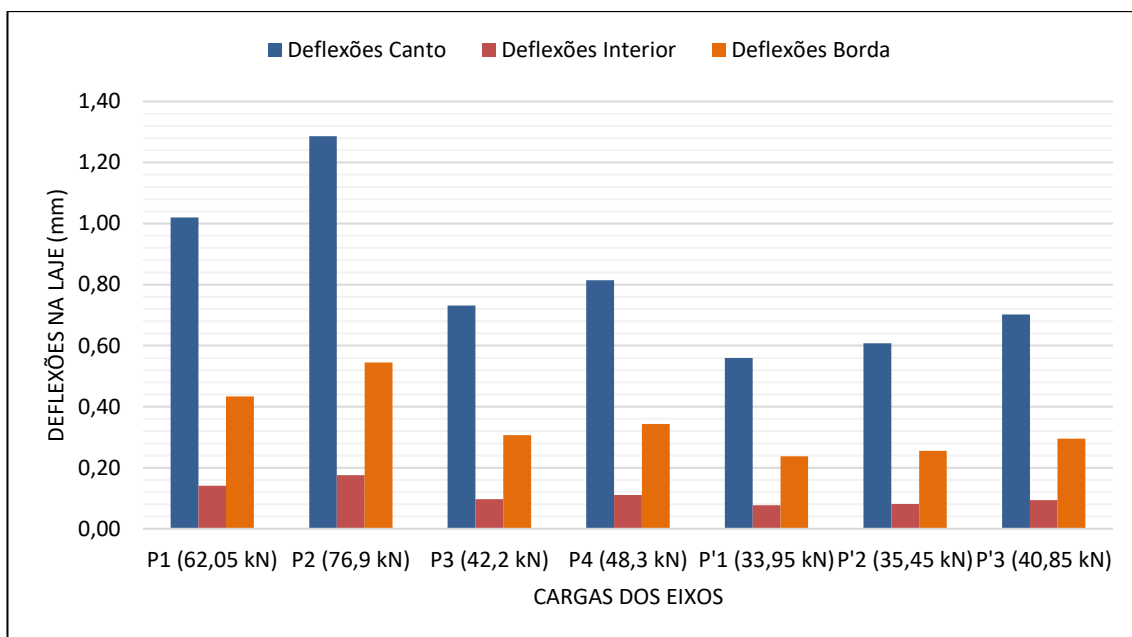
# C-4

Eixo	P (kN)	a (m)	b (m)	Posições da carga					
				Canto		Interior		Borda	
				Tensão (MPa) $\sigma_c$	Deflexão (mm) $\delta_c$	Tensão (MPa) $\sigma_i$	Deflexão (mm) $\delta_i$	Tensão (MPa) $\sigma_b$	Deflexão (mm) $\delta_b$
P1	62,05	0,131	0,132	1,705	0,7871	1,347	0,109	2,540	0,335
P2	76,90	0,121	0,126	2,186	0,9934	1,706	0,136	3,278	0,421
P3	42,20	0,101	0,113	1,284	0,5648	0,976	0,075	1,963	0,237
P4	48,30	0,117	0,123	1,392	0,6284	1,081	0,085	2,094	0,266
P'1	33,95	0,129	0,131	0,939	0,4322	0,740	0,060	1,401	0,184
P'2	35,45	0,107	0,117	1,057	0,4695	0,810	0,063	1,605	0,197
P'3	40,85	0,106	0,116	1,222	0,5420	0,935	0,072	1,858	0,228



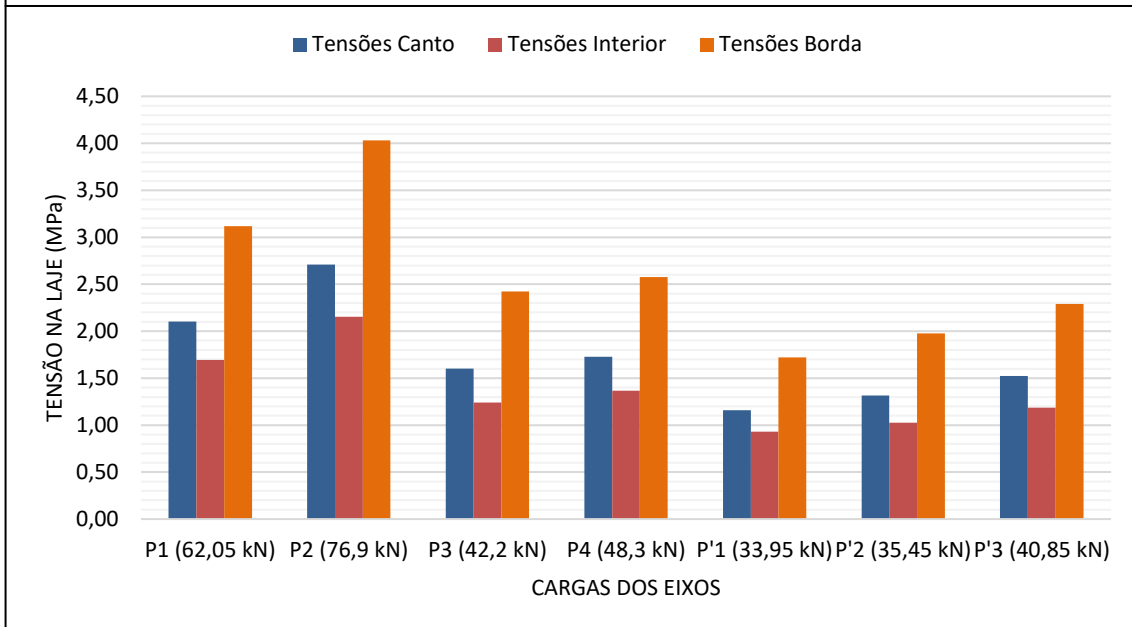
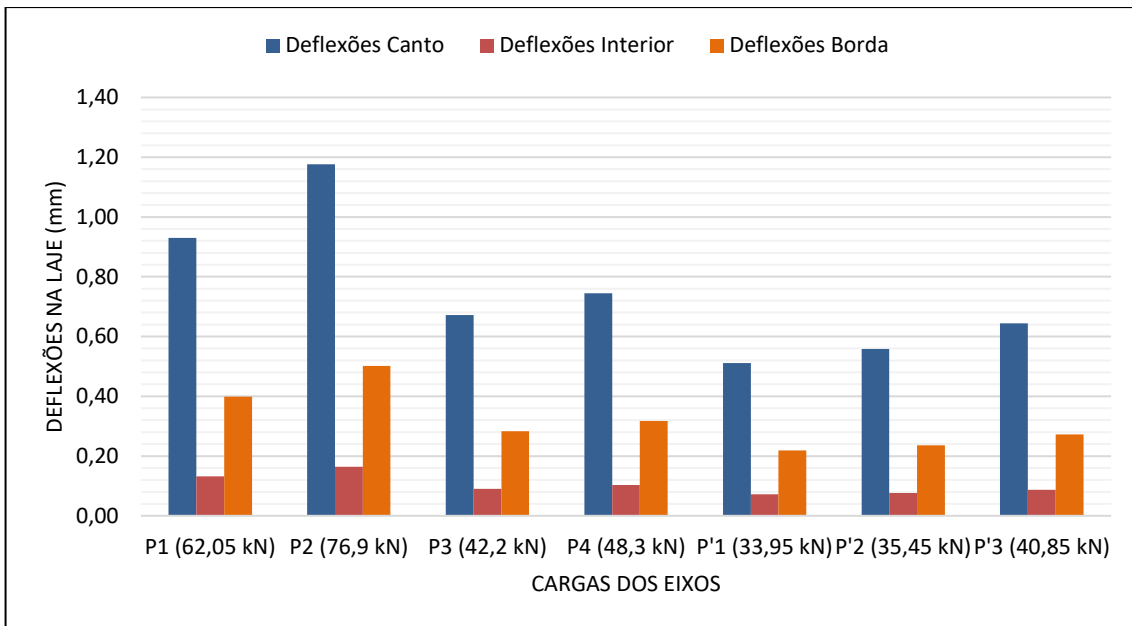
# D-3

