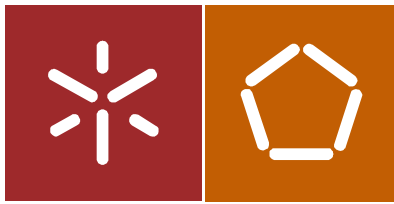




Universidade do Minho
Escola de Engenharia

António Manuel Prada Oliveira

**Avaliação do risco associado
ao dimensionamento de pavimentos
flexíveis**



Universidade do Minho

Escola de Engenharia

António Manuel Prada Oliveira

**AVALIAÇÃO DO RISCO ASSOCIADO
AO DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS
FLEXÍVEIS**

Tese de Doutoramento
em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação do
Doutor Jorge Carvalho Pais

e coorientação do
Doutor Joel Ricardo Martins de Oliveira

DECLARAÇÃO

António Manuel Prada Oliveira, com o endereço eletrónico a.oliveira@estradas.pt, com o telefone 273310160, portado do bilhete de identidade **9519896**, autor da tese com o título “**AVALIAÇÃO DO RISCO ASSOCIADO AO DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS**”, com o orientador **Doutor Jorge Carvalho Pais** e coorientador **Doutor Joel Ricardo Martins de Oliveira**, com conclusão no ano de **2013** no ramo de conhecimento de **engenharia civil**, declara que:

É AUTORIZADA A REPRODUÇÃO INTEGRAL DESTA TESE APENAS PARA EFEITOS DE INVESTIGAÇÃO, MEDIANTE DECLARAÇÃO ESCRITA DO INTERESSADO, QUE A TAL SE COMPROMETE;

Universidade do Minho, 21/01/2013

Assinatura: _____



AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado na Universidade do Minho sob a orientação do Doutor Jorge Carvalho Pais, Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho e sob a coorientação do Doutor Joel Ricardo Martins de Oliveira, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho.

Aos Doutores Jorge Pais e Joel Oliveira, expresso o meu profundo reconhecimento pela amizade, apoio e estímulo, manifestados desde sempre.

Ao Doutor Jorge Pais devo o incentivo para o arranque do trabalho, a orientação, os valiosos ensinamentos e permanente incentivo que muito contribuíram para a concretização deste documento e para a minha formação, no domínio dos pavimentos flexíveis.

Ao Doutor Joel Oliveira agradeço o constante estímulo, ensinamentos e orientação focalizada para a persecução dos objetivos definidos. Expresso ainda o meu reconhecimento pelo esforço realizado na leitura atenta e crítica do texto original.

Ao Engenheiro Bernardino Pinto, reconheço a compreensão e disponibilidade dispensadas para a recolha de dados, sem as quais não teria sido possível levar o trabalho a bom termo.

Ao Fernando Jesus, agradeço a troca de impressões que de alguma forma contribuíram para a interpretação dos dados necessários ao trabalho.

A todos os que me apoiaram expresso os meus sinceros agradecimentos.

À Margarida agradeço a sua presença ao meu lado, todo o apoio e compreensão prestados e ainda a visão crítica sobre a composição ortográfica.

À Mira, muito obrigado por uma leitura final sempre atenta.

Para finalizar dedico este trabalho aos meus Pais, à Margarida, à Joana e à Ana Clara.

AVALIAÇÃO DO RISCO ASSOCIADO AO DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

RESUMO

Um pavimento rodoviário, para além da sua importante contribuição para a cómoda e segura circulação dos utentes da via, consome grande parte dos recursos financeiros alocados à construção ou beneficiação de uma infraestrutura. A uma estrutura desta natureza, impõem-se um conjunto de características que devem perdurar ao longo do tempo. Este carácter duradouro é garantido em duas fases distintas: em fase de projeto, pelo adequado dimensionamento da estrutura e durante a execução da obra, pela qualidade dos processos e materiais de construção.

O dimensionamento de um pavimento requer o conhecimento de um conjunto de fatores que permitam avaliar ações e prever a resistência mecânica das camadas envolvidas. No âmbito da tradicional engenharia de pavimentos, a quantificação destes fatores tem um carácter determinístico, optando-se por valores mais ou menos conservadores em função do julgamento e conhecimento do projetista. Embora a abordagem seja determinística, o reconhecimento da variabilidade dos fatores envolvidos é uma realidade inalterável. A espessura de uma camada varia ao longo da infraestrutura. Influenciado pela temperatura, percentagem de betume, porosidade, etc..., o módulo de rigidez de uma camada betuminosa também varia de local para local. O número de veículos que se espera solicitem o pavimento, sendo um exercício de previsão, é claramente uma variável aleatória. Neste sentido, a quantificação de cada fator envolvido traduz-se na introdução de uma probabilidade de falha, cuja avaliação é impossível de efetuar segundo a abordagem tradicional.

Com este trabalho pretende abordar-se a problemática do dimensionamento de um pavimento flexível sob o ponto de vista estocástico. Com base em amostras recolhidas em nove obras, para além de um contributo para a análise probabilística de um conjunto de fatores necessários à caracterização mecânica dos materiais betuminosos, avalia-se a variabilidade do módulo de rigidez e espessura das camadas betuminosas, determinando-se os seus efeitos sobre diferentes estruturas de pavimentos.

A abordagem probabilística ao dimensionamento de um pavimento flexível é feita associando a cada estrutura a competente probabilidade de ruína, cuja determinação se faz pelo método de simulação de Monte Carlo e pelos modelos aproximados do segundo momento de primeira ordem (FOSM - First Order Second Moment, na terminologia inglesa) e das estimativas pontuais.

Palavras-Chave

Pavimento flexível

Resistência à fadiga

Resistência à deformação permanente

Dimensionamento de pavimentos

Módulo de rigidez

Distribuição de probabilidade

Probabilidade de ruína

Risco

Estado limite

Índice de fiabilidade

Simulação de Monte Carlo

Método do segundo momento de primeira ordem

Método das estimativas pontuais

RISK ASSESSMENT ASSOCIATED TO THE DESIGN OF FLEXIBLE PAVEMENTS

ABSTRACT

In addition to its important contribution to the safe movement of vehicles, the pavement consumes much of the financial resources allocated to the construction or improvement of a roadway. A structure of this nature requires a set of features that must persist over time. This long-lasting character is ensured in two distinct phases: in the design phase, by the proper design of the structure and, during the construction phase, by the processes and materials quality control.

The design of a pavement requires knowledge of a set of factors which are relevant to assessing loads and predict the mechanical resistance of the layers involved. Within the framework of traditional engineering, the quantification of these factors has a deterministic character, resulting in the choice of values more or less conservatives as a function of judgment and knowledge of the pavement designer. Although the approach is deterministic, recognizing the variability of the factors involved is an unalterable reality. The thickness of a layer varies along the infrastructure. Influenced by temperature, binder content, porosity, etc. ..., the stiffness modulus of a bituminous layer also varies from place to place. The number of vehicles that are expected to load the pavement, being a forecasting exercise, is clearly a random variable. In this sense, the quantification of each factor involved is reflected in the introduction of a probability of failure, the assessment of which is impossible to perform according to the traditional approach.

This work aims at addressing the problem of designing a flexible pavement under the stochastic point of view. Based on samples data collected in nine roadways, in addition to an input for the probabilistic analysis of a set of factors required for the mechanical characterization of bituminous materials, the variability of the stiffness modulus and thickness of the asphalt layers is evaluated, determining its effects on different pavement structures.

The probabilistic approach to the design of a flexible pavement is carried out by assigning each structure the probability of failure, the determination of which is made by the method of Monte Carlo simulation and the approximate models such as the FOSM (First Order Second Moment) and the point estimation method.

Keywords

Flexible pavement

Fatigue resistance

Permanent deformation resistance

Pavement design

Stiffness Modulus

Probability distribution

Probability of failure

Risk

Limit State

Reliability index

Monte Carlo simulation

First order second moment method

Point estimation method

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Enquadramento.....	1
1.2. Objetivos.....	2
1.3. Ações desenvolvidas.....	3
1.4. Organização.....	4
2. DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS.....	7
2.1. Introdução.....	7
2.2. Solicitações.....	9
2.2.1. Tráfego.....	10
2.2.2. Condições climáticas	20
2.3. Características mecânicas dos materiais.....	26
2.3.1. Solo de fundação.....	26
2.3.2. Camadas granulares	30
2.3.3. Misturas betuminosas.....	33
2.3.3.1. Modelo da Shell.....	39
2.3.3.2. Modelo da Universidade de Nottingham.....	43
2.3.3.3. Modelo do Asphalt Institute	43
2.3.3.4. Modelo de Witzak de 1999 e de 2006	45
2.3.3.5. Modelo Hirsch	53
2.3.3.6. Coeficiente de poisson.....	56
2.4. Envelhecimento de misturas betuminosas.....	57
2.5. Modelos de comportamento estrutural	62
2.5.1. Modelo multicamada	64

2.6. Critérios de dimensionamento	74
2.6.1. Deformação permanente.....	77
2.6.2. Fendilhamento por fadiga.....	85
3. INCERTEZA E RISCO ASSOCIADOS AO DIMENSIONAMENTO DE UM PAVIMENTO.....	97
3.1. Considerações gerais.....	97
3.2. Índice de fiabilidade.....	99
3.3. Modelo de previsão de risco	101
3.3.1. Método do segundo momento de primeira ordem (FOSM).....	102
3.3.2. Método avançado de primeira ordem (FORM).....	104
3.3.3. Método de fiabilidade de segunda ordem (SORM).....	107
3.3.4. Método das estimativas pontuais.....	109
3.3.5. Método de simulação de Monte Carlo	113
3.4. Definição do problema.....	114
4. IDENTIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DAS VARIÁVEIS ENVOLVIDAS.....	117
4.1. Identificações das variáveis aleatórias	117
4.2. Caracterização estatística dos fatores identificados.....	124
4.2.1. Teste do Qui-Quadrado	125
4.2.2. Distribuições de probabilidade testadas	127
4.2.2.1. Distribuição normal	128
4.2.2.2. Distribuição log-normal	129
4.2.2.3. Distribuição gamma.....	130
4.2.2.4. Distribuição weibull.....	132
4.2.2.5. Distribuição beta.....	133
4.2.3. Caracterização estatística da percentagem de betume.....	135
4.3. Caracterização estatística da baridade.....	137
4.4. Caracterização estatística da porosidade.....	139
4.4.1. Material de desgaste	141
4.4.2. Material de macadame.....	143

4.5. Caracterização probabilística do betume	144
4.5.1. Penetração nominal a 25°C	144
4.5.2. Penetração a 25°C / Temperatura anel e bola.....	146
4.5.3. Penetração a 25°C / Viscosidade cinemática a 135°C.....	147
4.6. Caracterização das frações granulométricas.....	148
4.7. Conclusões.....	153
5. AVALIAÇÃO E HIERARQUIZAÇÃO DOS FATORES NECESSÁRIOS À DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ DA MISTURA BETUMINOSA	159
5.1. Caracterização da variação do módulo de rigidez	164
5.1.1. Método da Shell	165
5.1.2. Modelo da Universidade de Nottigham	167
5.1.3. Modelo do Asphalt Institute.....	168
5.1.4. Modelo Witczak de 1999	169
5.1.5. Modelo Hirsch	171
5.2. Conclusões.....	172
6. CARACTERIZAÇÃO E HIERARQUIZAÇÃO DOS PARÂMETROS ASSOCIADOS À VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DE UM PAVIMENTO	175
6.1. Caracterização da espessura das camadas betuminosas	175
6.2. Caracterização do módulo de rigidez das misturas betuminosas	178
6.3. Avaliação da importância e influência dos parâmetros envolvidos na verificação estrutural de um pavimento.....	183
6.3.1. Módulo de rigidez das camadas betuminosas.....	187
6.3.1.1. Camada de desgaste.....	187
6.3.1.2. Camada de base com características de macadame.....	191
6.3.1.3. Camada de ligação com características de macadame	195
6.3.2. Espessura das camadas betuminosas.....	197
6.3.2.1. Camada de desgaste.....	197
6.3.2.2. Camada de base com características de macadame.....	201
6.3.2.3. Camada de ligação com características de macadame	205
6.4. Conclusões.....	208

7. AVALIAÇÃO DO RISCO ASSOCIADO AO DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS	211
7.1. Método de Monte Carlo	215
7.2. Método FOSM	220
7.3. Método das estimativas pontuais	224
7.4. Análise comparativa dos métodos utilizados	227
7.5. Conclusões	231
8. CONSIDERAÇÕES FINAIS	233
8.1. Conclusões	233
8.2. Trabalho futuro	236
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	237
ANEXOS.....	249
Anexo A – Elementos para a caracterização probabilística da percentagem de betume	249
Anexo B – Elementos para a caracterização probabilística da baridade.....	251
Anexo C – Elementos para a caracterização probabilística das frações granulométricas	253
Anexo D – Elementos para a caracterização probabilística da penetração nominal do betume a 25°C	260
Anexo E – Elementos para a caracterização probabilística da espessura das camadas betuminosas	261
Anexo F – Resultados obtidos na hierarquização dos fatores influenciadores da rigidez da mistura betuminosa.....	263

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Ciclo de dimensionamento de pavimentos flexíveis (adaptado de Azevedo, 1993).....	9
Figura 2.2 – Eixo duplo de 80 e 130 kN	11
Figura 2.3 – Evolução dos pneus de base larga (adaptado de Al-Qadi et al, 2004).....	14
Figura 2.4 – Distribuição de tensão entre o pneumático e a superfície de contacto. (adaptado de Soares, 2005)	14
Figura 2.5 – Distribuição da tensão tangencial na área de contacto entre o pneu e o pavimento (Adaptado de Al-Qadi e Yoo, 2007)	15
Figura 2.6 – Modelação da tensão num ponto em função da distância a uma carga rolante	16
Figura 2.7 – Comprimento efetivo de aplicação da carga.....	18
Figura 2.8 –Transformação de Odemark’s.....	19
Figura 2.9 –Espessura equivalente das camadas do pavimento tendo como referência o solo de fundação	19
Figura 2.10 –Determinação da profundidade equivalente.....	20
Figura 2.11 – Propagação da isotérmica 0°C ao longo de um pavimento (adaptado de Peyronne et al., 1991).....	22
Figura 2.12 – Formação de lentes de gelo na interface da isotérmica 0°C.....	23
Figura 2.13 – Curva dos fatores de ponderação, método da Shell (Adaptado de Picado-Santos, 1988).....	24
Figura 2.14 – Curva das temperaturas de serviço em misturas betuminosas, método da Shell (Adaptado de Picado-Santos, 1994)	24
Figura 2.15 – Comportamento típico de um solo em ensaios triaxiais	27
Figura 2.16 - Desfasamento entre a tensão e a extensão num material viscoelástico	33
Figura 2.17 – Representação do E^* no plano complexo	34
Figura 2.18 – Princípio da sobreposição tempo – temperatura	35
Figura 2.19 – Parâmetros de uma função sigmoide	38

Figura 2.20 – Representação esquemática da rigidez de um betume quando sujeito a uma carga constante (adaptado de Christensen e Anderson, 1992)	40
Figura 2.21 – Diagrama para a determinação do módulo de rigidez do betume (Van der Poel, 1954).	41
Figura 2.22 – Caracterização matemática da viscosidade dinâmica.....	45
Figura 2.23. – Representação do G^* no plano complexo.....	49
Figura 2.24 – Comportamento típico do módulo de distorção e do ângulo de fase de um betume em função da frequência (adaptado de Christensen e Anderson, 1992).....	50
Figura 2.25. – Parâmetros característicos da curva mestra de um betume	51
Figura 2.26 – Representação esquemática de materiais compósitos colocados em série, paralelo e modelo Hirsch.....	54
Figura 2.27 – Representação esquemática do comportamento previsto para uma mistura betuminosa de acordo como o modelo de Christensen et al (2003).	55
Figura 2.28 – Modelos de comportamento estrutural.....	62
Figura 2.29 – Elemento infinitesimal de volume em coordenadas cilíndricas.....	65
Figura 2.30 – Sistema multicamada em coordenadas cilíndricas.....	67
Figura 2.31 – Função transformada (R^*) num ponto em função de m	71
Figura 2.32 – Fluxo de cálculo para determinar a tensão ou deslocamento pelo modelo de Burmister	72
Figura 2.33 – Princípio da sobreposição dos efeitos elásticos.....	73
Figura 2.34 – Tensões tangenciais possíveis de incorporar no modelo de Burmister.....	74
Figura 2.35 – Evolução das solicitações num pavimento rodoviário (adaptado de Pereira e Miranda, 1999).....	75
Figura 2.36 – Cavado de rodeira.....	77
Figura 2.37 – Efeito da acumulação do número de aplicações de carga sobre os cavados de rodeira (adaptado de Eusenmann e Hilmer, 1987)	78
Figura 2.38 – Comportamento típico da extensão vertical permanente em função do número de repetição da carga (Adaptado de Ara inc., 2004b).....	83
Figura 2.39 – Fendilhamento por fadiga.....	85
Figura 2.40 – Energia num ciclo de carga / descarga	87
Figura 2.41 – Relação de ψ com a rigidez da mistura (adaptado de Van Dijk, 1975)	90
Figura 2.42 – Taxa de variação da energia dissipada em função dos ciclos de carga.....	91

Figura 3.1 – Probabilidade de rotura e função do estado limite para o problema fundamental da fiabilidade estrutural.....	98
Figura 3.2 – Função de densidade de probabilidade de $Z = R - S$ e índice de fiabilidade (β).....	100
Figura 3.3 – Índice de fiabilidade de Hasofer-Lind no espaço normal padronizado	105
Figura 3.4 – Abordagem FORM versus SORM.....	108
Figura 3.5 – Probabilidade de rotura de um pavimento	116
Figura 4.1 – Fatores influenciadores da verificação estrutural de um pavimento ao nível das camadas betuminosas.	123
Figura 4.2 – Densidade de probabilidade normal.....	129
Figura 4.3 – Densidade de probabilidade log-normal	130
Figura 4.4 – Densidade de probabilidade gamma	131
Figura 4.5 – Densidade de probabilidade weibull.....	133
Figura 4.6 – Densidade de probabilidade beta ($A= -2, B= 5$)	134
Figura 4.7 – Histograma comparativo da frequência relativa dos dados recolhidos para a variação da percentagem de betume no material de desgaste e a distribuição $W(\alpha= 3,02; \beta= 0,139)$ -10,0%	136
Figura 4.8 – Histograma comparativo da frequência relativa dos dados recolhidos para a variação da percentagem de betume no material de macadame com a distribuição $N(\mu=0,79%; \sigma= 3,29\%)$	137
Figura 4.9 – Histograma comparativo da frequência relativa dos dados recolhidos para a variação baridade do material de desgaste com a distribuição $N(\mu=11,79%; \sigma= 1,51\%)$	138
Figura 4.10 – Histograma comparativo da frequência relativa dos dados recolhidos para a variação baridade no material de macadame com a distribuição $W(\alpha= 2,90; \beta= 0,034)$ -4,3%	139
Figura 4.11 – Variação da porosidade em função da percentagem de betume para a obra HH.....	140
Figura 4.12 – Variação da porosidade em função da percentagem da baridade para a obra HH.....	141
Figura 4.13 – Relação entre a percentagem de variação da baridade e a variação da porosidade para o material de desgaste.....	142
Figura 4.14 – Relação entre a percentagem de variação da baridade e a variação da porosidade no material com características de macadame.....	143

Figura 4.15 – Histograma comparativo da frequência relativa dos dados recolhidos para a variação da penetração a 25°C de um betume 35/50 com a distribuição $B(\alpha= 1,47; \beta= 3,064; A= 35; B=50)$	145
Figura 4.16 – Histograma comparativo da frequência relativa dos dados recolhidos para a variação da penetração a 25°C de um betume 50/70 com a distribuição $B(\alpha= 1,63; \beta= 2,197; A= 50; B=70)$	146
Figura 4.17 – Relação entre a penetração a 25°C e a temperatura anel e bola	147
Figura 4.18 – Relação entre a penetração a 25°C e a viscosidade dinâmica a 135°C.....	148
Figura 4.19 – Histogramas comparativos da frequência relativa dos dados recolhidos para a variação de material com características de desgaste, que passa nos peneiros n.º 200, 4 e 3/8’’ com a distribuição normal	150
Figura 4.20 – Histogramas comparativos da frequência relativa dos dados recolhidos para a variação de material com características de macadame, que passa nos peneiros n.º 200, 4, 3/8’’ e 3/4’’ com as distribuições teóricas escolhidas.....	152
Figura 6.1 – Histograma comparativo da frequência relativa dos dados recolhidos para a variação da espessura da camada de desgaste com a distribuição $W(\alpha= 4,82; \beta= 0,367)$ -32,0%.....	177
Figura 6.2 – Histograma comparativo da frequência relativa dos dados recolhidos para a variação da espessura da camada de macadame com a distribuição $G(\alpha= 5,63; \beta= 0,047)$ -31,4%	177
Figura 6.3 – Histogramas da variação do módulo de rigidez de uma mistura betuminosa com características de desgaste em relação ao valor previsto	181
Figura 6.4 – Histogramas da variação do módulo de rigidez de uma mistura betuminosa com características de macadame em relação ao valor previsto.....	182
Figura 6.5 – Estruturas de pavimento a avaliar	183
Figura 6.6 – Influência do módulo de rigidez da camada de desgaste sobre o fendilhamento à fadiga	189
Figura 6.7 – Influência do módulo de rigidez da camada de desgaste sobre a deformação permanente.....	190
Figura 6.8 – Influência do módulo de rigidez da camada de base sobre o fendilhamento à fadiga	193
Figura 6.9 – Influência do módulo de rigidez da camada de base sobre a deformação permanente.....	194
Figura 6.10 – Influência do módulo de rigidez da camada de ligação sobre o fendilhamento à fadiga nas estruturas P3 e P4	196

Figura 6.11 – Influência do módulo de rigidez da camada de ligação sobre a deformação permanente nas estruturas P3 e P6	197
Figura 6.12 – Influência da espessura da camada de desgaste sobre o fendilhamento à fadiga	199
Figura 6.13 – Influência da espessura da camada de desgaste sobre a deformação permanente.....	200
Figura 6.14 – Variação de capacidade de suporte dos pavimentos P4, P5 e P6 com um solo de fundação de 100 MPa, em função da espessura da camada de desgaste.....	201
Figura 6.15 – Influência da espessura da camada de base sobre o fendilhamento à fadiga.....	203
Figura 6.16 – Influência da espessura da camada de base sobre a deformação permanente	204
Figura 6.17 – Variação de capacidade de suporte dos pavimentos P1, P2 e P3 com um solo de fundação de 90 MPa em função da espessura da camada de base.	205
Figura 6.18 – Influência da espessura da camada de ligação sobre o fendilhamento à fadiga nas estruturas P3 e P4	206
Figura 6.19 – Influência da espessura da camada de ligação sobre a deformação permanente nas estruturas P3 e P6	207
Figura 6.20 – Variação de capacidade de suporte dos pavimentos P3 com um solo de fundação de 120 MPa e P6 com 100 MPa, em função da espessura da camada de ligação.	208
Figura 7.1 – Modelos e pressupostos de cálculo adotados para o dimensionamento probabilístico de pavimentos.....	213
Figura 7.2 – Implementação do modelo de Monte Carlo.....	216
Figura 7.3 – Representação esquemática da função do estado limite de um pavimento	220

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Taxas médias de crescimento anual do TMDAp (JAE, 1995)	10
Tabela 2.2 – Valores típicos do fator de agressividade do tráfego (JAE, 1995)	13
Tabela 2.3 – Valores de α_1 em função do tempo universal coordenado.....	25
Tabela 2.4 – Valores correntes para o coeficiente de poisson de misturas betuminosas (adaptado de ARA inc, 2004).....	57
Tabela 2.5 – Valores do fator de resistência ao envelhecimento	60
Tabela 4.1 – Fatores influenciadores do módulo de rigidez de uma mistura.....	120
Tabela 4.2 – Medidas estatísticas determinadas para a variação percentual da percentagem de betume em relação ao valor previsto em estudo de formulação.....	135
Tabela 4.3 – Medidas estatísticas determinadas para a variação percentual da baridade em relação ao valor previsto em estudo de formulação.	137
Tabela 4.4 – Resultados da regressão $y= m.x+b$ entre a baridade e porosidade para o material de desgaste.....	142
Tabela 4.5 – Resultados da regressão $y= m.x+b$ entre a baridade e porosidade para o material de macadame.	143
Tabela 4.6 – Medidas estatísticas para a penetração dos betumes 35/50 e 50/70	145
Tabela 4.7 – Estatísticas para a variação da percentagem de material que passa nos peneiros n.º 200, 4, 3/8’’ e 3/4’’ em relação ao valor previsto em estudo de formulação.....	149
Tabela 4.8 – Distribuições de probabilidade teóricas dos fatores necessários para a determinação do módulo de rigidez de uma mistura betuminosa com características de desgaste	153
Tabela 4.9 – Distribuições de probabilidade teóricas dos fatores necessários para a determinação do módulo de rigidez de uma mistura betuminosa com características de macadame .	153
Tabela 4.10 – Distribuições de probabilidade teóricas para os betumes 35 / 50 e 50 / 70.....	154
Tabela 4.11 – Valores previstos em estudo de formulação, médios, máximos e mínimos para misturas com características de desgaste.....	155

Tabela 4.12 – Valores previstos em estudo de formulação, médios, máximos e mínimos para misturas com características de macadame	155
Tabela 4.13 – Comparação dos valores médios dos fatores em estudo com as condições impostas no CE.	156
Tabela 4.14 – Valores médios, máximos e mínimos para as propriedades do betume	157
Tabela 4.15 – Comparação dos valores médios os betumes analisados com as condições impostas no CE.....	157
Tabela 5.1 – Temperaturas médias mensais no distrito de Bragança	160
Tabela 5.2 – Valores a considerar para os fatores influenciadores do módulo de rigidez.....	161
Tabela 5.3 – Valores de referência para o módulo de rigidez das misturas betuminosas	162
Tabela 5.4 – Avaliação dos fatores influenciadores do módulo de rigidez de acordo com o método da Shell	166
Tabela 5.5 – Avaliação dos fatores influenciadores do módulo de rigidez de acordo com o modelo da Universidade de Nottingham	167
Tabela 5.6 – Avaliação dos fatores influenciadores do módulo de rigidez de acordo com o modelo do Asphalt Institute.....	168
Tabela 5.7 – Avaliação dos fatores influenciadores do módulo de rigidez de acordo com o modelo Witczak de 1999	170
Tabela 5.8 – Avaliação dos fatores influenciadores do módulo de rigidez de acordo com o modelo do Hirsch.....	171
Tabela 6.1 – Estatísticas para a variação da espessura em relação em valor previsto em projeto... ..	176
Tabela 6.2 – Estatísticas determinadas para o módulo de rigidez de uma mistura betuminosa com características de desgaste e de macadame.....	179
Tabela 6.3 – Características mecânicas dos pavimentos considerados	185
Tabela 6.4 – Variações percentuais a impor ao módulo de rigidez e espessura das camadas betuminosas.	186
Tabela 6.5 – Variações máximas e mínimas da capacidade resistente dos pavimentos avaliados em função do critério de ruína e da variação imposta ao módulo de rigidez da camada de desgaste	187
Tabela 6.6 – Variações máximas e mínimas da capacidade resistente dos pavimentos avaliados em função do critério de ruína e da variação imposta ao módulo de rigidez da camada de base com características de macadame	191

Tabela 6.7 – Variações máximas e mínimas da capacidade resistente dos pavimentos avaliados em função do critério de ruína e da variação imposta ao módulo de rigidez da camada de ligação com características de macadame	195
Tabela 6.8 – Variações máximas e mínimas da capacidade resistente dos pavimentos avaliados em função do critério de ruína e da variação imposta à espessura da camada de desgaste.....	198
Tabela 6.9 – Variações máximas e mínimas da capacidade resistente dos pavimentos avaliados em função do critério de ruína e da variação imposta à espessura da camada de base com características de macadame.....	202
Tabela 6.10 – Variações máximas e mínimas da capacidade resistente dos pavimentos avaliados em função do critério de ruína e da variação imposta à espessura da camada de ligação com características de macadame	206
Tabela 7.1 – Número máximo de eixos padrão que as estruturas de pavimento admitem, considerando os valores previstos em estudo de formulação e projeto para os fatores com influência na rigidez das misturas betuminosas	214
Tabela 7.2 – Número máximo de eixos padrão que as estruturas de pavimento admitem, considerando os valores médios dos fatores com influência na rigidez das misturas betuminosas	215
Tabela 7.3 – Probabilidades de rotura obtidas pelo método Monte Carlo	217
Tabela 7.4 – Resultados do teste do qui-quadrado para o número máximo de eixos padrão que os pavimentos suportam.....	219
Tabela 7.5 – Valores médios e desvios padrão das variáveis aleatórias utilizadas para a previsão do risco.	221
Tabela 7.6 – Probabilidades de rotura: método FOSM versus simulação de Monte Carlo (MC), para uma solicitação igual a N_{vp}	222
Tabela 7.7 – Probabilidades de rotura: método FOSM versus simulação de Monte Carlo (MC), para uma solicitação igual a N_{vm}	223
Tabela 7.8 – Probabilidades de rotura: método estimativas pontuais (EP) versus simulação de Monte Carlo (MC) – Para uma solicitação igual a N_{vp}	226
Tabela 7.9 – Probabilidades de rotura: método das estimativas pontuais (EP) versus simulação de Monte Carlo (MC) – Para uma solicitação igual a N_{vm}	227
Tabela 7.10 – Intervalos de variação da probabilidade de rotura considerando uma solicitação igual a N_{vp}	230

Tabela 7.11 – Intervalos de variação da probabilidade de rotura considerando uma solicitação igual a N_{vm}	231
Tabela A 1 – Medidas estatísticas determinadas para a percentagem de betume do material com características de desgaste nas obras observadas.....	249
Tabela A 2 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da percentagem de betume em relação ao valor previsto em estudo de formulação, para o material com características de desgaste $\sim W(\alpha = 3,02; \beta = 0,139) - 10,0$	249
Tabela A 3 – Medidas estatísticas determinadas para a percentagem de betume do material com características de macadame nas obras observadas	250
Tabela A 4 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da percentagem de betume em relação ao valor previsto em estudo de formulação, para o material com características de macadame $\sim N(\mu = 0,79 ; \sigma = 3,29)$	250
Tabela B 1 – Medidas estatísticas determinadas para a baridade do material com características de desgaste nas obras observadas	251
Tabela B 2 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da baridade em relação ao valor previsto em estudo de formulação, para o material com características de desgaste $\sim N(\mu = -1,79 ; \sigma = 1,51)$	251
Tabela B 3 – Medidas estatísticas determinadas para a baridade do material com características de macadame nas obras observadas.....	252
Tabela B 4 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da baridade em relação ao valor previsto em estudo de formulação, para o material com características de macadame $\sim W(\alpha = 2,90 ; \beta = 0,034) - 4,3$	252
Tabela C 1 – Medidas estatísticas para a percentagem de material que passa no peneiro n.º 200 (material com características de desgaste).....	253
Tabela C 2 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da percentagem de material com características de desgaste que passa no peneiro n.º 200, em relação ao valor previsto em estudo de formulação $\sim N(\mu = -4,24 ; \sigma = 8,42)$	253
Tabela C 3 – Medidas estatísticas para a percentagem de material que passa no peneiro n.º 4 (material com características de desgaste).....	254

Tabela C 4 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da percentagem de material com características de desgaste que passa no peneiro n.º 4, em relação ao valor previsto em estudo de formulação $\sim N(\mu = 3,64 ; \sigma = 7,67)$	254
Tabela C 5 – Medidas estatísticas para a percentagem de material que passa no peneiro 3/8’’ (material com características de desgaste)	255
Tabela C 6 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da percentagem de material com características de desgaste que passa no peneiro 3/8’’, em relação ao valor previsto em estudo de formulação $\sim N(\mu = 1,18 ; \sigma = 5,07)$	255
Tabela C 7 – Medidas estatísticas para a percentagem de material que passa no peneiro n.º 200 (material com características de macadame).....	256
Tabela C 8 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da percentagem de material com características de macadame que passa no peneiro n.º 200, em relação ao valor previsto em estudo de formulação $\sim N(\mu = -2,61 ; \sigma = 14,34)$	256
Tabela C 9 – Medidas estatísticas para a percentagem de material que passa no peneiro n.º 4 (material com características de macadame).....	257
Tabela C 10 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da percentagem de material com características de macadame que passa no peneiro n.º 4, em relação ao valor previsto em estudo de formulação $\sim N(\mu = 1,59 ; \sigma = 6,51)$	257
Tabela C 11 – Medidas estatísticas para a percentagem de material que passa no peneiro 3/8’’ (material com características de macadame).....	258
Tabela C 12 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da percentagem de material com características de macadame que passa no peneiro 3/8’’, em relação ao valor previsto em estudo de formulação $\sim W(\alpha = 2,15 ; \beta = 0,175) - 13,2$	258
Tabela C 13 – Medidas estatísticas para a percentagem de material que passa no peneiro 3/4’’ (material com características de macadame).....	259
Tabela C 14 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da percentagem de material com características de macadame que passa no peneiro 3/4’’, em relação ao valor previsto em estudo de formulação $\sim N(\mu = -0,87 ; \sigma = 1,56)$	259
Tabela D 1 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A penetração nominal a 25°C de um betume 35/50 $\sim B(\alpha = 1,47 ; \beta = 3,064 ; A = 35 ; B = 50)$	260
Tabela D 2 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A penetração nominal a 25°C de um betume 50/70 $\sim B(\alpha = 1,63 ; \beta = 2,197 ; A = 50 ; B = 70)$	260

Tabela E 1 – Medidas estatísticas determinadas para a espessura da camada de desgaste nas obras observadas	261
Tabela E 2 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da espessura da camada de desgaste em relação ao valor previsto em projeto $\sim W(\alpha = 4,82; \beta = 0,367) - 32,0\%$	261
Tabela E 3 – Medidas estatísticas determinadas para a espessura da camada de macadame nas obras observadas	262
Tabela E 4 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da espessura da camada de macadame em relação ao valor previsto em projeto $\sim G(\alpha = 5,63; \beta = 0,047) - 31,4\%$	262
Tabela F 1 – Variação percentual do módulo de rigidez do material com características de desgaste em relação ao valor previsto em estudo de formulação, em função da percentagem de betume, para diferentes temperaturas e velocidades de circulação	263
Tabela F 2 – Variação percentual do módulo de rigidez do material com características de macadame em relação ao valor previsto em estudo de formulação, em função da percentagem de betume, para diferentes temperaturas e velocidades de circulação	264
Tabela F 3 – Variação percentual do módulo de rigidez do material com características de desgaste em relação ao valor previsto em estudo de formulação, em função da baridade, para diferentes temperaturas e velocidades de circulação.....	265
Tabela F 4 – Variação percentual do módulo de rigidez do material com características de macadame em relação ao valor previsto em estudo de formulação, em função da baridade, para diferentes temperaturas e velocidades de circulação.....	266
Tabela F 5 – Variação percentual do módulo de rigidez do material com características de desgaste em relação ao valor previsto em estudo de formulação, em função da penetração nominal do betume a 25°C, para diferentes temperaturas e velocidades de circulação	267
Tabela F 6 – Variação percentual do módulo de rigidez do material com características de macadame em relação ao valor previsto em estudo de formulação, em função da penetração nominal do betume a 25°C, para diferentes temperaturas e velocidades de circulação	268

Tabela F 7 – Variação percentual do módulo de rigidez do material com características de desgaste em relação ao valor previsto em estudo de formulação, em função da percentagem de material que passa no peneiro n.º200, para diferentes temperaturas e velocidades de circulação	269
Tabela F 8 – Variação percentual do módulo de rigidez do material com características de macadme em relação ao valor previsto em estudo de formulação, em função da percentagem de material que passa no peneiro n.º200, para diferentes temperaturas e velocidades de circulação	269
Tabela F 9 – Variação percentual do módulo de rigidez do material com características de desgaste em relação ao valor previsto em estudo de formulação, em função da percentagem de material que passa no peneiro n.º4 e 3/8'', para diferentes temperaturas e velocidades de circulação.....	270
Tabela F 10 – Variação percentual do módulo de rigidez do material com características de macadame em relação ao valor previsto em estudo de formulação, em função da percentagem de material que passa no peneiro n.º4, 3/8'' e 3/4'', para diferentes temperaturas e velocidades de circulação.....	270

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ϕ	Ângulo de fase
ν	Coefficiente de poisson
ψ	Fator
α	Fator de agressividade
γ	Fator de anisotropia, parâmetro
ϕ	Função de distribuição normal padronizada, função de tensão
β	Índice de fiabilidade
θ	Tensão volumétrica
δ	Valor mínimo de $\text{Log}(E^*)$
η	Viscosidade dinâmica do betume
$\rho\%$	Percentagem de variação da baridade em relação ao valor previsto em estudo de formulação
ε^*	Função sinusoidal de extensão
ε_0	Amplitude da tensão
α_1	Coefficiente
ν_{135}	Viscosidade cinemática a 135°C
∇^4	Duplo laplaciano
δ_b	Ângulo de fase do betume
ΔDE	Variação da energia dissipada entre o ciclo i e o $i+1$
$ E^* $	Módulo de rigidez
$\beta_{f1}, \beta_{f2}, \beta_{f3}$	Parâmetros
β_{FOSM}	Índice de fiabilidade FOSM
ΔH	Energia de ativação aparente característica do material
β_{HL}	Índice de fiabilidade de Hasofer-Lind ou FORM
Φ_i	Ângulo de fase no ciclo i
ε_i	Extensão no ciclo i

α_i	Fator de sensibilidade
σ_i	Tensão no ciclo i
η_o	Viscosidade dinâmica do betume original
τ_{oct}	Tensão de corte octoédrica
ϵ_p	Extensão vertical permanente
ϵ_q	Extensão distorcional
ϵ_r	Extensão segundo o eixo r, Extensão vertical reversível
f_r	Fator de indução de assentamento
σ_r	Tensão segundo o eixo r
ϵ_{rz}	Semi-distorção nos eixos r e z
τ_{rz}	Tensão de corte na faceta r e direção z
ϵ_t	Extensão de tração
σ_t	Tensão tangencial
$\eta_{t=0}$	Viscosidade dinâmica do betume após fabrico e aplicação
ΔTA	Amplitude térmica diária
ϵ_{tadm}	Extensão de tração máxima admissível na base das camadas betuminosas
ϵ_v	Extensão volumétrica
ϵ_z	Extensão segundo o eixo z
σ_z	Tensão segundo o eixo z
ϵ_{zadm}	Extensão vertical máxima admissível no topo do solo de fundação
\hat{X}	Vetor das variáveis aleatórias geradas segundo a sua distribuição de probabilidade
X_t^*	Ponto de dimensionamento
y_+^m	Valor de Y determinado com x_+
y_-^m	Valor de Y determinado com x_-
μ	Média
A	Agressividade de um veículo, constante, parâmetro
a	Parâmetro, raio da carga circular aplicada no pavimento
a_0, a_1, a_2, a_9	Parâmetros
A_t	Agressividade segundo o critério da fadiga por tração
A_T	Fator de escala
A_z	Agressividade segundo critério da deformação permanente
B	Constante, parâmetro
b	Parâmetro
b_1, b_2, b_3, b_4, b_9	Parâmetros

C	Constante
c_0, C_1, c_1, C_2	Parâmetros
CBR	Índice californiano de capacidade de carga (<i>California Bearing Ratio</i>)
CE	Caderno de encargos
C_H	Parâmetro
C_{ij}	Covariância entre a variável X_i e X_j
Code	Fator de resistência ao endurecimento
C_v	Coefficiente volumétrico de agregados
D	Constante, dano causado pelo eixo padrão
d_0, d_1	Parâmetros
DE	Energia dissipada no ciclo i
DER	Taxa de variação da energia dissipada
D_t	Dano causado pelo eixo padrão segundo o critério da fadiga por tração
D_z	Dano causado pelo eixo padrão segundo critério da deformação permanente
e	Número neperiano
E	Rigidez da camada
$E(Y^m)$	Valor esperado do momento de ordem m de Y
E^*	Módulo complexo
E_1	Componente real do módulo complexo
E_2	Componente imaginária do módulo complexo
e_k	Frequências esperadas na classe k
E_{mis}	Módulo de rigidez da mistura betuminosa
E_s	Módulo secante
E_{sf}	Módulo de deformabilidade do solo de fundação
ET	Estatística do teste
E_t	Módulo tangente
f	Frequência de ensaio
F_{env}	Fator ambiental
f_r	Frequência equivalente à temperatura de referência
f_R	Função de densidade de probabilidade da resistência
F_R	Função de distribuição de probabilidade acumulada da resistência
f_{RS}	Função de densidade de probabilidade conjunta da resistência e da solicitação
f_S	Função de densidade de probabilidade da solicitação
G	Módulo de distorção
G'	Componente real do módulo de distorção

G''	Componente imaginária do módulo de distorção
G_a	Parâmetro
G_b	Módulo de distorção do betume
GL	Grau de liberdade
h	Espessura
H	Matriz Heissiana
H_0	Hipótese nula
H_1	Hipótese alternativa
h_e	Espessura equivalente
H_{mb}	Espessura total das misturas betuminosas
i	Número imaginário
I	Primeiro invariante do tensor das tensões
IP	Índice de penetração
J_0	Função Bessel de primeira espécie e ordem 0
J_1	Função Bessel de primeira espécie e ordem 1
JAЕ	Junta Autónoma de Estradas
k	Fator
K	Módulo de compressão volumétrica
K_1, K_2, K_3	Parâmetros
K_a	Parâmetro
L_{ef}	Comprimento efetivo de aplicação da carga
m_i	Momento centrado de ordem i
m_i'	Momento ordinário de ordem i
M_r	Módulo resiliente
M_{ropt}	Módulo resiliente em condições ótimas
n	Número de eixo de um veículo, parâmetro, porosidade
N	Número de repetições
$n\%$	Porcentagem de variação da porosidade em relação ao valor previsto em estudo e formulação
N_{eq}	Número eixos padrão que solicitam o pavimento
N_f	Resistência à fadiga
N_{f50}	Número de repetições para o qual corresponde uma perda de 50% do módulo de rigidez inicial da mistura
N_p	Número de veículos pesados acumulados que solicitam o pavimento
N_{tmax}	Número máximo de eixos padrão segundo o critério da fadiga por tração

N_{vm}	Número máximo de repetições do eixo padrão utilizando os valores médios para os fatores influenciadores do módulo de rigidez das misturas betuminosas
N_{vp}	Número máximo de repetições do eixo padrão utilizando os valores previstos para os fatores influenciadores do módulo de rigidez das misturas betuminosas
N_{zmax}	Número máximo de eixos padrão segundo o critério da deformação permanente
P	Probabilidade, tensão normal média
P_-, P_+	Fatores de ponderação
P_0	Penetração inicial do betume a 25°C, peso do eixo padrão
P_{200}	Percentagem de material que passa no peneiro 200
P_{25}	Penetração nominal do betume a 25°C
P_{34}	Percentagem acumulada de material retido no peneiro 3/4''
P_{38}	Percentagem acumulada de material retido no peneiro 3/8''
P_4	Percentagem acumulada de material retido no peneiro n.º 4
p_a	Percentagem de agregado, pressão atmosférica
p_b	Percentagem de betume
P_c	Volume agregado de contacto
p_f	Probabilidade de falha
p_{fep}	Probabilidade de falha determinada pelo método das estimativas pontuais
p_{ff}	Probabilidade de falha determinada pelo método FOSM
p_{fmc}	Probabilidade de falha determinada pelo método de simulação de Monte Carlo
p_{ft}	Probabilidade de falha segundo o critério da fadiga por tração
p_{fz}	Probabilidade de falha segundo o critério da deformação permanente
P_i	Peso do eixo i
PV	Patamar da taxa de variação de energia dissipada
R	Constante de gás universal, resistência
S	Solicitação
S_b	Módulo de rigidez do betume
S_f	Fator
SF	Solo de fundação
S_i	Rigidez da mistura no ciclo i
T	Temperatura
t	Tempo
TA	Temperatura do ar a certa hora do tempo universal coordenado
T_{ab}	Temperatura anel e bola
T_{ab0}	Temperatura anel e bola inicial

$T_{A_{max}}$	Temperatura máxima do ar
$T_{A_{min}}$	Temperatura mínima do ar
$TMDA_p$	Tráfego médio diário anual de veículos pesados no ano de abertura
T_r	Temperatura de referência
t_r	Tempo de carregamento à temperatura de referência
u	Deslocamento horizontal
V	Velocidade
V_a	Porcentagem volumétrica de agregado
V_b	Porcentagem volumétrica de betume
VFB	Porcentagem de vazios da mistura betuminosa preenchidos com betume
VMA	Volume de vazios no esqueleto do agregado da mistura betuminosa
VTS	Parâmetro
V_v	Porosidade da mistura
w	Deslocamento vertical, velocidade angular
W_i	Energia dissipada no ciclo i
W_t	Energia dissipada acumulada até à fadiga
x_-	Valor de x inferior à média
X'	Variável aleatória padronizada
x_+	Valor de x superior à média
X_i	Variável aleatória
Z	Função do estado limite, profundidade
Z_{ef}	Profundidade equivalente
α	Amplitude de valores possíveis para $Log(E^*)$, fator, nível de confiança
β	Fator, parâmetro
$\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4, \beta_5$	Parâmetros
η_{70}	Viscosidade dinâmica do betume a 70°F
μ_i	Média da variável aleatória X_i
μ_Z	Média da função do estado limite
σ	Desvio padrão
σ^*	Função sinusoidal de tensão
σ_0	Amplitude da tensão
σ_3	Tensão de confinamento
σ_d, d	Tensão deviatória
σ_i	Desvio padrão da variável aleatória X_i
σ_t	Tensão de tração

Γ	Função gamma
v_x	Coefficiente de assimetria de X
ρ	Baridade
ρ_a	Peso específico do agregado
ρ_b	Peso específico do betume
ρ_{\max}	Baridade máxima teórica
∇G	Gradiente da função do estado limite

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento

Seja pelo seu carácter duradouro, seja pelo efeito que produzem nas populações que servem ou ainda pelos montantes monetários envolvidos na sua construção e manutenção, as infraestruturas rodoviárias assumem um papel preponderante no desenvolvimento de qualquer região.

