



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Análise de metodologias de dimensionamento
de pavimentos de betão industriais

Diogo Miguel Cardoso Martins

**Análise de metodologias de
dimensionamento de pavimentos
industriais de betão**

Diogo Miguel Cardoso Martins

UMinho | 2024

Março de 2024



Universidade do Minho

Escola de Engenharia

Diogo Miguel Cardoso Martins

**Análise de metodologias de dimensionamento
de pavimentos industriais de betão**

Dissertação de Mestrado
Mestrado em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação da
Doutor Vítor Manuel Couto Fernandes Cunha
Professor Doutor Eduardo Nuno Borges Pereira

DECLARAÇÃO DE INTEGRIDADE

Este é um trabalho académico que pode ser utilizado por terceiros desde que respeitadas as regras e boas práticas internacionalmente aceites, no que concerne aos direitos de autor e direitos conexos.

Assim, o presente trabalho pode ser utilizado nos termos previstos na licença abaixo indicada. Caso o utilizador necessite de permissão para poder fazer um uso do trabalho em condições não previstas no licenciamento indicado, deverá contactar o autor, através do RepositóriUM da Universidade do Minho.

Licença concedida aos utilizadores deste trabalho



Atribuição
CC BY

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

AGRADECIMENTOS

Começar por dizer, que esta dissertação reflete não apenas a minha dedicação, mas a contribuição valiosa de cada um de vocês. Assim, com profunda gratidão, expresso os meus agradecimentos:

- Agradeço incansavelmente ao meu orientador, Doutor Vítor Manuel Couto Fernandes Cunha, pois sem ele nada teria sido possível. Por todos os conselhos e orientações valiosas, pelo apoio constante e disponibilidade sempre que alguma dúvida surgia ao longo de todo este processo, um muito obrigado!
- Ao meu coorientador Professor Doutor Eduardo Nuno Borges Pereira pelos conselhos transmitidos.
- Quero expressar minha gratidão ao Eng. Eurico Soares e Eng. Bernardo Rocha da empresa “dst s.a. | Engenharia & Construção”, cuja crença desde cedo no meu trabalho, bem como o apoio incondicional foram verdadeiramente inspiradores.
- À minha namorada, pela paciência interminável que teve comigo ao longo deste ano, pela capacidade única de tornar cada desafio mais leve e pela alegria genuína em celebrar cada uma das minhas pequenas conquistas como se fossem suas.
- Por fim, agradecer aos que estão comigo desde sempre nas etapas mais importantes da minha vida. Aos meus pais, que desde sempre foram a minha grande inspiração, agradeço-vos por nunca me deixarem cair e estarem sempre lá quando foi preciso, esta vitória também é vossa. Ao meu irmão, o meu fiel parceiro, que vê em mim uma referência e nunca me deixa desistir, o meu obrigado.

DECLARAÇÃO DE INTEGRIDADE

Declaro ter atuado com integridade na elaboração do presente trabalho académico e confirmo que não recorri à prática de plágio, nem a qualquer forma de utilização indevida ou falsificação de informações ou resultados em nenhuma das etapas conducente à sua elaboração.

Mais declaro que conheço e que respeitei o Código de Conduta Ética da Universidade do Minho.

Licença concedida aos utilizadores deste trabalho



Atribuição
CC BY

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

RESUMO

Análise de metodologias de dimensionamento de pavimentos industriais de betão

A presente dissertação tenta abordar a temática relativa à crescente persecução pelo desenvolvimento de estruturas cada vez mais sustentáveis, eficientes e resilientes, nomeadamente, no que concerne aos pavimentos industriais de betão. A inexistência de normas de elevado impacto e divulgação, entre outras ideias pré-estabelecidas no sector da construção têm conduzido a que usualmente esta tipologia de estruturas exibiam correntemente patologias.

Numa primeira fase é realizada uma revisão bibliográfica detalhada dos diferentes tipos de pavimentos industriais de betão, a sua composição, bem como as patologias observadas e respetivas causas. Adicionalmente, foi dada particular ênfase a recomendações e normas para o dimensionamento desses pavimentos. A dissertação aborda diversos modelos e métodos, concentrando-se particularmente na recomendação TR34 elaborada pela “*Concrete Society*”. São analisados e discutidos os fatores que influenciam o comportamento estrutural deste tipo de pavimentos.

Numa segunda fase, desenvolveu-se uma ferramenta, com um cariz iminentemente prático, para o dimensionamento e otimização desses pavimentos, designadamente, desenvolveu-se uma folha de cálculo Excel baseada na norma TR34, proporcionando uma abordagem intuitiva e eficaz para profissionais do setor. Essa ferramenta visa simplificar o processo de dimensionamento, garantindo maior eficiência e precisão na conceção de pavimentos industriais de betão, alinhando-se com as melhores práticas e normas internacionais.

Em suma, além de oferecer uma visão abrangente sobre os aspetos mais prementes dos pavimentos industriais de betão, a dissertação contribui ativamente para a aplicação prática do conhecimento adquirido, proporcionando uma ferramenta valiosa que pode ser incorporada nas práticas profissionais do setor da construção.

Palavras-chave: Betão, pavimentos industriais, dimensionamento, métodos analíticos e numéricos

ABSTRACT

Analysis of design methodologies for industrial concrete floors

This dissertation attempts to address the issue of the growing quest to develop increasingly sustainable, efficient and resilient structures, particularly with regard to industrial concrete floors. The lack of high impact and widespread standards, among other pre-established ideas in the construction sector, has meant that this type of structure usually exhibits pathologies. Initially, a detailed bibliographical review was carried out of the different types of industrial concrete floors, their composition, as well as the pathologies observed and their causes. In addition, particular emphasis was placed on recommendations and standards for the design of these floors. The dissertation discusses various models and methods, focussing particularly on the TR34 recommendation drawn up by the Concrete Society. The factors that influence the structural behaviour of this type of pavements are discussed.

In a second phase, a practical tool was developed for sizing and optimising these floors, namely an Excel spreadsheet based on the TR34 standard, providing an intuitive and effective approach for professionals in the sector. This tool aims to simplify the design process, ensuring greater efficiency and precision in the design of industrial concrete floors, in line with best practices and international standards.

To sum it up, it intends to provide a comprehensive overview of the most pressing aspects of industrial concrete flooring, the dissertation actively contributes to the practical application of the knowledge acquired, providing a valuable tool that can be incorporated into professional practices in the construction sector.

Keywords: concrete, TR34, design, analytical and numerical methods

ÍNDICE

Declaração de Integridade	ii
Agradecimentos	iii
Declaração de Integridade	iv
Resumo.....	v
Abstract	vi
Lista de Figuras.....	xi
Lista de Tabelas	xvi
1. Introdução.....	1
1.1 Enquadramento e Motivação	1
1.2 Objetivos e Metodologias	2
1.3 Organização da Dissertação.....	3
2. Estado de Arte.....	5
2.1 Enquadramento histórico	5
2.2 Constituição dos pavimentos industriais	9
2.2.1. Solo de fundação ou sub-leito	10
2.2.2. Sub-base.....	10
2.2.3. Membrana de impermeabilização ou Filme plástico.....	11
2.2.4. Laje de betão armado	12
2.2.5. Superfície de desgaste ou revestimento	13
2.3 Classificação de pavimentos industriais.....	13
2.3.1. Classificação quanto ao tipo de fundação	14
2.3.2. Classificação quanto ao reforço estrutural	14
2.3.3. Classificação quanto à utilização	16
2.4 Juntas em Pavimentos Industriais.....	18

2.4.1.	A necessidade de juntas.....	18
2.4.2.	Tipos de Juntas.....	18
2.5	Patologias em Pavimentos Industriais	22
2.6	Modelos Analíticos e Métodos de Dimensionamento	24
2.6.1.	Modelo de Winkler (1867).....	25
2.6.2.	Modelo de Westergaard	25
2.6.3.	Modelo de Bradbury	31
2.7	Normalização Europeia e Internacional.....	32
2.7.1.	Normas Geotécnicas – Eurocódigo 7	32
2.7.2.	Normas de Dimensionamento Estrutural	33
2.7.3.	Normas relativas aos Materiais	35
2.7.4.	Normas relativas à execução	37
2.7.5.	Normas e Documentos técnicos internacionais	38
3.	Dimensionamento segundo o Technical Report 34 - Concrete Industrial Ground Floors	47
3.1	Introdução.....	47
3.2	Modelo de Dimensionamento para Pavimentos de betão industrial	48
3.3	Materiais	49
3.3.1.	Betão	49
3.3.2.	Reforço.....	50
3.3.3.	Fatores de Segurança Parciais	51
3.4	Capacidade de Momento Resistente.....	51
3.4.1.	Betão Simples.....	51
3.4.2.	Betão reforçado com fibras de Aço	52
3.5	Expressões para o Dimensionamento.....	53
3.5.1.	Cargas Pontuais.....	53

3.5.2.	Cargas lineares	60
3.5.3.	Cargas uniformemente distribuídas	61
3.6	Punçamento	63
3.6.1.	Tensão de corte na face da área carregada, u_0	64
3.6.2.	Tensão de corte no perímetro crítico, u_1	64
3.6.3.	Capacidade de corte por punçamento em cargas pontuais.....	65
4.	Análise Paramétrica de acordo com as recomendações do TR34.....	67
4.1	Introdução.....	67
4.2	Coeficiente de rigidez de Winkler (k_s).....	68
4.2.1.	Localização da carga.....	69
4.2.2.	Número de cargas pontuais	72
4.2.3.	Espessura da laje	73
4.2.4.	Classe de resistência do betão.....	75
4.2.5.	Tensões residuais f_{r1} e f_{r4}	77
4.2.6.	Conclusão	79
4.3	Espessura da laje (h).....	79
4.3.1.	Localização da carga.....	80
4.3.2.	Número de cargas pontuais	83
4.3.3.	Coeficiente de Winkler.....	84
4.3.4.	Classe de resistência do betão.....	86
4.3.5.	Tensões residuais f_{r1} e f_{r4}	88
4.3.6.	Conclusão	90
4.4	Classe de resistência do material (f_{ck}).....	91
4.4.1.	Localização da carga.....	91
4.4.2.	Número de cargas pontuais	93

4.4.3.	Coeficiente de winkler	94
4.4.4.	Espessura da laje	95
4.4.5.	Tensões residuais f_{r1} e f_{r4}	98
4.4.6.	Conclusão	98
4.5	Tensões residuais f_{r1} e f_{r4}	100
4.5.1.	Localização da carga.....	100
4.5.2.	Conclusão	104
5.	Análise Analítica e Numérica de Pavimentos sujeito à Flexão	105
5.1	Introdução.....	105
5.2	Análise da capacidade resistente à flexão de Pavimentos de BFR	106
5.2.1.	Modelo constitutivo e geometria	106
5.2.2.	Influência da resistência residual.....	109
5.2.3.	Influência da classe de resistência	114
5.3	Modelo estrutural apoiado em fundação elástica.....	119
5.4	Método dos elementos finitos.....	121
5.4.1.	Comparação com solução obtida através de viga apoiada em fundação elástica 121	
5.4.2.	Refinamento da Malha	122
5.4.3.	Análise da influência da posição de carga pontual.....	125
6.	CONCLUSÃO E TRABALHOS FUTUROS	138
6.1	Principais Conclusões	138
6.2	Trabalhos futuros	139
	REFERÊNCIAS.....	140
	ANEXO A - Folha de cálculo EXCEL baseada na Norma TR34.....	142

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Fábrica textil séc XVIII.....	5
Figura 2 - Sistema construtivo de um pavimento industrial [adaptado de (Cristelli & De Aguiar, 2010)].	9
Figura 3 – Preparação camada solo de fundação	10
Figura 4 - Membrana de impermeabilização [adaptado de (Martina, 2017)]	12
Figura 5 - Pavimento de betão simples (Duarte & João, 2014)	14
Figura 6 – Pavimento de betão reforçado com o com malha eletrossoldada (Passos, 2011). 15	
Figura 7 – Pavimento de betão reforçado o com dupla malha eletrossoldada (Passos, 2011)	15
Figura 8 – Pavimento de betão reforçado com fibras (Duarte & João, 2014)	16
Figura 9 – Pavimento de betão pré-esforçado (Duarte & João, 2014)	16
Figura 10 - Esquematização do traçado das juntas (Barros et al., 2003).....	19
Figura 11 - Junta de dessolidarização (Barros et al., 2003).....	20
Figura 12 - Junta de construção (Barros et al., 2003)	20
Figura 13 - Junta de dilatação (Barros et al., 2003).	21
Figura 14 - Junta de fendilhação (Barros et al., 2003).	22
Figura 15 - Modelo de winkler aplicado em: a) fundação rasa + subleito; b) laje + subleito ..	26
Figura 16 - Solo real vs. Modelo de Winkler (Balbo, 2009).....	26
Figura 17 - Diferentes casos de carregamentos analisados por Westergaard (Lizi & Oliveira, 2000).....	27
Figura 18 - Empenamento do pavimento devido à variação da temperatura (Lizi & Oliveira, 2000).....	31
Figura 19 - Coeficientes de tensão de Bradbury (Lizi & Oliveira, 2000).....	32
Figura 20 - Modelo de Projeto para Pavimentos de betão industrial (TR-34, 2018)	48
Figura 21 – Diagramas base para cálculo da capacidade resistente em betão reforçado com fibras de aço (TR-34, 2018)	52
Figura 22 – Teoria da linha de rotura (TR-34, 2018)	54
Figura 23 – Localização da carga(TR-34, 2018)	55

Figura 24 – Influência da distância no momento fletor segundo o conceito do raio de rigidez relativa (TR-34, 2018).....	56
Figura 25 - Dimensão efetiva da placa de base retangular (TR-34, 2018).....	57
Figura 26 - Esquema ilustrativo de cargas pontuais em proximidade (TR-34, 2018)	57
Figura 27 – Esquema ilustrativo quando atuam 2 e 4 cargas pontuais(TR-34, 2018)	59
Figura 28 - Capacidade Resistente com o aumento da distância à borda ou junta (TR-34, 2018)	61
Figura 29 - Largura da carga que causa momento fletor positivo e negativo respetivamente (TR-34, 2018).....	62
Figura 30 - Carga de largura $2c$ (TR-34, 2018).....	62
Figura 31 - Distância a_1 da carga mais próxima e b_1 da face mais distante da área carregada (TR-34, 2018).....	63
Figura 32 - Relação entre a capacidade resistente e o coeficiente de winkler para cargas pontuais.....	69
Figura 33 - Relação entre a capacidade resistente e o coeficiente de winkler para cargas lineares.....	70
Figura 34 Relação entre o Momento Fletor Atuante e o coeficiente de winkler para cargas uniformemente distribuídas	71
Figura 35 - Relação entre a capacidade resistente e o coeficiente de winkler em função do número de cargas pontuais.....	72
Figura 36 - Influência do coeficiente de Winkler com o aumento da espessura da laje em cargas: a) pontuais; b) lineares; c) uniformemente distribuídas;	74
Figura 37 - Influência do coeficiente de Winkler com o aumento da classe de resistência em cargas: a) pontuais; b) lineares; c) uniformemente distribuídos;	76
Figura 38 - Influência do coeficiente de winkler com o aumento da tensão residual em cargas: a) pontuais; b) lineares; c) uniformemente distribuídos;	78
Figura 39 - Relação entre a capacidade resistente e a espessura da laje para cargas pontuais	80
Figura 40 - Relação entre a capacidade resistente e a espessura da laje para cargas lineares	81
Figura 41 - Relação entre o Momento Fletor Atuante e a espessura da laje para cargas uniformemente distribuídas	82

Figura 42 - Relação entre a capacidade resistente e espessura do pavimento em função do número de cargas pontuais.....	83
Figura 43 - Influência da espessura da laje com o aumento do coeficiente de winkler em cargas: a) pontuais; b) lineares; c) uniformemente distribuídas	85
Figura 44 - Influência da espessura da laje com o aumento da classe de resistência em cargas: a) pontuais; b) lineares; c) uniformemente distribuídas	87
Figura 45 - Influência da espessura da laje com o aumento da tensão residual em cargas: a) pontuais; b) lineares; c) uniformemente distribuídos;	89
Figura 46 - Relação entre a capacidade resistente e a classe de resistência para cargas pontuais	91
Figura 47 - Relação entre a capacidade resistente e a classe de resistência para cargas lineares	92
Figura 48 - Relação entre a capacidade resistente e a classe de resistência para cargas uniformemente distribuídas	93
Figura 49 - Relação entre a capacidade resistente e a classe de resistência em função do número de cargas pontuais.....	94
Figura 50 - Influência da classe de resistência com o aumento do coeficiente de winkler em cargas: a) pontuais; b) lineares; c) uniformemente distribuídas;	96
Figura 51 - Influência da classe de resistência com o aumento da espessura de laje em cargas: a) pontuais; b) lineares; c) uniformemente distribuídas;	97
Figura 52 - Influência da classe de resistência com o aumento das tensões residuais em cargas: a) pontuais; b) lineares; c) uniformemente distribuídas;	99
Figura 53 - Relação entre a capacidade resistente e a tensão residual para cargas pontuais	100
Figura 54 - Relação entre a capacidade resistente e a tensão residual para cargas lineares	101
Figura 55 - Relação entre a capacidade resistente e a tensão residual para cargas uniformemente distribuídas	102
Figura 56 - Influência das tensões residuais com o aumento do coeficiente de winkler em cargas pontuais	103
Figura 57 - Influência das tensões residuais com o aumento da espessura da laje em cargas pontuais.....	103

Figura 58 - Influência das tensões residuais com o aumento da classe de resistência em cargas pontuais.....	103
Figura 59 - Modelo constitutivo utilizado para o betão com fibras.....	107
Figura 60 - Propriedades dos materiais	108
Figura 61 - Propriedades geométricas	108
Figura 62 - Propriedades da camada.....	108
Figura 63 - Incremento de extensão e condição de paragem.....	109
Figura 64 - Valores influenciados pela tensão residual.....	109
Figura 65 – Gráfico Momento / Curvatura para diferentes tensões residuais e uma classe de resistência $f_{ck} = 35$ MPa	110
Figura 66 - Gráfico Momento / Curvatura para diferentes tensões residuais e uma classe de resistência $f_{ck} = 40$ MPa.....	112
Figura 67 - Gráfico Momento / Curvatura para diferentes tensões residuais e uma classe de resistência $f_{ck} = 20$ MPa.....	113
Figura 68 - Valores influenciados pela classe de resistência	115
Figura 69 - Gráfico Momento / Curvatura para diferentes classes de resistência e uma tensão residual $f_r = 3$ MPa	116
Figura 70 - Gráfico Momento / Curvatura para diferentes classes de resistência e uma tensão residual $f_r = 4$ MPa.....	117
Figura 71 - Gráfico Momento / Curvatura para diferentes classes de resistência e uma tensão residual $f_r = 1$ MPa	118
Figura 72 - Modelo estrutural utilizado no Ftool	119
Figura 73 - Ampliação do modelo utilizado no Ftool	120
Figura 74 - Momentos máximos obtidos no programa Ftool	120
Figura 75 - Momentos máximos obtidos no Excel segundo a TR34	120
Figura 76 – Propriedades mecânicas e geométricas da secção de betão.....	121
Figura 77 – Resultados obtidos para uma carga uniformemente distribuída segundo programa FTOOL	122
Figura 78 - Resultados obtidos para uma carga uniformemente distribuída segundo programa ABAQUS.....	122
Figura 79 – Refinamento da malha com dimensão de: a) 0.8m; b) 0.4m; c) 0.2m; d) 0.1m .	123
Figura 80 – Elementos: a) lineares; b) quadráticos.....	123

Figura 81 - Tensões principais para uma carga pontual interna de: a) Compressão; b) Tração	126
Figura 82 – Deslocamentos para uma carga pontual interna	127
Figura 83 - Tensões principais para uma carga pontual de bordo de: a) Compressão; b) Tração	129
Figura 84 - Deslocamentos para uma carga pontual de bordo.....	130
Figura 85 - Tensões principais para uma carga pontual de canto de: a) Compressão; b) Tração	131
Figura 86 - Deslocamentos para uma carga pontual de canto	132
Figura 87 - Tensões principais para duas cargas pontuais internas de: a) Compressão; b) Tração	133
Figura 88 - Deslocamentos para duas cargas pontuais internas.....	134
Figura 89 - Tensões principais para quatro cargas pontuais internas de: a) Compressão; b) Tração	135
Figura 90 - Deslocamentos para quatro cargas pontuais internas	136

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação de pavimentos quanto à sua utilização de acordo com a ANAPRE, adaptado de (Ferreira Rêgo, 2022)	17
Tabela 2 (continua) - Principais Patologias/Problemas observados nos pavimentos industriais [adaptado de (Passos, 2011)]	23
Tabela 3 - Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas de edifícios(EC1, 1991)	34
Tabela 4 – Classe do empilhador.....	34
Tabela 5 - Carga por eixo.....	35
Tabela 6 - Recomendações para cargas permanentes segundo a norma BS EN 6399.....	39
Tabela 7 - Propriedades de resistência do betão baseadas no Eurocódigo 2	49
Tabela 8 - – Fatores parciais de segurança	51
Tabela 9 - Deslocamentos e Tensões para uma carga pontual aplicada em cada espaçamento da malha linear considerado	124
Tabela 10 - Deslocamentos e Tensões para uma carga pontual aplicada em cada espaçamento da malha quadrática considerado.....	124
Tabela 11 - Deslocamentos e Tensões para uma carga uniformemente distribuída aplicada em cada espaçamento da malha linear considerado.....	124
Tabela 12 - Deslocamentos e Tensões para uma carga uniformemente distribuída aplicada em cada espaçamento da malha quadrática considerado	125
Tabela 13 -Forças utilizadas na análise da influência da posição de carga	126
Tabela 14 - Conclusões das tensões e deslocamentos de cada caso de carga	137

1. INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento e Motivação

Os pavimentos industriais de betão, embora desempenhem um papel crucial na estrutura de um edifício, têm sido historicamente negligenciados em várias dimensões do setor da Arquitetura, Engenharia e Construção (AEC). Esta negligência reflete-se na frequente presença de pavimentos industriais que apresentam problemas e patologias, resultantes de uma execução inadequada, inexistência de dados (ou em pontos de amostragem suficientes) das propriedades geomecânicas do solo e dimensionamento estrutural incorreto.

A falta de preocupação com estes elementos estruturais é muitas vezes originada pela ausência de normas específicas para o dimensionamento de pavimentos, como é o caso dos Eurocódigos, bem como em parte pela perceção errada que estes elementos estruturais não acarretam grandes riscos ou reparações onerosas. Estes aspetos contribuem para a ocorrência de práticas facilitadoras por parte dos intervenientes, aumentando os desafios enfrentados pelos pavimentos industriais de betão.

É imperativo reconhecer que esta falha nos pavimentos industriais não apenas impacta a eficiência operacional e funcional dos edifícios, mas também acarreta consequências financeiras e ambientais significativas. A necessidade recorrente de reabilitação desses pavimentos é um sintoma evidente desse problema, acarretando custos elevados tanto do ponto de vista económico quanto ambiental.

Neste contexto, a presente tese, intitulada "*Análise de Metodologias de Dimensionamento de Pavimentos Industriais de Betão*", tem como objetivo contribuir para o enriquecimento de conhecimento e prática, assim como de consciencialização dos problemas adstritos a este tipo de estruturas. O estudo aprofundado dos tipos de pavimentos, sua constituição e patologias associadas é essencial para entender os desafios específicos enfrentados por esses elementos estruturais. Ao mesmo tempo, a análise de modelos e métodos de dimensionamento, com

um foco particular na recomendação “*Technical Report 34: Concrete Industrial Ground Floors*” da *Concrete Society*”, vulgo TR34, visa proporcionar soluções inovadoras e eficientes para aprimorar a qualidade e durabilidade dos pavimentos industriais de betão.

Por fim, ao abordar essa temática, a dissertação não apenas contribui para sistematizar e aumentar o conhecimento na área, mas também fornece ferramentas valiosas para profissionais e decisores no setor da construção, promovendo práticas mais sustentáveis e eficazes no dimensionamento e execução de pavimentos industriais de betão.

1.2 Objetivos e Metodologias

O principal objetivo desta dissertação é identificar, analisar e compreender os elementos essenciais para o correto dimensionamento de pavimentos industriais de betão. Isso inclui uma análise aprofundada da influência de fatores como tipo de solo, carregamentos e outros parâmetros mecânicos relativos ao betão e relevantes na eficiência e durabilidade desses pavimentos.

A primeira fase do trabalho visa explorar e compreender os diferentes aspetos relativos à temática da construção, análise e dimensionamento de pavimentos industriais. Particular enfoque foi dado à recomendação internacional TR34, reconhecida como a mais utilizada e abrangente na área de pavimentos industriais de betão. O foco é entender os diferentes tipos de carregamento e as expressões utilizadas para o dimensionamento, estabelecendo uma base teórica sólida para a pesquisa.

Numa segunda fase, pretendeu-se traduzir a análise teórica da TR34 numa ferramenta prática de dimensionamento. A criação de uma folha de dimensionamento em Excel, consolida os conhecimentos adquiridos na norma, proporcionando uma abordagem eficaz e aplicável para profissionais do setor. Com a ferramenta de dimensionamento desenvolvida, a tese visa realizar análises paramétricas analíticas. Isso implica a manipulação de variáveis críticas, permitindo uma compreensão mais profunda de como diferentes elementos afetam o dimensionamento dos pavimentos industriais. Para além disso, é crucial uma validação dos resultados obtidos através de análises numéricas, que garantirá a robustez e precisão dos

dados obtidos pela ferramenta de dimensionamento. Ao adotar esta abordagem, a tese procura não apenas uma análise teórica sobre os elementos críticos para o dimensionamento de pavimentos industriais de betão, mas também desenvolver uma ferramenta prática e validar seus resultados, contribuindo significativamente para a temática dos pavimentos industriais de betão.

1.3 Organização da Dissertação

A estrutura da presente dissertação compreende seis capítulos, mais um anexo, onde cada capítulo desempenha um papel específico na apresentação, análise e discussão do trabalho desenvolvido.

O primeiro capítulo serve como introdução, fornecendo um enquadramento do estudo, delineando os principais objetivos e metodologias adotadas ao longo da dissertação.

No segundo capítulo, realiza-se o estado da arte, que consiste em uma síntese do conhecimento obtido através de revisão bibliográfica. Este capítulo contextualiza o cenário histórico dos pavimentos industriais, discutindo as diversas camadas constituintes, os diferentes tipos de pavimentos, as patologias associadas e as normas e métodos amplamente utilizados nesta área.

O terceiro capítulo concentra-se na análise detalhada da norma mais preponderante, a *“Technical Report 34: Concrete Industrial Ground Floors”* (TR34) da *Concrete Society* da *Concrete Society*, com especial atenção à sua seção sobre dimensionamento. Aqui, são explorados todos os elementos necessários para o correto dimensionamento de pavimentos industriais de betão.

O quarto capítulo apresenta uma análise paramétrica dos diversos fatores que influenciam o dimensionamento dos pavimentos. Utilizando a ferramenta desenvolvida, os resultados obtidos são examinados, proporcionando uma compreensão abrangente das diferentes variáveis.

O quinto capítulo aborda uma análise analítica e, principalmente, uma validação numérica dos resultados obtidos, através da utilização de vários softwares adequados a diferentes tipos de carregamento. Esta etapa visa comparar diferentes metodologias e assegurar a acuidade da implementação das expressões analíticas na folha de cálculo.

Por fim, no sexto e último capítulo apresentam-se as principais conclusões da dissertação e propostas de trabalhos futuros.

2. ESTADO DE ARTE

2.1 Enquadramento histórico

O conceito de “*pavimento industrial*” tem uma longa história que remonta ao final do século XVIII, no decurso da primeira Revolução Industrial. As pequenas oficinas artesanais localizadas em residências foram substituídas por grandes edifícios capazes de abrigar muitos operários e máquinas (Figura 1). Com o aumento da produção, a necessidade de espaços amplos e funcionais para a introdução de maquinaria pesada, assim como a acomodação de um grande número de trabalhadores tornou-se cada vez mais evidente, levando desta forma à adoção de técnicas simples de pavimentação através da utilização de materiais acessíveis na época, como são os casos da madeira e dos mosaicos cerâmicos.

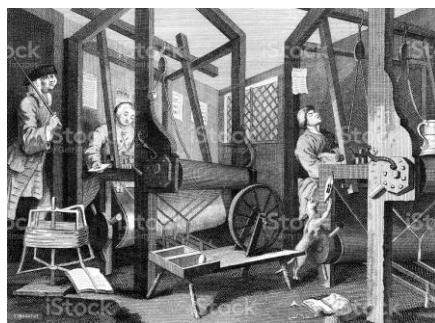


Figura 1 - Fábrica textil séc XVIII (<https://www.istockphoto.com/pt/vetorial/interior-de-f%C3%A1brica-t%C3%AAtil-s%C3%A9culo-18-ingl%C3%AAs-gm118444141-10933215>)

À medida que a indústria crescia, surgiam novas exigências em termos de instalações e por isso, novos materiais e tecnologias foram introduzidos para atender às necessidades de uma produção cada vez mais complexa, especialmente em setores como a siderurgia e as metalomecânicas. Esses setores precisavam de locais específicos para instalar os seus equipamentos, assim sendo os pavimentos primitivos foram gradualmente substituídos por betonilhas pobres e massames de cimento no final do século XIX ¹. Esses “novos materiais” possuíam melhores propriedades mecânicas e durabilidade, indispensáveis para atender aos requisitos da indústria pesada.

Como referido anteriormente, a evolução tecnológica que se registava, progressivamente, originou melhorias significativas em diversos setores, incluindo o da indústria. No entanto, apesar desses avanços, principalmente no que toca à questão de novos materiais persistem desafios e problemas que precisam ser abordados. No setor da construção civil, um dos principais desafios está relacionado com a ineficiência dos pavimentos.

No início do século XX, a utilização frequente de betão simples permitiu mitigar algumas das adversidades relacionadas com o baixo desempenho mecânico e de durabilidade dos pavimentos. Nessa época, passou-se a construir lajes com espessuras mais elevadas e com um acabamento de superfície mais refinado, prestando especial atenção à planimetria e ao nivelamento¹. No entanto, com o passar do tempo, a implementação de materiais inovadores e técnicas construtivas ajudaram a reduzir a incidência de patologias anteriormente frequentes. Contudo, a vida útil limitada do pavimento continuou a ser um motivo de preocupação constante no setor da construção. O tempo de vida útil reduzido dos pavimentos devia-se principalmente à escassez de conhecimento de fenómenos físicos e mecânicos do betão, como a fendilhação e retração. O desconhecimento destes fatores conduzia a cálculos inadequados que conseqüentemente resultavam em anomalias.

Até à década de 50 do século XX, os pavimentos de betão tinham o objetivo de fornecer uma plataforma de baixo custo para a realização dos diferentes tipos trabalhos pesados. No entanto, esta época coincidiu com o fim da Segunda Guerra Mundial marcando o início de um período de acelerado crescimento e desenvolvimento tecnológico, o que exigiu instalações mais modernas e adaptáveis. Isto levou, a uma falta de preparação dos pavimentos para lidar com as novas exigências. A falta de resistência dos pavimentos para suportar o desgaste do tráfego pesado resultou em danos e manutenção frequente, originando a necessidade de modificações para torná-los mais resistentes. Segundo Manuel & Ribeiro (2016), essas modificações incluíram o uso de materiais mais resistentes, como chapas metálicas ou pedras, para revestir os pavimentos.

Até à década de 60, a utilização de betão nos pavimentos evolui com o tempo devido à crescente pressão para que a construção civil adote tecnologias mais avançadas e eficientes. No entanto, essa evolução foi lenta, especialmente quando comparada a outras indústrias,

principalmente devido à adoção de técnicas muito rudimentares e pouco eficientes. Isto é, muitas obras dependiam da produção de betão no próprio local, o que exigia um maior desperdício de recursos e tempo. Além disso, os pavimentos térreos eram betonados em áreas limitadas, sendo empregados painéis de cofragem para delimitar a região a ser betonada, o que resultava numa maior quantidade de juntas utilizadas que necessitavam de ser conectadas por meio de elementos de transferência de carga, como ferrolhos de aço ou ligações do tipo “macho-fêmea”³

Ao longo dos anos, o sector da Arquitetura, Engenharia Civil e Construção (AEC) tem passado por notáveis evoluções, no entanto, foi somente na década de 70 que ocorreram avanços significativos em relação aos pavimentos rodoviários e térreos. Constatou-se que os pavimentos rodoviários e os pavimentos térreos partilhavam semelhanças significativas, possibilitando assim a evolução de novos métodos de dimensionamento e a adoção de técnicas construtivas distintas na construção de pavimentos industriais. Também se constatou que de entre os dois tipos de pavimentos rodoviários, isto é, pavimentos flexíveis e pavimentos rígidos, os pavimentos rígidos foram os que mostraram mais semelhanças em relação aos pavimentos térreos no que se refere à estrutura da laje e aos efeitos das ações sobre o pavimento.

O final da década de 70 é marcado por um período de intensa atividade da Comissão das Comunidade Europeias, onde se destaca a criação de normas harmonizadas de elevado impacto e divulgação, as quais levaram à eliminação de algumas barreiras técnicas na comercialização entre os países membros. Estas normas tinham como principal objetivo, a padronização tanto das especificações técnicas como das regulamentações na construção civil. Já na década de 80, essas normas foram consolidadas e revistas, dando origem aos Eurocódigos, que se tornaram a base para a regulamentação da construção civil em toda a Europa. O Eurocódigo é um dos documentos com maior importância no setor da construção, visto que define e regulamenta todo o tipo de projeto de estruturas. Não obstante da abrangência dos Eurocódigos, os pavimentos térreos de betão não se encontram especificamente versados na referida regulamentação, o que gerou um problema para a indústria. Toda esta lacuna na regulamentação do Eurocódigo, foi solucionada com a disponibilidade de documentos e recomendações por distintos organismos e associações, das

mais variadas partes do mundo. Deste modo, devido à falta de reconhecimento desta tipologia de estruturas surgem muitos documentos, como é por exemplo o caso do manual técnico “TR 34: Industrial Ground Floors”, TR34, que se tornou em uma referência na regulamentação, leia-se recomendações técnicas de lajes de pavimentos térreos, uniformizando padrões de qualidade adotados em toda a Europa. Atualmente, para além do documento técnico anteriormente referido, existem múltiplas normas internacionais, como são os casos da britânica, francesa, alemã e norte-americana, que serão posteriormente discutidas na presente dissertação.

Posto isto, todo o avanço da tecnologia e o aumento das necessidades de armazenamento e logísticas têm impulsionado a evolução dos pavimentos industriais. Apesar de todos os avanços e melhorias que têm sido verificadas ao longo dos anos, ainda é possível encontrar várias patologias que exercem um papel negativo nos pavimentos, podendo causar prejuízos. Essas patologias têm potenciais causas distintas, e por isso, não se pode atribuir a culpa a uma única pessoa ou entidade, isto é, a responsabilidade pela ocorrência desses problemas é partilhada entre projetistas, construtores e clientes. Não obstante de todos estes problemas e patologias, ao longo do tempo, há cada vez mais uma maior preocupação com o dimensionamento e processos construtivos dos pavimentos, o que faz com que os clientes necessitem de fornecer uma descrição precisa do tipo de trabalho que será executado no pavimento, resultando num melhor dimensionamento e numa melhor escolha dos materiais para atender aos requisitos da operação em questão, resultando em uma construção mais personalizada e eficaz.

Por tudo o mencionado anteriormente, constata-se que ao longo das últimas décadas, o setor dos pavimentos industriais tem vivenciado uma evolução considerável, assumindo uma posição relevante na atualidade. Esta evolução só é possível devido aos grandes avanços significativos nas várias áreas relacionadas com a construção e manutenção de pavimentos industriais, como é exemplo a tecnologia de materiais. Através desses avanços, uma ampla variedade de soluções de pavimentos industriais foi concebida, de modo a atender a todas as necessidades específicas dos clientes e projetos.

Em suma, os pavimentos industriais continuam a ser um dos subsectores mais dinâmico e inovador do setor da AEC, onde a constante evolução deste exige uma necessidade de adaptação às novas situações que vão surgindo.

2.2 Constituição dos pavimentos industriais

Quando se fala acerca do dimensionamento de pavimentos térreos para fins industriais, é fundamental que sejam levados em consideração diversos requisitos estruturais. Segundo Duarte & João (2014) a resistência às cargas aplicadas sobre os pavimentos, bem como a boa interação entre a laje e os materiais de suporte, são os principais fatores a serem considerados, uma vez que, é essa interação que garante o funcionamento adequado de todo o sistema do pavimento.

O pavimento térreo de betão é composto por várias camadas, que são seleccionadas de acordo com as necessidades operacionais. As camadas mais comuns incluem uma base de solo, uma sub-base, uma membrana de impermeabilização ou filme plástico, uma laje de betão armado e um revestimento. Todas estas camadas podem ser identificadas na Figura 2 e serão subsequentemente detalhadas em pormenor.

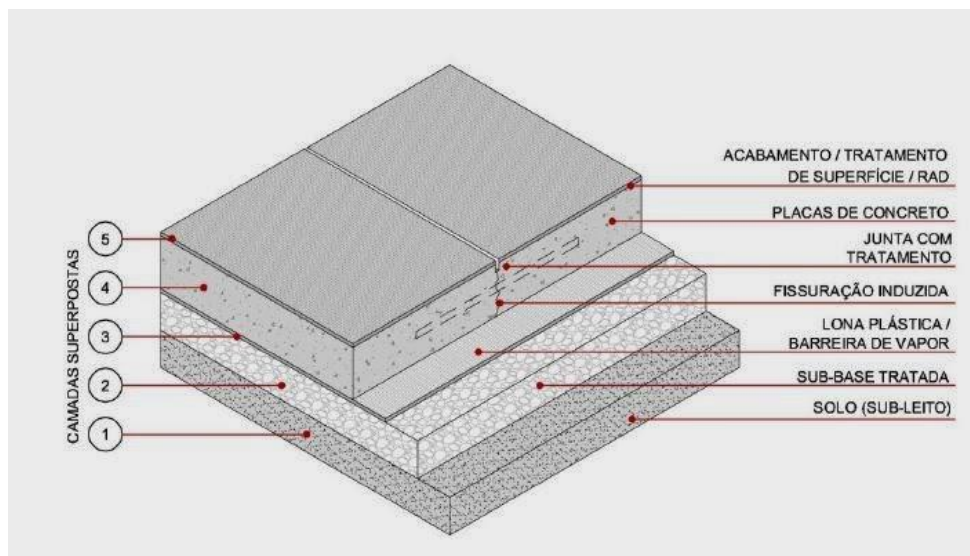


Figura 2 - Sistema construtivo de um pavimento industrial [adaptado de ⁵].

2.2.1. Solo de fundação ou sub-leito

Segundo Ferreira Rêgo (2022), o solo de fundação corresponde à primeira camada encontrada, onde se encontra apoiado o pavimento térreo industrial, visível na Figura 3. Nesta etapa em questão, é fundamental que haja uma compactação suficiente e adequada para viabilizar a instalação da laje numa base nivelada e segura. Além disso, é necessário garantir uma transmissão adequada de cargas da superfície do pavimento ao longo de sua vida útil, de forma que as camadas subjacentes, tanto a sub-base quanto o solo de fundação, possam suportar essas cargas. Adicionalmente, segundo Duarte & João (2014), o sub-leito que compõe a estrutura do pavimento industrial pode ser o próprio solo encontrado após o corte de um maciço de terreno ou em terras de empréstimo, quando este apresentar resistência suficiente e outras propriedades necessárias para suportar a laje do pavimento. Neste caso, a construção do pavimento pode ser realizada diretamente sobre o solo de fundação. No entanto, quando o solo de fundação não apresentar o nivelamento desejado, torna-se necessário realizar cortes ou preenchimentos juntamente com compactação.



Figura 3 – Preparação camada solo de fundação (<https://www.geosensori.com.br/2019/05/30/a-preparacao-do-solo-numa-obra/>)

2.2.2. Sub-base

Segundo o ⁴, a camada de sub-base tem três objetivos principais, designadamente:

- Transmitir a carga da laje para o subleito, melhorando assim a qualidade do suporte do solo subjacente - quando o solo é o único suporte;
- Fornecer uma base nivelada para a construção da laje;
- Fornecer uma plataforma de trabalho firme para a atividade de construção.

Para além dos objetivos previamente enunciados, a sub-base possibilita igualmente a correção de várias imperfeições e limitações no subleito, melhorar o comportamento do pavimento e evitar efeitos de solos expansivos. Dessa forma, a utilização de sub-base pode se tornar uma solução econômica para atenuar imperfeições em subleitos com características frágeis.

Para a realização da sub-base do pavimento é possível utilizar materiais como solos granulares ou tratados. A escolha entre eles dependerá das características e exigências do projeto de construção do pavimento. Quando se trata de sub-bases granulares, estas podem ser categorizadas em dois tipos: abertas e fechadas. A classificação depende se a sub-base contém uma ou mais granulometrias específicas. Se a gama de diâmetro dos agregados for ampla, a sub-base é considerada fechada, caso contrário, é classificada como aberta. Segundo Pinto & Mendes Peixoto (2022), as sub-bases granulares abertas permitem rápido escoamento das águas, enquanto as de granulometria fechada, ou seja, de granulometria mais densa são mais indicadas para áreas cobertas onde o risco de existir água é menor.

As sub-bases tratadas têm como objetivo aumentar a resistência do pavimento, controlar a expansibilidade e plasticidade das camadas de fundação, assim como reduzir a carga transmitida ao solo, com o intuito de garantir a durabilidade e eficiência do pavimento por um longo período.

2.2.3. Membrana de impermeabilização ou Filme plástico

Segundo o TR-34 (2018), o objetivo principal da membrana é reduzir o atrito entre a laje de betão e a sub-base, assegurando que esses dois elementos sejam devidamente adaptados para lidar com a retração do betão. Além disso, a membrana também evita a passagem de finos e previne a perda de água durante a betonagem do pavimento, o que garante um processo de alta qualidade. Adicionalmente, a membrana funciona como uma barreira que impede a passagem de vapor de água.

Na maioria das vezes, as membranas são normalmente constituídas por folhas de plástico e devem ser dispostas sobre a sub-base sem deixar vinco, como é visível na Figura 4, garantindo sempre que não são danificadas durante o processo construtivo ²

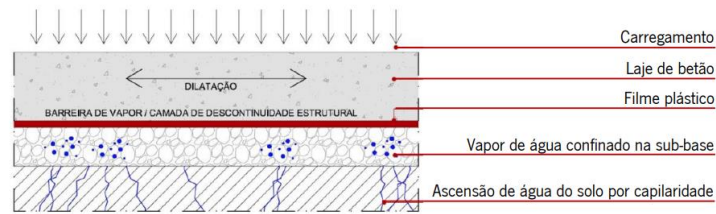


Figura 4 - Membrana de impermeabilização [adaptado de (Martina, 2017)]

2.2.4. Laje de betão armado

A laje de betão é o elemento mais importante num sistema de pavimentos industriais, uma vez que é responsável por suportar e transferir as cargas impostas ao pavimento de forma uniforme para as camadas inferiores. Esta camada precisa de cuidados especiais, pois é na laje que surgem muitas das patologias que ocorrem no pavimento devido a escolhas inadequadas na fase de projeto, como a seleção de um betão de baixa resistência e a falta de reforço adequado, originando um desgaste superficial precoce e a uma redução na vida útil do pavimento. Para se obter um produto final de alta qualidade é necessário analisar diversos fatores relacionados com a tecnologia do betão, além da sua resistência à compressão, a qual é fundamental. É essencial entender as características do betão no estado fresco e endurecido, bem como a sua composição, os tipos de agregados utilizados, a resistência à flexão, a resistência ao desgaste, a exsudação, a segregação, a retração, entre outros ¹.

Devido à baixa ductilidade e resistência à tração do betão simples, tem sido cada vez mais comum o uso de sistemas de reforço para melhorar suas características. Além de aumentar a resistência do compósito, esses sistemas também são eficazes na prevenção de problemas como fissuras causadas pela retração e redução do número de juntas no pavimento ³. Essa prática tem sido amplamente adotada na indústria de construção para garantir a segurança e durabilidade dos pavimentos.