Eixo	P (kN)	a (m)	b (m)	Posições da carga					
				Canto		Interior		Borda	
				Tensão (MPa) $\sigma_c$	Deflexão (mm) $\delta_c$	Tensão (MPa) $\sigma_i$	Deflexão (mm) $\delta_i$	Tensão (MPa) $\sigma_b$	Deflexão (mm) $\delta_b$
P1	62,05	0,131	0,129	2,017	1,0196	1,609	0,142	3,007	0,434
P2	76,90	0,121	0,122	2,587	1,2868	2,042	0,176	3,881	0,545
P3	42,20	0,101	0,109	1,520	0,7315	1,173	0,097	2,324	0,306
P4	48,30	0,117	0,119	1,647	0,8140	1,295	0,110	2,479	0,344
P'1	33,95	0,129	0,128	1,111	0,5599	0,885	0,077	1,658	0,238
P'2	35,45	0,107	0,113	1,251	0,6081	0,972	0,081	1,900	0,256
P'3	40,85	0,106	0,112	1,446	0,7020	1,123	0,094	2,199	0,295



# D-4

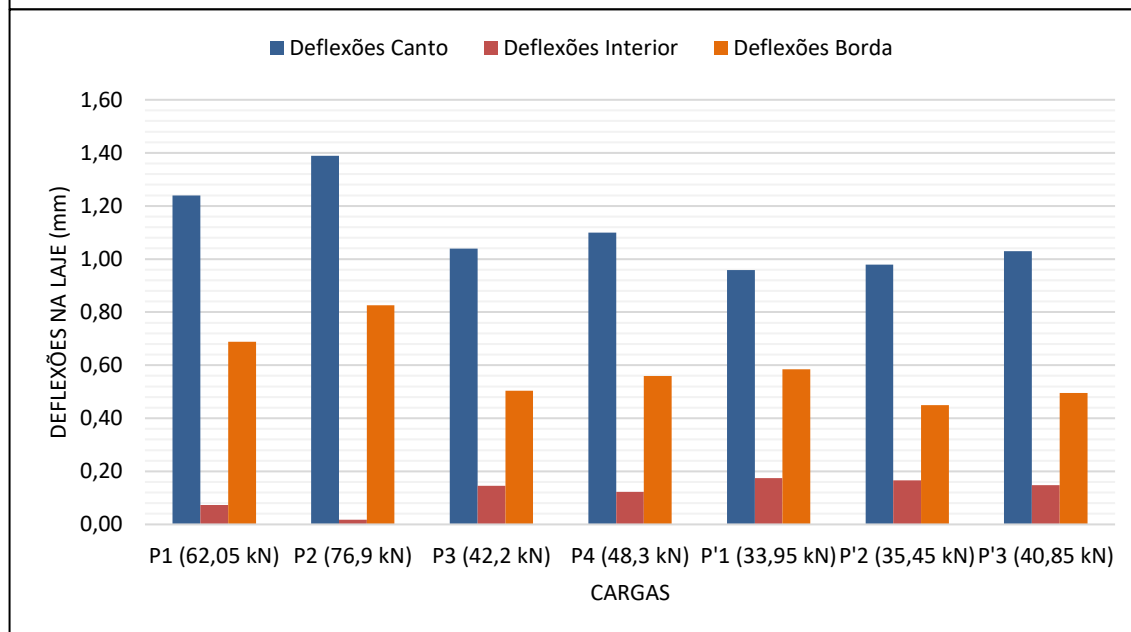
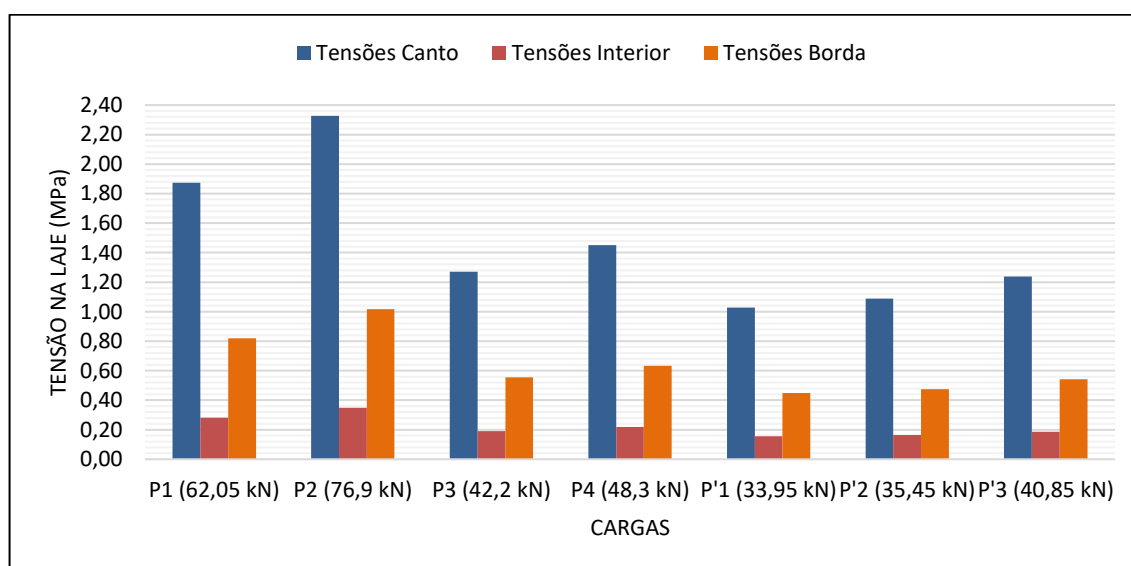
Eixo	P (kN)	a (m)	b (m)	Posições da carga					
				Canto		Interior		Borda	
				Tensão (MPa) $\sigma_c$	Deflexão (mm) $\delta_c$	Tensão (MPa) $\sigma_i$	Deflexão (mm) $\delta_i$	Tensão (MPa) $\sigma_b$	Deflexão (mm) $\delta_b$
P1	62,05	0,131	0,128	2,104	0,9303	1,693	0,132	3,117	0,399
P2	76,90	0,121	0,121	2,708	1,1769	2,153	0,164	4,030	0,502
P3	42,20	0,101	0,107	1,602	0,6721	1,241	0,090	2,422	0,283
P4	48,30	0,117	0,118	1,726	0,7452	1,366	0,103	2,576	0,317
P'1	33,95	0,129	0,127	1,160	0,5111	0,931	0,072	1,720	0,219
P'2	35,45	0,107	0,111	1,316	0,5580	1,028	0,076	1,978	0,236
P'3	40,85	0,106	0,110	1,522	0,6442	1,187	0,087	2,290	0,272