Num cenário cada vez mais global em que as sociedades se desenvolvem, a mobilidade de pessoas e bens é decisiva para o sucesso ou insucesso de qualquer atividade e promove de forma quase direta, a criação e captação de riqueza.

Neste contexto, a decisão de construção de uma via de comunicação definindo o respetivo corredor, implica a ponderação de um conjunto de fatores, mais ou menos racionais, nomeadamente a avaliação dos custos e dos riscos associados e a ponderação do grau de incerteza de cada um.

Imediatamente a jusante desta definição tem lugar a elaboração do projeto da obra. Nesta fase, são avaliadas e ponderadas as soluções possíveis e com base em critérios definidos é escolhida a melhor.

De forma generalista, o projeto de uma estrada (excluindo obras de arte) engloba os seguintes trabalhos: Terraplenagem; Drenagem; Pavimentação; Sinalização e Obras acessórias. Para situações correntes, os trabalhos de pavimentação representam 40% a 65% do investimento total necessário para a construção da infraestrutura e são aqueles onde o risco e a incerteza associados à solução são maiores.

De facto, para os trabalhos de terraplenagem, drenagem, sinalização e obras acessórias, a generalidade das dúvidas e previsões abordadas em fase de projeto ficam dissipadas com a execução da obra.

No final da obra, a sinalização implementada é a necessária e suficiente para garantir a segurança e informação aos utentes, independentemente de estar ou não, totalmente prevista em projeto. Caso se verifique que a configuração dos taludes definida em projeto não garante a sua estabilidade, a inclinação será corrigida. As condições de drenagem da via ficam perfeitamente asseguradas no final da obra, podendo apenas surgir ligeiros ajustes aquando das primeiras chuvas com a estrada em serviço. Os trabalhos de integração paisagística com mais ou menos alterações, ficam concluídos e outras infraestruturas de apoio ficam funcionais.

Para os trabalhos de pavimentação, em especial para aqueles que conduzem à formação da estrutura do pavimento que irá resistir ao tráfego, o risco e a incerteza estão presentes na concepção, construção e ao longo de toda a vida da estrada.

Durante a concepção, é necessário admitir certas características para os materiais que formam as várias camadas de pavimento. Deve atender-se às condições climáticas para a região, e ainda, elaborar uma previsão a dez, quinze ou vinte anos (função do período de vida considerado) da tipologia e características de circulação dos veículos que irão utilizar a via.

Em fase de construção, a incerteza resulta da variabilidade inerente aos materiais utilizados, condições de aplicação e espessura das camadas. Nada garante que as características dos materiais aplicados em obra sejam iguais às previstas em projeto. Dentro de certos limites, o caderno de encargo permite variações das propriedades dos materiais. Existem tolerâncias para as espessuras das camadas. Os ensaios realizados em obra não cobrem a totalidade da área pavimentada, etc.

Durante a vida da estrada, a ocorrência de acontecimentos que alterem significativamente as condições de projeto podem ditar o sucesso ou insucesso de uma solução. Por exemplo, a construção de uma albufeira altera a temperatura e humidade de uma região. A construção de uma unidade fabril altera significativamente o número de veículos pesados que solicitam a infraestrutura rodoviária que lhe dá acesso.

A existência de tais incertezas e a garantia de que as suas causas não podem ser totalmente controladas não significa que não se produzam esforços para as avaliar e quantificar, garantindo-se uma decisão mais consciente. É neste contexto de incerteza associada a todo o processo de definição da estrutura de um pavimento que este trabalho se insere.

1.2. Objetivos

Conhecidas as solicitações a que um pavimento é sujeito e definida a sua estrutura, no âmbito do seu dimensionamento estrutural, à pergunta: O pavimento está bem dimensionado? Dois tipos de resposta são possíveis:

1. O pavimento verifica (ou não) os critérios de dimensionamento;
2. A probabilidade de o pavimento verificar os critérios de dimensionamento é de P%.

Aos dois tipos de resposta estão associadas duas abordagens distintas, uma determinística e outra estocástica.

Inserido num contexto de incerteza inerente ao processo de avaliação do risco associado ao dimensionamento de um pavimento flexível, este trabalho assume um carácter predominantemente numérico. O principal objetivo é abordar a problemática do dimensionamento de pavimentos flexíveis de forma probabilística, possibilitando que a resposta à pergunta inicialmente formulada seja: A probabilidade de o pavimento verificar os critérios de dimensionamento é P%.

A informação necessária para abordar o dimensionamento de uma forma estocástica obrigou desde logo a uma desagregação do objetivo principal em quatro componentes cujo cumprimento foi condicionando o resultado final. Assim foram fixados os seguintes sub-objetivos:

1. Identificação dos parâmetros influenciadores do dimensionamento de um pavimento e caracterização dos fatores que os condicionam;
2. Avaliação da importância e influência dos fatores e parâmetros identificados;
3. Caracterização probabilística das variáveis envolvidas;
4. Implementação de rotinas e modelos para o cálculo probabilístico de pavimentos.

1.3. Ações desenvolvidas

A persecução dos objetivos definidos compreendeu três fases distintas: Uma de investigação teórica e bibliográfica, outra de recolha de dados para as caracterizações estatísticas e avaliação dos parâmetros de dimensionamento e por último a implementação de diferentes metodologias para o cálculo probabilístico de pavimentos.

Durante a primeira fase desenvolveram-se os necessários estudos teóricos e bibliográficos para melhor compreensão do processo de dimensionamento de um pavimento, incluindo a caracterização das ações, definição de modelos de comportamento e resposta dos materiais e os critérios de dimensionamento. Ainda com um carácter teórico, foram também investigados diferentes modelos de avaliação probabilística do risco estrutural.

Para a caracterização probabilística dos parâmetros necessários ao dimensionamento de pavimentos, foi feita a recolha de dados em nove obras realizadas no Distrito de Bragança. Com esta informação foi possível atribuir distribuições de probabilidade aos fatores envolvidos, o que permitiu o estudo da importância e influência de cada um deles na problemática do dimensionamento de pavimentos.

Finalmente, após implementação computacional do modelo multicamada de Burmister, foi possível testar e apreciar diferentes modelos de avaliação do risco associado ao dimensionamento de um

pavimento flexível. Esta apreciação, foi feita com base em estruturas de pavimento definidas no âmbito deste trabalho, para as quais se consideraram diferentes solicitações.

1.4. Organização

O trabalho agora apresentado está organizado em oito capítulos. No primeiro, **INTRODUÇÃO**, faz-se o enquadramento temático, apresentam-se os objetivos propostos, são descritas as ações desenvolvidas e é apresentada, de forma resumida, a organização da tese.

O segundo capítulo, **DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS**, é destinado à apresentação da problemática do dimensionamento de um pavimento. Abordam-se as solicitações, a caracterização mecânica dos materiais, apresenta-se de forma detalhada o modelo multicamada de Burmister e explicitam-se os critérios de dimensionamento.

No terceiro capítulo, **INCERTEZA E RISCO ASSOCIADOS AO DIMENSIONAMENTO DE UM PAVIMENTO**, são apresentados os fundamentos teóricos relativos à gestão da incerteza no dimensionamento de estruturas, expõem-se os diferentes métodos disponíveis para a sua determinação e define-se o problema em estudo.

No quarto capítulo, **IDENTIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DAS VARIÁVEIS ENVOLVIDAS**, confinado às camadas betuminosas, são definidas as variáveis aleatórias envolvidas no dimensionamento de um pavimento e com base em dados recolhidos em nove obras realizadas no Distrito de Bragança e em informação fornecida pela GALP relativa aos seus betumes 35/50 e 50/70, faz-se a sua caracterização estocástica.

No capítulo cinco, **AVALIAÇÃO E HIERARQUIZAÇÃO DOS FATORES NECESSÁRIOS À DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ DA MISTURA BETUMINOSA**, tendo presentes os resultados provenientes da caracterização estatística das variáveis analisadas, efetua-se uma análise de sensibilidade ao seu efeito sobre a rigidez de uma mistura betuminosa, recorrendo para isso a diferentes métodos de determinação do módulo de rigidez.

No capítulo seis, **CARACTERIZAÇÃO E HIERARQUIZAÇÃO DOS PARÂMETROS ASSOCIADOS À VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DE UM PAVIMENTO**, faz-se a caracterização estocástica dos parâmetros envolvidos na verificação estrutural de um pavimento ao nível das misturas betuminosas. Ainda neste capítulo, com base em estruturas de pavimento idealizadas para este trabalho, efetua-se uma análise de sensibilidade aos parâmetros anteriormente caracterizados.

No sétimo capítulo, **AVALIAÇÃO DO RISCO ASSOCIADO AO DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS**, recorrendo aos métodos de simulação de Monte-Carlo, Segundo Momento de Primeira Ordem (FOSM - First Order Second Moment, na terminologia inglesa) e estimativas pontuais, avalia-se o risco associado ao dimensionamento das estruturas de pavimento idealizadas.

O capítulo oito, **CONSIDERAÇÕES FINAIS**, contém uma síntese das principais conclusões obtidas ao longo do trabalho e aponta orientações para trabalho futuro.

2. DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS

2.1. Introdução

O dimensionamento de um pavimento consiste na definição de uma estrutura que assegure a função estrutural e funcional definida em função de padrões de qualidade estabelecidos para cada pavimento. A função estrutural está ligada à capacidade que o conjunto das diversas camadas têm para resistir às cargas aplicadas pelos veículos e às ações climáticas, sem sofrer degradações que ponham em risco a funcionalidade do pavimento. A função funcional está relacionada com as características de segurança e conforto da superfície da camada de desgaste do pavimento (Pais, 1999).

A complexidade estrutural dos pavimentos levou a que desde muito cedo se sentisse a necessidade de recorrer à experimentação. Nas primeiras décadas do século XX, a prática e a experiência eram as únicas formas de definir a espessura de um pavimento.

Os primeiros métodos de dimensionamento de pavimentos, designados empíricos, surgem da observação e análise dos resultados obtidos por esta via. Sendo baseados na experiência, os métodos empíricos, têm as suas equações de dimensionamento fortemente ligadas às condições climáticas e materiais que lhe dão origem, desta forma a sua aplicabilidade é limitada a condições semelhantes. Em Barbosa (1984), pode ser encontrada uma descrição alargada de vários métodos empíricos de dimensionamento de pavimentos.

O constante aumento do volume e da velocidade de circulação do tráfego juntamente com o aparecimento e rápida evolução dos meios de cálculo automático levaram, nos meados do século XX, ao aparecimento dos métodos racionais de dimensionamento, também apelidados de empírico-mecanicistas.

Conhecidas as ações a que um pavimento é sujeito, definida a sua geometria, avaliadas as propriedades mecânicas dos materiais que o constituem e definindo um modelo de comportamento, é possível determinar o estado de tensão e deformação a que o pavimento é sujeito. Comparando as tensões e deformações obtidas por esta via com critérios de dimensionamento previamente definidos, avalia-se a capacidade que o pavimento em análise tem de resistir às solicitações. Estes são os fundamentos da abordagem racional.

Embora o dimensionamento dos pavimentos tenha evoluído de arte para ciência ao longo do tempo, o empirismo continua a ter um importante papel. A designação empírico-mecanicista resulta do facto de estes métodos terem na sua base a análise por via analítica da estrutura e ao mesmo tempo recorrerem à observação de pavimentos, para validar os modelos e critérios de dimensionamento adotados.

Os métodos racionais requerem quatro pontos fundamentais:

1. Definição e conhecimento das solicitações;
2. Caracterização mecânica dos materiais aplicados;
3. Modelo de comportamento estrutural;
4. Critérios de dimensionamento.

Inicialmente utilizados por Dormon e Metcalf (1965), os critérios estruturais de dimensionamento de pavimentos são o fendilhamento por fadiga das camadas betuminosas e a deformação permanente do pavimento (formação de rodeiras).

Kerkhoven e Dormon (1953), sugeriram o uso da extensão vertical no topo do solo de fundação, como forma de controlar a deformação permanente do pavimento. Saal e Pell (1960) recomendaram o uso da extensão horizontal na base das camadas betuminosas para controlo do fendilhamento por fadiga das camadas betuminosas.

Com fundamento na mecânica dos meios contínuos, o modelo multicamada de Burmister é aquele que com mais frequência se aplica para a modelação do comportamento estrutural do pavimento. Este modelo admite que o pavimento é constituído por uma sobreposição de camadas homogéneas e isotrópicas caracterizadas por um módulo de elasticidade e um coeficiente de poisson, sendo estes os parâmetros necessários para a caracterização mecânica dos materiais.

Ao nível das ações, o tráfego e as condições climáticas são os aspetos que condicionam o dimensionamento.

A abordagem racional é um processo cíclico (Figura 2.1) que se repete até se obter uma solução que cumpra, numa primeira fase, os critérios de dimensionamento e, posteriormente, considerações de carácter económico e construtivo.

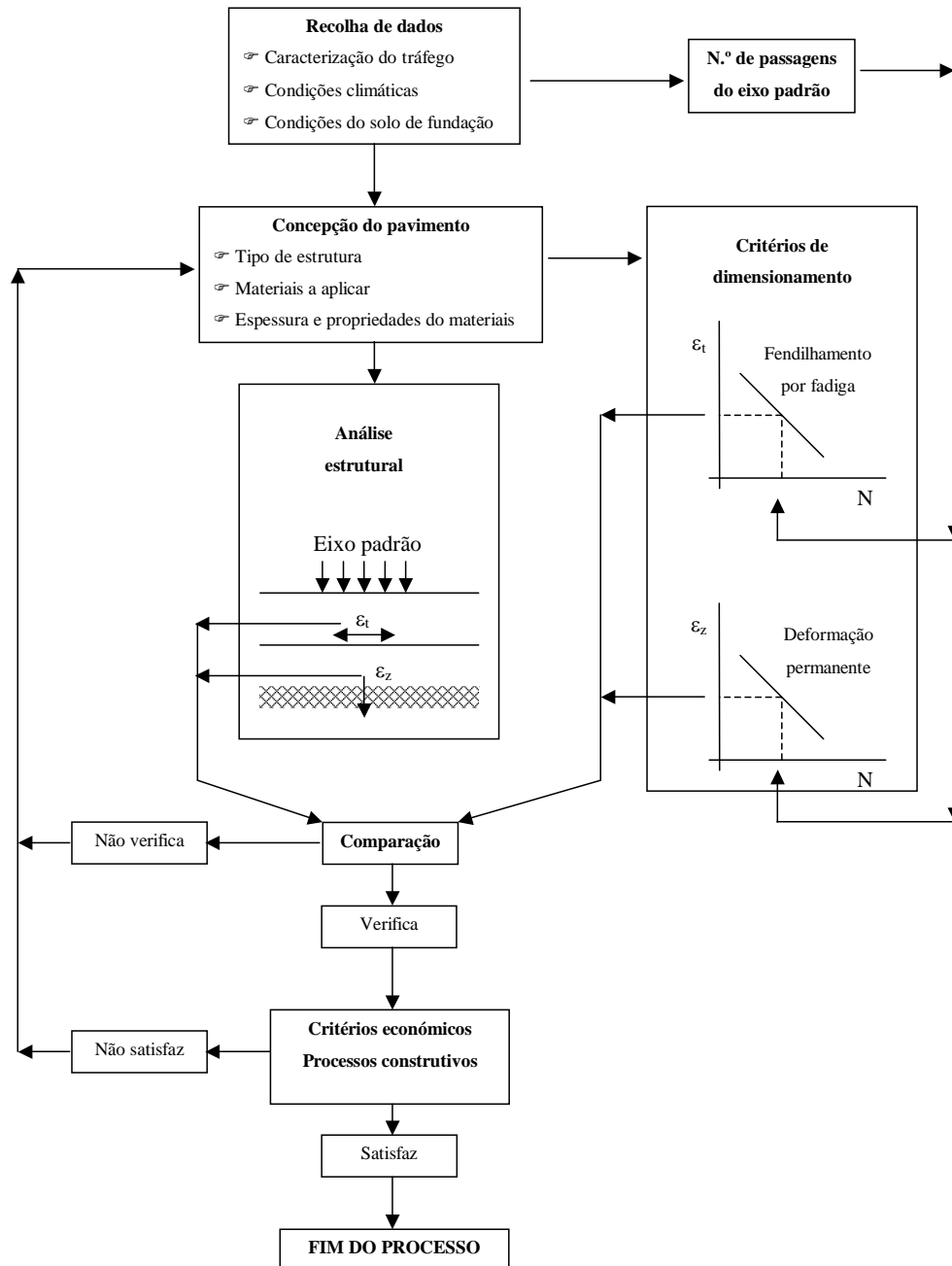


Figura 2.1 – Ciclo de dimensionamento de pavimentos flexíveis (adaptado de Azevedo, 1993)

Os quatro pontos indispensáveis para o dimensionamento racional de pavimentos são seguidamente abordados de forma mais detalhada.

2.2. Solicitações

O conhecimento das ações a que uma estrutura fica sujeita é um aspeto fundamental para o seu correto dimensionamento e sucesso futuro da solução preconizada.

Enquanto para a generalidade das estruturas as ações têm um carácter quase determinístico e a capacidade dos elementos resistentes é constante ao longo do tempo, no caso dos pavimentos flexíveis as ações são incertas e a resistência da estrutura depende das solicitações passadas.

O carácter dinâmico da resistência do pavimento juntamente com a necessidade de prever ações futuras, confere ao processo de definição das solicitações uma dificuldade acrescida.

Tal como referido anteriormente, o tráfego e as condições climáticas são as ações fundamentais a que um pavimento é sujeito. A forma de promover a sua quantificação é feita seguidamente de forma individualizada.

2.2.1. Tráfego

O tráfego é a principal ação a que um pavimento está sujeito. A sua atuação é feita pelo contacto dos pneumáticos com a superfície do pavimento transmitindo-lhe cargas que dependem do peso do veículo, do tipo de pneu e suspensão, do número de eixos, e ainda da velocidade de circulação.

Quando o dano acumulado resultante da passagem dos veículos alcança um certo valor, o pavimento atinge o seu estado limite de utilização. A contabilização da ação do tráfego é desta forma um exercício de previsão que normalmente se estende por um período de 10 a 20 anos. Esta previsão pode ser elaborada com recurso a modelos estatísticos ou em alternativa, recorrendo ao Manual de Dimensionamento de Pavimentos da Rede Rodoviária Nacional (JAE, 1995) que em função do tráfego médio diário anual de veículos pesados no ano de abertura (TMDAp), por sentido e na via mais solicitada, fixa taxas médias de crescimento anual (Tabela 2.1).

Tabela 2.1 – Taxas médias de crescimento anual do TMDAp (JAE, 1995)

TMDAp	Taxa média de crescimento anual
< 300	3%
300 - 800	4%
800 - 2000	5%

Estimada a quantidade de veículos que se espera venham a passar na infraestrutura ao longo da sua vida útil, importa de seguida apreciar a variabilidade das cargas.

Em sede de dimensionamento de um pavimento, a variabilidade do tráfego é transformada em eixos padrão recorrendo ao conceito de agressividade. Este conceito permite a conversão de qualquer tipo de veículo pesado num número equivalente de passagens do eixo padrão escolhido.

Com carga e configuração geométrica bem definidas (Figura 2.2), os eixos padrão mais frequentes são os de rodado duplo de 80 e 130 kN que transmitem cargas de 20,0 e 32,5 kN por roda.

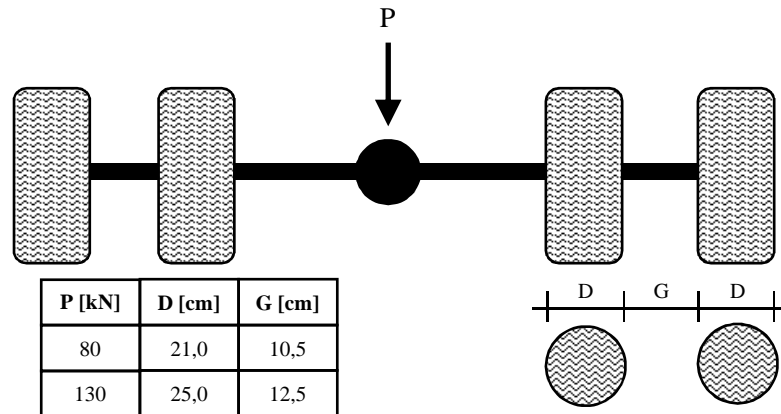


Figura 2.2 – Eixo duplo de 80 e 130 kN

Sendo P_0 o peso do eixo padrão e P_i o peso de cada um dos n eixos do veículo em estudo, a agressividade (A) do veículo é obtida por:

$$A = \sum_{i=1}^n \left(k \frac{P_i}{P_0} \right)^x \tag{2.1}$$

Onde:

- n Número de eixos do veículo em estudo;
- k Fator que depende do tipo de eixo (1 – para eixo simples; 0,57 – para eixo duplo e 0,55 – para eixo triplo);
- x Fator que depende do tipo de pavimento.

Para pavimentos flexíveis na sequência de estudos realizados no âmbito dos ensaios AASHO, o valor mais frequente da potência x é 4, sendo a expressão anterior conhecida como a lei da quarta potência.

No âmbito do projeto FORCE (OCDE, 1991), a aplicação da expressão anterior revelou uma variação contínua do expoente x entre 2 e 9, em função do grau de degradação do pavimento.

Dados recolhidos no âmbito de um protocolo JAE / LNEC (Lima et al, 1999) num troço de IP5 próximo de Aveiro, apontam para um expoente próximo de 5.

A agressividade de um veículo assenta na noção de dano relativo entre dois eixos. O dano causado pela passagem de um eixo é definido como o inverso do número de passagens desse eixo até se obter a rotura do pavimento. Se N representar o número de passagens de determinado eixo que a estrutura suporta sem atingir certo estado de ruína, o dano (D) é obtido por: $D = 1/N$.

Se D_t e D_z representarem, respetivamente, o dano causado pelo eixo padrão segundo o critério da fadiga por tração e deformação permanente e d_t e d_z tiverem significado análogo para um outro eixo qualquer, a agressividade segundo cada um dos critérios de dimensionamento (A_t e A_z) é obtida por:

$$A_t = \frac{D_t}{d_t} \quad 2.2$$

$$A_z = \frac{D_z}{d_z} \quad 2.3$$

A agressividade (A) de um eixo qualquer é desta forma uma função de A_t e A_z , ou seja: $A = f(A_t, A_z)$. De acordo com Peyronne et al, (1991), a relação entre os dois parâmetros da função não é conhecida, variando com o tipo de pavimento e estado de conservação.

Conhecida a agressividade A_j de todos os M veículos que passam na infraestrutura, o número total de eixos padrão que solicitam o pavimento (N_{eq}) é obtido por:

$$N_{eq} = \sum_{j=1}^M A_j \quad 2.4$$

Na ausência de um estudo específico que permita avaliar localmente a agressividade do tráfego, é possível o recurso a fatores de agressividade (α). Tais fatores estabelecem uma relação entre o número de eixos padrão e o número de veículos pesados que passam num determinado troço.

$$\alpha = \frac{N_{ep}}{N_p} \quad 2.5$$

Sendo:

α Fator de agressividade;

N_p Número de veículos pesados acumulados que solicitam o pavimento;

N_{eq} Número eixos padrão que solicitam o pavimento.

O Manual de Dimensionamento de Pavimentos da Rede Rodoviária Nacional (JAE, 1995), em função do tráfego médio diário acumulado, recomenda os fatores de agressividade apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Valores típicos do fator de agressividade do tráfego (JAE, 1995)

(TMDAp)	Fator de agressividade	
	Eixo duplo de 80 kN	Eixo duplo de 130 kN
< 50	Estudo específico	
50 – 150	2,0	0,5
150 – 300	3,0	0,6
300 – 500	4,0	0,7
500 – 800	4,5	0,8
800 – 1200	5,0	0,9
1200 – 2000	5,5	1,0
> 2000	Estudo específico	

A tendência que se tem verificado ao nível dos veículos pesados para substituir os rodados duplos por rodados simples de base larga, para além do peso, tem posto em evidência um outro conjunto de fatores que contribuem para a agressividade dos veículos.

Se no passado (OCDE, 1983 e 1988) se considerava que, para o mesmo peso, um eixo com pneus de base larga causava mais dano no pavimento (da ordem de $1,2^4$ vezes) que um eixo duplo, investigação mais recente (COST 334, 2001) aponta para uma dependência do tipo de pavimento e critério de ruína considerado:

- Do ponto de vista da deformação permanente, quando a formação de rodeiras ocorre ao nível das camadas betuminosas, para espessuras da ordem dos 20 a 30 cm de material betuminoso, não se registam diferenças significativas entre os dois tipos de eixos;
- Ainda sob o ponto de vista da deformação permanente, quando as camadas granulares contribuem para a formação de rodeiras, enquanto para espessuras de material betuminoso da ordem dos 10 a 20 cm não se observam diferenças, para espessuras mais elevadas (30 cm), embora com pequena diferença, o dano causado pelo eixo simples de base larga é maior;
- Ao nível da fadiga por tração, embora o eixo duplo cause menos dano, a diferença é diminuta.

De acordo com Al-Qadi et al (2004) o aumento da área de contacto dos pneus de base larga com o pavimento que se tem verificado ao longo do tempo (Figura 2.3) contribui para a redução do dano causado por este tipo de eixos. O grande problema dos primeiros pneus de base larga é o aumento da pressão de contacto com o pavimento quando comparada com o rodado duplo.

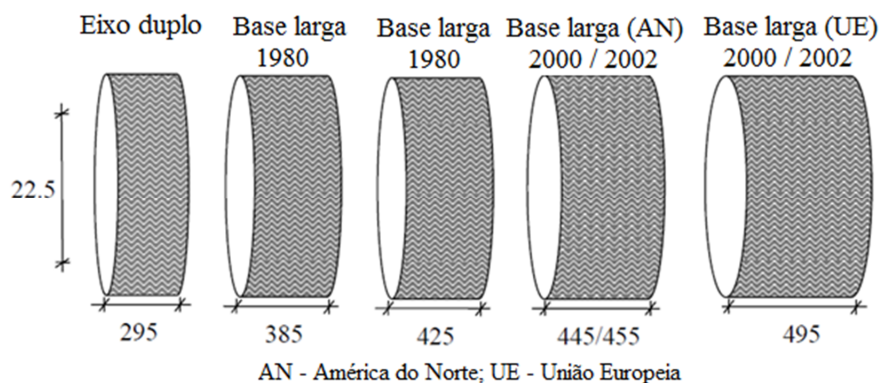


Figura 2.3 – Evolução dos pneus de base larga (adaptado de Al-Qadi et al, 2004)

A área de contacto entre o pneumático e a camada de desgaste é um dos aspetos relevantes para a análise de pavimento. Recorrendo a equipamento de medição, constatou-se que (Soares, 2005), para além do peso por eixo, a transmissão de tensões entre o pneu e o pavimento é significativamente afetada pela pressão de enchimento e tipo de pneu.

Na Figura 2.4 apresentam-se distribuições de tensão de diferentes pneus correspondendo as zonas vermelhas a locais de maior intensidade. Como se pode observar, a configuração do pneu altera de forma relevante a distribuição da carga transmitida à superfície de contacto.

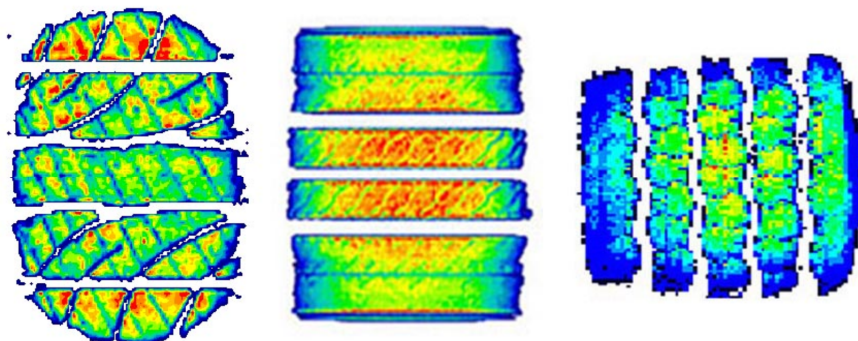


Figura 2.4 – Distribuição de tensão entre o pneumático e a superfície de contacto. (adaptado de Soares, 2005)

O perfil arredondado com que a maioria dos pneus são projetados (Al-Qadi et al, 2004), justifica que o aumento da pressão de enchimento se traduza na redução da área de contacto aumentando assim a pressão transmitida ao pavimento, causando-lhe desta forma maiores danos. Este aumento (COST 334, 2001) é particularmente relevante em pavimentos com pouca espessura de material betuminoso (da ordem dos 10 cm).

Para além das cargas transmitidas ao pavimento, a velocidade de circulação é outro fator preponderante para o dimensionamento de um pavimento.

Um veículo em repouso transmite cargas estáticas e constantes ao pavimento. Em movimento, as irregularidades da camada de desgaste geram oscilações ascendentes e descendentes que se traduzem em alterações dinâmicas das cargas transmitidas.

Esta variação dinâmica depende do peso, suspensão, pneus, velocidade do veículo e irregularidade da superfície do pavimento. A variação geralmente aumenta com a velocidade e as irregularidades (COST 334, 2001).

Embora se reconheça que as cargas verticais transmitidas pelos veículos aos pavimentos não têm uma distribuição uniforme e que tensões tangenciais na direção longitudinal e transversal estão também envolvidas no processo de degradação do pavimento, a sua quantificação continua a ser difícil.

Na Figura 2.5 apresentam-se as diferenças entre a distribuição de tensões tangenciais considerando cargas estáticas e dinâmicas.

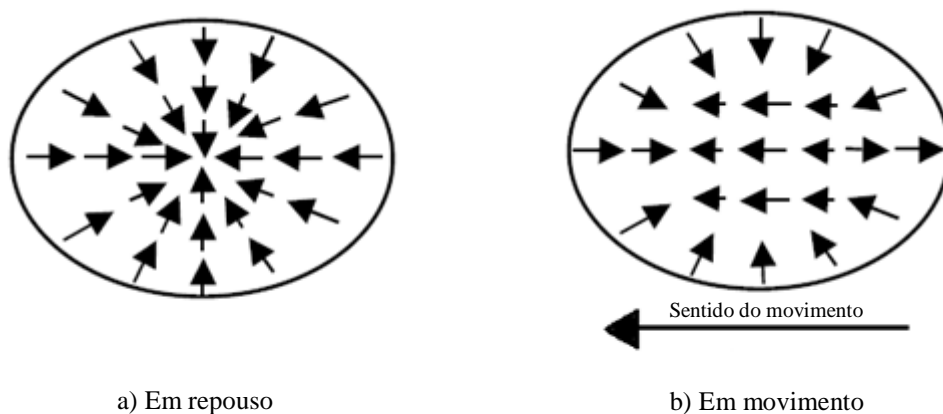


Figura 2.5 – Distribuição da tensão tangencial na área de contacto entre o pneu e o pavimento (Adaptado de Al-Qadi e Yoo, 2007)

A consideração das tensões tangenciais no dimensionamento de pavimentos (Al-Qadi e Yoo, 2007) afeta o estado de tensão junto à superfície do pavimento. O impacto da consideração deste tipo de tensões, que podem atingir 52% do valor da tensão vertical, depende do tipo de pavimento, características do pneu e carga aplicada e podem estar na origem do fendilhamento com origem na superfície, que se propaga de cima para baixo.

A tensão provocada por uma carga rolante num ponto localizado numa mistura betuminosa (Barksdale, 1971) atinge o máximo quando a projeção vertical do centro da carga é coincidente com o ponto e é nula quando a carga se situa a certa distância. De acordo com este investigador, a tensão no ponto em causa pode ser simulada por uma função sinusoidal ou triangular tal como representado na Figura 2.6. O tempo de carga t , depende da velocidade da profundidade e da área de contacto entre o pneumático e o pavimento.

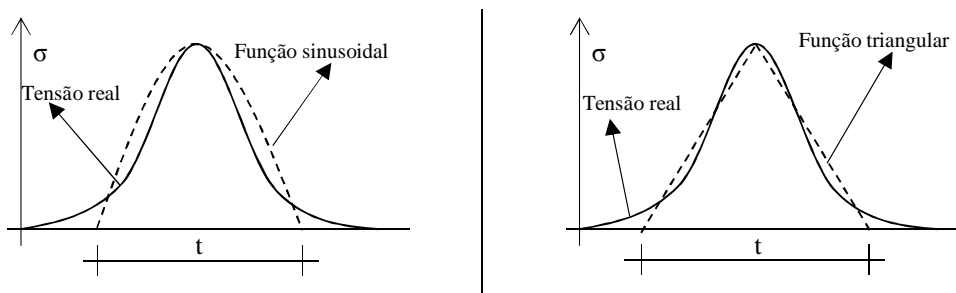


Figura 2.6 – Modelação da tensão num ponto em função da distância a uma carga rolante

A duração do tempo de carga é particularmente relevante ao nível das camadas betuminosas. A continuidade matemática da função sinusoidal é a razão pela qual o estudo dos materiais viscoelásticos se tem vindo a realizar de acordo com este modelo.

Utilizando uma função sinusoidal e recorrendo a um modelo elástico linear, Brown (1973) desenvolveu a seguinte expressão para avaliar o tempo de carga em função da velocidade e profundidade:

$$\text{Log}(t) = 0,5h - 0,20 - \text{Log}(V) \quad 2.6$$

Sendo:

- t Tempo de carga [s];
- h Profundidade ao ponto médio da camada a considerar [m];
- V Velocidade [km/h].

A dependência do tempo de carga da velocidade e da profundidade foi também evidenciada por Ullidtz (1979). Segundo este investigador, o tempo de carga pode ser obtido por:

$$t = \frac{2(a + h)}{V} \quad 2.7$$

Sendo:

- t Tempo de carga [s];
- h Profundidade ao ponto médio da camada a considerar [m];
- a Raio da carga circular aplicada na superfície do pavimento [m];
- V Velocidade [m/s].

No âmbito dos projetos 1-37A e 1-40D desenvolvidos pelo NCHRP, que desenvolveu o programa Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (MEPDG), o tempo de carga é definido em função da velocidade e de um comprimento efetivo de aplicação da carga que depende da rigidez das camadas envolvidas. A expressão preconizada tem a seguinte forma:

$$t = \frac{L_{ef}}{17,6 V} \quad 2.8$$

Sendo:

- t Tempo de carga [s];
- L_{ef} Comprimento efetivo de aplicação da carga [m];
- V Velocidade [m/s].

Na expressão anterior, a profundidade é contabilizada através da determinação do comprimento efetivo de aplicação da carga. Este conceito (ARA inc., 2003) representa a duração de metade do período da função sinusoidal de tensão e depende das propriedades das camadas aplicadas e da configuração da carga.

Como se pode observar na Figura 2.7, a inclinação das linhas de degradação da carga ao longo do pavimento variam em função do tipo de material. As camadas betuminosas com maior rigidez provocam uma degradação de carga mais acentuada.

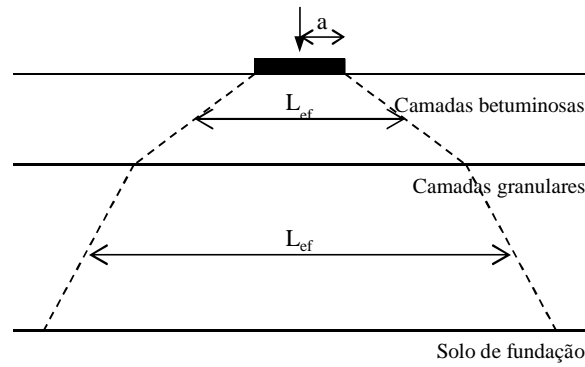


Figura 2.7 – Comprimento efetivo de aplicação da carga

Na ausência de uma relação que defina a inclinação das retas de degradação da carga, a determinação do comprimento equivalente é feita recorrendo ao método da espessura equivalente, também designado por método de Odemarh's. Esta abordagem, em função da rigidez e da espessura, permite converter duas camadas numa só recorrendo ao conceito de espessura equivalente.

Segundo o método de Odemarh's, a rigidez de uma camada é proporcional a:

$$\frac{h^3 E}{1 - \nu^2} \quad 2.9$$

Onde:

- h Espessura da camada;
- E Rigidez da camada;
- ν Coeficiente de poisson.

Tendo presente a Figura 2.8, a determinação da espessura equivalente (h_e) é feita recorrendo à seguinte igualdade:

$$\frac{h_1^3 E_1}{1 - \nu_1^2} = \frac{h_e^3 E_2}{1 - \nu_2^2} \quad \text{ou} \quad h_e = h_1 \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2} \times \frac{1 - \nu_2^2}{1 - \nu_1^2}} \quad 2.10$$

Assumindo que as camadas têm o mesmo coeficiente de poisson:

$$h_e = h_1 \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} \quad 2.11$$

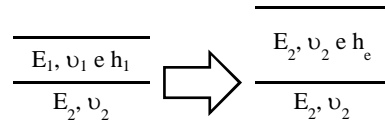


Figura 2.8 –Transformação de Odemark's

Em referência ao solo de fundação, para o qual se admite uma degradação de cargas a 45° (ARA inc., 2003), a espessura das camadas presentes no pavimento são convertidas em espessuras equivalentes de solo de fundação (Figura 2.9).