Por fim, quando se trata do projeto de uma laje de betão, é essencial considerar os tipos de carga que serão impostos sobre o pavimento. Segundo Ferreira Rêgo (2022) existem dois tipos de carregamentos: diretos e indiretos, onde os carregamentos diretos, por sua vez, podem ser estáticos ou dinâmicos e estão relacionados com as cargas aplicadas à estrutura. É importante considerar esses carregamentos no dimensionamento estrutural dos pavimentos,

uma vez que as ações estáticas incluem equipamentos, estantes de armazenamento, mezzanines e armazéns autoportantes, enquanto as ações dinâmicas são provenientes da operação e mobilidade de máquinas, como empilhadoras, ou ações equivalentes.

Os carregamentos indiretos, por outro lado, são causados por particularidades que não incluem o período de operação da laje, como as alterações térmicas e os métodos envolvidos na produção das lajes. Essas particularidades originam tensões internas no betão, que são transferidas para as camadas vizinhas. Embora essas tensões tenham grande influência no sistema estrutural dos pavimentos, elas não são consideradas no dimensionamento da camada. Isso se deve ao facto de que os materiais são criteriosamente especificados para combater os esforços, incluindo o controle da resistência de deformações do betão.

2.2.5. Superfície de desgaste ou revestimento

Segundo Pinto & Mendes Peixoto (2022), o acabamento superficial tem como função assegurar o desempenho do pavimento durante a sua vida útil bem como, dotar a superfície de características que colmatem necessidades específicas.

Além disso, para garantir a adequação do pavimento à sua utilização, é importante escolher a camada superficial apropriada. Segundo Duarte & João (2014), existem várias opções disponíveis, incluindo superfície de betão com acabamento específico, uma camada de agregados misturados com betão para melhorar as características da superfície ou uma camada aderente aplicada sobre o betão. Ao escolher o revestimento da laje de betão, é necessário considerar as condições de uso ou utilização, principalmente a resistência aos choques, abrasão, riscos e agentes químicos como ácidos, solventes e hidrocarbonetos.

2.3 Classificação de pavimentos industriais

Os pavimentos industriais de qualidade requerem um planeamento integrado e detalhado que consiga atender às necessidades e requisitos solicitados do utilizador de forma clara e objetiva, sendo para isso necessário contar com uma série de elementos que constituem o sistema base desses pavimentos. Tais elementos podem variar quanto ao tipo de fundação, quanto ao tipo de reforço estrutural e quanto ao tipo de utilização, onde para se obter um

resultado satisfatório, é crucial possuir um conhecimento profundo das características das diferentes tipologias de pavimento existentes

2.3.1. Classificação quanto ao tipo de fundação

A classificação dos pavimentos pode ser feita de acordo com a fundação, isto é, por fundação direta ou profunda. Segundo Pinto & Mendes Peixoto (2022), os pavimentos que possuem fundação direta são aqueles que suportam as cargas diretamente sobre o solo ou, caso haja, na sub-base. Para tal, é imprescindível que a capacidade portante da fundação seja compatível com a carga que o pavimento irá receber.

No caso de a capacidade da fundação ser inferior à carga estimada, não é possível que o pavimento seja apoiado sobre a sub-base. Nessa situação, é necessário que o pavimento seja suportado por estacas. É importante salientar que, nesse caso, considera-se que a laje é sustentada exclusivamente pelas estacas, e não pela sub-base.

2.3.2. Classificação quanto ao reforço estrutural

Pavimento de Betão Simples

Os pavimentos de betão simples são caracterizados por não possuírem reforços estruturais, o que significa que sua espessura deve ser projetada cuidadosamente para evitar fissuras. Como o betão é naturalmente fraco à tração, não pode suportar os esforços *per si* e, portanto, a laje precisa ser mais espessa para compensar essa falta de resistência. Para minimizar o risco de fissuras, são utilizadas juntas serradas que devem ser projetadas especificamente para permitir a fissuração em pontos controlados, Figura 5, e evitar vários problemas como retração, dilatação térmica e “curling”.

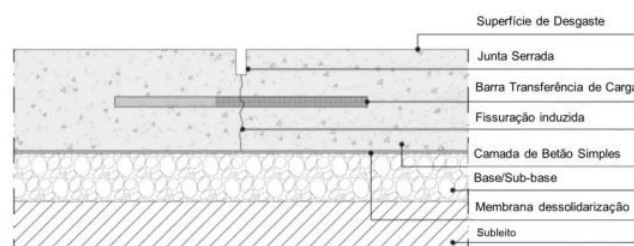


Figura 5 - Pavimento de betão simples ¹

Embora elementos de transferência de carga possam ser adicionados para melhorar o desempenho, os pavimentos de betão simples têm uma menor resistência e durabilidade do que outros tipos de pavimentos. Apesar da sua simplicidade de construção poder ser atraente em determinadas situações, as suas limitações têm de ser tidas em conta no projeto.

Pavimento de betão reforçado com armadura convencional ou malha eletrossoldada

Os pavimentos de betão podem ser reforçados com armadura convencional, Figura 6, ou malha eletrossoldada, Figura 7. Esses pavimentos consistem numa camada de betão simples com uma ou duas camadas de malha ou armadura de reforço. Segundo Passos (2011), quando se utiliza apenas uma camada de reforço é importante que as malhas sejam colocadas no terço superior da laje e que haja um recobrimento mínimo de 5 cm para proporcionar maior resistência ao betão e controlar possíveis fissuras devido à retração. Já em sistemas com duas camadas de reforço, uma é colocada no terço superior para o controlo de fissuras, e outra na parte inferior para reforçar a resistência à tração, especialmente em solos com baixa resistência. Essa técnica ajuda a garantir a integridade do piso e prevenir danos a longo prazo.

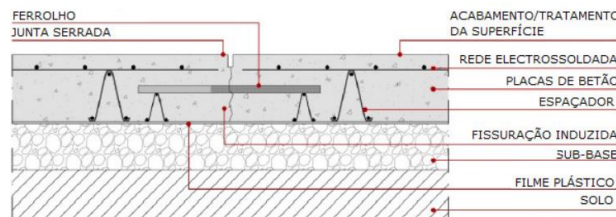


Figura 6 – Pavimento de betão reforçado com o com malha eletrossoldada ⁷

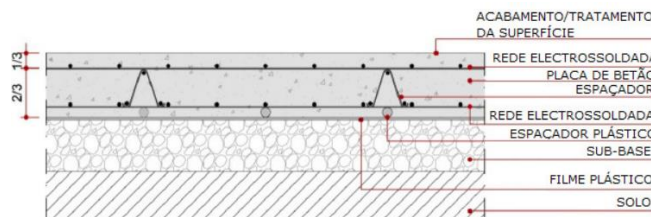


Figura 7 – Pavimento de betão reforçado o com dupla malha eletrossoldada ⁷

Pavimentos de betão reforçado com fibras

Segundo Duarte & João (2014), os pavimentos de betão reforçado com fibras, consistem na mistura do betão com fibras, Figura 8, que podem ser adicionadas na central de betão ou diretamente na autobetoneira. Graças ao reforço proporcionado pelas fibras, este tipo de

pavimento apresenta diversos benefícios e vantagens, como maior resistência a impactos e fadiga bem como maior resistência residual à flexão, graças aos mecanismos de reforço providenciados pelas fibras é possível reduzir a quantidade de juntas necessárias no pavimento de betão e por fim, contribuir para uma redução, ou eliminação, do uso de armaduras convencionais de aço.

Neste tipo de pavimento, as fibras mais comuns são de aço, mas também podem ser usadas fibras de vidro, polipropileno, carbono, celulose ou amianto. No entanto, é importante ter cuidado com a distribuição uniforme das fibras no betão de modo a evitar a formação de "ouriços" ⁷

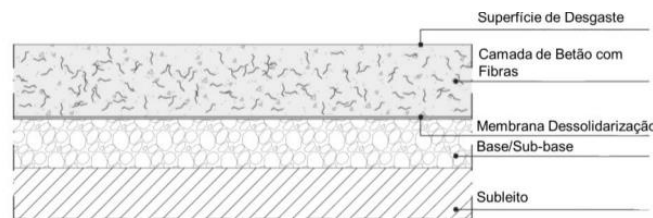


Figura 8 – Pavimento de betão reforçado com fibras ¹

Pavimentos de betão pré-esforçado com armadura pós-tencionada

De acordo com Duarte & João (2014), nos pavimentos de betão pré-esforçado com armadura pós-tencionada é empregue uma rede de cordões de aço revestidos de plástico, que são tensionados através de macacos hidráulicos para criar um estado de compressão na laje, Figura 9. Estes esforços são transmitidos aos elementos estruturais por ancoragens que se encontram nas extremidades da laje e que proporcionam ao pavimento elevada resistência à tração. Além disso, permite reduzir o número de juntas, bem como uma diminuição da espessura da laje.

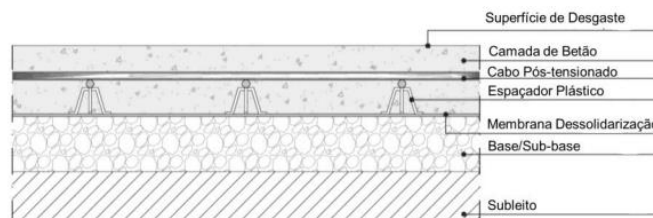


Figura 9 – Pavimento de betão pré-esforçado ¹

2.3.3. Classificação quanto à utilização

Segundo a ANAPRE, Associação Nacional de Pisos e Revestimentos de Alto Desempenho, os pavimentos podem ser divididos quanto à sua utilização, em quatro classes principais, baseadas na finalidade que eles possuem. A Tabela 1 apresenta essas quatro classes de pavimentos.

Tabela 1 - Classificação de pavimentos quanto à sua utilização de acordo com a ANAPRE, adaptado de ⁶

Áreas industriais	Considera-se o pavimento como um equipamento para produção;
	As cargas dos equipamentos são transmitidas diretamente para o pavimento ou através de suas próprias funções.
	É necessário considerar aspectos especiais durante a fase de projeto, para eventuais mudanças de configuração para a instalação de novos equipamentos;
	Utilização de revestimentos de alto desempenho. Proteção da superfície contra agentes agressivos, facilidade de manutenção (limpeza e higienização) e sinalização para controle de fluxos.
Áreas de Armazenamento	O pavimento deve ser considerado como equipamento de produção uma vez que afeta diretamente a produtividade dos centros de distribuição.
	É recomendável a utilização de um sistema com placas de grande dimensão e um número reduzido de juntas, recorrendo a lajes de betão armado com fibras ou pós-tensionado, para evitar patologias nas juntas decorrentes do trânsito intenso de máquinas e empilhadoras.
	A aplicação de endurecedores de superfície, minerais ou metálicos, deve ser realizada para assegurar uma elevada resistência à superfície, tendo em vista a grande solicitação de esforços abrasivos.
Áreas de Estacionamento	Possuem maior durabilidade, resistência ao desgaste, aos ataques químicos de combustíveis e têm menor custo de manutenção do que os pavimentos asfálticos.
	Logística de execução mais eficiente em zonas fechadas e pisos enterrados, já que se utilizam equipamentos de menor dimensão.
Pavimentos Comerciais	Proporcionam suporte para paredes divisórias e <i>mezzanines</i> .
	Evidenciam acabamentos decorativos por meio da aplicação de endurecedores de superfície com pigmentação apropriada.

2.4 Juntas em Pavimentos Industriais

2.4.1. A necessidade de juntas

Segundo Barros et al. (2003), as juntas são um elemento fundamental em qualquer pavimento de betão, pois permitem que o mesmo se expanda e contraia livremente, evitando assim tensões excessivas que possam comprometer a sua integridade estrutural. Por outras palavras, é crucial que as juntas sejam desenhadas de forma a permitir a retração e dilatação do pavimento, evitando assim tensões de tração que possam exceder a resistência do betão. Além disso, é importante que as juntas sejam concebidas de forma a garantir uma transferência adequada de carga entre as placas contíguas do pavimento, evitando danos nas arestas das faces da junta e diferenças significativas de cota. Por fim, as juntas têm a função de isolar o pavimento de outros elementos estruturais, a fim de evitar interferências que possam afetar sua operacionalidade.

Como é sabido, a resistência à tração do betão é significativamente menor do que sua resistência à compressão e por isso qualquer impedimento ao livre movimento do pavimento pode introduzir tensões de tração excessivas, levando a fissurações que podem comprometer a estabilidade do pavimento. Essas patologias são muito dispendiosas para reparar e podem tornar necessário recorrer à execução de uma sobrecamada sobre o pavimento existente. Por isso, é essencial incluir sempre nos projetos os elementos necessários ao dimensionamento, sendo as juntas são um desses elementos, onde a sua correta conceção e construção podem fazer a diferença entre um pavimento durável e resistente ou um pavimento sujeito a patologias.

2.4.2. Tipos de Juntas

Atualmente, escolher o tipo de juntas é um processo difícil porque o mercado está sempre em mudança e existe uma enorme variedade de opções. Isso significa que os projetistas precisam decidir entre o custo e o benefício. Às vezes, escolhem um sistema de juntas mais barato, mas que não dura tanto tempo e não é tão eficiente, enquanto outras vezes escolhem um sistema mais caro, mas que é mais eficiente e dura mais tempo. A escolha certa é bastante importante, pois isso afeta a estrutura do pavimento e o custo total da obra.

Existem dois tipos principais de juntas - com movimento livre e sem restrição de movimento. Cada tipo tem quatro subgrupos diferentes - juntas de construção, juntas de fendilhação/serradas, juntas de dessolidarização/isolamento e juntas de dilatação, Figura 10.

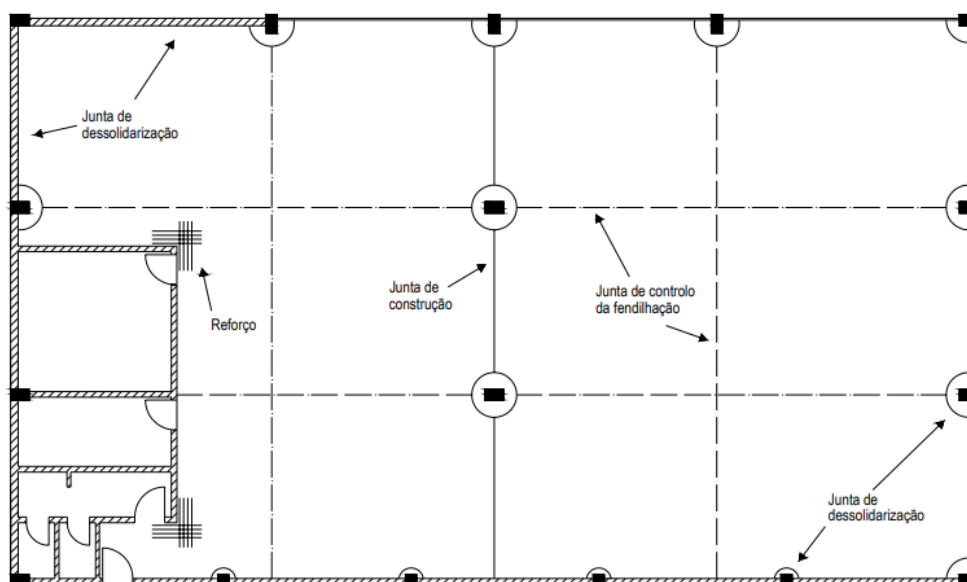


Figura 10 - Esquemática do traçado das juntas ⁸

Juntas de dessolidarização (ou expansão)

No que se refere ao isolamento do pavimento de elementos estruturais, como paredes e fundações, bem como de outros componentes, como escadas e caixas de visita, são utilizadas as juntas de dessolidarização, Figura 11. Essas juntas são compostas por uma folha de polietileno expandido posicionada entre o pavimento e o elemento a separar. Além disso, de forma a evitar vazamentos de líquidos ou sólidos no pavimento, a junta deve ser sedada com um material elastómero ⁷.

As juntas têm larguras que variam entre 3 e 6 mm, podendo chegar a 10 mm, e possuem profundidades iguais à espessura da camada de betão. Para o seu dimensionamento, é necessário contabilizar tanto a retração prevista como as condições ambientais ⁸.

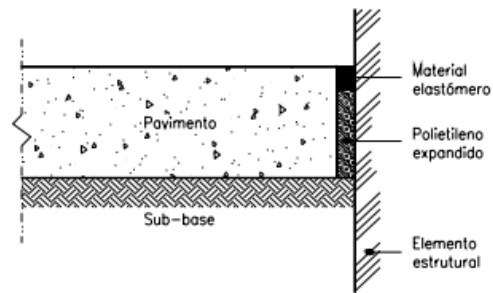


Figura 11 - Junta de dessolidarização ⁸

Juntas de construção

Segundo ⁷, é frequente a utilização de juntas de construção ou betonagem, Figura 12, em lajes quando a betonagem contínua não é possível. Todavia, é imprescindível minimizar a utilização dessas juntas, pois elas podem se tornar vulnerabilidades no pavimento. Em situações de tráfego intenso, por exemplo, podem causar desigualdades entre os painéis, expondo as bordas e acelerando sua deterioração.

Para contornar esse problema, é comum associar dispositivos de transmissão de cargas aos sistemas de cofragem, chamados de ferrolhos. Esses dispositivos podem ser compostos por chapas ou varões redondos ou retangulares lisos e elementos de proteção de juntas aos sistemas de cofragem, onde essa poderá ser de madeira ou metálica, sendo que a opção metálica pode ser recuperável ou perdida.

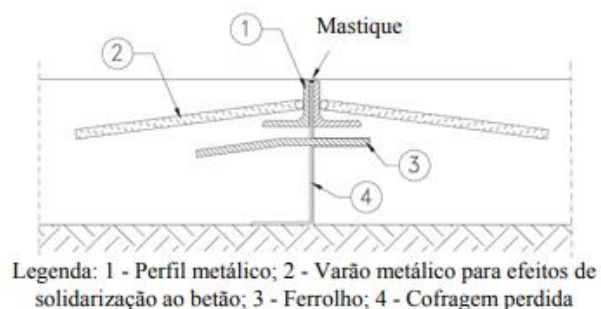


Figura 12 - Junta de construção ⁸

Juntas de dilatação

As juntas de dilatação, Figura 13, são incluídas nas construções com o objetivo de permitir que as lajes se expandam livremente devido às alterações de temperatura e humidade no ambiente. Apesar de serem semelhantes às juntas de dessolidarização, essas juntas são

menos frequentes em obras, pois as deformações causadas pela retração geralmente são maiores do que as de expansão ⁶.

No que diz respeito à execução das juntas de dilatação, o processo é semelhante ao das juntas de construção. Isso se deve ao facto de que é necessário incluir dispositivos que transmitam a carga entre as lajes adjacentes do pavimento. No entanto, o preenchimento das juntas de dilatação é semelhante ao das juntas de dessolidarização, com a distinção de que existe um espaço entre os painéis que normalmente varia de 10 a 20 mm ⁸.

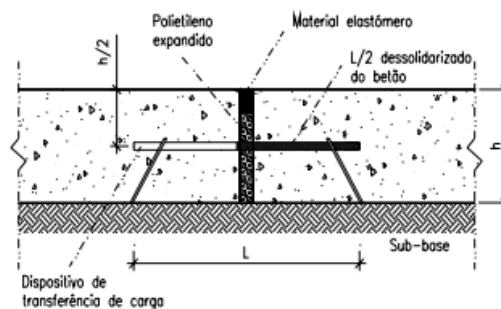


Figura 13 - Junta de dilatação ⁸.

Juntas de fendilhação/serradas

Um dos problemas mais comuns nas lajes são o aparecimento de fissuras, sendo as juntas de fendilhação, Figura 14, uma solução utilizada para criar uma zona de fragilidade que localiza o aparecimento de fissuras de uma forma controlada. No entanto, a instalação destas juntas só deve ser feita quando a laje apresentar resistência suficiente para suportar os equipamentos necessários, geralmente de quatro a doze horas após o início do processo de endurecimento do betão. Durante essa fase, a laje é serrada com máquinas adequadas, com um corte feito na profundidade que corresponde ao maior valor entre 25 mm e um terço da espessura da laje ⁷.

Contudo, Passos (2011) também mencionou que é preciso ter cuidado na instalação das juntas de fendilhação, já que juntas mal dimensionadas ou executadas podem levar a uma rápida degradação do pavimento e a custos elevados de manutenção. Por essa razão, têm surgido diversas tentativas para evitar a sua utilização, como a utilização de fibras metálicas em elevadas percentagens, betão auto-compactável reforçado com fibras de aço, fibras de

diversos materiais e geometrias, bem como o recurso ao pré-esforço, como mencionado anteriormente.

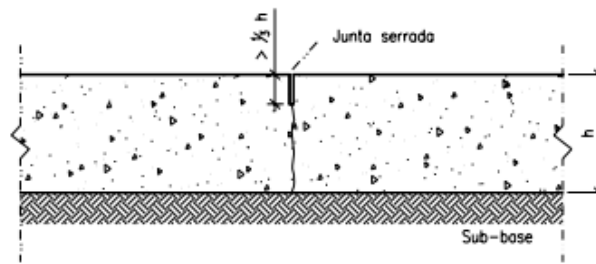


Figura 14 - Junta de fendilhação ⁸.

2.5 Patologias em Pavimentos Industriais

A construção de pavimentos industriais pode ser, por vezes, uma tarefa complexa podendo originar diversas patologias caso não seja realizada de forma adequada. Os erros de projeto ou execução são as principais causas dessas patologias, e por isso, um incorreto dimensionamento pode resultar em sérias consequências para as operações industriais, como altos custos de manutenção, redução da produção e restrições no uso do pavimento. Em alguns casos extremos, a única solução consiste na demolição do pavimento existente e na construção de um novo, o que pode ser muito dispendioso ⁹.

Assim sendo, é imprescindível garantir que o pavimento seja executado em conformidade, com o objetivo de prevenir tais situações. Adicionalmente, é importante identificar e classificar as patologias que afetam os pavimentos industriais, e entender quais são os principais fatores que aceleram a sua deterioração. Entre esses fatores, podemos enunciar a aplicação de cargas excessivas, impactos mecânicos, uso de equipamentos com rodas de aço, operação inadequada de equipamentos e falta de manutenção. Ao compreender e lidar com esses fatores, é possível evitar ou minimizar a ocorrência de patologias e prolongar a vida útil dos pavimentos industriais ⁹.

Tabela 2, descreve algumas das patologias mais comuns assim como a correspondentes causas, a fim de que seja possível identificar e evita-las o mais cedo possível.

Tabela 2 (continua) - Principais Patologias/Problemas observados nos pavimentos industriais
[adaptado de ⁷]

Patologias/Problemas	Causa
Betão com dificuldades em ser bombeado	Dosagem inadequada dos componentes, com quantidade insuficiente de finos (inferiores a 0,2 mm) (<450kg/m ³)
	Ocorrência de segregação do betão durante o transporte no camião-betoneira
	Diminuição do diâmetro da mangueira utilizada
	Variação no tempo de presa do betão
	Inconsistência no slump do betão
	Utilização excessiva de superplastificantes
Danificação de extremidades	Conceção inadequada do composto
	Realização tardia do acabamento das bordas
Fissuras devido aos assentamentos	Utilização de base ou sub-base inadequada
	Solo com elevado teor de humidade
	Compactação insuficiente do solo
Fissuras devido às sobrecargas	Instalação prematura de estantes
	Utilização do piso para armazenamento de máquinas ou produtos de construção
Delaminação	Exsudação excessiva de água no betão que não evapora adequadamente
	Dosagem incorreta de superplastificantes na mistura do betão;
	Técnica inadequada de acabamento do betão
	Presença excessiva de ar no betão
Fissuração das juntas	Uso de tipo de junta inadequado, sem barras de transferência adequadas;
	Grande espaçamento entre as juntas do pavimento;
	Técnica inadequada de acabamento nas bordas das juntas do pavimento;
	Falta de aplicação de selante nas juntas do pavimento;
	Tráfego intenso e constante sobre o pavimento

Tabela 2 (continuação) - Principais Patologias/Problemas observados nos pavimentos industriais [adaptado de 7]

Fissuração	Sobrecarregamento excessivo da superfície do pavimento;
	Secagem da superfície do pavimento através do uso de cimento;
	Secagem precoce do betão, antes do desenvolvimento das resistências necessárias;
	Choque térmico e/ou falta de água nas idades precoces do betão;
	Cura inadequada do betão
Desgaste superficial	Exsudação excessiva de água no betão;
	Conceção inadequada da mistura do betão;
	Endurecimento muito lento do betão
Aparecimento de fibras na superfície	Utilização do helicóptero muito cedo no processo de acabamento do pavimento;
	Tamanho dos agregados utilizado é muito grande em relação ao espaçamento entre as fibras;
	Utilização de fibras demasiado longas ou flexíveis na mistura do betão;
	Erros na conceção da mistura do betão

2.6 Modelos Analíticos e Métodos de Dimensionamento

Segundo Formoso Da Cunha (2013), no estudo de pavimentos de betão industriais, existem vários modelos que tentam apresentar os principais métodos analíticos aplicáveis a este tipo de estruturas. Entre estes modelos, destacam-se o de Winkler (1867), o de Pasternak (1954), o de Kerr (1994) e o de Totsky (segunda metade do século XX).

Apesar da variedade de modelos, o de Winkler é amplamente difundido no meio técnico devido à sua simplicidade e capacidade de apresentar respostas razoáveis para fundações comuns. Nesse modelo, as pressões de contato são proporcionais aos recalques (deslocamentos) e o solo é representado por meio de elementos elásticos com resposta linear.

2.6.1. Modelo de Winkler (1867)

No ano de 1867, Winkler apresentou um método simplificado para determinar os esforços de reação dos subleitos situados imediatamente abaixo das fundações rasas ¹⁰.

A contribuição de Winkler teve um impacto significativo nos procedimentos analíticos para o cálculo de tensões em lajes de pavimento totalmente apoiadas em solos. Ao invés de tratar o terreno de fundação como um todo, Winkler sugeriu que cada ponto poderia ser considerado como uma mola independente, tendo a mesma constante elástica. Essas molas trabalhariam individualmente dentro do conjunto, sem transmitir esforços de corte entre elas. A pressão de reação em cada mola (p) seria igual às demais e seria calculada pela multiplicação da deflexão vertical (ω) pela constante elástica (k) correspondente. Essa abordagem simplificada do sistema de apoio através do modelo de Winkler possibilitou um cálculo mais fácil e preciso dos esforços de reação, sendo um marco importante na análise de tensões em placas de pavimentação.

$$p = k \times \omega \quad \text{Eq. 1}$$

onde:

p – pressão de reação do terreno de fundação (subleito);

k – módulo de reação do terreno de fundação (subleito);

ω – deslocamento (deflexão) verificado sobre o terreno de fundação (subleito).

2.6.2. Modelo de Westergaard

Segundo Balbo (2009), Westergaard adotou o modelo de Winkler devido à facilidade na resolução analítica de pavimentos de betão apoiados em solo com cargas localizadas no seu interior. Apesar disso, é de destacar que o modelo não leva em conta a interação entre as diferentes regiões do solo, o que originou uma grande dificuldade na análise de cargas localizadas nas bordas e cantos das placas.

Na Figura 15, é possível observar o modelo de Winkler aplicado em dois sistemas diferentes: fundação rasa + subleito e placa + subleito, respetivamente



Figura 15 - Modelo de winkler aplicado em: a) fundação rasa + subleito; b) laje + subleito

De acordo com a Figura 16, pode-se concluir que o modelo de Winkler utilizado para analisar o comportamento de um solo de fundação é limitado e não representa com precisão a realidade, isto porque embora as reações de apoio do subleito possam variar de acordo com os esforços de corte entre as suas partes, os modelos gráficos apresentados indicam que as reações do subleito seriam maiores nas bordas e haveria continuidade nos deslocamentos da borda para a área circundante da placa ¹⁰.

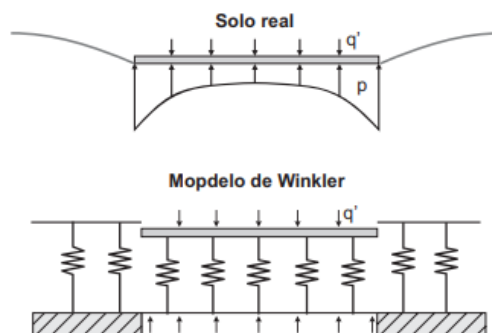


Figura 16 - Solo real vs. Modelo de Winkler ¹¹

Em 1926, o engenheiro dinamarquês Westergaard propôs uma teoria clássica para o cálculo de deflexões e momentos fletores em lajes de betão com comportamento isotrópico. Para isso, utilizou o método de Ritz das aproximações sucessivas, que se baseia no princípio de mínima energia, a fim de investigar os deslocamentos em lajes de betão. Suas hipóteses consideraram diversas variáveis, como a homogeneidade, isotropia e elasticidade da placa, bem como a constância de sua espessura. Além disso, Westergaard levou em conta a relação entre as reações do subleito e os deslocamentos verticais da placa, bem como a distribuição

uniforme das forças em áreas circulares no interior e nos cantos da placa, e em áreas semicirculares nas bordas ^{10,12}.

Segundo De & Ferreira (2014), o trabalho de Westergaard (1926) consistiu numa análise detalhada de três cenários diferentes de carregamento aplicados numa laje.

As cargas são distribuídas numa área circular, enquanto as pressões são uniformes sobre a superfície. Como é possível ver na Figura 17, os três cenários considerados são:

1. carga no canto da placa (Caso I);
2. carga no interior da placa (Caso II);
3. carga na borda da placa (Caso III);

É importante notar que, para cargas no centro ou na borda da placa, as mesmas estão localizadas a uma distância considerável do canto da placa (distancia suficientemente longa para que as reações fora da seção crítica possam reduzir o momento fletor).

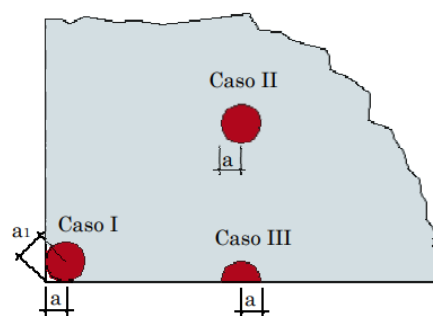


Figura 17 - Diferentes casos de carregamentos analisados por Westergaard ¹²

Carga no canto da placa - Caso I

Segundo Balbo (2009), para calcular as deflexões na vizinhança do canto, Westergaard apresentou a seguinte expressão:

$$\omega_c = \frac{P}{kl^2} \left(1,10e^{\frac{-x}{l}} - \frac{a1}{l} 0,88e^{\frac{-2x}{l}} \right) \quad \text{Eq. 2}$$

onde:

- ω_c – deflexão máxima para carga no canto da placa (m);
- P – carga aplicada (kN);
- k – módulo de reação do terreno de fundação (kN/m³);

- x – distância do ponto de aplicação da carga P ao canto da placa(m);
- a_1 – distância indicada na Figura 17 (m);
- E – módulo de elasticidade longitudinal do betão (Módulo de Young) (MPa);
- h – espessura da laje de betão (m);
- ν – coeficiente de Poisson;
- l – raio de rigidez relativa, dado por $l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)k}}$ (m);

Exatamente no canto, para $x = 0$, a deflexão é dada por:

$$\omega_c = \frac{P}{kl^2} \left(1,10 - \frac{a_1}{l} 0,88\right) \quad \text{Eq. 3}$$

O momento fletor máximo, M_c , irá ocorrer a uma distância $x_1 = 2\sqrt{a_1 l}$ e será definido por:

$$M_c = -\frac{P}{2} \left[1 - \left(\frac{a_1}{l}\right)^{0,6}\right] \quad (\text{kN}\times\text{m}/\text{m}) \quad \text{Eq. 4}$$

Quanto à tensão de tração máxima na face superior, σ_c , provocada pela força no canto, pode ser expressa por:

$$\sigma_c = -\frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a_1}{l}\right)^{0,6}\right] \quad (\text{kN}/\text{m}^2) \quad \text{Eq. 5}$$

Carga no interior da placa - Caso II

Para cargas aplicadas no centro da laje, Westergaard baseou-se na análise de Nadai (1909) para situações similares em vigas e propôs uma solução simplificada, onde corrigiu o raio da área circular carregada quando o raio da roda (a) era menor que 1,724 vezes a espessura da placa (h).

Para calcular o raio corrigido (b) nessas situações, é necessário usar a seguinte expressão:

$$b = \sqrt{1,60a^2 + h^2} - 0,675h \quad \text{Eq. 6}$$

onde:

- b – raio corrigido da área carregada (m);

- α – raio da área carregada(m);
- h – espessura da placa (m);

A deflexão no centro da placa para uma área de raio a , é dada por:

$$w_i = \frac{P}{8kl^2} \left\{ 1 + \left(\frac{1}{2\pi}\right) \left[\ln\left(\frac{\alpha}{2l}\right) + \gamma - \frac{5}{4} \right] \left(\frac{\alpha}{l^2}\right) \right\} \quad \text{Eq. 7}$$

onde:

- w_i – deflexão máxima para carga no interior da placa (m);
- α – raio da área carregada (m);
- $\gamma = 0,5772156449$ – constante de Euler-Mascheroni.

Westergaard determinou uma equação para calcular a tensão de tração na flexão máxima para carga no interior da placa, σ_i , a qual é expressa por:

$$\sigma_i = \frac{3P(1+\nu)}{2\pi h^2} \left[\ln\left(\frac{2l}{\alpha}\right) + 0,5 - \gamma \right] \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{Eq. 8}$$

Quando $a < 1,724 h$, substitui-se simplesmente a por b na equação w_i , o que compensaria a negligência da Teoria de Placas com relação às tensões de corte. Adicionalmente, quando a carga for distribuída numa superfície quadrada, sendo c o lado do quadrilátero, substitui-se o valor do a na equação w_i pelo raio corrigido c' , dado pela expressão ¹¹:

$$c' = \frac{e^{\frac{\pi}{4}-1}}{\sqrt{2}} c \quad \text{Eq. 9}$$

Carga na borda da placa - Caso III

No que diz respeito às cargas nas bordas, Westergaard (1926) examinou a situação em que a carga está localizada na junta da laje. Nesta análise, foi considerado que a carga se distribui numa área de formato semicircular, que deve estar distante o suficiente do canto da placa.¹⁰

A deflexão na borda da placa, é dada por:

$$\omega_b = \frac{P}{kl^2} (1 + 0,4\nu) \frac{1}{\sqrt{6}} \quad \text{Eq. 10}$$

onde:

- ω_b - deflexão máxima para carga na borda da placa (m);

Enquanto a tensão de tração na flexão máxima para carga na borda da placa, σ_b , é determinada por:

$$\sigma_b = \frac{0,529P(1+0,54\nu)}{h^2} [\log_{10}\left(\frac{Eh^3}{ka^4}\right) - 0,710] \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{Eq. 11}$$

Posteriormente, designadamente em 1948, Westergaard introduziu equações que permitiam calcular as tensões de tração na flexão máxima para cargas uniformemente distribuídas em áreas circulares e semicirculares, respetivamente:

$$\sigma_{bc} = \frac{3P(1+\nu)}{\pi(3+\nu)h^2} \left[\ln \frac{Eh^3}{100ka^4} + 1,84 - \frac{4\nu}{3} + \frac{(1-\nu)}{2} + 1,18(1+2\nu)\left(\frac{\alpha}{l}\right) \right] \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{Eq. 12}$$

$$\sigma_{bsc} = \frac{3P(1+\nu)}{\pi(3+\nu)h^2} \left[\ln \frac{Eh^3}{100ka^4} + 3,84 - \frac{4\nu}{3} + 0,5(1+2\nu)\left(\frac{\alpha}{l}\right) \right] \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{Eq. 13}$$

Westergaard (1948), também propôs as correspondentes equações das deflexões máximas para cargas uniformemente distribuídas em áreas para a carga circular e semicircular, que seriam dadas, respetivamente, por:

$$w_{bc} = \frac{P\sqrt{2+1,2\mu}}{\sqrt{Eh^3k}} \left[1 - (0,76 + 0,4\mu)\left(\frac{\alpha}{l}\right) \right] \quad (\text{m}) \quad \text{Eq. 14}$$

$$w_{bsc} = \frac{P\sqrt{2+1,2\mu}}{\sqrt{Eh^3k}} \left[1 - (0,323 + 0,17\mu)\left(\frac{\alpha}{l}\right) \right] \quad (\text{m}) \quad \text{Eq. 15}$$

2.6.3. Modelo de Bradbury

Segundo Lizi & Oliveira (2000), o empenamento é um problema que pode afetar as lajes de pavimento, causado pela temperatura diferencial, isto é, a variação de temperatura ao longo espessura da placa, Figura 18. Durante o dia, a face superior da laje é aquecida mais rapidamente pelo sol do que as camadas inferiores, o que faz com que as fibras externas da placa se dilatam mais do que as fibras internas. Durante a noite, a placa começa a perder o calor absorvido e por isso, a fibra superior arrefece mais rapidamente do que as outras e tenta se retrair, resultando no empenamento. Durante o dia, as fibras inferiores da placa sofrem tração e as superiores compressão, devido ao peso próprio da estrutura. Já durante a noite, essa situação é invertida, com as fibras inferiores a serem comprimidas e as superiores tracionadas.

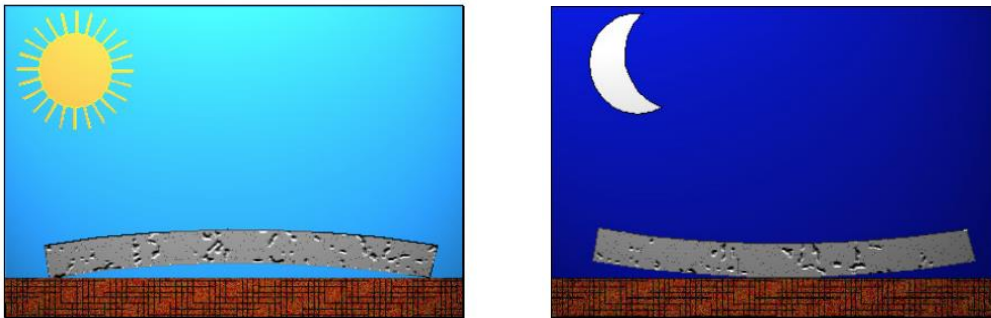


Figura 18 - Empenamento do pavimento devido à variação da temperatura ¹²

Em 1938, Bradbury (1938) considerou uma laje retangular, de lados l_x , l_y e espessura h , e apresentou equações para o cálculo das tensões de tração na borda da placa, devido ao empenamento, $\sigma_{x,b}$, tensão de tração no interior da placa, na direção do comprimento, $\sigma_{x,i}$ e tensão de tração no interior da placa, na direção da largura, $\sigma_{y,i}$, durante o dia, por ser a situação mais desfavorável. Em rigor, as tensões de empenamento deveriam ser combinadas às tensões devidas ao tráfego, no dimensionamento de pavimentos. Posto isto, as equações propostas por Bradbury são as seguintes:

Tensão na borda da placa:

$$\sigma_{x,b} = \frac{c_x E \alpha \Delta T}{2} \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{Eq. 16}$$

Tensão no interior da placa:

$$\sigma_{x,i} \frac{E\alpha\Delta T}{2(1-\nu^2)} (C_x + \nu C_y) \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{Eq. 17}$$

$$\sigma_{y,i} \frac{E\alpha\Delta T}{2(1-\nu^2)} (C_y + \nu C_x) \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{Eq. 18}$$

onde:

- C_x C_y - Coeficientes de tensão de Bradbury (determinados através do gráfico da Figura 19);
- α - Coeficiente de dilatação térmica do betão;

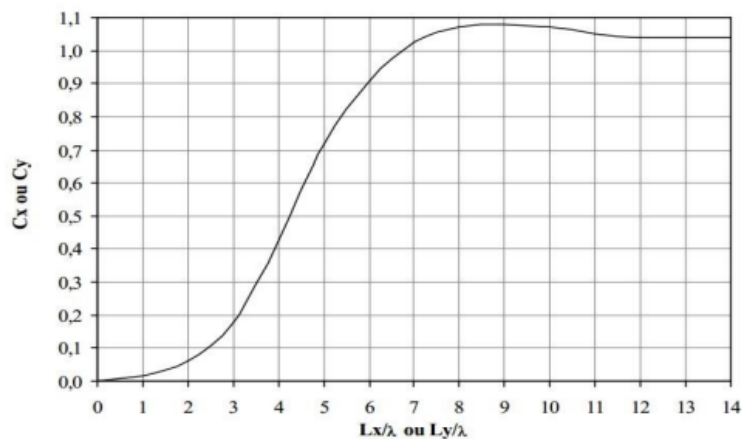


Figura 19 - Coeficientes de tensão de Bradbury ¹²

2.7 Normalização Europeia e Internacional

2.7.1. Normas Geotécnicas – Eurocódigo 7

A norma NP EN 1997-1:2010 mais conhecida como, ¹⁴ define procedimentos e valores alternativos, incluindo recomendações de classe e notas que indicam opções nacionais. ¹⁴. Segundo Manuel & Ribeiro (2016) entre os principais objetivos do EC7 destaca-se a determinação dos parâmetros geotécnicos, que envolvem a identificação do tipo de solo ou rocha, determinação do peso volúmico, índice de compactidade, compactação relativa, resistência ao corte e rigidez do solo, qualidade e propriedades de rochas e maciços rochosos,

parâmetros de permeabilidade e consolidação de solos e rochas, bem como os parâmetros obtidos através de ensaios de campo. É também definido no EC7, procedimentos para o projeto e execução de diferentes tipos de fundações, incluindo as superficiais e por estacas, considerando os estados limites, ações atuantes e ensaios de carga dinâmica e estática. Além disso, os capítulos 4 e 5 fazem referência à supervisão da construção, observação e manutenção, e aos aterros, rebaixamento freático e melhoramento ou reforço do terreno, respetivamente.

Ao estudar os solos, é importante levar em consideração os diversos coeficientes que são relevantes para diferentes tipos de ações - sejam elas desfavoráveis ou favoráveis - e os parâmetros do solo, além disso, é necessário considerar diferentes abordagens de cálculo. No Anexo Nacional, há quadros informativos que apresentam os coeficientes parciais que devem ser utilizados para diferentes estados limites últimos. Esses coeficientes levam em conta a distribuição das ações e seus efeitos, as propriedades dos materiais e suas capacidades resistentes.

2.7.2. Normas de Dimensionamento Estrutural

NP EN 1990:2009 – Bases para o projeto de estruturas

A presente Norma descreve os princípios e os requisitos de segurança, de utilização e de durabilidade das estruturas que se apoia no conceito de estado limite, utilizado em conjunto com um método de coeficientes parciais ¹⁵. O Eurocódigo 0 é um documento de extrema importância para o projeto de estruturas, pois estabelece as combinações de cargas, princípios de dimensionamento e estados limite a serem considerados durante a fase de projeto. Além disso, permite a definição do tempo de vida útil e durabilidade do projeto. A norma possui um Anexo Nacional e nele são determinados os valores de cálculo dos coeficientes parciais das ações em diferentes estados limite. É importante lembrar que a norma é transversal a todos os outros Eurocódigos e é a base para o projeto de estruturas.

NP EN 1991:2009 – Ações em estruturas

O ¹⁶ menciona aspetos relevantes no que diz respeito a pavimentos térreos industriais, sendo o destaque dado aos valores característicos das sobrecargas, que se encontram apresentados

no Capítulo 6. Esse capítulo aborda a representação das ações, a disposição de cargas e os valores característicos das sobrecargas. Mais concretamente para atividades comerciais em zonas de grandes armazéns, a categoria D2 do anexo nacional apresenta os valores das sobrecargas a utilizar (Tabela 3)

Tabela 3 - Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas de edifícios¹⁶

<i>Categorias de zonas carregadas</i>	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
<i>Categoria A</i>		
- Pavimentos	<u>1,5 a 2,0</u>	<u>2,0 a 3,0</u>
- Escadas	<u>2,0 a 4,0</u>	<u>2,0 a 4,0</u>
- Varandas	<u>2,5 a 4,0</u>	<u>2,0 a 3,0</u>
<i>Categoria B</i>	<u>2,0 a 3,0</u>	<u>1,5 a 4,5</u>
<i>Categoria C</i>		
- C1	<u>2,0 a 3,0</u>	<u>3,0 a 4,0</u>
- C2	<u>3,0 a 4,0</u>	<u>2,5 a 7,0 (4,0)</u>
- C3	<u>3,0 a 5,0</u>	<u>4,0 a 7,0</u>
- C4	<u>4,5 a 5,0</u>	<u>3,5 a 7,0</u>
- C5	<u>5,0 a 7,5</u>	<u>3,5 a 4,5</u>
<i>Categoria D</i>		
- D1	<u>4,0 a 5,0</u>	<u>3,5 a 7,0 (4,0)</u>
- D2	<u>4,0 a 5,0</u>	<u>3,5 a 7,0</u>

Adicionalmente, são apresentadas as ações causadas pelas diferentes classes de empilhadores, que são classificados de acordo com a sua capacidade de FL1 a FL6 (Tabela 4). Além disso, também são representadas as cargas verticais estáticas por eixo do empilhador, de acordo com a sua classe (Tabela 5).