## **Anexo V – Resultados Tensões EverFE**

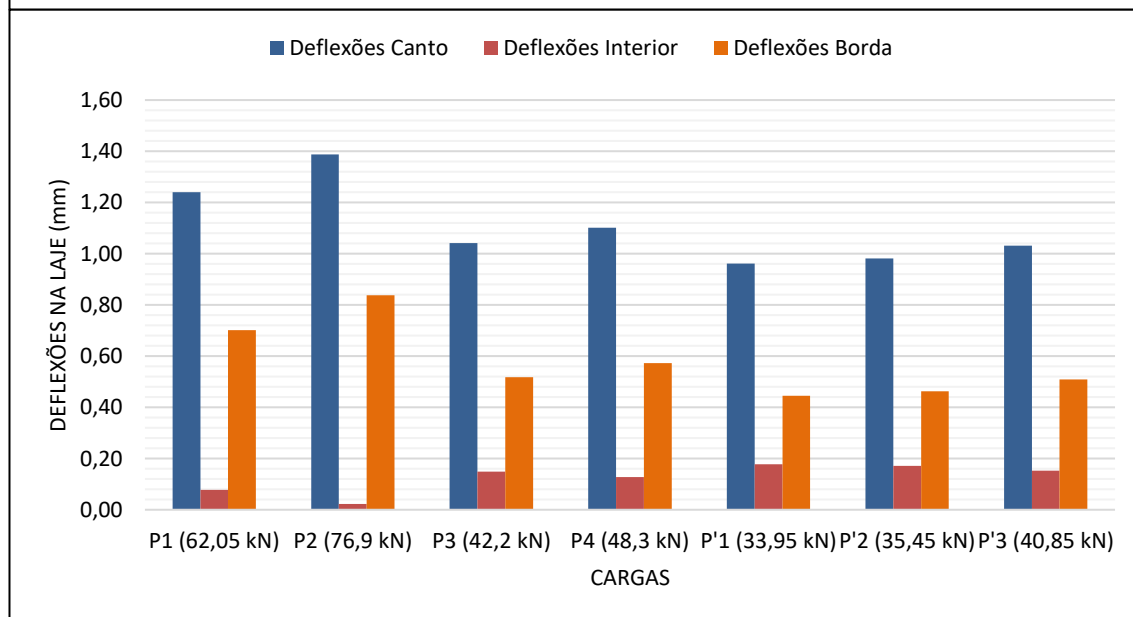
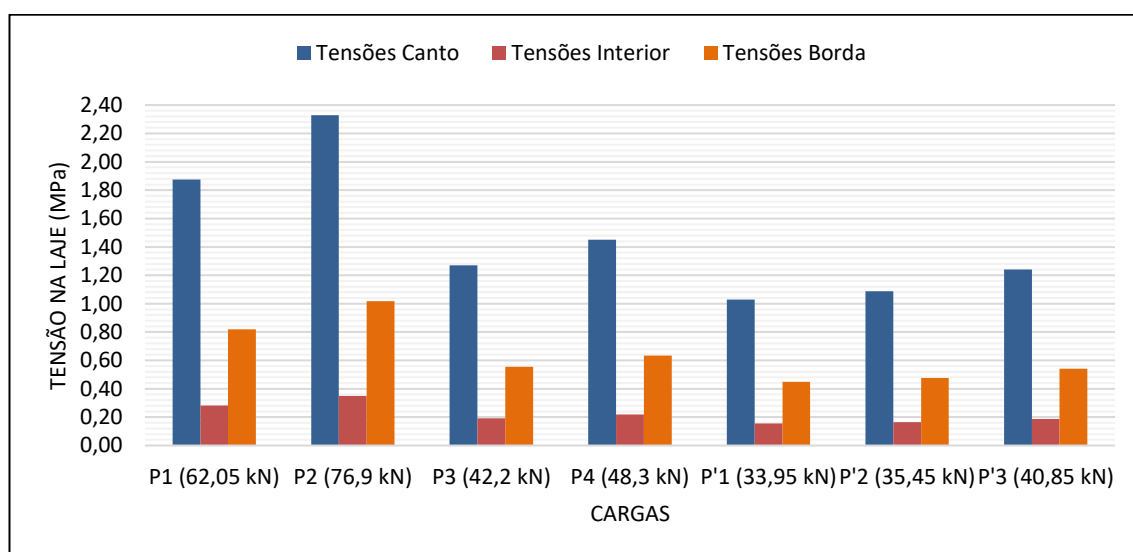
# C-1