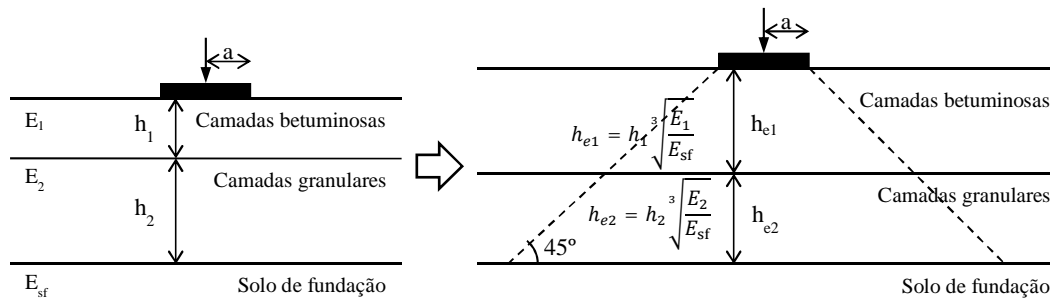


Figura 2.9 –Espessura equivalente das camadas do pavimento tendo como referência o solo de fundação

Neste contexto, a determinação do comprimento efetivo de aplicação da carga em certa camada requer a determinação da profundidade equivalente (Z_{ef}) recorrendo à transformação de Odemark's.

$$Z_{ef} = \sum_{i=1}^{n-1} \left(h_i \sqrt[3]{\frac{E_i}{E_{sf}}} \right) + h_n \sqrt[3]{\frac{E_n}{E_{sf}}} \quad 2.12$$

Na expressão anterior as camadas são numeradas de cima para baixo e n corresponde à camada onde se pretende determinar a profundidade equivalente. No exemplo da Figura 2.10, a profundidade equivalente a meio da terceira camada, por aplicação da expressão 2.12, é:

$$Z_{ef} = \sum_{i=1}^{3-1} \left(h_i \sqrt[3]{\frac{E_i}{E_{sf}}} \right) + \frac{h_3}{2} \sqrt[3]{\frac{E_3}{E_{sf}}} = h_1 \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_{sf}}} + h_2 \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_{sf}}} + \frac{h_3}{2} \sqrt[3]{\frac{E_3}{E_{sf}}} \quad 2.13$$

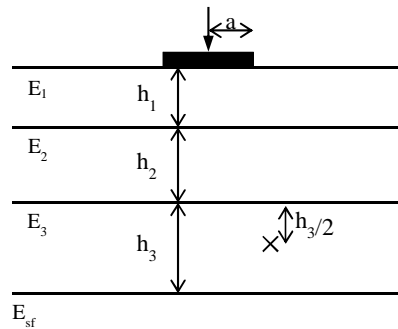


Figura 2.10 –Determinação da profundidade equivalente

Determinada a profundidade equivalente o comprimento equivalente é obtido por:

$$L_{ef} = 2(a + Z_{ef}) \quad 2.14$$

Tendo presente que a rigidez das misturas betuminosas depende do tempo carga, a aplicação deste método requer um processo iterativo. Partindo de uma primeira estimativa da rigidez das camadas obtida com base num tempo de aplicação da carga inicial (Robbins, 2009), aplica-se o método de forma cíclica até à convergência da rigidez.

2.2.2. Condições climáticas

As condições climáticas têm um efeito significativo no desempenho dos pavimentos flexíveis. Fatores externos como precipitação, temperatura, ciclos de gelo-degelo e posição do nível freático, são os aspetos preponderantes sob o ponto de vistas das condições climáticas nos pavimentos. Fatores internos como a suscetibilidade dos materiais de pavimentação à humidade e aos ciclos de gelo-degelo bem como a sensibilidade das misturas betuminosas à temperatura definem a forma como o pavimento reage às solicitações ambientais.

Temperatura e humidade são os dois fatores que mais influenciam a capacidade de carga de um pavimento:

- a) O carácter viscoelástico das misturas betuminosas traduz-se pela redução da sua rigidez com o aumento da temperatura;
- b) Embora a capacidade resistente dos materiais granulares não seja afetada pelas normais variações de temperatura, abaixo dos zero graus a água congela originando uma melhoria temporária da capacidade resistente deste tipo de material;
- c) Mantendo constantes todas as restantes variáveis, o aumento do teor de humidade nos materiais granulares reduz a sua capacidade de carga;

- d) A capacidade resistente dos materiais betuminosos não é afetada pela humidade. Contudo (Ara inc., 2004), o excesso de humidade pode levar ao desprendimento de material nas camadas superficiais. De acordo com Masad et al (2006) a humidade é um dos responsáveis pela perda de ligação entre o agregado e o betume.

A consideração do teor de água nas camadas granulares e da temperatura no dimensionamento de pavimentos é um processo complexo. No âmbito do MEPDG (Ara inc., 2004) foram criados modelos que incorporam a informação relativa à temperatura e humidade.

De uma forma sucinta, a temperatura ao longo da estrutura do pavimento é determinada tendo por base os processos de radiação e convecção que ocorrem à superfície e a condutividade e capacidade térmica dos materiais aplicados.

A consideração da humidade nos materiais granulares contempla fatores relativos à posição do nível freático, drenagem da via, porosidade das camadas adjacentes e precipitação. Nesta modelação a temperatura é também um fator preponderante para a simulação dos ciclos de gelo-degelo. Uma vez determinado o módulo resiliente em condições ótimas (M_{ropt}) a contabilização dos fatores apontados é feita recorrendo a um fator ambiental (F_{env}) que, em função do tempo, altera o módulo resiliente a considerar para efeitos de análise ($M_r = F_{env} \cdot M_{ropt}$).

Efetuando-se a análise ao longo da vida útil do pavimento, os modelos em causa requerem informações de carácter geral, como as datas de construção e abertura ao tráfego e ainda:

1. Caracterização meteorológicas:
 - a) Temperatura;
 - b) Precipitação;
 - c) Velocidade do vento;
 - d) Percentagem de exposição solar;
 - e) Humidade relativa.
2. Posição do nível freático;
3. Condições de drenagem;
4. Estrutura do pavimento e tipo de materiais.

Em Portugal (JAE, 1995) admite-se que, através de um sistema de drenagem eficaz e da impermeabilização das camadas granulares, seja possível limitar o efeito da humidade, garantindo um comportamento coerente.

Os ciclos de gelo-degelo têm efeitos importantes quanto à redução da capacidade de suporte e às variações das propriedades dos materiais, sendo considerados apenas em países com temperaturas muito reduzidas (Freitas, 2001).

Na Figura 2.11 apresenta-se a propagação da isotérmica 0°C ao longo de um pavimento num ciclo de gelo-degelo.

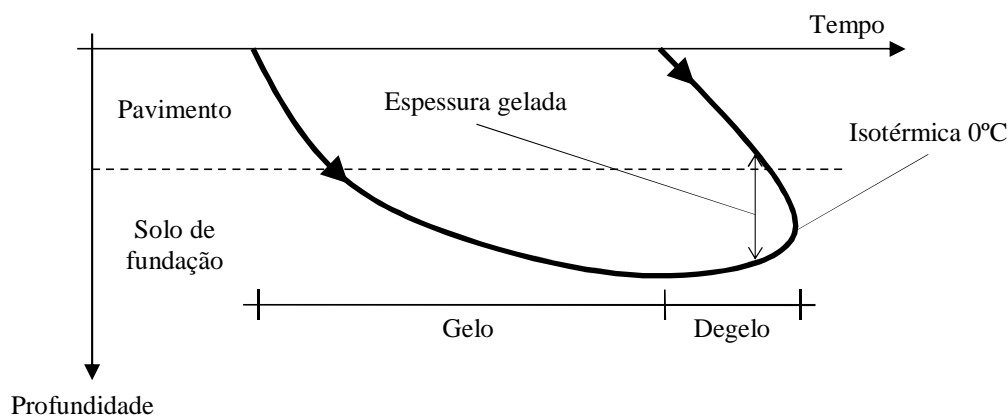


Figura 2.11 – Propagação da isotérmica 0°C ao longo de um pavimento (adaptado de Peyronne et al., 1991)

Na fase de formação de gelo, a existência de água nas camadas granulares e no solo de fundação, origina a formação de cristais de gelo à medida que a isotérmica 0°C entra nestas camadas. Por capilaridade (Peyronne et al, 1991), na interface da isotérmica 0°C observa-se um aumento da quantidade de água e a formação de lentes de gelo (Figura 2.12). O aumento de volume da água congelada gera tensões internas que podem provocar deformações superficiais.

Na fase de degelo observa-se a existência de duas isotérmicas: Uma descendente motivada pelo aumento da temperatura à superfície do pavimento, outra no sentido ascendente com origem na energia geotérmica.

Uma vez que a velocidade da isotérmica de degelo descendente é superior à ascendente (Peyronne et al, 1991), a água que se liberta das lentes de gelo à medida que a temperatura aumenta em profundidade, não é drenada. Verifica-se desta forma o aumento do teor de água e conseqüente redução da capacidade resistente do pavimento.

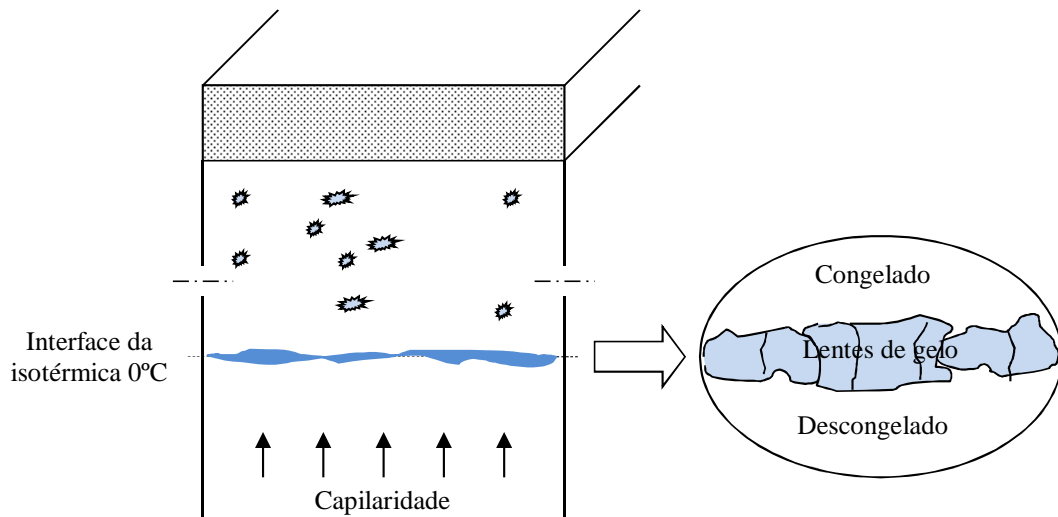


Figura 2.12 – Formação de lentes de gelo na interface da isotérmica 0°C

Tal como referido anteriormente, a temperatura é um influente fator da capacidade resistente de um pavimento com especial incidência ao nível das misturas betuminosas.

A dificuldade na modelação das variações de temperatura tem levado a que a sua contabilização seja feita através da consideração de um único valor, que se admite representativo de todos os ciclos anuais a que o pavimento ficará sujeito durante a sua vida.

Esta temperatura designa-se habitualmente por “temperatura anual equivalente”, porque pretende dar a possibilidade de encontrar um comportamento das misturas betuminosas que conduza ao mesmo dano num pavimento que o provocado pela grande variedade de comportamentos que se podem assinalar num ciclo anual (Picado-Santos, 1994).

Em Picado-Santos (1994), pode ser encontrada a descrição de vários métodos para a determinação da temperatura anual equivalente, sendo o método da Shell (COST 333, 1999) o mais utilizado em Portugal.

Recorrendo ao gráfico representado na Figura 2.13, pelo método da Shell e partindo das temperaturas médias mensais para a região onde se pretende calcular o pavimento, são determinados fatores de ponderação. Com a média dos fatores de ponderação anteriormente determinados, recorrendo ao mesmo gráfico determina-se a temperatura anual equivalente.

A temperatura de serviço a utilizar para o cálculo das propriedades mecânicas das misturas betuminosas é finalmente determinada, recorrendo à Figura 2.14, em função da espessura da camada.

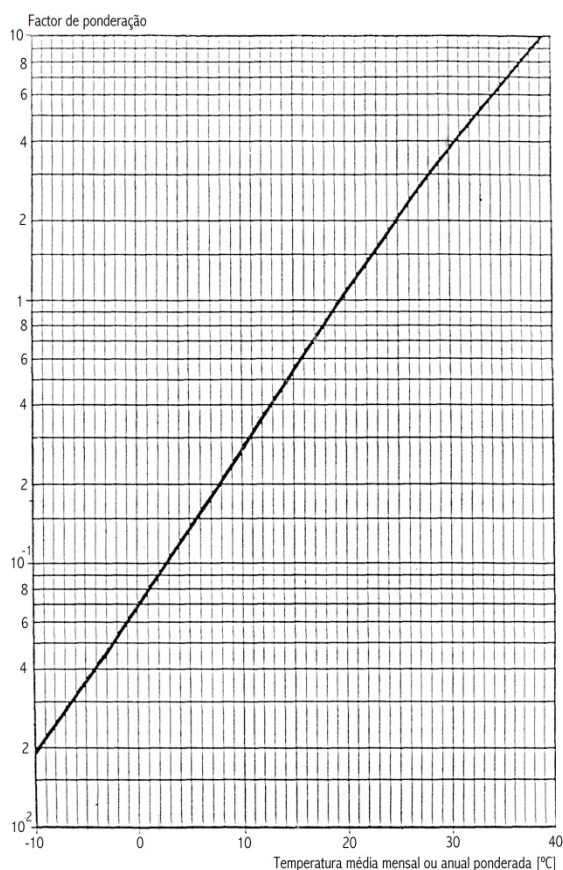


Figura 2.13 – Curva dos fatores de ponderação, método da Shell (Adaptado de Picado-Santos, 1988)

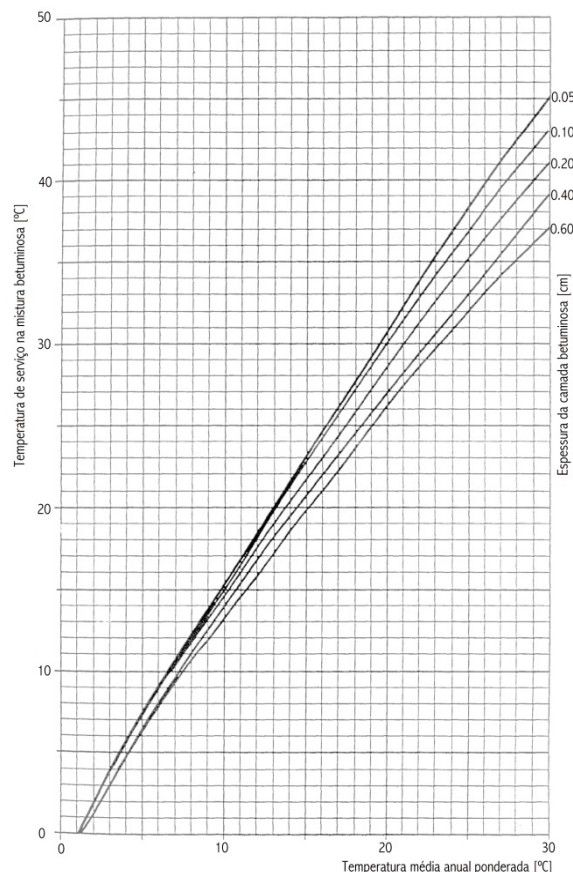


Figura 2.14 – Curva das temperaturas de serviço em misturas betuminosas, método da Shell (Adaptado de Picado-Santos, 1994)

Em trabalho desenvolvido por Picado-Santos (1996), demonstra-se que, em certas alturas do ano, é necessário utilizar uma distribuição horária para a temperatura e para o tráfego.

No âmbito desse trabalho foram desenvolvidos dois métodos: No primeiro, designado por PTE (Produz uma Temperatura Equivalente), a modelação das temperaturas horárias a diversas profundidades nas camadas betuminosas é efetuada através de uma distribuição horária de uma temperatura mensal equivalente; No segundo, designado por PETP (Produz um Espectro de Temperaturas no Pavimento), a modelação é efetuada à custa da distribuição horária de uma temperatura mensal, por cada profundidade considerada significativa para a representatividade do comportamento das camadas betuminosas.

Os dois processos correspondem a géneses diferentes: No processo que utiliza temperaturas equivalentes, a sua obtenção passa pelo conhecimento do dano no pavimento, pelo que depende do método de dimensionamento utilizado; No outro as temperaturas são obtidas pelo conhecimento do relacionamento entre temperaturas do ar e temperaturas no pavimento, pelo que não dependem de mais nenhum fator (Picado-Santos, 1996).

De uma forma sumária, a aplicação dos métodos compreende as seguintes fases:

1. Para os meses de Verão (Abril a Outubro, inclusive):
 - a) Obter as temperaturas médias mensais do ar relevantes para cada um dos meses em causa;
 - b) Aplicar um processo que permite ter a distribuição horária típica da temperatura do ar por mês;
 - c) Com a temperatura horária do ar, determinar a temperatura no pavimento usando uma equação apropriada que relaciona as duas variáveis.
2. Para os meses de Inverno (Novembro a Março, inclusive):
 - a) Obter as temperaturas médias do ar relevantes para cada um dos meses;
 - b) Com a temperatura do ar, determinar a temperatura no pavimento utilizando a equação aplicável.

Para a aplicação dos métodos, as temperaturas médias do ar podem ser obtidas nos anuários do Instituto de Meteorologia e a distribuição horária da temperatura do ar pode ser simulada por uma curva sinusoidal do tipo:

$$TA = TA_{max} - \alpha_1 \times \Delta TA \tag{2.15}$$

Em que:

- TA Temperatura do ar a certa hora do tempo universal coordenado;
- TA_{max} Temperatura máxima do ar;
- ΔTA Amplitude térmica diária (TA_{max} – TA_{min}) do mês mais quente;
- TA_{min} Temperatura mínima do ar;
- α₁ Coeficiente que toma os valores apresentados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Valores de α₁ em função do tempo universal coordenado

α ₁ Para cada hora do tempo universal coordenado											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0,93	0,98	1,00	0,98	0,93	0,85	0,75	0,63	0,50	0,37	0,25	0,15
α ₁ Para cada hora do tempo universal coordenado											
13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
0,07	0,02	0,00	0,02	0,07	0,15	0,25	0,37	0,50	0,63	0,75	0,85

Relativamente às equações para relacionar a temperatura do ar com a temperatura nas camadas betuminosas, estas são do tipo:

$$T = a \times TA + b \quad 2.16$$

Com:

T Temperatura na camada betuminosa

TA Temperatura do ar

a e b Parâmetros de regressão disponíveis em Picado-Santos (1996)

Ambos os métodos foram desenvolvidos tendo por base estruturas de pavimentos flexíveis, compostas por uma camada de base com 20 cm, espessuras de materiais betuminosos de 13, 24 e 35 cm e solos de fundação com CBR's de 5 e 10%. Desta forma, a aplicação dos métodos fica restringida a pavimentos semelhantes aos de referência. Contudo, segundo o autor, a sua utilização pode ser estendida, por interpolação, com suficiente aproximação a pavimentos com espessuras de materiais betuminosos entre as dos pavimentos que estiveram na base do trabalho.

2.3. Características mecânicas dos materiais

2.3.1. Solo de fundação

A caracterização da deformabilidade dos solos, para efeitos de análise estrutural de pavimentos, pode ser efetuada em laboratório, através de ensaios em câmaras triaxiais com cargas repetidas, sobre amostras intactas, ou sobre provetes moldados em condições semelhantes às de obra (Antunes, 1993).

Na Figura 2.15 apresenta-se o comportamento típico exibido por este tipo de material num ciclo de carga / descarga. A consideração de diferentes leituras permite a definição de distintos módulos de elasticidade:

1. Módulo tangente (E_t) - Define a relação entre a tensão e a deformação axial num ponto:

$E_t = \frac{\partial \sigma}{\partial \epsilon}$. Variando ao longo do ciclo de carga a sua quantificação deve ser sempre associada ao nível de tensão a que se refere;

2. Módulo secante (E_s) – Traduz a razão entre a tensão e a deformação num ponto em relação à origem: $E_s = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon}$. Na origem E_s e E_t são coincidentes e caracterizam o módulo tangente na origem (E_0);
3. Módulo reversível (M_r) – Corresponde à relação entre a tensão aplicada e a componente reversível da deformação: $M_r = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_r}$.

Embora se reconheça o carácter heterógeno e anisotrópico de um solo de fundação (Peyronne et al, 1991), a adoção do módulo reversível para a sua caracterização mecânica resulta da sua boa correlação com resultados obtidos na observação de pavimentos em serviço (George, 2003). De acordo com Huang (1993), à medida que o número de repetições aumenta, a componente plástica diminui e após 100 a 200 ciclos a deformação é praticamente elástica.

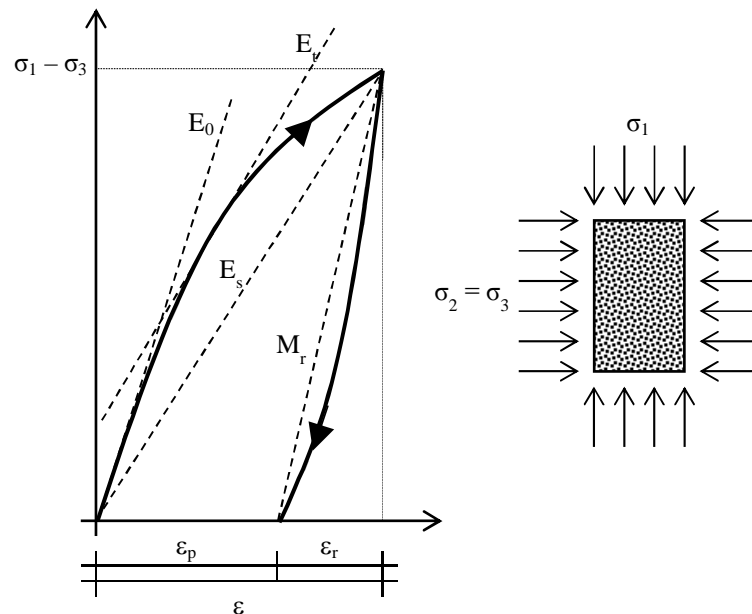


Figura 2.15 – Comportamento típico de um solo em ensaios triaxiais

A adoção do módulo reversível para a caracterização do solo de fundação garante o reconhecimento do seu comportamento não linear, uma vez que os modelos para a sua determinação dependem do estado de tensão a que o material é sujeito

Dependendo da tensão deviatória, de confinamento e volumétrica, apresentam-se de seguida as expressões mais simples:

$$M_r = K_1 \left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{K_2}, \text{ (Moossadeh e Witczak, 1981);} \quad 2.17$$

$$M_r = K_1 \left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{K_2}, \text{ (Dunlap, 1963);} \quad 2.18$$

$$M_r = K_1 \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{K_2}, \text{ (Seed et al, 1967).} \quad 2.19$$

Onde:

M_r Módulo reversível;

K_1, K_2 Parâmetro de ajustamento;

σ_d Tensão deviatória ($\sigma_1 - \sigma_3$);

σ_3 Tensão de confinamento;

θ Tensão volumétrica (Primeiro invariante do tensor das tensões, $I = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$);

p_a Pressão atmosférica (0,1 MPa).

Um modelo mais elaborado foi desenvolvido por Bonaquist, Witczak e Urzan (Witczak et al, 1995), aplicável a solos coerentes e materiais granulares, o módulo reversível é obtido pela seguinte expressão:

$$M_r = K_1 \cdot \tau_{oct}^{K_2} \cdot \theta^{K_3} \quad 2.20$$

Sendo:

K_1, K_2 e K_3 Parâmetros de ajustamento;

τ_{oct} Tensão de corte octoédrica: $\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}$;

θ Tensão volumétrica (Primeiro invariante do tensor das tensões: $I = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$).

Desenvolvido por Witczak e Urzan (1988) o modelo que se apresenta de seguida é o recomendado no âmbito do MEPDG (Ara inc., 2004a):

$$M_r = K_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{K_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{K_3} \quad 2.21$$

Sendo:

K_1, K_2 e K_3 Parâmetros de ajustamento;

τ_{oct} Tensão de corte octoédrica: $\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}$;

θ Tensão volumétrica (Primeiro invariante do tensor das tensões, $I = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$).

p_a Pressão atmosférica.

Com uma estrutura semelhante à expressão anterior, Balay (1997) apresentou na Oitava Conferência de Pavimentos Flexíveis o seguinte modelo aplicável a uma grande variedade de solos:

$$\frac{M_r}{p_a} = K_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^{K_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d + 1}{p_a}\right)^{K_3} \quad 2.22$$

Sendo:

K_1 , K_2 e K_3 Parâmetros de ajustamento;

σ_d Tensão deviatória ($\sigma_1 - \sigma_3$);

σ_3 Tensão de confinamento;

p_a Pressão atmosférica.

Tratando-se de um parâmetro necessário para a análise elástica, o coeficiente de poisson do solo de fundação, para além das características físicas e litológicas do material, é também dependente do estado de tensão instalado.

De acordo com Miranda (1995), devem utilizar-se valores entre 0,40 e 0,45 consoante o CBR seja superior ou inferior à ordem de grandeza dos 15%. Valores compreendidos entre 0,40 e 0,45 são também recomendados por George (2003).

A sofisticação do equipamento necessário para a obtenção dos parâmetros de ajustamento dos modelos apresentados leva a que, frequentemente, o módulo reversível seja obtido por propriedades determinadas mais facilmente, sendo o CBR (índice californiano de carga) a mais utilizada. Para este efeito são frequentes relações lineares ou exponenciais.

Segundo a expressão proposta pela Shell (1978) e pelo The Asphalt Institute (1981) o módulo de deformabilidade do solo (E_s) pode ser obtido por:

$$E_s = 10 \times \text{CBR} \quad 2.23$$

Também com uma relação linear (Regis, 1985), valores mais conservadores são obtidos pela expressão recomendada pelo Laboratoire Central de Ponts e Chaussés:

$$E_s = 5 \times \text{CBR} \quad 2.24$$

Como uma estrutura não linear, a expressão que se apresenta é recomendada pelo Transport Research Laboratory (Powell et al, 1984) para CBR's compreendidos entre 2 e 12 %, sendo também preconizada pelo MEPDG na ausência de elementos resultantes da caracterização triaxial dos materiais (Ara inc., 2004a):

$$E_s = 17,6 \times \text{CBR}^{0,64} \quad 2.25$$

2.3.2. Camadas granulares

O conceito de módulo reversível é também utilizado para a caracterização mecânica das camadas granulares. A dependência de parâmetros de ajustamento de todos os modelos não lineares, apresentados para os solos de fundação, permite a sua adaptação e aplicabilidade às camadas granulares. Sobre este aspeto refere-se que a expressão 2.21, proposta no âmbito do MEPDG para o solo de fundação, é também recomendada para qualquer material não ligado.

Desenvolvido especificamente para materiais granulares com base em ensaios triaxiais o modelo de Boyce (1980), tem vindo a ser utilizado, modificado e adaptado por vários autores. Expresso em termos do módulo de distorção (G) e módulo de compressão volumétrica (K) o modelo tem a seguinte forma:

$$G = \frac{q}{3\varepsilon_q} \quad 2.26$$

$$K = \frac{p}{\varepsilon_v} \quad 2.27$$

Onde:

p Tensão normal média: $(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$;

q Tensão deviatória: $(\sigma_1 - \sigma_3)$;

ε_q Extensão distorcional: $2 \cdot (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)/3$;

ε_v Extensão volumétrica: $(\varepsilon_1 + 2\varepsilon_3)$.

Em função do estado de tensão G e K são obtidos por:

$$G = G_a \left(\frac{p}{p_a} \right)^{1-n} \quad 2.28$$

$$K = \frac{K_a \left(\frac{p}{p_a}\right)^{1-n}}{1 - \beta \left(\frac{q}{p}\right)^2} \quad 2.29$$

Onde:

G_a , K_a e n Parâmetros experimentais;

p_a Pressão atmosférica;

$$\beta = (1 - n) \frac{K_a}{6G_a};$$

Os restantes parâmetros têm o significado já conhecido.

Para um material isotrópico, conhecidos os valores de G e K o coeficiente de poisson (μ) e o módulo de elasticidade podem ser obtidos por: $E = \frac{9.K.G}{G+3.K}$ e $\mu = \frac{3.K-2.G}{2.G+6.K}$.

Pelo exposto:

$$E = \frac{9 \cdot G_a \left(\frac{p}{p_a}\right)^{1-n}}{3 + \frac{G_a}{K_a} \left[1 - \beta \left(\frac{q}{p}\right)^2\right]} \quad 2.30$$

$$\mu = \frac{\frac{3}{2} - \frac{G_a}{K_a} \left[1 - \beta \left(\frac{q}{p}\right)^2\right]}{3 + \frac{G_a}{K_a} \left[1 - \beta \left(\frac{q}{p}\right)^2\right]} \quad 2.31$$

A aplicabilidade do modelo de Boyce (Balay et al, 1998) é limitada ao cumprimento das seguintes condições:

1. A tensão média (p) tem que ser estritamente positiva;
2. A relação $\left(\frac{p}{q}\right)$ tem que ser inferior a um valor tal que: $1 - \beta \left(\frac{p}{q}\right)^2 > 0$.

Hornych et al (1998) incorporaram no modelo o comportamento anisotrópico apresentado por alguns materiais. Esta alteração é traduzida pela introdução de um fator de anisotropia γ . Com esta modificação, as extensões volumétrica e distorcional são obtidas por:

$$\epsilon_v = \frac{p^{*n}}{p_a^{n-1}} \left[\frac{\gamma + 2}{3 \cdot K_a} + \frac{n - 1}{18 \cdot G_a} (\gamma + 2) \left(\frac{q^*}{p^*}\right)^2 + \frac{\gamma - 1}{3 \cdot G_a} \left(\frac{q^*}{p^*}\right) \right] \quad 2.32$$

$$\epsilon_q = \frac{2 \cdot p^{*n}}{3 \cdot p_a^{n-1}} \left[\frac{\gamma - 1}{3 \cdot K_a} + \frac{n - 1}{18 \cdot G_a} (\gamma - 1) \left(\frac{q^*}{p^*} \right)^2 + \frac{2 \cdot \gamma + 1}{6 \cdot G_a} \left(\frac{q^*}{p^*} \right) \right] \quad 2.33$$

Onde:

$$p^* = \frac{\gamma \cdot \sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3}{3}$$

$$q^* = \gamma \cdot \sigma_1 - \sigma_3$$

Os restantes parâmetros têm o significado já apresentado.

À semelhança do que já se havia referido para a caracterização do solo de fundação, o recurso a ensaios triaxiais nem sempre é possível, ou viável, em fase de dimensionamento de um pavimento.

De acordo com Freire (1994), quando o material granular tem sobrejacentes camadas de elevada rigidez, como por exemplo materiais betuminosos, as tensões envolvidas são relativamente pequenas e a consideração de um comportamento elástico é uma boa aproximação.

O método da Shell (1978), em função das características do solo de fundação e da espessura da camada granular, permite a determinação de um módulo de deformabilidade recorrendo à seguinte expressão:

$$E = K \cdot E_{sf} \quad 2.34$$

Onde:

$$K = 0,2 \times (h)^{0,45} \quad (2 < K < 4)$$

E Módulo de deformabilidade da camada granular [MPa];

h Espessura da camada [mm];

E_{sf} Módulo de deformabilidade do solo de fundação [MPa].

Substituindo o solo de fundação por outra camada granular a expressão apresentada permite estimar o módulo de deformabilidade de sucessivas camadas granulares.

A dependência do coeficiente poisson deste tipo de material do estado de tensão é posta em evidência pela expressão 2.31. De acordo com Boyce (1976), a deformação lateral de uma amostra de material granular sujeita a um ensaio triaxial aumenta com a tensão aplicada, considerando-se o valor de 0,3 como adequado para o coeficiente de poisson.

Miranda (1995) recomenda o valor de 0,35 para camadas granulares e bases tratadas com emulsão e 0,25 para bases tratadas com cimento.

2.3.3. Misturas betuminosas

O comportamento mecânico de uma mistura betuminosa caracteriza-se por ser viscoelástico, sendo as suas propriedades dependentes do tempo de carregamento e da temperatura.

Quando um material viscoelástico é sujeito a um carregamento sinusoidal com período P observa-se um desfasamento Z entre a tensão imposta e a extensão observada no material. Esta constatação é posta em evidência na Figura 2.16.

O ângulo de fase ϕ , traduz o carácter mais ou menos viscoso do material e o desfasamento Z é obtido pelo quociente entre o ângulo de fase e a velocidade angular ω .

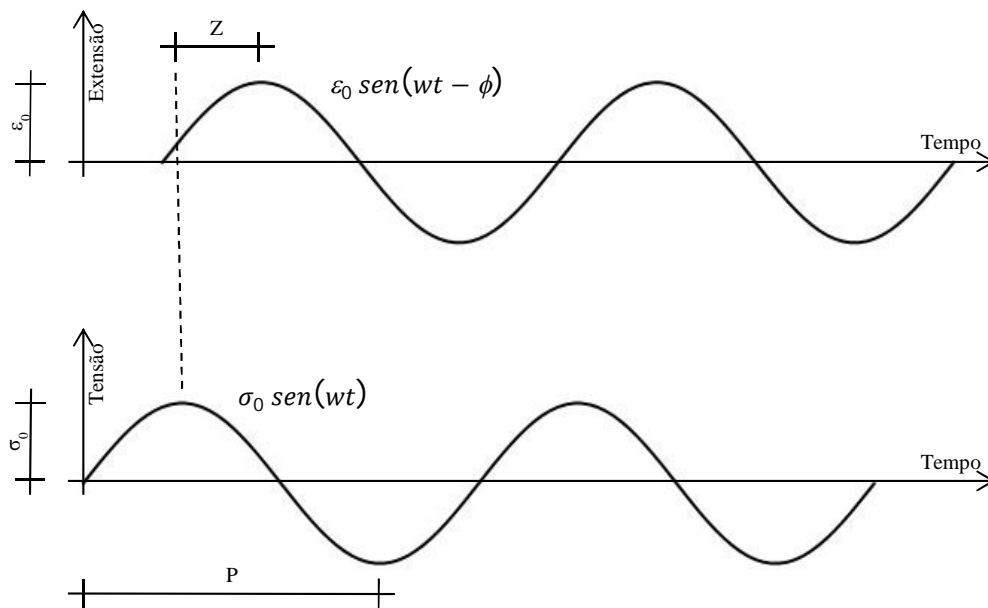


Figura 2.16 - Desfasamento entre a tensão e a extensão num material viscoelástico

Recorrendo aos números complexos, formulação matemática bastante útil para este tipo de problemas, as funções sinusoidais de tensão (σ^*) e de extensão (ε^*) são obtidas por:

$$\sigma^* = \sigma_0 \cdot e^{i \omega t} \tag{2.35}$$

$$\varepsilon^* = \varepsilon_0 \cdot e^{(i \omega t - \phi)} \tag{2.36}$$

Onde:

- σ_0 Amplitude da tensão;
- ε_0 Amplitude da tensão;
- ϕ Ângulo de fase;
- e Número neperiano;
- i Número imaginário ($i^2 = -1$);
- w Velocidade angular ($w = 2\pi f$, onde f é frequência = $1/P$);
- t Tempo.

O módulo complexo E^* é definido como o quociente entre a tensão e a extensão definidas anteriormente:

$$E^* = \frac{\sigma^*}{\varepsilon^*} = \frac{\sigma_0 \cdot e^{i w t}}{\varepsilon_0 \cdot e^{(i w t - \phi)}} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} e^{i \phi} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \cos(\phi) + i \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \text{sen}(\phi) \quad 2.37$$

Da representação do conceito de E^* no plano complexo (Figura 2.17) resultam as duas componentes que quantificam esta característica da mistura betuminosa. De um lado a componente real (E_1), do outro a componente imaginária (E_2).

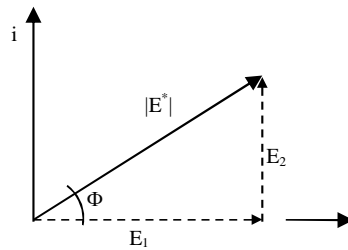


Figura 2.17 – Representação do E^* no plano complexo

Da representação anterior:

$$E_1 = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \cos(\phi) \quad 2.38$$

$$E_2 = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \text{sen}(\phi) \quad 2.39$$

$$|E^*| = \sqrt{E_1^2 + E_2^2} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \quad 2.40$$

Tal como referido anteriormente, o ângulo de fase está diretamente relacionado com o carácter viscoso do material:

- Quando $\phi = 0^\circ$, a componente imaginária do módulo complexo (E_2) é nula e o desfasamento entre a tensão e a extensão anulam-se, apresentando o material uma resposta elástica;
- Para $\phi = 90^\circ$, anula-se a componente real do módulo complexo (E_1), o desfasamento assume o valor máximo (um quarto do período) e o material tem um comportamento viscoso perfeito.

O valor absoluto do módulo complexo ($|E^*|$), também designado por módulo de rigidez, é a característica utilizada para contabilizar a contribuição de uma camada betuminosa no âmbito de uma análise elástica.

A caracterização do comportamento mecânico das misturas betuminosas, ao longo de um espectro de temperaturas e tempos de carregamento, é um processo moroso e quase impossível de alcançar. A partir do desenvolvimento de métodos analíticos, conhecidos como princípios da sobreposição, tornou-se possível a construção de curvas capazes de evidenciar de forma clara a dependência do módulo de rigidez do tempo de carregamento. Tais curvas recebem a designação de curvas-mestras.

Avaliando o comportamento da mistura em diferentes temperaturas segundo certas frequências, a construção da curva-mestra requer a aplicação do princípio da sobreposição tempo – temperatura. Recorrendo a fatores de escala (A_T) que promovem a conversão da temperatura de ensaio para a temperatura de referência, os valores da rigidez da mistura betuminosa são reposicionados no eixo da frequência (Figura 2.18).

A curva-mestra (Christensen e Anderson, 1992) representa desta forma a resposta de uma mistura betuminosa a certa temperatura, ao longo de um largo espectro de frequências ou tempos de carga.

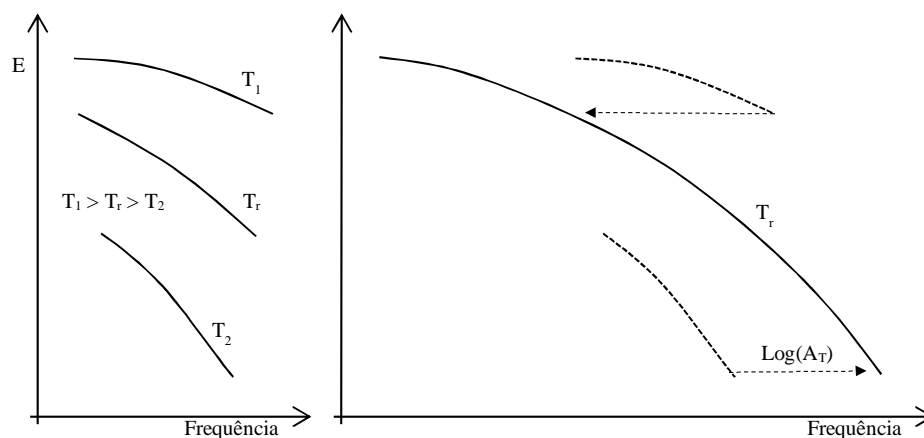


Figura 2.18 – Princípio da sobreposição tempo – temperatura

A determinação dos fatores de escala pode ser feita recorrendo a duas expressões:

1. Equação de William, Landel e Ferry (WLF):

$$\text{Log}(A_T) = \frac{-C_1(T - T_r)}{C_2 + (T - T_r)} \quad 2.41$$

Onde:

A_T Fator de escala;

C_1 e C_2 Parâmetros;

T Temperatura da isotérmica a deslocar [°K ou °C];

T_r Temperatura de referência para a curva mestra [°K ou °C].

2. Equação de Arrhenius:

$$\text{Log}(A_T) = \frac{0,4343\Delta H}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_r} \right) \quad 2.42$$

Sendo:

A_T Fator de escala;

ΔH Energia de ativação aparente característica do material [kJ/mole];

R Constante de gás universal (8,27 J/mole/°K)

T Temperatura da isotérmica a deslocar [°K];

T_r Temperatura de referência para a curva mestra [°K].

Comparativamente com a expressão de WLF, a equação de Arrhenius tem duas vantagens (COST 333, 1999):

- a) Existe apenas um parâmetro de ajustamento (ΔH);
- b) Este fator é uma constante do material e é independente do procedimento de ensaio.

Uma vez determinados os fatores de escala (Pellinen e Witczak 2002) a frequência equivalente para a temperatura de referência da curva mestra é obtida por:

$$f_r = \frac{f}{A_T} = \text{Log}(f_r) = \text{Log}(f) - \text{Log}(A_T) \quad 2.43$$

Sendo:

f Frequência de ensaio;

f_r Frequência equivalente à temperatura de referência;

A_T Fator de escala.

A lei da potência (Pellinen e Witczak, 2002) é o modelo matemático com mais aceitação para a modelação da relação das misturas betuminosas com a frequência a baixas temperaturas. À medida que temperaturas mais elevadas vão sendo incorporadas na construção da curva-mestra o recurso a expressões polinomiais é também frequente. Contudo quando estes modelos são testados fora dos limites de variabilidade dos dados que deram origem ao processo de regressão, produzem resultados irracionais.

Para minimizar este tipo de problema a função sigmoide é frequentemente utilizada para a construção da curva-mestra de uma mistura betuminosa. A expressão analítica deste tipo de funções é:

$$\text{Log}(E^*) = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta - \gamma \cdot \text{Log}(t_r)}} \quad 2.44$$

Onde:

δ Valor mínimo de $\text{Log}(E^*)$;

t_r Tempo de carregamento à temperatura de referência;

α Amplitude de valores possíveis para $\text{Log}(E^*)$ ($\delta + \alpha$, corresponde ao valor máximo);

γ Parâmetro relacionado com a inclinação da transição entre o valor máximo e mínimo;

β Parâmetro de localização. Quando $\text{Log}(t_r) = \beta/\gamma$, y assume um valor intermédio ($\delta + \alpha/2$).

A forma da função sigmoide e o significado físico dos parâmetros enunciados são apresentados na Figura 2.19.

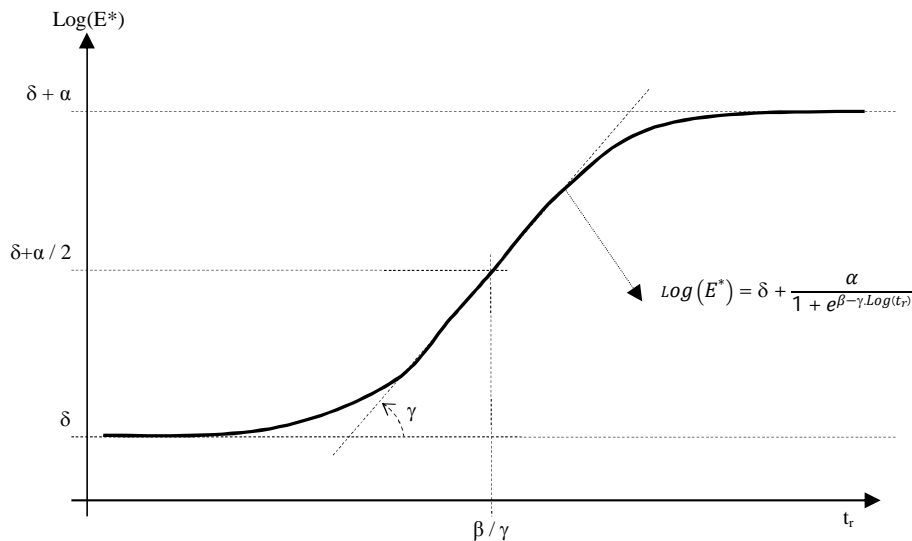


Figura 2.19 – Parâmetros de uma função sigmoide

De acordo com Pellinen e Witczak (2002), o limite superior da função sigmoide aproxima-se assintoticamente de um valor máximo que no caso das misturas betuminosas depende da rigidez do betume a baixas temperaturas. A temperaturas mais altas, a influência do betume deixa de ser preponderante e a rigidez da mistura atinge um limite inferior que é influenciado pela graduação do agregado. Neste sentido, a função sigmoide permite modelar o comportamento observado nas misturas betuminosas sujeitas a carregamentos cíclicos.