Tabela 4 – Classe do empilhador

Classe do empilhador	Tara [kN]	Carga de elevação [kN]	Distancia entre rodas a [m]	Largura total b [m]	Comprimento total l [m]
FL 1	21	10	0,85	1,00	2,60
FL 2	31	15	0,95	1,10	3,00
FL 3	44	25	1,00	1,20	3,30
FL 4	60	40	1,20	1,40	4,00
FL 5	90	60	1,50	1,90	4,60
FL 6	110	80	1,80	2,30	5,10

Tabela 5 - Carga por eixo

Classe do empilhador	Carga por eixo Q_k [KN]
FL 1	26
FL 2	40
FL 3	63
FL 4	90
FL 5	140
FL 6	170

NP EN 1992:2010 – Projeto em estruturas de betão

O Eurocódigo 2 estabelece os princípios de base para o projeto de estruturas de betão simples, armado e pré-esforçado constituídas por agregados de massa volúmica normal ou por agregados leves, assim como regras específicas para edifícios ¹⁷.

Segundo Manuel & Ribeiro (2016), o regulamento EC2 não apresenta diretrizes específicas para o dimensionamento de lajes de pavimentos térreos industriais. Embora essa ausência não torne inviável a utilização do regulamento num projeto desse tipo, ela restringe sua aplicabilidade. É possível solicitar informações sobre as características do betão e disposições construtivas, mas não há especificações para o controlo de deformação em lajes térreas. Assim, é necessário recorrer a documentos e recomendações de outras organizações, como por exemplo o TR34 da “Concrete Society”.

2.7.3. Normas relativas aos Materiais

NP EN 206:2007 – Especificação, desempenho, produção e conformidade

Em Portugal, o regulamento vigente para a especificação, desempenho, produção e conformidade no domínio do betão e, por conseguinte, crucial para os pavimentos industriais, é a Norma Europeia NP-En-206-1-2007.

A presente Norma Europeia aplica-se ao betão destinado a estruturas betonadas no local, estruturas prefabricadas e produtos estruturais prefabricados para edifícios e estruturas de engenharia civil. A Norma especifica requisitos para:

- os materiais constituintes do betão;
- as propriedades de betão fresco e endurecido e a sua verificação;
- as limitações à composição do betão;
- a especificação do betão;

- a entrega do betão fresco;
- os procedimentos de controlo da produção;
- os critérios de conformidade e a avaliação da conformidade.

A presente Norma Europeia aplica-se ao betão compactado desde que este não tenha, para além do ar introduzido, uma quantidade apreciável de ar ocluído. A presente Norma aplica-se ao betão de massa volúmica normal, betão pesado e betão leve. Por outro lado, não se aplica: betão celular;

- betão de espuma;
- betão poroso (betão sem finos);
- betão com massa volúmica inferior a 800 kg/m³;
- betão refratário.

EN 10080 – Armaduras para betão armado

A Norma (EN 10080) é um padrão europeu que estabelece os requisitos técnicos para a produção, características e marcação das armaduras de aço utilizadas no betão armado. Essa norma abrange diversos aspetos relacionados às armaduras, como dimensões, propriedades mecânicas, aderência ao betão e proteção contra corrosão.

No contexto dos pavimentos térreos, os aspetos relacionados à utilização da malha eletrossoldada despertam interesse considerável. Essa forma de armadura pré-fabricada continua sendo amplamente adotada na construção desses pavimentos, pois efetivamente compensa os esforços de tração e corte. A aplicação desse tipo de armadura pré-fabricada viabiliza a execução eficiente de grandes áreas de pavimento, proporcionando maior produtividade no uso da mão de obra envolvida.

Ao definir corretamente as características e requisitos dos aços de armaduras para betão armado e pré-esforçado, conforme estabelecido pela norma EN 10080, é necessário considerar também as normas de ensaio correspondentes. Isso inclui a NP EN ISO 15630-1 para avaliar varões, fio máquina e fio para betão armado, a NP EN ISO 15630-2 para análise de redes eletrossoldadas e a NP EN ISO 15630-3 para o aço utilizado em pré-esforço.

NP EN 14889 - Fibras para betão

A parte 1 da presente norma especifica os requisitos das fibras de aço para uso estrutural em betão, argamassa ou pastas de cimento. A parte 2 abrange a especificação dos requisitos sobre o uso de fibras de polímeros em estruturas de betão, argamassas ou pastas de cimento², isto é, a parte 1 estabelece os critérios que as fibras de aço devem atender em termos de características físicas, resistência, durabilidade e outros requisitos relevantes, enquanto a parte 2, estabelece os critérios para as fibras de polímeros, definindo as suas propriedades físicas, químicas e mecânicas, bem como os requisitos de desempenho para garantir a eficácia e a segurança do uso dessas fibras em betão.

NP EN 13877 - Pavimentos de betão

Segundo Duarte & João (2014), esta norma é composta por três seções principais. A primeira seção abrange os requisitos relacionados com os materiais utilizados, como as dimensões máximas dos agregados, as classes de resistência mecânica dos provetes de betão para pavimentos, os retardadores de presa superficiais e as dimensões dos varões de ligação (elementos utilizados para transferência de carga). A segunda seção trata dos requisitos funcionais para o controle de qualidade, incluindo as resistências do pavimento, a análise da espessura dos pavimentos, a resistência ao desgaste dos pavimentos de betão causado por pneus pitonados, a aderência entre duas camadas de betão e o potencial de penetração de carburantes, óleos e outros químicos nos pavimentos. A terceira seção focaliza-se especificamente nos métodos de controle de conformidade dos varões de transferência de carga, enquanto outros detalhes são direcionados para as especificações mencionadas em outras normas aplicáveis.

2.7.4. Normas relativas à execução

NP EN 13670 - Execução de estruturas de betão

A norma NP EN 13670 possui três funções:

- a. veicular para o construtor o conjunto dos requisitos estabelecidos pelo projetista durante a conceção, isto é, estabelecer a ligação entre o projeto e a execução;

- b. disponibilizar um conjunto de requisitos técnicos normalizados para a execução quando da contratação de uma estrutura de betão;
- c. servir o projetista com uma lista de verificações de forma a assegurar que este fornece ao construtor toda a informação técnica necessária para a execução da estrutura.²³

2.7.5. Normas e Documentos técnicos internacionais

A nível global, existem inúmeras normas que variam de acordo com as características e necessidades de cada região, abrangendo desde normas europeias até normas norte-americanas. Neste subcapítulo, vamos concentrar-nos nas normas mais relevantes e amplamente utilizadas no nosso território, nomeadamente a norma britânica e a norma francesa.

Normas / Recomendações Britânicas

As normas britânicas são amplamente adotadas como referência nas normas europeias (EN) e, conseqüentemente, têm um alto grau de utilização em nosso país, particularmente no contexto de pavimentos industriais térreos.

As normas BS EN 13318:2000 e BS EN 13813:2002 especificam os requisitos para os materiais de betonilhas de nivelamento para o uso na construção de pavimentos. Nelas são definidas as propriedades dos materiais para betonilha no estado fresco como o desempenho em relação ao tempo de cura, a consistência, o valor de pH, e para betonilhas no estado endurecido, como a resistência à compressão, resistência à flexão, resistência ao desgaste, dureza superficial, resistência aos rolamentos, retração e dilatação, módulo de elasticidade, resistência da ligação das camadas, resistência ao impacto, reação ao fogo, desempenho acústico, resistência térmica e resistência química²⁶.

No documento internacional, que serve de guia para o dimensionamento de pavimentos industriais, TR 34, é mencionada a BS EN 6399, uma norma britânica que oferece recomendações para cargas permanentes em novas construções e estruturas, bem como em alterações e ampliações de estruturas existentes. Também abrange a modificação do uso de

estruturas já existentes. Apesar de ter sido substituída pelo Eurocódigo 1, ainda se recorre a essa norma devido à inclusão de valores aceitáveis para cargas em pavimentos industriais, que são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Recomendações para cargas permanentes segundo a norma BS EN 6399

Tipo de atividade/ocupação para parte do edifício ou estrutura	Exemplos específicos do uso	Cargas uniformemente distribuídas (kN/m²)	Cargas Concentradas (kN)
B - Escritórios e áreas de trabalho não cobertas por outras normas	Salas de máquinas e espaços de circulação das mesmas	4,0	4,5
	Fábricas, oficinas e edifícios similares (indústria geral)	5,0	4,5
	Fundições	20,0	A ser determinado mediante uso específico
E - Armazens e áreas de depósito. Áreas de acumulação de bens. áreas para equipamentos e instalações.	Armazenamento generalizado sem especificações	2,4/m de altura	7,0
	Salas de arquivo, depósito e espaços de armazenamento.	5,0	4,5
	Câmaras frigoríficas	5,0/m de altura	9,0
	Armazenamento de papel em blocos.	4,0/m de altura	9,0

A norma BS 8204 – Screeds, bases and in situ floorings - apresenta recomendações para materiais, projeto, trabalho no local, inspeção e teste de argamassas autonivelantes bombeáveis (frequentemente conhecidas como "argamassas autonivelantes"). Esta norma divide-se em 5 partes, dando recomendações para bases de betão e revestimentos de

argamassa de cimento e areia para receber pavimentos, para superfícies de desgaste de betão, para superfícies de desgaste modificadas com polímerose e para revestimentos de asfalto e superfícies de desgaste.

Norma Francesa

O enquadramento legal francês destaca-se na Europa pelo seu abrangente conjunto de normas, entre as quais se destacam as normas DTU. Esses documentos normativos fornecem especificações padrão, tanto administrativas quanto técnicas, para as técnicas utilizadas na construção. Além de refletirem as práticas da indústria, as normas DTU também são utilizadas pelas seguradoras para estabelecer cláusulas contratuais nas obras, contribuindo para a segurança e a qualidade das construções. Dentro das amplas normas DTU, um exemplo notável que abrange os pavimentos térreos industriais, é a norma NF P-11 213 .

Na parte 1 da norma referida anteriormente, são definidas as regras de concepção, cálculo e execução de pavimentos industriais e similares em betão com base em ligantes hidráulicos, realizados para construções como:

- Instalações industriais, como fábricas, oficinas, armazéns, laboratórios, independentemente da sua área;
- Superfícies comerciais, halls e similares, câmaras frigoríficas com uma área superior a 1.000 m² ²⁸.

Na Parte 4 desta norma são ainda estabelecidas as disposições especiais para as obras de pavimentação, conforme definido na parte 1. Trata-se, conforme referido, de um documento muito completo e especializado, que procura satisfazer as necessidades quer de projetistas, quer de construtores nesta área da construção de pavimentos industriais ¹.

TR 34 – “Concrete Industrial Ground Floors

A ⁴, têm um papel fundamental na indústria da construção, pois serve como documento de apoio para a concepção, dimensionamento e execução de pavimentos térreos industriais. Isto é, desempenha um papel crucial ao estabelecer a conexão entre as normas aplicáveis a cada etapa do processo construtivo e as necessidades dos profissionais envolvidos, sejam eles projetistas ou construtores.

É importante ressaltar que, em situações em que não existe regulamentação nacional específica, esse guia técnico desempenha um papel ainda mais significativo. Ele preenche essa lacuna regulatória, servindo como referência essencial e estabelecendo os padrões de boas práticas para a concepção e execução de pavimentos industriais.

Ao examinarmos a recomendação, notamos que ela está organizada em 13 capítulos distintos. Posteriormente, realizamos um resumo de cada capítulo presente no documento, TR 34 – “*Concrete Industrial Ground Floors*”, considerando sua aplicação mais adiante nesta tese.

Secção 1 - Introdução

Numa fase introdutória, a norma cita que um armazém ou instalação industrial deve ser considerado como um único sistema interconectado. O desempenho ideal só pode ser esperado se os suportes (*racks*), equipamentos de movimentação de materiais (MHE) e o pavimento forem projetados e operados com tolerâncias e requisitos comuns. Isto é, a TR-34 (2018) oferece orientações para o projeto e construção de pavimentos industriais que atendam a esses requisitos.

Além disso, também é destacado que, esta norma não se destina a ser utilizado no projeto ou construção de pavimentação exterior, docas e parques de contentores portuários, nem para pavimentos suspensos convencionais em edifícios. Por fim, é nesta fase introdutória que se encontram os aspetos relacionados com os requisitos necessários para os pavimentos de betão industriais.

Secção 2 - Superfícies de pavimento

Esta secção destina-se a ajudar a compreender o que pode ser esperado das superfícies de pavimento e a avaliar a importância de características específicas que possam ser observadas num pavimento concluído, como por exemplo, resistência à abrasão, resistência química, resistência ao escorregamento, cor e aparência, fissura, encurvadura, delaminação, agregado superficial e fibras superficiais. Sempre que possível, as especificações devem estabelecer critérios específicos a serem alcançados, mas reconhece-se que algumas características do pavimento não são facilmente definidas e suas descrições podem estar sujeitas a interpretação.

Os requisitos relacionados com a regularidade da superfície são discutidos separadamente na Secção 3 ⁴.

Secção 3 - Regularidade da superfície

Este capítulo baseia-se essencialmente na importância de uma superfície regular do pavimento, onde surgem vários conceitos importantes descritos na norma como, o desvio a partir do referencial, o movimento livre e definido, a regularidade da superfície em áreas de movimento livre, o levantamento topográfico, a regularidade da superfície em áreas de movimento definido, entre outros.

Num breve resumo do capítulo, os perfis de superfície dos pavimentos, devem ser controlados de forma que os desvios de um plano teoricamente perfeitamente plano sejam limitados a um nível apropriado para o uso planeado do pavimento. Por exemplo, equipamentos de movimentação de materiais (MHE) de elevação alta exigem um controle mais rigoroso na regularidade da superfície do que para uma fábrica ou armazém de nível baixo.

A falta de regularidade na superfície aumenta o risco de colisões entre os veículos e os suportes (racks), causa fadiga do operador e força o equipamento de movimentação de materiais a operar em velocidades mais baixas.

O pavimento deve apresentar uma “planicidade” adequada para fornecer uma superfície adequada para a operação de equipamentos de movimentação de materiais, bem como um nivelamento apropriado para garantir que o edifício como um todo, com todo o seu equipamento estático e MHE, possa funcionar satisfatoriamente ⁴.

Secção 4 - Equipamentos de armazém e cargas no pavimento

Neste capítulo, são descritos os vários tipos de carga, onde segundo a referida norma TR-34 (2018), as cargas pontuais provenientes de suportes de paletes e mezzanines são tratadas como cargas estáticas, enquanto os equipamentos de movimentação de materiais (MHE) são tratados como cargas dinâmicas que exigem maiores fatores de segurança no projeto.

Além disso, é também descrito que as cargas comuns nos pavimentos de armazéns são as cargas pontuais provenientes dos suportes de paletes, dos equipamentos de movimentação de materiais (MHE) associados e dos mezzanines. Outras cargas surgem a partir de cargas uniformemente distribuídas (UDL), como o empilhamento de produtos paletizados ou materiais soltos a granel, e de cargas lineares, como paredes internas e sistemas de trilhos no piso.

Secção 5 - Solos e estruturas de suporte

A integridade geotécnica das camadas e subcamadas de solo onde a laje se apoia, ou a capacidade de carga das estacas no caso de uma laje apoiada em estacas, são de vital importância para a capacidade de carga e a funcionalidade da laje, e este aspeto é abordado na presente secção, a qual também cobre a construção de lajes para câmaras frigoríficas, onde a laje é apoiada em uma camada de material isolante ⁴.

Secção 6 - Projeto - Propriedades estruturais

É neste capítulo que começa verdadeiramente o dimensionamento dos pavimentos industriais e onde as análises dos capítulos seguintes desta tese mais se basearam.

As secções 6, 7 e 8 abordam as propriedades dos materiais e os métodos de análise e projeto de lajes apoiadas no solo e lajes apoiadas em estacas. Os princípios de análise de projeto seguem geralmente o formato do estado limite, de acordo com a norma Eurocódigo 2. As exceções são a análise de cargas uniformemente distribuídas (UDL) e cargas lineares em lajes apoiadas no solo, onde é adotada uma abordagem de tensões admissíveis, com um fator global de segurança aplicado às propriedades do betão sem fissuras ⁴. São realizadas

verificações de projeto tanto para a resistência última quanto, quando apropriado, para a funcionalidade da laje.

Secção 7 - Projeto estrutural de lajes apoiadas no solo

Esta secção fornece orientações sobre o projeto estrutural de lajes apoiadas no solo. A laje é totalmente suportada pelo solo e assume-se que não há acesso debaixo da laje, nem no momento da conclusão nem no futuro, de modo que a laje permanece totalmente apoiada no solo que a suporta ⁴. É neste capítulo que se encontram os fatores parciais de segurança, o raio de rigidez relativa, as três localizações das cargas pontuais, bem como a resistência ao corte e capacidade do solo dos vários tipos de cargas.

Secção 8 - Projeto estrutural de lajes apoiadas em estacas.

Este capítulo é bastante similar ao anterior, mas neste caso, com as lajes apoiadas em estacas. Elas são construídas usando o solo como suporte temporário para a laje, mas assume-se que o solo se assentará com o tempo, deixando um vazio sob a laje, ou a rigidez do solo é tal que efetivamente não fornece nenhum suporte ⁴.

Secção 9 - Especificação do betão

A especificação do betão é um processo importante no projeto e construção de pavimentos industriais de betão. Ela define as características e propriedades específicas do betão que serão utilizadas na obra.

A especificação do betão na TR34 inclui informações sobre os requisitos de resistência e características relacionadas, retração e movimentação, retração por secagem, contração térmica, retração plástica, dosagem da mistura para colocação e acabamento, consistência e acabamento, resistência à abrasão e resistência química.

Secção 10 - Constituintes de betão

Os materiais para a produção de betão mencionados na TR34 referem-se aos componentes utilizados na produção de betão para pavimentos industriais. Esses materiais incluem cimento, agregados, aditivos e outros componentes que são fundamentais para a qualidade e desempenho do betão.

Alguns aspetos abordados na TR34 em relação aos materiais de betão incluem:

- Seleção adequada de tipos e classes de cimento,
- Características dos agregados utilizados, como tamanho, forma, durabilidade e limpeza;
- Utilização de aditivos, como aditivos redutores de água, plastificantes, aceleradores ou retardadores de pega, para melhorar as propriedades do betão;
- Considerações sobre a relação água/cimento e a consistência da mistura;
- Importância da cura adequada do betão.

Secção 11 - Construção e juntas

O método de construção, assim como o *layout* das juntas devem ser planeados de acordo com a utilização pretendida do pavimento. Os fatores a serem considerados devem incluir a geometria do edifício, a disposição dos equipamentos, a largura das juntas, o nivelamento através das juntas e a estabilidade das bordas e a regularidade da superfície. É de esperar que ocorram algumas fissuras nas lajes entre as juntas, especialmente em painéis maiores de lajes e em construções "sem juntas".

Uma vez que o betão é suscetível de sofrer retração, não é desejável eliminar completamente as juntas ⁴.

Secção 12 - Boas práticas de projeto e construção

Segundo a TR-34 (2018), o melhor resultado para um pavimento industrial é alcançado através de um processo de projeto e construção bem integrado. O projeto de um pavimento é uma atividade especializada e deve ser realizado por projetistas que tenham um profundo conhecimento prático do TR34 e que tenham experiência prática em técnicas de construção de pisos.

Uma avaliação geotécnica é essencial. Essa avaliação deve incluir previsões de assentamento e propostas para melhorias no solo, incluindo propostas de estacas quando apropriado.

A construção do pavimento deve começar somente após a conclusão da estrutura do edifício, onde a especificação do betão e os ensaios devem ser específicos para o pavimento.

Secção 13 - Manutenção

O último capítulo da TR-34 (2018) trata da manutenção de pavimentos industriais. Este fornece orientações sobre as práticas recomendadas de manutenção para garantir o bom desempenho e a durabilidade dos pavimentos industriais ao longo de sua vida útil, isto é, oferece orientações relativamente à implementação de práticas de manutenção eficazes com o intuito de garantir um desempenho duradouro dos pavimentos industriais.

3. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO O TECHNICAL REPORT 34 - CONCRETE INDUSTRIAL GROUND FLOORS

3.1 Introdução

A necessidade de pavimentos industriais resistentes e duradouros é fundamental no setor da construção, especialmente em instalações industriais que enfrentam desafios específicos e exigentes devido à carga, tráfego, assim como exigências ambientais. Um documento técnico que se tem destacado como uma referência internacional nesse campo é o Technical Report 34 – “Concrete Industrial Ground Floors”, produzido pela “Concrete Society”. Este guia técnico fornece orientações abrangentes para o dimensionamento e a construção de pavimentos de betão destinados a aplicações industriais, sendo amplamente reconhecido como um recurso fundamental para engenheiros, arquitetos e profissionais da construção.

Especificamente, a TR-34 aborda vários aspetos no âmbito do dimensionamento de pavimentos industriais, como é o caso, das propriedades do betão e do betão reforçado com fibras bem como os seus métodos de análise da capacidade resistente, o punçoamento e também a secção das lajes apoiadas no solo, onde fornece orientações e procedimentos para projetar lajes de betão que são totalmente suportadas pelo solo, sem qualquer acesso sob a laje após a conclusão da construção, avaliando os vários tipos de carga de modo a garantir que a laje é projetada para suportar cargas pretendidas e evitar o surgimento de fissuras.

Neste contexto, este capítulo tem como objetivo explorar e analisar em detalhe o dimensionamento de pavimentos industriais, conforme definido Technical Report 34 da Concrete Society, TR34, bem como explorar as suas diretrizes e práticas para fornecer competências valiosas para o dimensionamento e construção de pavimentos industriais de betão simples, armado e/ou reforçado com fibras.

3.2 Modelo de Dimensionamento para Pavimentos de betão industrial

Antes de embarcar no processo de dimensionamento de um pavimento de betão industrial, é imperativo estabelecer uma base sólida e detalhada que descreva todos os parâmetros essenciais para o projeto. O "Anexo A: Modelo de dimensionamento para pavimentos industriais de betão" da TR34 desempenha um papel fundamental como o ponto de partida nesse processo. Este anexo oferece um enunciado de projeto cuidadosamente elaborado que serve como um guia detalhado para a conceção deste tipo de pavimentos. Uma das componentes mais importantes deste enunciado é a tabela que descreve as cargas que o pavimento deverá suportar.

As informações presentes no Anexo A da TR34 incluem uma análise abrangente das cargas que atuarão sobre o pavimento, Figura 20. Elas são classificadas em cargas estáticas e dinâmicas, sendo que as cargas estáticas englobam cargas pontuais, lineares e distribuídas. A descrição detalhada destas cargas, juntamente com as suas intensidades, é fundamental para o cálculo preciso do dimensionamento do pavimento. Após o preenchimento minucioso desses parâmetros essenciais, estar-se-á apto a prosseguir com a fase de dimensionamento.

LOAD TYPE	DATA REQUIRED	VALUE	UNITS
Pallet racking	Single upright load		kN
	Back-to-back spacing <i>B</i>		mm
	Rack depth <i>C</i>		m
	Rack length <i>A</i>		m
	Aisle width <i>D</i>		m
	Upright to MHE wheel spacing (maximum static load) H_1		mm
	Upright to MHE wheel spacing (maximum moving load) H_2		mm
MHE	Maximum static wheel load <i>W</i>		kN
	Wheel contact area		mm ²
	Load axle width <i>E</i>		m
	Rear axle width <i>F</i>		m
	Front to rear axle length <i>G</i>		m
	No. of passes for fatigue (if required)		no.
UDLs	Load per square metre		kN/m ²
	Aisle width if to be fixed		m
	Load width if to be fixed		m
Line loads	Load per linear metre		kN/m
Mezzanine	Mezzanine column load		kN
	Spacing		m × m
	Baseplate size		mm × mm
Other loads			

Key

- A* Upright spacing along rack
- B* Back-to-back upright spacing
- C* Upright spacing across rack
- D* Upright spacing across aisle
- E* Truck load wheel spacing
- F* Truck drive wheel spacing
- G* Truck wheel base
- H_1 Distance of truck wheel from rack upright when the wheel load *W* is at its maximum value
- H_2 Distance of truck wheel from rack upright when the truck is in motion
- W* Maximum wheel load

Figura 20 - Modelo de Projeto para Pavimentos de betão industrial ⁴

3.3 Materiais

3.3.1. Betão

As principais propriedades mecânicas do betão relativas às classes de resistência mais frequentes encontram-se presentes na Tabela 7 e foram retiradas do Eurocódigo 2.

Tabela 7 - Propriedades de resistência do betão baseadas no Eurocódigo 2

Símbolo	Propriedade	Classe de Resistência				Unidades	Expressão
		C25/30	C28/35	C30/37	C35/45		
f_{ck}	Resistência característica à compressão (cilindro)	25	28	30	35	N/mm ²	-
f_{cu}	Resistência característica à compressão (cubo)	30	35	37	45	N/mm ²	-
f_{cm}	Resistência média à compressão (cilindro)	33	36	38	43	N/mm ²	$f_{ck} + 8$
f_{ctm}	Resistência média à tração axial	2.6	2.8	2.9	3.2	N/mm ²	$0,3 \times f_{ck}^{2/3}$
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante	31	32	33	34	kN/mm ²	$22 (f_{cm}/10)^{0.3}$

Resistência à tração em flexão

A resistência à tração em flexão de uma secção de betão simples é dada em função da resistência à tração axial e da profundidade da secção. Para lajes com espessura inferior a 600 mm, a resistência à tração por flexão $f_{ctd,fl}$, é obtida conforme expresso no Eurocódigo 2 da seguinte forma:

$$f_{ctd,fl} = f_{ctm} \times \left(1.6 - \frac{h}{1000}\right) \quad \text{Eq. 19}$$

Onde: f_{ctm} = Resistência média à tração axial [N/mm²]
 h = Espessura da laje [mm]

3.3.2. Reforço

Malha de aço e barra de reforço

A malha de aço é normalmente utilizada em pisos apoiados no solo e como reforço suplementar em lajes suportadas por estacas reforçadas com fibras de aço. No Reino Unido, deve ter uma resistência característica de 500 N/mm². A malha de aço e os varões de aço têm a função de aumentar a capacidade de carga localizada ou o controlo de fissuras. O projeto estrutural e os detalhes do reforço devem estar em conformidade com o Eurocódigo 2.

Em áreas onde existe uma maior restrição ou outros fatores que não os ideais, como em torno de plataformas de cais, onde existe uma maior probabilidade de formação de fissuras, uma camada superior adicional de malha de aço ou barra de reforço deve ser considerada para limitar a largura das fissuras e a propagação das mesmas. Adicionalmente, deve ser fornecido um número adequado de espaçadores / suportes para sustentar a malha, de modo a evitar deformações durante as operações de construção, onde de acordo com o tipo de malha, existe uma determinada distância máxima que esses espaçadores devem cumprir.

O recobrimento nominal inferior para o reforço é tipicamente de 50 mm, com uma tolerância para desvio ($\Delta_{C_{dev}}$) igual a 10 mm, ou seja, um mínimo de $40 + \Delta_{C_{dev}}$ mm.

Fibras de aço e fibras macro-sintéticas

Tal como acontece com a armadura de aço convencional, as fibras geralmente não aumentam a resistência à tração à flexão do betão simples, uma vez que o betão deve fissurar antes de a armadura poder ter efeito.

O fornecedor de fibras deve declarar a quantidade de fibras necessária para atingir a resistência à flexão residual (pós-fissuração) de 1.5 N/mm² para uma abertura de fissura boca do entalhe (*Crack Mouth Opening Displacement, CMOD*) de 0.5 mm e de 1.0 N/mm² a uma abertura de fissura de 3.5 mm.

Fibras micro-sintéticas

As fibras micro-sintéticas não proporcionam ductilidade após a formação de fissuras. Além disso, não são capazes de controlar o surgimento de fissuras no betão endurecido e, portanto, não podem ser usados como substitutos de outros tipos de reforço.

3.3.3. Fatores de Segurança Parciais

Os fatores de segurança parciais usados em pavimentos apoiados no solo estão presentes

Tabela 8:

Tabela 8 - – Fatores parciais de segurança

Material	Coefficientes parciais de segurança
Betão	1,5
Betão reforçado com fibras	1,5
Armadura	1,15
Carga	Coefficientes parciais de segurança
Pontual	1,2
Linear	1
Uniformemente Dist.	1
Dinâmica	1,6
Outra	1,5

3.4 Capacidade de Momento Resistente

3.4.1. Betão Simples

A capacidade de momento do betão simples por unidade de largura da laje é dada por:

$$M_{un} = f_{ctd,fl}(h^2/6) \quad \text{Eq. 20}$$

Onde: $f_{ctd,fl}$ = Resistência do betão à tração por flexão [N/mm²]

h = Espessura da laje [mm]

3.4.2. Betão reforçado com fibras de Aço

A capacidade do momento último resistente para uma laje com apenas fibras é calculada da forma similar que para as secções tradicionalmente reforçadas, com base no pressuposto de que a rotura ocorre quando a deformação por compressão extrema no betão atinge um valor limite de 0,0035.

Uma avaliação rigorosa da capacidade de momento último requer cálculos iterativos para determinar a profundidade do eixo neutro em que a compatibilidade de deformação e equilíbrio das forças compressivas e de tração na secção é alcançada, ou seja, um cálculo complexo. Por isso, uma aproximação conservadora da capacidade de momento último pode ser calculada com base nas seguintes suposições simplificadas (Figura 21):

- No momento último da secção, o betão atinge simultaneamente a sua deformação à compressão limite, ao mesmo tempo que o betão com fibras atinge a sua deformação de tração limite.
- A profundidade do eixo neutro (NA) é, portanto, um múltiplo constante da profundidade da secção.

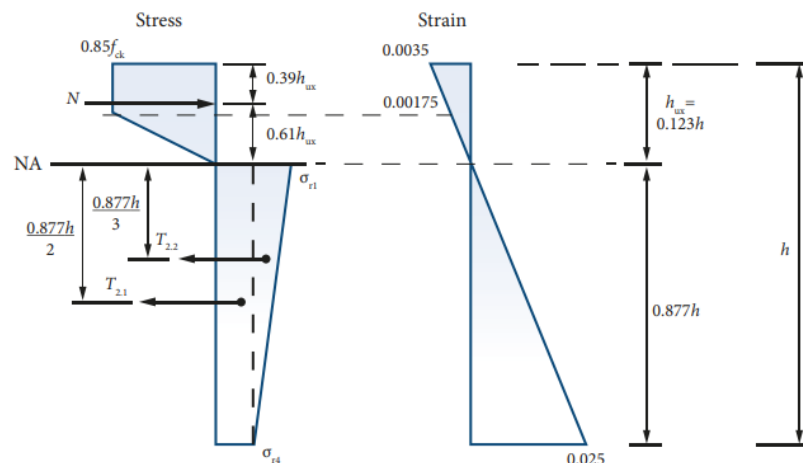


Figura 21 – Diagramas base para cálculo da capacidade resistente em betão reforçado com fibras de aço ⁴

Com base nessas suposições, a capacidade de momento último por metro de largura é calculada da seguinte forma:

$$M_u = \frac{h^2}{\gamma_m} (0.29\sigma_{r4} + 0.1\sigma_{r1}) \quad \text{Eq. 21}$$

Onde:

h	=	Espessura da laje [mm]
γ_m	=	Coefficiente parcial de segurança da armadura
σ_{r1}	=	Resistência médias à tração axial para CMOD de 0.5mm
σ_{r4}	=	Resistência médias à tração axial para CMOD de 3.5m

Resistência médias à tração axial

No betão reforçado com fibras de aço, são consideradas as resistências médias à tração axial para cada uma das duas larguras de fissura, ou seja, σ_{r1} e σ_{r4} , correspondendo a CMOD (abertura da fenda) de 0,5 mm e 3,5 mm. Essas resistências são dadas pelas seguintes fórmulas:

- $\sigma_{r1} = 0,45 f_{R1}$, onde f_{R1} é a resistência residual para CMOD 0,5 mm.
- $\sigma_{r4} = 0,37 f_{R4}$, onde f_{R4} é a resistência residual para CMOD 3,5 mm.

Na secção do pavimento, para estado limite último (ULS), assume-se que a resistência axial à tração na extremidade da ponta fissura é σ_{r1} , enquanto na face de abertura da fissura é σ_{r4} , com uma distribuição linear entre os dois pontos, como mostrado na Figura 21.

3.5 Expressões para o Dimensionamento

3.5.1. Cargas Pontuais

Teoria da linha de rotura

A Figura 22, ilustra o caso de uma única carga pontual aplicada internamente sobre uma pequena área circular numa laje de betão suportada pelo solo. Conforme a carga aumenta, as tensões de flexão abaixo da carga tendem a igualar a resistência de flexão do betão. A laje começa a ceder, levando ao surgimento de fissuras de tração radiais na parte inferior da laje, causadas por momentos tangenciais positivos.

Com os aumentos posteriores na carga, assume-se que os momentos são redistribuídos e não há mais aumento no momento positivo, mas um aumento substancial no momento circunferencial a uma certa distância da área carregada. Quando o momento circunferencial

negativo máximo exceder a capacidade de momento negativo da laje, começam a ocorrer fissuras de tração na parte superior da laje. Se essa condição for atingida, considera-se que ocorreu uma falha, pois o critério de projeto é evitar fissuras na superfície.

Resumindo, à medida que a carga aumenta, as tensões de flexão na parte inferior da laje aumentam até igualar a resistência do betão à flexão. Em seguida, o betão começa a fendilhar radialmente na parte inferior devido ao momento tangencial positivo. Com aumentos posteriores na carga, ocorre um aumento do momento negativo a uma certa distância da carga, surgindo fendas circulares na parte superior da laje quando a capacidade de suportar momentos negativos é atingida, assim sendo os momentos resistentes positivos e negativos podem ser calculados usando as equações Eq. 20 e Eq. 21, respetivamente.

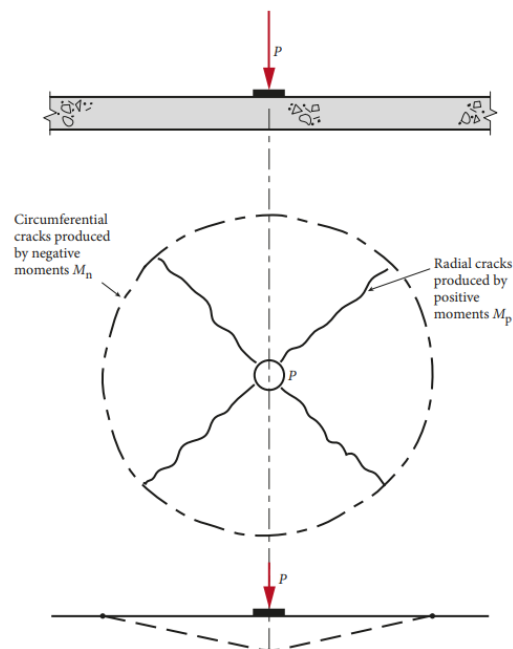


Figura 22 – Teoria da linha de rotura ⁴

Em 1962, Meyerhof com base nesta teoria, obteve fórmulas de projeto para cargas pontuais internas únicas, nas bordas e nos cantos e combinações de duas e quatro cargas.

Localização da carga

No dimensionamento, existem três locais distintos onde a carga pode ser aplicada, como é possível verificar na Figura 23:

1. **Interna** - o centro da carga está localizado a mais de $a + l$ de uma borda;
2. **Borda** - o centro da carga está localizado imediatamente adjacente a uma borda livre ou junta, a mais de $a + l$ de um canto;
3. **Canto** - o centro da carga está localizado a uma distância a de cada uma das duas bordas ou juntas que formam um canto.

Onde: a = raio equivalente da área de contato da carga (m);

l = raio de rigidez relativa (m);

Deve ser notado que cargas nas bordas adjacentes a juntas são consideradas da mesma forma que aquelas encontradas nas bordas verdadeiras, por exemplo, no perímetro de um edifício. No entanto, as cargas efetivas em juntas são reduzidas pela transferência de carga através de ferrolhos.

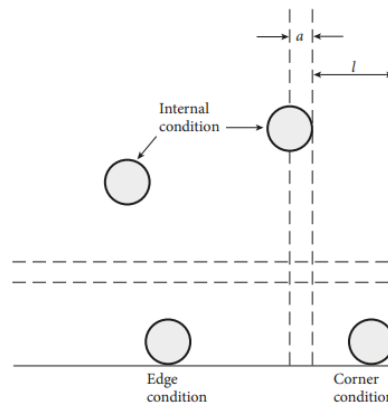


Figura 23 – Localização da carga⁴

Raio de rigidez relativa

Westergaard introduziu o conceito do raio de rigidez relativa (l), que é determinado da seguinte forma:

$$l = [(E_{cm}h^3)/(12(1 - \nu^2)k)]^{0.25} \quad \text{Eq. 22}$$

Onde: E_{cm} = módulo de elasticidade do betão [N/mm²]
 h = espessura do pavimento [mm]
 ν = coeficiente de Poisson, normalmente, 0,2
 k = módulo de reação da sub-base [N/mm²/mm ou N/mm³]

Neste conceito, Westergaard quis mostrar que o momento fletor sob uma carga concentrada P_1 é máximo e positivo diretamente sob a carga. À medida que a distância da carga aumenta, o momento circunferencial permanece positivo e diminui a zero a uma distância de **1,0 l** da carga. Em seguida, torna-se negativo e atinge o seu máximo a **2,0 l** da carga. O momento negativo máximo é significativamente menor do que o momento positivo máximo. O momento aproxima-se de zero a uma distância de **3,0 l** da carga.

Para o caso de termos mais que uma carga concentrada a atuar, a influência de uma carga adicional P_2 a uma distância x de A, visível na Figura 24, é a seguinte:

- Se $x < l$, o momento fletor positivo em A aumentará.
- Se $l < x < 3 l$, o momento fletor positivo em A diminuirá, mas em uma quantidade relativamente pequena.
- Se $x > 3 l$, a carga adicional terá uma influência irrelevante sobre o momento fletor positivo em A.

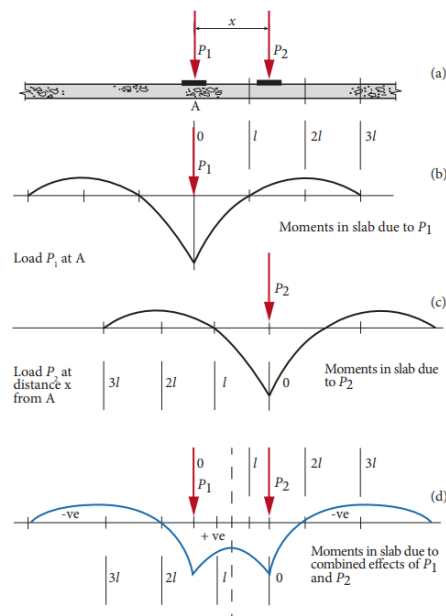


Figura 24 – Influência da distância no momento fletor segundo o conceito do raio de rigidez relativa ⁴

Raio equivalente da área de contato da carga

Para calcular as tensões impostas por uma carga, em alguns casos particulares é necessário determinar o raio equivalente. Por isso é necessário definir o tamanho da carga e o raio da área de contato, " a ". Como as placas de base e as pegadas de rodas dos caminhões são geralmente retangulares, a área de contato real estabelecida a partir do raio do círculo equivalente.

Porém, em situações envolvendo placas de base retangulares, a espessura da placa deve ser cuidadosamente considerada a fim de calcular a área efetiva, conforme é ilustrado na Figura 25.

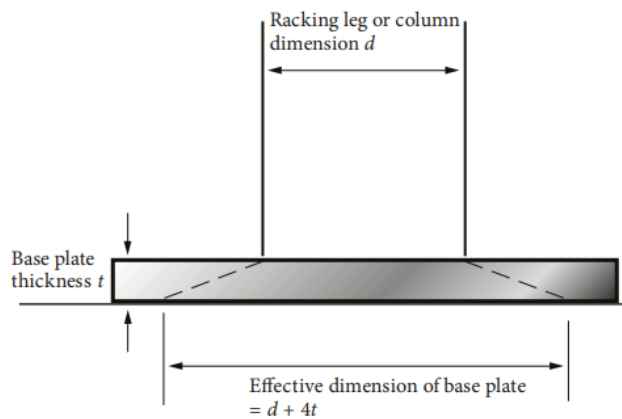


Figura 25 - Dimensão efetiva da placa de base retangular ⁴

Quando cargas pontuais estão em proximidade, elas podem ser consideradas como agindo em conjunto como uma única carga numa área de contato que é equivalente às cargas individuais expressas como círculos, juntamente com a área entre elas, como ilustrado na Figura 26:

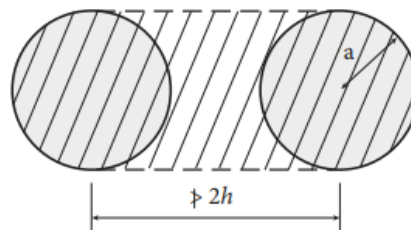


Figura 26 - Esquema ilustrativo de cargas pontuais em proximidade ⁴

Recordando que o momento positivo e negativo é determinados através das expressões Eq. 20 e Eq. 21, respetivamente

Uma carga pontual

Carga interna:

$$a/l = 0: P_u = 2\pi (M_p + M_n) \quad \text{Eq. 23}$$

$$a/l \geq 0.2: P_u = 4\pi (M_p + M_n) / [1 - \frac{a}{3l}] \quad \text{Eq. 24}$$

Carga de bordo:

$$a/l = 0: P_u = [\pi (M_p + M_n) / 2] + 2M_n \quad \text{Eq. 25}$$

$$a/l \geq 0.2: P_u = [\pi (M_p + M_n) + 4M_n] / [1 - \frac{2a}{3l}] \quad \text{Eq. 26}$$

Carga de canto:

$$a/l = 0: P_u = 2 M_n \quad \text{Eq. 27}$$

$$a/l \geq 0.2: P_u = 4 M_n / [1 - (\frac{a}{l})] \quad \text{Eq. 28}$$

Para valores de a/l entre 0 e 0,2, a TR34 refere para realizar uma interpolação.

Duas cargas pontuais

Para cargas pontuais duplas, onde o espaçamento entre os centros é menor que 2h (duas vezes a espessura da laje), utiliza-se a abordagem simplificada da Figura 27. Caso contrário, a carga total é dada por:

$$a/l = 0: P_u = [2\pi + (\frac{1.8x}{l})] (M_p + M_n) \quad \text{Eq. 29}$$

$$a/l \geq 0.2: P_u = [\frac{4\pi}{1 - (\frac{a}{3l})} + \frac{1.8x}{l - (\frac{a}{2})}] (M_p + M_n) \quad \text{Eq. 30}$$

Novamente para valores de a/l entre 0 e 0,2, efetua-se uma interpolação.