Eixo	Carga (kN)	Posições da carga					
		Canto		Interior		Borda	
		Tensão (MPa) $\sigma_c$	Deflexão (mm) $\delta_c$	Tensão (MPa) $\sigma_i$	Deflexão (mm) $\delta_i$	Tensão (MPa) $\sigma_b$	Deflexão (mm) $\delta_b$
P1	62,05	1,874	1,239	0,282	0,073	0,819	0,688
P2	76,9	2,328	1,389	0,350	0,018	1,017	0,826
P3	42,2	1,270	1,039	0,191	0,145	0,554	0,504
P4	48,3	1,451	1,099	0,218	0,123	0,634	0,559
P'1	33,95	1,028	0,959	0,155	0,174	0,448	0,585
P'2	35,45	1,088	0,979	0,164	0,166	0,475	0,449
P'3	40,85	1,239	1,029	0,187	0,148	0,541	0,495



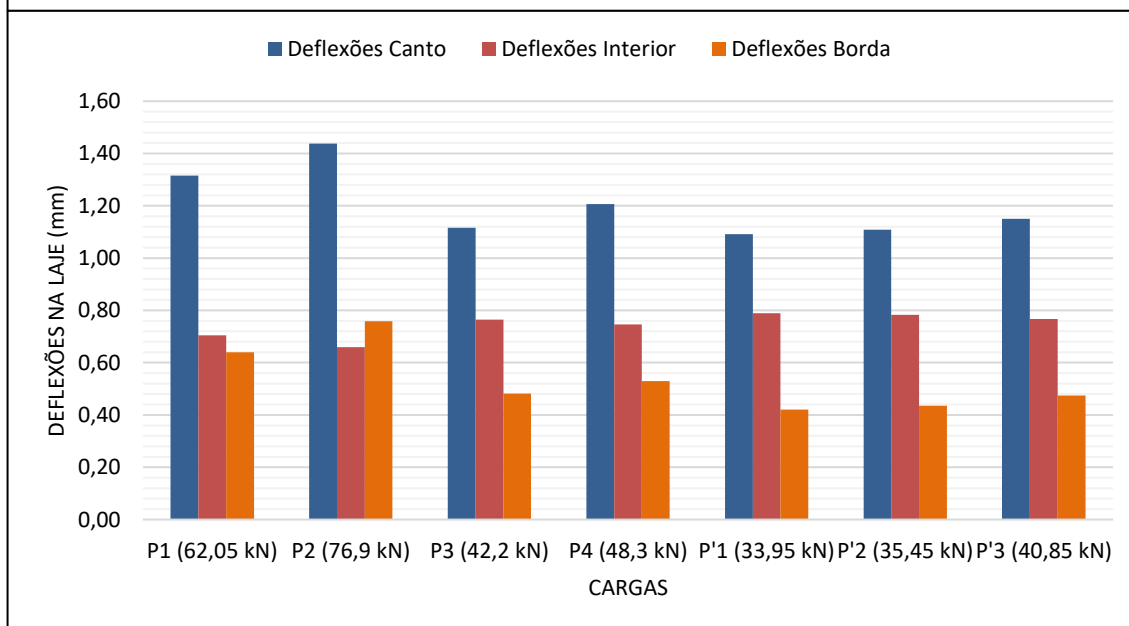
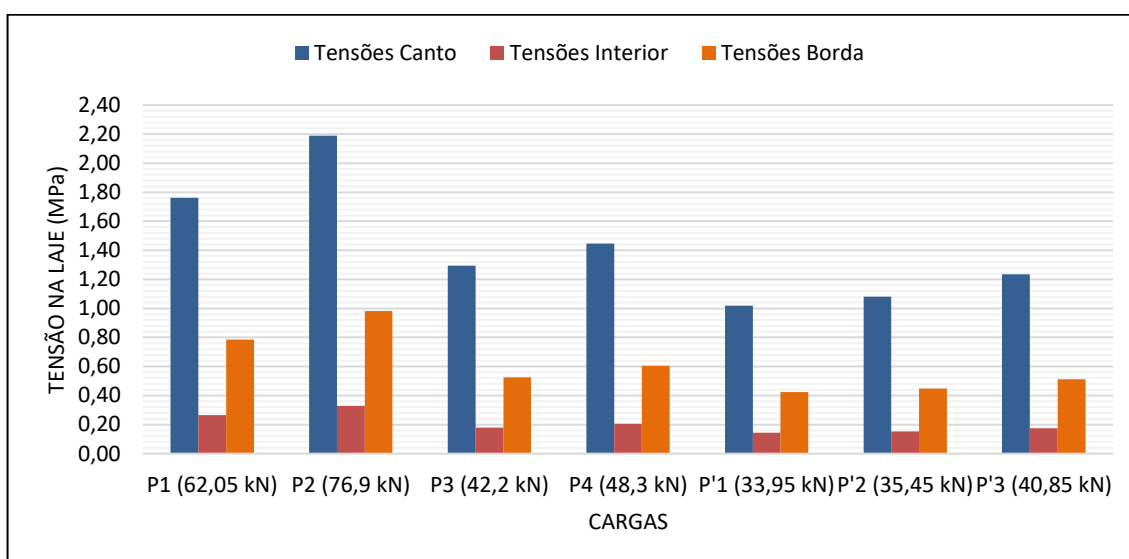
# C-2