Embora a curva-mestra represente a resposta de uma mistura betuminosa, a sua interpretação para efeitos de potencial desempenho como pavimento não é direta. De facto, uma vez definida a velocidade de circulação importa conhecer a resposta do pavimento ao longo das temperaturas a que a estrutura vai estar sujeita.

Para avaliar o comportamento de uma mistura betuminosa em serviço devem ser utilizadas curvas isócronas. Estas curvas, representam a variação de certa propriedade dos materiais viscoelásticos, como por exemplo o módulo de rigidez, com a temperatura para uma frequência de aplicação da carga constante. Mantendo constante a frequência, a construção de isócronas (Christensen e Anderson, 1992) apenas requer ensaios a diferentes temperaturas.

Na ausência de ensaios laboratoriais, situação mais frequente em fase de projeto, a determinação / avaliação do módulo de rigidez para efeitos de verificação estrutural de um pavimento, é feita recorrendo a expressões e monogramas.

Pela sua utilização no meio técnico, apresentam-se seguidamente as expressões relativas ao método da Shell, Universidade de Nottingham e Asphalt Institute. Os modelos propostos por Witczak em

1999 e em 2006, interessam expor pela variedade de parâmetros necessários à determinação do módulo de rigidez e pela diferente abordagem de concepção merece também referência o modelo Hirsch.

2.3.3.1. Modelo da Shell

Efetuada nos laboratórios da Shell, um dos primeiros estudos relativos à caracterização mecânica de uma mistura betuminosa foi realizado por Heukelom e Klomp (1964). Com base no anterior trabalho de Van der Poel, que tinha posto em evidência a dependência do módulo de rigidez da concentração volumétrica de agregado, os autores apresentaram a seguinte expressão para a determinação do módulo de rigidez de uma mistura betuminosa:

$$E_m = S_b \left[1 + \frac{2,5}{n} \times \frac{C_v}{1 - C_v} \right]^n \quad 2.45$$

Onde:

$$n = 0,83 \times \text{Log} \left(\frac{4 \times 10^4}{S_b} \right)$$

S_b Módulo de rigidez do betume [N/m²];

C_v Coeficiente volumétrico de agregados obtido por: $C_v = \frac{V_a}{V_a + V_b}$, com V_a – percentagem volumétrica de agregado [%] e V_b – percentagem volumétrica de betume [%].

O coeficiente volumétrico C_v anteriormente apresentado está limitado a porosidades iguais ou inferiores a 3% (Ullidtz, 1979). Para valores superiores, Van Draat e Sommer (1965) propuseram a substituição de C_v por C'_v :

$$C'_v = \frac{C_v}{0,97 + 0,01 \times [100 - (V_a - V_b)]} \quad 2.46$$

O elemento fundamental da expressão anterior é a rigidez do betume. Aplicando uma carga constante a um provete de betume e monitorizando a extensão em função do tempo, o módulo de rigidez do betume é obtido por:

$$S(t) = \frac{\sigma_0}{\varepsilon(t)} \quad 2.47$$

Sendo:

$S(t)$ Módulo de rigidez do betume [Pa];

t Tempo de carga [s];

σ_0 Tensão aplicada [Pa];

$\varepsilon(t)$ Extensão obtida ao tempo t [m/m].

Na Figura 2.20 representa-se o comportamento típico do módulo de rigidez de um betume em função do tempo de carga.

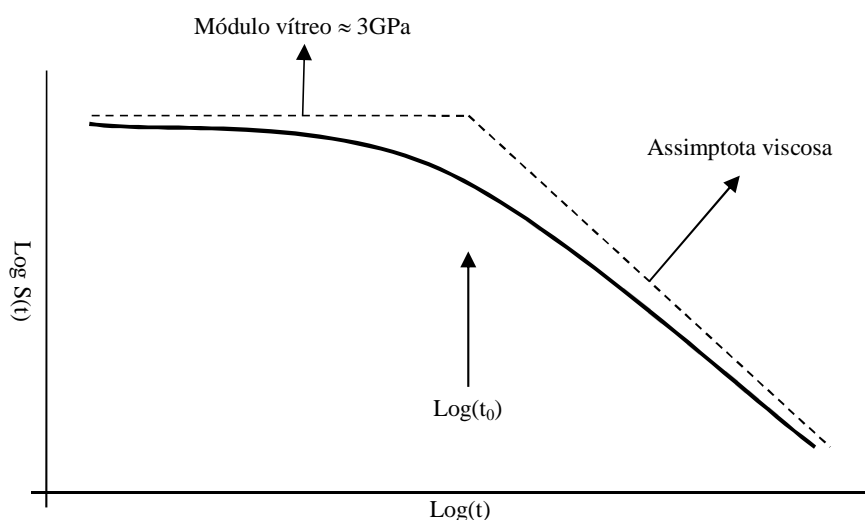


Figura 2.20 – Representação esquemática da rigidez de um betume quando sujeito a uma carga constante (adaptado de Christensen e Anderson, 1992)

Para tempos de carga muito baixos, a rigidez assume um valor máximo muito próximo dos 3 GPa. Este valor (Christensen e Anderson, 1992), designado por módulo vítreo, é constante para todos os betumes e deve-se à composição maioritariamente formada por moléculas de carbono. Valores muito próximos do indicado são obtidos, para outros polímeros formados na sua generalidade por moléculas de carbono.

À medida que o tempo de carga aumenta a rigidez do betume diminui de forma cada vez mais acentuada até se atingir um comportamento de fluido newtoniano, sendo a taxa de deformação diretamente proporcional à carga aplicada. Este ponto é atingido assintoticamente, designando-se a assimptota de viscosa.

O ponto de intersecção da assíntota viscosa com a assíntota ao ponto de origem do módulo vítreo é apelidado de tempo de transição (t_0). Neste ponto a derivada da curva do módulo de rigidez, na escala logarítmica, é muito próxima de -0,5 (Christensen e Anderson, 1992).

Para além da via experimental, a determinação da rigidez do betume (S_b) pode ser feita recorrendo ao monograma proposto por Van der Poel. Como se pode verificar na Figura 2.21, com base no conhecimento do tempo de carga / frequência, da temperatura de serviço e das características do betume (temperatura anel e bola e índice de penetração), a obtenção da rigidez do betume é direta.

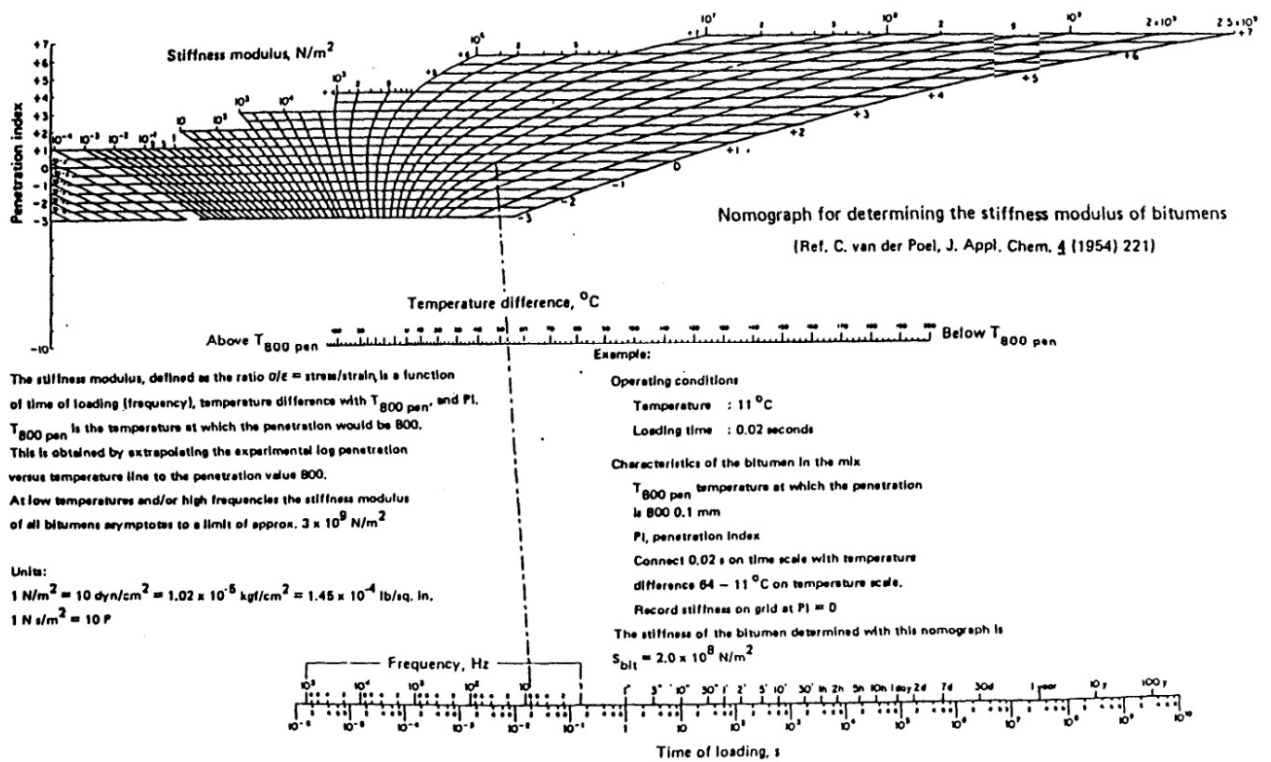


Figura 2.21 – Diagrama para a determinação do módulo de rigidez do betume (Van der Poel, 1954).

Em alternativa ao monograma anterior, o módulo de rigidez do betume pode ser estimado pela expressão proposta por Ullidtz (1979):

$$S_b = 1,157 \times 10^{-7} \times t^{0,368} \times 2,718^{-IP} \times (T_{ab} - T)^5 \tag{2.48}$$

Onde:

S_b Módulo de rigidez do betume [MPa];

t Tempo de carga [seg.];

IP Índice de penetração;

T_{ab} Temperatura anel e bola [°C];

T Temperatura do betume [°C].

O índice de penetração pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$IP = \frac{1951 - 500 \text{Log}(P_{25}) - 20 T_{ab}}{50 \text{Log}(P_{25}) - T_{ab} - 120,1} \quad 2.49$$

Com:

T_{ab} Temperatura anel e bola [°C];

P_{25} Penetração a 25°C [10^{-1} mm].

Na ausência de dados relativos à temperatura anel e bola, pode recorrer-se à seguinte expressão:

$$T_{ab} = 98,4 - 26,9 \text{Log}(P_{25}) \quad 2.50$$

Para espessura de camadas betuminosas entre os 10 e os 35 cm, o tempo de carregamento, em segundos, pode ser estimado pela relação empírica:

$$t = \frac{1}{V} \quad 2.51$$

Sendo:

V Velocidade [km/h].

De acordo com Ullidtz (1979), a expressão apresentada para determinar o módulo de rigidez do betume, deve ser aplicada dentro dos seguintes limites:

$$0,01 \text{seg} < t < 0,10 \text{seg}$$

$$-1 < IP < +1$$

$$10^{\circ}C < (T_{ab} - T) < 70^{\circ}C$$

2.3.3.2. Modelo da Universidade de Nottingham

Com uma estrutura muito semelhante à do método da Shell, a Universidade de Nottingham (Brown, 1985), desenvolveu a seguinte expressão:

$$E_m = S_b \left[1 + \frac{257,5 - 2,5 \times VMA}{n \times (VMA - 3)} \right]^n \quad 2.52$$

Onde:

E_m Módulo de rigidez da mistura [MPa];

S_b Módulo de rigidez do betume [MPa];

VMA Volume de vazios no esqueleto do agregado da mistura betuminosa [%];

$$n = 0,83 \times \text{Log} \left(\frac{4 \times 10^4}{S_b} \right).$$

A expressão anterior foi desenvolvida para uma rigidez do betume superior a 5 MPa e VMA compreendido entre 12% e 30%.

Também neste método a rigidez do betume é um fator determinante, obtendo-se o seu valor pelos processos anteriormente descritos.

2.3.3.3. Modelo do Asphalt Institute

Durante o desenvolvimento do programa DAMA para o Asphalt Institute, Hwang e Witczak (1979) recorreram ao seguinte modelo para a determinação do módulo de rigidez de uma mistura betuminosa:

$$|E^*| = 100000 \times 10^{\beta_1} \quad 2.53$$

$$\beta_1 = \beta_3 + 0,000005 \times \beta_2 - 0,00189 \times \beta_2 \times f^{-1,1} \quad 2.54$$

$$\beta_2 = \beta_4^{0,5} \times T^{\beta_5} \quad 2.55$$

$$\beta_3 = 0,553833 + 0,028829(P_{200} \times f^{-0,1703}) - 0,03476 \times V_a + 0,070377 \times \eta_{70} + 0,931757 \times f^{-0,02774} \quad 2.56$$

$$\beta_4 = 0,483 \times V_b \quad 2.57$$

$$\beta_5 = 1,3 + 0,49825 \times \text{Log}(f) \quad 2.58$$

Onde:

- $|E^*|$ Módulo de rigidez da mistura [psi];
- β_i Parâmetros auxiliares de cálculo ($i= 1, 2, 3, 4$ e 5);
- f Frequência de aplicação da carga [Hz];
- T Temperatura de cálculo [°F];
- P_{200} Percentagem de material que passa no peneiro 200 [%];
- V_v Porosidade da mistura [%];
- V_b Percentagem volumétrica de betume [%];
- η_{70} Viscosidade dinâmica do betume a 70°F [Mpoise].

Para betumes de destilação direta, não havendo dados relativos à viscosidade, é possível recorrer à seguinte expressão para a sua determinação:

$$\eta_{70} = 29508,2(P_{25})^{-2,1939} \quad 2.59$$

Onde:

- η_{70} Viscosidade dinâmica do betume a 70°F [Mpoise];
- P_{25} Penetração 25°C [10^{-1} mm].

Conhecido o tempo de carregamento (t), a frequência de cálculo é determinada por:

$$f = \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot t} \quad 2.60$$

Enquanto nos modelos anteriores a caracterização do betume é feita pelo seu módulo de rigidez, a expressão agora apresentada, utiliza a viscosidade para contabilizar a contribuição do betume para a rigidez da mistura.

A viscosidade caracteriza a resistência ao escoamento a certa temperatura. Aplicando uma tensão de corte τ a um fluido inicia-se um processo de deformação cuja velocidade $\underline{\mu}$ varia em função da posição y . Matematicamente define-se a viscosidade $\underline{\eta}$ como a relação entre a tensão aplicada e a taxa de variação da velocidade, ou seja: $\eta = \tau / \dot{\mu}$, representando $\dot{\mu}$ a derivada da velocidade em ordem à posição.

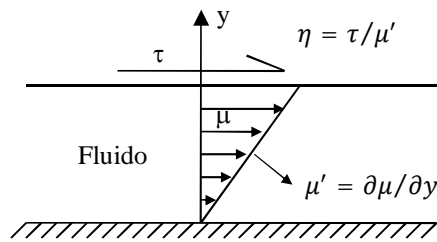


Figura 2.22 – Caracterização matemática da viscosidade dinâmica

A sua medição pode ser feita de forma direta recorrendo ao viscosímetro rotacional ou de forma indireta recorrendo ao viscosímetro capilar. Pelo primeiro método obtém-se diretamente a viscosidade dinâmica, pelo segundo determina-se a viscosidade cinemática $\underline{\nu}$. As duas grandezas relacionam-se pela seguinte expressão: $\eta = \rho \cdot \nu$, onde ρ é o peso específico do material em análise. Em qualquer dos métodos a temperatura do ensaio deve ser mantida constante, uma vez que o seu aumento se traduz na redução da viscosidade.

2.3.3.4. Modelo de Wiczak de 1999 e de 2006

Baseado em 2750 amostras de 205 misturas betuminosas a expressão conhecida por modelo Wiczak de 1999 (Andrei et al, 1999) tem a seguinte forma:

$$\begin{aligned}
 \text{Log}(E^*) = & 3,750063 + .02932 P_{200} - 0,001767 P_{200}^2 - 0,002841 P_4 - 0,058097 V_v \\
 & - 0,802208 \left(\frac{V_b}{V_v + V_b} \right) \\
 & + \frac{3,871977 - 0,0021 P_4 + 0,003958 P_{38} - 0,000017 P_{38}^2 + 0,00547 P_{34}}{1 + e^{[-0,603313 - 0,31335 \text{Log}(f) - 0,393532 \text{Log}(\eta)]}}
 \end{aligned}
 \tag{2.61}$$

Sendo:

- E^* Módulo de rigidez da mistura [psi];
- η Viscosidade dinâmica do betume [MPoise];
- f Frequência de aplicação da carga [Hz];
- V_v Porosidade da mistura [%];
- V_b Percentagem volumétrica de betume [%];
- P_{200} Percentagem de material que passa no peneiro n.º 200 [%];

P_4 Percentagem acumulada de material retido no peneiro n.º 4 [%];

P_{38} Percentagem acumulada de material retido no peneiro 3/8'' [%];

P_{34} Percentagem acumulada de material retido no peneiro 3/4'' [%].

De acordo com Mirza e Witczak (1995), para betumes convencionais, a viscosidade pode ser determinada recorrendo à relação A VTS:

$$\text{Log}[\text{Log}(\eta)] = A + \text{VTS}[\text{Log}(T_r)] \quad 2.62$$

Onde:

η Viscosidade dinâmica do betume [cPoise];

T_r Temperatura [° Rankine];

A e VTS Parâmetros de regressão.

Em fase de projeto de dimensionamento de pavimentos, na ausência de dados concretos relativos à caracterização A VTS de um betume, a sua determinação pode ser feita por regressão linear com base no conhecimento de dois parâmetros (três preferencialmente) dos seguidamente enunciados.

1. Penetração do betume a 25°C:

Recorrendo à expressão seguidamente apresentada é possível determinar um primeiro par de dados viscosidade - temperatura.

$$\text{Log}(\eta) = 10,5012 - \text{Log}(P_{25}) + 0,00389[\text{Log}(P_{25})]^2 \quad 2.63$$

Sendo:

η Viscosidade dinâmica do betume [Poise];

P_{25} Penetração do betume [10^{-1} mm].

A expressão apresentada (Mirza e Witczak, 1995) foi desenvolvida para penetrações entre 3 e 269, desaconselhando-se a sua aplicação para penetrações superiores a 300.

2. Temperatura anel e bola:

O valor de 13000 poise é reconhecido por vários autores (Heukelom, 1973; Mirza e Witczak, 1995) como o valor da viscosidade à temperatura anel e bola.

3. Viscosidade dinâmica do betume:

A viscosidade cinemática do betume é um dado frequente dos catálogos dos produtores. Obtida a 135°C a sua conversão, para viscosidade dinâmica (em cPoise), é facilmente obtida multiplicando o valor da viscosidade cinemática (em cSt) pelo peso específico do betume (1,03 g/cm³ habitualmente).

A expressão apresentada para a determinação do módulo de rigidez também pode assumir a forma de uma função sigmóide. Utilizando a viscosidade para traduzir o efeito da temperatura sobre a escala da frequência (Garcia e Thompson, 2007) a expressão apresentada pode ser escrita na forma de uma sigmoide:

$$\text{Log}(E^*) = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta - \gamma \cdot \text{Log}(t_r)}} \quad 2.44$$

Onde:

$$\delta = 3,750063 + .02932 P_{200} - 0,001767 P_{200}^2 - 0,002841 P_4 - 0,058097 V_v - 0,802208 \left(\frac{V_b}{V_v + V_b} \right) \quad 2.64$$

$$\alpha = 3,871977 - 0,0021 P_4 + 0,003958 P_{38} - 0,000017 P_{38}^2 + 0,00547 P_{34} \quad 2.65$$

$$\gamma = 0,31335 \quad 2.66$$

$$\beta = -0,603313 - 0,393532 \text{Log}(\eta_{T_r}) \quad 2.67$$

$$\text{Log}(t_r) = \text{Log}(t) - 1,255882 [\text{Log}(\eta) - \text{Log}(\eta_{T_r})] \quad 2.68$$

η_{T_r} Viscosidade dinâmica à temperatura de referência da curva-mestra;

t Tempo de carregamento;

t_r Tempo e carregamento à temperatura de referência;

Os restantes parâmetros têm o significado já conhecido.

De acordo com Bari e Witczak (2006), o modelo apresentado, depende de outras expressões e técnicas para determinar a viscosidade à temperatura e tempo de carregamento desejados. A caracterização do betume pela relação A VTS não considera a influência da frequência (ou tempo) na rigidez do betume, sendo o módulo de distorção uma medida muito mais representativa da

rigidez do betume. A crescente adoção do grau PG (Performance Grading) para a caracterização do betume, levará a que no futuro os dados relativos ao módulo de distorção de um betume estejam mais vulgarizados em detrimento da caracterização A VTS.

Com fundamento nas premissas anteriores e com base em 176 novas misturas das quais resultaram 5820 testes de módulo de rigidez, Bari e Witczak (2006) desenvolveram o modelo designado por Witczak de 2006 cuja expressão se apresenta:

$$\begin{aligned} \text{Log}(E^*) &= -0,349 + 0,754 (|G^*|^{-0,0052}) \\ &\times \left(6,65 - 0,032 P_{200} + 0,0027 P_{200}^2 + 0,011 P_4 + 0,0001 P_4^2 \right. \\ &\quad \left. + 0,006 P_{38} + 0,0014 P_{38}^2 - 0,08 V_v - 1,06 \left(\frac{V_b}{V_v + V_b} \right) \right) \\ &+ \frac{2,56 + 0,03 V_v + 0,71 \left(\frac{V_b}{V_v + V_b} \right) + 0,012 P_{38} - 0,0001 P_{38}^2 - 0,01 P_{34}}{1 + e^{(-0,7814 - 0,5785 \text{Log}(|G^*|) + 0,8834 \text{Log}(\delta_b))}} \end{aligned} \quad 2.69$$

Sendo:

- E^* Módulo de rigidez da mistura [psi];
- G^* Módulo de distorção do betume [psi];
- δ_b Ângulo de fase do betume associado a G^* [grau];
- V_v Porosidade da mistura [%];
- V_b Percentagem volumétrica de betume [%];
- P_{200} Percentagem de material que passa no peneiro n.º 200 [%];
- P_4 Percentagem acumulada de material retido no peneiro n.º 4 [%];
- P_{38} Percentagem acumulada de material retido no peneiro 3/8'' [%];
- P_{34} Percentagem acumulada de material retido no peneiro 3/4'' [%].

A caracterização experimental do módulo de distorção pode ser feita por duas vias: Aplicando a um provete uma tensão sinusoidal e monitorizando a distorção (teste com tensão controlada), ou em alternativa aplicando uma distorção sinusoidal ao provete e medindo a tensão obtida (teste com distorção controlada). Este último método é o mais frequente. Qualquer que seja a via adotada, o módulo de distorção é obtido por:

$$G^*(w) = \frac{|\tau(w)|}{|\gamma(w)|} \quad 2.70$$

Onde:

$G^*(w)$ Módulo de distorção à frequência w [Pa];

$|\gamma(w)|$ Valor absoluto da distorção [m/m];

$|\tau(w)|$ Valor absoluto da tensão de corte [Pa].

Para a temperatura de ensaio, dois parâmetros são recolhidos: o ângulo de fase (δ) e o módulo de distorção (G^*). Representando o desfasamento entre a tensão e a distorção imposta, o ângulo de fase, assume um importante papel na caracterização do comportamento viscoelástico do betume.

Sendo o betume responsável pela natureza viscoelástica das misturas betuminosas, a modelação matemática do módulo de distorção assume também um carácter complexo. Tendo presente a representação da Figura 2.23, a componente real (G') e a imaginária (G'') são definidas pelas seguintes expressões:

$$G'(w) = G^*(w) \cos(\delta) \quad 2.71$$

$$G''(w) = G^*(w) \sin(\delta) \quad 2.72$$

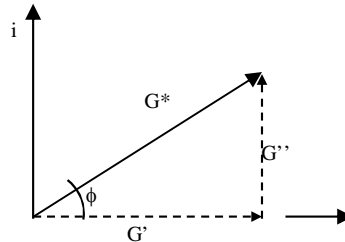


Figura 2.23. – Representação do G^* no plano complexo

A componente real, designada de conservativa, em fase com a deformação, é uma medida do grau com que o material se comporta como sólido elástico. A componente imaginária, apelidada de dissipativa, em fase com a velocidade de deformação, corresponde a uma medida do grau com que o betume se comporta como um líquido ideal.

Estes termos, conservativo e dissipativo, são frequentemente interpretados, respetivamente, como a componente elástica e a componente viscosa do módulo. Na realidade, a componente real não representa a totalidade da resposta elástica e a componente imaginária não corresponde de forma integral a todo o comportamento viscoso.

Para além da resposta elástica imediata, grande parte dos materiais viscoelásticos, apresentam uma deformação retardada, dependente do tempo mas completamente reversível. Na interpretação da componente real e imaginária, deve ter-se em conta que ambos refletem uma parte da resposta elástica retardada. Neste sentido as duas componentes não podem ser estritamente interpretadas como a componente elástica e viscosa do módulo (Christensen e Anderson, 1992).

Na Figura 2.24 representa-se o comportamento típico do módulo de distorção e do ângulo de fase.

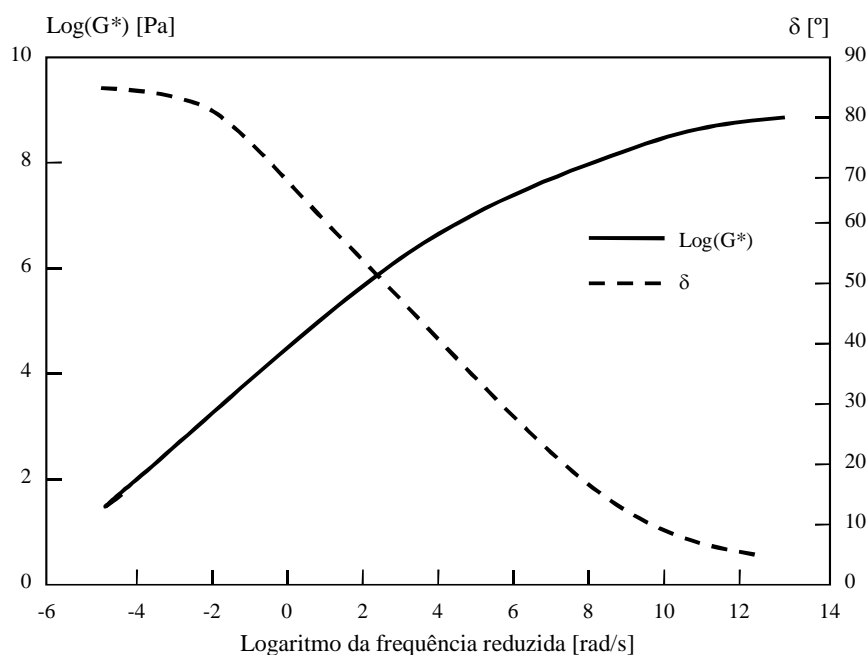


Figura 2.24 – Comportamento típico do módulo de distorção e do ângulo de fase de um betume em função da frequência (adaptado de Christensen e Anderson, 1992)

Para frequências muito altas, o módulo de distorção assume um valor máximo (módulo vítreo) da ordem de 1/3 do valor do módulo de rigidez do betume, ou seja, cerca de 1 GPa. Para frequências muito baixas, o declive da curva do módulo, em função da frequência na escala logarítmica, tende assintoticamente para um valor unitário, comportando-se o betume como um fluido newtoniano. Para frequências intermédias, o comportamento do betume varia gradualmente de fluido para sólido (Christensen e Anderson, 1992).

A frequência para a qual o ângulo de fase é 45° é apelidada de frequência de transição (w_0). Ocorre próximo do ponto de intersecção das retas definidas pela assíntota com origem no módulo vítreo com a assíntota viscosa (Figura 2.25). Nesta região intermédia, grande parte da deformação elástica será retardada no tempo (Christensen e Anderson, 1992). A diferença entre o valor máximo

do módulo de distorção e o valor obtido para a frequência de transição é designado de índice reológico (R).

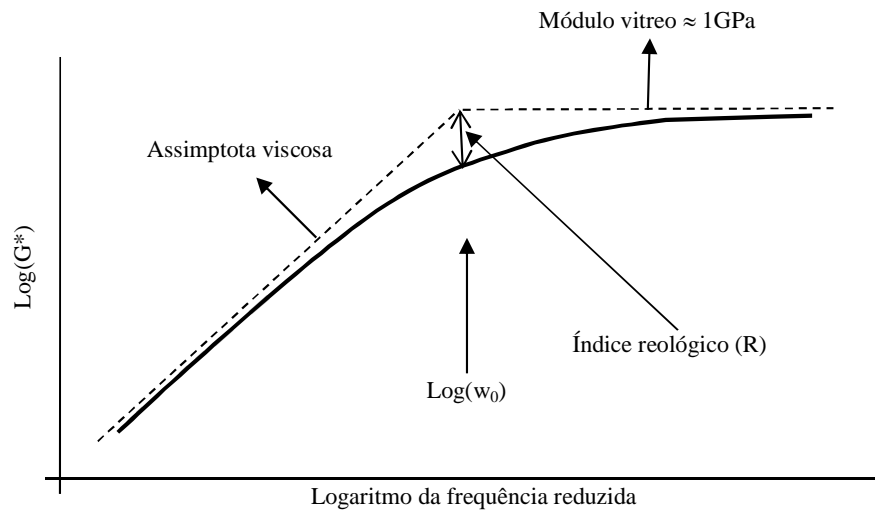


Figura 2.25. – Parâmetros característicos da curva mestra de um betume

Tratando-se de um teste dinâmico realizado a certa temperatura, comparativamente com os parâmetros utilizados por outros modelos (módulo de rigidez e viscosidade), o módulo de distorção abrange, desde logo, os dois aspetos considerados fundamentais para a caracterização mecânica de um betume: temperatura e frequência.

Em fase de projeto e na ausência de informação relevante para se obter o módulo de distorção e o competente ângulo de fase do betume, os seus valores podem ser estimados recorrendo ao módulo de rigidez do betume. Da teoria da elasticidade resulta que:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad 2.73$$

Sendo:

- G Módulo de distorção;
- E Módulo de elasticidade;
- ν Coeficiente de poisson.

Assumindo que o betume tem comportamento elástico e que o seu coeficiente de poisson é 0,5 (Christensen e Anderson, 1992), o módulo de distorção resulta igual a 1/3 do módulo de elasticidade.

Conhecido o valor de G^* e a viscosidade à temperatura desejada, o ângulo de fase pode ser determinado recorrendo à expressão empírica desenvolvida por Bonaquist et al (1998):

$$\eta = \frac{|G^*|}{w} \left(\frac{1}{\text{sen}(\delta)} \right)^{a_0 + a_1 w + a_2 w^2} \quad 2.74$$

Com:

η Viscosidade dinâmica [Pa.s];

G^* Módulo de distorção [Pa];

w Frequência angular [rad/s];

a_i Com $i=0, 1$ e 2 , parâmetros de ajustamento (Para uma base de dados composta por betumes modificados e não modificados: $a_0= 3,639216$, $a_1= 0,131473$ e $a_2= 0,000901$).

Em alternativa às expressões anteriores podem ser utilizadas as expressões desenvolvidas por Bari (2005):

$$G_b^* = 0,0051, f_s \cdot \eta_{f_s, T} \cdot (\text{sen } \delta)^{7,1542 - 0,4929, f_s + 0,0211, f_s^2} \quad 2.75$$

Com:

G_b^* Módulo de distorção [Pa];

f_s Frequência de cálculo [Hz];

$\eta_{f_s, T}$ Viscosidade do betume para a frequência e temperatura de cálculo [cPoise];

δ Ângulo de fase [graus].

O ângulo de fase e a viscosidade do betume são obtidos por:

$$\delta = 90 + (b_1 + b_2 \cdot VTS') \times \log(f_f \cdot \eta_{f_s, T}) + (b_3 + b_4 \cdot VTS') \times \log(f_f \cdot \eta_{f_s, T})^2 \quad 2.76$$

$$\log \log(\eta_{f_s, T}) = A' + VTS' \log(T_r) \quad 2.77$$

Onde:

T_r Temperatura [°R];

$$A' = c_0 \cdot f_s^{c_1} \times A$$

$$VTS' = d_0 \cdot f_s^{d_1} \times VTS$$

Sendo:

A e VTS Parâmetro da relação A VTS. O índice λ representa a correção da relação para a frequência f_s ;

$b_1, b_2, b_3, b_4, c_0, c_1, d_0, d_1$ Parâmetros de regressão com os valores: -7,3146, -2,6162, 0,1124, 0,2029, 0,9699, -0,0527, 0,9668 e -0,0575 respetivamente.

2.3.3.5. Modelo Hirsch

Baseado nas leis de comportamento dos materiais compósitos, o modelo agora apresentado deve o seu nome ao trabalho desenvolvido por T. J. Hirsch nos anos 60.

Um material diz-se compósito quando resulta da combinação de dois ou mais materiais não miscíveis, com características complementares, quimicamente compatíveis e cujas propriedades finais são funções (mais ou menos lineares) das propriedades dos seus constituintes. Nestas condições, a determinação de certa propriedade pode ser obtida recorrendo às leis das misturas.

Quando dois materiais são dispostos / solicitados em paralelo (Figura 2.26 b)) a resposta é obtida por:

$$E_c = v_1 E_1 + v_2 E_2 \quad 2.78$$

Onde:

E_c Propriedade do material compósito que se pretende determinar;

E_i Propriedade do material i ($i= 1, 2$);

v_i Fração volumétrica do material i ($i= 1, 2$).

Quando são dispostos / solicitados em série (Figura 2.26 a)) a solução é:

$$\frac{1}{E_c} = \frac{v_1}{E_1} + \frac{v_2}{E_2} \quad 2.79$$

Onde:

As variáveis têm o significado anteriormente indicado.

A expressão proposta por Hirsch (1962) resulta da combinação em série de dois materiais colocados em série com dois em paralelo (Figura 2.26 c)):

$$\frac{1}{E_c} = \frac{v_{1s}}{E_1} + \frac{v_{2s}}{E_2} + \frac{(v_{1p} + v_{2p})^2}{v_{1p}E_1 + v_{2p}E_2} \tag{2.80}$$

Onde:

As variáveis têm o significado anteriormente indicado, os índices s e p representam, respectivamente, a fase em série e em paralelo.

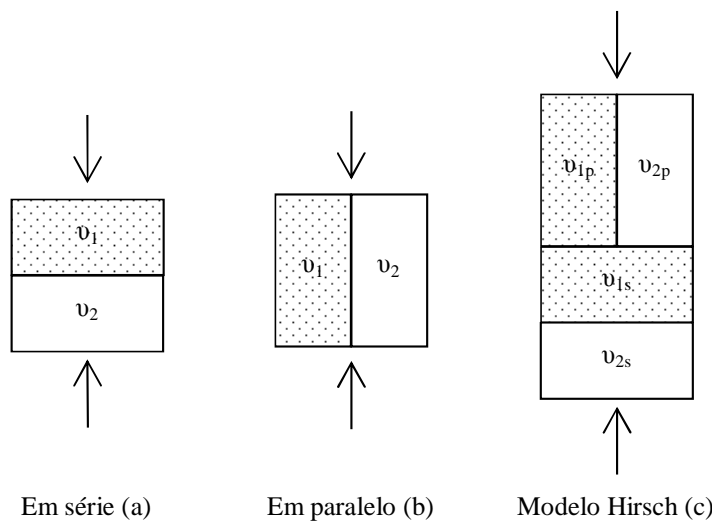


Figura 2.26 – Representação esquemática de materiais compostos colocados em série, paralelo e modelo Hirsch

Admitindo que as percentagens de material em série e em paralelo do modelo Hirsch são iguais ($v_{1p} = v_{2p} = v_2$ e $v_{1s} = v_{2s} = v_2$) a equação 2.80 pode ser apresentada da seguinte forma:

$$\frac{1}{E_c} = (1 - x) \left(\frac{v_1}{E_1} + \frac{v_2}{E_2} \right) + x \left(\frac{1}{v_1 E_1 + v_2 E_2} \right) \tag{2.81}$$

Onde x representa a percentagem disposta em paralelo.

Quando $x = 1$, o modelo traduz a resposta de materiais dispostos em paralelo e quando $x = 0$, a equação traduz o comportamento quando os materiais são considerados em serie. Esta capacidade de variar entre os dois tipos de comportamento permite a aplicação do modelo a vários materiais.

De acordo com o esquema apresentado na Figura 2.27, o modelo proposto por Christensen et al (2003) para as misturas betuminosas combina três componentes distintos.

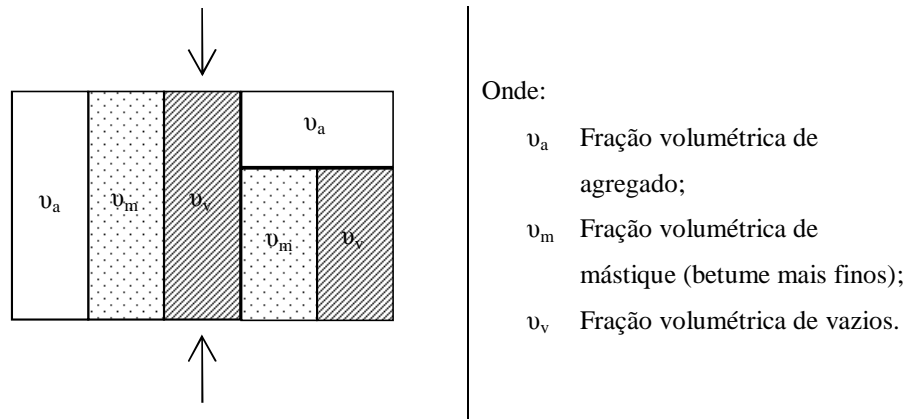


Figura 2.27 – Representação esquemática do comportamento previsto para uma mistura betuminosa de acordo com o modelo de Christensen et al (2003).

A grande diferença, quando comparado com o modelo inicial de Hirsch (1962), reside no facto de a combinação das componentes em paralelo com as partes em série se fazer em paralelo. Esta forma de agregação das componentes (Christensen et al, 2003) atribui mais peso à componente paralela do modelo. De acordo com os autores, a percentagem disposta em paralelo, que se designa por volume agregado de contacto (P_c), é importante para a caracterização do comportamento das misturas betuminosas, uma vez que representa o grau de ligação entre os diferentes componentes.

Recorrendo às leis das misturas apresentadas o modelo proposto pode ser escrito na seguinte forma:

$$E_c = P_c(v_a E_a + v_m E_m) + (1 - P_c) \left[\frac{v_a}{E_a} + \frac{(v_m + v_v)^2}{v_m E_m} \right]^{-1} \quad 2.82$$

Para se poder utilizar o modelo na previsão do comportamento viscoelástico das misturas betuminosas, a dependência do tempo e da temperatura, foi incorporada definindo o volume agregado de contacto (P_c) como uma função do módulo de distorção do betume (G_b) e de características da mistura (volume de vazios no esqueleto do agregado e grau de saturação de betume).

A expressão final é a seguidamente apresentada.

$$|E^*| = P_c \left[4\,200\,000 \left(1 - \frac{VMA}{100} \right) + 3|G^*|_b \left(\frac{S_b \times VMA}{10\,000} \right) \right] + (1 - P_c) \left[\frac{1 - \frac{VMA}{100}}{4\,200\,000} + \frac{VMA}{S_b \times 3|G^*|_b} \right]^{-1} \quad 2.83$$

Onde:

$|E^*|$ Módulo de rigidez da mistura [psi];

VMA Volume de vazios no esqueleto do agregado [%];

S_b Grau de saturação de betume [%];

G_b^* Módulo de distorção do betume [psi];

P_c Volume agregado de contacto:

$$P_c = \frac{\left(20 + \frac{S_b \times 3 |G_b^*|}{VMA}\right)^{0,58}}{650 + \left(\frac{S_b \times 3 |G_b^*|}{VMA}\right)^{0,58}}$$

O comportamento deste modelo em função da frequência (Pellinen et al, 2007), corresponde a uma função sigmóide com um máximo de 4 200 000 psi e um mínimo de $\frac{20^{0,58}}{650} (4\ 200\ 000 - 4\ 200\ VMA) + 1$.

2.3.3.6. Coeficiente de poisson

O coeficiente de poisson é importante para a análise estrutural de um pavimento pelo que é necessário o seu conhecimento. No entanto esta importância é muito reduzida quando comparada com a que o módulo de rigidez assume na análise dos pavimentos (Silva, 2005).

De acordo com Miranda (1995), é prática corrente utilizar valores de 0,40 ou 0,35 para as misturas betuminosas, consoante a temperatura de cálculo seja respetivamente superior ou inferior à ordem dos 20°C, mantendo-se, nas duas situações, o valor de 0,35 sempre que a penetração nominal do betume seja igual ou inferior a 40/50 (próximo do atual 35/50). Branco et al (2005) recomendam o valor 0,35.

Collop e Cebon (1995), indicam valores da ordem dos 0,35 a 0,45 para situações correntes, admitindo valores da ordem dos 0,15 para temperaturas baixas.

No plano complexo e tal como referido anteriormente, o carácter viscoelástico das misturas betuminosas traduz-se, pela existência de uma componente real e outra imaginária. No que respeita ao coeficiente de Poisson (Di Benedetto *et al.*, 1998), a sua parte imaginária é reduzida, podendo ser tratado como real, variando o seu valor entre 0,30 e 0,50, conforme a frequência e a temperatura de ensaio.

Assumindo o coeficiente de poisson como uma função do módulo de rigidez da mistura betuminosa, a expressão preconizada no âmbito do MEPDG (ARA inc, 2004) que seguidamente se apresenta, ainda que de forma indireta, evidencia a dependência da frequência e da temperatura:

$$\nu = 0,15 + \frac{0,35}{1 + e^{(a+b E^*)}} \quad 2.84$$

Sendo:

E^* Módulo de rigidez da mistura [psi];

a e b Parâmetros obtidos por regressão de resultados de laboratoriais.