Quatro cargas pontuais

Para quatro cargas pontuais com espaçamento entre linhas centrais de x e y , Figura 27, a carga total é dada pela soma das cargas pontuais individuais ou pela soma das cargas duplas concentradas individuais ou então pela seguinte carga total aproximada:

$$a/l = 0: P_u = [2\pi + \frac{1.8(x+y)}{l}] (M_p + M_n) \quad \text{Eq. 31}$$

$$a/l \geq 0.2: P_u = [\frac{4\pi}{1 - (\frac{a}{3l})} + \frac{1.8(x+y)}{l - (\frac{a}{2})}] (M_p + M_n) \quad \text{Eq. 32}$$

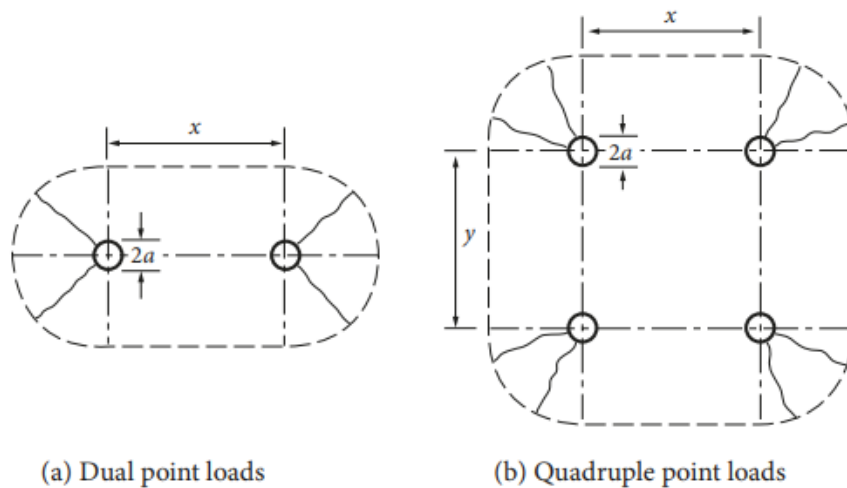


Figura 27 – Esquema ilustrativo quando atuam 2 e 4 cargas pontuais⁴

3.5.2. Cargas lineares

Para as cargas lineares é adotada uma análise elástica. As equações para determinar os momentos em lajes apoiadas no solo incorporam o termo λ , onde:

$$\lambda = \left(\frac{3k}{E_{cm}h^3} \right)^{0.25} \quad \text{Eq. 33}$$

Onde: k = módulo de reação da sub-base [N/mm²/mm ou N/mm³]

E_{cm} = módulo de elasticidade do betão [N/mm²]

O fator λ é referido como a “característica” do sistema e, uma vez que sua dimensão é (comprimento)⁻¹, o termo $(1/\lambda)$ é referido como o “comprimento característico”.

A capacidade de carga da laje sob a ação de uma carga linear por unidade de comprimento, P_{lin} , é determinada por:

$$P_{lin} = 4 \lambda M_{un} \quad \text{Eq. 34}$$

Como se baseia numa distribuição elástica do momento fletor, o M_{un} deve ser considerado como o momento de fissuração, ou seja, o valor da Eq. 20.

A Equação anterior é aplicável a cargas lineares afastadas de juntas ou bordas da laje. Quando uma carga linear está localizada adjacente a uma borda livre, a capacidade é de $3\lambda M_{un}$, aumentando para $4 \cdot \lambda \cdot M_{un}$ ao longo de uma distância de $3 / \lambda$. Para uma junta com uma capacidade mínima de transferência de carga de 15%, a capacidade aumenta para $4 \cdot \lambda \cdot M_{un}$ a uma distância de $1/\lambda$. Isto pode ser explicado pelo fato de que, para uma carga linear afastada de uma borda, a posição de momento zero está a uma distância de aproximadamente $1/\lambda$ da carga, o que é análogo a uma junta com capacidade de corte, mas sem rigidez rotacional, Figura 28.

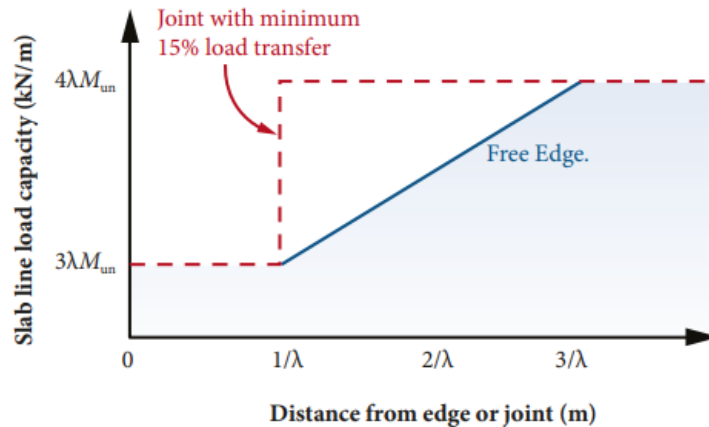


Figura 28 - Capacidade Resistente com o aumento da distância à borda ou junta ⁴

3.5.3. Cargas uniformemente distribuídas

Para este tipo de carregamento é novamente adotada a análise elástica, onde os momentos em lajes apoiadas no solo incorporam o termo λ , como no caso de cargas lineares (Eq. 33). As equações abaixo não consideram cargas uniformemente distribuídas (UDL) próximas a juntas. Tradicionalmente, as juntas têm sido ignoradas em cálculos de UDL, e desde então não têm resultado em falhas.

Situações em que a laje foi submetida a um padrão aleatório de carga uniformemente distribuída, observou-se que o momento máximo de flexão positiva é causado por uma carga com uma largura de $\pi/2\lambda$, enquanto o momento máximo negativo é induzido entre um par de cargas distribuídas, cada uma com uma largura de π/λ , espaçadas a uma distância de $\pi/2\lambda$, como mostrado na Figura 29. Esse espaçamento é conhecido como a largura do corredor crítico.

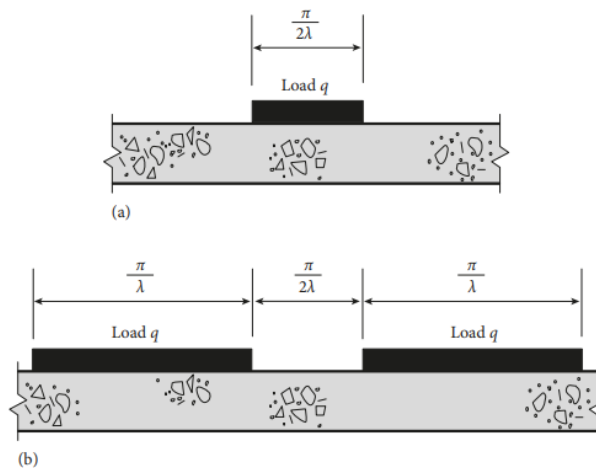


Figura 29 - Largura da carga que causa momento fletor positivo e negativo respectivamente ⁴

A capacidade de carga por unidade de área, q , é então dada por:

$$q = 5.95\lambda^2 M_n \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{Eq. 35}$$

Onde: M_n = Momento resistente de betão simples

Se a posição da carga estiver bem definida, é demonstrado através da Figura 30, que o momento fletor positivo induzido sob uma carga de largura $2c$ é dado por:

$$q = \frac{2}{B_{\lambda c}} \lambda^2 M_p \Leftrightarrow M_p = \frac{1}{2\lambda^2} q B_{\lambda c} \quad \text{Eq. 36}$$

Onde: $B_{\lambda c} = e^{-\lambda c} \sin \lambda c$

$e = 2.7182$



Figura 30 - Carga de largura $2c$ ⁴

A uma distância a_1 da face mais próxima e b_1 da face mais distante da área carregada, conforme ilustrado na Figura 31, o momento negativo induzido, M_n , é dado por:

$$M_n = \frac{1}{4\lambda^2} (B_{\lambda a_1} - B_{\lambda b_1})q \quad \text{Eq. 37}$$

Onde:

$$B_{\lambda a_1} = e^{-\lambda c} \sin \lambda a_1$$

$$B_{\lambda b_1} = e^{-\lambda c} \sin \lambda b_1$$

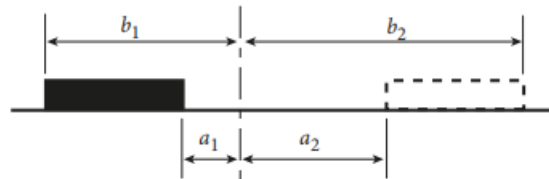


Figura 31 - Distância a_1 da carga mais próxima e b_1 da face mais distante da área carregada ⁴

Por fim, se uma segunda carga estiver localizada próxima da primeira, isso induzirá um momento fletor adicional M_{n2} , novamente determinado a partir da Equação do M_p , mas com valores modificados de a e b . Portanto, q pode ser determinado a partir do valor máximo de $(M_{n1} + M_{n2})$.

3.6 Punçamento

A capacidade resistente de corte por punçamento é determinada de acordo com o Eurocódigo 2. Essa capacidade é verificada através do corte na face da área de contato a uma distância crítica do perímetro de $2,0.d$ (onde d é a altura útil) a partir da face da área de contato. Geralmente, esta última opção condicionará a capacidade de carga da laje. No entanto, o Eurocódigo 2 não prevê uma profundidade efetiva para lajes de betão reforçadas com fibras ou não reforçadas, em virtude dos mecanismos de reforço das fibras estarem distribuídos ao longo da secção tracionada. A profundidade efetiva para uma laje de betão reforçada com fibras ou não reforçada deve ser considerada como $0,75.h$, onde h é a profundidade total.

3.6.1. Tensão de corte na face da área carregada, u_0

De acordo com o Eurocódigo 2, independentemente da quantidade de reforço na laje, a tensão de corte na face da área de contato não deve exceder um valor v_{max} fornecido:

$$v_{max} = 0.5k_2 f_{cd} \quad \text{Eq. 38}$$

Onde, f_{cd} é a resistência de projeto à compressão (cilindro) = f_{ck} / γ_c ; F_{ck} = Resistência característica à compressão (cilindro); e $k_2 = 0.6 (1 - f_{ck} / 250)$.

Deste modo, a capacidade máxima de carga ao punçoamento no perímetro u_0 , $P_{p,max}$, é dada por:

$$P_{p,max} = v_{max} u_0 d \quad \text{Eq. 39}$$

Onde: u_0 = comprimento do perímetro da área carregada baseada nas dimensões efetivas da Figura 25

3.6.2. Tensão de corte no perímetro crítico, u_1

Betão sem reforço

A resistência mínima ao corte do betão é dada por:

$$v_{Rd,c,min} = 0.035 k_s^{1.5} f_{ck}^{0.5} \quad \text{Eq. 40}$$

Onde: $k_s = 1 + (200/d)^{0.5} \leq 2$
 d = profundidade efetiva da laje (m)

Betão reforçado com fibras

Segundo recomendação da RILEM, a presença de fibras de aço aumentará a capacidade de corte de uma seção de betão, embora afirme que isso só ocorrerá na presença de reforço convencional. Embora alguns trabalhos sobre lajes com apenas fibras de aço tenham sugerido

um aumento na capacidade de corte por punçoamento, os resultados foram em grande parte qualitativos e geralmente baseados em conteúdos de fibras mais elevados do que o esperado em pavimentos industriais, como por exemplo lajes fungiformes²⁹

Na ausência de trabalhos de pesquisa relevantes, propõe-se que as diretrizes do RILEM continuem a ser seguidas, mas com uma redução de 50% nos valores da RILEM aplicados, independentemente da presença de reforço convencional. A RILEM sugere ainda que o aumento na capacidade de corte é de 0,12 vezes a resistência residual, onde esta é obtida a partir de um gráfico de carga-deflexão até uma deflexão de 3 mm.

Assim, o aumento na resistência ao corte é dado por:

$$v_f = [0.12 (fr1 + fr2 + fr3 + fr4)/4]/2 \quad \text{Eq. 41}$$

Onde: fr = resistência residual

Portanto, a capacidade de carga da laje, P_p , é dada por:

$$P_p = (v_{Rd,c} + v_f) \mu_1 d \quad \text{Eq. 42}$$

Onde: $v_{Rd,c}$ = resistência mínima ao corte do betão

u_1 = comprimento do perímetro a uma distância de $2d$ da área carregada

3.6.3. Capacidade de corte por punçoamento em cargas pontuais

Como a carga dominante no dimensionamento de lajes industriais de pavimentos industriais provém de cargas pontuais, designadamente, de estantes e empilhadoras, a capacidade de corte por punçoamento é necessário ser considerada. Tal como explicado antes, é necessário verificar a tensão de corte na face da área carregada ou de contacto e no perímetro crítico a uma distância de **2,0 d** da face da área de contato, onde d é a profundidade efetiva.

Uma vez que se assume que a laje está em contato com a sub-base, uma proporção da carga dentro do perímetro de corte por punçoamento pode ser considerada aplicada diretamente no subleito, reduzindo assim a força de dimensionamento. A reação do solo pode ser determinada dependendo da sua localização, de acordo com:

Carga interna

$$R_p = 1.4\left(\frac{d}{l}\right)^2 P + 0.47(x + y)\frac{dP}{l^2}$$

Eq. 43

Carga de bordo

$$R_p = 2.4\left(\frac{d}{l}\right)^2 P + 0.8(2y + x)\frac{dP}{l^2}$$

Eq. 44

Onde: P = carga pontual
 d = profundidade efetiva
 x,y = dimensões efetivas da placa de base
 l = raio de rigidez relativa

4. ANÁLISE PARAMÉTRICA DE ACORDO COM AS RECOMENDAÇÕES DO TR34

4.1 Introdução

O presente capítulo apresenta um estudo paramétrico de acordo com as recomendações de dimensionamento preconizados no Technical Report 34 (TR-34). Esta análise tem como principal objetivo o de avaliar a influência de diversos fatores no dimensionamento de pavimentos industriais, tais como a sua capacidade resistente para distintos tipos de carregamentos, tais como cargas pontuais, lineares, bem como o momento máximo atuante em casos de cargas uniformemente distribuídas. Adicionalmente, outros fatores de elevada importância, foram considerados neste estudo paramétrico, tais como a espessura da laje (h), o módulo de deformabilidade do solo (E), que, por sua vez, origina o coeficiente de rigidez de Winkler (k_s), a resistência à compressão característica do betão (f_{ck}) a tensão residual do betão reforçado com fibras (f_r) e a dimensão da placa de base calculada através da Figura 25. Cada um desses fatores será abordado de forma isolada ao longo deste capítulo, permitindo uma análise minuciosa de suas contribuições individuais de cada uma das variáveis para a capacidade resistente.

A importância deste estudo reside na identificação e compreensão dos diferentes parâmetros que podem afetar significativamente o comportamento estrutural. Um dos principais instrumentos utilizados nesse estudo é a folha de cálculo baseada nas recomendações da TR34 e desenvolvida na presente dissertação, a qual permitiu a análise sistemática dos diversos fatores, que se encontra presente no ANEXO A - Folha de cálculo EXCEL baseada na Norma TR34.

Além disso, serão realizadas combinações entre esses fatores para verificar como suas interações podem influenciar os resultados obtidos. Neste estudo, serão selecionados três tipos distintos de carga para análise: i) carga pontual, ii) carga linear e iii) carga uniformemente distribuída. Para cada um desses tipos, consideraremos cargas específicas, como a carga interna para o caso da carga pontual, a carga junto à borda para a carga linear e a carga do

momento atuante positivo para a carga uniformemente distribuída e definidos valores de referência para os quatro parâmetros, nomeadamente, o coeficiente de Winkler $k_s = 0.15 \text{ N/mm}^3$, a espessura da laje $h = 200 \text{ mm}$, f_{ck} (classe de resistência do betão) = 35 MPa, f_{r1} e f_{r4} (tensões residuais) = 3 MPa, e por fim uma dimensão da placa de base de 100 mm (60 mm dimensão da perna + 10 mm da espessura da placa de base, conforme explicado na Figura 25), que originará um raio de rigidez relativa de 638 mm. Dessa forma, poderemos compreender de maneira mais abrangente a variabilidade dos resultados obtidos em função da manipulação das diferentes variáveis envolvidas.

Baseando nos valores de referência explicitados anteriormente, chegou-se a valores de capacidade resistente máxima para os vários casos de carga, que aparecem pormenorizados no ANEXO A - Folha de cálculo EXCEL baseada na Norma TR34.

A análise da variabilidade dos resultados proporcionará uma compreensão mais completa do comportamento estrutural dos pavimentos industriais. Portanto, ao longo deste capítulo, serão apresentados os procedimentos adotados para a realização do estudo paramétrico, bem como os resultados obtidos e as análises decorrentes desses resultados.

4.2 Coeficiente de rigidez de Winkler (k_s)

Com o intuito de investigar a influência do coeficiente de Winkler no comportamento estrutural do pavimento, procedeu-se à variação desse coeficiente dentro da faixa normalmente associada à maioria dos solos, ou seja, entre 0 e 0,25 kN/m³.

Inicialmente, na secção 4.2.1, explorou-se o impacto desse fator nas cargas pontuais, lineares e uniformemente distribuídas. Nessa análise, os parâmetros restantes foram mantidos constantes, nomeadamente $h = 200 \text{ mm}$, f_{ck} (classe de resistência do betão) = 35 MPa e f_{r1} e f_{r4} (tensões residuais) = 3 MPa.

Posteriormente, na secção 4.2.2, examinou-se essa mesma influência, levando em consideração o número de cargas pontuais aplicadas.

As secções 4.2.3, 4.2.4 e 4.2.5 constituem análises integradas, onde se investiga a influência do coeficiente k_s , considerando diversas espessuras, classes de resistência e tensões residuais, respetivamente.

4.2.1. Localização da carga

Na Figura 32 representa-se a influência do valor do coeficiente de Winkler na capacidade resistente do pavimento industrial de acordo com a localização da carga pontual aplicada no painel, i.e., interna, bordo ou canto.

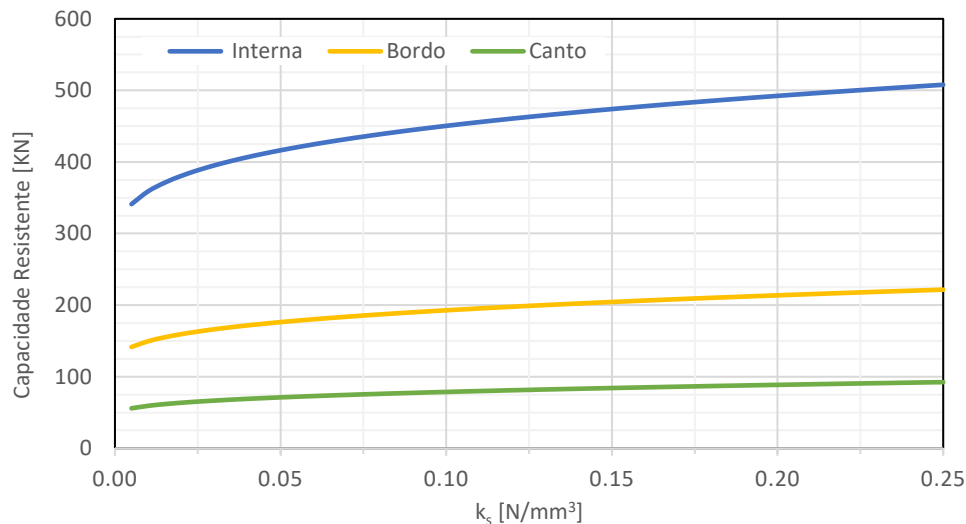


Figura 32 - Relação entre a capacidade resistente e o coeficiente de winkler para cargas pontuais

Da análise da figura, observa-se que, independentemente da localização da carga pontual, em todos os casos a capacidade resistente converge para uma assíntota à medida que o parâmetro k_s é aumentado. Por outras palavras, à medida que k_s cresce, a diferença verificada na capacidade resistente diminui progressivamente. Adicionalmente, essa convergência torna-se mais notória a partir do ponto em que o coeficiente k_s atinge o valor de $0,15 N/mm^3$. A partir deste limiar, os valores apresentam uma alteração relativamente reduzida.

Dentro das diferentes das configurações de carga (interna, de bordo e de canto), a carga interna é aquela que é mais fortemente impactada pelo aumento do parâmetro k_s . Isso decorre do facto de a carga interna ser a que apresenta a maior capacidade resistente das três.

Além disso, verifica-se que, a cada acréscimo de $0,5 N/mm^3$, o incremento na capacidade resistente é entre 2 a 2,5 vezes maior na carga interna em comparação com a carga junto à borda, e esta, por sua vez, é de 2 a 2,5 vezes maior que a carga no canto. Podemos inferir,

portanto, que quanto maior a capacidade resistente das cargas pontuais, maior será a influência absoluta exercida pelo parâmetro de rigidez de Winkler, k_s .

Na Figura 33, é ilustrado como o valor do coeficiente de Winkler afeta a capacidade resistente do pavimento industrial, dependendo da posição da carga linear aplicada no painel. Essa posição está a uma distância igual a $3/\lambda$ ou menos, onde λ é definido pela Eq. 33.

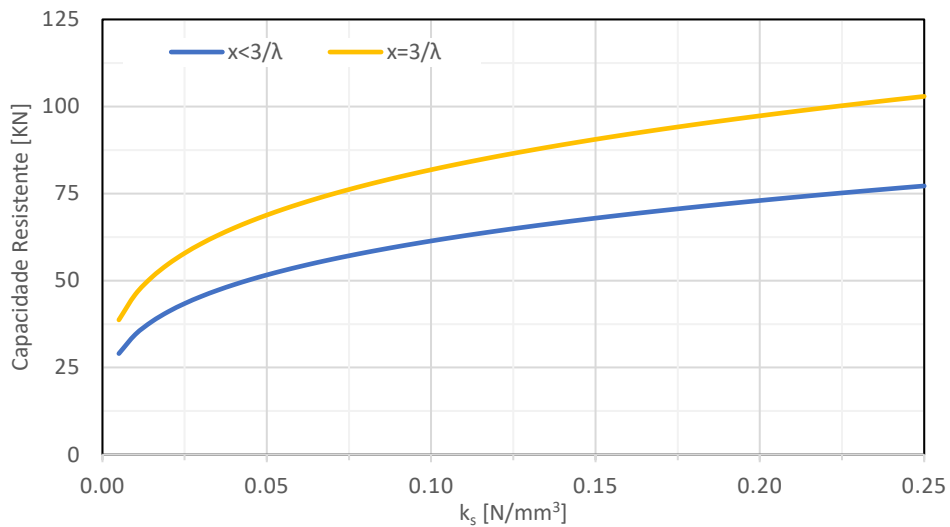


Figura 33 - Relação entre a capacidade resistente e o coeficiente de Winkler para cargas lineares

Para compreender o comportamento das cargas lineares, é pertinente recorrer às cargas pontuais como referência, uma vez que a capacidade resistente também tende a se aproximar de um valor assintótico com o aumento do parâmetro k_s , mas desta vez de uma forma mais ligeira.

Mais uma vez, constata-se que à medida que a distância em relação à borda ou ao canto aumenta, a capacidade resistente também cresce, resultando em uma maior influência do parâmetro k_s nessa resistência, sendo a capacidade resistente das cargas junto às bordas é cerca de 1.5 vezes inferior.

Pode-se inferir, portanto, que quanto maior a distância em relação ao bordo ou canto, maior a capacidade resistente e, por isso, maior será a influência exercida pelo parâmetro de rigidez de Winkler, k_s .

Na Figura 34, é representada a influência que o coeficiente de Winkler exerce sobre o momento fletor atuante no pavimento industrial, considerando uma carga $q = 153 \text{ kN/m}^2$, previamente definida com base nos valores apresentados na secção 4.1.

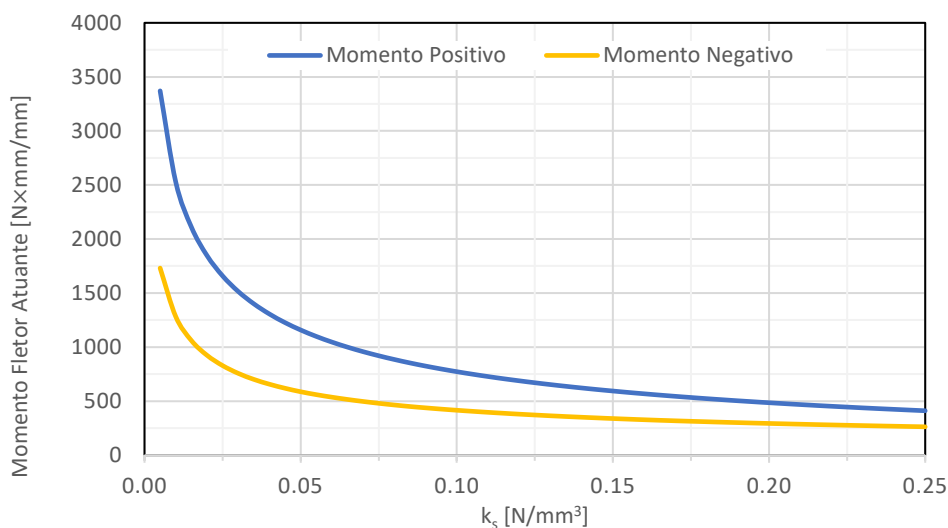


Figura 34 Relação entre o Momento Fletor Atuante e o coeficiente de Winkler para cargas uniformemente distribuídas

Ao contrário das cargas pontuais e lineares, no contexto de cargas uniformemente distribuídas, o cálculo é concentrado não na capacidade resistente, mas sim no momento máximo atuante sobre a laje. Conseqüentemente, é lógico afirmar que com o aumento do coeficiente de Winkler (k_s), a deformabilidade do solo é menor, levando a um decréscimo do momento atuante sobre o mesmo e conseqüentemente a um pavimento com menor capacidade portante.

Observa-se que, nesse cenário, o momento atuante sobre a laje também tende a uma assíntota à medida que o parâmetro k_s é aumentado, o que significa que as maiores diferenças relativas ao momento atuante ocorrem quando k_s é muito reduzido.

Tal como nas cargas pontuais, é visível que, por volta do valor de k_s de 0.15 N/mm^3 , as diferenças tendem a ser mais reduzidas.

Além disso, nota-se que, para valores de k_s reduzidos, o momento atuante positivo é significativamente maior que o momento atuante negativo. Entretanto, à medida que k_s é incrementado, essa discrepância tende a se reduzir gradualmente até se aproximar de zero.

Em síntese, podemos concluir que o momento máximo positivo é mais acentuado quando k_s é reduzido. No entanto, à medida que k_s aumenta, os momentos positivos e negativos vão se aproximando, visto que o parâmetro k_s exerce maior influência em valores maiores de momento máximo atuante.

4.2.2. Número de cargas pontuais

Na Figura 35 representa-se a influência do valor do coeficiente de Winkler na capacidade resistente do pavimento industrial de acordo com o número de cargas pontuais aplicadas no painel, i.e., uma, duas ou quatro cargas.

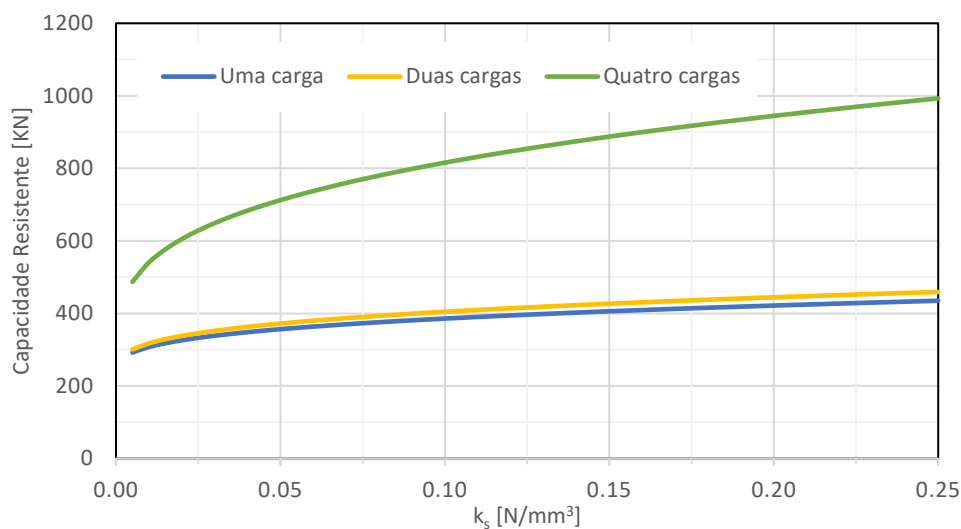


Figura 35 - Relação entre a capacidade resistente e o coeficiente de winkler em função do número de cargas pontuais

Por meio da análise do presente gráfico, constata-se uma confirmação do que foi mencionado anteriormente, ou seja, quanto maior a capacidade resistente, maior é a influência exercida pelo parâmetro k_s . Nesse contexto, nota-se que a configuração de carga pontual composta por quatro cargas manifesta uma variação mais significativa com o aumento do referido parâmetro k_s .

Ao compararmos a capacidade resistente entre configurações com uma e duas cargas, podemos constatar que as diferenças são praticamente inexistentes, isto é, a capacidade resistente é praticamente a mesma independentemente de aumentarmos o número de carga.

Contudo, é importante frisar que, independentemente do número de cargas considerado, a capacidade resistente exibe uma tendência para uma assíntota, convergindo para um valor limite à medida que o parâmetro k_s é incrementado.

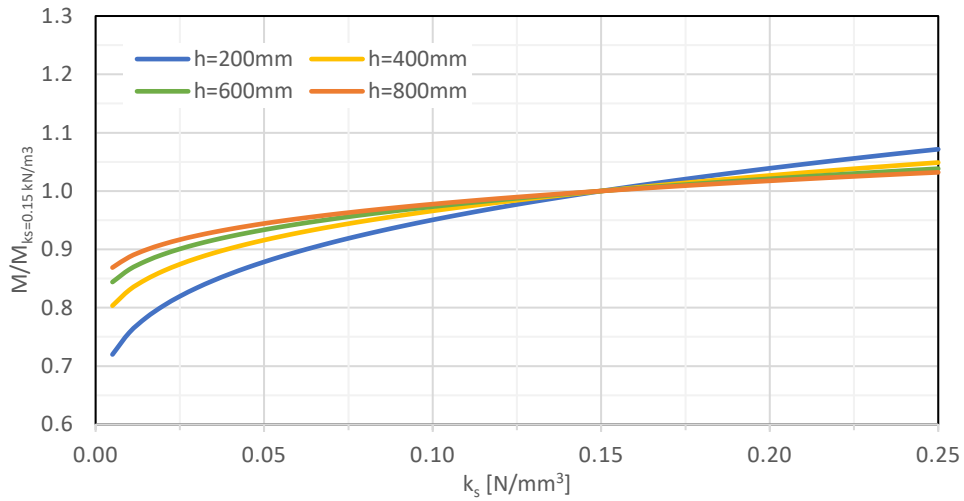
4.2.3. Espessura da laje

Como já explicado anteriormente na Introdução, para este estudo consideraremos três cargas específicas, as mesmas 3 cargas que serão utilizadas sempre nas análises subsequentes. Uma carga interna para o caso da carga pontual, uma carga junto à borda para a carga linear e uma carga correspondente ao momento positivo no caso da carga uniformemente distribuída.

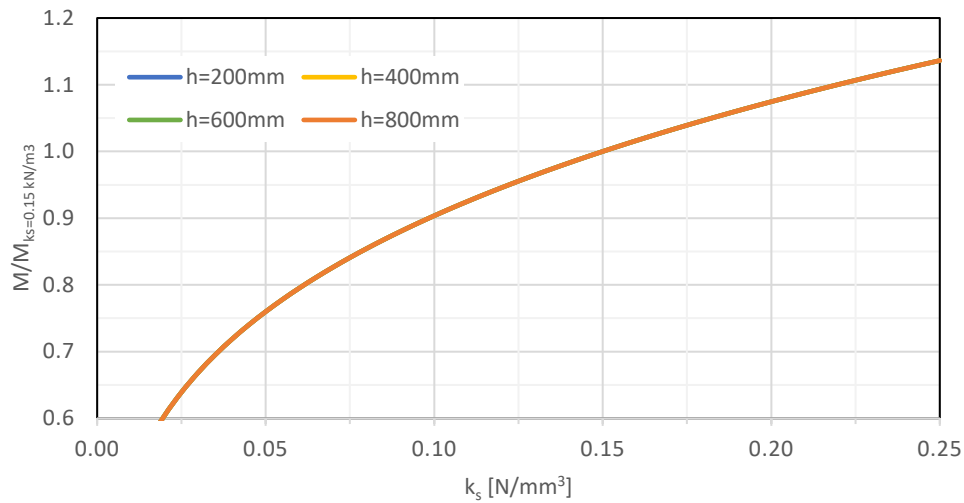
O objetivo central desta análise consiste em avaliar a influência do parâmetro k_s no contexto do aumento da espessura da laje, para isso, escolheram-se quatro espessuras diferentes sempre com o mesmo intervalo de diferença (200 mm) e o valor de referência para as restantes variáveis, isto é, a classe de resistência e as tensões residuais com os valores de referência mencionados na secção 4.1, e verificou-se qual a razão que apresentava em relação também ao valor de referência do coeficiente de winkler (0,15 kN/m³), definido anteriormente, para cargas pontuais, Figura 36a), lineares Figura 36b) e uniformemente distribuídas, Figura 36c).

Através da análise referida da Figura 36a), é possível inferir que, no caso das cargas pontuais, à medida que a espessura da laje é incrementada, o parâmetro k_s exerce uma influência cada vez menos significativa. Tomemos como exemplo o caso em que $h = 200$ mm, no qual constatamos que à medida que o parâmetro k_s é aumentado, a razão da capacidade resistente ($M/M_{ks} = 0.15$) sofre alterações mais acentuadas quando comparamos esse cenário com o de $h = 800$ mm.

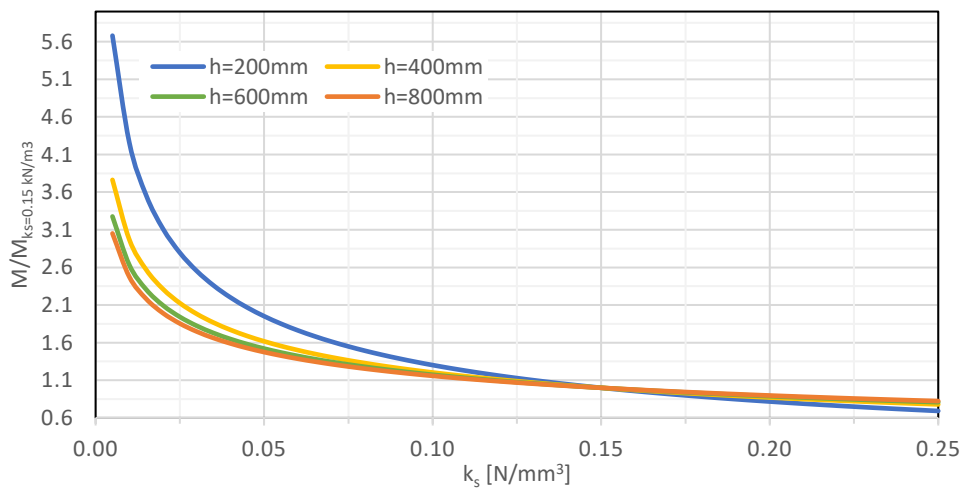
A utilização de um valor de referência torna a análise mais perceptível, pois, sabendo que a reta horizontal com razão igual a 1 corresponde à capacidade resistente quando o valor de $k_s = 0.15$ N/mm³, espessuras mais baixas apresentam uma razão mais distanciada da razão de 1, quando comparado com espessuras mais elevadas que quase acompanham sempre a reta horizontal de razão 1.



a)



b)



c)

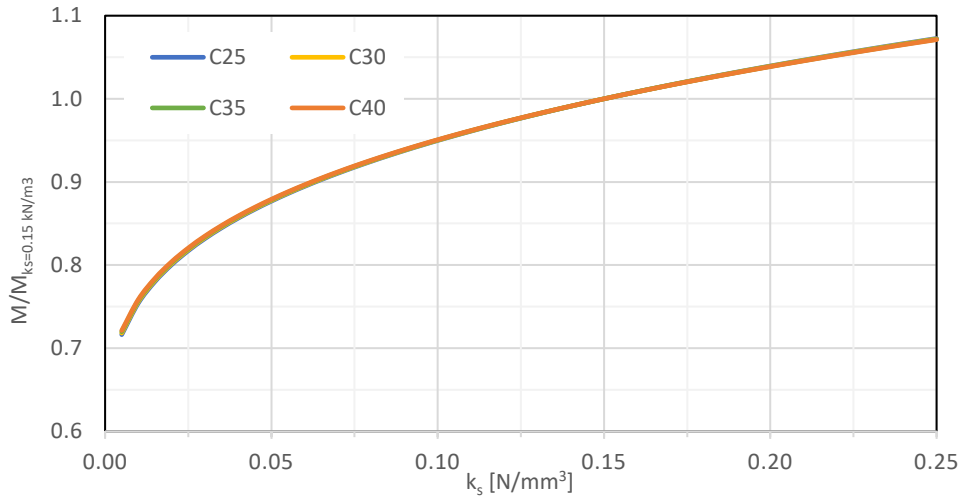
Figura 36 - Influência do coeficiente de Winkler com o aumento da espessura da laje em cargas: a) pontuais; b) lineares; c) uniformemente distribuídas;

No contexto das cargas uniformemente distribuídas, é possível estabelecer uma analogia com as cargas pontuais, uma vez que o raciocínio é semelhante, mas desta vez inversamente proporcional por se tratar do momento atuante e não da capacidade resistente. No entanto, é um processo em tudo similar, onde, à medida que a espessura da laje é incrementada, observa-se que o parâmetro k_s exerce uma influência cada vez menos significativa.

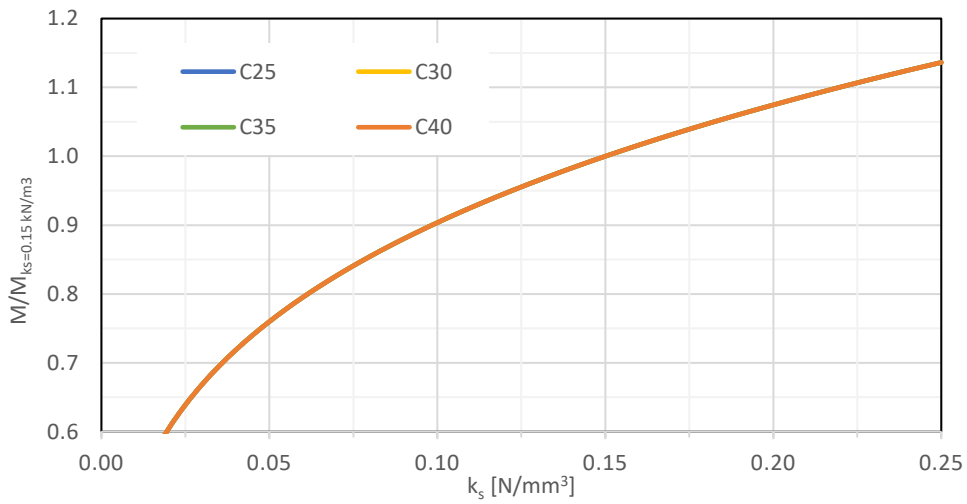
4.2.4. Classe de resistência do betão

Para este estudo serão estudadas as mesmas cargas do estudo anterior, mas com a variação da classe de resistência do betão, neste caso as classes estudadas serão $f_{ck} = 25, 30, 35$ e 40 MPa. Além disso, manteve-se o valor de referência para a espessura e para as tensões residuais e verificou-se novamente qual a razão que apresentava em relação ao valor de referência do coeficiente de Winkler ($0,15 \text{ kN/m}^3$), para cargas pontuais, Figura 37a), lineares Figura 37b) e uniformemente distribuídas, Figura 37c).

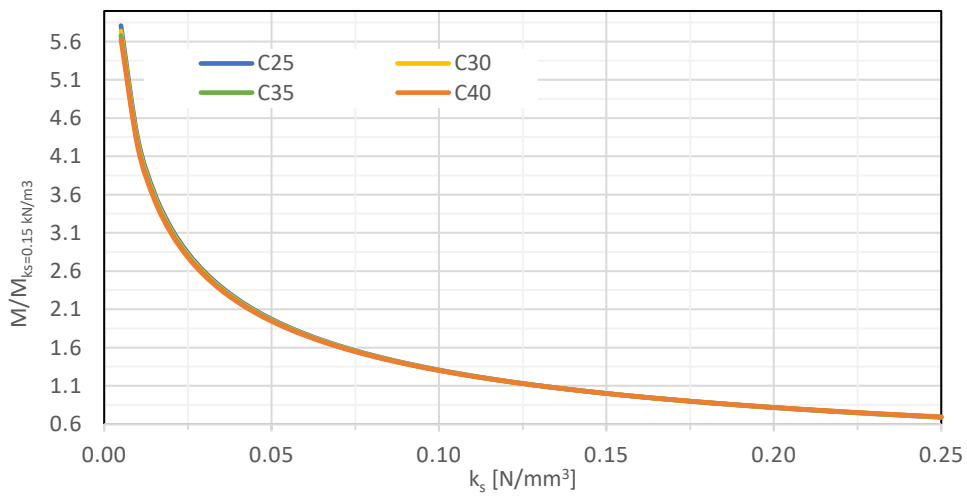
Mediante a análise dos gráficos seguintes, constata-se que, independentemente do tipo de carga, e da classe de resistência do betão do pavimento industrial, a evolução da capacidade resistente com o parâmetro k_s apresenta-se muito semelhante. Por outras palavras, a classe de resistência do material não é tão preponderante como a rigidez do solo k_s na capacidade resistente do pavimento.



a)



b)



c)

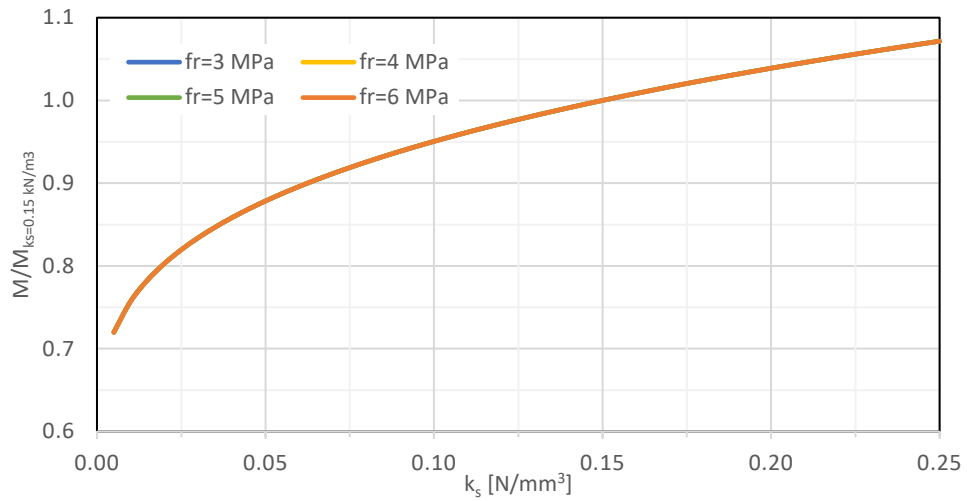
Figura 37 - Influência do coeficiente de Winkler com o aumento da classe de resistência em cargas: a) pontuais; b) lineares; c) uniformemente distribuídos;

4.2.5. Tensões residuais f_{r1} e f_{r4}

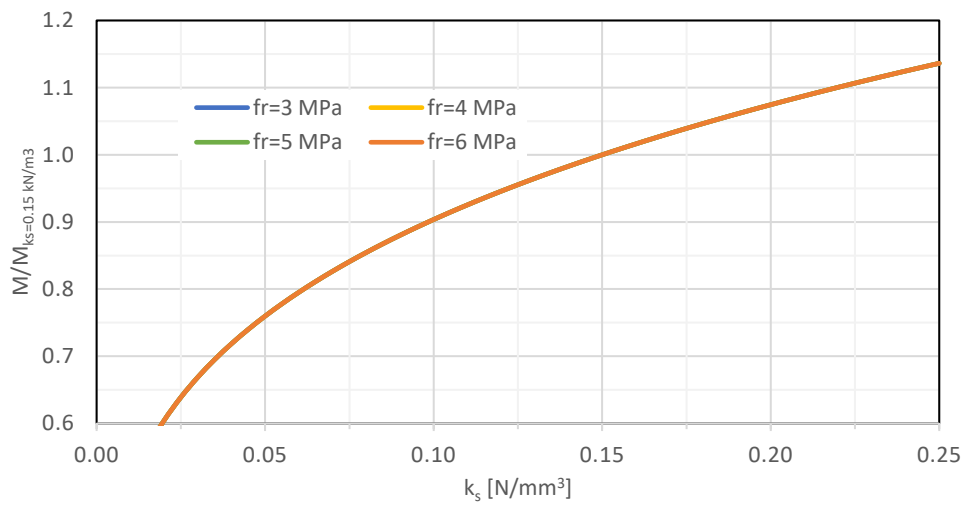
Com o objetivo de avaliar a relação entre o coeficiente k_s e o aumento das tensões residuais, procedeu-se à variação dessa tensão, adotando valores de f_{r1} e f_{r4} igual a 3, 4, 5 e 6 MPa, onde se manteve novamente o valor de referência para a espessura e classe de resistência, verificando-se qual a razão que apresentava em relação ao valor de referência do coeficiente de Winkler (0,15 kN/m³), para cargas pontuais, Figura 38a), lineares Figura 38b) e uniformemente distribuídas, Figura 38c).