Eixo	Carga (kN)	Posições da carga					
		Canto		Interior		Borda	
		Tensão (MPa) $\sigma_c$	Deflexão (mm) $\delta_c$	Tensão (MPa) $\sigma_i$	Deflexão (mm) $\delta_i$	Tensão (MPa) $\sigma_b$	Deflexão (mm) $\delta_b$
P1	62,05	1,875	1,240	0,282	0,077	0,819	0,701
P2	76,9	2,328	1,388	0,350	0,023	1,017	0,838
P3	42,2	1,270	1,041	0,191	0,149	0,554	0,518
P4	48,3	1,451	1,101	0,218	0,128	0,633	0,573
P'1	33,95	1,028	0,962	0,155	0,178	0,448	0,445
P'2	35,45	1,088	0,982	0,164	0,171	0,475	0,463
P'3	40,85	1,240	1,031	0,187	0,153	0,541	0,509



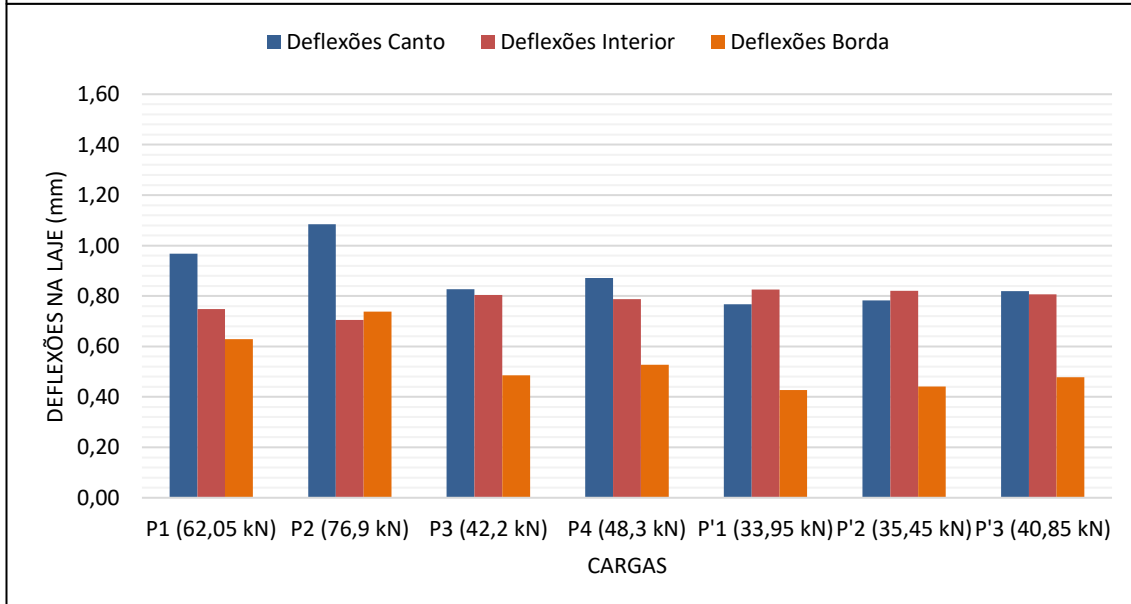
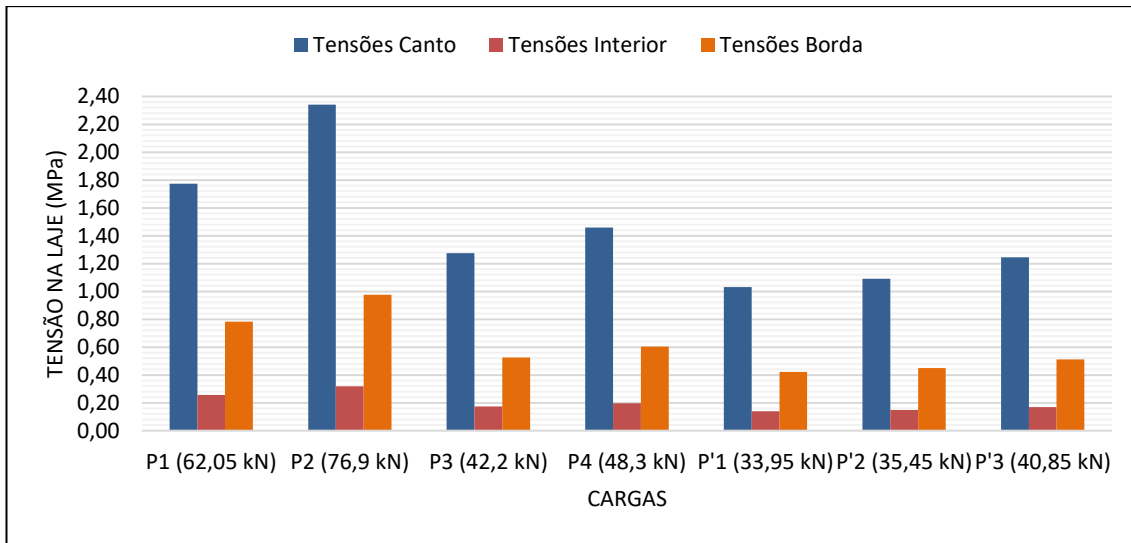
# C-3