A expressão anterior (ARA inc, 2004) pode ser aplicada diretamente utilizando $3,84 \times 10^{-6}$ e $-1,63$ e para os parâmetros b e a respetivamente ou em alternativa, dependendo da temperatura de cálculo, podem ser utilizados os valores apresentados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Valores correntes para o coeficiente de poisson de misturas betuminosas (adaptado de ARA inc, 2004)

Temperatura °F (°C)	ν
< 0 °F (< -18 °C)	0,15
0 – 40 °F (-18 – 4 °C)	0,20
40 – 70 °F (4 – 21 °C)	0,25
70 – 100 ° F (21 – 38 °C)	0,35
100 – 130 °F (38 – 54 °C)	0,45
> 130 °F (> 54 °C)	0,48

2.4. Envelhecimento de misturas betuminosas

Ao longo da vida de um pavimento, o envelhecimento do betume é um dos fatores mais influentes para o seu desempenho. De acordo com Mirza e Witczak (1995), o envelhecimento do betume ocorre em dois momentos distintos: O primeiro na fase de produção das misturas betuminosas e o segundo ao longo do tempo pela ação das solicitações a que fica sujeito.

Um dos fatores que afeta o envelhecimento durante a fase de produção é a composição química do betume. Embora dois ou mais betumes tenham propriedades físicas semelhantes, o seu envelhecimento na fase de produção pode ser completamente diferente uma vez que a sua composição química é diferente e o seu processo de fabrico não foi o mesmo. Mesmo conhecendo esta realidade, a complexidade inerente à composição química e a facilidade de caracterização dos betumes em função de outros fatores físicos (penetração, viscosidade, etc..), têm levado a que estas propriedades sejam preferidas em detrimento de outras para a modelação do envelhecimento do betume na fase de produção (Mirza e Witczak, 1995).

O fenómeno de envelhecimento do betume, durante a fase de produção, assume maior complexidade quando se reconhece a influência da temperatura a que a mistura é preparada, o tempo durante o qual permanece na central, o tipo de mistura e até o tipo de central em que a mistura é produzida.

O envelhecimento durante a vida útil (Mirza e Witczak, 1995) é influenciado pelas condições ambientais. Temperaturas mais elevadas estão em geral associadas a maior oxidação do betume. A percentagem de betume bem como a porosidade e a sua variação, devido à densificação associada à passagem dos veículos, são outros fatores que influenciam este tipo de envelhecimento. Para além dos aspetos enunciados, é reconhecida a influência da profundidade na oxidação do betume. Regra geral, a oxidação do betume é muito superior à superfície do pavimento.

Embora se reconheça a complexidade e a variedade dos aspetos que influenciam o fenómeno de envelhecimento do betume, o seu efeito é bem definido: Aumento da rigidez do betume e da mistura.

O aumento da rigidez tem um duplo efeito sobre o desempenho de um pavimento. Por um lado, melhora o comportamento à deformação permanente, reduzindo a formação de rodeiras, por outro, piora o desempenho à rotura por fadiga, acelerando a desintegração do material e potenciando o fendilhamento.

Diferentes métodos podem ser aplicados para contabilizar os fenómenos de envelhecimento do betume e das misturas betuminosas. O método da Shell simula o efeito do envelhecimento resultante da fase de produção e aplicação da mistura, pela redução de 65% da penetração a 25°C.

Com base no resultado do ensaio thin film oven test (TFOT), para determinar a variação da penetração e da temperatura anel e bola ao longo do tempo, Shahin (1977), desenvolveu as seguintes relações empíricas:

$$P(t) = -48,258 - 2,561\sqrt{t} + 0,1438 P_0 - 8,466 V_v X_t + 1,363 TFOT + 0,9225 V_v X_t \quad 2.85$$

$$T_{AB}(t) = 7,826 + 1,757\sqrt{t} + 1,585 T_{AB0} - 0,516 TFOT \quad 2.86$$

Onde:

t Tempo em meses após a aplicação da mistura [meses];

P_0 Penetração inicial do betume a 25°C [10^{-1} mm];

T_{ab0} Temperatura anel e bola inicial [°C];

V_v Porosidade [%];

TFOT Perda percentual da penetração a 25°C obtida no ensaio TFOT;

$$X_t = \frac{1}{\sqrt{t+1}}.$$

Como o mesmo propósito e tendo por base dados de vários pavimentos recolhidos em França, Dautats et al (1988) desenvolveram as seguintes expressões:

$$P(t) = 11,9925 - 1,2578\sqrt{t} + 0,3322 P_0 - 2,9965 V_v X_t + 0,765 P_0 X_t \quad 2.87$$

$$T_{AB}(t) = 64,448 + 1,5755\sqrt{t} - 0,2531 P_0 + 0,5518 V_v \quad 2.88$$

O significado dos parâmetros envolvidos é o definido anteriormente.

Uma abordagem mais complexa é proposta por Mirza e Witczak (1995). Estes autores recorrem à viscosidade e à relação A VTS para modelar o envelhecimento do betume.

Partindo da relação $A_0 VTS_0$, onde o índice 0 se refere às condições originais do betume (sem qualquer envelhecimento):

$$\text{Log}[\text{Log}(\eta_0)] = A_0 + VTS_0[\text{Log}(T_r)] \quad 2.89$$

Onde:

η_0 Viscosidade dinâmica do betume [cPoise];

T_r Temperatura [° Rankine];

A_0 e VTS_0 Parâmetros de regressão.

O envelhecimento que ocorre durante a fase de produção é simulado pela seguinte expressão:

$$\text{Log}[\text{Log}(\eta_{t=0})] = a_0 + a_1 \text{Log}[\text{Log}(\eta_0)] \quad 2.90$$

Onde:

$$a_0 = 0,054405 + 0,004082 \times Code$$

$$a_1 = 0,972035 + 0,010886 \times Code$$

$\eta_{t=0}$ Viscosidade dinâmica do betume após fabrico e aplicação [cPoise];

η_0 Viscosidade dinâmica do betume original [cPoise];

Code Fator de resistência ao endurecimento.

A resistência ao envelhecimento (Fonseca e Witczak, 1996) depende da composição química do betume bem como do processo de fabrico. Esta é definida como o rácio entre o logaritmo da viscosidade, após fabrico e aplicação, e o logaritmo original. O fator de resistência ao envelhecimento (Code) assume os valores indicado na Tabela 2.5. Este fator foi introduzido para melhorar o rigor do modelo e a sua escolha (Mirza e Witczak, 1995) deve ser feita com base na experiência do uso e aplicação do betume em causa. Na ausência de outra informação é recomendado o valor zero.

Tabela 2.5 – Valores do fator de resistência ao envelhecimento

Resistência ao envelhecimento na fase de fabrico / aplicação	Resistência ao Envelhecimento (RE)	Code
Excelente a bom	$RE \leq 1,030$	-1
Normal	$1,030 < RE \leq 1,075$	0
Razoável	$1,075 < RE \leq 1,100$	1
Fraca ou muito fraca	$RE > 1,100$	2

Recorrendo à expressão 2.90 e utilizando pelo menos duas temperaturas distintas, (são recomendadas 4 ou 5) é possível estabelecer uma nova relação $A_{t=0}$ $VTS_{t=0}$ válida após fabrico e aplicação da mistura:

$$\text{Log}[\text{Log}(\eta_{t=0})] = A_{t=0} + VTS_{t=0}[\text{Log}(T_r)] \quad 2.91$$

Durante a vida útil do pavimento a viscosidade após certo período de tempo pode ser determinada por:

$$\text{Log}[\text{Log}(\eta_t)] = \frac{\text{Log}[\text{Log}(\eta_{t=0})] + A \cdot t}{1 + B \cdot t} \quad 2.92$$

Sendo:

$$A = -0,004166 + 1,41213 \times C + C \times \text{Log}(Maat) + D \times \text{Log}[\text{Log}(\eta_{t=0})]$$

$$B = 0,197725 + 0,068384 \times \text{Log}(C)$$

$$C = 10^{274,4946 - 193,831 \times \text{Log}(T_R) + 33,9366 \times \text{Log}(T_R)^2}$$

$$D = -14,5521 + 10,47662 \times \text{Log}(T_R) - 1,88161 \times \text{Log}(T_R)^2$$

η_t Viscosidade dinâmica do betume no tempo t ($\neq 0$) [cPoise];

$\eta_{t=0}$ Viscosidade dinâmica do betume após fabrico e aplicação [cPoise];

Maat Temperatura média anual [°F];

T_r Temperatura [° Rankine];

t Tempo [Mês].

Pretendendo contabilizar a contribuição da variação da porosidade, o valor da viscosidade, obtido pela expressão anterior é multiplicado pelo fator F_v , determinado por:

$$F_v = \frac{1 + 1,0367 \times 10^{-4} \times VA \times t}{1 + 6,1798 \times 10^{-4} \times t} \quad 2.93$$

Com:

$$VA = \frac{VA_o + 0,0111 \times t - 2}{1 + 4,24 \times 10^{-4} \times t \times Maat + 1,169 \times 10^{-3} \times \left(\frac{t}{\eta_{0.77}}\right)} + 2$$

VA Porosidade no tempo t [%];

VA_o Porosidade inicial (após aplicação) [%];

Maat Temperatura média anual [°F];

$\eta_{0.77}$ Viscosidade original do betume à temperatura de 77°F [MPoise];

t Tempo [Mês].

Tal como referido anteriormente, o envelhecimento do betume varia com a profundidade, observando-se que as maiores variações da viscosidade (Coons e Wrigth, 1968) ocorrem nos primeiros 25 mm.

No modelo proposto por Mirza e Witczak (1995), os valores de η_t e $\eta_{t=0}$, são determinados à profundidade de 0,25 in (6,35mm). Para outras profundidades deve ser aplicada a seguinte expressão:

$$\eta_{t,z} = \frac{\eta_t(4 + E) - E \cdot \eta_{t=0}(1 - 4 \cdot z)}{4(1 + E \cdot z)} \quad 2.94$$

Onde:

$$E = 23,82 e^{-0,0308 \cdot Maat}$$

$\eta_{t,z}$ Viscosidade no tempo t ($\neq 0$) à profundidade z [MPoise];

η_t Viscosidade no tempo t ($\neq 0$) [MPoise];

$\eta_{t=0}$ Viscosidade após mistura e aplicação [MPoise];

z Profundidade [in];

Maat Temperatura média anual [°F];

e Número neperiano.

2.5. Modelos de comportamento estrutural

Na Figura 2.28, agrupados em analíticos e numéricos, apresentam-se os modelos disponíveis para modelar o comportamento estrutural de um pavimento.

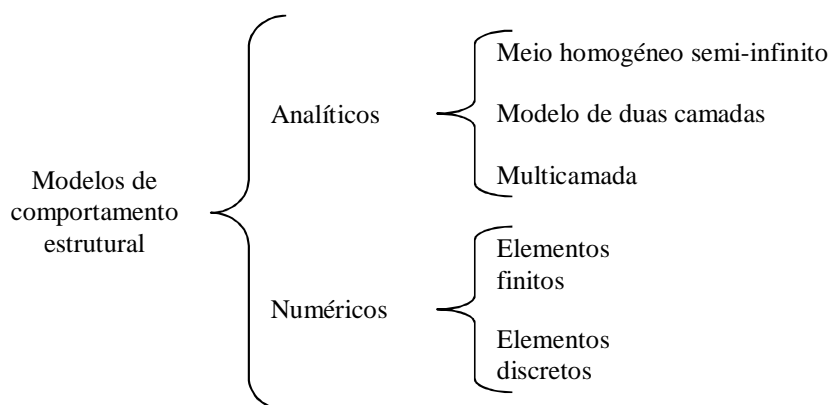


Figura 2.28 – Modelos de comportamento estrutural

De todos os modelos referenciados, por ser o adotado e implementado computacionalmente no âmbito deste trabalho, apenas o modelo multicamada será objeto de desenvolvimento detalhado.

Enquanto os modelos analíticos resolvem pela via analítica as equações que lhe são associadas, obtendo soluções exatas da formulação implementada para o problema, os métodos numéricos recorrem a algoritmos numéricos simplificados, por forma a alcançar uma solução aproximada da realidade.

Aplicável à resolução de quase todos os problemas de engenharia, incluindo cálculos estáticos e dinâmicos, o método dos elementos finitos é de grande versatilidade. Tem como princípio fundamental a divisão do meio contínuo em pequenos elementos finitos, ligados entre si por pontos nodais, cujos deslocamentos são as incógnitas do problema formulado.

Enquanto na abordagem clássica da mecânica dos meios contínuos, a integração das equações diferenciais que regem o comportamento do material é estendida a todo o volume, recorrendo aos elementos finitos, a integração do volume total é substituída por um somatório de integrais estendidos a subdomínios de geometria simples.

A grande vantagem deste tipo de abordagem é a possibilidade de modelar qualquer tipo de configuração geométrica, possibilitando desta forma a consideração de diferentes espessuras na camada, descontinuidades, tais como fissuras ou juntas de trabalho e ainda, variações das propriedades dos materiais. Contudo, os materiais a modelar são considerados contínuos na estrutura do modelo (COST 333, 1999).

Pelo método dos elementos discretos, o meio a modelar é considerado como um sistema de partículas discretas com forma e massa conhecidas. Identificadas individualmente, cada partícula tem a sua posição definida em função da segunda lei de Newton e de uma lei que relaciona forças com deslocamento.

Segundo Cundall e Strack (1979), a lei de Newton define o movimento das partículas resultante das forças aplicadas. A lei força / deslocamento é utilizada para a definição das forças de contacto entre as partículas, a partir do conhecimento dos seus deslocamentos.

O método dos elementos discretos funciona por pequenos incrementos de tempo (COST 333, 1999). Com base nas forças atuantes em cada partícula, a sua posição é alterada em cada incremento de tempo. Desta alteração resultam novos pontos de contacto com as partículas adjacentes e novas forças são envolvidas.

Recorrendo às propriedades físicas das partículas dos materiais granulares tais como a forma, a angulosidade, a distribuição do tamanho das partículas, o grau de compactação e o coeficiente de

atrito interno (COST 333, 1999), embora com elevados custos computacionais, a utilização de elementos discretos permite uma modelação mais realista deste material.

Os modelos analíticos mais antigos remontam ao ano de 1885. Admitindo um comportamento elástico linear e um meio homogéneo semi-infinito, isto é, com área e profundidade infinitas, a teoria de Boussinesq (1885), está na origem dos métodos mais simples de dimensionamento racional de pavimentos. Utilizando apenas uma camada, a aplicação desta teoria requer a conversão da espessura das diferentes camadas com distintos módulos de rigidez, em espessura equivalente de um só material.

Quase como seguimento lógico da teoria de Boussinesq surge em 1938 o modelo elástico de duas camadas desenvolvido por Hogg. Este modelo admite o funcionamento do pavimento como uma placa em flexão, assente num meio semi-infinito de Boussinesq.

Ainda baseado na teoria das placas surge em 1926 o modelo bicamada de Westergard. Tal como o de Hogg, este modelo admite a validade das hipóteses de Navier para a placa em flexão.

Inicialmente apresentado para 3 camadas (Burmister, 1945), o modelo foi posteriormente generalizado a várias, apresentando-se de seguida de forma detalhada a sua formulação.

2.5.1. Modelo multicamada

Com fundamento na mecânica dos meios contínuos, este modelo, admite o pavimento constituído por uma sobreposição de camadas homogéneas e isotrópicas caracterizadas por um módulo de elasticidade (E) e um coeficiente de poisson (ν).

Embora seja apontada como uma das limitações deste modelo, a consideração das camadas infinitas no plano, permite uma grande simplificação no cálculo. Considerando como circular a carga aplicada, o pavimento pode ser tratado como um sólido de revolução que se deforma simetricamente em relação ao eixo, o que permite tratar o problema em coordenadas cilíndricas.

A Figura 2.29 evidencia a vantagem da simetria de revolução. Se por considerações de equilíbrio pode afirmar-se que $\tau_{rz} = \tau_{zr}$, $\tau_{z\theta} = \tau_{\theta z}$ e $\tau_{\theta r} = \tau_{r\theta}$, o que permite reduzir o número de variáveis de 9 para 6, a simetria de revolução, atendendo a que todas as derivadas em ordem a θ são nulas, permite concluir que $\tau_{z\theta} = \tau_{\theta z} = \tau_{\theta r} = \tau_{r\theta} = 0$ e conseqüentemente reduzir o número de variáveis para 4.

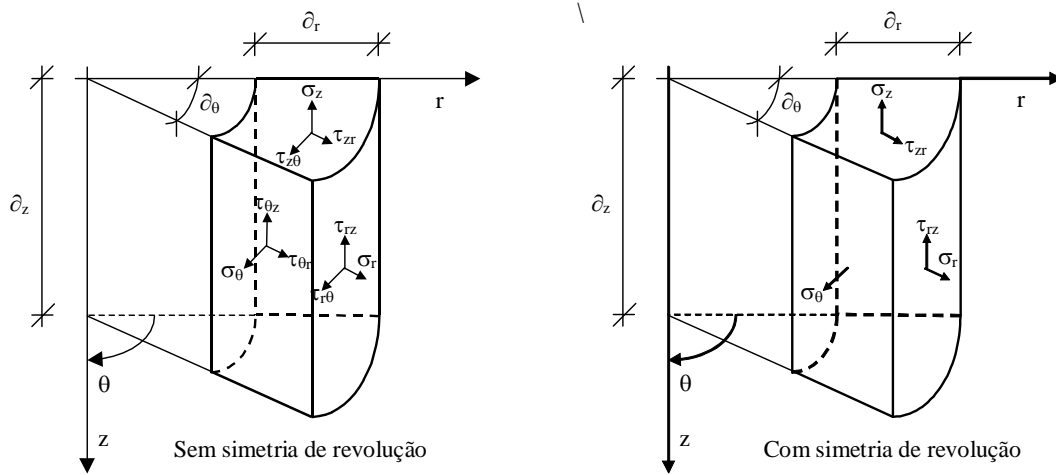


Figura 2.29 – Elemento infinitesimal de volume em coordenadas cilíndricas

Nestas condições, desprezando as forças de massa e admitindo o problema como estático (velocidade e aceleração nulas), está-se na presença do problema elasto-estático fundamental, cuja solução se reduz, tal como demonstrado em Lemos (1990), à procura de funções de tensão ϕ , para cada uma das camadas, que satisfaçam a seguinte equação:

$$\nabla^4 \phi(R, Z) = 0 \quad 2.95$$

Com:

ϕ Função de tensão pretendida

∇^4 Duplo laplaciano que em coordenadas polares se traduz por:

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \cdot \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right).$$

Encontrada a função ϕ , as tensões $\underline{\sigma}$ e os deslocamentos (\underline{u} – horizontal e \underline{w} - vertical) são obtidos por:

$$\sigma_z = \frac{\partial}{\partial z} \left[(2 - \nu) \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right] \quad 2.96$$

$$\sigma_r = \frac{\partial}{\partial z} \left[\nu \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} \right] \quad 2.97$$

$$\sigma_t = \frac{\partial}{\partial z} \left[\nu \nabla^2 \phi - \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial \phi}{\partial r} \right] \quad 2.98$$

$$\tau_{rz} = \frac{\partial}{\partial r} \left[(1 - \nu) \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right] \quad 2.99$$

$$w = \frac{1 + \nu}{E} \left[(1 - 2\nu) \nabla^2 \phi + \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial \phi}{\partial r} \right] \quad 2.100$$

$$u = -\frac{1 + \nu}{E} \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial r \partial z} \right) \quad 2.101$$

A resolução da equação é facilitada pela aplicação de uma transformada de Hankel à variável r . Designando por $\phi^*(m, z)$ a transformada de Hankel de $\phi(r, z)$, então:

$$\phi(r, z) \rightarrow \phi^*(m, z) = \int_0^{+\infty} r J_0(mr) \phi(r, z) \partial r \quad 2.102$$

E a transformação inversa:

$$\phi^*(m, z) \rightarrow \phi(r, z) = \int_0^{+\infty} m J_0(mr) \phi^*(m, z) \partial m \quad 2.103$$

Onde:

m Transforma de Hankel de r ;

J_0 Função Bessel de primeira espécie e ordem 0.

Aplicando esta transformação, a equação $\nabla^4 \phi(r, z) = 0$, assume no plano (m, z) a forma:

$$\left(\frac{\partial^4}{\partial z^4} - 2m^2 \frac{\partial^2}{\partial z^2} + m^4 \right) \phi^*(m, z) = 0 \quad 2.104$$

Por substituição é possível verificar que a função de tensão ϕ^* para a camada i seguidamente apresentada, satisfaz a equação anterior.

$$\phi_i^* = \frac{H^3 J_0(m\rho)}{m^2} [A_i e^{-m(\lambda_i - \lambda)} - B_i e^{-m(\lambda - \lambda_{i-1})} + C_i m \lambda e^{-m(\lambda_i - \lambda)} - D_i m \lambda e^{-m(\lambda - \lambda_{i-1})}] \quad 2.105$$

Onde:

i Índice indicativo da camada ($i = 1, 2, \dots, n$);

H, z Com o significado indicado na Figura 2.30;

J_0 Função Bessel de primeira espécie e ordem zero;

A, B, C, D Constantes de integração;

$$\rho = \frac{r}{H} \quad e \quad \lambda = \frac{z}{H}$$

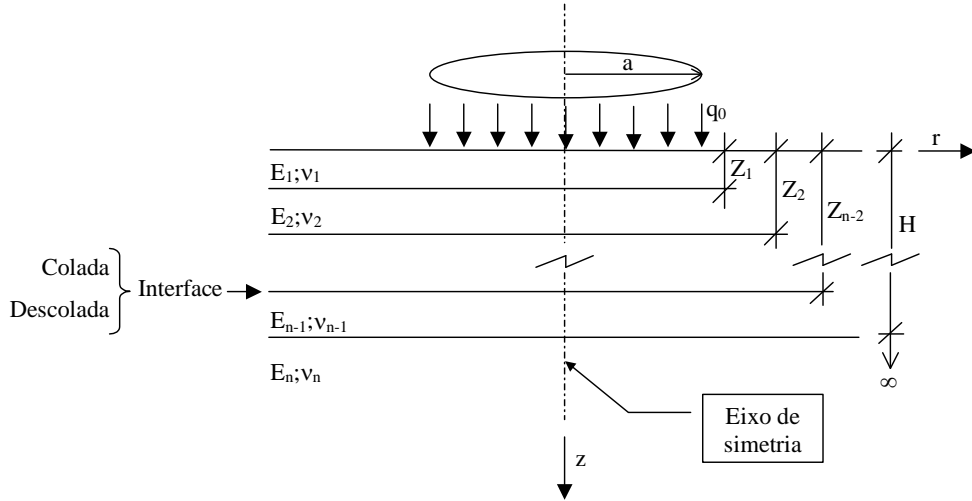


Figura 2.30 – Sistema multicamada em coordenadas cilíndricas

Substituindo a solução nas equações da tensão e deslocamentos, obtém-se:

$$(\sigma_z^*)_i = -mJ_0(m\rho)\{[A_i - C_i(1 - 2v_i - m\lambda)]e^{-m(\lambda_i-\lambda)} + [B_i + D_i(1 - 2v_i + m\lambda)]e^{-m(\lambda-\lambda_{i-1})}\} \quad 2.106$$

$$(\sigma_r^*)_i = \left[mJ_0(m\rho) - \frac{J_1(m\rho)}{\rho} \right] \{ [A_i + C_i(1 + m\lambda)]e^{-m(\lambda_i-\lambda)} + [B_i - D_i(1 - m\lambda)]e^{-m(\lambda-\lambda_{i-1})} \} \\ + 2v_i mJ_0(m\rho) [C_i e^{-m(\lambda_i-\lambda)} - D_i e^{-m(\lambda-\lambda_{i-1})}] \quad 2.107$$

$$(\sigma_t^*)_i = \frac{J_1(m\rho)}{\rho} \{ [A_i + C_i(1 + m\lambda)]e^{-m(\lambda_i-\lambda)} + [B_i - D_i(1 - m\lambda)]e^{-m(\lambda-\lambda_{i-1})} \} \\ + 2v_i mJ_0(m\rho) [C_i e^{-m(\lambda_i-\lambda)} - D_i e^{-m(\lambda-\lambda_{i-1})}] \quad 2.108$$

$$(\tau_{rz}^*)_i = mJ_1(m\rho)\{[A_i - C_i(2v_i + m\lambda)]e^{-m(\lambda_i-\lambda)} - [B_i - D_i(2v_i - m\lambda)]e^{-m(\lambda-\lambda_{i-1})}\} \quad 2.109$$

$$(w^*)_i = -\frac{1 + v_i}{E_i} J_0(m\rho)\{[A_i - C_i(2 - 4v_i - m\lambda)]e^{-m(\lambda_i-\lambda)} \\ - [B_i + D_i(2 - 4v_i + m\lambda)]e^{-m(\lambda-\lambda_{i-1})}\} \quad 2.110$$

$$(u^*)_i = \frac{1 + v_i}{E_i} J_1(m\rho)\{[A_i + C_i(1 + m\lambda)]e^{-m(\lambda_i-\lambda)} + [B_i - D_i(1 - m\lambda)]e^{-m(\lambda-\lambda_{i-1})}\} \quad 2.111$$

Onde:

J_1 Função Bessel de primeira espécie e ordem um;

O significado dos restantes fatores é o apresentado.

É importante nesta fase salientar que, variando a tensão aplicada ao pavimento com a variável r ($q(r) = q$ se $r \leq a$ 0 $r > a$), então a transformação de Hankel também afeta o carregamento. Neste sentido, as expressões anteriormente apresentadas são relativas a uma carga vertical cujo valor é obtido por:

$$q^*(m) = \int_0^{+\infty} \rho J_0(m\rho) q(\rho) \partial\rho = \int_0^a \rho J_0(m\rho) q \partial\rho = \frac{q\alpha}{m} J_1(m\alpha) \quad 2.112$$

E a transformação inversa:

$$q(\rho) = \int_0^{+\infty} m J_0(m\rho) q^*(m) \partial m = \int_0^{+\infty} m J_0(m\rho) \frac{q\alpha}{m} J_1(m\alpha) \partial m = q\alpha \int_0^{+\infty} J_0(m\rho) J_1(m\alpha) \partial m \quad 2.113$$

Onde:

$$\alpha = \frac{a}{H} \text{ (a e H com o significado apresentado na Figura 2.30)}$$

Restantes parâmetros com o significado já apresentado.

Nestas condições a tensão aplicada na solução transformada (solução *) é: $-mJ_0(m\rho)$. Desta forma se R^* for a tensão ou deslocamento para a tensão em causa, então para o tensão q a solução R é obtida por:

$$R = q\alpha \int_0^{+\infty} \frac{R^*}{m} J_1(m\alpha) \partial m \quad 2.114$$

A determinação de R^* requer, para cada camada, o conhecimento de 4 variáveis (A_i , B_i , C_i e D_i). Assim, para cada \underline{m} , um sistema com \underline{n} camadas requer a determinação de $4\underline{n}$ variáveis, ou seja, é necessário impor ao sistema $4\underline{n}$ condições que permitam determinar as variáveis em falta.

As condições referidas anteriormente resultam das condições de continuidade e de fronteira:

1. Na superfície do pavimento, $i= 1$ e $\lambda= 0$, são impostas as seguintes condições de fronteira:

$$(\sigma_z^*)_1 = -mJ_0(m\rho) \quad 2.115$$

$$(\tau_{rz}^*)_1 = 0 \quad 2.116$$

Tais condições resultam da tensão aplicada à superfície do pavimento e da ausência de tensão tangencial.

Por substituição das condições anteriores nas expressões 2.106 e 2.109 resultam as seguintes equações:

$$\begin{bmatrix} e^{-m\lambda_1} & 1 \\ e^{-m\lambda_1} & -1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A_1 \\ B_1 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} -(1 - 2\nu_1)e^{-m\lambda_1} & 1 - 2\nu_1 \\ 2\nu_1 e^{-m\lambda_1} & 2\nu_1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_1 \\ D_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad 2.117$$

2. No interface das camadas, $\lambda= \lambda_i$, são impostas condições de continuidade que dependem do tipo de ligação. Assumindo as camadas como coladas, deve ser garantida a continuidade dos deslocamentos (horizontal e vertical) e ainda a igualdade das tensões vertical e tangencial nas duas camadas em causa. Admitindo que as camadas deslizam uma sobre a outra (descoladas), então apenas o deslocamento e tensão vertical deve ter continuidade, sendo nulas as tensões tangenciais. Nestas condições:

Camadas coladas:

$$(\sigma_z^*)_i = (\sigma_z^*)_{i+1} \quad 2.118$$

$$(\tau_{rz}^*)_i = (\tau_{rz}^*)_{i+1} \quad 2.119$$

$$(w^*)_i = (w^*)_{i+1} \quad 2.120$$

$$(u^*)_i = (u^*)_{i+1} \quad 2.121$$

Camadas descoladas:

$$(\sigma_z^*)_i = (\sigma_z^*)_{i+1} \quad 2.122$$

$$(w^*)_i = (w^*)_{i+1} \quad 2.123$$

$$(\tau_{rz}^*)_i = 0 \quad 2.124$$

$$(\tau_{rz}^*)_{i+1} = 0 \quad 2.125$$

Das condições anteriores em cada interface resultam 4 equações, ou seja um total de $4(n-1)$.

Camadas coladas:

$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} 1 & F_i & -(1-2v_i-m\lambda_i) & (1-2v_i+m\lambda_i)F_i \\ 1 & -F_i & 2v_i+m\lambda_i & (2v_i-m\lambda_i)F_i \\ 1 & F_i & 1+m\lambda_i & -(1-m\lambda_i)F_i \\ 1 & -F_i & -(2-4v_i-m\lambda_i) & -(2-4v_i+m\lambda_i)F_i \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A_i \\ B_i \\ C_i \\ D_i \end{bmatrix} \\
 = & \begin{bmatrix} F_{i+1} & 1 & -(1-2v_{i+1}-m\lambda_i)F_{i+1} & (1-2v_{i+1}+m\lambda_i) \\ F_{i+1} & -1 & (2v_{i+1}+m\lambda_i)F_{i+1} & (2v_{i+1}-m\lambda_i) \\ R_i F_{i+1} & R_i & (1+m\lambda_i)R_i F_{i+1} & -(1-m\lambda_i)R_i \\ R_i F_{i+1} & -R_i & -(2-4v_{i+1}-m\lambda_i)R_i F_{i+1} & -(2-4v_{i+1}+m\lambda_i)R_i \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A_{i+1} \\ B_{i+1} \\ C_{i+1} \\ D_{i+1} \end{bmatrix}
 \end{aligned} \tag{2.126}$$

Camadas descoladas:

$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} 1 & F_i & -(1-2v_i-m\lambda_i) & (1-2v_i+m\lambda_i)F_i \\ 1 & F_i & 1+m\lambda_i & -(1-m\lambda_i)F_i \\ 1 & -F_i & 2v_i+m\lambda_i & (2v_i-m\lambda_i)F_i \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A_i \\ B_i \\ C_i \\ D_i \end{bmatrix} \\
 = & \begin{bmatrix} F_{i+1} & 1 & -(1-2v_{i+1}-m\lambda_i)F_{i+1} & (1-2v_{i+1}+m\lambda_i) \\ R_i F_{i+1} & R_i & (1+m\lambda_i)R_i F_{i+1} & -(1-m\lambda_i)R_i \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ F_{i+1} & -1 & (2v_{i+1}+m\lambda_i)F_{i+1} & (2v_{i+1}-m\lambda_i) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A_{i+1} \\ B_{i+1} \\ C_{i+1} \\ D_{i+1} \end{bmatrix}
 \end{aligned} \tag{2.127}$$

Onde:

$$F_i = e^{-m(\lambda_i - \lambda_{i-1})} \tag{2.128}$$

$$R_i = \frac{E_i}{E_{i+1}} \frac{1 + v_{i+1}}{1 + v_i} \tag{2.129}$$

- 3 Finalmente, na última camada, $i = n$ e tendo em conta que a tensão à profundidade infinita deve ser nula, da análise da equação 2.106 resulta que:

$$A_n = C_n = 0 \tag{2.130}$$

Face ao exposto, tendo em conta o valor constante de A_n e C_n , a determinação das constantes de integração requer a resolução de um sistema com $4n-2$ equações.

Uma alternativa à resolução do sistema de equações consiste em transformar as condições de continuidade nos interfaces, na forma:

$$\begin{bmatrix} A_i \\ B_i \\ C_i \\ D_i \end{bmatrix} = [4 \times 4] \begin{bmatrix} A_{i+1} \\ B_{i+1} \\ C_{i+1} \\ D_{i+1} \end{bmatrix} \quad 2.131$$

A expressão anterior aplicada de forma recorrente até ao último interface, resulta na seguinte relação entre as constantes da primeira e última camada:

$$\begin{bmatrix} A_1 \\ B_1 \\ C_1 \\ D_1 \end{bmatrix} = [4 \times 2] \begin{bmatrix} B_n \\ D_n \end{bmatrix} \quad 2.132$$

Substituindo os valores das constantes da primeira camada nas equações 2.117, determina-se, por resolução de um sistema de 2 equações e duas incógnitas, os valores de B_n e C_n . Os valores assim determinados, juntamente com A_n e D_n nulos, são substituídos na expressão 2.131 obtendo-se assim as constantes para a camada $(n-1)$. Este processo é repetido até à primeira camada.

As funções transformadas da tensão e do deslocamento são equações harmónicas cujo valor diminui com o aumento de \underline{m} (Figura 2.31). Desta forma, a integração da expressão 2.114 pode ser feita por métodos numéricos, tendo como critério de paragem a convergência de R^* .

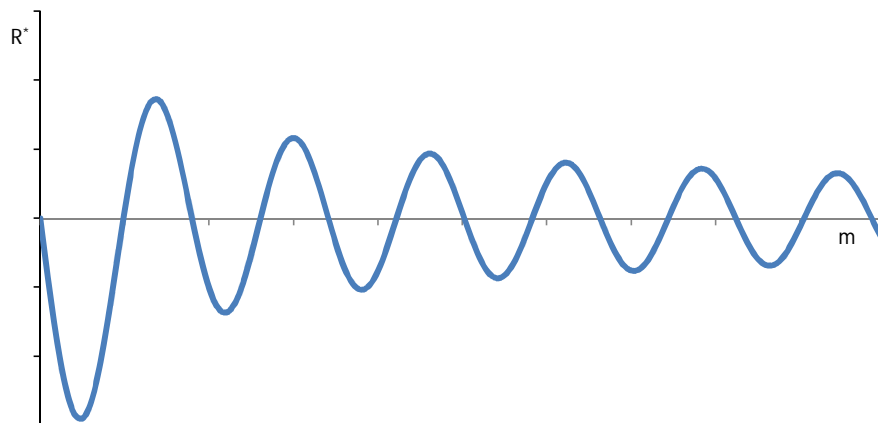


Figura 2.31 – Função transformada (R^*) num ponto em função de m

Huang (1993), recomenda que a integração seja feita recorrendo à quadratura de Gauss, optando por intervalos compreendidos entre os zeros das funções $J_0(m\rho)$ e $J_1(m\alpha)$. De acordo com o mesmo autor, os primeiros intervalos de integração devem ser subdivididos, por forma a melhorar a qualidade do resultado. Este facto é motivado pela redução da área a integrar com o aumento de m , que se traduz em maiores áreas de integração nos primeiros intervalos. Na Figura 2.32, apresenta-se um fluxograma para o eventual cálculo de R .

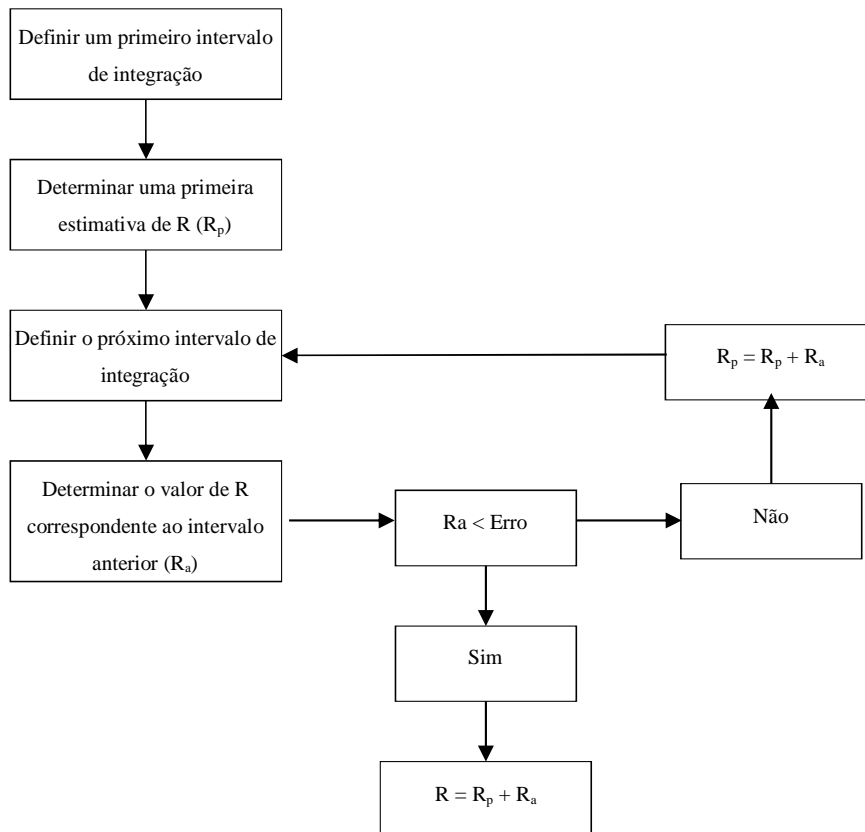


Figura 2.32 – Fluxo de cálculo para determinar a tensão ou deslocamento pelo modelo de Burmister

Determinadas as tensões, as extensões são obtidas por aplicação da lei de Hooke:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_z \\ \varepsilon_r \\ \varepsilon_t \\ 2\varepsilon_{zr} \\ 2\varepsilon_{zt} \\ 2\varepsilon_{rt} \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(1+\nu) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_z \\ \sigma_r \\ \sigma_t \\ \tau_{zr} \\ \tau_{zt} \\ \tau_{rt} \end{bmatrix} \tag{2.133}$$

Tratando-se de um modelo elástico, é válido o princípio da sobreposição. Desta forma, caso se pretenda determinar a tensão vertical no ponto A provocada por um rodado duplo (Figura 2.33 a)),

determina-se a tensão nos pontos B e C (Figura 2.33 b)) adicionando-se posteriormente os resultados.

$$\sigma_z(A) = \sigma_z(B) + \sigma_z(C) = \sigma_z(d, h) + \sigma_z(0, h) \quad 2.134$$

Um procedimento idêntico pode ser adotado para outras tensões e deslocamentos.

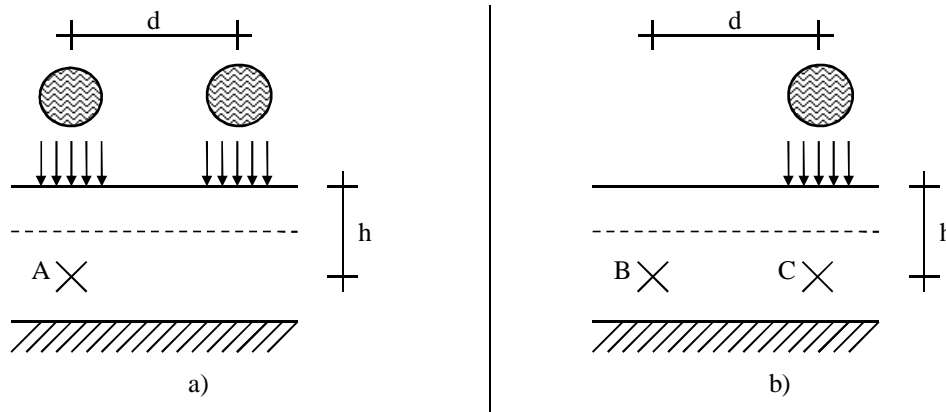


Figura 2.33 – Princípio da sobreposição dos efeitos elásticos

O modelo apresentado permite ainda a consideração de tensões tangenciais. De acordo com Peyronne et al (1991) são possíveis duas situações (Figura 2.34):

1. Tensões segundo a direção radial (τ_{rz}), que permitem simular as forças tangenciais, quando o veículo está em repouso;
2. Tensões segundo a direção radial (τ_{xz}), que permitem simular forças de travagem ou aceleração, uniformemente distribuídas.

A incorporação da tensão tangencial na direção radial na formulação apresentada é imediata, bastando para tal alterar a condição de fronteira na superfície do pavimento: $(\tau_{rz}^*)_1 = \tau_{rz}$. No segundo caso, a aplicação não é direta uma vez que não há simetria de revolução.

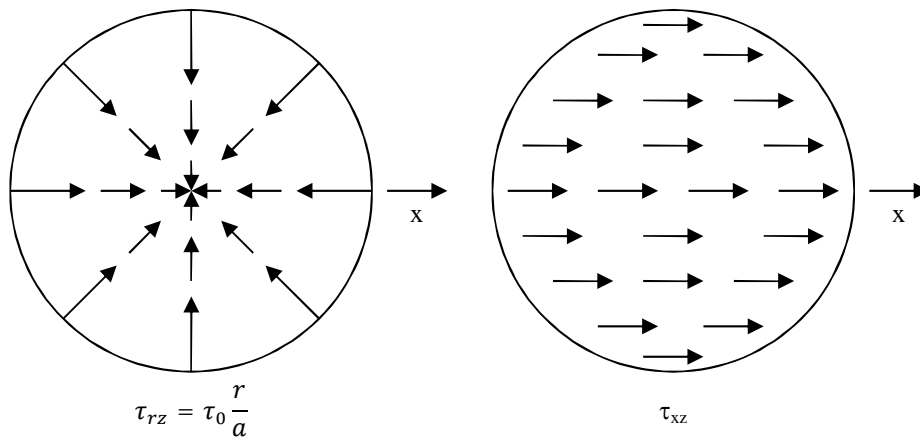


Figura 2.34 – Tensões tangenciais possíveis de incorporar no modelo de Burmister

Embora seja o modelo utilizado pela generalidade dos programas de cálculo automático, a teoria da elasticidade aplicada a estruturas de múltiplas camadas de Burmister não é isenta de críticas.

O facto de os materiais serem considerados homogéneos, isotrópicos e de comportamento elástico e linear não é uma hipótese adequada ao estudo de pavimentos em que os materiais apresentam um comportamento não linear. Este aspeto é particularmente relevante nos materiais granulares não tratados.