Através da análise dos três gráficos, verifica-se que, para qualquer tipo de carga, a variação do parâmetro k_s na capacidade resistente é praticamente idêntica, independentemente da tensão residual presente no material do elemento estrutural, onde, vai ser possível verificar mais à frente (a partir da Figura 53 - Relação entre a capacidade resistente e a tensão residual para cargas pontuais), quando se avaliar a tensão residual em separado que, este parâmetro apenas vai ter influência nas cargas pontuais e de uma forma muito pouco significativa.

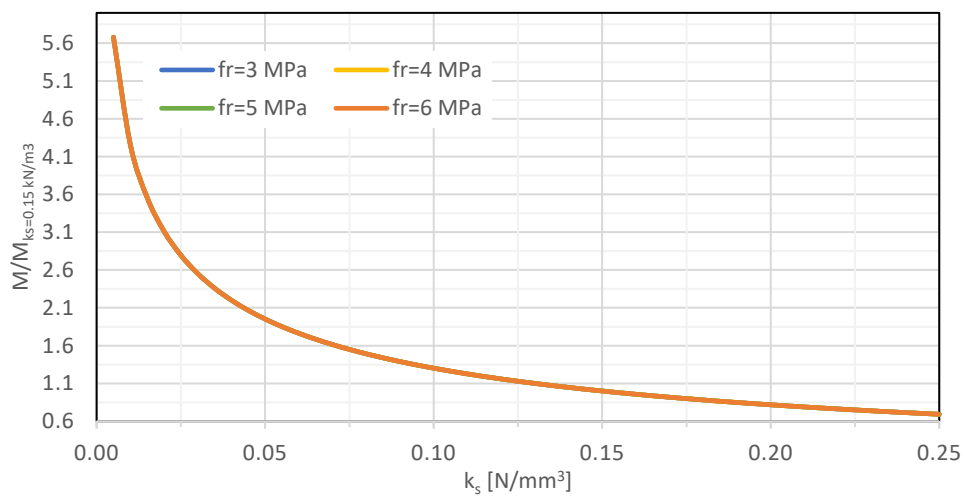
Neste caso, em termos simples, a tensão residual do material não desempenha um papel significativo na evolução do parâmetro k_s em relação à capacidade resistente.



a)



b)



c)

Figura 38 - Influência do coeficiente de winkler com o aumento da tensão residual em cargas: a) pontuais; b) lineares; c) uniformemente distribuídos;

4.2.6. Conclusão

Independentemente da localização da carga, à medida que o coeficiente de rigidez de Winkler (k_s) aumenta, a capacidade resistente tende a estabilizar, ou seja, a convergir para um valor limite à medida que k_s se aproxima do infinito.

Quando o coeficiente k_s atinge o valor de 0.15 N/mm^3 , as alterações observadas na capacidade resistente tornam-se pouco significativas, o que indica que valores mais elevados de k_s não resultam em melhorias substanciais.

No contexto das cargas pontuais, a carga interna é a mais afetada pelo aumento do parâmetro k_s . Nas cargas lineares, a capacidade resistente é mais influenciada à medida que a distância em relação à borda ou ao canto aumenta. Nas cargas uniformemente distribuídas, é o momento atuante positivo que sofre mais alterações com o aumento do k_s .

Quando se consideram múltiplos parâmetros simultaneamente, verifica-se que a espessura da laje é o único fator que afeta a relação entre k_s e a capacidade resistente. Especificamente, nas cargas pontuais e uniformemente distribuídas, à medida que a espessura da laje aumenta, o impacto de k_s na capacidade resistente diminui progressivamente. Nas cargas lineares, o aumento da espessura não apresenta uma influência significativa.

Tanto a classe de resistência do material como a tensão residual não exercem um impacto significativo na forma como o coeficiente k_s influencia a capacidade resistente. Ou seja, esses dois parâmetros têm uma influência limitada na relação entre k_s e capacidade resistente.

4.3 Espessura da laje (h)

Com o propósito de investigar o impacto da espessura da laje (h) no desempenho estrutural do pavimento, foi realizada uma variação desse parâmetro dentro da faixa habitualmente associada à maioria dos tipos de solos.

Na seção 4.3.1, foram analisados os efeitos desse fator sobre cargas pontuais, lineares e uniformemente distribuídas. Nessa análise, os restantes parâmetros foram mantidos

constantes, $k_s = 0,15 \text{ kN/m}^3$, f_{ck} (classe de resistência do betão) = 35 MPa e f_{r1} e f_{r4} (tensões residuais) = 3 MPa.

Na seção 4.3.2, essa mesma influência foi examinada, levando em consideração o número de cargas pontuais aplicadas.

As seções 4.3.3, 4.3.4 e 4.3.5 constituem análises conjuntas, nas quais é investigado o efeito do coeficiente h , considerando diferentes coeficientes de Winkler, classes de resistência e tensões residuais, respetivamente.

4.3.1. Localização da carga

A Figura 39, ilustra como a espessura da laje afeta a capacidade resistente do pavimento industrial, considerando a localização específica da carga pontual aplicada no painel, ou seja, se está no interior, na borda ou no canto.

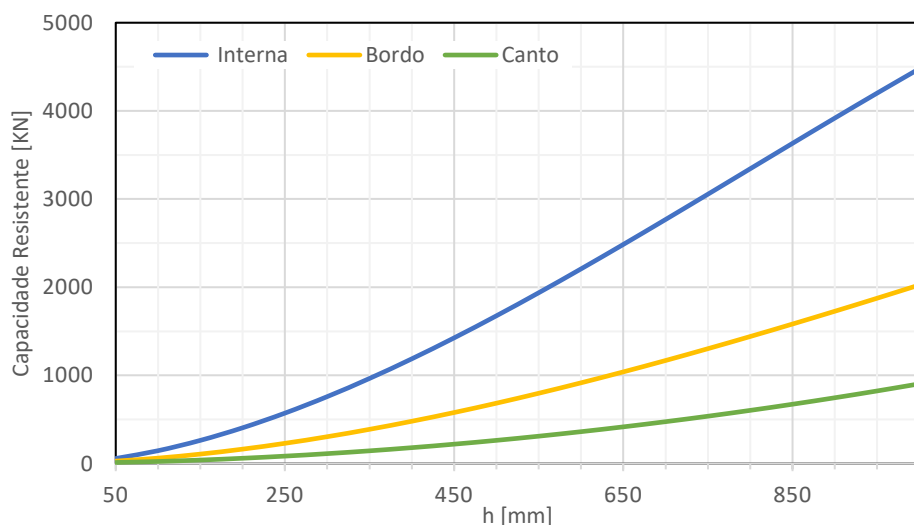


Figura 39 - Relação entre a capacidade resistente e a espessura da laje para cargas pontuais

Da análise da Figura 39, relativa à aplicação das cargas pontuais, constata-se um comportamento diferenciado em relação aos efeitos do parâmetro k_s . Enquanto o parâmetro k_s conduz a uma tendência de convergência assintótica da capacidade resistente em ambas as configurações, o parâmetro de espessura da laje sempre que é aumentado conduz também a um aumento da capacidade resistente. Dentro das cargas pontuais, a carga localizada no interior é a mais afetada com o aumento da espessura.

Através da avaliação dos resultados, verifica-se que, a cada acréscimo de 200 mm na espessura da laje, o incremento na capacidade resistente é entre 2,5 a 3 vezes maior na carga interna em comparação com a carga junto à borda, e esta, por sua vez, é de 2,5 a 3 vezes maior que a carga no canto. Portanto, pode-se concluir que a carga interna é a mais sensível à variação da espessura, enquanto a carga de canto é a menos afetada. Ao contrário do parâmetro de rigidez de Winkler (k_s), a capacidade resistente com o aumento da espessura não converge para uma assíntota.

Na Figura 40, é apresentado uma representação gráfica da influência da espessura do pavimento na capacidade resistente do pavimento, variando conforme a posição da carga linear aplicada no painel. Essa posição é especificada como estando a uma distância igual ou inferior a $3/\lambda$, onde λ é determinado pela Eq. 33.

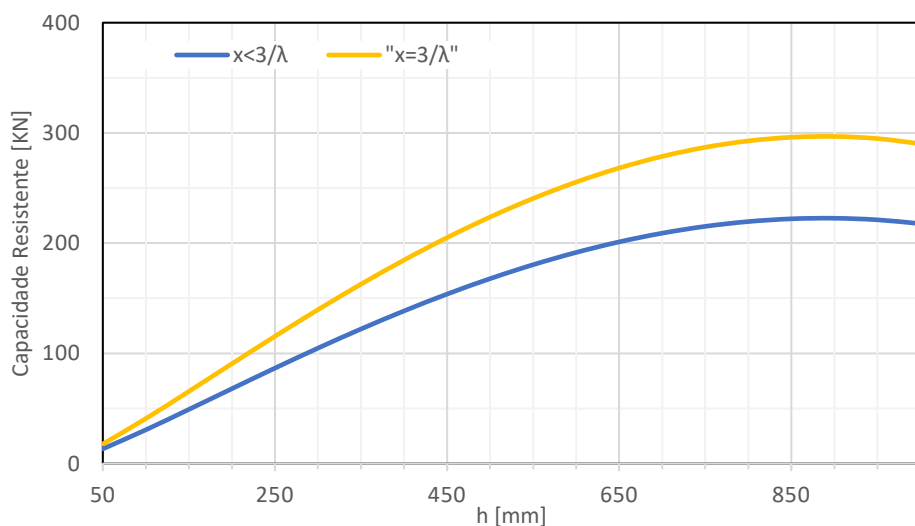


Figura 40 - Relação entre a capacidade resistente e a espessura da laje para cargas lineares

No que toca às cargas lineares, observa-se que as cargas junto à borda experimentam uma menor variação da capacidade resistente em relação ao aumento da espessura, quando comparadas com as cargas localizadas mais internamente na laje.

Inicialmente, a capacidade resistente tende a aumentar de uma forma mais acentuada com o aumento da espessura da laje, no entanto, uma importante conclusão que podemos retirar é que, a partir de uma determinada espessura da laje, situada entre 850 e 900 mm, a capacidade

resistente começa a diminuir e, portanto, não se mostra aconselhável utilizar espessuras de laje acima desse valor.

A Figura 41, mostra o impacto da espessura do pavimento no momento fletor que atua no pavimento industrial, levando em consideração uma carga uniformemente distribuída $q = 153 \text{ kN/m}^2$, previamente determinada com base nos dados apresentados na seção 4.1.

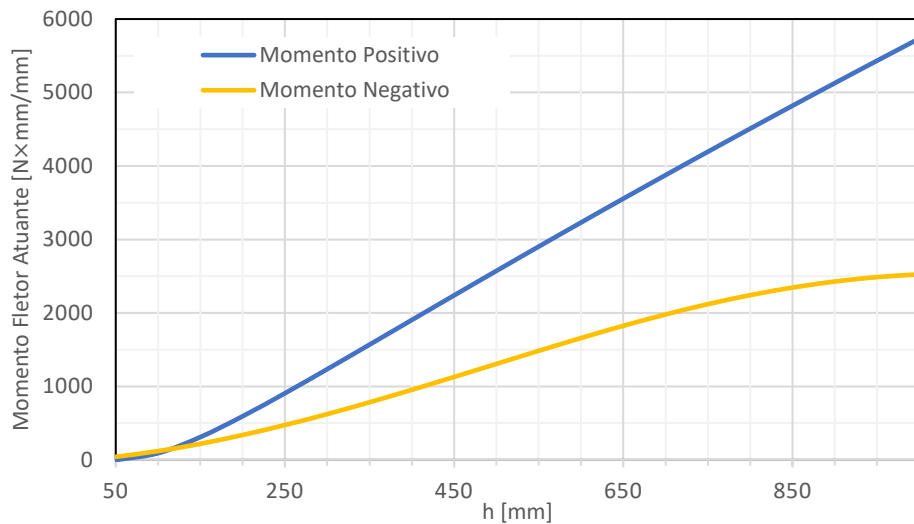


Figura 41 - Relação entre o Momento Fletor Atuante e a espessura da laje para cargas uniformemente distribuídas

No contexto das cargas uniformemente distribuídas, observa-se um comportamento distinto em relação ao parâmetro k_s . Enquanto o aumento do parâmetro k_s resulta numa diminuição do momento máximo atuante, constata-se que, o momento atuante tende a aumentar com o incremento da espessura da laje.

No que se refere ao momento positivo, este é praticamente diretamente proporcional à espessura da laje, no entanto para o momento negativo, inicialmente, esse aumento do momento atuante é cada vez mais acentuado até aproximadamente 600 mm de espessura, momento em que o incremento da espessura começa a exercer uma influência menos significativa sobre o momento atuante.

Pode-se concluir que, embora o aumento da espessura apresente várias vantagens, é imprescindível estar atento ao facto de que esse aumento também implicará um crescimento do momento que atua no pavimento.

4.3.2. Número de cargas pontuais

A Figura 42, ilustra como a espessura da laje afeta a capacidade resistente do pavimento industrial em relação ao número de cargas pontuais aplicadas no painel, i.e uma, duas ou quatro cargas.

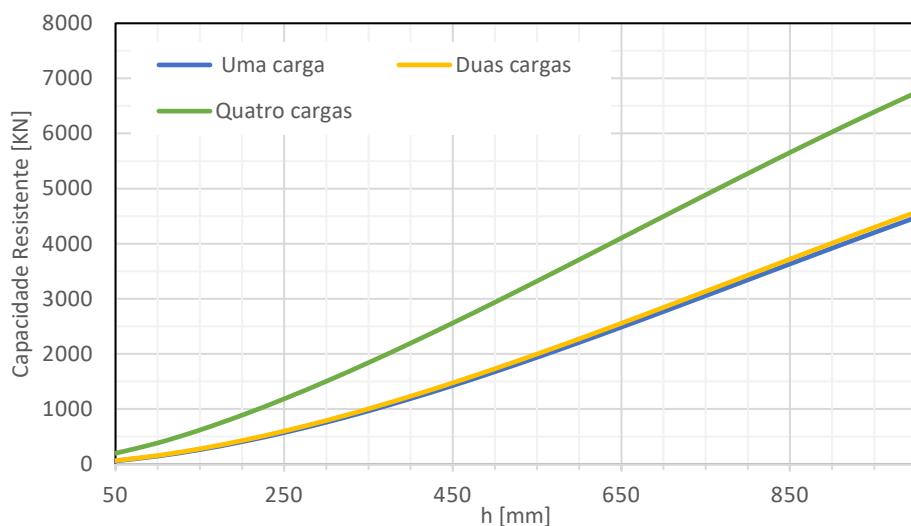


Figura 42 - Relação entre a capacidade resistente e espessura do pavimento em função do número de cargas pontuais

Por meio da análise do gráfico em questão, é possível constatar que os valores da capacidade resistente para as configurações de uma ou duas cargas apresentam-se muito semelhantes, enquanto a configuração composta por quatro cargas exibe uma capacidade resistente consideravelmente superior.

Desde o início da avaliação, nota-se que a diferença na capacidade resistente entre as configurações de uma ou duas cargas e a configuração de quatro cargas aumenta progressivamente à medida que a espessura da laje é incrementada.

Adicionalmente, verifica-se que, para ambas as configurações, em torno da espessura de 800 mm, a influência da espessura da laje sobre a capacidade resistente torna-se cada vez menos relevante no resultado obtido, isto é, o aumento da capacidade resistente cresce até cerca dos 800 mm, onde a partir desse valor começa a decrescer.

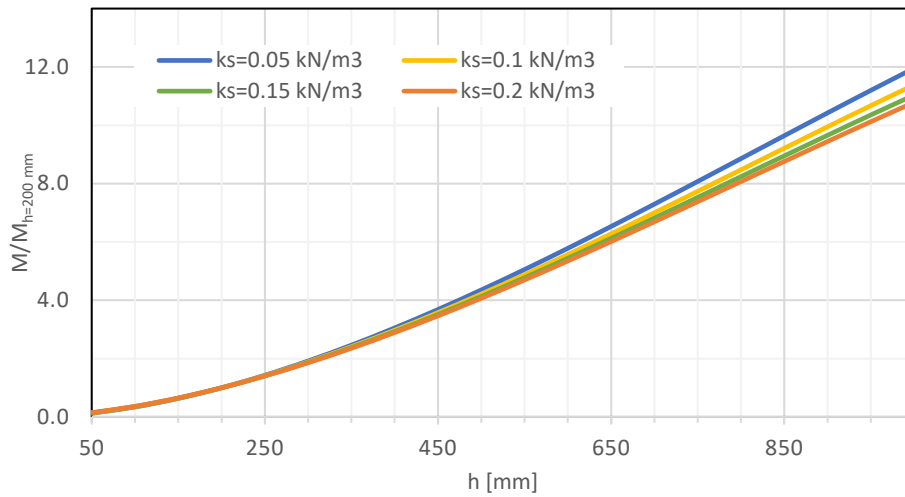
4.3.3. Coeficiente de Winkler

Conforme anteriormente explicado na Introdução, este estudo considera três cargas específicas, uma carga interna para o cenário de carga pontual, uma carga adjacente à borda para a carga linear e uma carga correspondente ao momento positivo no caso da carga uniformemente distribuída, as quais serão utilizadas em todas as análises seguintes.

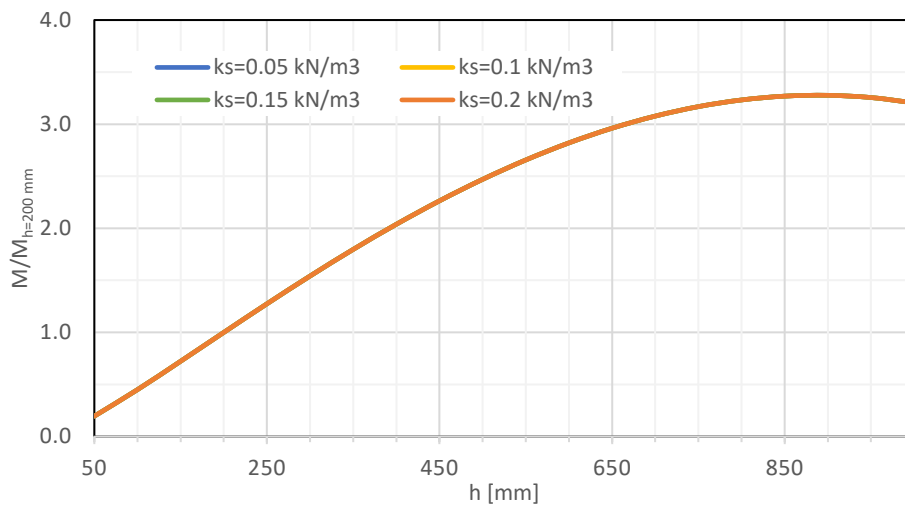
O objetivo desta análise reside na avaliação da influência do parâmetro de espessura da laje, com o aumento do parâmetro k_s . Para isso, foram selecionados quatro coeficientes distintos, mantendo sempre o mesmo intervalo de diferença (0.05 kN/m^3). Os valores de referência foram mantidos para as restantes variáveis, ou seja, a classe de resistência e a tensão residual, conforme descrito na seção 4.1 e verificou-se qual a razão que apresentava em relação também ao valor de referência da espessura da laje (200 mm), definido anteriormente, em relação à carga pontual, representada na Figura 43 a), às cargas lineares, representadas na Figura 43 b), e às cargas uniformemente distribuídas na figura Figura 43 c).

Através da análise de gráficos que utilizam a relação com um valor de referência, torna-se possível deduzir que, no caso das cargas pontuais, a evolução dos gráficos apresenta uma notável similaridade até cerca dos 200 mm, ou seja, até essa espessura não existe influência significativa do k_s .

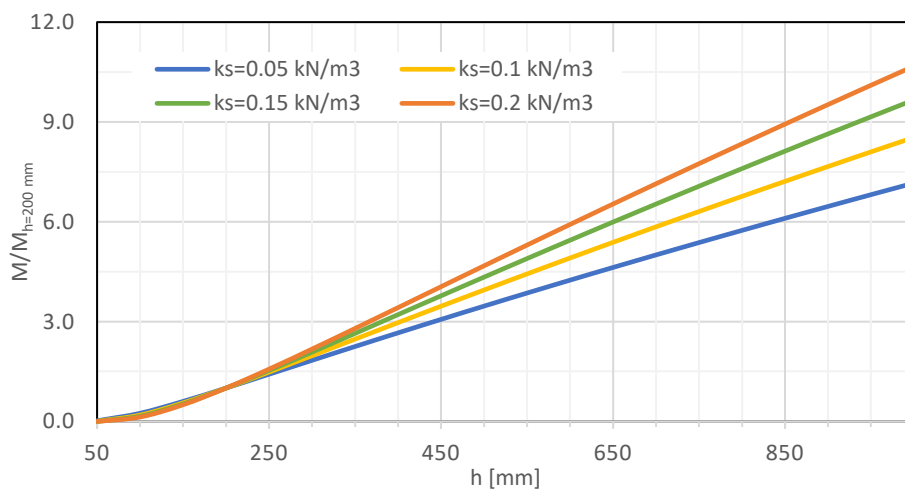
É a partir dos 200 mm de espessura que se começam a notar as primeiras diferenças, onde à medida que o coeficiente de Winkler, k_s , é incrementado, o parâmetro da espessura da laje, h , passa a exercer uma influência cada vez menor na capacidade resistente. Por outras palavras, à medida que o coeficiente de Winkler aumenta, o parâmetro h da espessura da laje passa a ter uma influência cada vez menos relevante, pois sofre menos alterações. Como é exemplo, o caso em que $k_s = 0.05 \text{ N/mm}^3$, no qual observamos que, ao aumentar a espessura h da laje, a razão da capacidade resistente sofre alterações mais pronunciadas quando comparadas com a situação de $k_s = 0.2 \text{ N/mm}^3$.



a)



b)



c)

Figura 43 - Influência da espessura da laje com o aumento do coeficiente de winkler em cargas: a) pontuais; b) lineares; c) uniformemente distribuídas

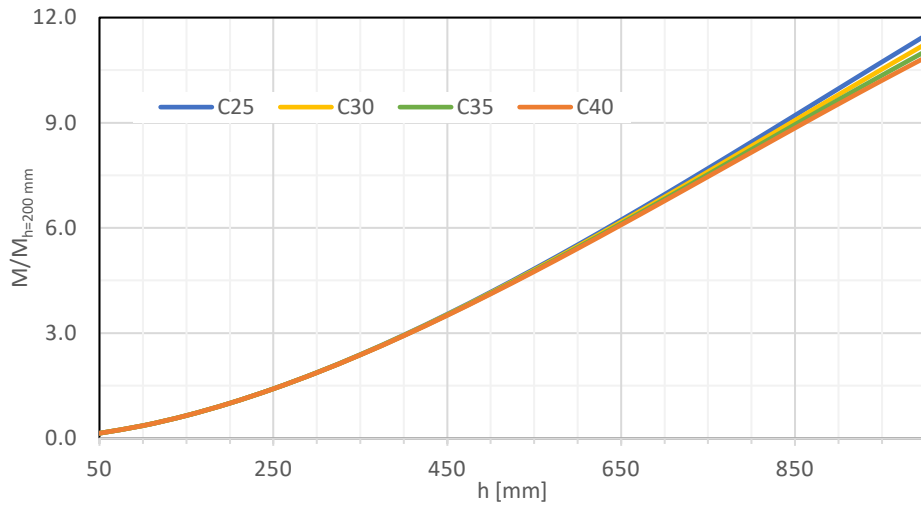
No âmbito das cargas lineares, a utilização deste gráfico adquire uma relevância significativa, dado que uma análise baseada exclusivamente nos valores absolutos da capacidade resistente poderia induzir em erro. Contudo, quando nos debruçamos sobre a relação entre essas grandezas, torna-se evidente que o coeficiente de Winkler não exerce um impacto substancial na influência do parâmetro h na capacidade resistente.

No que se refere às cargas uniformemente distribuídas, o pensamento é o inverso das cargas pontuais, isto é, as alterações mais significantivas acontecem quanto maior for o coeficiente de Winkler, no entanto até à espessura de 200 mm as diferenças continuam quase insignificantes.

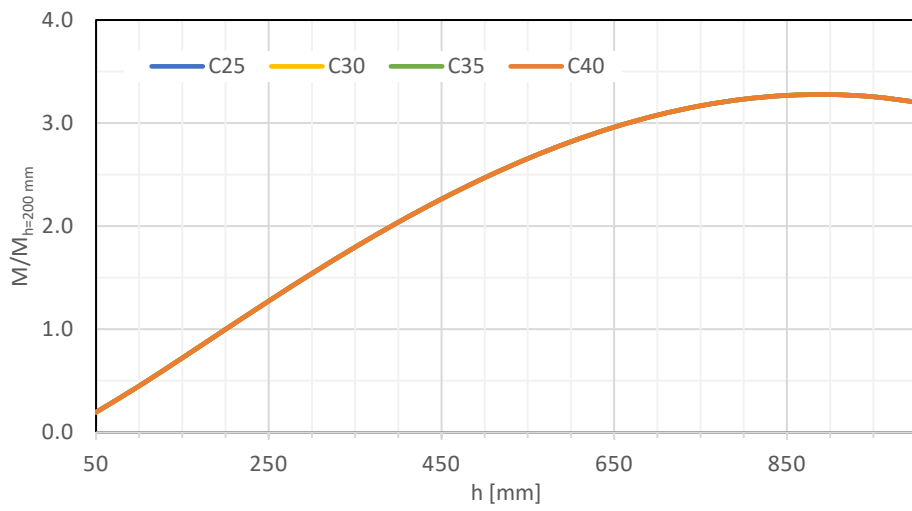
4.3.4. Classe de resistência do betão

Neste estudo, as mesmas cargas utilizadas na pesquisa anterior serão estudadas, mas com a variação da classe de resistência do betão. As classes consideradas para este caso são $f_{ck} = 25, 30, 35$ e 40 MPa. Adicionalmente, os valores de referência para o coeficiente de Winkler e a tensão residual foram mantidos, e mais uma vez, foi analisada a razão em relação ao valor de referência da espessura da laje (200 mm). Essa análise foi realizada para cargas pontuais representadas na Figura 44 a), lineares, Figura 44 b) e uniformemente distribuídas, Figura 44c).

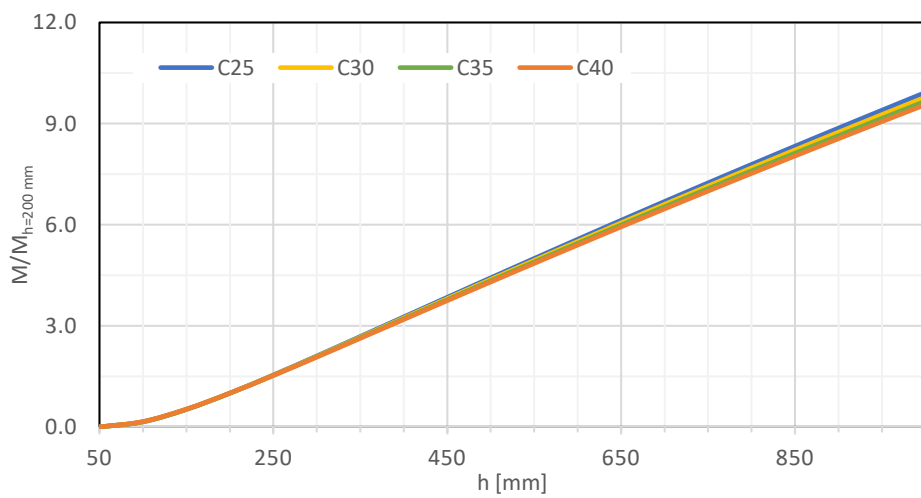
Independentemente do tipo de carga aplicada, é possível verificar que a evolução do parâmetro da espessura da laje em relação à capacidade resistente apresenta-se igual ou muito semelhante, independentemente da classe de resistência que o material do elemento estrutural possua. As diferenças só se começam a tornar visíveis para espessuras altas na ordem dos 500 mm, no entanto, com valores muito próximos o que permite concluir que, a classe de resistência do material não exerce um impacto significativo na variação do parâmetro da espessura da laje em relação à capacidade resistente.



a)



b)



c)

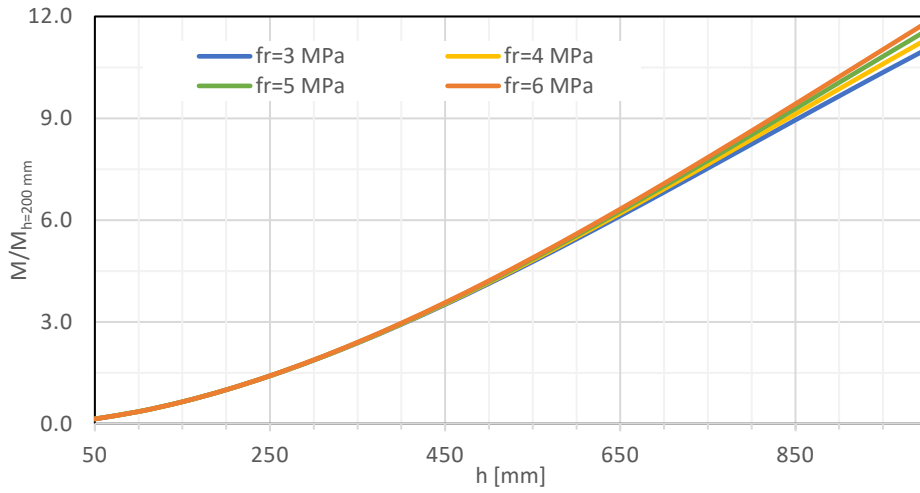
Figura 44 - Influência da espessura da laje com o aumento da classe de resistência em cargas: a) pontuais; b) lineares; c) uniformemente distribuídas

4.3.5. Tensões residuais f_{r1} e f_{r4}

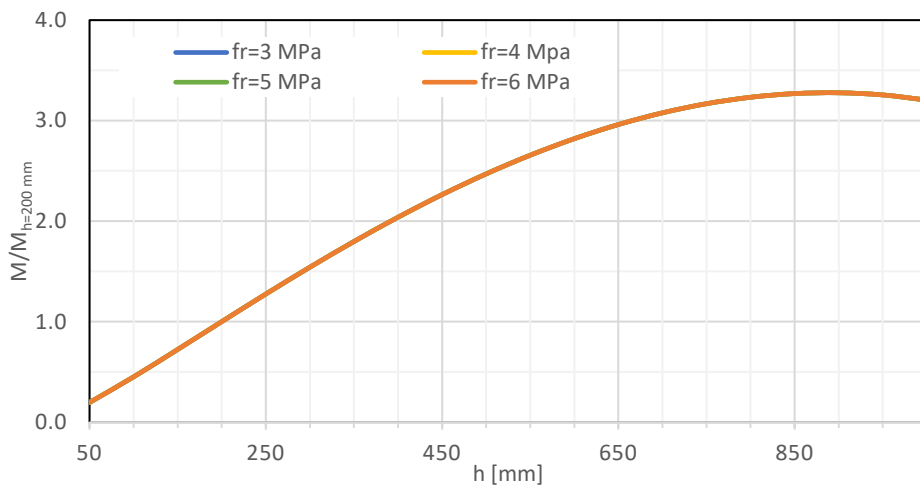
Com a finalidade de perceber a relação entre a espessura da laje e o aumento das tensões residuais, promoveu-se uma variação dessas tensões, adotando valores de f_{r1} e f_{r4} equivalentes a 3, 4, 5 e 6 MPa. Nesse contexto, os valores de referência foram mantidos para o coeficiente de Winkler e a classe de resistência. Verificou-se, então, a razão em relação ao valor de referência da espessura da laje (200 mm) para cargas pontuais (Figura 45a), cargas lineares (Figura 45b) e cargas uniformemente distribuídas (Figura 45c).

Conforme evidenciado na Figura 45 e de acordo com a explicação previamente fornecida durante a análise da Figura 38; verifica-se que a tensão residual exerce influência somente nas cargas pontuais, e mesmo assim de forma muito pouco significativa (como será possível constatar na análise individual das mesmas, a partir da Figura 53).

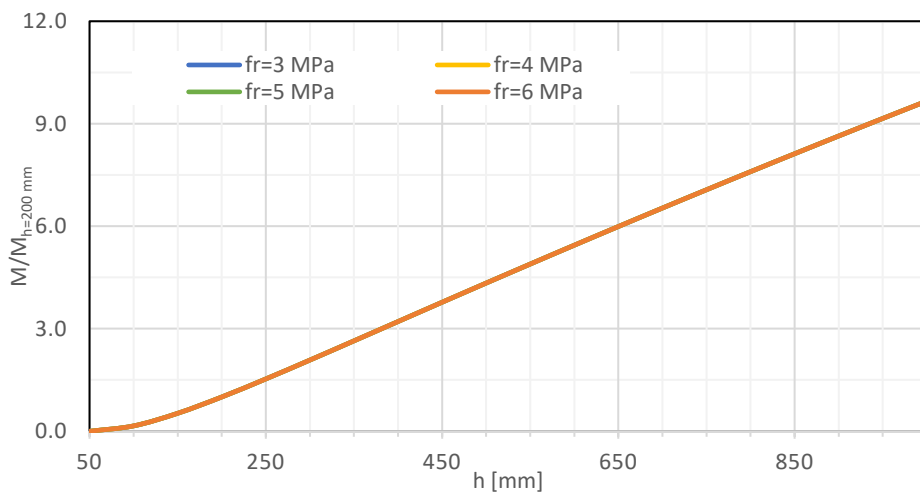
Em resumo, a tensão residual presente no material não desempenha um papel relevante na variação do parâmetro da espessura da laje em relação à capacidade resistente.



a)



b)



c)

Figura 45 - Influência da espessura da laje com o aumento da tensão residual em cargas: a) pontuais; b) lineares; c) uniformemente distribuídos;

4.3.6. Conclusão

Ao contrário da análise das cargas pontuais em que observamos que o parâmetro k_s tende a uma convergência assintótica da capacidade resistente em ambas as configurações, o aumento da espessura da laje resulta em um aumento na capacidade resistente. A carga interna é a mais afetada pelo aumento da espessura, e a cada incremento de 200 mm na espessura, a capacidade resistente aumenta entre 2,5 a 3 vezes na carga interna em relação à carga junto à borda, que, por sua vez, é 2,5 a 3 vezes maior que a carga no canto.

Nas cargas lineares, as cargas próximas à borda têm uma variação menor na capacidade resistente à medida que a espessura da laje aumenta, em comparação com as cargas localizadas mais internamente. Inicialmente, a capacidade resistente aumenta de forma mais acentuada com o aumento da espessura da laje., no entanto, a partir dos 850 e 900 mm, a capacidade resistente começa a diminuir, tornando desaconselhável o uso de espessuras de laje acima desse valor.

No que diz respeito às cargas uniformemente distribuídas, verifica-se que o momento atuante aumenta com o aumento da espessura da laje. Esse aumento é mais acentuado inicialmente, até cerca de 600 mm de espessura, a partir do qual o incremento da espessura passa a ter menos influência no momento atuante.

Quando analisamos vários parâmetros em conjunto, é notável que o coeficiente de rigidez de Winkler é o único que afeta a relação entre a espessura da laje e a capacidade resistente, mas essa influência só se torna significativa a partir de uma espessura de 200 mm. No caso das cargas pontuais, à medida que o coeficiente de Winkler aumenta, a espessura da laje, representada pelo parâmetro h , passa a ter uma influência cada vez menos relevante. Em contraste, nas cargas uniformemente distribuídas, as mudanças mais significativas ocorrem quanto maior for o coeficiente de Winkler. Nas cargas lineares, o aumento da espessura não apresenta uma influência significativa.

Tanto a classe de resistência do material como a tensão residual não exercem um impacto significativo na forma como o coeficiente a espessura da laje influencia a capacidade

resistente. Ou seja, esses dois parâmetros têm uma influência limitada na relação entre a espessura e capacidade resistente.

4.4 Classe de resistência do material (f_{ck})

Com o intuito de avaliar o impacto da classe de resistência na performance estrutural do pavimento, procedeu-se a uma variação desse parâmetro com valores que são normalmente associados à maioria dos tipos de solos. Na seção 4.4.1, foram examinados os efeitos dessa variável em cargas pontuais, lineares e uniformemente distribuídas. Nessa análise, os restantes parâmetros permaneceram constantes, com $k_s = 0,15 \text{ kN/m}^3$, $h = 200 \text{ mm}$ (espessura da laje), e f_{r1} e f_{r4} (tensões residuais) = 3 MPa.

Na seção 4.4.2, a mesma influência foi explorada, considerando o número de cargas pontuais aplicadas. As seções 4.4.3, 4.4.4 e 4.4.5, constituem análises conjuntas, onde se investiga o efeito da classe de resistência, contemplando diferentes coeficientes de Winkler, espessuras da laje e tensões residuais, respetivamente.

4.4.1. Localização da carga

A Figura 46, ilustra como a capacidade resistente do pavimento industrial é afetada pela classe de resistência do material, dependendo da posição da carga pontual aplicada no pavimento, seja ela interna, na borda ou no canto.

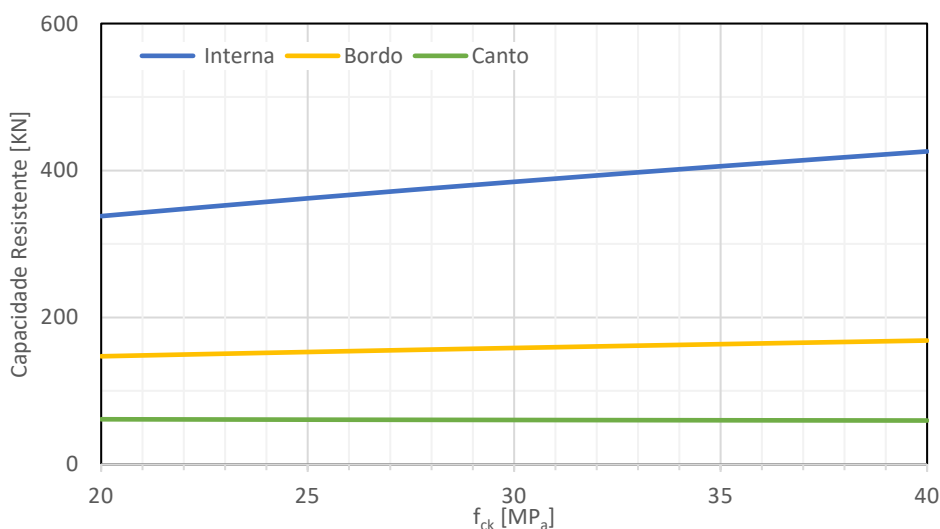


Figura 46 - Relação entre a capacidade resistente e a classe de resistência para cargas pontuais

Na análise das cargas pontuais, torna-se evidente que o aumento da classe de resistência afeta de maneira substancial apenas a capacidade resistente das cargas pontuais internas. Isso leva-nos à conclusão de que, se pretendermos incrementar a capacidade resistente de uma carga localizada junto à borda ou no canto, a variação da classe de resistência não se mostra como um parâmetro eficaz para esse propósito.

Na Figura 47, representa-se como o valor da classe de resistência impacta a capacidade resistente do pavimento industrial, variando conforme a posição da carga linear aplicada. Essa posição está a uma distância igual a $3/\lambda$ ou inferior, sendo λ definido pela Eq. 33.

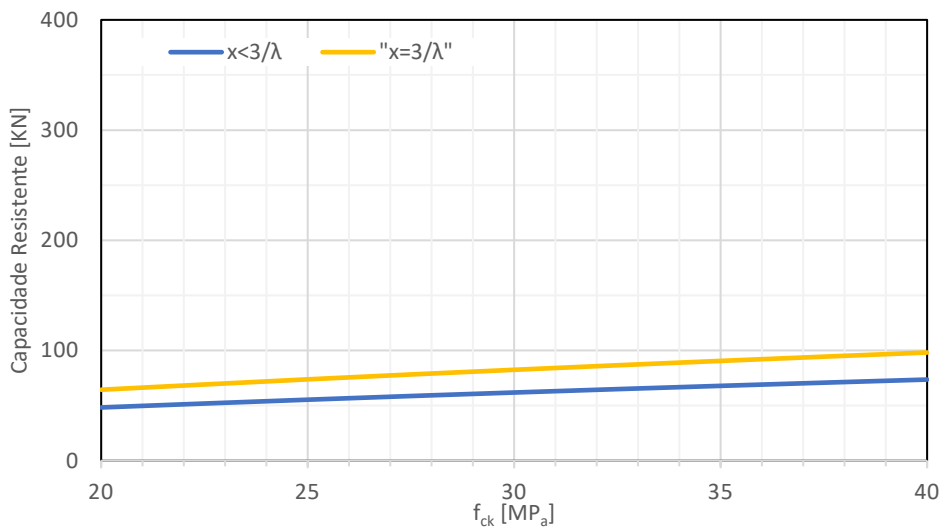


Figura 47 - Relação entre a capacidade resistente e a classe de resistência para cargas lineares

No contexto das cargas lineares, podemos inferir que o aumento da capacidade resistente, tanto nas proximidades da borda quanto internamente, experimenta um crescimento praticamente constante no entanto, com variações mínimas, à medida que a classe de resistência é aumentada, por isso este também não é um bom parâmetro se pretendermos aumentar a capacidade de carga de uma carga linear.

Adicionalmente, é possível observar que a capacidade resistente das cargas lineares junto à borda é aproximadamente 1.3 vezes inferior à capacidade das cargas lineares localizadas mais internamente.

Na Figura 48, é ilustrado o impacto da classe de resistência no momento fletor atuante no pavimento industrial, levando em consideração uma carga uniformemente distribuída $q = 153 \text{ kN/m}^2$, previamente estabelecida com base nos dados apresentados na secção 4.1.

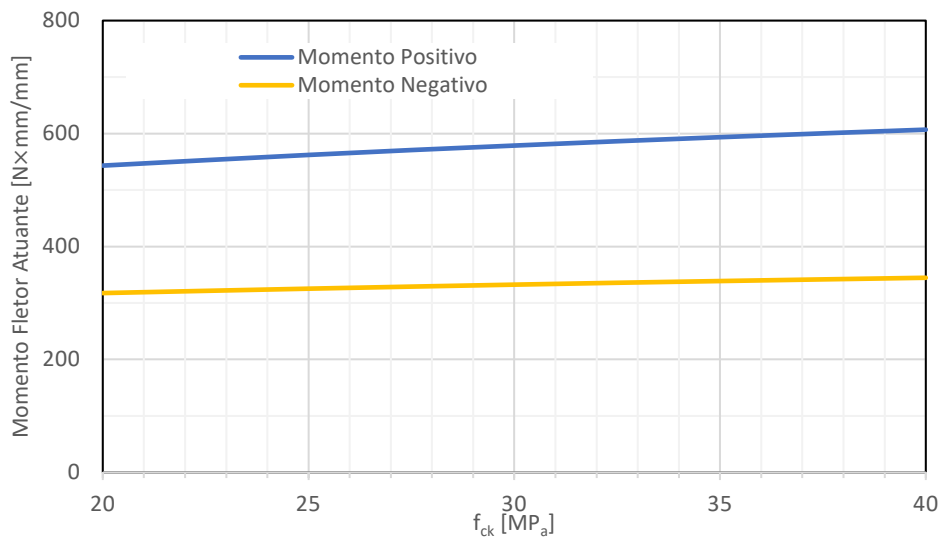


Figura 48 - Relação entre a capacidade resistente e a classe de resistência para cargas uniformemente distribuídas

Semelhante aos cenários anteriores, exceto no caso da carga pontual interna, nota-se que o Momento Fletor Atuante de facto aumenta, mas de maneira bastante moderada à medida que a classe de resistência é incrementada. Isso realça mais uma vez que, individualmente, a classe de resistência do material é um parâmetro pouco interessante pois exerce um impacto limitado tanto na capacidade resistente como no Momento Fletor Atuante.