Eixo	Carga (kN)	Posições da carga					
		Canto		Interior		Borda	
		Tensão (MPa) $\sigma_c$	Deflexão (mm) $\delta_c$	Tensão (MPa) $\sigma_i$	Deflexão (mm) $\delta_i$	Tensão (MPa) $\sigma_b$	Deflexão (mm) $\delta_b$
P1	62,05	1,761	1,316	0,265	0,704	0,786	0,640
P2	76,9	2,189	1,438	0,329	0,659	0,981	0,758
P3	42,2	1,294	1,116	0,179	0,764	0,526	0,482
P4	48,3	1,446	1,207	0,205	0,746	0,604	0,529
P'1	33,95	1,020	1,091	0,145	0,789	0,423	0,420
P'2	35,45	1,081	1,108	0,154	0,783	0,449	0,435
P'3	40,85	1,234	1,150	0,175	0,767	0,513	0,474



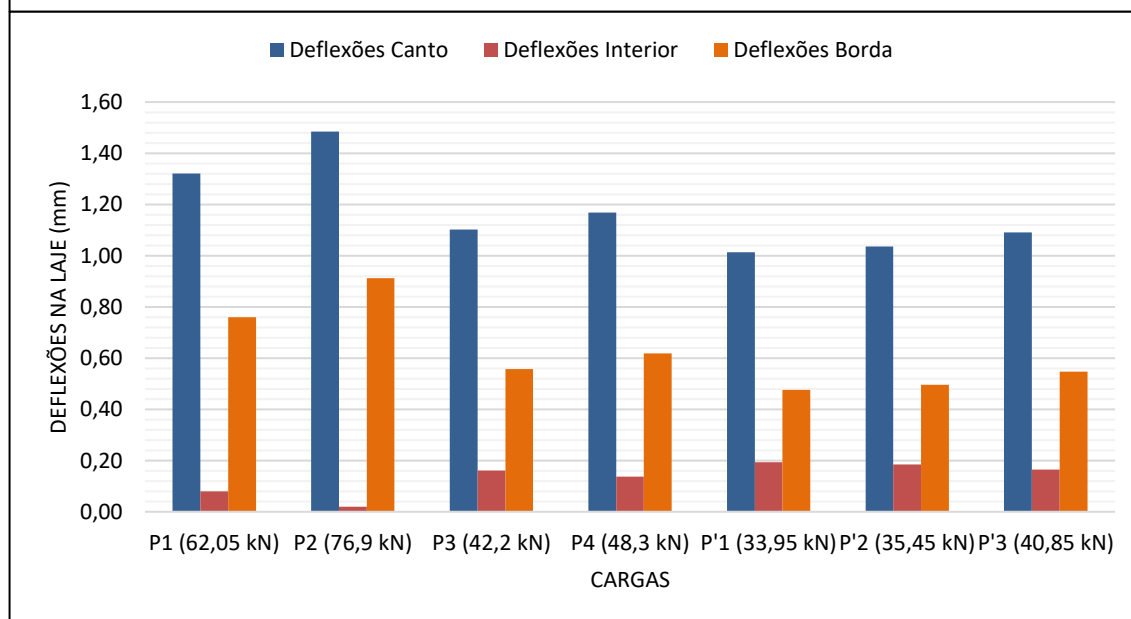
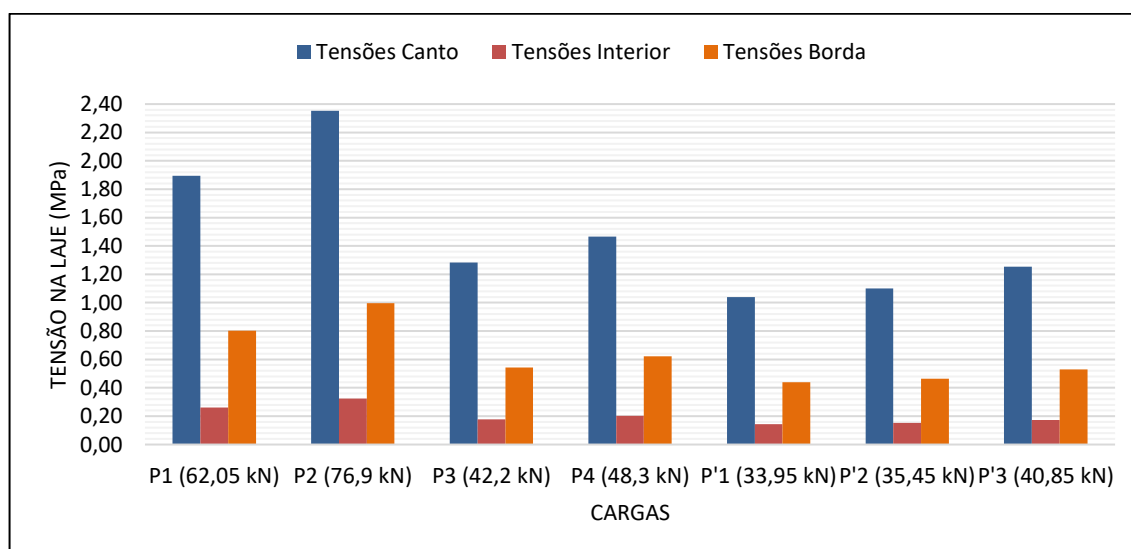
# C-4

Eixo	Carga (kN)	Posições da carga					
		Canto		Interior		Borda	
		Tensão (MPa) $\sigma_c$	Deflexão (mm) $\delta_c$	Tensão (MPa) $\sigma_i$	Deflexão (mm) $\delta_i$	Tensão (MPa) $\sigma_b$	Deflexão (mm) $\delta_b$
P1	62,05	1,773	0,968	0,256	0,748	0,783	0,629
P2	76,9	2,341	1,085	0,318	0,705	0,976	0,738
P3	42,2	1,275	0,827	0,173	0,804	0,526	0,485
P4	48,3	1,458	0,871	0,198	0,787	0,603	0,528
P'1	33,95	1,032	0,767	0,140	0,826	0,423	0,427
P'2	35,45	1,092	0,782	0,148	0,820	0,449	0,441
P'3	40,85	1,245	0,819	0,169	0,806	0,513	0,478