O módulo de deformabilidade dos materiais granulares depende do nível de tensão aplicado. Este tipo de comportamento não é passível de incorporação no modelo de Burmister.

O aparecimento, como resultado de cálculo, de tensões de tração na base das camadas granulares é também apontado como crítica a esta abordagem, bem como a qualquer outra em que os materiais sejam tratados como elásticos, lineares e isotrópicos. Este tipo de tensão é pouco credível, já que se trata de camadas sem qualquer tipo de aglutinante.

Outra limitação apresentada a este modelo prende-se com o facto de as camadas serem consideradas infinitas no plano. Esta hipótese, tal como referido anteriormente, embora tenha a vantagem de facilitar os cálculos, é limitadora da análise dos efeitos nos bordos do pavimento. É contudo aceite que, na maioria dos casos, o bordo do pavimento se encontra suficientemente afastado da faixa de circulação dos veículos pelo que a infinidade das camadas pode ser adotada.

2.6. Critérios de dimensionamento

Definir critérios de dimensionamento implica conhecer os mecanismos de ruína associados aos pavimentos e os limites de degradação considerados aceitáveis para os utentes e para os administradores da infraestrutura.

De acordo com Pereira e Miranda (1999), observando a Figura 2.35, quando uma ação A_i atua sobre um pavimento com propriedades mecânicas P_i e geométricas G_i , origina nos materiais solicitações S_i que por sua vez alteram as propriedades P_i e G_i . Desta forma a próxima solicitação (A_{i+1}) atua sobre uma estrutura com novas propriedades mecânica P_{i+1} e geométricas G_{i+1} , originando solicitações S_{i+1} , e assim sucessivamente.

Assim, a evolução das degradações dos pavimentos é um processo iterativo, em que uma degradação dá origem a novos tipos de degradações, que por sua vez interferem com as características das degradações anteriores, tanto em extensão como em potencial evolutivo (Pais, 1999).

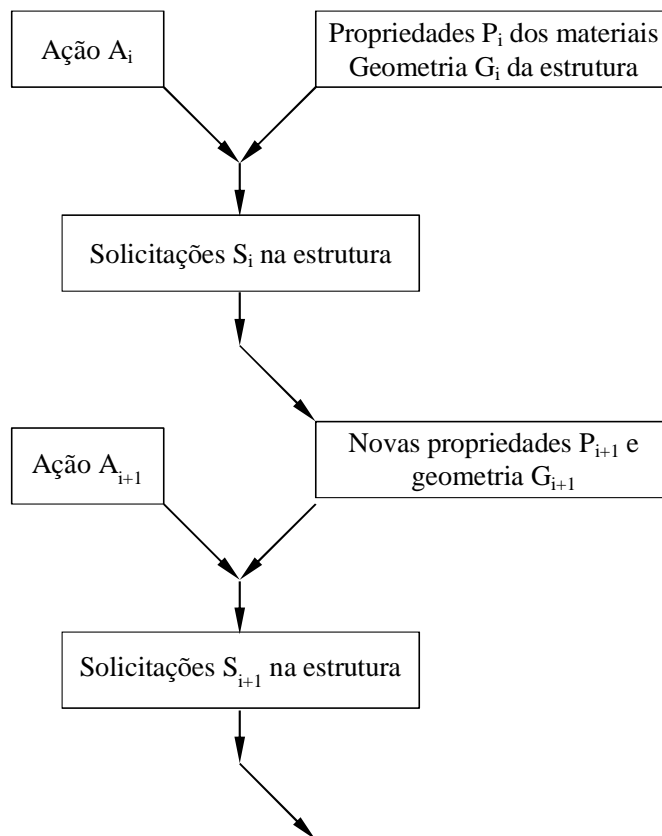


Figura 2.35 – Evolução das solicitações num pavimento rodoviário (adaptado de Pereira e Miranda, 1999)

Os principais mecanismos associados à ruína das misturas betuminosas são os seguintes:

1. Fendilhamento provocado por:

- Fadiga;
- Ações térmicas;
- Reflexão de fendas.

2. Deformações permanentes (formação de rodeiras);
3. Desagregações provocadas por:
 - Endurecimento e envelhecimento do ligante betuminoso;
 - Sensibilidade à água;
 - Deficiente adesividade agregado-ligante;
 - Deficiências durante o processo de construção.

A formação de rodeiras, o fendilhamento por fadiga e o fendilhamento devido às ações térmicas são, do ponto de vista estrutural, os mecanismos preponderantes para efeitos de dimensionamento.

De acordo com Pais (1999), o fendilhamento devido às ações térmicas é influente para temperaturas muito baixas, em geral inferiores a menos 20°C. Neste contexto, face às condições climáticas do nosso País este mecanismo de ruína não é considerado significativo.

O fendilhamento devido às ações térmicas é causado pela contração da mistura betuminosa e pelo endurecimento do betume que ocorre com temperaturas muito baixas. A escolha de um betume adequado é geralmente a solução para ultrapassar este problema.

O fendilhamento devido à reflexão de fendas é um mecanismo específico do reforço de pavimentos. O carácter descontínuo de um pavimento fendilhado origina tensões e extensões diferenciais quando uma carga passa sobre o reforço de um pavimento na zona adjacente de uma fenda. Estas tensões e extensões (Pais, 1999), são responsáveis pela propagação da fenda aí existente para as camadas de reforço, mecanismo designado por “reflexão da fenda”. A ocorrência de movimentos nas fendas provocados por variações de temperatura (COST 333, 1999) são também causas para este fenómeno.

A consideração dos mecanismos de reflexão de fendas é feita através de medidas preventivas de reabilitação tais como a aplicação de geotêxtil entre o pavimento fendilhado e as camadas de reforço.

O endurecimento e envelhecimento do betume, a sensibilidade à água, a deficiente adesividade entre o agregado e o ligante são em geral ultrapassados com a escolha de um tipo de betume adequado, pela utilização de agregados pouco sensíveis à água, pela implementação de um bom sistema de drenagem e pela correta formulação da mistura betuminosa.

Considera-se então, para efeitos de dimensionamento, os critérios do fendilhamento por fadiga e as deformações permanentes. A sua incorporação no processo de verificação estrutural é feita pela

limitação das extensões no topo do solo de fundação, para a deformação permanente e na base das camadas betuminosas para o fendilhamento por fadiga.

2.6.1. Deformação permanente

Embora a expressão “deformação permanente” possa abranger outras tipologias de degradações tais como abatimentos, ondulações e deformações localizadas, enquanto critério de dimensionamento, a sua interpretação deve ser confinada à formação de rodeiras.

Do ponto de vista funcional e da segurança rodoviária, o aparecimento de rodeiras condiciona a normal circulação em dois aspetos: Por um lado à medida que a profundidade vai aumentando, a rodeira passa a funcionar como um carril ficando a condução dificultada; Por outro, são locais privilegiados para a acumulação de água resultando em eventuais fenómenos de hidroplanagem. Este tipo de fenómeno pode ocorrer em carros ligeiros para valores da ordem dos 5 mm.



Figura 2.36 – Cavado de rodeira

De acordo com Haider e Chatti (2006), estudos recentes têm demonstrado que a formação de rodeiras pode iniciar-se em qualquer das camadas do pavimento, sendo desta forma relevante o contributo de todas as camadas para a sua contabilização.

As deformações permanentes dos materiais utilizados em pavimentação desenvolvem-se gradualmente com a repetição do número de aplicações de carga, manifestando-se por depressões longitudinais nas rodeiras dos veículos, acompanhadas normalmente por elevações

laterais (Azevedo, 1993). São causadas por uma combinação de densificação e deformações de corte (Sousa et al, 1991) que podem ocorrer em qualquer das camadas que constituem o pavimento. Estudos realizados no âmbito do ensaio AASHO (Highway Research Board, 1962) concluíram que as deformações por tensões de corte são a principal causa deste mecanismo de ruína. Medições realizadas nesse ensaio apontam para valores máximos da ordem dos 25 cm e as camadas mais espessas não exibem valores superiores. Desde que os pavimentos estejam assentes em fundações pouco deformáveis, os resultados anteriores sugerem que a deformação permanente é limitada às camadas betuminosas.

Hofstra e Klomp (1972) concluíram que a deformação permanente nas camadas betuminosas é maior na superfície junto à área carregada, diminuindo gradualmente com a profundidade. Estes autores também evidenciaram a relevância da tensão de corte no mecanismo da deformação permanente, justificando a observação anterior pela redução deste tipo de tensões em profundidade.

Eusenmann e Hilmer (1987), com base em medições dos cavados de rodovia e do volume das depressões das zonas adjacentes demonstraram que, numa fase inicial, o aumento da deformação permanente é significativamente superior ao aumento das zonas de elevação adjacentes. Numa segunda fase, o aumento do volume das depressões é aproximadamente igual ao incremento do volume das zonas de elevação. Neste sentido, se num estágio inicial se verifica alguma densificação, numa segunda fase o crescimento da rodovia é essencialmente uma deslocação de material, sendo esta fase considerada representativa do comportamento do pavimento, ao nível da deformação permanente, para a maior parte da sua vida útil.

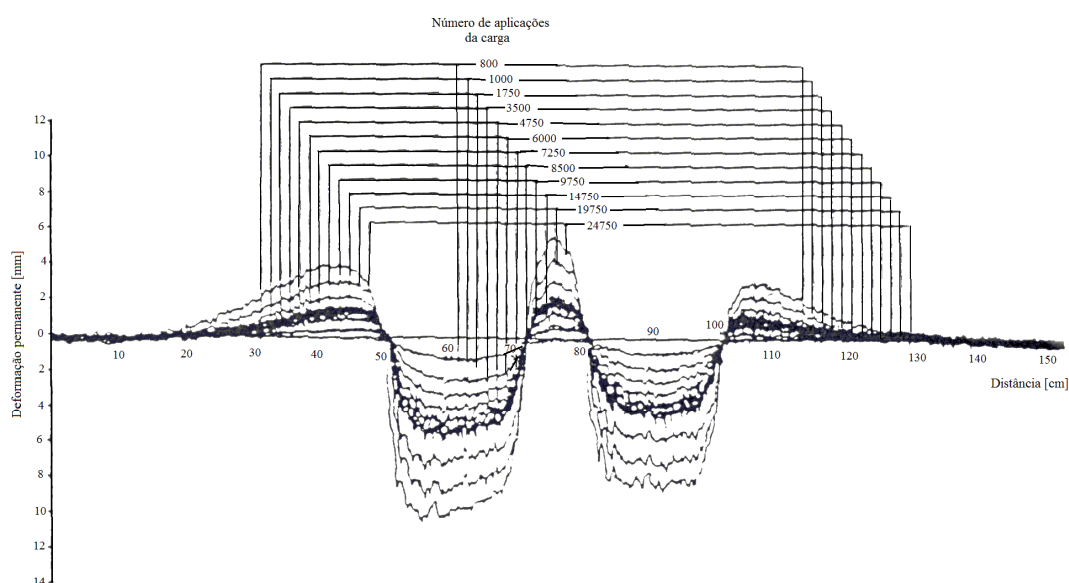


Figura 2.37 – Efeito da acumulação do número de aplicações de carga sobre os cavados de rodovia (adaptado de Eusenmann e Hilmer, 1987)

A formação de rodeiras é afetada por várias propriedades e pelas condições de aplicação das misturas.

Brown e Pell (1974) compararam o comportamento de misturas betuminosas contínuas e descontínuas, concluindo que as contínuas apresentam melhor comportamento à deformação permanente. Segundo os autores, isto deve-se ao facto de, nas misturas contínuas, existir um maior número de pontos de contacto entre as partículas. Considerando que os pontos de contacto assumem maior importância a temperaturas elevadas, as misturas descontínuas são mais suscetíveis à deformação permanente a temperaturas elevadas.

A textura superficial e a forma das partículas são também fatores importantes. Ugé e Van de Loo (1974) concluíram que misturas compostas com agregados de superfície rugosa e arestas vivas, registam menores deformações permanentes que misturas compostas por agregados de forma arredondada e textura lisa.

Idêntica constatação é feita por Pan et al (2006), de acordo com estes autores, partículas com arestas vivas e superfície rugosa tendem a criar maiores pontos de contacto e a aumentar o atrito interno, contribuindo desta forma para a estabilização da mistura.

Davis (1988) e também Azevedo (1993), concluíram que o uso de granulometrias contínuas associadas à utilização de agregados de dimensão máxima elevada e com maior percentagem de material grosso em relação ao fino, é benéfico na redução da propensão para a formação de cavados de rodeira. De acordo com Davis (1988), a dimensão máxima deve ser da ordem dos $2/3$ da espessura da camada.

Brown e Gibb (1996), concluíram que a estrutura do agregado é relevante quando a rigidez do betume desce abaixo dos 100 KPa. Estas situações podem ocorrer para temperaturas elevadas e / ou velocidades muito reduzidas.

De acordo com Monismith et al (1985), betumes mais duros são menos suscetíveis às deformações permanentes, recomendando a sua aplicação em climas mais quentes. Para impedir problemas de instabilidade e conseqüentemente deformação permanente, estes autores recomendaram uma porosidade da ordem dos 4% com um mínimo absoluto de 3%.

A redução da porosidade não deve ser feita à custa do aumento da percentagem de betume. De acordo com Azevedo (1993) o aumento do teor de betume aumenta a coesão entre as partículas de agregado melhorando a resistência às deformações permanentes. No entanto, a partir de certo valor, o aumento da quantidade de betume é equivalente à introdução lubrificante entre as partículas de agregado, tornando a mistura betuminosa menos resistente às deformações permanentes. Cooper et

al (1985) concluíram que agregados com baixos valores de VMA têm melhor comportamento às deformações permanentes.

Em sede de dimensionamento, a consideração das deformações permanentes excessivas na superfície do pavimento pode ser feita de duas formas distintas:

1. Limitando a extensão vertical no topo do solo de fundação a um certo valor, relacionado com um dado número de repetições de carga. Ao limitar estas deformações considera-se que as rodeiras na superfície do pavimento são também limitadas;
2. O outro processo consiste em contabilizar a contribuição, para a formação de rodeiras, de todas as camadas que compõem o pavimento.

Embora o primeiro processo seja empregue para o dimensionamento geral dos pavimentos, a sua utilização (Haider, Chatti, 2006) começa a ser questionada.

Seguindo a primeira abordagem, baseada no ensaio AASHO, a Shell propõe que a relação entre a extensão vertical de compressão no topo do solo de fundação e a vida útil de um pavimento seja do tipo:

$$\varepsilon_z = 2,1 \times 10^{-2} \times N^{-0,25}, \text{ para um nível de confiança de 85\%}; \quad 2.135$$

$$\varepsilon_z = 1,8 \times 10^{-2} \times N^{-0,25}, \text{ para um nível de confiança de 95\%}; \quad 2.136$$

Sendo:

ε_z Extensão ao nível do solo de fundação;

N Número de repetições da carga.

Os níveis de confiança e expressões apresentadas são baseados no tratamento estatístico dos dados que levaram à formulação da expressão obtida com valores médios:

$$\varepsilon_z = 2,8 \times 10^{-2} \times N^{-0,25} \quad 2.137$$

A Universidade de Nottingham, baseada em estudos realizados com pavimentos de bases em material granular tratado com betume e sub-bases em materiais granulares, desenvolveu o critério dado pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_z = \frac{b \times 10^{-2}}{\left(\frac{N}{f_r}\right)^a} \quad 2.138$$

Onde:

- ε_z Extensão ao nível do solo de fundação;
- N Número de repetições da carga;
- a, b Parâmetros que tomam os valores 0,27 ou 0,28 e 2,50 ou 4,51 quando se queira limitar as rodeiras à condição crítica (rodeira limitada a 10 mm) ou à condição de ruína (rodeira limitada a 20 mm);
- f_r Fator de indução de assentamento. Este fator varia entre 1 e 1,56, O valor de 1 é recomendado para “*hot rolled asphalt*” (HRA) e o valor de 1,56 para “*dense bitumen macadam*” (DBM).

A segunda metodologia consiste em avaliar a deformação permanente considerando o contributo de todas as camadas. Este contributo pode ser obtido recorrendo a três abordagens distintas:

1. Baseada no número de passagens do eixo padrão;
2. Baseada no rácio entre a deformação permanente e reversível em cada camada;
3. Baseada na taxa de variação da deformação permanente em cada camada.

Qualquer uma das abordagens considera que a deformação permanente é determinada integrando a extensão vertical plástica ao longo de todo o pavimento. Esta integração pode ser feita recorrendo a métodos numéricos. Se ε_{pi} , representar a extensão vertical plástica a meia altura da camada i e h_i a altura da camada em causa, então a deformação vertical permanente na superfície do pavimento (Δh) é obtida por:

$$\Delta h = \sum_{i=1}^n (h_i \varepsilon_{pi}) \quad 2.139$$

Seguindo a primeira abordagem, a extensão vertical permanente para cada camada é determinada em função do número de repetições da carga. Barenberg e Thompson (1992) avaliaram diferentes métodos de relacionar a deformação permanente com o número de repetições da carga, tendo concluído que melhores resultados são obtidos com uma relação do tipo:

$$\text{Log}(\varepsilon_p) = a + b \cdot \text{Log}(N) \quad 2.140$$

Onde:

- ε_p Extensão vertical permanente;
- N Número de repetições da carga;
- a e b Parâmetros de regressão.

A segunda abordagem considera que o número de repetições da carga se relaciona com a extensão plástica e elástica da seguinte forma:

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = aN^b \quad 2.141$$

Onde:

- ε_p Extensão vertical plástica;
- ε_r Extensão vertical elástica ou resiliente;
- N Número de repetições da carga;
- a e b Parâmetros de regressão.

De acordo com VonQuintus e Moulthrop (2007) a transposição dos resultados laboratoriais obtidos com a relação anterior para um pavimento em serviço, requer a introdução de um fator de ajustamento (β_r). Desta forma:

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = \beta_r a N^b \quad 2.142$$

Finalmente, a terceira abordagem, considera a taxa de variação da extensão permanente em função do número de repetições:

$$\frac{\varepsilon_{pn}}{\varepsilon_r} = \left(\frac{ab}{\varepsilon_r} \right) N^{b-1} \quad 2.143$$

Onde:

- ε_{pn} Extensão vertical plástica por repetição de carga: $\varepsilon_{pn} = \frac{\partial \varepsilon_p}{\partial N}$;

Os restantes parâmetros têm o significado já apresentado.

Em VonQuintus e Moulthrop (2007) e também em Sousa et al (1991) pode ser encontrado um conjunto alargado de modelos propostos por vários autores, limitando-se este trabalho à exposição do método implementado no MEPDG.

O comportamento típico da extensão vertical permanente em função do número de repetições da carga é apresentado na figura seguinte.

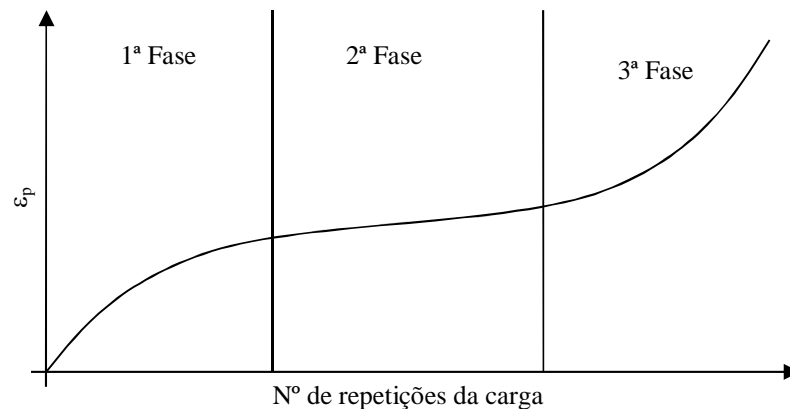


Figura 2.38 – Comportamento típico da extensão vertical permanente em função do número de repetição da carga
(Adaptado de Ara inc., 2004b)

Três fases são identificadas (Ara inc., 2004b):

- Na primeira fase observa-se um rápido crescimento da deformação com taxas de crescimento decrescentes e predominância do fenómeno de densificação;
- Na segunda fase, a taxa de crescimento da extensão permanente é constante. Nesta fase, a par da densificação, as deformações por corte vão aumentando;
- Na terceira fase, as deformações são motivadas por esforços de corte sem alterações de volume.

A formulação implementada no MEPDG, que seguidamente se apresenta, apenas modela a segunda fase (Ara inc., 2004b) sendo a primeira contabilizada por extrapolação da segunda. A terceira fase requer ensaios laboratoriais demorados e embora corresponda a uma importante etapa da formação de rodeiras, a sua não consideração não é limitativa, uma vez que nessa fase o limite tolerável para a profundidade das deformações permanentes já foi ultrapassado.

Para as misturas betuminosas foi seguida uma modelação baseada no rácio entre extensão plástica e a reversível. Fundamentada nos trabalhos de Leahy (1989), Ayres (1997), Kaloush (2001) e Witczak et al (2002), a expressão tem a seguinte forma:

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = \beta_{r1} k_z 10^{k_{r1} T^{k_{r3} \beta_{r3}}} N^{k_{r2} \beta_{r2}} \quad 2.144$$

Onde:

ε_p Extensão vertical plástica;

ε_r Extensão vertical elástica ou resiliente;

T Temperatura [°F];

N Número de repetições;

K_z Fator relacionado com a profundidade:

$$K_z = [(-0,1039h_{mis}^2 + 2,4868h_{mis} - 17,342) + (0,0172h_{mis}^2 - 1,7331h_{mis} - 27,428)D]0,328196^D$$

h_{mis} Espessura total das camadas betuminosas [in];

D Profundidade considerada [in];

K_{ri} Com $i= 1, 2$ e 3 , parâmetros de calibração global: $K_{r1}= -3,35412$; $K_{r2}= 0,4791$ e $K_{r3}= 1,5606$;

β_{ri} Com $i= 1, 2$ e 3 , parâmetros de calibração local.

Ao nível das camadas granulares e solo de fundação a extensão vertical permanente é determinada pela seguinte expressão:

$$\frac{\varepsilon_p(N)}{\varepsilon_r} = \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \quad 2.145$$

Onde:

$$\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) = \frac{\left(e^{(\rho)^\beta} a_1 E^{b_1}\right) + \left(e^{\left(\frac{\rho}{10^9}\right)^\beta} a_9 E^{b_9}\right)}{2}$$

$$\text{Log}(\beta) = -0,61119 - 0,017638W_c$$

$$\rho = 10^9 \left[\frac{C_0}{1 - (10^9)^\beta} \right]^{\frac{1}{\beta}}$$

$$C_0 = \ln \left(\frac{a_1 E^{b_1}}{a_9 E^{b_9}} \right)$$

W_c Teor de água [%];

E Módulo resiliente da camada em causa [psi];

ε_p Extensão vertical plástica;

ε_r Extensão vertical elástica ou resiliente aplicada no laboratório para obter os parâmetros necessários ao modelo;

N Número de repetições;

a_1, b_1 Parâmetros do modelo determinados para $N=1$: $\frac{\varepsilon_p(1)}{\varepsilon_r} = a_1 E^{b_1}$;

a_9, b_9 Parâmetros do modelo determinados para $N=10^9$: $\frac{\varepsilon_p(10^9)}{\varepsilon_r} = a_9 E^{b_9}$.

O modelo apresentado para os materiais granulares, com base na taxa de variação da deformação permanente, foi desenvolvido tendo por base investigação de Tseng e Lytton (1989).

2.6.2. Fendilhamento por fadiga

Nos pavimentos, o fendilhamento por fadiga, manifesta-se pelo aparecimento de fendas à superfície do pavimento (Figura 2.39) e é um dos principais mecanismos de ruína. A resistência à fadiga das misturas betuminosas é a capacidade de resistirem a esforços repetidos sem atingirem a ruína.



Figura 2.39 – Fendilhamento por fadiga

Cada vez que um veículo passa, as camadas de material betuminoso são sujeitas a cargas de curta duração. Essas passagens causam danos microscópicos, que se vão acumulando e resultam numa progressiva perda de rigidez e rotura a longo prazo (Cost 333, 1999).

A previsão da resistência à fadiga é normalmente baseada no conceito de dano acumulado dado pela lei de Miner (Huang, 1993). A fadiga do material é atingida quando, o somatório dos quocientes, entre o número de repetições com certo valor (n_i) e a resistência à fadiga do material para a mesma intensidade de solicitação (N_i), atinge a unidade, ou seja: $\sum_i \frac{n_i}{N_i} = 1$.

A resistência à fadiga de uma mistura betuminosa é influenciada por vários fatores. Sousa *et al.* (1998), concluíram que quando as misturas betuminosas são ensaiadas isoladamente, isto é, não considerando a estrutura do pavimento onde são aplicadas, as que incorporam betumes moles (60/70) apresentam uma resistência à fadiga superior às preparadas com um betume duro (40/50). Contudo, o mesmo estudo revelou que, em condições de serviço, as misturas betuminosas com betume 40/50 apresentam melhor comportamento à fadiga por tração.

De acordo com Azevedo (1993) e Pais (1999), o aumento da percentagem de betume traduz-se em melhores resultados. Já Azevedo (1993), refere que quanto maior for a porosidade das misturas betuminosas menor será o módulo de rigidez dos materiais e conseqüentemente a resistência à fadiga.

O carregamento dos ensaios de fadiga pode ser aplicado em tensão controlada, em que a carga ou a amplitude da tensão é constante durante o ensaio, ou em extensão controlada, onde a deformação ou amplitude de extensão são mantidas constantes. Em qualquer dos casos a resistência à fadiga (Pell e Cooper, 1975) pode ser descrita por expressões do tipo:

$$N_f = a \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^b, \text{ para extensão controlada;} \quad 2.146$$

$$N_f = c \left(\frac{1}{\sigma_t} \right)^d, \text{ para tensão controlada.} \quad 2.147$$

Onde:

N_f Resistência à fadiga;

σ_t Tensão de tração;

ε_t Extensão de tração;

a, b, c, d Parâmetros de regressão.

Numa escala logarítmica os parâmetros a e b (c e d) são a ordenada na origem e o declive da reta que define a relação entre as duas variáveis. Vários autores têm sugerido a existência de uma relação entre estes parâmetros. Pais et al (2009), com base em 32 misturas betuminosas, ensaiada a extensão constante, determinou uma relação do tipo:

$$b = 0,1325 \times \ln(a) - 0,6815 \quad 2.148$$

Este tipo de relação permite desde logo a redução do custo dos ensaios de resistência à fadiga.

A maior dificuldade na interpretação dos resultados de resistência à fadiga é a transposição dos ensaios laboratoriais para as condições de serviço (Oliveira et al, 2009). Os ensaios de laboratório são realizados com cargas sinusoidais em tensão ou extensão controlada. Em serviço, a repetição das cargas é aleatória, tem períodos de repouso variáveis e ocorre em diferentes temperaturas. Por este motivo a transposição de resultados laboratoriais para as condições de serviço requer fatores de conversão.

O conceito de energia dissipada é também utilizado para prever a resistência à fadiga. De acordo com Branco (1998), a energia é igual a uma força multiplicada pela distância em que atua. Na deformação de um material elástico, força e deformação aumentam linearmente partindo de um valor nulo. A energia aplicada ao material corresponde a metade do produto entre a carga e a deformação, ou seja à área indicada na Figura 2.40 a). Em ciclos repetidos de carga e descarga, sempre que o material não tenha limite de fadiga, a energia aplicada na fase de carga é totalmente recuperada, quando se retira a tensão aplicada.

Nos materiais viscoelásticos como as misturas betuminosas, os ciclos de carga e descarga não são coincidentes o que provoca o aparecimento de histereses. A diferença de área entre o ciclo de carga e o de descarga é a energia dissipada (Figura 2.40 b)).

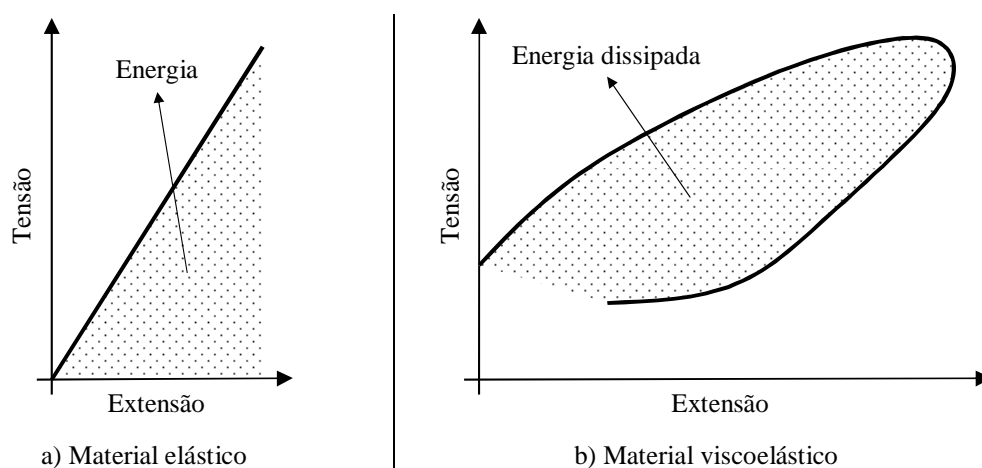


Figura 2.40 – Energia num ciclo de carga / descarga

Van Dijk e Visse (1977), sugeriram que a energia dissipada permite obter resultados descritos sob a forma de uma única relação entre o número de aplicações de carga até à ruína e a energia dissipada acumulada, independentemente do tipo e condições de ensaio e da mistura betuminosa utilizada. Este tipo de relação é descrita da seguinte forma:

$$W_t = A(N)^z \quad 2.149$$

Onde:

N Resistência à fadiga;

W_t Energia dissipada acumulada até à fadiga;

A, z Parâmetros de regressão.

A expressão anterior pode também ser escrita na forma:

$$\frac{W_t}{N} = A(N)^{z-1} \quad 2.150$$

Onde:

$\frac{W}{N}$ É a energia média dissipada por ciclo.

Para um carregamento sinusoidal a energia dissipada em cada ciclo é obtida por:

$$W_i = \pi \cdot \sigma_i \cdot \varepsilon_i \cdot \text{sen}(\phi_i) = \pi \cdot S_i \cdot \varepsilon_i^2 \cdot \text{sen}(\phi_i) \quad 2.151$$

Com:

W_i Energia dissipada no ciclo i;

ε_i Extensão no ciclo i;

σ_i Tensão no ciclo i;

S_i Rigidez da mistura no ciclo i: $S_i = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i}$;

Φ_i Ângulo de fase no ciclo i.

A energia total dissipada (W_t) é:

$$W_t = \sum W_i \quad 2.152$$

Os primeiros estudos relativos a este tipo de abordagem assumiram que a energia dissipada em cada ciclo era constante. Uma vez que as alterações da tensão ou extensão e do ângulo de fase em cada ciclo de carga criam alterações na energia dissipada, Van Dijk (1975) considerou um fator ψ para relacionar a energia teórica libertada por ciclo com a energia média libertada até à fadiga.

$$\psi = \frac{W_0}{W_f} \quad 2.153$$

Onde:

W_0 Energia dissipada no ciclo inicial;

W_f Energia média dissipada por ciclo até à fadiga.

Assim partindo da expressão 2.153 e tendo presentes as equações 2.150 e 2.151, obtém-se:

$$\psi = \frac{\pi \cdot S_0 \cdot \varepsilon_0^2 \cdot \text{sen}(\phi_0)}{A(N)^{z-1}} \quad 2.154$$

Ou

$$N = \left(\frac{\pi \cdot S_0 \cdot \text{sen}(\phi_0)}{A\psi} \right)^{\frac{1}{z-1}} \varepsilon_0^{\frac{2}{z-1}} \quad 2.155$$

Onde:

Os parâmetros têm o significado já apresentado e o índice $\underline{0}$ refere-se ao ciclo inicial.

O valor de ψ (Van Dijk, 1975) depende da rigidez da mistura e do tipo de teste realizado, como se observa na Figura 2.41.

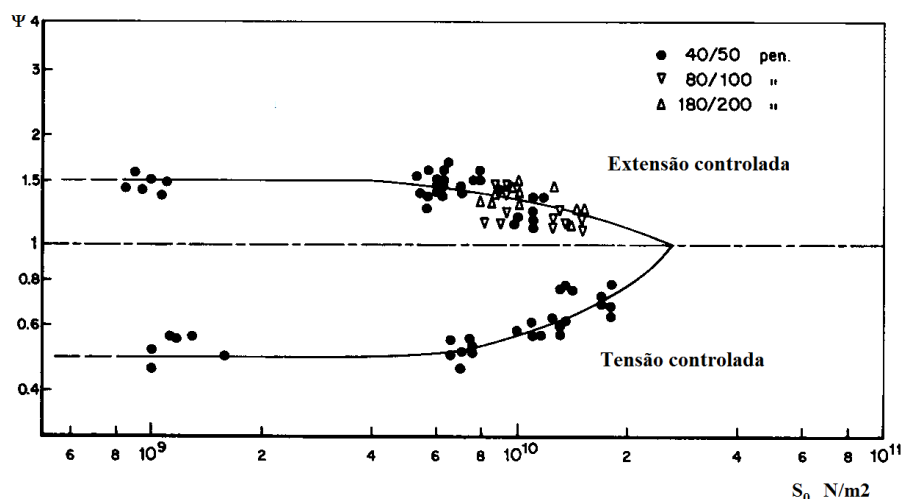


Figura 2.41 – Relação de ψ com a rigidez da mistura (adaptado de Van Dijk, 1975)

A forma (histerese) da relação entre a tensão e a extensão num ciclo de carga de um material betuminoso (Daniel et al., 2004) é devida ao carácter viscoelástico do material. Se a histerese de um ciclo é igual à anterior, nenhum dano é causado ao material. Neste contexto para quantificar o dano provocado de um ciclo para outro (Ghuzlan, 2001) é necessário contabilizar a taxa de variação da energia dissipada. Este tipo de abordagem tem em conta que de um ciclo de carga para outro, a estrutura do material é alterada e apenas é contabilizada a parte da energia dissipada que contribui para causar dano ao material.

A taxa de variação da energia dissipada (Ghuzlan e Carpenter, 2000) é definida como a variação da energia dissipada entre o ciclo i e $i+1$ e a energia dissipada no ciclo i :

$$DER = \frac{\Delta DE}{DE} \quad 2.156$$

Sendo:

DER Taxa de variação da energia dissipada;

ΔDE Variação da energia dissipada entre o ciclo i e o $i+1$;

DE Energia dissipada no ciclo i .

Na Figura 2.42 apresenta-se o comportamento da taxa de variação da energia dissipada em função dos ciclos de carga. Após uma fase inicial onde o dano acumulado é elevado (fase I), observa-se o aparecimento de um patamar onde a taxa de variação da energia dissipada é constante (fase II). Ao

fim de certo número de repetições a taxa de energia dissipada aumenta rapidamente (fase III) e atinge-se a rotura do material.

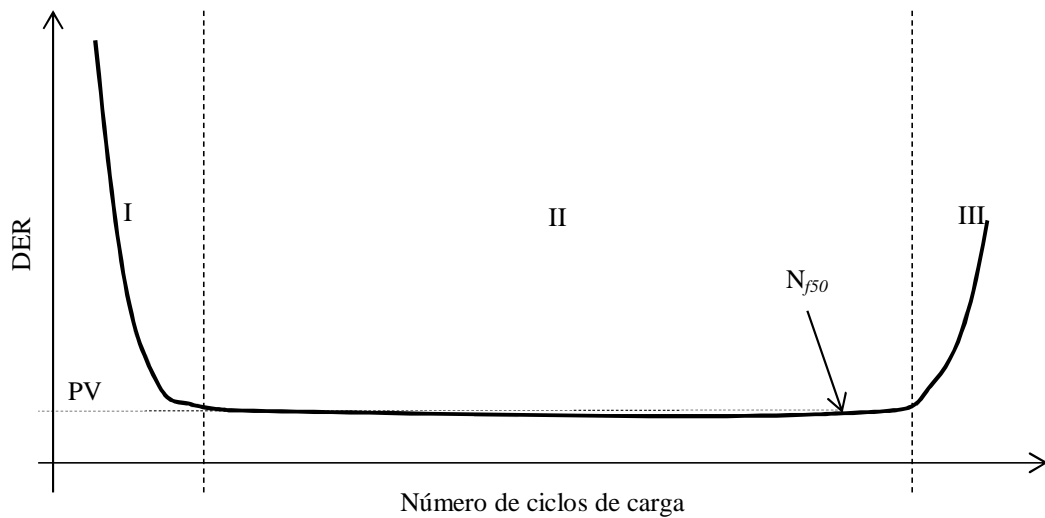


Figura 2.42 – Taxa de variação da energia dissipada em função dos ciclos de carga

De acordo com vários autores (Ghuzlan e Carpenter, 2000; Shen e Carpenter, 2007 e Daniel et al, 2004) existe uma boa relação entre a resistência à fadiga de um material e o valor do patamar da taxa de variação de energia dissipada (PV) para o qual corresponde uma perda de 50% do módulo de rigidez inicial da mistura (N_{f50}).

De acordo com Shen e Carpenter (2007), a relação em causa é válida para todas as misturas betuminosas, tipo de ensaio realizado (tensão ou extensão controlada), nível de carga aplicada e condições de ensaio (frequência, tempo de repouso e temperatura) sendo do tipo: $PV = a \cdot N_{f50}^b$, com a e b parâmetros de regressão.

O conceito de taxa de variação da energia dissipada continua em investigação, sendo agora fundamental (Shen e Carpenter, 2007) investigar e determinar relações entre PV e propriedades da mistura betuminosa.

No dimensionamento de um pavimento, o critério de fendilhamento por fadiga é considerado pela limitação da extensão na base das camadas betuminosas a certo valor, que depende, entre outros fatores, do número de eixos padrão que solicitam a estrutura. O limite a impor a tal extensão pode ser realizado recorrendo a expressões propostas por várias instituições e grupos de investigação.

O método da Universidade de Nottingham (Brunton *et al.*, 1987; Brown, 1985) relaciona a extensão de tração, o número de ciclos até à fadiga, a percentagem volumétrica de betume e a temperatura anel e bola do betume.

$$\text{Log}(\varepsilon_t) = \frac{14,39 \text{Log}(V_b) + 24,2 \text{Log}(T_{ab}) - 40,7 - \text{Log}(N)}{5,13 \text{Log}(V_b) + 8,63 \text{Log}(T_{ab}) - 15,8} \quad 2.157$$

Sendo:

ε_t Extensão de tração [$\times 10^{-6}$];

V_b percentagem volumétrica de betume;

T_{ab} Temperatura de amolecimento anel e bola [$^{\circ}\text{C}$];

N Resistência à fadiga [$\times 10^6$];

C parâmetro que assume o valor 46,82 para o estado crítico e 46,06 para o estado de ruína.

A expressão apresentada permite a consideração de duas situações para o estado terminal do pavimento no fim da sua vida útil: O estado de ruína, caracterizado por um fendilhamento generalizado na zona de passagem das rodas e o estado crítico, caracterizado pelo aparecimento das primeiras fendas no rasto das rodas.

A expressão preconizada pelo The Asphalt Institute, é baseada em ensaios de fadiga realizados em laboratório (Finn *et al.*, 1977) com ajustamentos provenientes dos ensaios AASHO para uma área fendilhada superior a 20%:

$$N = 18,4 C [4,325 \times 10^{-3} \varepsilon_t^{-3,291} E_{mis}^{-0,854}] \quad 2.158$$

Sendo:

$$C = 10 \left[4,84 \left(\frac{V_b}{V_v + V_b} - 0,69 \right) \right]$$

E_{mis} Módulo de rigidez da mistura betuminosa [MPa];

ε_t extensão de tração;

N Resistência à fadiga;

V_b Percentagem volumétrica de betume;

V_v Percentagem volumétrica de vazios.

O método da Shell, para uma área fendilhada de 10%, relaciona a resistência à fadiga com o módulo de rigidez da mistura betuminosa e com a percentagem volumétrica de betume:

$$\varepsilon_t = (0,856 \times V_b + 1,08) E_{mis}^{-0,36} N^{-0,2} \quad 2.159$$

Com:

- ε_t extensão de tração;
- N Resistência à fadiga;
- V_b Percentagem volumétrica de betume;
- E_{mis} Módulo de rigidez da mistura betuminosa [Pa].

Durante o programa SHRP, Tayebali *et al* (1994) desenvolveram um modelo para a previsão da vida à fadiga. A expressão proposta tem a seguinte forma:

$$N_f = S_f \times 2,738 \times 10^5 \times e^{0,077 \times VFB} \times \varepsilon_0 \times S_0^{-2,72} \quad 2.160$$

Onde:

- N_f Resistência à fadiga;
- ε_0 Extensão de tração;
- e Número neperiano;
- S_0 Componente imaginária do módulo de rigidez da mistura betuminosa;
- VFB Percentagem de vazios da mistura betuminosa preenchidos com betume;
- S_f Fator para converter resultados laboratoriais em resultados previsíveis no pavimento. Para uma área fendilhada de 10% é recomendado o valor 10 e para um fendilhamento de 45% é proposto o valor 14.

Em trabalho realizado por Pais (1999), fez-se a previsão da vida à fadiga recorrendo aos modelos da SHELL, do Asphalt Institute e do programa SHRP. Para um nível de extensão de 100×10^{-6} , a comparação das previsões efetuadas pelos três métodos, com os resultados obtidos em laboratório, levaram a concluir que: o método desenvolvido pelo The Asphalt Institute subestima a vida à fadiga; o método proposto pelo programa SHRP sobrestima a vida à fadiga; o método da SHELL permite estimar com grande precisão os valores obtidos em laboratório.

A fendilhação motivada pela flexão do pavimento à passagem dos veículos tem origem na base das camadas betuminosas e propaga-se para a superfície. Contudo vários estudos (Myers et al, 1998; Jacobs, 1995; Matsuno e Nishizawa, 1992) têm vindo a demonstrar a existência de fendilhamento com origem na superfície do pavimento e cuja propagação se faz de cima para baixo. Os mecanismos associados a este tipo de fissuras (ARA inc., 2004c) ainda não são bem conhecidos. No entanto é frequente apontar como causas prováveis, as tensões de corte geradas pelos pneus à superfície do pavimento e o envelhecimento do betume.