4.4.2. Número de cargas pontuais

Na Figura 49, é apresentado como a capacidade resistente do pavimento industrial é influenciada pela classe de resistência, considerando diferentes números de cargas pontuais aplicadas no painel, nomeadamente uma, duas ou quatro cargas.

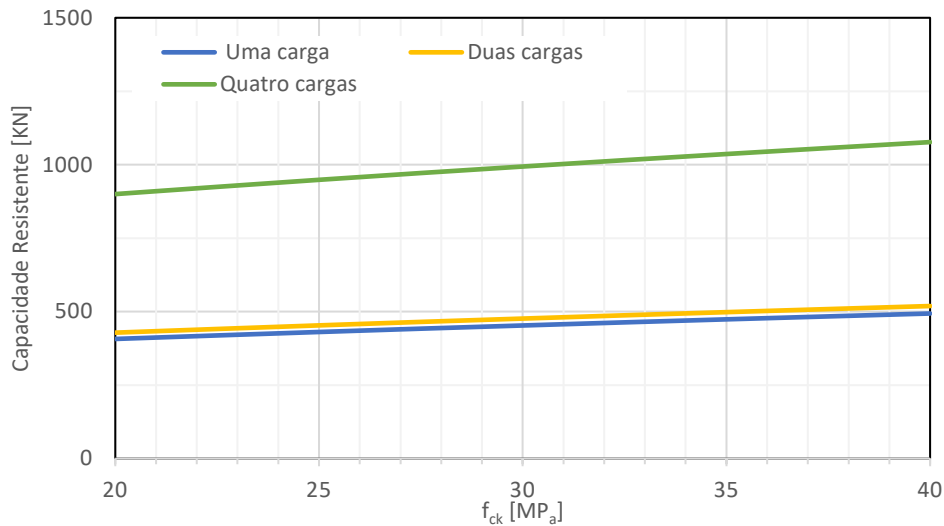


Figura 49 - Relação entre a capacidade resistente e a classe de resistência em função do número de cargas pontuais

No que refere ao número de cargas pontuais, é possível observar que ambas aumentam na mesma proporção. No entanto, a capacidade resistente quando quatro cargas estão presentes é aproximadamente duas vezes superior à capacidade quando há apenas uma ou duas cargas. Embora as cargas pontuais internas sejam as mais afetadas, é necessário um significativo ajuste na classe de resistência do material, o que nem sempre é viável, para se notarem diferenças substanciais nesse contexto.

4.4.3. Coeficiente de winkler

Com o intuito de examinar o efeito da classe de resistência do material na medida em que o coeficiente k_s é incrementado, recorreremos novamente à análise das três configurações de carga previamente utilizadas nos exemplos anteriores.

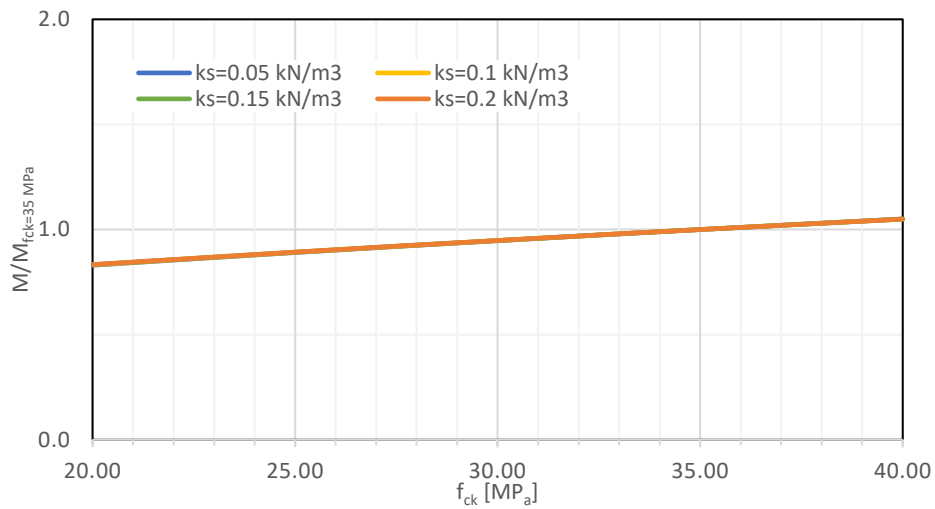
Neste cenário, foram escolhidos quatro valores distintos para o coeficiente k_s , todos com o mesmo intervalo de diferença (0.05 N/mm^3). Os restantes parâmetros, nomeadamente a espessura da laje e a tensão residual, permaneceram constantes com os valores de referência mencionados na seção 4.1. Foi então analisada a razão em relação ao valor de referência da classe de resistência (35 MPa), estabelecido anteriormente. Esta análise foi realizada para cargas pontuais (Figura 50 a)), cargas lineares (Figura 50 b)) e cargas uniformemente distribuídas (Figura 50 c)).

Conforme antecipado pelos resultados anteriores, a classe de resistência do material é um parâmetro que exerce uma influência limitada nos resultados. Portanto, em todos os tipos de carga, à medida que o coeficiente de Winkler é incrementado, o parâmetro da classe de resistência do material, f_{ck} , apresenta a mesma influência na capacidade resistente. Em outras palavras, independentemente do valor do coeficiente de Winkler, a capacidade resistente evolui de maneira semelhante com o aumento da classe de resistência.

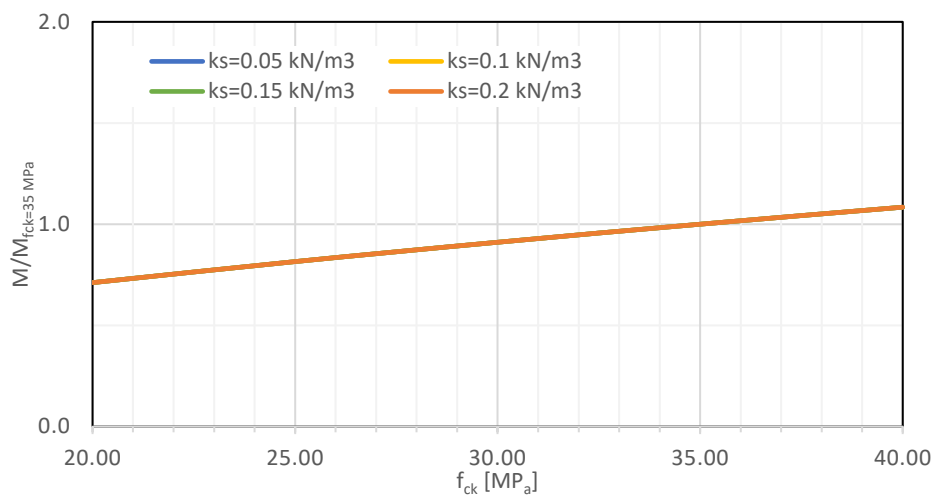
4.4.4. Espessura da laje

Neste estudo, as cargas analisadas anteriormente serão mantidas, mas desta vez, é a variação da espessura da laje do pavimento que será considerada, com intervalos de 200 mm. Além disso, os valores de referência para o coeficiente de Winkler e para a tensão residual permaneceram constantes. Realizou-se novamente uma avaliação da razão em relação ao valor de referência da espessura da laje (200 mm) para cargas pontuais (representadas na Figura 51 a)), cargas lineares (Figura 51 b)) e cargas uniformemente distribuídas (Figura 51 c)).

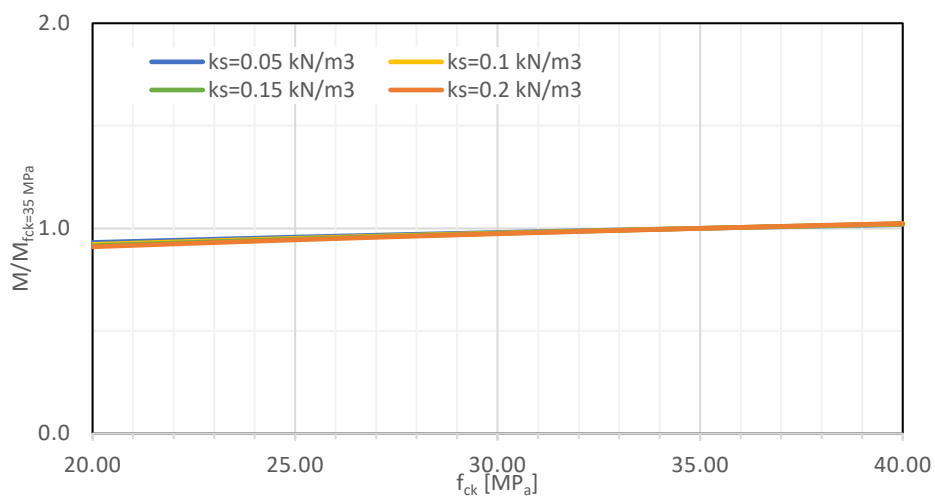
No contexto da influência da classe de resistência do material no aumento da espessura da laje, podemos constatar que os resultados estão alinhados com a análise apresentada na Figura 50, isto é, independentemente do valor da espessura da laje, a capacidade resistente evolui sempre da mesma forma à medida que a classe de resistência do material aumenta. Pode-se concluir novamente a limitação deste parâmetro em termos de influência nos resultados.



a)

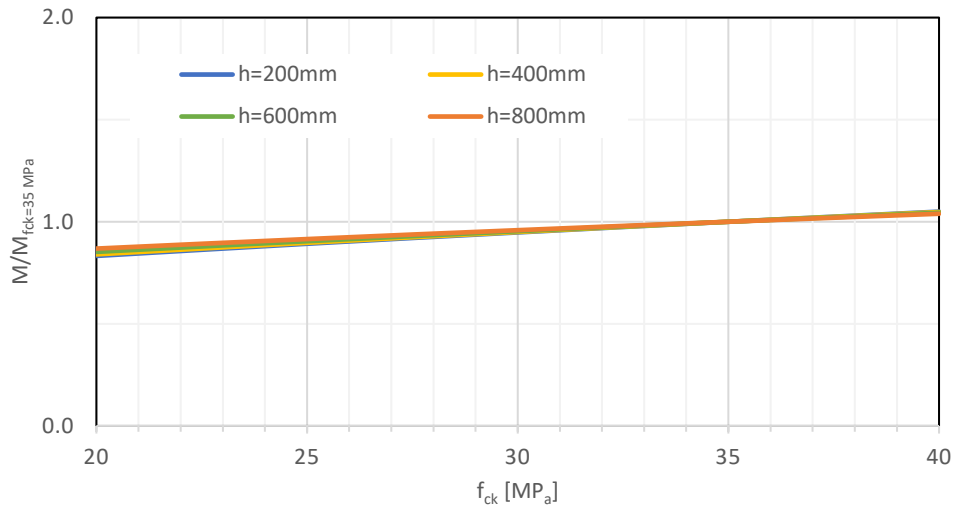


b)

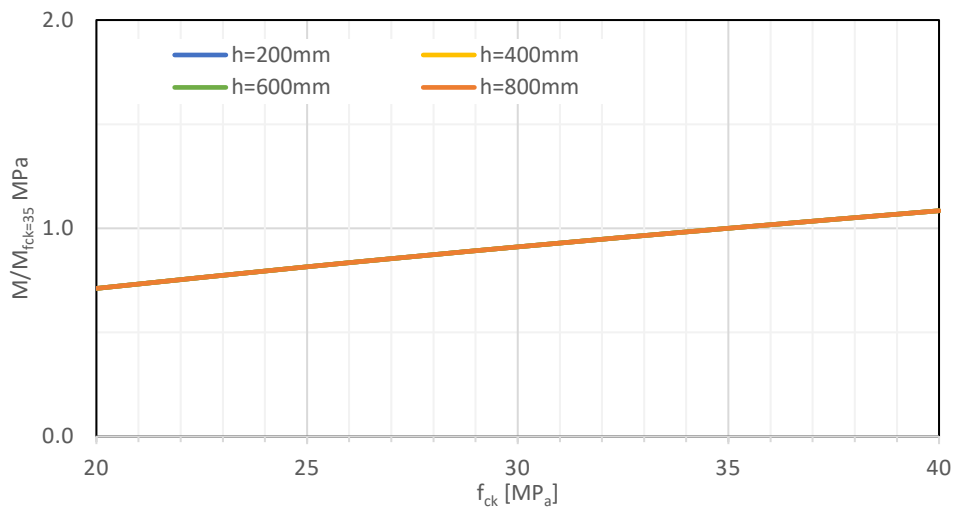


c)

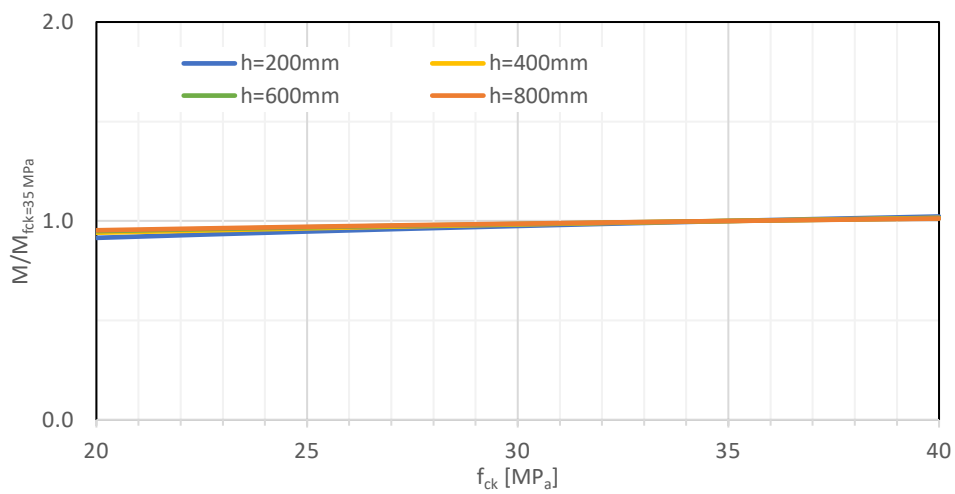
Figura 50 - Influência da classe de resistência com o aumento do coeficiente de winkler em cargas: a) pontuais; b) lineares; c) uniformemente distribuídas;



a)



b)



c)

Figura 51 - Influência da classe de resistência com o aumento da espessura de laje em cargas: a) pontuais; b) lineares; c) uniformemente distribuídas;

4.4.5. Tensões residuais f_{r1} e f_{r4}

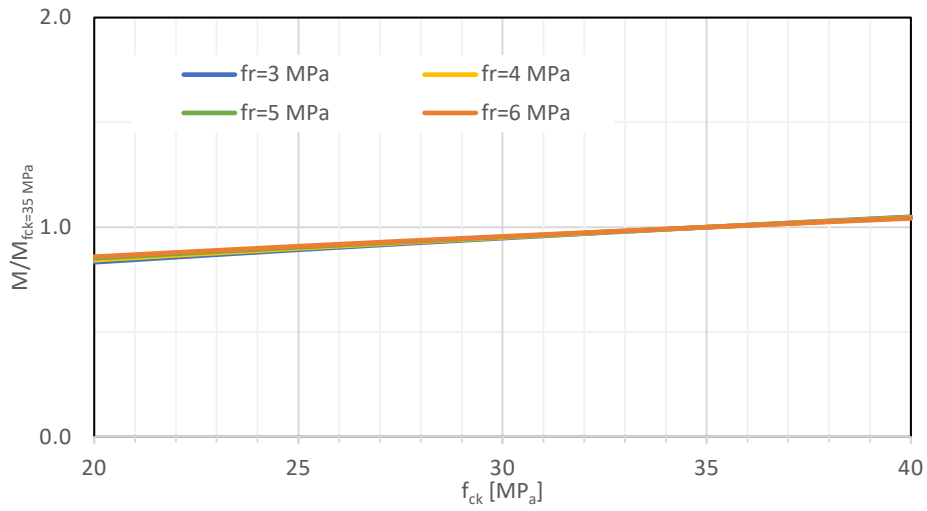
Com a finalidade de investigar a relação entre a classe de resistência e o aumento da tensão residual, realizou-se uma variação nos valores de f_{r1} e f_{r4} adotando-se valores de 3, 4, 5 e 6 MPa. Os parâmetros de espessura e coeficiente de Winkler foram mantidos constantes como valores de referência, definidos anteriormente. Posteriormente, analisou-se a razão em relação ao valor de referência da classe de resistência (35 MPa) para cargas pontuais (representadas na Figura 52 a)), cargas lineares (Figura 52 b)) e cargas uniformemente distribuídas (Figura 52 c)).

Para concluir, no que diz respeito à influência da classe de resistência do material no contexto do aumento da tensão residual, reafirma-se a limitação desse parâmetro nesta análise. Independentemente do valor específico da tensão residual, verifica-se que a capacidade resistente apresenta sempre um padrão de evolução idêntico à medida que a classe de resistência do material aumenta.

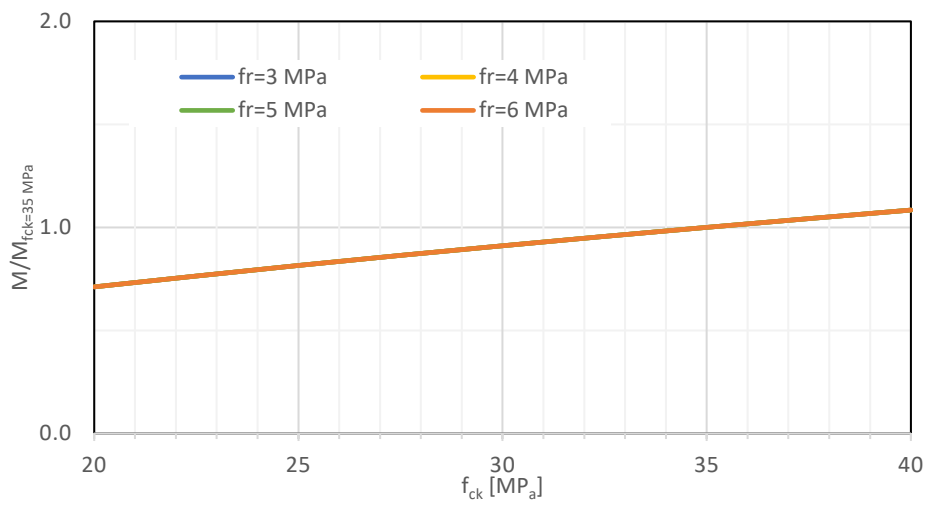
4.4.6. Conclusão

Tanto na análise das cargas pontuais como nas cargas lineares e uniformemente distribuídas, é evidente que o aumento da classe de resistência exerce um impacto pouco significativo tanto na capacidade resistente quanto no momento atuante. Isso nos leva à conclusão de que, quando se pretende aumentar a capacidade resistente de um pavimento industrial de betão, a variação da classe de resistência não se mostra como um parâmetro eficaz para esse propósito. Em outras palavras, embora a classe de resistência tenha influência na capacidade resistente, é necessário aumentar consideravelmente essa classe para observar alterações significativas, o que muitas vezes não é viável.

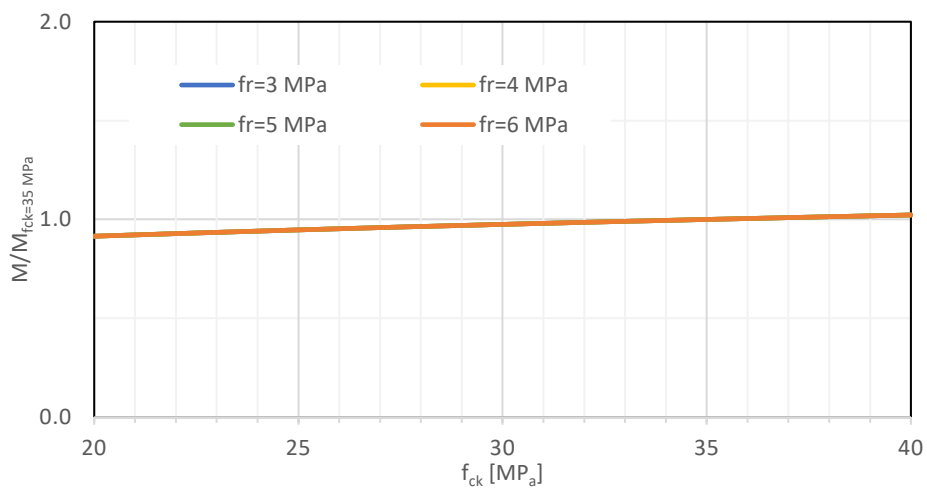
Considerando que a classe de resistência tem um impacto pouco significativo na capacidade resistente de um pavimento, é evidente que a sua influência, quando analisada em conjunto com os demais parâmetros, permanecerá limitada. Nesse sentido, a escolha da classe de resistência do material torna-se praticamente indiferente, uma vez que os outros parâmetros continuarão a evoluir da mesma maneira.



a)



b)



c)

Figura 52 - Influência da classe de resistência com o aumento das tensões residuais em cargas: a) pontuais; b) lineares; c) uniformemente distribuídas;

4.5 Tensões residuais f_{r1} e f_{r4}

Com o propósito de avaliar o impacto das tensões residuais no desempenho estrutural do pavimento, realizou-se uma variação desse parâmetro, adotando valores normalmente associados à maioria dos tipos de solos. Na seção 4.5.1, foram analisados os efeitos dessa variável em cargas pontuais, lineares e uniformemente distribuídas. Nessa análise, os outros parâmetros foram mantidos constantes, com $k_s = 0,15 \text{ kN/m}^3$, h (espessura da laje) = 200 mm e f_{ck} (classe de resistência do betão) = 35 MPa, além disso, também foram consideradas as análises conjuntas nesta seção, pois como explicado mais à frente, vai ser uma análise dispensável.

4.5.1. Localização da carga

A Figura 53, apresenta a influência das tensões residuais na capacidade resistente do pavimento industrial de acordo com a localização da carga pontual aplicada no painel, i.e., interna, bordo ou canto.

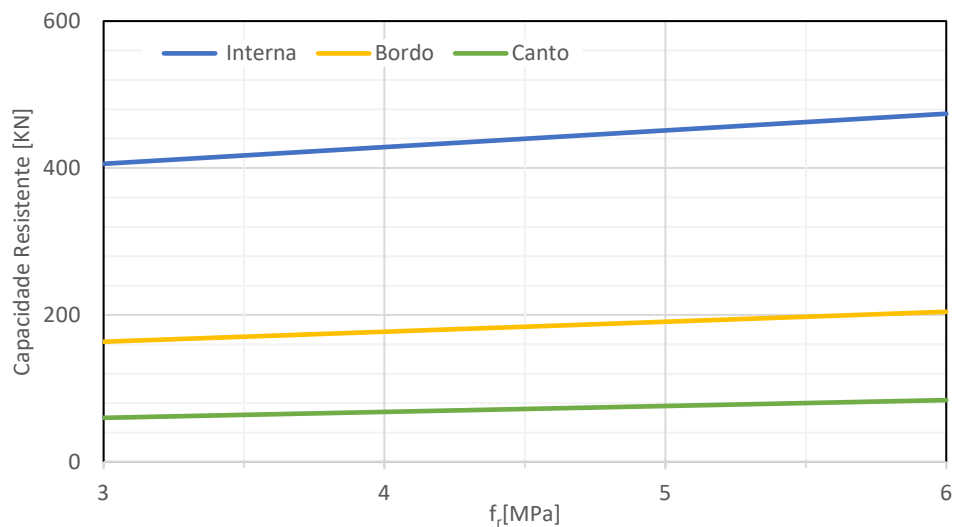


Figura 53 - Relação entre a capacidade resistente e a tensão residual para cargas pontuais

Ao analisar as cargas pontuais, torna-se claro que o aumento das tensões residuais tem um efeito semelhante sobre a capacidade resistente de ambas as cargas pontuais. Destaca-se que a capacidade resistente da carga localizada na borda é aproximadamente 2.5 vezes maior do que a carga de canto, e a capacidade resistente da carga interna é igualmente cerca de 2.5 vezes superior à carga de canto.

No entanto, é importante observar que, apesar do aumento da capacidade de carga à medida que f_{ri} aumenta, esse incremento é pouco relevante. Portanto, não se trata de um parâmetro que exerça uma influência significativa quando considerado isoladamente.

Na Figura 54, é apresentado como o valor das tensões residuais influencia a capacidade resistente do pavimento industrial, dependendo da localização da carga linear aplicada no painel. Essa posição é especificada a uma distância igual ou inferior a $3/\lambda$, onde λ é determinado pela Eq. 33.

Na Figura 55, é retratada a influência desse mesmo parâmetro sobre o momento fletor atuante no pavimento industrial. Esse efeito é examinado considerando uma carga uniformemente distribuída $q = 153 \text{ kN/m}^2$, previamente definida com base nos dados apresentados na seção 4.1.

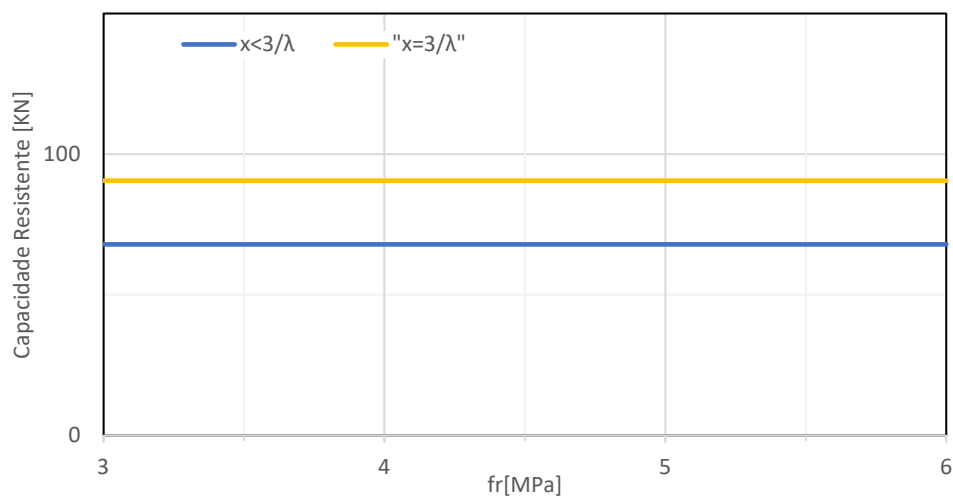


Figura 54 - Relação entre a capacidade resistente e a tensão residual para cargas lineares

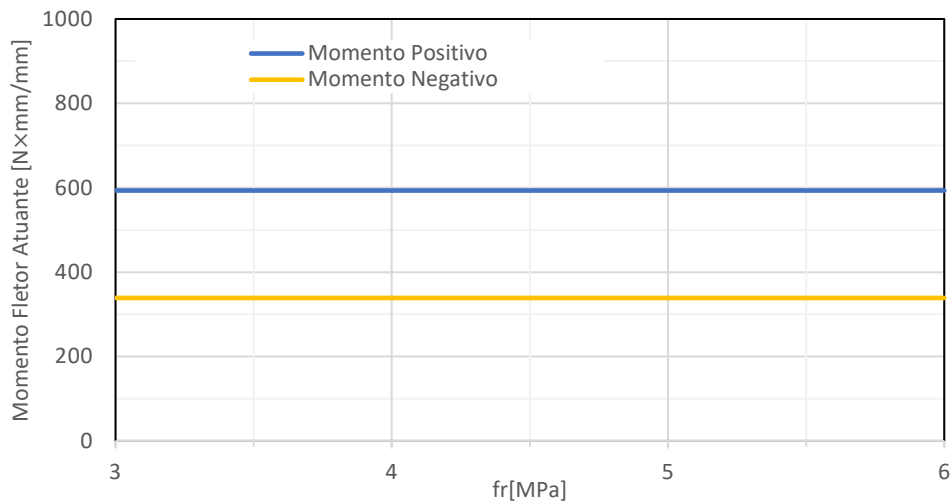


Figura 55 - Relação entre a capacidade resistente e a tensão residual para cargas uniformemente distribuídas

Quando se avalia a influência da tensão residual conforme definido na TR-34, os resultados obtidos, conforme evidenciados nos gráficos da Figura 54 e Figura 55, revelam que esta variável não exerce qualquer influência, nem na capacidade resistente, nem nos momentos atuantes.

Este facto, leva-nos à conclusão de que análises posteriores se tornam dispensáveis. Isso ocorre porque a tensão residual afeta apenas de forma muito pouco significativa as cargas pontuais. Além disso, quando combinada com os restantes parâmetros, também não exerce influência nos resultados, uma vez que tanto a capacidade resistente como os momentos atuantes evoluem da mesma maneira, independentemente das variações desses parâmetros, como é possível verificar na Figura 56, que avalia a influência das tensões residuais com o aumento do coeficiente de Winkler em cargas pontuais, a Figura 57, a influência das tensões residuais com o aumento da espessura da laje em cargas pontuais e na Figura 58, a influência das tensões residuais com o aumento da classe de resistência também em cargas pontuais.

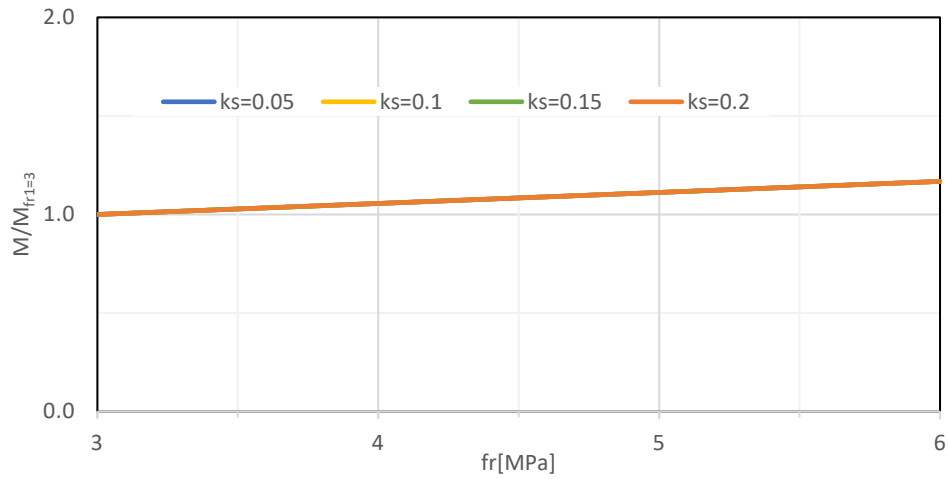


Figura 56 - Influência das tensões residuais com o aumento do coeficiente de winkler em cargas pontuais

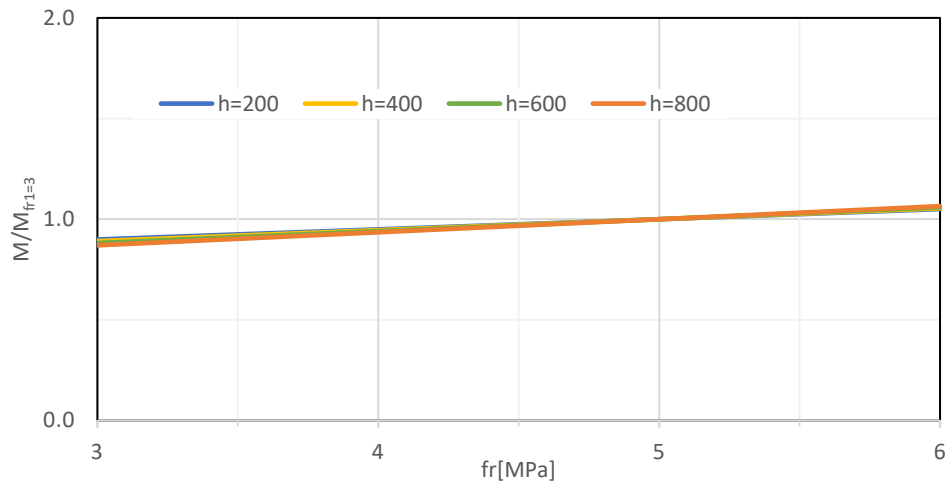


Figura 57 - Influência das tensões residuais com o aumento da espessura da laje em cargas pontuais

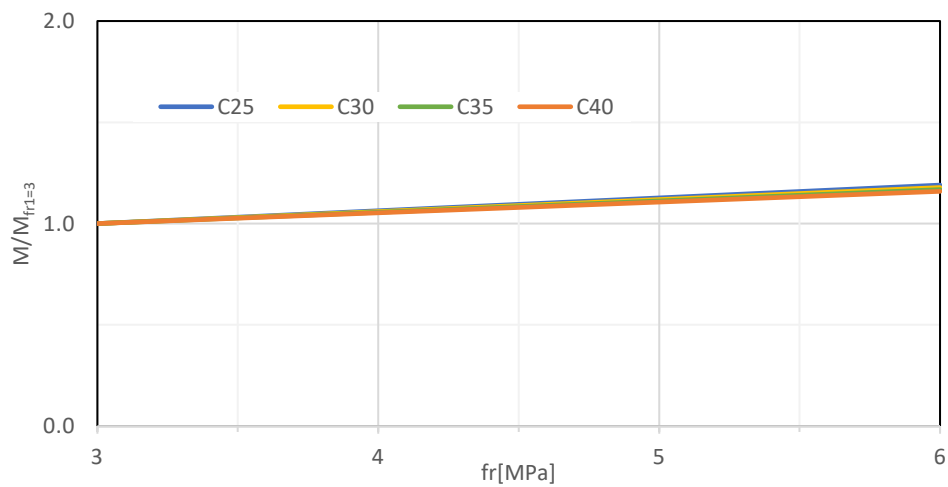


Figura 58 - Influência das tensões residuais com o aumento da classe de resistência em cargas pontuais

4.5.2. Conclusão

Podemos inferir que as tensões residuais exercem influência apenas nas cargas pontuais, e mesmo assim de forma pouco significativa, semelhante ao que observamos com o parâmetro da classe de resistência dos materiais.

De acordo com a ⁴, as cargas lineares e uniformemente distribuídas não são afetadas pelo aumento da tensão residual. Portanto, uma análise conjunta com os restantes parâmetros não se justifica, uma vez que os gráficos apresentarão resultados coincidentes.

5. ANÁLISE ANALÍTICA E NUMÉRICA DE PAVIMENTOS SUJEITO À FLEXÃO

5.1 Introdução

Este capítulo, conforme indicado pelo próprio título, propõe-se realizar análises analíticas e numéricas com o intuito de validar os resultados previamente apresentados no capítulo anterior. A sua estruturação compreende três secções distintas que de seguida se passam a elencar.

Na primeira secção, 5.2, será feita uma análise da capacidade resistente à flexão da secção por meio de programa de cálculo não linear, *DoCros*. Neste contexto, a capacidade resistente do betão com fibras (BRF) será verificada, através de um comportamento não linear, quer à compressão quer à tração. Esta abordagem permitirá uma compreensão mais aprofundada do desempenho estrutural e da contribuição das fibras para a capacidade resistente à flexão do pavimento.

A segunda secção, 5.3, compreenderá numa análise complementar destinada à validação dos resultados obtidos anteriormente, no capítulo 4. Neste caso, será avaliado o comportamento de uma faixa de pavimento apoiado em meio elástico quando sujeito a esforços de flexão, adotando uma abordagem com um comportamento linear. Esta análise adicional visa proporcionar uma perspetiva abrangente e assegurar a confiabilidade e correta implementação de algumas das expressões na folha de cálculo desenvolvida.

Por fim, o capítulo encerrará com uma modelação numérica por elementos finitos, secção 5.4, utilizando o programa de elementos finitos, *ABAQUS*. Este método permitirá uma simulação mais precisa e detalhada da resposta estrutural do pavimento industrial, contribuindo para uma validação robusta e uma compreensão mais completa do comportamento estrutural em questão.

5.2 Análise da capacidade resistente à flexão de Pavimentos de BFR

Numa primeira fase analisou-se a capacidade resistente à flexão de secções de betão reforçado com fibras (BRF). A análise analítica/numérica foi realizada com o programa de cálculo, DoCros, *Design Of CROss Sections* (Joaquim Barros)

O algoritmo do referido programa é constituído por dois ciclos iterativos principais, o primeiro que procede ao incremento das extensões numa camada selecionada pelo utilizador e um segundo, em que a posição do eixo neutro é determinada por condições de equilíbrio, até que uma determinada tolerância seja atingida. Dentro deste último ciclo são chamadas funções que calculam as tensões em cada uma das camadas, para a quais a secção foi discretizada, tendo por base as correspondentes leis constitutivas de tensão vs. extensão ou abertura de fissura. Após o equilíbrio de forças, calcula-se o momento para cada incremento de deformação e determina-se a correspondente curvatura. Após a finalização do processo iterativo é possível obter a relação Momento – Curvatura que caracteriza o comportamento da secção.

5.2.1. Modelo constitutivo e geometria

Em primeiro lugar, optou-se por modelar simplificadaamente a fase inicial do comportamento à tração do betão, isto é, a resistência à tração do betão aumenta linearmente até atingir o seu valor máximo, f_{ct2} , coincidente com a formação da primeira fenda no betão, onde a partir desse ponto, a tensão residual começa a atuar, com o objetivo de manter a resistência do betão, como é visível na Figura 59.

Sabendo que um pavimento industrial se encontra sujeito a esforços de flexão, utilizou-se este modelo, pois trata-se de uma análise da capacidade resistente em estado de limite último adotando leis de comportamento material para os materiais.

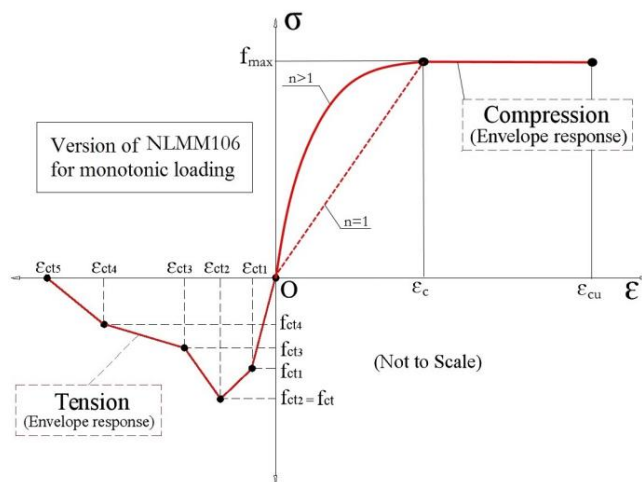


Figura 59 - Modelo constitutivo utilizado para o betão com fibras.

De forma análoga ao que foi realizado no capítulo anterior, para avaliar a influência de cada parâmetro, foram estabelecidos valores de referência e introduzidos no programa. Esses valores foram adotados com base no estudo paramétrico realizado na *Análise Paramétrica de acordo com as recomendações do TR34*, com a finalidade de possibilitar uma posterior comparação entre os resultados analíticos e numéricos.

Propriedades Materiais

No que diz respeito à definição das propriedades dos materiais, foi escolhido um betão da classe C35/45 e uma tensão residual de 3 MPa, valores utilizados como referência no capítulo anterior. Conseqüentemente, de acordo com o ¹⁷, foram adotadas as seguintes características: uma resistência à compressão média de 43 MPa, uma deformação ao atingir a resistência máxima à compressão de 2‰, e uma deformação última de compressão do betão de 3,5‰. No que refere à resistência à tração do betão, optou-se por um valor de 3,2 MPa. Como mencionado anteriormente, após atingir este valor, isto é, com o aparecimento da fissuração, o contributo das fibras é modelado através de uma tensão residual: Adotou-se um comportamento uniforme até alcançar a deformação crítica de tração, todas estas características estão visíveis na Figura 60.

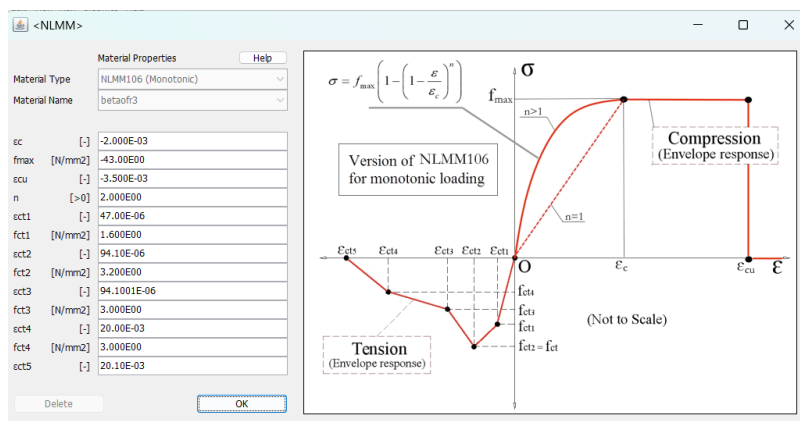


Figura 60 - Propriedades dos materiais

Geometria

Para definir as propriedades geométricas, foi selecionada uma espessura de laje de 200 mm, em consonância com o *Análise Paramétrica de acordo com as recomendações do TR34*, anteriormente realizado, no entanto, o programa requer a definição de camadas, portanto, optou-se por definir 100 camadas, cada uma com 2 mm de espessura e uma largura de 1000 mm de forma a se obter resultados por metro linear, como se encontra presente nas Figura 61 e Figura 62.

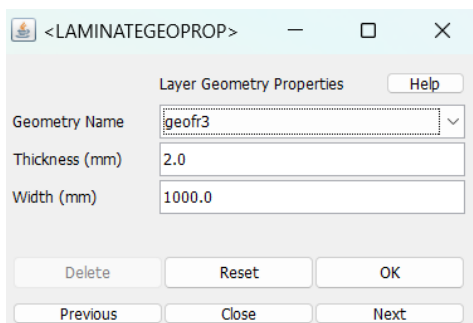


Figura 61 - Propriedades geométricas

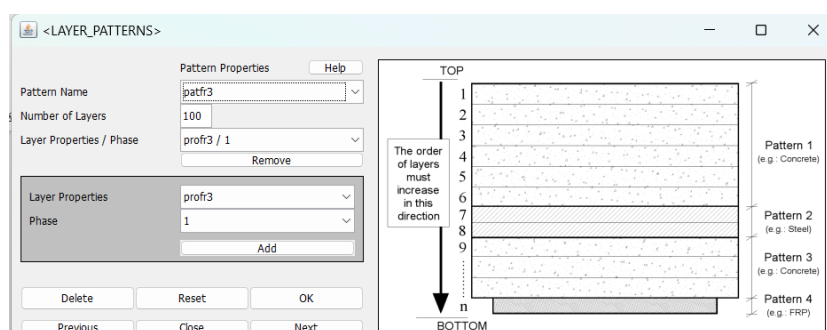


Figura 62 - Propriedades da camada

Incremento de deformação e condição de paragem

Por fim, procedeu-se à definição de diversos intervalos de extensão. Estes intervalos foram estabelecidos com o propósito de analisar o comportamento do material ao longo do tempo e por isso, é crucial que não sejam excessivamente amplos, uma vez que isso poderia comprometer a precisão dos resultados. Como tal, optou-se por intervalos espaçados de 0,00001 e uma condição de paragem elevada, com um valor de 0,003, para acompanhar a evolução até perto da rotura à compressão por esmagamento do betão, Figura 63.

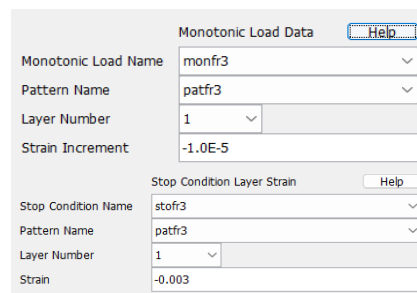


Figura 63 - Incremento de extensão e condição de paragem

5.2.2. Influência da resistência residual

Com o intuito de examinar a influência da tensão residual no comportamento de um pavimento, procedeu-se a uma modificação no valor da tensão residual na fase de amolecimento / endurecimento, ou seja, nas tensões após a ocorrência da primeira fenda, fixando os valores da classe de resistência e das propriedades anteriormente referidas. Utilizando o programa, como podemos ver na Figura 64, foi a lei constitutiva que traduz o comportamento em compressão e tração.