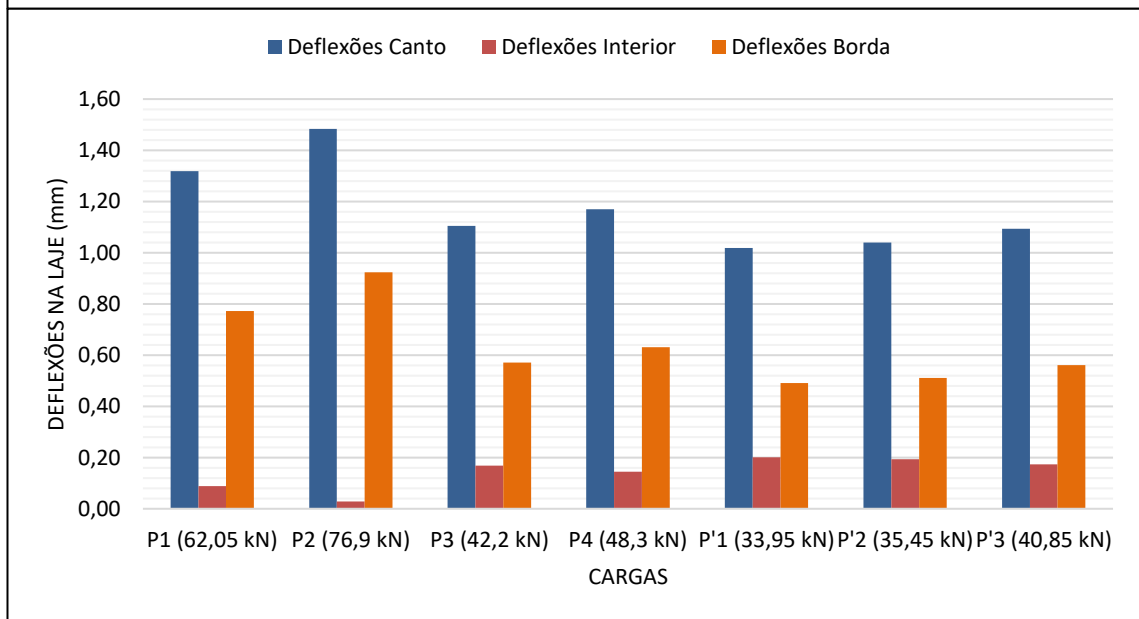
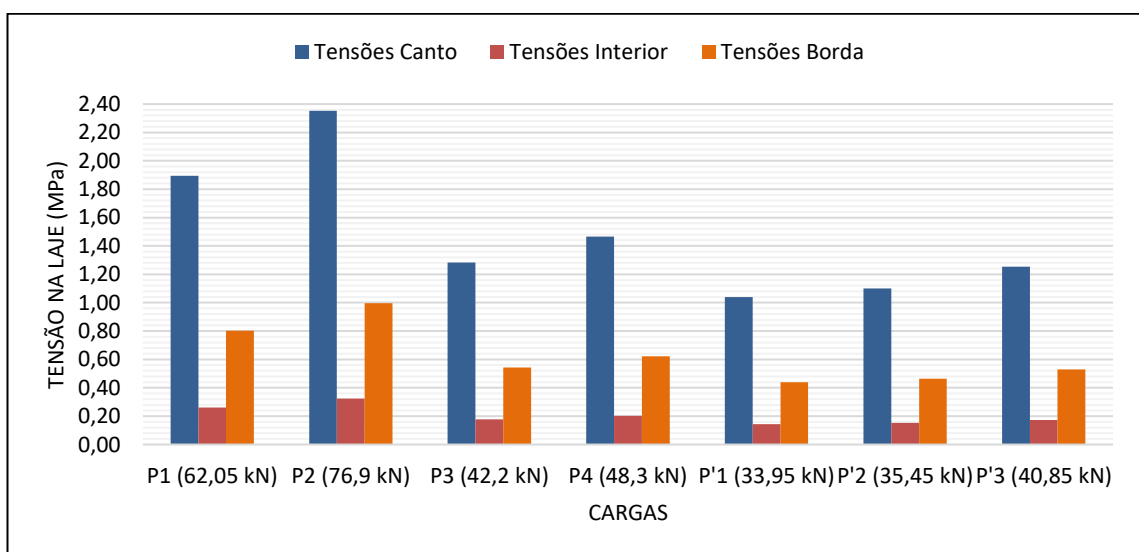
# D-1

Eixo	Carga (kN)	Posições da carga					
		Canto		Interior		Borda	
		Tensão (MPa) $\sigma_c$	Deflexão (mm) $\delta_c$	Tensão (MPa) $\sigma_i$	Deflexão (mm) $\delta_i$	Tensão (MPa) $\sigma_b$	Deflexão (mm) $\delta_b$
P1	62,05	1,894	1,321	0,262	0,080	0,802	0,760
P2	76,9	2,353	1,485	0,325	0,020	0,997	0,912
P3	42,2	1,283	1,102	0,178	0,161	0,543	0,557
P4	48,3	1,467	1,168	0,203	0,137	0,621	0,618
P'1	33,95	1,039	1,014	0,144	0,194	0,440	0,476
P'2	35,45	1,100	1,036	0,152	0,185	0,465	0,496
P'3	40,85	1,253	1,091	0,173	0,165	0,530	0,547