Os modelos apresentados apenas consideram a fadiga tradicional (de baixo para cima). A expressão utilizada no âmbito do MEPDG (VonQuintus e Moulthrop, 2007) permite avaliar os dois tipos de fendilhamento. A expressão utilizada nesse programa tem a seguinte forma:

$$N = 0,00432 \times C \times C_H \times \beta_{f1} \times \varepsilon_t^{-3,9492} \beta_{f2} \times E_{mis}^{-1,281} \beta_{f3} \quad 2.161$$

Sendo:

E_{mis} Módulo de rigidez da mistura betuminosa;

ε_t Extensão de tração;

N Resistência à fadiga;

C_H Fator que depende do tipo de fendilhamento a considerar;

β_{fi} Com $i= 1, 2$ e 3 , parâmetros de calibração local;

$$C = 10 \left[4,84 \left(\frac{V_b}{V_v + V_b} - 0,69 \right) \right];$$

V_b Percentagem volumétrica de betume;

V_v Percentagem volumétrica de vazios.

O parâmetro C_H depende do tipo de fendilhamento a considerar. Deve utilizar-se a equação 2.162, caso se pretenda avaliar o fendilhamento de baixo para cima, e a equação 2.163, se se pretender avaliar o fendilhamento com origem na superfície.

$$C_H = \frac{1}{0,000398 + \frac{0,003602}{1 + e^{(11,02 - 3,49H_{mb})}}} \quad 2.162$$

$$C_H = \frac{1}{0,01 + \frac{12,00}{1 + e^{(15,676 - 2,8186H_{mb})}}} \quad 2.163$$

Onde:

H_{mb} Espessura total das misturas betuminosas.

O modelo apresentado foi desenvolvido com base na expressão do Asphalt Institute, sendo o parâmetro C igual nas duas expressões. Após comparação dos modelos da Shell e do Asphalt Institute, foi escolhido este último por se considerar mais adequado (ARA Inc., 2004c).

3. INCERTEZA E RISCO ASSOCIADOS AO DIMENSIONAMENTO DE UM PAVIMENTO

3.1. Considerações gerais

No âmbito da engenharia civil as questões relacionadas com a segurança de qualquer tipo de estrutura são normalmente tratadas de forma determinística. Para salvaguarda de eventuais erros de avaliação, intuição e julgamento, recorrendo a fatores de segurança, as ações são majoradas e a resistência dos materiais é minorada. Seguindo esta metodologia o risco é gerido ao nível dos fatores de segurança, ficando a sua quantificação comprometida ou mesmo impossível de realizar.

Seja ao nível dos modelos utilizados ou dos parâmetros necessários para a sua implementação, pode considerar-se que um sistema estrutural contém incertezas quando não se tem um completo conhecimento sobre o seu comportamento e aspetos que o descrevem.

De acordo com Der Kiureghina (1989) e Menezes e Schueller (1996) a origem da incerteza nos problemas de engenharia estrutural podem catalogar-se nos seguintes grupos:

1. Devido à ação do homem: O processo de fabrico, a dosagem dos componentes, as condições de transporte e aplicação, falta de conhecimento, omissões, erros, etc..., são fatores que acarretam incerteza ao dimensionamento;
2. Físicas: São o resultado da variabilidade da natureza dos materiais bem como da incapacidade de prever e quantificar a natureza e duração das ações;
3. Dos modelos: Quer pelas simplificações adotadas, quer pelas limitações dos métodos utilizados, o recurso a diferentes modelos nas diversas fases do dimensionamento de uma estrutura é fonte de incerteza;
4. Estatísticas: Adotando uma abordagem estocástica, o número reduzido de dados introduz incerteza na estimativa dos parâmetros necessários.

Em função das solicitações consideradas, o desempenho de uma estrutura é avaliado em diferentes situações, ocorrendo a sua ruína sempre que as ações aplicadas excedam a capacidade resistente. Quando as solicitações igualam a capacidade de suporte da estrutura diz-se que se atingiu o estado limite.

Conhecidas as variáveis envolvidas (X_1, X_2, \dots, X_n), o estado limite pode ser descrito através de uma função:

$$Z = G(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad 3.1$$

De acordo com Veiga (2008), considera-se que a estrutura está em segurança se $Z > 0$ e em rotura se $Z < 0$. Quando se atinge o estado limite, Z toma o valor nulo.

Adotando uma abordagem probabilística, as variáveis X_i são incertezas caracterizadas por distribuições de probabilidade, sendo o risco de rotura avaliado pela probabilidade de $Z < 0$.

O problema fundamental da fiabilidade de uma estrutura envolve apenas duas variáveis. De um lado a resistência, R , de outro a solicitação, S , caracterizadas pelas suas funções densidade de probabilidade f_r e f_s , respetivamente. A função do estado limite é definida como:

$$Z = G(R, S) = R - S \quad 3.2$$

Nestas condições a segurança de uma estrutura é assegurada sempre que a resistência seja superior à solicitação, definindo a equação $Z=0$ a superfície que separa o domínio da segurança do domínio da rotura (Figura 3.1).

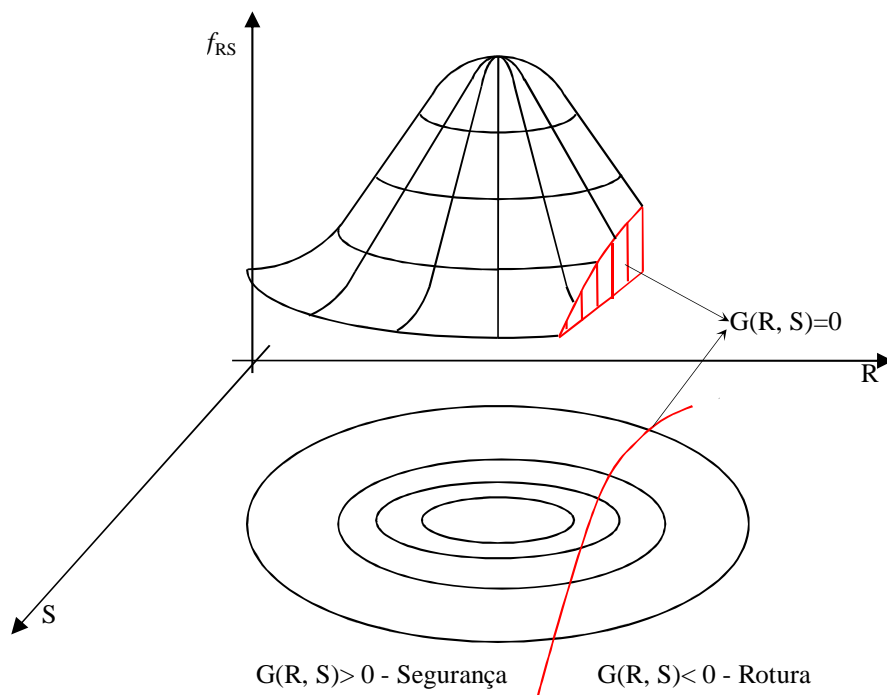


Figura 3.1 – Probabilidade de rotura e função do estado limite para o problema fundamental da fiabilidade estrutural

Conhecida a probabilidade conjunta das variáveis aleatórias R e S , f_{RS} , a probabilidade de falha da estrutura (p_f) é obtida por:

$$p_f = P(R - S < 0) = P\left(\frac{R}{S} < 1\right) = \iint_{R,S:G(R,S)\leq 0} f_{RS} \partial_R \partial_S \quad 3.3$$

Admitindo que a resistência e a solicitação são estatisticamente independentes, a função de probabilidade conjunta (f_{RS}) pode ser substituída pelo produto das funções densidade de probabilidade de R e de S . Desta forma:

$$p_f = \iint_{R,S:G(R,S)\leq 0} f_{RS} \partial_R \partial_S = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{S \geq R} f_S \cdot f_R \partial_R \partial_S \quad 3.4$$

A equação anterior representa todos os casos em que a resistência é inferior à solicitação e traduz o risco associado ao dimensionamento da estrutura. Recorrendo à função de distribuição acumulada da resistência, F_R , a expressão da possibilidade de falha tem a seguinte forma:

$$p_f = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(x) \cdot f_S(x) \partial_x \quad 3.5$$

De acordo com Dai e Wang (1992), para a generalidade das situações o integral anterior é de difícil resolução, calculando-se aproximações do seu valor por técnicas de integração numérica ou procedimentos e medidas indiretas.

3.2. Índice de fiabilidade

O problema fundamental da fiabilidade estrutural, em casos particulares, tem a sua solução facilitada. Admitindo que a resistência (R) e a solicitação (S) são variáveis independentes com distribuições normais ($R \sim N(\mu_R, \sigma_R)$ e $S \sim N(\mu_S, \sigma_S)$), a função do estado limite definida por

$$Z = R - S \text{ é também uma variável aleatória normal: } Z \sim Z\left(\mu_R - \mu_S, \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}\right).$$

Nestas condições a probabilidade de rotura pode ser obtida por:

$$p_f = \Phi\left(\frac{0 - (\mu_R - \mu_S)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right) = \Phi\left(-\frac{(\mu_R - \mu_S)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right) = \Phi\left(-\frac{\mu_Z}{\sigma_Z}\right) = \Phi(-\beta) \quad 3.6$$

Onde:

β Índice de fiabilidade;

μ_Z Média da função do estado limite obtida por: $\mu_R - \mu_S$;

σ_Z Desvio padrão do estado limite obtido por: $\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$;

Φ Função de distribuição normal padronizada.

O significado físico do índice de fiabilidade (Ferry-Borges e Castanheta, 1985) é representado graficamente na Figura 3.2.

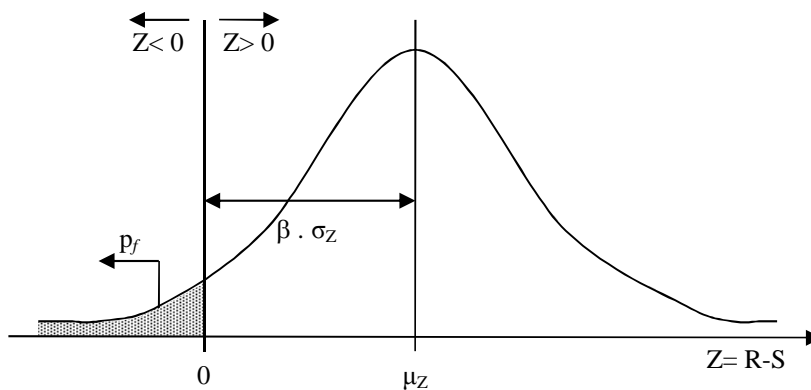


Figura 3.2 – Função de densidade de probabilidade de $Z = R - S$ e índice de fiabilidade (β)

O índice de fiabilidade é desta forma um parâmetro que permite avaliar o risco associado ao dimensionamento de uma estrutura. Quanto maior for o índice de fiabilidade, menor será a probabilidade de rotura e conseqüentemente menor será o risco associado.

Sempre que a função do estado limite seja uma função linear de variáveis normalmente distribuídas, de acordo com Hasofer e Lind (1974) o índice de fiabilidade é dado por:

$$\beta = \frac{a_0 + \sum_{i=1}^n (a_i \mu_i)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n (a_i a_j C_{ij})}} \quad 3.7$$

Onde:

μ_i Média da variável normalmente distribuída X_i ;

C_{ij} Covariância entre a variável X_i e X_j ;

Sempre que:

$$G(X) = a_0 + a_1 X_1 + \dots + a_n X_n = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i X_i \quad 3.8$$

3.3. Modelo de previsão de risco

De uma forma geral os modelos de previsão de risco podem ser reunidos em três grupos:

1. Métodos analíticos;
2. Métodos aproximados;
3. Métodos de simulação.

Nos métodos analíticos, todas as variáveis são definidas por funções de densidade de probabilidade e todas as funções de análise são expressas matematicamente. Nestas condições é possível uma definição matemática rigorosa da função do estado limite, sendo o risco determinado de forma analítica por integração da função de probabilidade conjunta. Esta abordagem para além de matematicamente complexa é impraticável para a generalidade das aplicações correntes.

A dificuldade em desenvolver e implementar métodos analíticos potenciou o desenvolvimento de modelos aproximados. Baseado no conceito de índice de fiabilidade (β), designado por segundo momento de primeira ordem (FOSM – First Order Second Moment, na terminologia inglesa), o primeiro método foi apresentado por Cornell (1969).

O método FOSM utiliza a informação relativa à média e desvio padrão das variáveis envolvidas, desprezando as distribuições de probabilidade que lhe estão associadas. Como forma de ultrapassar esta limitação surgem os métodos de fiabilidade de primeira ordem avançados (FORM – First Order Reliability Model) e de segunda ordem (SORM – Second Order Reliability Model).

Enquanto os métodos FOSM e FORM recorrem a uma aproximação da função do estado limite em série de Taylor de primeira ordem, os modelos SORM utilizam uma aproximação de segunda ordem.

Qualquer dos métodos FOSM, FORM e SORM, recorre ao conceito de índice de fiabilidade para determinar o risco associado ao dimensionamento.

Baseado na teoria de Rosenblueth (1975), o método das estimativas pontuais consiste em avaliar os parâmetros necessários para caracterizar a distribuição da função do estado limite, recorrendo a certos pontos das variáveis envolvidas.

Partindo do conhecimento das funções de distribuição de probabilidade das variáveis envolvidas, o risco de rotura de uma estrutura é avaliado pela probabilidade da função do estado limite ser inferior a zero, ou seja:

$$p_f = P(G(X) < 0) \quad 3.9$$

Recorrendo aos métodos de simulação, a resolução da equação anterior, passa pela determinação de N soluções da função do estado limite, através da geração de N variáveis de forma aleatória, respeitando as funções de probabilidade. A probabilidade de falha é obtida pelo rácio do número de experiências para as quais a função do estado limite foi inferior a zero e o total de simulações realizadas.

As técnicas de simulação mais utilizadas baseiam-se no método de Monte Carlo. Este método é considerado muito útil como ferramenta de verificação de outros modelos de avaliação de risco.

A descrição alargada dos métodos apresentados faz-se seguidamente.

3.3.1. Método do segundo momento de primeira ordem (FOSM)

Este método baseia-se numa aproximação em série de Taylor de primeira ordem da função do estado limite, linearizada nos valores médios das variáveis aleatórias, utilizando somente as estatísticas até aos segundos momentos (média e desvio padrão).

Sendo a função do estado limite dependente de n variáveis X_i :

$$Z = G(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad 3.1$$

Aplicando uma expansão em série de Taylor à equação anterior em certo ponto X_i^* , obtém-se:

$$\begin{aligned}
 Z &= G(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*) \\
 &+ \sum_{i=1}^n (X_i - X_i^*) \frac{\partial G}{\partial X_i} \Big|_{X_i=X_i^*} \\
 &+ \frac{1}{2!} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n (X_i - X_i^*)(X_j - X_j^*) \frac{\partial G}{\partial X_i \partial X_j} \Big|_{X_i=X_i^*, X_j=X_j^*} + \dots
 \end{aligned}
 \tag{3.10}$$

O ponto X_i^* , designado ponto de dimensionamento, deve ser tal, que a diferença entre a probabilidade de rotura estimada neste ponto e a verdadeira probabilidade, seja mínima.

Cornell (1969), propôs a aproximação de $G(X)$ em série de Taylor de primeira ordem. Nesta condição a expressão anterior fica com a seguinte forma:

$$Z = G(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*) + \sum_{i=1}^n (X_i - X_i^*) \frac{\partial G}{\partial X_i} \Big|_{X_i=X_i^*}
 \tag{3.11}$$

Pela equação anterior, a média e variância da função do estado limite são:

$$\mu_Z \cong G(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial G}{\partial X_i} (\mu_{X_i} - X_i^*)
 \tag{3.12}$$

$$\sigma_Z^2 = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{\partial G}{\partial X_i} \frac{\partial G}{\partial X_j} \cdot C_{ij}
 \tag{3.13}$$

Onde:

- μ_Z Média de Z;
- σ_Z^2 Variância de Z;
- X_i^* Ponto de dimensionamento;
- C_{ij} Covariância de X_i e X_j .

Cornell (1969) recorreu ao ponto médio para ponto de dimensionamento. Nestas condições:

$$X_i^* = \mu_{X_i}
 \tag{3.14}$$

E o índice de finalidade obtido pela Expressão 3.7 é:

$$\beta_{FOSM} = \frac{G(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{\partial G}{\partial X_i} \frac{\partial G}{\partial X_j} \cdot C_{ij}}} \quad 3.15$$

Sempre que as variáveis X_i e X_j não sejam correlacionadas então a variância é obtida por:

$$\sigma_Z^2 = \sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial G}{\partial X_j} \right)^2 \cdot \sigma_{X_j}^2 \quad 3.16$$

A formulação deste método tem por base a normalidade e independência das variáveis X_i . Pode ainda ser aplicado quando todas as variáveis forem independentes, seguirem uma distribuição lognormal e a função do estado limite resultar do produto de funções de X_i . Nestas condições $Z = \ln[G(X)]$ segue uma distribuição normal e a probabilidade de rotura pode ser determinada por: $\Phi(-\beta)$, sendo ϕ a função de distribuição normal padronizada.

Embora as condições anteriores não se verifiquem para a maior parte dos casos, de acordo com Veiga (2008), a utilização deste método para outras situações permite uma ideia do risco associado ao problema em estudo.

Embora simples, a formulação apresentada não está isenta de falhas e limitações. Por um lado, utiliza apenas a média e desvio padrão das variáveis envolvidas e assume implicitamente a sua normalidade. Por outro, sempre que a função do estado limite não é linear, erros significativos podem ser introduzidos ao desprezar a derivada de 2ª ordem na aproximação em série de Taylor. Finalmente, de acordo com Haldar e Mahadevan (2000), para formulações equivalentes do problema, o valor do índice de fiabilidade não é constante.

3.3.2. Método avançado de primeira ordem (FORM)

O método FORM, também designado de AFOSM (Advanced First Order Second Moment) ou ainda método de Hasofer-Lind, tem a sua formulação fundamentada na descrição do problema de fiabilidade de uma estrutura no espaço normal padronizado (Madsen et al, 2006).

O estudo de um problema estrutural no espaço normal padronizado requer que todas as variáveis sejam independentes e tenham uma distribuição normal padronizada (média zero e desvio padrão unitário).

A transformação de uma variável com distribuição normal na sua equivalente padronizada é uma operação simples suportada na seguinte expressão:

$$X' = \frac{X - \mu_X}{\sigma_X} \quad 3.17$$

Onde:

X Variável aleatória com a distribuição normal com média μ_x e desvio padrão σ_x ;

X' Variável aleatória padronizada.

Para situações mais diferenciadas (variáveis não normais e correlacionadas), a aplicação do método obriga à sua transformação em normais padronizadas. Para este efeito podem ser utilizados vários métodos, como por exemplo as transformações de Nataf, Rosenblatt ou Morgenstern. Em Veiga (2008) pode ser encontrada uma descrição detalhada destas transformações.

Padronizadas as variáveis envolvidas, a função do estado limite ($G(X)=0$) é transformada na equação reduzida ($G(X')=0$).

Como se pode observar na Figura 3.3, definido o ponto de dimensionamento X'^* , o índice de fiabilidade no espaço normal padronizado é dado por:

$$\beta_{HL} = \sqrt{[X'^*]^T [X'^*]} \quad 3.18$$

Onde:

X'^* Vetor com as coordenadas do ponto de dimensionamento. O índice T representa o vetor transposto.

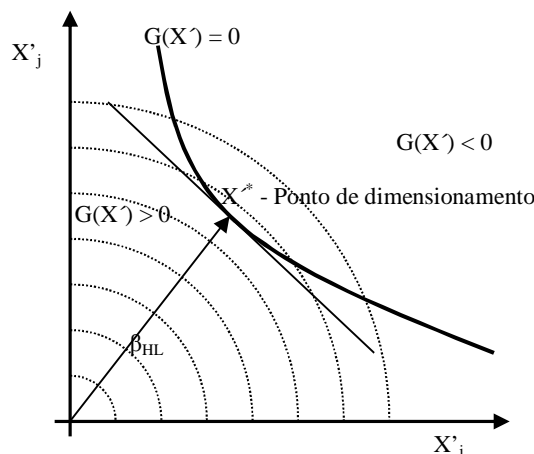


Figura 3.3 – Índice de fiabilidade de Hasofer-Lind no espaço normal padronizado

Tal como no método FOSM, também neste caso a função do estado limite é aproximada pela série de Taylor de primeira ordem. A principal diferença entre os dois métodos reside no facto do FOSM considerar a linearidade da função do estado limite, por oposição ao FORM que admite a não linearidade.

De acordo com Veiga (2008), se a equação do estado limite é linear e se as variáveis aleatórias são normais e independentes, o índice de fiabilidade é igual em ambos os métodos.

Para estados limites não lineares a determinação de β_{HL} , é um problema de otimização linear:

$$\text{Minimizar: } \beta_{HL} = \sqrt{[X'^*]^T [X'^*]}$$

$$\text{Sujeito a: } G(X'^*) = 0$$

Segundo Shinozuka (1983), aplicando o método dos multiplicadores de Lagrange:

$$\beta_{HL} = - \frac{\sum_{i=1}^n x_i^* \left(\frac{\partial G}{\partial x_i'} \right)^*}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial G}{\partial x_i'} \right)^{2*}}} \quad 3.19$$

Onde:

$\left(\frac{\partial G}{\partial x_i'} \right)^*$ Derivada de G em ordem a $X_i'^*$ no ponto de dimensionamento;

x_i^* = $-\alpha_i \beta_{HL}$ Coordenada i no ponto de dimensionamento X'^* ;

$\alpha_i = \frac{\left(\frac{\partial G}{\partial x_i'} \right)^*}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial G}{\partial x_i'} \right)^{2*}}}$ Cosenos diretores dos eixos coordenados de $X_i'^*$.

A determinação de β é assim um processo iterativo. Descrito em Veiga (2008) o algoritmo para a sua determinação compreende os seguintes passos:

1. Definir a função do estado limite;
2. Escolher um valor inicial para o ponto de dimensionamento de coordenadas (normalmente são escolhidas as médias), determinando posteriormente as variáveis reduzidas:

$$X_i'^* = \frac{X_i^* - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}},$$

3. Calcular $\left(\frac{\partial G}{\partial x_i'} \right)^*$ e α_i no ponto de dimensionamento X'^* ;

4. Obter o novo ponto de dimensionamento x_i^{*} , recorrendo a $x_i^{*} = -\alpha_i\beta_{HL}$ em função de β_{HL} determinado pela expressão 3.19;
5. Substituir o novo ponto na equação $G(X^*) = 0$ e resolver em ordem a β_{HL} ;
6. Calcular $x_i^{*} = -\alpha_i\beta_{HL}$ utilizando o valor de β_{HL} determinado em 5;
7. Repetir os passos 3 a 6 até que β_{HL} convirja.

Este algoritmo utiliza uma aproximação linear à superfície do estado limite em todos os pontos de cada iteração e determina a distância da origem à superfície. Este processo continua até que o valor de β_{HL} convirja ou estabilize. Nos casos em que a equação de estado limite é linear o algoritmo só se aplica uma vez pois aí não são necessárias iterações (Veiga, 2008).

Os valores de α_i , são chamados fatores de sensibilidade (Madsen et al, 2006). A obtenção do ponto de dimensionamento no sistema de coordenadas original é obtido por:

$$x_i^* = \mu_{x_i} - \alpha_i \sigma_{x_i} \beta_{hl} \tag{3.20}$$

3.3.3. Método de fiabilidade de segunda ordem (SORM)

Os métodos SORM incorporam a informação relativa à curvatura da função do estado limite. Para este efeito $G(X)$ é aproximada por uma série de Taylor de segunda ordem, incorporando assim as derivadas parciais de segunda ordem que estão relacionadas com a curvatura da função derivada.

Desta forma, $G(X)$ é dada por:

$$G(X) = G(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*) + \sum_{i=1}^n (X_i - X_i^*) \left. \frac{\partial G}{\partial X_i} \right|_{X_i=X_i^*} + \frac{1}{2!} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n (X_i - X_i^*)(X_j - X_j^*) \left. \frac{\partial^2 G}{\partial X_i \partial X_j} \right|_{X_i=X_i^*, X_j=X_j^*} \tag{3.21}$$

Ou sob a forma matricial:

$$G(X) = G^* + \Delta X^T \nabla G^* + \frac{1}{2} \Delta X^T H^* \Delta X \tag{3.22}$$

Sendo:

∇G Vetor das derivadas parciais de primeira ordem ou gradiente de G obtido por:

$$\nabla G = \left\{ \frac{\partial G}{\partial X_1}, \frac{\partial G}{\partial X_2}, \dots, \frac{\partial G}{\partial X_n} \right\}^T$$

H Matriz ($n \times n$) das derivadas parciais de segunda ordem ou matriz Heissiana, assim determinada:

$$H = \begin{bmatrix} \frac{\partial^2 G}{\partial X_1^2} & \dots & \frac{\partial^2 G}{\partial X_1 X_n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{\partial^2 G}{\partial X_n X_1} & \dots & \frac{\partial^2 G}{\partial X_n^2} \end{bmatrix}$$

Relembrando que X^* é o ponto de dimensionamento e como tal $G(X^*) = 0$, então a equação anterior pode ser simplificada:

$$G(X) = \Delta X^T \nabla G^* + \frac{1}{2} \Delta X^T H^* \Delta X \tag{3.23}$$

Utilizando esta abordagem, em Veiga (2008) podem ser encontrados métodos propostos por vários autores para se obter a probabilidade de rotura.

Como se pode observar na Figura 3.4, comparativamente com a abordagem FORM, a grande diferença reside na contabilização da curvatura da função do estado limite. Esta contabilização é particularmente relevante, quando a superfície do estado limite não é linear.

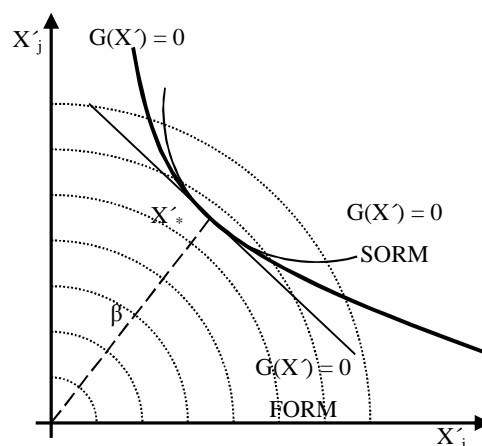


Figura 3.4 – Abordagem FORM versus SORM

A não linearidade da superfície do estado limite pode resultar de vários fatores. A não linearidade da função do estado limite, a existência de variáveis com distribuições não normais, bem como a necessidade de converter variáveis aleatórias correlacionadas noutras não correlacionadas, são algumas das razões.

3.3.4. Método das estimativas pontuais

Seja uma variável aleatória X com certa função de distribuição de probabilidade e $Y(X)$ uma função determinística. Assumindo a existência dos momentos de ordem m da variável X , o problema é colocado da seguinte forma: Como avaliar os momentos de ordem m de Y partindo apenas do conhecimento dos momentos de X e da função $Y(X)$?

Rosenblueth (1975) abordou este problema substituindo a função de distribuição de probabilidade contínua de X por uma discreta com momentos iguais à contínua. Nestas condições, utilizando apenas dois pontos, o valor esperado para o momento de ordem m de Y é obtido por:

$$E(Y^m) = P_+ y_+^m + P_- y_-^m \tag{3.24}$$

Onde:

$E(Y^m)$ Valor esperado do momento de ordem m de Y ;

y_+^m Valor de Y determinado com x_+ que é um valor de X superior à média;

y_-^m Valor de Y determinado com x_- que é um valor de X inferior à média;

P_+ e P_- Pesos a atribuir a y_+^m e y_-^m .

Para aplicação da expressão anterior, Rosenblueth (1981) impôs:

$$P_+ + P_- = 1 \tag{3.25}$$

$$P_+ x_+ + P_- x_- = \mu_X \tag{3.26}$$

$$P_+ (x_+ - \mu_X)^2 + P_- (x_- - \mu_X)^2 = \sigma_X^2 \tag{3.27}$$

$$P_+ (x_+ - \mu_X)^3 + P_- (x_- - \mu_X)^3 = \vartheta_X \sigma_X^3 \tag{3.28}$$

Onde:

μ_x Média de X;

σ_x Desvio padrão de X;

v_x Coeficiente de assimetria de X obtido por: $\frac{m_3}{\sigma_x^3}$, sendo m_3 o desvio cúbico médio ou momento centrado de terceira ordem.

Resolvendo o sistema de equações anteriores:

$$x_+ = \mu_x + \left[\frac{\vartheta_x}{2} + \sqrt{1 + \left(\frac{\vartheta_x}{2}\right)^2} \right] \sigma_x \quad 3.29$$

$$x_- = \mu_x + \left[\frac{\vartheta_x}{2} - \sqrt{1 + \left(\frac{\vartheta_x}{2}\right)^2} \right] \sigma_x \quad 3.30$$

$$P_+ = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\vartheta_x}{2} \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{\vartheta_x}{2}\right)^2}} \right] \quad 3.31$$

$$P_- = 1 - P_+ \quad 3.32$$

Caso se pretenda utilizar mais pontos, o número de equações aumenta, impondo a igualdade de momentos centrados de ordem superior.

A solução do problema anterior é amplamente simplificada quando se admite a simetria da distribuição da variável X. Nestas condições o coeficiente de assimetria é nulo e desta forma:

$$x_+ = \mu_x + \sigma_x \quad 3.33$$

$$x_- = \mu_x - \sigma_x \quad 3.34$$

$$P_+ = P_- = \frac{1}{2} \quad 3.35$$

Rosenblueth (1981) generalizou ainda a resolução do problema anterior admitindo que Y é função de n variáveis aleatórias, eventualmente correlacionadas com distribuições simétricas.

Adotando aproximações de dois pontos é necessário promover o cálculo de todas as combinações possíveis entre os dois pontos das n variáveis, ou seja, os valores desejados de $Y(X_1, \dots, X_n)$ são

obtidos por 2^n pontos. O locais de cálculo x_{+i} e x_{-i} , os pesos P a aplicar e os valores de $E(Y^m)$ são determinados por:

$$x_{+i} = \mu_{X_i} + \sigma_{X_i} \quad 3.36$$

$$x_{-i} = \mu_{X_i} - \sigma_{X_i} \quad 3.37$$

$$P_{(S_1, S_2, \dots, S_n)} = \frac{1}{2^n} \left(1 + \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n (S_i)(S_j)C_{ij} \right) \quad 3.38$$

$$E(Y^m) = \sum P_{(S_1, S_2, \dots, S_n)} \cdot Y_{(S_1, S_2, \dots, S_n)}^m \quad 3.39$$

Onde:

$Y_{(S_1, S_2, \dots, S_n)}^m$ Representa o valor da função Y^m em cada uma das possíveis combinações de cálculo para os valores x_{+i} e x_{-i} ;

S_i Tem o valor +1 se o ponto de cálculo x_i é superior à média (x_{+i}) e -1 se for inferior (x_{-i});

C_{ij} Covariância entre a variável x_i e x_j ;

Os restantes parâmetros têm o significado já apresentado.

A formulação anterior é amplamente simplificada se as variáveis em causa forem independentes.

Nestas condições $Cov(x_i, x_j) = 0$ e assim:

$$x_{+i} = \mu_{X_i} + \sigma_{X_i} \quad 3.40$$

$$x_{-i} = \mu_{X_i} - \sigma_{X_i} \quad 3.41$$

$$P_{(S_1, S_2, \dots, S_n)} = P = \frac{1}{2^n} \quad 3.42$$

$$E(Y^m) = P \sum Y_{(S_1, S_2, \dots, S_n)}^m \quad 3.43$$

Sendo Y^m o momento ordinário de ordem m , do ponto de vista prático, apenas o de primeira ordem interessa uma vez que corresponde ao valor médio. A obtenção de outras estatísticas como o desvio

padrão ou o desvio cúbico médio para se avaliar o coeficiente de assimetria, requer o conhecimento das relações entre os momentos centrados e ordinários.

Sendo o desvio padrão obtido pela raiz quadrada do momento centrado de segunda ordem, a sua determinação pode ser efetuada sabendo que:

$$m_2 = m'_2 - (m'_1)^2 \quad 3.44$$

Onde:

m_i Momento centrado de ordem i ;

m'_i Momento ordinário de ordem i .

Desta forma:

$$\sigma_Y = \sqrt{E(Y^2) - [E(Y)]^2} \quad 3.45$$

De igual forma sendo o desvio cúbico médio obtido pelo momento centrado de terceira ordem, para a sua determinação:

$$m_3 = m'_3 - 3m'_2m'_1 + 2(m'_1)^3 \quad 3.46$$

Ou seja, o coeficiente de assimetria de Y (v_Y) é obtido por:

$$\vartheta_Y = \frac{m_3}{\sigma_Y^3} = \frac{E(Y^3) - 3E(Y^2)E(Y^1) - 2[E(Y)]^2}{\sigma_Y^3} \quad 3.47$$

Relações para momentos centrados de ordem superior podem ser encontradas em Guimarães e Cabral (1997).

A avaliação do risco segundo este método, requer o conhecimento da distribuição de probabilidade de $Y(X)$ e a possibilidade de a definir com base no conhecimento dos seus momentos.

A simplicidade deste método pode contrastar com o esforço computacional necessário para obtenção de resultados quando o número de variáveis é elevado. A título de exemplo utilizando aproximações de apenas dois pontos, um problema com 6 variáveis requer 64 (2^6) pontos.

3.3.5. Método de simulação de Monte Carlo

Conhecidas as distribuições de probabilidade das variáveis envolvidas, simula-se cada uma delas, testando-se de seguida a função do estado limite. Se $G(\hat{X}) < 0$ então a estrutura entrou em colapso. Repetindo a experiência N vezes a probabilidade de falha é:

$$p_f = P(G(X) < 0) \approx \frac{n(G(\hat{X}) \leq 0)}{N} \quad 3.48$$

Onde:

\hat{X} Vetor das variáveis aleatórias geradas segundo a sua distribuição de probabilidade;

$n(G(\hat{X}) \leq 0)$ Representa o número de simulações para as quais $G(\hat{X}) \leq 0$.

Este método pressupõe a existência de um gerador de números aleatórios confinados ao intervalo $]0, 1[$ com igual probabilidade de ocorrência, partindo dos quais é possível obter valores para as distribuições de probabilidade das variáveis envolvidas.

Em bom rigor tal gerador deve ser apelidado de pseudoaleatório uma vez que os números são criados a partir de uma formula matemática recursiva, que partindo de um número definido à priori (designado semente), gera todos os outros. Sempre que se usa a mesma semente a sequência de números gerados é idêntica.

Se o número de experiências tender para infinito e o gerador de números aleatórios for independente e uniforme ao longo do intervalo $]0, 1[$, então o resultado é exato:

$$p_f = P(G(X) < 0) = \lim_{N \rightarrow \infty} \left(\frac{n(G(\hat{X}) \leq 0)}{N} \right) \quad 3.49$$

Tão importante como avaliar a probabilidade de falha estrutural é determinar o erro associado à sua avaliação ou obter o número de simulações necessárias para se alcançar certo nível de confiança.

Citado por Veiga (2008), Shooman (1968) propôs a seguinte expressão para determinar o erro com um nível de confiança de 95%:

$$Erro_{\%} = \sqrt{\frac{1 - p_f}{N \cdot p_f}} \cdot 200\% \quad 3.50$$

Com:

- p_f Probabilidade de rotura;
- N Número de repetições da experiência.

Uma primeira estimativa do número de simulações a executar para determinado nível de confiança pode ser obtida por:

$$N > \frac{-\ln(1 - \alpha)}{p_f} \quad 3.51$$

Sendo:

- p_f Probabilidade de rotura;
- α Nível de confiança;
- N Número de experiência.

As expressões apresentadas revelam que o aumento do número de simulações reduz o erro e que, para se obter certo nível de confiança, probabilidades mais baixas requerem mais simulações.

3.4. Definição do problema

O dimensionamento de um pavimento requer a ponderação de duas funções, uma estrutural e outra funcional. Embora as duas funções contribuam para o adequado desempenho de um pavimento, em sede de projeto, a questão funcional é claramente negligenciada, resumindo-se o dimensionamento a uma verificação estrutural. Para tal recorre-se tradicionalmente ao modelo multicamada de Burmister.

Na verificação estrutural de um pavimento pelo modelo de Burmister, assume-se o comportamento elástico-linear das camadas. Assim três parâmetros condicionam o resultado final:

1. Módulo de elasticidade;
2. Coeficiente de poisson;
3. Espessura das camadas.

Definido o risco associado ao dimensionamento de um pavimento como a probabilidade de rotura, a sua avaliação compreende a caracterização estatística das variáveis envolvidas e a definição da função do estado limite.

Do ponto de vista mecânico, um pavimento resiste às solicitações se forem cumpridos dois critérios de dimensionamento:

1. Fendilhamento por fadiga – Traduzindo-se este critério pela limitação da extensão horizontal na base das camadas betuminosas (ϵ_t) a um valor máximo admissível (ϵ_{tadm}): $\epsilon_t < \epsilon_{tadm}$;
2. Deformação permanente – Traduzindo-se este critério pela limitação da extensão vertical no topo do solo de função (ϵ_z) a um valor máximo admissível (ϵ_{zadm}): $\epsilon_z < \epsilon_{zadm}$.

Resulta desta forma evidente que a função do estado limite de um pavimento tem duas componentes:

$$G(X) = \begin{cases} \epsilon_{tadm} - \epsilon_t = 0 \\ \epsilon_{zadm} - \epsilon_z = 0 \end{cases} \quad 3.52$$

E a probabilidade de rotura (p_f) é obtida por:

$$p_f = P(G(X)) < 0 = P(\epsilon_{tadm} < \epsilon_t) + P(\epsilon_{zadm} < \epsilon_z) - P(\epsilon_{tadm} < \epsilon_t \cap \epsilon_{zadm} < \epsilon_z) \quad 3.53$$

Embora seja suficiente o não cumprimento de um dos critérios de dimensionamento para se considerar a rotura de um pavimento, como se pode observar na Figura 3.5 e se depreende da expressão anterior, para além do conhecimento da probabilidade de rotura segundo cada um dos critérios, a avaliação do risco associado ao dimensionamento de um pavimento, requer a determinação da probabilidade de falha segundo os dois mecanismos de ruína.

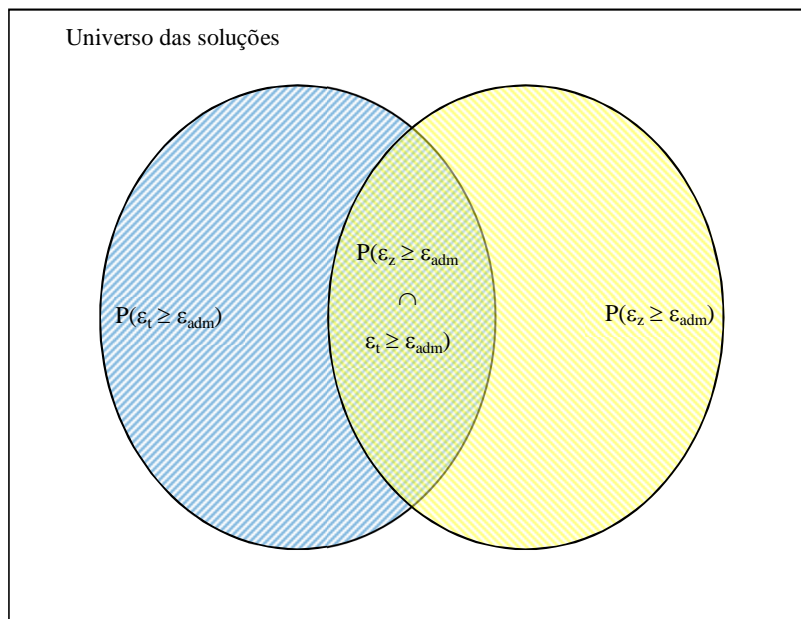


Figura 3.5 – Probabilidade de rotura de um pavimento

Enquanto ε_t e ε_z resultam da verificação estrutural, dependendo assim do módulo de elasticidade das camadas, coeficiente de poisson e espessura, ε_{tadm} e ε_{zadm} dependem, entre outros aspetos relacionados com as propriedades dos materiais aplicados, do número de eixos padrão que se espera venham a passar na infraestrutura ao longo da sua vida útil. Ou seja, para além da caracterização probabilística dos parâmetros que condicionam a verificação estrutural de um pavimento, para uma correta avaliação do risco, é também necessário o conhecimento da distribuição de probabilidade da solicitação que se espera para o pavimento.

Embora simples, a função do estado limite depende de um conjunto de variáveis, algumas das quais relacionadas, cuja identificação depende dos métodos e modelos adotados. As variáveis necessárias para a determinação do módulo de rigidez de uma mistura betuminosa variam de modelo para modelo. Idêntica afirmação se pode efetuar para as camadas granulares e solo de fundação. Diferentes formulações matemáticas dos critérios de ruína implicam o conhecimento de diferentes fatores.

A identificação destas variáveis e a necessária caracterização estocástica é desta forma um aspeto preponderante para a avaliação do risco associado ao dimensionamento de pavimentos.

4. IDENTIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DAS VARIÁVEIS ENVOLVIDAS

A abordagem probabilística ao dimensionamento de pavimentos requer a caracterização estocástica das variáveis envolvidas e o conhecimento da função do estado limite.

A dificuldade em obter dados relativos a algumas variáveis, para além de fonte de incerteza para o dimensionamento, são também limitações à implementação deste tipo de abordagem. No âmbito do presente trabalho, estas dificuldades foram sentidas ao nível das solicitações e das características do solo de fundação e materiais granulares. Neste contexto, no presente estudo, o número de eixos padrão que se espera solicitem o pavimento é assumido como determinístico e o carácter estocástico é limitado às camadas betuminosas.

4.1. Identificações das variáveis aleatórias

Tal como referido anteriormente, três parâmetros condicionam o resultado final da verificação estrutural de um pavimento: Módulo de elasticidade, coeficiente de poisson e espessura da camada.

A avaliação e caracterização de cada um dos parâmetros enunciados requer uma abordagem sistémica aos fatores que os condicionam. Por um lado, é necessário identificar os agentes envolvidos, por outro, é fundamental definir a forma como se relacionam e interagem e ainda, avaliar a seu efeito no produto final.

Tendo presente a necessidade de caracterização probabilística das variáveis envolvidas e o carácter sistémico que a abordagem deve assumir, resulta evidente que, havendo relações conhecidas ou determinadas que associem duas ou mais variáveis, é apenas necessário promover a caracterização de uma delas para se aferir as restantes. Ou seja, é necessário distinguir as variáveis dependentes das independentes. A não distinção e identificação deste tipo de variáveis gera entropia e erros no eventual modelo a criar.