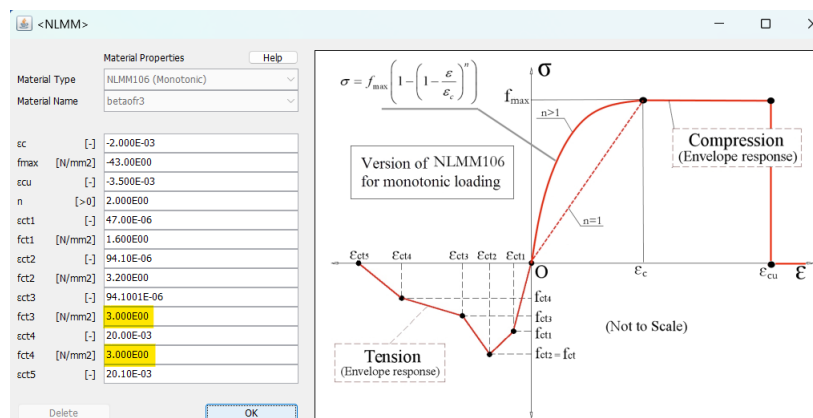


Figura 64 - Valores influenciados pela tensão residual

Decidiu-se adotar uma abordagem semelhante à utilizada no capítulo anterior “Análise Paramétrica de acordo com as recomendações do TR34” para a definição dos parâmetros para a análise, adotando valores de tensão residual próximos, a fim de visualizar as variações resultantes. Nesse sentido, foram escolhidos valores de tensão residual de 1, 3 e 4 MPa para uma classe de resistência de 35 MPa, na Figura 65, 40 MPa, na Figura 66 e 20 MPa, na Figura 67.

Classe de resistência $f_{ck} = 35$ MPa

Conforme mencionado anteriormente, foi inicialmente estabelecida uma classe de resistência de 35 MPa (por ser o valor de referência utilizado no capítulo 4) variando-se a tensão residual para 1, 3 e 4 MPa. Posteriormente, procedeu-se à elaboração de um gráfico Momento / Curvatura, visível na Figura 65, identificando os valores máximos de momento e realizando uma comparação entre os momentos resistentes para cada tensão residual. O momento de fissuração foi determinado analiticamente para o momento em que a resistência à tração é atingida na fibra inferior, dado por: $M_{cr} = \frac{f_{ctm} \times I}{h/2}$.

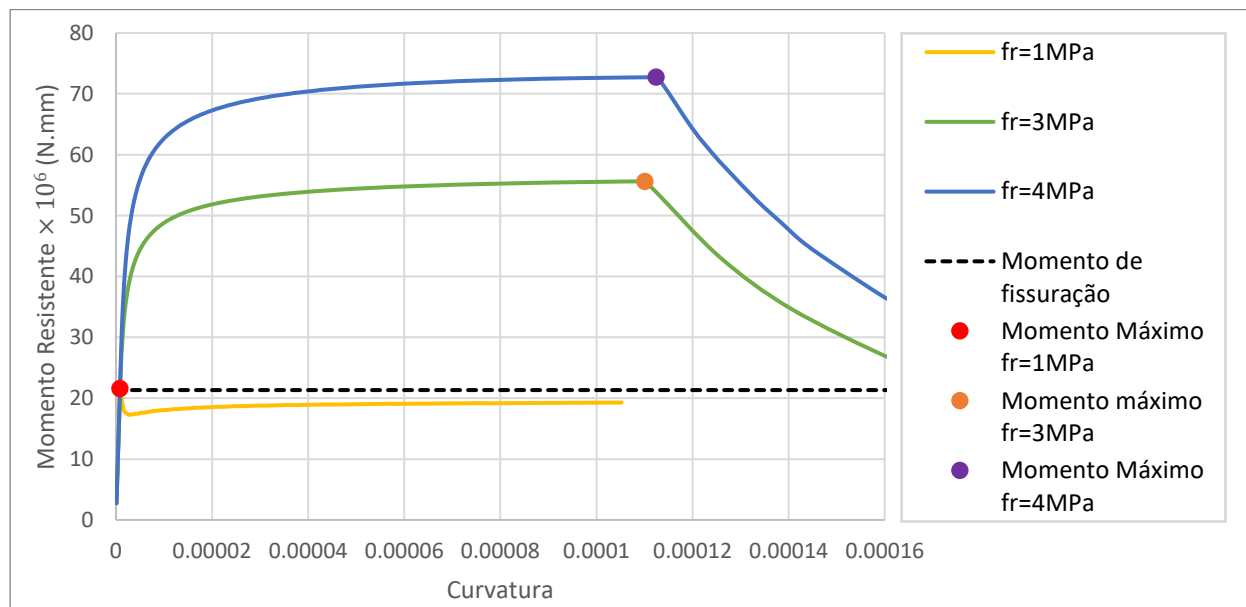


Figura 65 – Gráfico Momento / Curvatura para diferentes tensões residuais e uma classe de resistência $f_{ck} = 35$ MPa

Da análise da resposta Momento – Curvatura, podem ser observados dois comportamentos distintos. No primeiro cenário, em que a tensão é de 1 MPa, após a formação da primeira

fenda, o material experimenta um ligeiro amolecimento, mas mantendo uma capacidade de carga residual elevada. Esta diminuição é posteriormente compensada pelas fibras, embora o material não consiga atingir novamente o momento máximo. Isso ocorre porque, quando a classe de resistência é de 35 MPa, a tensão máxima de tração é de 3,2 MPa. Neste caso, a tensão das fibras de 1 MPa é significativamente inferior, resultando na mencionada diminuição. Além disso, nesse cenário, o momento de fendilhação ocorre quase simultaneamente com o momento máximo.

No segundo cenário, correspondente às tensões residuais de 3 e 4 MPa, observa-se um endurecimento do material após a formação da primeira fenda devido à atuação das fibras, sem que a resistência do material seja quebrada, ou seja as fibras tracionadas ao atingir a tensão crítica para além de suster a energia libertada, ainda conseguem aumentar essa resistência. Apesar de a tensão de 3 MPa ser ligeiramente inferior à tensão máxima de tração, ela é bastante próxima desse valor, e por isso atua como se fosse uma tensão superior. Isso resulta no momento máximo a ocorrer consideravelmente após o momento de fendilhação.

Classe de resistência $f_{ck} = 40$ MPa

No âmbito deste segundo caso, foi adotada uma classe de resistência de 40 MPa, mantendo-se a variação nos mesmos valores de tensões residuais: 1, 3 e 4 MPa. Novamente, procedeu-se à construção de um gráfico Momento/Curvatura, representado na Figura 66, onde foram identificados os valores máximos de momento. Além disso, apresentou-se uma comparação entre os momentos resistentes para cada tensão residual em relação ao momento de fissuração.

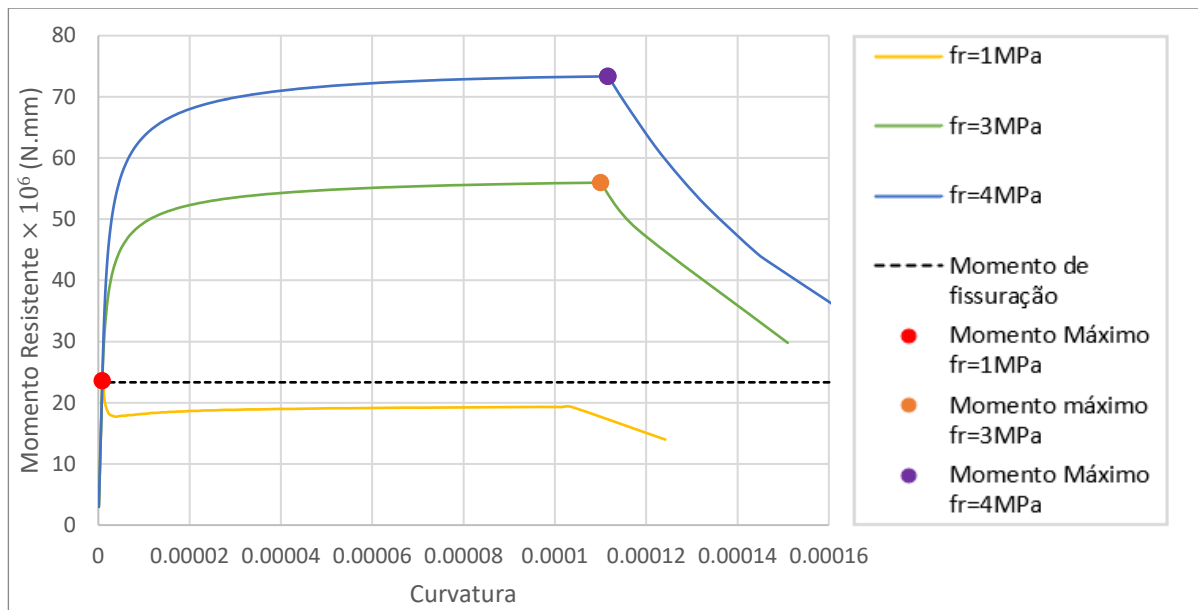


Figura 66 - Gráfico Momento / Curvatura para diferentes tensões residuais e uma classe de resistência $f_{ck} = 40$ MPa

Ao considerar uma classe de resistência superior, com uma resistência à compressão de 40 MPa, observa-se um comportamento muito semelhante ao exemplo anterior. Para uma tensão residual de 1 MPa, que permanece abaixo da tensão máxima de tração, sendo que o amolecimento é ligeiramente mais pronunciado. Entretanto, para tensões residuais superiores à tensão máxima de tração, o material endurece, e esse endurecimento é mais pronunciado devido ao aumento da classe de resistência. No entanto, é importante notar que o aumento da classe de resistência não tem um impacto significativo nos momentos máximos, como já havia sido concluído no Capítulo 4.

Nesse cenário, o momento de fendilhação aumentou ligeiramente devido ao aumento da classe de resistência, mas o momento máximo para uma tensão residual de 1 MPa também aumentou ligeiramente. Portanto, o momento de fendilhação permanece muito próximo do momento máximo. Quanto às tensões que resultam em endurecimento do material, elas aumentam na mesma proporção, por outras palavras, as diferenças entre os momentos máximos são muito semelhantes, independentemente da classe de resistência.

Classe de resistência $f_{ck} = 20$ MPa

Finalmente, optou-se por adotar uma classe de resistência com um valor mais reduzido, especificamente 20 MPa, enquanto se manteve a variação nos mesmos valores de tensões

residuais (1, 3 e 4 MPa). O objetivo desta escolha foi compreender se o comportamento seria significativamente alterado. Novamente, procedeu-se à elaboração de um gráfico Momento/Curvatura, representado na Figura 67, para identificar os valores máximos de momento. Adicionalmente, apresentou-se uma comparação entre os momentos resistentes para cada tensão residual, em relação ao momento de fissuração.

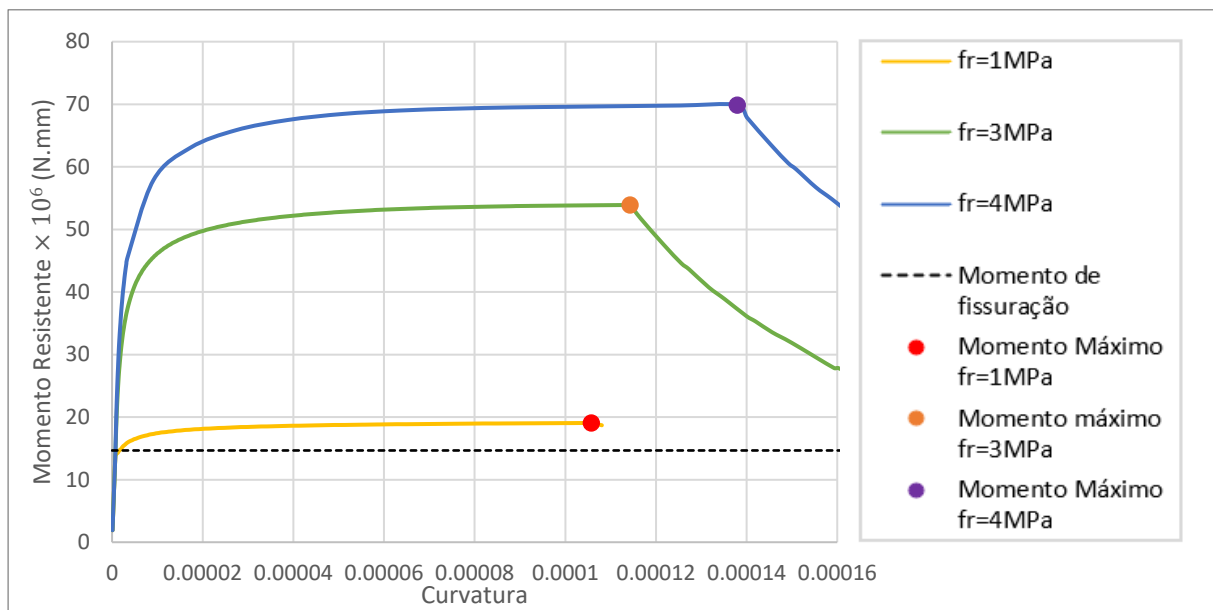


Figura 67 - Gráfico Momento / Curvatura para diferentes tensões residuais e uma classe de resistência $f_{ck} = 20$ MPa

Quando diminuimos a classe de resistência para 20 MPa, o que resulta em uma tensão máxima de tração de 2,2 MPa, para uma tensão residual de 1 MPa não se verifica amolecimento após atingir o momento de fendilhação. Em vez disso, ocorre um leve endurecimento, e, portanto, o momento máximo é alcançado para uma curvatura muito superior após atingir o momento de fendilhação.

Uma outra conclusão relevante é que a classe de resistência do material tem um impacto bastante limitado no momento máximo, para um mesmo número de fibras, e para além disso, à medida que aumentamos a classe de resistência, esse momento máximo é atingido para uma curvatura cada vez menor.

Conclusão

Num contexto de resistência residual igual ou superior à tensão de tração, após o surgimento do momento de fissuração, verifica-se uma tendência para o endurecimento. Contrariamente, em situações opostas, é comum observar um amolecimento.

Num cenário com a mesma classe de resistência, é possível identificar um momento máximo superior em circunstâncias com tensões residuais mais elevadas. Em cenários de diferentes classes de resistência, o ponto de momento máximo é alcançado para curvaturas superiores, especialmente quando se reduz a classe de resistência. Este fator tem uma influência mais marcada para quantidades de fibras maiores. Por exemplo, para uma classe de resistência de 20 MPa e uma resistência residual de 3 MPa, o momento máximo é alcançado com uma curvatura de 0.00014. No entanto, para uma classe de resistência de 40 MPa, esse momento máximo é alcançado numa curvatura de 0.00011.

5.2.3. Influência da classe de resistência

Após analisar a influência da tensão residual em várias classes de resistência à compressão diferentes, surge agora a necessidade de abordar o raciocínio inverso. Ou seja, é essencial avaliar como a classe de resistência influencia um pavimento quando os valores da tensão residual são mantidos constantes. Mais uma vez, o programa Docros foi utilizado para obter os valores necessários.

Neste caso, uma vez que o objetivo era verificar o impacto da classe de resistência do betão, as variáveis manipuladas foram os parâmetros associados a essa classe de resistência. Isso incluiu a resistência à compressão do betão, f_{max} , e a tensão máxima de tração do betão, f_{r2} . Para ambas as variáveis, foram adotados os valores médios estipulados pelas normas do ¹⁷, como nos mostra a Figura 68.

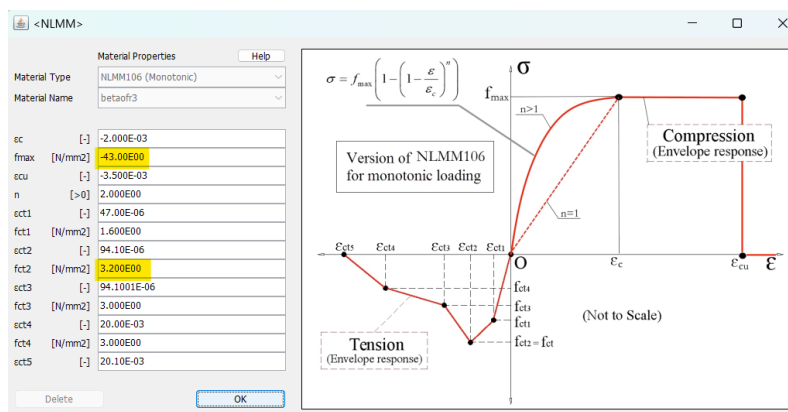


Figura 68 - Valores influenciados pela classe de resistência

Quanto aos valores a serem utilizados, a abordagem seguiu o mesmo raciocínio do exemplo anterior. Optou-se por utilizar valores próximos da classe de resistência de referência (35 MPa) e da tensão residual de referência (3 MPa), os quais também foram utilizados na *Análise Paramétrica de acordo com as recomendações do TR34*. Portanto, as classes de resistência selecionadas foram de 20, 35 e 40 MPa, para tensões residuais de 3 MPa, na Figura 69, 4 MPa, na Figura 70 e 1 MPa na Figura 71.

Tensão residual $f_r = 3$ MPa

Como mencionado anteriormente, inicialmente estabeleceu-se uma tensão residual de 3 MPa, considerada como o valor de referência do capítulo 4. Em seguida, variou-se a classe de resistência para 20, 35 e 40 MPa, onde se procedeu à elaboração de um gráfico Momento / Curvatura, representado na Figura 69, com a identificação dos valores máximos de momento para cada classe de resistência e uma comparação entre os momentos resistentes e os momentos de fissuração, também para cada classe de resistência como referido anteriormente, dados por: $M_{cr} = \frac{f_{ctm} \times I}{h/2}$

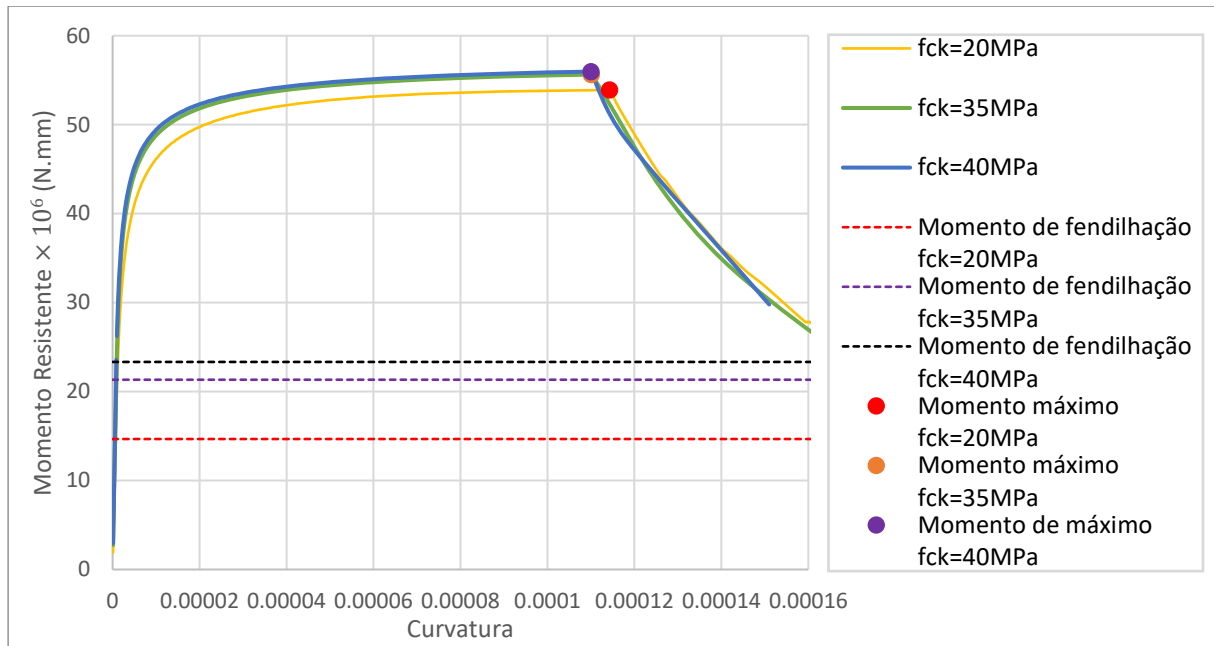


Figura 69 - Gráfico Momento / Curvatura para diferentes classes de resistência e uma tensão residual $f_r = 3 \text{ MPa}$

Começando pela tensão residual de referência de 3 MPa onde existe endurecimento em ambas as classes de resistência, a maior conclusão que se pode retirar é que para uma mesma tensão residual, a variação da classe de resistência pouco ou nada altera o valor do momento máximo e a curvatura a que esse momento é atingido, ou seja, conforme observado no capítulo anterior, a classe de resistência, quando considerada isoladamente, exerce uma influência pouco significativa na variação da capacidade resistente.

Tensão residual $f_r = 4 \text{ MPa}$

Para o segundo cenário, adotou-se uma tensão residual de 4 MPa, mantendo a variação nos mesmos valores de classes de resistência: 20, 35 e 40 MPa. Novamente, realizou-se a construção de um gráfico Momento/Curvatura, representado na Figura 70, para a identificação dos valores máximos de momento em cada classe de resistência. Adicionalmente, apresentou-se uma comparação entre os momentos resistentes e os momentos de fissuração para cada classe de resistência.

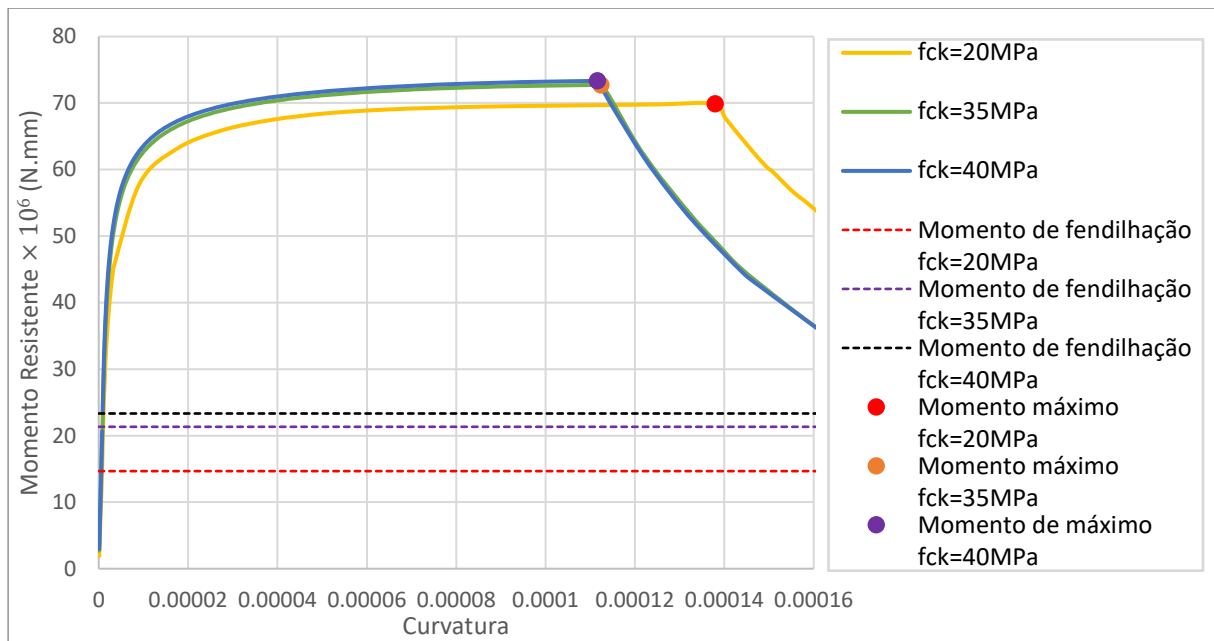


Figura 70 - Gráfico Momento / Curvatura para diferentes classes de resistência e uma tensão residual $f_r = 4$ MPa

Quando consideramos uma tensão residual de 4 MPa em relação às diversas classes de resistência, a conclusão permanece consistente, ou seja, não há grandes variações da capacidade resistente dentro da mesma tensão residual variando a classe de resistência.

Tensão residual $f_r = 1$ MPa

Por fim, foi decidido adotar uma tensão residual de valor mais reduzido, nomeadamente 2 MPa, mantendo-se a variação nos mesmos valores de classe de resistência (20, 35 e 40 MPa). O motivo desta escolha foi a compreensão de se haveria uma alteração significativa no comportamento. Novamente, procedeu-se à elaboração de um gráfico Momento/Curvatura, retratado na Figura 71, com o intuito de identificar os valores máximos de momento. Adicionalmente, apresentou-se uma comparação entre os momentos resistentes e os momentos de fissuração para cada classe de resistência.

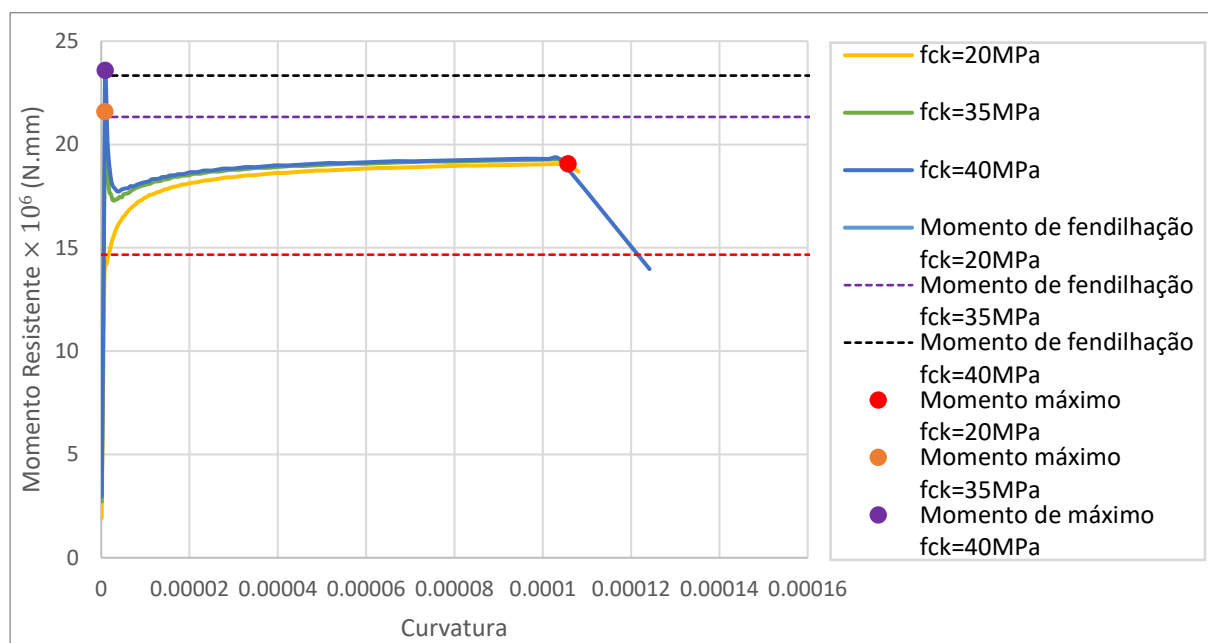


Figura 71 - Gráfico Momento / Curvatura para diferentes classes de resistência e uma tensão residual $f_r = 1$ MPa

Quando a tensão residual diminui para 1 MPa, ocorre amolecimento dos resultados nas classes de resistência de 35 e 40 MPa, resultando em momentos máximos muito próximos do momento de fissuração. No caso da classe de resistência de 20 MPa, devido ao endurecimento, o momento máximo é ligeiramente superior ao momento de fissuração. Contudo, é notável que o momento em que as fibras se estabilizam é praticamente o mesmo para ambas as situações, seja para o amolecimento ou o endurecimento.

Conclusão

Numa análise das variações na classe de resistência dentro de um mesmo nível de resistência residual, destaca-se a sua influência limitada no valor do momento máximo. Isso sugere que, isoladamente, este parâmetro exerce uma influência reduzida sobre os momentos máximos resistentes.

5.3 Modelo estrutural apoiado em fundação elástica

De acordo com as diretrizes estabelecidas na norma da TR34, as cargas distribuídas são calculadas com base na teoria da elasticidade. Isso permite a verificação dos resultados utilizando programas de cálculo mais simples como o *Ftool*. No entanto, no caso das cargas pontuais, estas são baseadas na teoria da linha de rotura e por isso, é necessário recorrer a programas mais complexos que utilizem elementos finitos.

Para a simulação do cenário das cargas distribuídas, considerou-se o comportamento elástico do solo sob uma laje de 200 mm de espessura por metro de comprimento. Para conferir um comportamento elástico ao longo de toda a extensão da laje, foram estabelecidos vários pontos com espaçamento de 0,1 m, de modo a minimizar erros que pudessem surgir, garantindo uma abordagem mais precisa e detalhada.

Todos esses pontos foram considerados no programa como apoios elásticos na direção vertical e com um valor de k_s de $0,15 \text{ N/mm}^3$. Esse valor foi então multiplicado pela largura de influência de cada ponto e de seguida, aplicado em cada ponto no programa. Essa abordagem resultou na atribuição de um comportamento elástico para o solo de fundação em toda a largura de laje.

Neste estudo, utilizou-se uma carga distribuída com 1 m de comprimento e para além disso, de modo a garantir que os apoios não tivessem influência nos momentos máximos, utilizou-se um comprimento total de laje de 10 m, como é visível na Figura 72.

Seguindo estas condições e os cálculos realizados no Excel, conforme explicado na Eq. 35 e Eq. 36 do capítulo 3, da norma TR-34, a carga por metro quadrado utilizada para a carga distribuída foi de $152,68 \text{ kN/m}^2$.

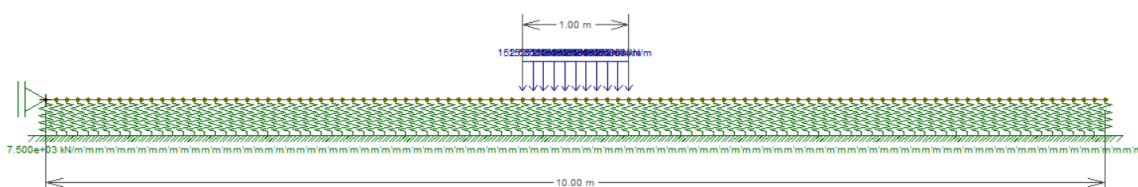


Figura 72 - Modelo estrutural utilizado no Ftool

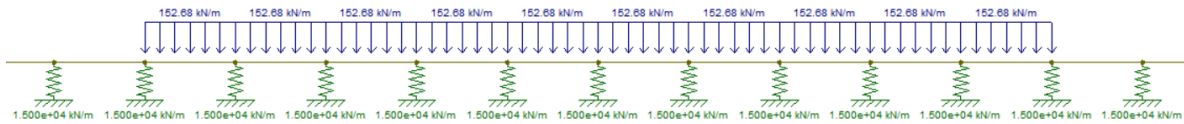


Figura 73 - Ampliação do modelo utilizado no Ftool

Com o modelo estabelecido e a carga uniformemente distribuída inserida, é possível então, analisar os valores dos momentos em diferentes pontos ao longo da extensão da laje, Figura 74. Segundo as figuras Figura 74 e Figura 75, verifica-se que os valores dão semelhantes em ambas as abordagens.

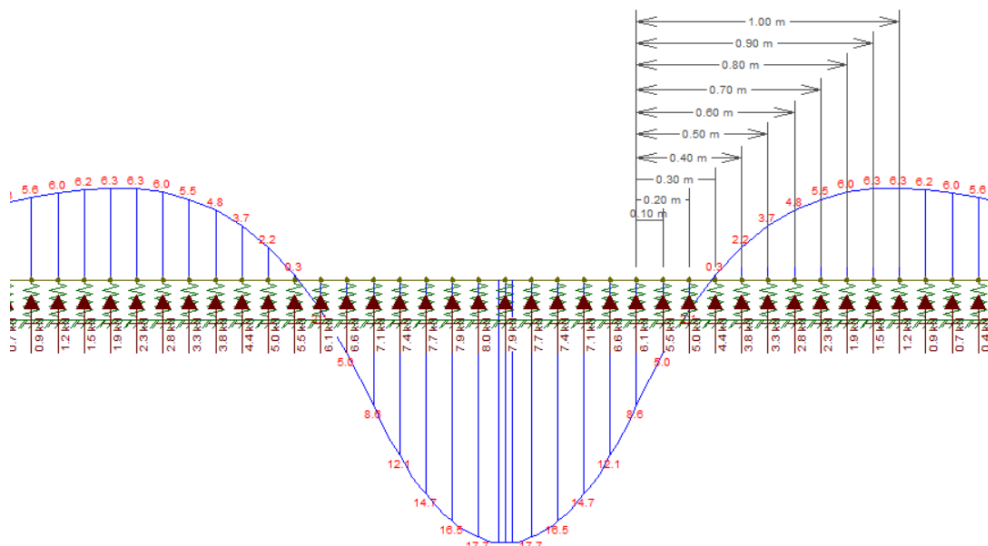


Figura 74 - Momentos máximos obtidos no programa Ftool

Capacidade de carga por unidade de área para cargas bem definidas				Momento Positivo	
c	500				
Bλc	0.304618732				
Mp	18.1	KN/mm ²			
a1	b1	Bλa1	Bλb1	e	Mn
0	1000	0	0.291626043	2.7182	-8.66
100	1100	0.100985596	0.272473326		-5.09
200	1200	0.179171334	0.250954445		-2.13
300	1300	0.237388053	0.228043009		0.28
400	1400	0.278350529	0.204547095		2.19
500	1500	0.304618732	0.181124286		3.67
600	1600	0.318570496	0.158297107		4.76
700	1700	0.322383915	0.136468436		5.52
800	1800	0.318027882	0.115936525		6.00
900	1900	0.307259357	0.096909383		6.25
1000	2000	0.291626043	0.079518305		6.30
1100	2100	0.272473326	0.063830424		6.20
1200	2200	0.250954445	0.04986018		5.97
1300	2300	0.228043009	0.03757968		5.66
1400	2400	0.204547095	0.026927923		5.28

Figura 75 - Momentos máximos obtidos no Excel segundo a TR34

5.4 Método dos elementos finitos

Nesta secção são apresentadas análise de uma laje com uma geometria quadrada com 8 m de lado. Tendo por base, parâmetros geométricos e mecânicos adotados nos capítulos anteriores, adotou-se um módulo de elasticidade de 34 GPa, um coeficiente de Poisson de 0,3 e uma espessura de laje de 200 mm, Figura 76.

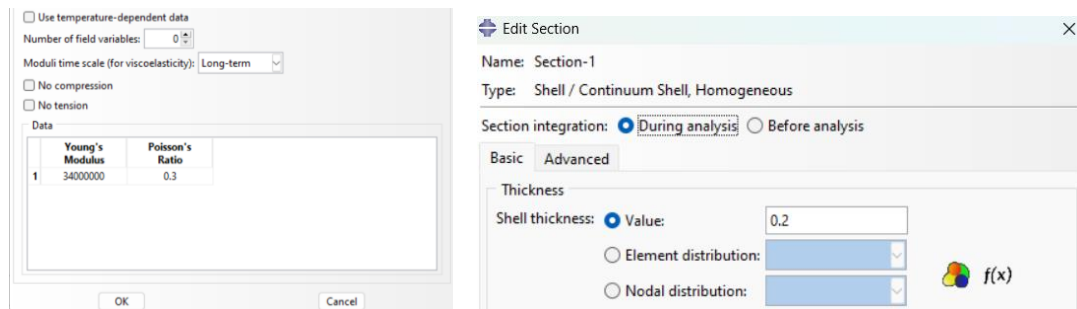


Figura 76 – Propriedades mecânicas e geométricas da secção de betão

5.4.1. Comparação com solução obtida através de viga apoiada em fundação elástica

Nesta secção foi realizada uma comparação da resposta elástica de uma faixa de laje sujeita à flexão obtida através do Método dos Elementos Finitos com a que foi obtida com o programa Ftool, utilizando o exemplo apresentado na secção anterior. As mesmas condições foram simuladas em ambos os programas, mas como a análise no Ftool é apenas em 2D, foi considerada uma seção da laje com comprimento de 8 m, o mesmo utilizado na geometria do Abaqus.

Após a análise, verificou-se que o deslocamento no Ftool foi de 0.765 mm, Figura 77, enquanto no programa Abaqus foi de 0.756 mm, Figura 78 apresentando uma diferença mínima. Isso permite concluir que as condições aplicadas no Abaqus estão corretas, validando assim a precisão dos resultados obtidos, e podemos prosseguir nas análises.

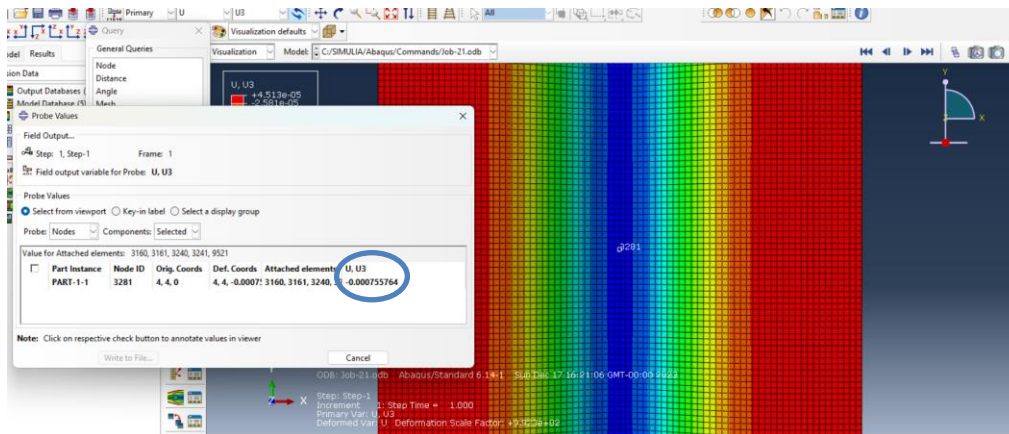


Figura 77 – Resultados obtidos para uma carga uniformemente distribuída segundo programa FTOOL

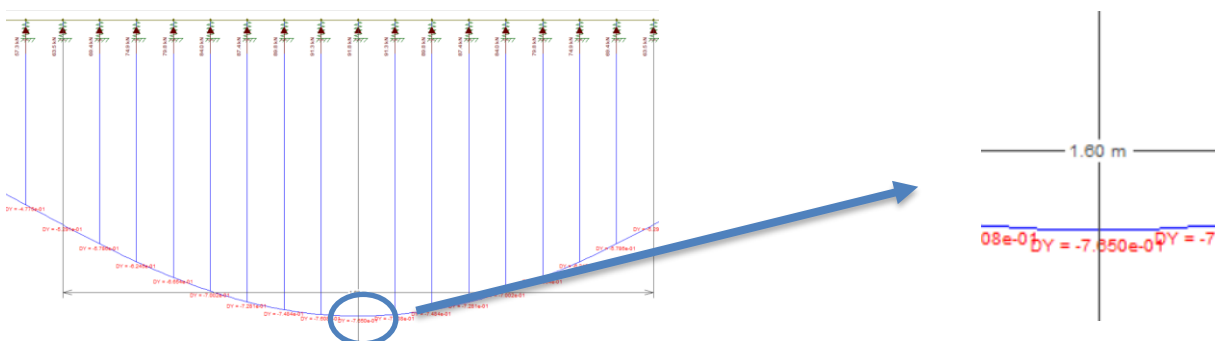
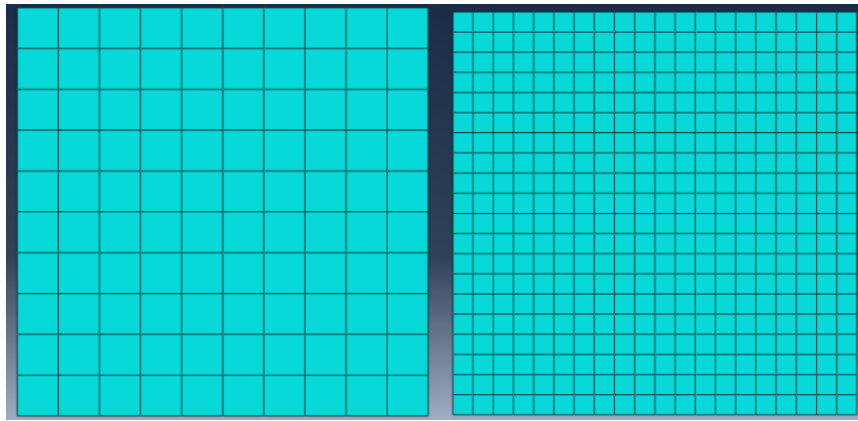


Figura 78 - Resultados obtidos para uma carga uniformemente distribuída segundo programa ABAQUS

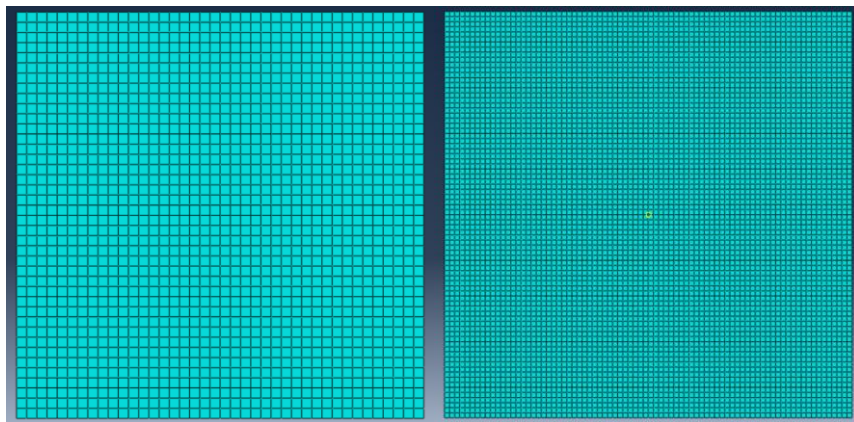
5.4.2. Refinamento da Malha

Antes de prosseguirmos com qualquer das análises numéricas onde será estudada a influência da posição de carga no programa, é crucial determinar o tipo e o refinamento da malha a ser utilizado. Para isso, foram simulados vários refinamentos, adotando uma dimensão máxima dos elementos de: 0,8m (Figura 79 a)), 0,4m (Figura 79 b)), 0,2m (Figura 79 c))e 0,1m (Figura 79 d)). Adicionalmente, foram considerados dois tipos de elementos finitos: elementos lineares de 4 nós, Figura 80 a) e elementos quadráticos de 8 nós, Figura 80 b). Essa seleção foi realizada com cargas tanto pontuais, aplicadas no centro da laje, como distribuídas ao longo de 1,6 m e também aplicadas no centro da laje ao longo dos 8 m.



a)

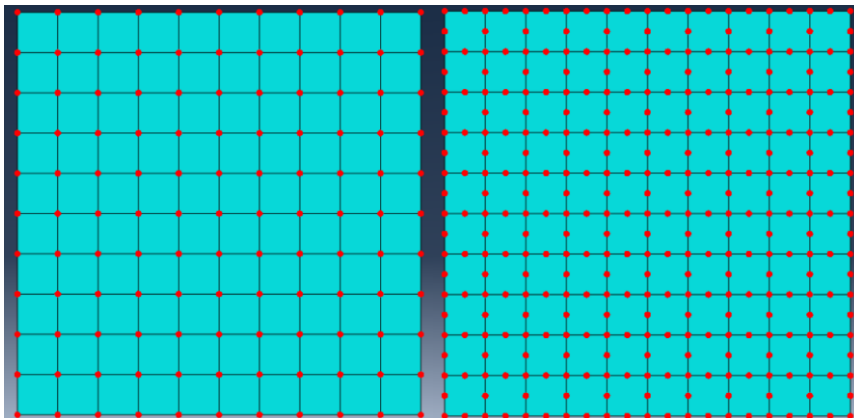
b)



c)

d)

Figura 79 – Refinamento da malha com dimensão de: a) 0.8m; b) 0.4m; c) 0.2m; d) 0.1m



a)

b)

Figura 80 – Elementos: a) lineares; b) quadráticos

Cargas Pontuais

Aplicou-se uma carga pontual de 100 kN e foram registados os valores de deslocamento no centro da laje perpendicular ao folheto médio da laje, os quais se encontram apresentados nas Tabela 9 e Tabela 10.