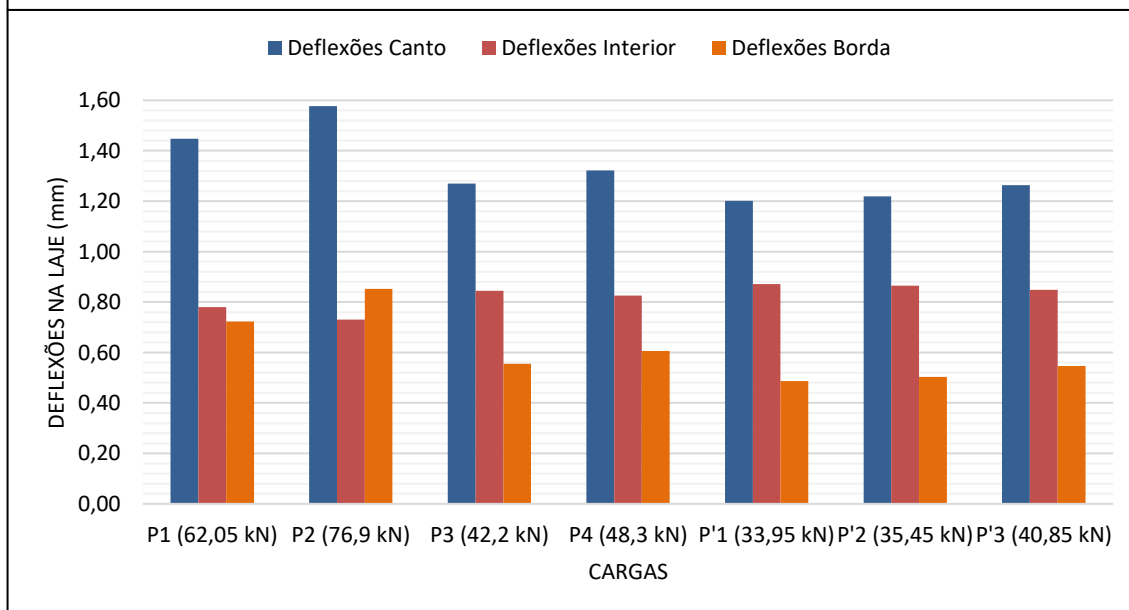
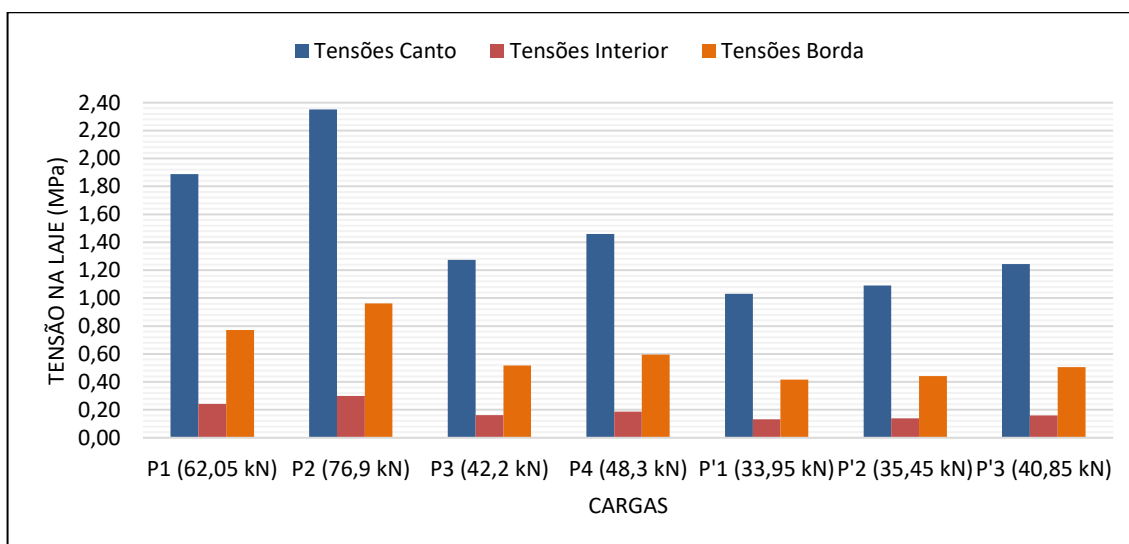
# D-2

Eixo	Carga (kN)	Posições da carga					
		Canto		Interior		Borda	
		Tensão (MPa) $\sigma_c$	Deflexão (mm) $\delta_c$	Tensão (MPa) $\sigma_i$	Deflexão (mm) $\delta_i$	Tensão (MPa) $\sigma_b$	Deflexão (mm) $\delta_b$
P1	62,05	1,895	1,319	0,262	0,089	0,802	0,772
P2	76,9	2,353	1,483	0,325	0,029	0,997	0,923
P3	42,2	1,284	1,105	0,178	0,169	0,543	0,571
P4	48,3	1,467	1,170	0,203	0,145	0,621	0,631
P'1	33,95	1,039	1,018	0,144	0,201	0,440	0,491
P'2	35,45	1,100	1,040	0,152	0,193	0,465	0,511
P'3	40,85	1,253	1,094	0,173	0,173	0,530	0,561



# D-3

Eixo	Carga (kN)	Posições da carga					
		Canto		Interior		Borda	
		Tensão (MPa) $\sigma_c$	Deflexão (mm) $\delta_c$	Tensão (MPa) $\sigma_i$	Deflexão (mm) $\delta_i$	Tensão (MPa) $\sigma_b$	Deflexão (mm) $\delta_b$
P1	62,05	1,889	1,448	0,242	0,780	0,772	0,723
P2	76,9	2,351	1,577	0,300	0,731	0,962	0,852
P3	42,2	1,275	1,270	0,163	0,845	0,518	0,555
P4	48,3	1,460	1,322	0,187	0,826	0,595	0,606
P'1	33,95	1,030	1,201	0,132	0,871	0,417	0,487
P'2	35,45	1,091	1,219	0,140	0,865	0,442	0,504
P'3	40,85	1,245	1,263	0,159	0,848	0,506	0,546



# D-4

Eixo	Carga (kN)	Posições da carga					
		Canto		Interior		Borda	
		Tensão (MPa) $\sigma_c$	Deflexão (mm) $\delta_c$	Tensão (MPa) $\sigma_i$	Deflexão (mm) $\delta_i$	Tensão (MPa) $\sigma_b$	Deflexão (mm) $\delta_b$
P1	62,05	1,901	1,085	0,231	0,808	0,768	0,704
P2	76,90	2,363	1,203	0,288	0,763	0,956	0,820
P3	42,20	1,285	0,929	0,156	0,867	0,517	0,547
P4	48,30	1,470	0,976	0,179	0,850	0,592	0,594
P'1	33,95	1,038	0,867	0,126	0,891	0,416	0,486
P'2	35,45	1,100	0,882	0,134	0,885	0,441	0,501
P'3	40,85	1,254	0,921	0,152	0,870	0,504	0,540