Tabela 9 - Deslocamentos e Tensões para uma carga pontual aplicada em cada espaçamento da malha linear considerado

Tipo Malha	Deslocamentos (mm)	Diferença Deslocamento	
malha 0,8m linear	0.1953		
malha 0,4m linear	0.2188	0.0235	12.0%
malha 0,2m linear	0.2287	0.0099	4.5%
malha 0,1m linear	0.235	0.0063	2.8%

Tabela 10 - Deslocamentos e Tensões para uma carga pontual aplicada em cada espaçamento da malha quadrática considerado

Tipo Malha	Deslocamentos (mm)	Diferença Deslocamento	
malha 0,8m quadrática	0.2144		
malha 0,4m quadrática	0.2262	0.0118	5.5%
malha 0,2m quadrática	0.2325	0.0063	2.8%
malha 0,1m quadrática	0.2379	0.0054	2.3%

Como era de esperar, à medida que a malha é refinada, os valores de deslocamento tendem a estabilizar, aproximando-se de uma assíntota. Além disso, destaca-se que as discrepâncias entre as malhas lineares e as quadráticas são mínimas.

Cargas Uniformemente Distribuídas

Assumindo uma carga uniformemente distribuída de 156.62 kN/m² foram registados os seguintes valores de deslocamento e tensão para os diferentes espaçamentos de malha:

Tabela 11 - Deslocamentos e Tensões para uma carga uniformemente distribuída aplicada em cada espaçamento da malha linear considerado

Tipo malha	Deslocamentos (mm)	Diferença Deslocamento	
malha 0,8m linear	0.4653		
malha 0,4m linear	0.5138	0.0485	10.4%
malha 0,2m linear	0.5239	0.0101	2.0%
malha 0,1m linear	0.5264	0.0025	0.5%

Tabela 12 - Deslocamentos e Tensões para uma carga uniformemente distribuída aplicada em cada espaçamento da malha quadrática considerado

Tipo malha	Deslocamentos (mm)	Diferença Deslocamento	
malha 0,8m quadrática	0.5242		
malha 0,4m quadrática	0.5268	0.0026	0.5%
malha 0,2m quadrática	0.5271	0.0003	0.1%
malha 0,1m quadrática	0.5272	0.0001	0.0%

Perante nova análise dos dados, observa-se que os valores tendem a estabilizar, mas agora com uma diferença mais reduzida comparativamente às cargas pontuais. Por exemplo, para uma malha de 0,1 m, a diferença de deslocamento em relação à malha anterior é praticamente inexistente.

Com esta comparação entre os valores das cargas pontuais e uniformemente distribuídas, conclui-se que, embora a malha de 0,1 m possua valores mais precisos, a diferença entre as malhas de 0,2 m e 0,1 m é pouco relevante. A malha de 0,2 m apresenta uma diferença de deslocamento inferior a 5% para ambas as cargas, considerada uma margem de erro insignificante. Quanto ao tipo de malha, dado que os valores são praticamente idênticos em ambos os tipos, optou-se pela malha linear.

Posto isto, todas as análises sobre a influência da posição da carga feitas serão utilizando uma malha linear espaçada de 0,2 m.

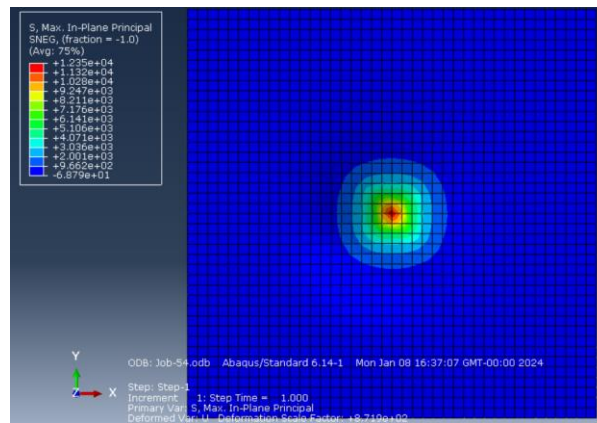
5.4.3. Análise da influência da posição de carga pontual

Após a definição da malha, procedeu-se à análise da influência de cada caso de carga, utilizando as mesmas forças previamente estabelecidas durante a configuração do programa de cálculo baseado na TR-34, que se encontram explicadas pormenorizadamente no ANEXO A - Folha de cálculo EXCEL baseada na Norma TR34, cujos valores fundamentais a reter nas seguintes análises são apresentadas na Tabela 13.

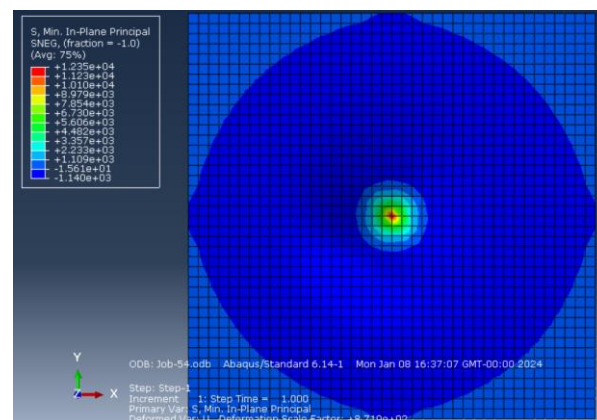
Tabela 13 -Forças utilizadas na análise da influência da posição de carga

Caso de Carga	Capacidade Resistente (kN)
Carga pontual interior painel	403
Carga pontual borda painel	162
Carga pontual canto painel	59
2 cargas pontuais	485
4 cargas pontuais	568

O primeiro cenário de carga analisado envolveu a aplicação de **uma carga** de 403 kN no **interior do painel**, onde foram analisadas as tensões principais exercidas no painel, Figura 81 e os deslocamentos ocorridos, Figura 82.



a)



b)

Figura 81 - Tensões principais para uma carga pontual interna de: a) Compressão; b) Tração

Após a análise das tensões principais resultantes da carga aplicada, é possível inferir que, nesse cenário, as tensões principais de compressão e tração manifestam-se de forma semelhante, com magnitude na ordem dos 12 MPa. Quanto ao campo de tensões, observa-se uma concentração significativa na região sob a aplicação direta da carga. Pelo contrário, nas áreas adjacentes e distantes da zona de carga, constata-se uma influência praticamente nula do campo de tensões.

Esta constatação evidencia a uniformidade nas magnitudes de tensões de compressão e tração, indicando um equilíbrio relativo entre as forças internas exercidas pelo material. A concentração intensa na área de aplicação direta da carga sugere uma focalização significativa de esforços nessa região específica, enquanto a reduzida influência nas demais áreas sugere uma distribuição limitada de tensões nessas regiões, evidenciando um padrão de resposta assimétrico no material em estudo. Essa interpretação oferece dados cruciais para compreender o comportamento do painel em resposta às condições de carga específicas impostas.

Contudo, é relevante destacar a conclusão evidente de que as tensões de tração superam significativamente a resistência máxima à tração do betão. Essa constatação leva-nos a inferir que a realização de uma análise com comportamento não linear resultaria em fissuração para uma carga inferior à que foi aplicada, i.e., 403 kN.

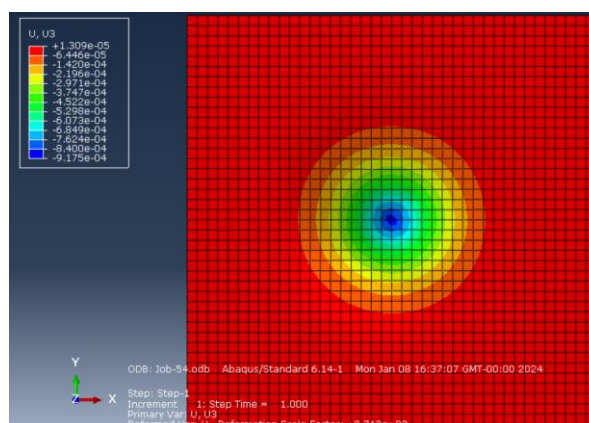


Figura 82 – Deslocamentos para uma carga pontual interna

No que refere aos deslocamentos, conforme previsto, observa-se que os valores mais expressivos ocorrem na zona da aplicação da carga, atingindo, neste caso, 0,9 mm. À medida

que nos distanciamos do ponto de aplicação, o deslocamento vai diminuindo o que revela uma tendência esperada no comportamento da estrutura.

Uma análise conjunta das tensões e dos deslocamentos permite identificar padrões na distribuição desses efeitos. Áreas com elevadas tensões podem apresentar deslocamentos significativos, enquanto regiões com menor nível de tensão podem apresentar deslocamentos mais reduzidos.

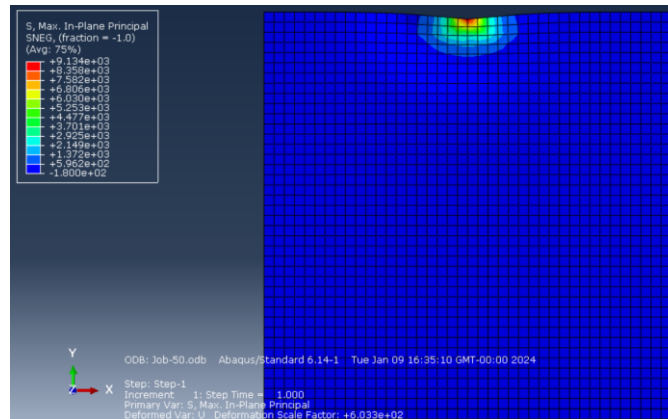
A correlação entre tensões e deslocamentos é particularmente útil para identificar áreas críticas na estrutura. Zonas onde os deslocamentos são desproporcionalmente elevados em relação às tensões podem indicar pontos suscetíveis a deformações excessivas, exigindo atenção especial no projeto estrutural, o que não é o caso neste exemplo. Além disso, a relação entre tensões e deslocamentos também é fundamental na avaliação de possíveis falhas. Deslocamentos excessivos em áreas com altas tensões podem indicar pontos de possível ruptura ou deformação plástica, sendo crucial para avaliações de segurança estrutural.

O segundo caso de carga analisado envolveu a aplicação de uma carga de 162 kN na borda do painel, onde foram analisadas as tensões exercidas no painel, Figura 83 e os deslocamentos ocorridos, Figura 84.

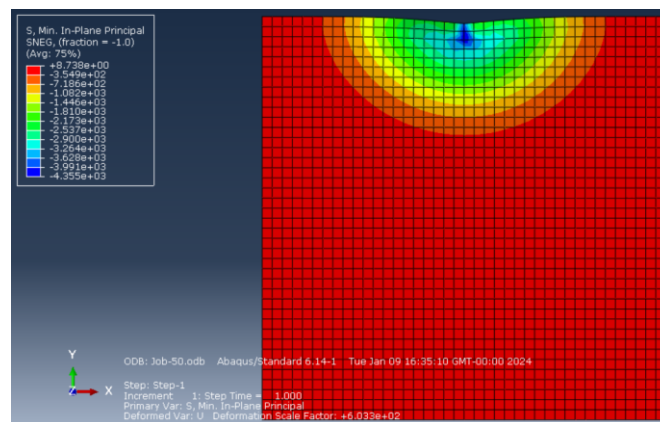
Na sequência da análise das tensões resultantes da carga aplicada no contexto das cargas de bordo, observa-se uma variação substancial em comparação com o exemplo anterior das cargas internas. Neste cenário específico, as tensões principais de compressão destacam-se ligeiramente em relação às de tração. Em termos quantitativos, as tensões máximas de compressão atingem aproximadamente 9 MPa, enquanto as de tração alcançam cerca de 4 MPa.

No que diz respeito à distribuição espacial das tensões, verifica-se uma concentração significativa na região diretamente sob a aplicação da carga. Nas áreas adjacentes e distantes da zona de carga, observa-se uma influência praticamente nula do campo de tensões, consistente com os resultados anteriores. No entanto, um aspeto distintivo neste contexto é a extensão do campo de tensões principais de tração, que se prolonga por um comprimento

maior em comparação com as tensões de compressão, por outras palavras, o campo de tensões de tração exerce uma área de influência mais extensa, até se anular em comparação com o campo de tensões de compressão. Esta diferenciação na distribuição espacial das tensões destaca uma pequenas diferenças no comportamento estrutural, sugerindo que as cargas de bordo induzem padrões de tensão distintos em comparação com as cargas internas.



a)



b)

Figura 83 - Tensões principais para uma carga pontual de bordo de: a) Compressão; b) Tração

Relativamente aos deslocamentos, como antecipado, verifica-se que os valores mais significativos se manifestam na zona diretamente impactada pela carga, alcançando, neste contexto, 1.3 mm. À medida que nos afastamos do ponto de aplicação, observa-se uma redução gradual nos deslocamentos, revelando uma tendência coerente com o comportamento estrutural esperado.

É pertinente salientar que o deslocamento máximo apresentou uma ligeira elevação em comparação com o exemplo anterior, indicando uma resposta estrutural distinta sob a influência das cargas de bordo.

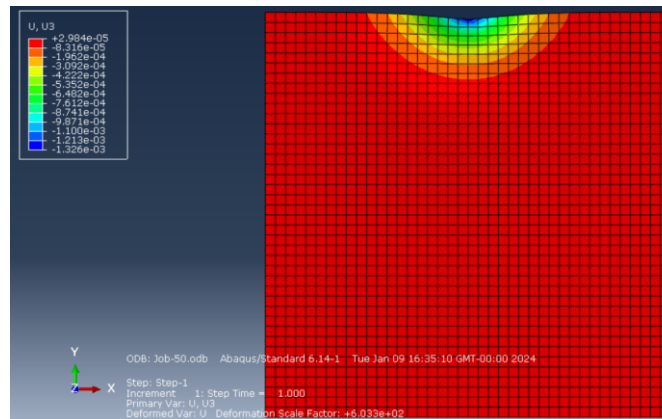
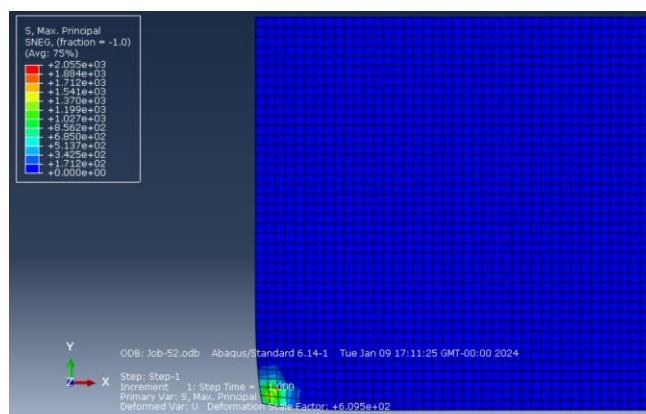


Figura 84 - Deslocamentos para uma carga pontual de bordo

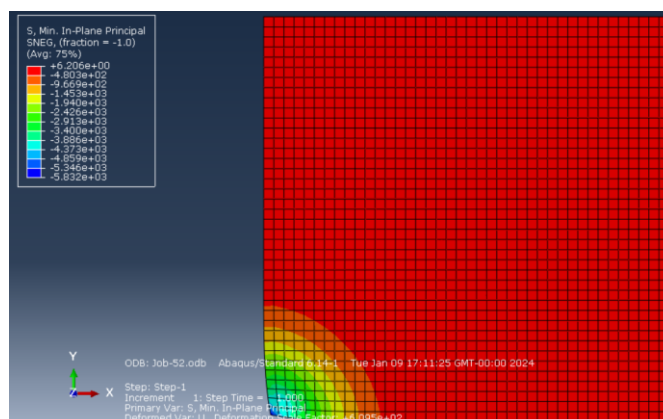
Numa análise conjunta das tensões e deslocamentos, verifica-se que as áreas com elevadas tensões apresentam os maiores deslocamentos, enquanto regiões com menor atividade tensional tendem a exibir deslocamentos mais modestos.

Com base nas informações anteriores sobre as zonas críticas, áreas onde os deslocamentos são desproporcionalmente elevados em relação às tensões podem indicar pontos suscetíveis a deformações excessivas. Neste contexto, o aumento dos deslocamentos, apesar da diminuição nos valores das tensões, permite concluir que as bordas se destacam como uma zona mais crítica quando comparadas com o interior, conforme era antecipado. Esta observação reforça a importância de considerar não apenas as tensões, mas também os deslocamentos na avaliação da resposta estrutural, evidenciando a sensibilidade específica das bordas à aplicação de cargas pontuais.

No terceiro cenário de carga analisado, foi aplicada uma carga de 59 kN no canto do painel, onde foram analisadas as tensões exercidas no painel, Figura 85 e os deslocamentos ocorridos, Figura 86



a)



b)

Figura 85 - Tensões principais para uma carga pontual de canto de: a) Compressão; b) Tração

Na análise das tensões resultantes da carga aplicada nas regiões de canto, evidencia-se um comportamento semelhante ao observado nas cargas aplicadas no bordo, com a distinção de que, neste caso, as tensões principais de tração assumem maior destaque em relação às de compressão. Em termos quantitativos, as tensões máximas de compressão atingem aproximadamente 2 MPa, enquanto as de tração alcançam cerca de 6 MPa.

Quanto à distribuição espacial das tensões, observa-se uma semelhança notável com as cargas de bordo, onde há uma concentração significativa na região diretamente sob a aplicação da

carga, enquanto nas áreas adjacentes e distantes da zona de carga, a influência do campo de tensões é praticamente nula. Nas cargas de bordo, a extensão do campo de tensões principais de tração também é notavelmente mais longa em comparação com as tensões de compressão, indicando uma área de influência mais extensa para o campo de tensões de tração, que se anula em comparação com o campo de tensões de compressão.

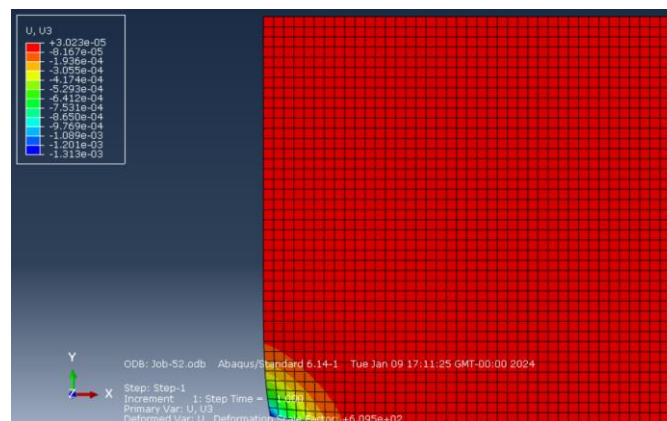


Figura 86 - Deslocamentos para uma carga pontual de canto

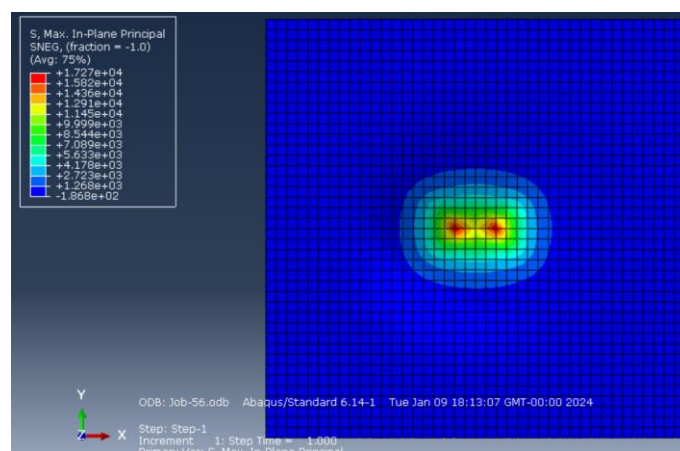
No que diz respeito aos deslocamentos, conforme previsto, constata-se que os valores mais expressivos se manifestam na região diretamente impactada pela carga, atingindo também os 1.3 mm, um valor semelhante ao observado nas cargas de bordo. À medida que nos distanciamos do ponto de aplicação, observa-se uma redução gradual nos deslocamentos, revelando uma tendência coerente com o comportamento estrutural esperado.

Uma conclusão derivada deste cenário é a notável semelhança com o comportamento observado nas cargas de bordo, sendo a única pequena diferença nos valores das tensões, ligeiramente mais baixos neste caso específico.

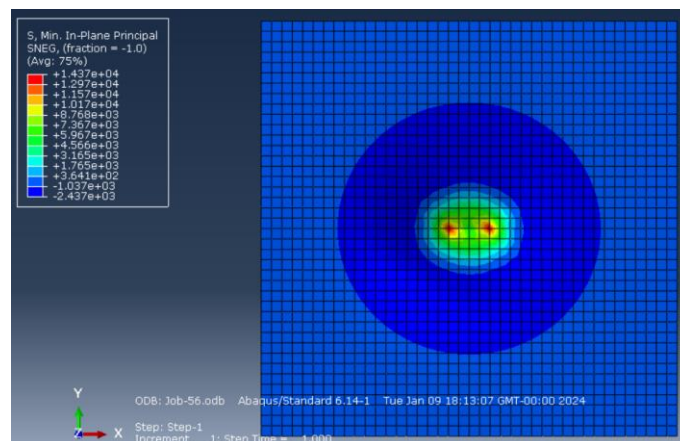
Numa análise conjunta das tensões e deslocamentos, observa-se que as áreas com elevadas tensões também apresentam os maiores deslocamentos, enquanto regiões com menor atividade tensional exibem deslocamentos mais baixos. Neste cenário, observa-se um aumento nos deslocamentos em relação à carga aplicada no interior, apesar da diminuição nas tensões. Isso reforça a conclusão de que, assim como no caso da carga aplicada na borda,

este cenário destaca-se como uma zona crítica em comparação com as cargas aplicadas no interior.

No quarto cenário de carga analisado, manteve-se a aplicação de cargas pontuais, porém aumentou-se o número de cargas aplicadas, onde foram aplicadas duas cargas de 485 kN no interior do painel, onde foram analisadas as tensões exercidas no painel, Figura 87 e os deslocamentos ocorridos, Figura 88. Esta variação na configuração das cargas proporciona uma perspectiva adicional sobre o comportamento estrutural do pavimento industrial.



a)



b)

Figura 87 - Tensões principais para duas cargas pontuais internas de: a) Compressão; b) Tração

Na análise das tensões resultantes da aplicação de duas cargas no interior do painel, o comportamento apresenta semelhanças com o primeiro exemplo, onde uma única carga foi aplicada no interior. As tensões principais de compressão e tração manifestam-se de maneira

semelhante, com uma ligeira diferença quando duas cargas são aplicadas, alcançando aproximadamente 17 MPa para a compressão e 14 MPa para a tração.

O valor das tensões, ao considerar a aplicação de duas cargas, também apresenta um ligeiro aumento em relação ao primeiro exemplo, onde uma única carga foi aplicada, passando de 12 MPa para aproximadamente 14 e 17 MPa. Este incremento sugere apenas uma pequena influência na resposta estrutural quando múltiplas cargas são aplicadas no interior do painel.

No que diz respeito ao campo de tensões, também se verifica uma semelhança notável com o cenário de uma carga aplicada no interior, onde ocorre uma concentração significativa na região diretamente sob a aplicação das cargas. Nas áreas adjacentes e distantes da zona de carga, a influência do campo de tensões é praticamente nula. Além disso, a extensão do campo de tensões principais de tração é praticamente igual à observada nas tensões de compressão. Este padrão reforça a consistência do comportamento estrutural.

Mais uma vez, é crucial ressaltar o elevado valor das tensões de tração, as quais superam em grande escala a capacidade resistente à tração do material.

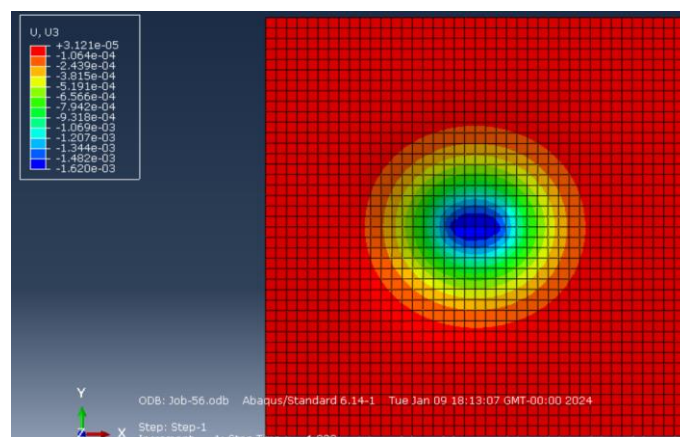
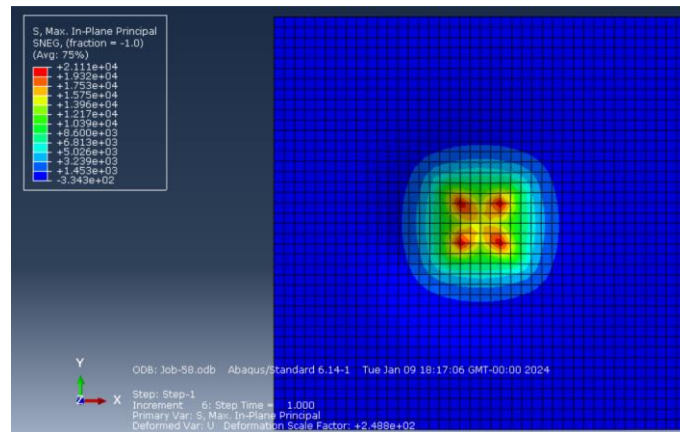


Figura 88 - Deslocamentos para duas cargas pontuais internas

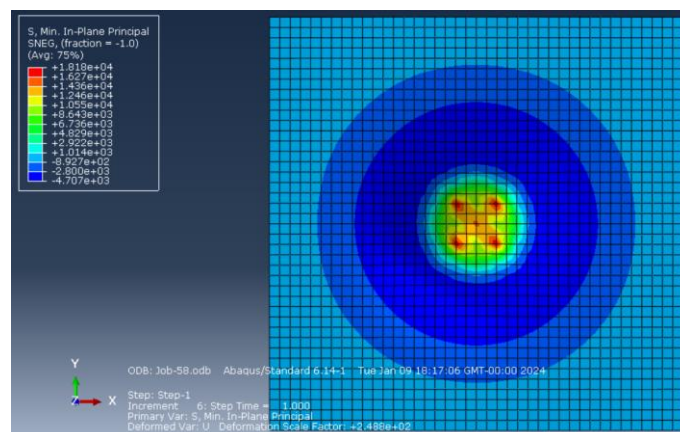
No que concerne aos deslocamentos, observa-se um aumento significativo quando adicionamos uma carga adicional, quase duplicando o valor. Passamos de 0.9 mm para 1.6 mm. Essa variação sugere uma resposta estrutural mais pronunciada quando duas cargas são aplicadas no interior do painel. À medida que nos afastamos dos pontos de aplicação das cargas, os deslocamentos diminuem gradualmente, alinhando-se com a tendência esperada

no comportamento estrutural da laje industrial. Este aumento nos deslocamentos pode indicar uma maior sensibilidade da estrutura à aplicação de múltiplas cargas concentradas.

No último cenário de cargas pontuais analisado, aumentou-se o número de cargas aplicadas, onde foram aplicadas quatro cargas de 568 kN no interior do painel, onde foram analisadas as tensões exercidas no painel, Figura 89 e os deslocamentos ocorridos, Figura 90.



a)



b)

Figura 89 - Tensões principais para quatro cargas pontuais internas de: a) Compressão; b) Tração

Na análise das tensões resultantes da aplicação de quatro cargas no interior do painel, observa-se um padrão semelhante ao exemplo anterior, onde as tensões principais de compressão e tração mantêm-se manifestando de maneira semelhante. No entanto, há um ligeiro aumento em relação ao exemplo anterior, passando de 17 MPa para 21 MPa na tensão principal de compressão e de 14 MPa para 18 MPa na tensão principal de tração. Estes

resultados fornecem uma noção do incremento nas tensões quando se duplica o número de cargas aplicadas.

Quanto ao campo de tensões, mantém-se o comportamento anterior, com uma concentração significativa na região diretamente sob a aplicação das cargas. Nas áreas adjacentes e distantes da zona de carga, a influência do campo de tensões permanece praticamente nula. Além disso, a extensão do campo de tensões principais de tração é praticamente igual à observada nas tensões de compressão. Esses padrões reforçam a consistência do comportamento estrutural diante da variação na aplicação de cargas.

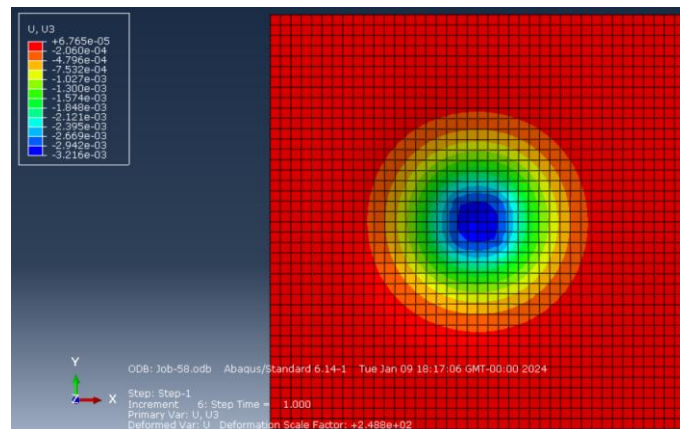


Figura 90 - Deslocamentos para quatro cargas pontuais internas

Na análise dos deslocamentos resultantes da aplicação de quatro cargas no interior do painel, nota-se um aumento significativo comparativamente ao exemplo anterior, desta vez duplicando o valor do deslocamento. Passamos de 1.6 mm para 3.2 mm, evidenciando a ordem de magnitude do incremento ao dobrarmos o número de cargas aplicadas.

Além disso, à medida que nos afastamos dos pontos de aplicação das cargas, os deslocamentos diminuem gradualmente, alinhando-se com a tendência esperada no comportamento estrutural da laje industrial.

Conclusão

Tabela 14 - Conclusões das tensões e deslocamentos de cada caso de carga

	Tensão máxima compressão [kPa]	Tensão máxima tração [kPa]	Deslocamento [mm]
1 carga interior	12350	12350	0.9175
1 carga bordo	9134	4355	1.326
1 carga canto	2055	5832	1.313
2 cargas interiores	17270	14370	1.62
4 cargas interiores	21110	18180	3.216

Na análise das cargas pontuais, com a aplicação de apenas uma carga, observa-se uma distribuição hierárquica das tensões, sendo mais elevadas na região interior, seguidas pela borda e, por último, no canto. No entanto, em relação aos deslocamentos, verifica-se que as regiões de bordo e canto apresentam valores superiores em comparação com a região interior, evidenciando uma maior sensibilidade nessas áreas, como se explicou ao longo das análises.

Ao considerarmos o aumento no número de cargas aplicadas internamente, torna-se evidente que o incremento nas cargas resulta em um aumento quase proporcional tanto nas tensões quanto nos deslocamentos. Esta análise proporciona uma compreensão mais aprofundada da influência de cada configuração de carga, destacando a sensibilidade da estrutura às condições específicas de carregamento.

6. CONCLUSÃO E TRABALHOS FUTUROS

6.1 Principais Conclusões

Ao longo desta dissertação, o principal objetivo foi identificar e compreender os elementos fundamentais para o correto dimensionamento de pavimentos industriais de betão. A análise aprofundada da influência de fatores como o tipo de solo, os diferentes carregamentos e parâmetros mecânicos relacionados ao betão foi essencial para compreender a eficiência e durabilidade desses pavimentos.

Na primeira fase da pesquisa, explorou-se diversos aspetos relativos à construção, análise e dimensionamento de pavimentos industriais, dando um enfoque especial à recomendação internacional TR34. Reconhecida como a mais utilizada e abrangente nesta área, a TR34 proporcionou uma base teórica sólida para orientar o desenvolvimento da dissertação.

Na segunda fase, traduzimos a análise teórica da TR34 numa ferramenta prática de dimensionamento. A criação de uma folha de dimensionamento em Excel consolidou os conhecimentos adquiridos na norma, oferecendo uma abordagem eficaz e aplicável para o futuro. Com essa ferramenta, realizaram-se análises paramétricas analíticas, manipulando variáveis críticas para uma compreensão mais profunda de como diferentes elementos afetam o dimensionamento dos pavimentos industriais.

A validação dos resultados obtidos através de análises numéricas foi crucial para desenvolver novas competências e complementar as análises realizadas com a ferramenta de dimensionamento desenvolvida. A utilização de diversos softwares, dependendo do tipo de carregamento, fortaleceu o trabalho desenvolvido.

Desta forma, a dissertação não se limitou apenas a uma análise teórica, mas também contribuir ativamente no desenvolvimento de ferramentas e competências para aplicação prática na área dos pavimentos industriais, desenvolvendo uma ferramenta prática e com resultados válidos. Espera-se que este trabalho forneça os conhecimentos necessários para

profissionais do setor, promovendo práticas mais eficientes e sustentáveis no dimensionamento de pavimentos industriais de betão. Concluimos, assim, a presente dissertação, antecipando que as descobertas aqui apresentadas possam inspirar futuras investigações e avanços na área.

6.2 Trabalhos futuros

Esta dissertação abre portas para desenvolvimentos futuros no campo da engenharia de pavimentos industriais de betão. Algumas sugestões para trabalhos futuros incluem:

- Incorporação de outras Normas Internacionais relevantes para o dimensionamento de pavimentos industriais de betão, onde se possa comparar diferentes abordagens normativas para enriquecer ainda mais a eficácia das práticas de dimensionamento.
- Expandir a ferramenta de dimensionamento ao incluir considerações, como impactos ambientais, eficiência energética e custos, o que leva a uma visão mais abrangente e sustentável no projeto de pavimentos industriais.
- Realizar estudos experimentais em ambiente controlado para validar os resultados obtidos pela ferramenta desenvolvida, através de testes em laboratório.
- Aplicar a ferramenta desenvolvida em projetos reais de pavimentos industriais, o que permitirá uma validação adicional da ferramenta.
- Realizar análises pelo método dos elementos finitos da capacidade resistente de pavimentos de betão reforçados com fibras considerando comportamento não linear material. Considerar interação solo / pavimento admitindo modelos de plasticidade para modelar o comportamento do solo.
- E por fim, investigar a incorporação de novos materiais e tecnologias na construção de pavimentos industriais de betão, pois a evolução constante de materiais e técnicas construtivas pode influenciar significativamente a eficiência e durabilidade desses pavimentos.

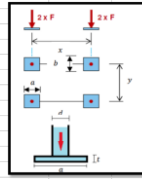
REFERÊNCIAS

1. Duarte C, João AS. *PAVIMENTOS TÉRREOS INDUSTRIAIS ASPETOS RELEVANTES LIGADOS À CONCEÇÃO, DIMENSIONAMENTO E ÀS TECNOLOGIAS DE EXECUÇÃO M 2014.*; 2014.
2. Manuel R, Ribeiro P. *Pavimentos Térreos Industriais Submetidos a Cargas Elevadas.*; 2016.
3. Pinto F, Mendes Peixoto A. *Universidade Do Minho Escola de Engenharia.*; 2022.
4. TR-34. *Concrete Industrial Ground Floors : A Guide to Design and Construction.*; 2018.
5. Cristelli R, De Aguiar JE. *Monografia PAVIMENTOS INDUSTRIAIS DE CONCRETO-ANÁLISE DO SISTEMA CONSTRUTIVO.*; 2010.
6. Ferreira Rêgo H. *Universidade Do Minho Escola de Engenharia.*; 2022.
7. Passos. *PAVIMENTOS TÉRREOS INDUSTRIAIS EM BETÃO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO MANUELA TONINI PASSOS Dissertação Submetida Para Satisfação Parcial Dos Requisitos Do Grau de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL-ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÕES CIVIS.*; 2011. <http://www.fe.up.pt>
8. Barros J, Rossi P, Massicotte B, Antunes A. *JUNTAS EM PAVIMENTOS DE EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS JOINTS IN PAVEMENTS OF INDUSTRIAL BUILDINGS.*; 2003.
9. Manuel Mendes Sebastião A. *CONTROLO DA QUALIDADE EM PAVIMENTOS INDUSTRIAIS UTILIDADE DAS NOVAS TECNOLOGIAS M 2018.*; 2018. <http://www.fe.up.pt>
10. Formoso Da Cunha P. *Universidade Do Estado Do Rio de Janeiro.*; 2013.
11. Balbo. (); 2009.
12. Lizi P, Oliveira DE. *P PR RO OJ JE ET TO O E P PI IS SO OS S I IN ND DU US ST TR RI IA AI IS S D DE E C CO ON NC CR RE ET TO O.*; 2000.
13. De E, Ferreira C. *UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL ANÁLISE DE DIMENSIONAMENTO DE PISOS INDUSTRIAIS DE CONCRETO.*; 2014.
14. EC7. *Eurocódigo 7-Projeto Geotécnico Parte 1: Regras Gerais.*; 1997. www.ipq.pt
15. EC0. *Norma Portuguesa Eurocódigo-Bases Para o Projecto de Estruturas.*; 1990. www.ipq.pt
16. EC1. *Norma Portuguesa Eurocódigo 1-Ações Em Estruturas Parte 1-1: Ações Gerais Pesos Volúmicos, Pesos Próprios, Sobrecargas Em Edifícios.*; 1991. www.ipq.pt

17. EC2. *Norma Portuguesa.*; 1992. www.ipq.pt
18. dokumen.tips_np-en-206-1-2007-betao-parte-1-especificacao-desempenho-producao.
19. British Standards Institution. *Steel for the Reinforcement of Concrete : Weldable Reinforcing Steel : General*. BSI; 2005.
20. NPEN014845-1_2008.
21. *Concrete Pavements-Part 3: Specifications for Dowels to Be Used in Concrete Pavements.*; 2005.
22. dokumen.tips_np-env-13670-1-2007.
23. NP 13670-1. NP ENV 13670-1 2007. *NP 13670-1*. Published online 2007.
24. SBS02191_01.
25. British Standards Institution. *Loading for Buildings. Part 1, Code of Practice for Dead and Imposed Loads*. BSI; 1996.
26. BS EN 13813. *Screed Material and Floor Screeds-Screed Material-Properties and Requirements* 122&23<,1**.; 2002.
27. NO_NF_P_11_213_1.
28. NP P 111-213-1. NO_NF_P_11_213_1. Published online 2005.
29. Teixeira MDE, Barros JAO, Cunha VMCF, Moraes-Neto BN, Ventura-Gouveia A. *NUMERICAL SIMULATION OF THE PUNCHING SHEAR BEHAVIOUR OF SELF-COMPACTING FIBRE REINFORCED FLAT SLABS.*; 2015.

Tipo de Carga	Dados Requeridos	Valor	Unidades
Estante de paletes	Profundidade/Largura da estante y	800	mm
	Comprimento da estante x	800	mm
	Espessura placa de base t	10	mm
	Comprimento do pé α	150	mm
	Largura do pé b	150	mm
	Dimensão da perna d - direção a	60	mm
	Dimensão da perna d - direção b	60	mm
	Número de apoios	4	-
	Carga total do elemento	72	KN
Carga por cada apoio	18	KN	

Momento Resistente positivo	Mp	19973.1	N/mm ²
Momento Resistente negativo	Mn	14344	N/mm ²



Raio de rigidez relativa (I)	
Ecm	34077.15 N/mm ²
h	200 mm
ks	0.15 N/mm ² /mm
v	0.3 mm
l	638.719 mm

Raio equivalente da área de contacto da carga (a)			
Placa de base circular		Placa de base retangular (d+4t)	
A	0	d	Direção a 60 mm
a	0	Direção b	60 mm
		d+4t	Direção a 100 mm
		Direção b	100 mm
		u0	400 mm
		u1	2913.274 mm
		a/l	0.156563 mm

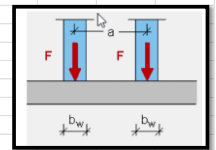
Cargas internas				
Uma carga	a/l=0	Pu	215.6206962	KN
	0.156563	Pu	402.999983	KN
	a/l<0.2	Pu	454.9861128	KN
OK				
Cargas de bordo				
Uma carga	a/l=0	Pu	82.59317406	KN
	0.156563	Pu	162.3182984	KN
	a/l<0.2	Pu	184.4370754	KN
OK				
Cargas de canto				
Uma carga	a/l=0	Pu	28.688	KN
	0.156563	Pu	59.48280291	KN
	a/l<0.2	Pu	68.02645067	KN
OK				
Múltiplas cargas internas				
Duas cargas	x	800	mm	2zh
	a/l=0	Pu	292.9890295	KN
	0.156563	Pu	485.5121317	KN
	a/l<0.2	Pu	538.9253513	KN
OK				
Múltiplas cargas internas				
Quatro cargas	x	800	mm	
	y	800	mm	
	a/l=0	Pu	370.3573627	KN
	0.156563	Pu	568.0242804	KN
a/l<0.2	Pu	622.8645898	KN	
OK				

Reações do solo devido ao punçamento				
Cargas Internas				
P	18	KN		
d	200	mm		
x	100	mm	Ppu0,max 481.6	Ppu0,total 484.9003 OK
y	100	mm	Ppu1,max 383.4982	Ppu1,total 386.7985 OK
l	638.7189874	mm		
Rp	3.300307827	KN		
Cargas de Bordo				
P	18	KN		
d	200	mm		
x	100	mm	Ppu0,max 481.6	Ppu0,total 487.9535 OK
y	100	mm	Ppu1,max 383.4982	Ppu1,total 389.8517 OK
l	638.7189874	mm		
Rp	6.353533786	KN		

Cargas Lineares

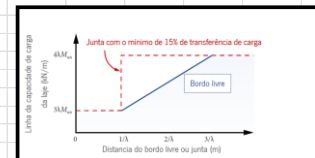
Tipo de Carga	Dados Requeridos	Valor	Unidades
Cargas lineares	Distância entre bases a	1700	mm
	Comprimento da base b	1500	mm
	Espessura do apoio bw	70	mm
	Número de apoios	2	-
	Carga total do elemento	22.14	KN
	Carga por apoio	11.07	KN
	Carga por metro linear	-	kN/m

Momento Resistente positivo	Mp	19973.1	N/mm ²
Momento Resistente negativo	Mn	14344	N/mm ²



k	0.15	N/mm ² /mm	F	11.07
Ecm	34077.1462	N/mm ²		
h	200	mm		
λ	1.13E-03	1/mm		
Mun	19973.09964	N/mm ²		

Sem transferência de carga de 15%				
Plin,u	67.91747797	KN/m	OK	x<3/λ 2646.71
	90.55663729	KN/m	OK	x=3/λ 2646.71
Quando existe transferência de carga de 15%				
Plin,u	67.91747797	KN/m	OK	x<1/λ 882.2368
	90.55663729	KN/m	OK	x=1/λ 882.2368



Cargas Uniformemente Distribuídas

Para uma carga								
Tipo de Carga	Dados Requeridos	Valor	Unidades	Momento Resistente positivo	Mp	N/mm ²		
				Momento Resistente negativo	Mn	N/mm ²		
Cargas uniformemente distribuídas	Carga por metro quadrado	152.6834937	kN/m ²	Utilizar o mais crítico		19973.0996		
	Comprimento da base a	1600	mm			14344		
	Largura da base b	1000	mm					
	Número de bases	1	-					
k	1.50E-01	N/mm ² /mm						
Ecm	34077.1462	N/mm ²						
b	200	mm						
λ	1.13E-03	1/mm						
Capacidade de carga por unidade de área para casos gerais								
Mun	19.97309964	kN/mm/mm						
q	1.53E+02	kN/m ²						
Capacidade de carga por unidade de área para cargas bem definidas								
c	800			Momento Positivo				
B1c	3.18E-01							
Mp	1.89E+04	N*mm/mm						
a1	b1	B1a1	B1b1	e	Mn	Mn máximo	Verificação	Momento Negativo
0	1600	0	0.158297107		-4703004.789	8648.576	Seguro	
100	1700	0.100985596	0.135468836		-1054194.651			
200	1800	0.179171334	0.115936525		1878705.272			
300	1900	0.237388053	0.096909383		4173619.287			
400	2000	0.278350529	0.079518305		5907302.516			
500	2100	0.304618732	0.063830424		7153817.169			
600	2200	0.318570496	0.04986018		7983379.656			
700	2300	0.322383915	0.03757968		8461529.762			
800	2400	0.318027882	0.026927923	2.7182	8648575.645			
900	2500	0.307259357	0.017818914		8599271.408			
1000	2600	0.291626043	0.010148711		8362687.502			
1100	2700	0.272473326	0.003801443		7982737.805			
1200	2800	0.250954445	-0.001345608		7495830.968			
1300	2900	0.228043009	-0.005417802		6936117.377			
1400	3000	0.204547095	-0.008539734		6330806.646			
1500	3100	0.181124286	-0.010832523		5703034.061			