Recorrendo à expressão 2.84 proposta pelo MEPDG (ARA inc, 2004) para a determinação do coeficiente de poisson de uma mistura betuminosa, este parâmetro assume um carácter claramente dependente, ficando a sua caracterização associada, de forma direta, ao módulo de rigidez da mistura.

Dentro de certos limites, a espessura de uma camada betuminosa pode assumir qualquer valor sem influenciar os restantes parâmetros (módulo de rigidez e coeficiente de poisson). Idêntica afirmação se pode fazer a respeito do módulo de rigidez. Diferentes valores desta variável não influenciam a espessura.

O facto de uma variável ser considerada independente não significa que a sua variação não seja condicionada por outros aspetos. O conceito de variável independente é sempre subordinado ao sistema onde a sua definição é feita.

Dentro do enquadramento apresentado e vista a dependência do coeficiente de poisson, confinada aos materiais betuminosos, para uma abordagem probabilística ao dimensionamento de pavimentos, apenas é necessário caracterizar duas variáveis: Módulo de rigidez e espessura.

A espessura de uma camada betuminosa pode ser influenciada por:

1. Regularidade da base de aplicação – Embora os equipamentos mais recentes de espalhamento de misturas betuminosas tenham a possibilidade de incorporar sistemas GPS e réguas controladas por laser que garantem um rigoroso controlo altimétrico e planimétrico, a regularidade da base de aplicação é um fator preponderante para a uniformidade da espessura de uma camada;
2. Equipamento de aplicação / espalhamento – Na fase de aplicação das misturas betuminosas, a espessura é controlada pela altura da mesa da espalhadora. Esta altura é definida em função da espessura pretendida para a camada, tendo em conta o grau de pré-compacção que o equipamento aplica. A deficiente avaliação desta relação bem como eventuais avarias e paragens do equipamento podem condicionar a espessura final do pavimento;
3. Equipamento de compactação – Quer a ordem de aplicação quer o número de passagens dos equipamentos de compactação são importantes. Definidos durante a realização do troço experimental, a sua alteração durante a execução da obra bem como a sua substituição por avaria afeta a espessura do pavimento;
4. Condições de aplicação – As condições de aplicação das misturas, com particular incidência para a temperatura, são aspetos relevantes. A aplicação de misturas betuminosas a baixas temperaturas provoca o rápido arrefecimento das massas, impedindo-as de atingir a compactação e espessura desejadas;

5. Composição da mistura – O excesso de betume é potenciador de espessuras mais delgadas. A máxima dimensão do inerte condiciona a espessura mínima da camada. O aparecimento de bolsas de material mais fino (ou mais grosso) afeta a espessura. Ou seja, a variabilidade inerente aos componentes de uma mistura betuminosa estimula a instabilidade da espessura;
6. Falha / vontade humana – Embora não documentadas, são conhecidas fortes influências deste aspeto na espessura das camadas.

Associado a cada fator identificado existe a eventual incapacidade de avaliar o seu efeito de forma objetiva e a inerente incerteza quanto à sua influência, ou seja, embora a espessura seja influenciada por vários agentes, a sua contabilização tem um carácter incerto. Neste sentido assume-se a espessura como variável aleatória cuja caracterização se efetua pelo conhecimento da função de distribuição de probabilidade.

O módulo de rigidez depende de aspetos relacionados com a composição e propriedades da mistura betuminosa e ainda, de fatores externos que também condicionam o seu comportamento.

Do ponto de vista da composição e propriedades da mistura, as características do betume e do agregado e as quantidades em que se misturam com o ar são os fatores essenciais. Ao nível dos fatores externos a temperatura de serviço e a velocidade de circulação dos veículos são os aspetos a considerar.

Sendo a temperatura e a velocidade de circulação fatores relacionados com as ações a que um pavimento é sujeito, à semelhança do número de eixos padrão que solicitam o pavimento também estas variáveis são tratadas como determinísticas no âmbito deste trabalho.

Tão importante quanto conhecer os fatores que influenciam o módulo de rigidez das misturas betuminosas é saber avaliar e quantificar o seu efeito.

Na Tabela 4.1 apresenta-se um resumo das variáveis consideradas por diferentes modelos para avaliar o módulo de rigidez de uma mistura. Embora se tenham assinalado a frequência e a temperatura como variáveis necessárias aos modelos apresentados, apenas as expressões preconizadas pelo Asphalt Institute e modelo Witczak de 1999 contabilizam diretamente o seu valor (frequência e temperatura para o Asphalt Institute e frequência em Witczak 1999). Para os restantes modelos a incorporação destas variáveis é feita de forma indireta através da viscosidade, módulo de rigidez e de distorção do betume.

Tabela 4.1 – Fatores influenciadores do módulo de rigidez de uma mistura

	Método da Shell	Método da Universidade de Nottingham	Método do Asphalt Institute	Método Witczak de 1999	Método Witczak de 2006	Modelo Hirsch
Volume de vazios no esqueleto do agregado		X				X
Percentagem volumétrica de agregado	X					
Percentagem volumétrica de betume	X		X	X	X	
Grau de saturação de betume						X
Porosidade			X	X	X	
Frequência / tempo	X	X	X	X	X	X
Temperatura de serviço	X	X	X	X	X	X
Módulo de rigidez do betume	X	X				
Viscosidade dinâmica			X	X		
Módulo de distorção do betume					X	X
Ângulo de fase do betume					X	
Percentagem de material que passa no peneiro n.º 200			X	X	X	
Percentagem de material retido no peneiro n.º 4				X	X	
Percentagem de material retido no peneiro n.º 3/8"				X	X	
Percentagem de material retido no peneiro n.º 3/4"				X	X	

Com o objetivo de modelar probabilisticamente os fatores apresentados foram recolhidos dados em obras realizadas no distrito de Bragança. Para as nove obras observadas, identificadas de AA a II, foi possível obter informação relativa aos seguintes aspetos:

1. Espessura da camada;
2. Tipo de betume (classificado em função da penetração);
3. Composição granulométrica do agregado;
4. Baridade da mistura;
5. Porosidade da mistura;
6. Percentagem de betume.

Com base em elementos fornecidos pela Galp relativos a betumes 35/50 e 50/70 recolheram-se elementos sobre:

1. Penetração nominal a 25°C;
2. Temperatura anel e bola;
3. Viscosidade cinemática a 135°C.

Ao nível da caracterização da curva granulométrica os dados disponíveis são compatíveis com os fatores apontados na Tabela 4.1 (percentagem de material que passa nos peneiros 3/4'', 3/8'', n.º 4 e n.º 200).

Do ponto de vista da composição da mistura, conhecida a percentagem de betume (p_b), a baridade (ρ) e a porosidade (n) de uma mistura betuminosa, é possível determinar outras variáveis indicadas na tabela:

1. Percentagem volumétrica de betume (V_b): $V_b = p_b \frac{\rho}{\rho_b}$, sendo ρ_b o peso específico do betume (1,03g/cm³);
2. Volume de vazios no esqueleto do agregado (VMA): $VMA = V_b + n$, onde n é a porosidade da mistura;
3. Percentagem volumétrica de agregado (V_a): $V_a = 1 - VMA$.

Sobre a caracterização do betume, os dados obtidos não permitem de forma direta obter os parâmetros necessários para cada modelo utilizado. É assim imprescindível o recurso a expressões analíticas por forma a obter os dados necessários:

1. Para os modelos da Shell e da Universidade de Nottingham, partindo da penetração a 25°C e da temperatura anel e bola, é possível determinar o módulo de rigidez do betume recorrendo à Expressão 2.48 proposta por Ullidtz (1979) ou em alternativa ao diagrama de Van Der Poel (1954);
2. Para o modelo do Asphalt Institute, recorrendo ao valor da penetração a 25°C é possível obter a viscosidade dinâmica a 70°F pela expressão 2.59;

3. Para o modelo Witczak de 1999, partindo dos dados relativos à penetração a 25°C, temperatura anel e bola e viscosidade cinemática a 135°C, é possível obter, por regressão linear, a relação A VTS do betume. Para este efeito pode ser seguida a metodologia apresentada em 2.3.3.4. Uma vez determinada a relação A VTS é também possível por esta via obter o valor da viscosidade a 70°F, necessária para o método do Asphalt Institute;
4. Para o modelo Hirsch, o valor do módulo de distorção do betume (G_b) pode ser obtido por duas vias:
 - a) Determinando o módulo de rigidez do betume (S_b) segundo a Expressão 2.48 proposta por Ullidtz (1979) ou recorrendo diagrama de Van Der Poel (1954) e tendo presente a relação: $G_b = \frac{S_b}{3}$;
 - b) Partindo da relação A VTS do betume e recorrendo às expressões 2.75 e 2.76 desenvolvidas por Bari (2005) . Por esta via, para além do valor de G_b e também possível determinar o competente ângulo de fase;
5. Finalmente, para o modelo Witczak 2006 o módulo de distorção e ângulo de fase do betume podem ser obtidos de forma idêntica à descrita anteriormente, recordando-se ainda a expressão 2.74 que relaciona a viscosidade dinâmica, módulo de distorção e ângulo de fase de um betume, possibilitando mais uma alternativa para a obtenção dos valores em causa.

Enquanto as expressões utilizadas para obter as diferentes propriedades físicas das misturas betuminosas não introduzem erros ou distorções, a obtenção dos fatores relativos ao betume é influenciada pela qualidade de previsão das expressões utilizadas, pelo que qualquer leitura final de resultados deve ter sempre em conta este aspeto.

Considerando os dados possíveis de recolher, a possibilidade de caracterização de certos fatores recorrendo a expressões e relações físicas entre diferentes propriedades e ainda, a abordagem que se pretende para a temperatura e velocidade de circulação, consideram-se os seguintes fatores influenciadores do módulo de rigidez de uma mistura betuminosa:

1. Percentagem de betume (P_b);
2. Baridade / porosidade (ρ / n);
3. Percentagem de material que passa no peneiro 3/4'' (P_{34});
4. Percentagem de material que passa no peneiro 3/8'' (P_{38});
5. Percentagem de material que passa no peneiro n.º4 (P_4);

6. Percentagem de material que passa no peneiro n.º200 (P_{200});
7. Penetração a 25°C (P_{25});
8. Temperatura anel e Bola (T_{ab});
9. Viscosidade cinemática a 135°C (v_{135}).

Os fatores enunciados são aqueles para os quais, face aos dados disponíveis, é possível uma caracterização probabilística. Importa mais uma vez salientar que a penetração a 25°C, a temperatura anel e bola e a viscosidade cinemática a 135°C enquanto fatores a estudar são preponderantes para estimar a viscosidade (η), o módulo de rigidez (S_b), o módulo de distorção (G_b) e o ângulo de fase (δ_b), estas sim, efetivas variáveis com influência no desempenho mecânico da mistura betuminosa. Este facto é posto em evidência na Figura 4.1, onde se realçam as relações existentes entre os parâmetros e fatores identificados.

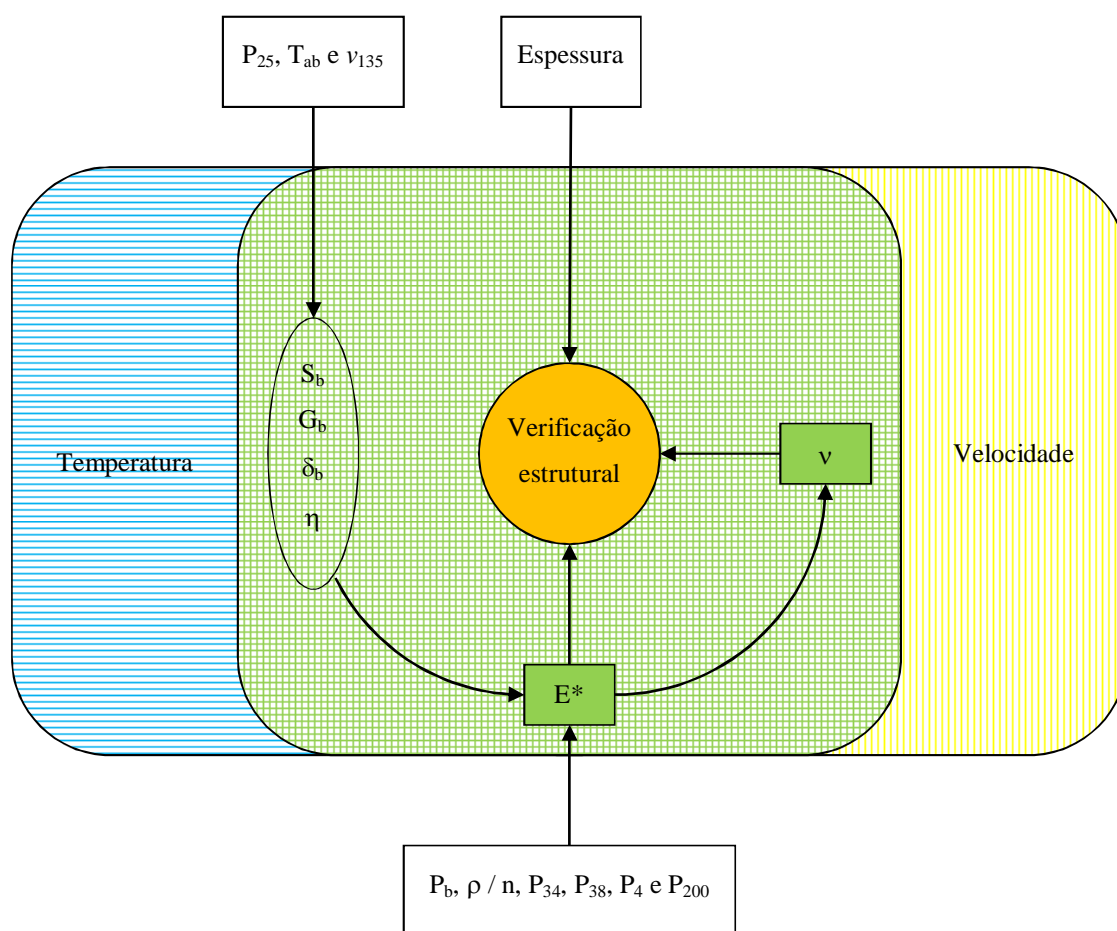


Figura 4.1 – Fatores influenciadores da verificação estrutural de um pavimento ao nível das camadas betuminosas.

A abordagem probabilística ao dimensionamento de um pavimento, com as limitações apresentadas e hipóteses admitidas, passa assim pela obtenção de distribuições de probabilidade para os fatores inventariados como relevantes para o valor do módulo de rigidez e para a espessura das camadas betuminosas.

Nesta fase do trabalho apenas se apresenta a caracterização das variáveis relacionadas com a determinação do módulo de rigidez das misturas, deixando-se para fase mais adiantada a caracterização da espessura das camadas.

4.2. Caracterização estatística dos fatores identificados

De forma genérica, para cada um dos fatores a analisar foram realizadas as seguintes operações:

1. Apreciação global dos dados recolhidos em cada uma das obras e das estatísticas individuais determinadas: média, mediana, moda, desvio padrão e amplitude;
2. Conversão dos elementos recolhidos em dados adimensionais para permitir a comparação e aglutinação das diferentes obras. Com esta transformação, todos os dados relevantes foram substituídos por uma variação em relação ao valor previsto no estudo de formulação ou no projeto de execução. A título de exemplo, com este procedimento:
 - a) Uma observação de 5,1cm para a espessura da camada de desgaste foi convertida em $2\% \left(\frac{5,1-5,0}{5,0} \right)$, onde 5,0cm é a espessura imposta pelo projeto de execução;
 - b) A leitura de 2,32 g/cm³ para a baridade foi convertida em $-0,8\% \left(\frac{2,32-2,34}{2,34} \right)$. O valor 2,34 g/cm³ é a baridade definida no estudo e formulação.
3. Com o conjunto de valores calculados, de acordo com o procedimento anterior, foram determinadas estatísticas de localização (média, mediana e moda) e de dispersão (desvio padrão e amplitude). Com base nestes elementos e no histograma construído, é feita uma primeira apreciação dos dados;
4. Finalmente recorrendo ao teste do Qui-Quadrado, para um nível de significância de 5%, foi testada a aproximação dos histogramas construídos a distribuições de probabilidade teóricas. A estimativa dos parâmetros das distribuições foi feita recorrendo ao método dos momentos, testando-se aproximações às distribuições: Normal, log-normal, gamma, weibull, e beta.

A conversão dos dados recolhidos, segundo a metodologia definida anteriormente, implica o aparecimento de valores negativos nas variáveis a estudar. Das cinco distribuições de probabilidade escolhidas, apenas a normal e a beta permitem lidar de forma direta com valores inferiores a zero. Esta limitação foi ultrapassada promovendo uma translação dos dados recolhidos. O valor da translação é igual ao mínimo da série em estudo.

Após a seleção de uma distribuição teórica para a modelação de um fator, o procedimento descrito anteriormente é revertido e os valores previstos sofrem uma translação, em sentido contrário, de valor igual ao anteriormente aplicado.

A estrutura betuminosa das nove obras que serviram de base para esta fase do trabalho é composta com uma camada de macadame e outra de desgaste. Neste sentido, todas as observações relativas ao macadame devem ser interpretadas como um material integrando uma camada de base.

Por forma a permitir a melhor compreensão desta fase do trabalho, previamente à apresentação dos resultados obtidos em cada fator, importa apresentar o método do qui-quadrado e as distribuições de probabilidade testadas.

4.2.1. Teste do Qui-Quadrado

O teste do Qui-quadrado permite avaliar a aderência entre uma distribuição de frequências associada a uma amostra constituída por observações expressas em qualquer escala e uma distribuição teórica (Guimarães e Cabral, 1997).

Formuladas as hipóteses nula (H_0) e alternativa (H_1) nos seguintes termos:

H_0 : A população possui certa distribuição de probabilidade (normal por exemplo);

H_1 : A população não possui tal distribuição.

As operações envolvidas são as seguintes:

1. As N observações disponíveis são agrupadas em K classes ($K \geq 2$) não sobrepostas, determinando-se as frequências observadas (N_k) satisfazendo a seguinte condição:

$$\sum N_k = N \quad 4.1$$

2. Determinam-se as frequências esperadas (e_k) em cada uma das classes admitindo verdadeira a hipótese nula. Se p_k representar a probabilidade de, sendo H_0 verdade, a variável em estudo pertencer à classe K , então: $e_k = N \times p_k$. Também neste caso:

$$\sum e_k = N \quad 4.2$$

3. A estatística do teste (ET) é a média global de ajuste entre as frequências observadas (N_K) e as esperadas (e_K). Esta estatística é dada por:

$$ET = \sum \frac{(N_K - e_K)^2}{e_K} \quad 4.3$$

4. Se H_0 for verdadeira, devem registrar-se pequenas diferenças entre as frequências observadas e as esperadas e, conseqüentemente, baixos valores de ET. Pode demonstrar-se que, sendo H_0 verdade, e a dimensão da amostra grande, a ET segue uma distribuição Qui-quadrado (χ^2_{GL}) com $(k - 1 - R)$ graus de liberdade (GL), onde K representa o número de classes e R o número de parâmetros estimados a partir da amostra;
5. Fixado o nível de significância do teste (α), a rejeição ou não da hipótese nula é feita com base na comparação entre o valor de ET e o valor de $\chi^2_{K-1-R}(\alpha)$: Se $ET < \chi^2_{K-1-R}(\alpha)$ não se rejeita H_0 ao nível de significância de $\alpha\%$.

Dada a natureza da estatística do teste, assumindo valores próximos de zero, se H_0 for verdadeira, e valores tanto mais positivos quanto H_0 se aproxima de H_1 , o teste será unilateral à direita e, conseqüentemente, o valor crítico, $\chi^2_{K-1-R}(\alpha)$, deverá ser procurado na cauda direita da distribuição do Qui-quadrado (Guimarães e Cabral, 1997).

De acordo com Guimarães e Cabral (1997), se a hipótese nula for verdadeira, então a estatística do teste terá uma distribuição tanto mais próxima da distribuição χ^2_{K-1-R} quanto maior for a dimensão da amostra e maiores forem os números das observações esperadas. Desta forma são indicadas as seguintes regras práticas que permitem utilizar este teste com confiança:

1. Dimensão da amostra superior a 30 ($N \geq 30$);
2. Frequência esperada em cada classe não inferior a 5 ($e_k \geq 5$).

Caso não se verifique a última condição, o teste pode ainda ser utilizado com moderada confiança, se não mais de 20% das classes apresentarem valores de e_k inferiores a 5 e nenhuma for inferior a 1. Quando tal não se verifique, procuram agregar-se classes adjacentes por forma a satisfazer tal condição.

4.2.2. Distribuições de probabilidade testadas

Tal como referido anteriormente foi testada a aproximação dos dados recolhidos às funções de distribuição de probabilidade normal, log-normal, gamma, weibull, e beta.

A escolha exclusiva de distribuições contínuas é justificada pela natureza dos fatores a estudar. O valor da espessura de uma camada de material betuminoso, excluindo eventuais patologias do pavimento, varia de forma contínua entre dois pontos. Dependendo das condições de ensaio, do rigor dos instrumentos de medição e das condições de preparação e aplicação do material, dentro de certos limites, qualquer resultado se pode obter para a percentagem de betume, baridade, porosidade, etc....

A forma e valor de cada uma das distribuições escolhidas são caracterizados por determinados parâmetros que influenciam o seu comportamento. A aproximação das distribuições aos dados recolhidos é então feita estimando valores para esses parâmetros.

Não existe um método geral único que permita especificar estimadores ideais em todas as circunstâncias (Guimarães e Cabral, 1997).

No âmbito do presente estudo recorre-se ao método dos momentos justificando-se esta escolha pela simplicidade de aplicação.

Considerando certa população cuja distribuição, a menos de R parâmetros (p_1, p_2, \dots, p_R), é conhecida, os momentos populacionais ordinários (m'_i) são funções de tais parâmetros:

$$m'_i = f(p_1, p_2, \dots, p_R) \quad 4.4$$

De acordo com o método dos momentos, os estimadores dos parâmetros p_R podem ser obtidos igualando os momentos populacionais e amostrais. São desta forma definidas tantas equações quantos os parâmetros a estimar.

Recorda-se que o momento ordinário de ordem i (m'_i) de uma amostra constituído por x_j dados ($j= 1, 2, \dots, N$) é definido de acordo com a seguinte expressão:

$$m'_i = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N (x_j)^i \quad 4.5$$

Considerando a definição de momento, facilmente se observa que o momento de ordem 1 é a média amostral. Ou seja a média da população (μ) pode ser estimada pela média amostral (\bar{X}).

Partindo da definição de variância amostral ($S^2 = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N (x_j - \bar{X})^2$) e tendo presente a definição do segundo momento amostral ($m'_2 = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N (x_j)^2$), pode demonstra-se (Guimarães e Cabral, 1997) que o desvio padrão da população $\underline{\sigma}$ (ou a variância $\underline{\sigma}^2$) pode ser estimado pelo desvio padrão amostral \underline{S} (ou pela variância amostral \underline{S}^2).

De acordo com Coelho et al., (2008), para estimar o desvio padrão da população (σ), deve utilizar-se a expressão $S = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^N (x_j - \bar{X})^2}{N-1}}$ uma vez que é possível provar que $S = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^N (x_j - \bar{X})^2}{N}}$ subestima o valor do desvio padrão da população.

4.2.2.1. Distribuição normal

A distribuição normal é uma das distribuições teóricas essenciais pelas suas inúmeras aplicações teóricas e práticas (Coelho et al., 2008).

O domínio desta distribuição varia de $-\infty$ a $+\infty$, permitindo desta forma a contabilização direta de valores negativos.

Segundo Guimarães e Cabral (1997), sempre que X é uma variável aleatória resultante da soma de um grande número de fatores negligenciáveis em relação à soma de todos os outros efeitos, então X segue uma distribuição normal com média μ e desvio padrão σ : [$X \sim N(\mu, \sigma)$].

A função de distribuição de probabilidade, simétrica, em forma de sino e centrada na média (Figura 4.2) é obtida pela expressão seguidamente indicada:

$$f(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad -\infty < x < +\infty \quad 4.6$$

Onde:

μ Média;

σ Desvio padrão.

Os estimadores dos parâmetros da distribuição (μ e σ) são obtidos de forma direta recorrendo à média e ao desvio padrão amostral.

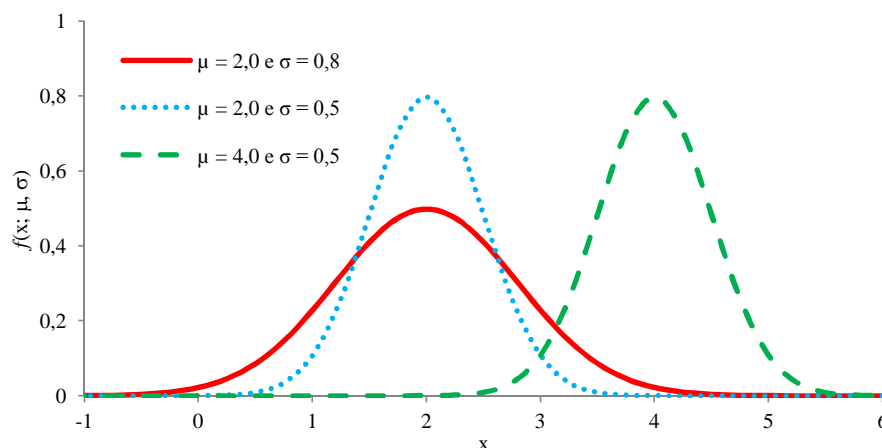


Figura 4.2 – Densidade de probabilidade normal

4.2.2.2. Distribuição log-normal

Seja X uma variável aleatória positiva, se a variável $V = \ln(X)$ segue uma distribuição normal com média μ e desvio padrão σ , então a variável X tem uma distribuição log-normal com média μ e desvio padrão σ : $[X \sim LN(\mu, \sigma)]$.

Enquanto uma variável aleatória seguiria uma distribuição normal se fosse a soma de um grande número de efeitos provocados por causas independentes, uma variável aleatória X segue uma distribuição log-normal se for o resultado do produto de um elevado número de efeitos independentes e positivos.

A função de distribuição de probabilidade (Figura 4.3), assimétrica à direita é obtida pela expressão seguidamente indicada:

$$f(x; \mu, \sigma) = \begin{cases} \frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-[\ln(x)-\mu]^2/(2\sigma^2)} & x > 0 \\ 0 & x \leq 0 \end{cases} \quad 4.7$$

Com:

μ Média de $\ln(X)$;

σ Desvio padrão de $\ln(X)$.

De acordo com Guimarães e Cabral (1997), os parâmetros da distribuição (μ e σ) podem ser estimados resolvendo o seguinte sistema de equações:

$$\mu_x = e^{\mu + \frac{\sigma^2}{2}} \quad 4.8$$

$$\sigma_x^2 = e^{2(\mu+\sigma^2)}e^{2\mu+\sigma^2} \tag{4.9}$$

Sendo:

- μ Média de $\ln(X)$;
- σ Desvio padrão de $\ln(X)$;
- μ_x Média de X ;
- σ_x^2 Variância de X .

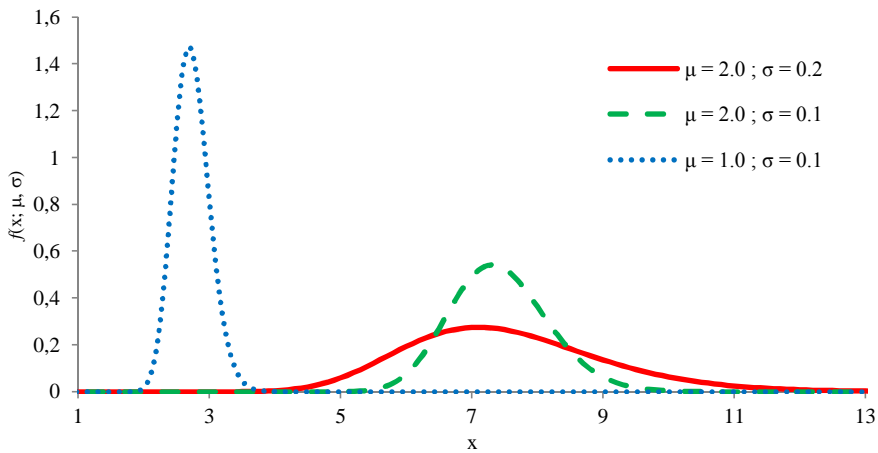


Figura 4.3 – Densidade de probabilidade log-normal

4.2.2.3. Distribuição gamma

Caracterizada pelos parâmetros de forma (α) e de escala (β), esta distribuição é frequentemente utilizada para modelar o comportamento de fenômenos que, pela sua natureza, não podem assumir valores negativos.

Trata-se de uma distribuição assimétrica à direita, variando a forma (Figura 4.4) em função dos parâmetros. Se uma variável aleatória X tem uma distribuição gamma [$X \sim G(\alpha, \beta)$], a sua função de probabilidade é obtida por:

$$f(x; \alpha, \beta) = \begin{cases} \frac{1}{\beta^\alpha \Gamma(\alpha)} x^{\alpha-1} e^{-\frac{x}{\beta}} & x \geq 0 \\ 0 & x < 0 \end{cases} \tag{4.10}$$

Com:

- $\alpha > 0$ Fator de forma;
- $\beta > 0$ Fator de escala;
- Γ Função gamma.

De acordo com Devore (2004), determinando o primeiro e segundo momentos ordinários obtêm-se as seguintes expressões para a média e desvio padrão:

$$\mu = \alpha \cdot \beta \quad 4.11$$

$$\sigma = \sqrt{\alpha \cdot \beta^2} \quad 4.12$$

Onde:

- α Fator de forma;
- β Fator de escala;
- μ Média da distribuição;
- σ Desvio padrão da distribuição.

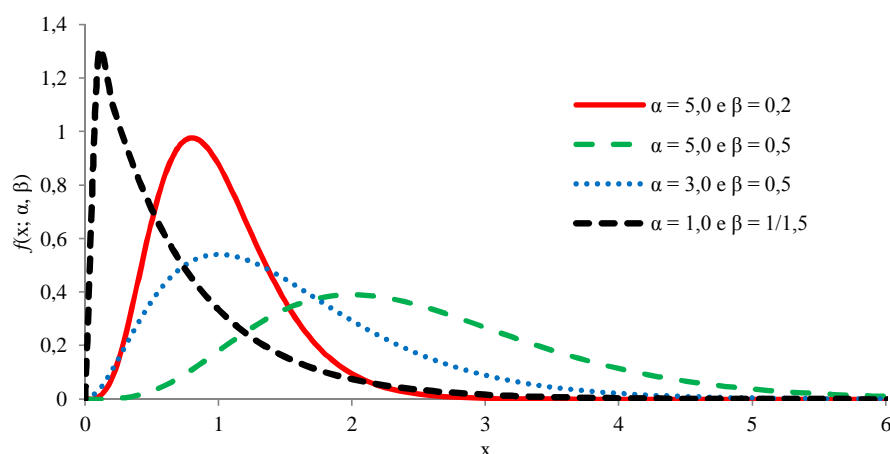


Figura 4.4 – Densidade de probabilidade gamma

Quando o fator de forma assume o valor unitário ($\alpha=1$) e o fator de escala é substituído por $1/\lambda$ ($\beta=1/\lambda$) então a função de probabilidade apresentada assume a forma:

$$f\left(x; 1, \frac{1}{\lambda}\right) = \begin{cases} \lambda \cdot e^{-x \cdot \lambda} & x \geq 0 \\ 0 & x < 0 \end{cases} \quad 4.13$$

Tal expressão, onde $1/\lambda$ é simultaneamente a média e o desvio padrão corresponde à distribuição exponencial. Esta distribuição é assim um caso particular da distribuição gamma.

4.2.2.4. Distribuição weibull

À semelhança da distribuição gamma, também esta distribuição está limitada a variáveis aleatórias positivas. O estudo do tempo de vida e a estimativa de falhas de equipamentos são algumas das aplicações mais frequentes. Diferentes parâmetros de forma (α) e escala (β) permitem variar a forma (Figura 4.5) e a assimetria da distribuição de probabilidade.

Se uma variável aleatória X segue uma distribuição weibull [$X \sim W(\alpha, \beta)$] a sua função de distribuição é obtida por:

$$f(x; \alpha, \beta) = \begin{cases} \frac{\alpha}{\beta} x^{\alpha-1} e^{-\left(\frac{x}{\beta}\right)^\alpha} & x \geq 0 \\ 0 & x < 0 \end{cases} \quad 4.14$$

Onde:

$\alpha > 0$ Fator de forma;

$\beta > 0$ Fator de escala.

Da determinação do primeiro e segundo momento ordinário resulta:

$$\mu = \beta \Gamma\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \quad 4.15$$

$$\sigma^2 = \beta^2 \left\{ \Gamma\left(1 + \frac{2}{\alpha}\right) - \left[\Gamma\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \right]^2 \right\} \quad 4.16$$

Com:

α Fator de forma;

β Fator de escala;

μ Média da distribuição;

σ^2 Variância da distribuição;

Γ Função gamma.

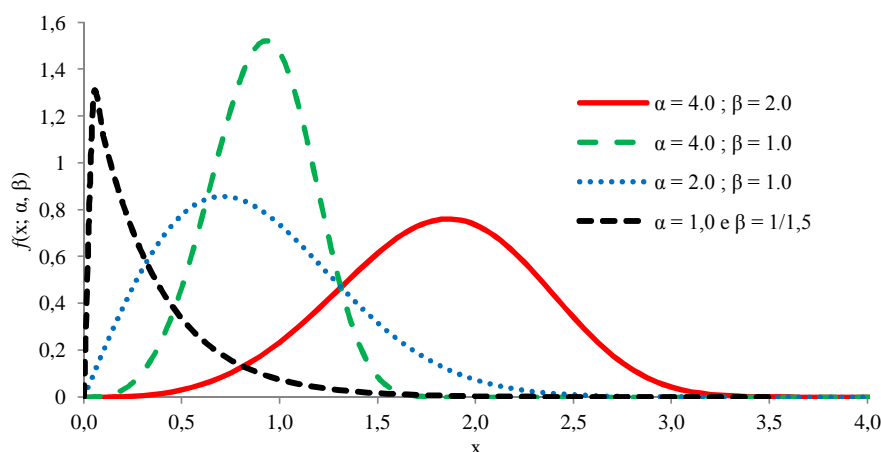


Figura 4.5 – Densidade de probabilidade weibull

À semelhança da distribuição gamma, também neste caso igualando o fator de forma à unidade e o fator de escala a $1/\lambda$ obtém-se a distribuição exponencial.

4.2.2.5. Distribuição beta

Contrariamente a todas as funções anteriores cujo domínio é infinito, a distribuição beta tem a particularidade de confinar a variável aleatória entre dois valores bem definidos: Zero e um. Sempre que uma variável aleatória X segue uma distribuição beta [$X \sim B(\alpha, \beta)$], a função de distribuição de probabilidade é obtida pela expressão:

$$f(x; \alpha, \beta) = \begin{cases} \frac{\Gamma(\alpha + \beta)}{\Gamma(\alpha) + \Gamma(\beta)} x^{\alpha-1} (1-x)^{\beta-1} & 0 \leq x \leq 1 \\ 0 & \text{caso contrário} \end{cases} \quad 4.17$$

Onde:

- α Fator de forma;
- β Fator de escala;
- Γ Função gamma.

Caso se pretenda alargar o domínio da distribuição beta para além dos valores definidos, basta utilizar uma substituição de variável do género:

$$x = (B - A).y + A \quad 4.18$$

Onde:

- A Limite inferior;
- B Limite superior;
- y Variável aleatória com distribuição beta e domínio entre 0 e 1;
- x Variável aleatória com distribuição beta e domínio entre A e B.

Nestas condições $[X \sim B(\alpha, \beta, A, B)]$ a função de distribuição de probabilidade é:

$$f(x; \alpha, \beta, A, B) = \begin{cases} \frac{1}{B - A} \frac{\Gamma(\alpha + \beta)}{\Gamma(\alpha) \Gamma(\beta)} \left(\frac{x - A}{B - A}\right)^{\alpha-1} \left(\frac{B - x}{B - A}\right)^{\beta-1} & A \leq x \leq B \\ 0 & \text{caso contrário} \end{cases} \quad 4.19$$

O significado dos parâmetros é o apresentado anteriormente.

Segundo Devore (2004) determinando os primeiros momentos ordinários obtém-se:

$$\mu = A + (B - A) \frac{\alpha}{\alpha + \beta} \quad 4.20$$

$$\sigma^2 = \frac{(B - A)^2 \alpha \beta}{(\alpha + \beta)^2 (\alpha + \beta + 1)} \quad 4.21$$

O significado dos parâmetros é o apresentado anteriormente.

Como se observa na Figura 4.6 a forma desta distribuição varia com os parâmetros α e β . No caso particular de $\alpha = \beta = 1$, obtém-se a distribuição uniforme.

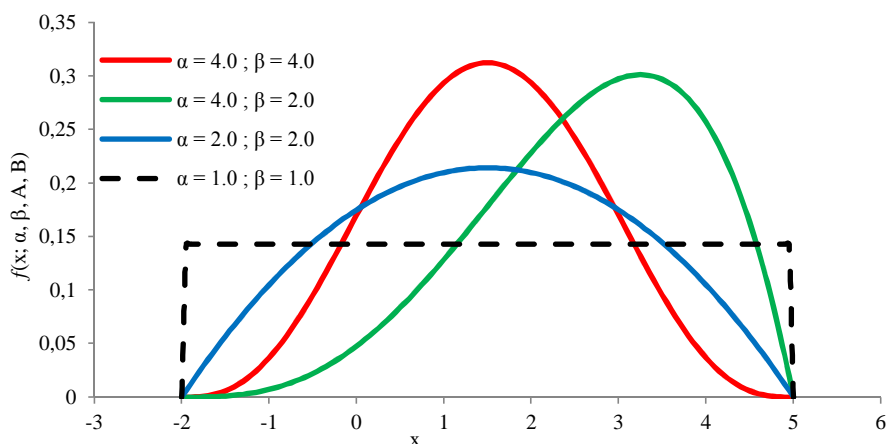


Figura 4.6 – Densidade de probabilidade beta (A= -2, B= 5)

4.2.3. Caracterização estatística da percentagem de betume

Em seis das nove obras inquiridas foi possível obter dados relativos à percentagem de betume do material com características de desgaste. Para o macadame apenas foi viável a recolha de dados em cinco. As estatísticas individuais são apresentadas no Anexo A.

Analisando os resultados relativos à variação da percentagem de betume em relação ao valor previsto em estudo de formulação apresentados na Tabela 4.2, constata-se que os materiais observados apresentam média positiva e moda nula. Ou seja, embora a quantidade média de betume seja superior ao valor previsto em estudo de formulação, a observação mais frequente é coincidente com a quantidade definida.

Tabela 4.2 – Medidas estatísticas determinadas para a variação percentual da percentagem de betume em relação ao valor previsto em estudo de formulação.

	Desgaste	Macadame
N.º de observações	146	147
Média	2,38%	0,79%
Mediana	2,00%	0,00%
Moda	0,00%	0,00%
Desvio padrão	4,47%	3,29%
Coefficiente de variação	1,882	4,164
Máximo	12,00%	9,58%
Mínimo	-10,00%	-8,33%
Amplitude	22,00%	17,92%
85º Percentil (P85)	6,57%	4,44%
15º Percentil (P15)	-1,89%	-2,18%

Os baixos valores do desvio padrão são reveladores de amostras com baixa dispersão. Este facto é também evidenciado quando se analisa a forte redução da amplitude das amostras, não considerando, respetivamente, os valores acima e abaixo do 85º e 15º percentil.

Para o material com características de desgaste, realizado o teste do Qui-quadrado para as distribuições de probabilidade apresentadas, a melhor aderência foi obtida com a distribuição weibull utilizando $\alpha=3,02$ e $\beta=0,139$. A distribuição normal com média 0,79% e desvio padrão

3,29% foi a que melhor resultado obteve para o material de macadame. Os resultados obtidos são também apresentados no Anexo A.

Neste âmbito, para a camada de desgaste, salienta-se que a aproximação às distribuições $N(\mu = 2,38\%, \sigma = 4,47\%)$ e $B(\alpha = 2,79, \beta = 2,168, A = -10,0\%, B = 12,0\%)$ revelaram estatísticas inferiores ao limiar de rejeição. A opção pela distribuição weibull é fundamentada pela melhor aproximação aos dados (estatística do teste mais baixa).

Para o material com características de macadame, testada a distribuição weibull com $\alpha = 3,02$ e $\beta = 0,102$, o teste de aderência também revelou uma estatística inferior ao limiar de recusa. Também neste caso, a escolha da distribuição normal foi feita com base na menor estatística do teste.

A comparação da distribuição weibull aos dados recolhidos para a camada de desgaste é posta em evidência na Figura 4.7. Como se pode constatar a maior diferença entre os dados e a distribuição teórica é observada no intervalo $]3,20\%; 5,40\%]$.

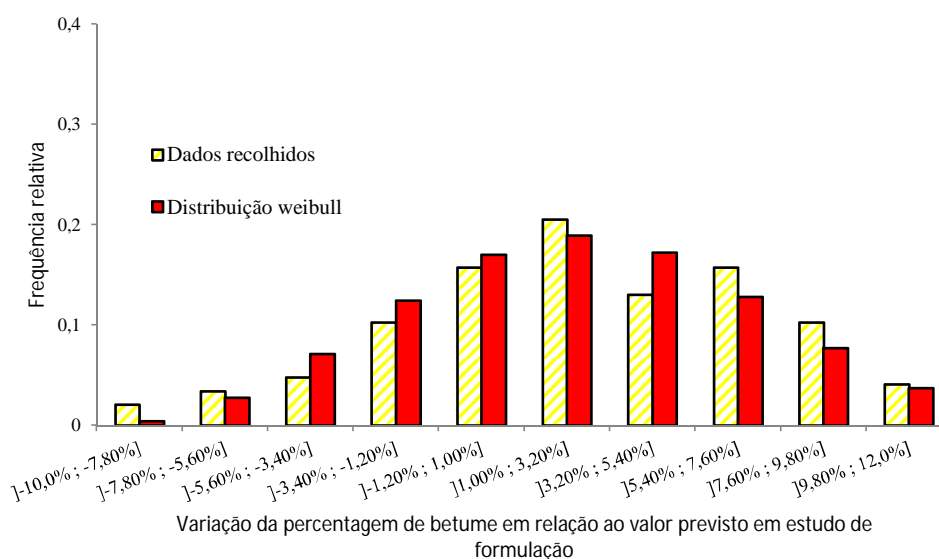


Figura 4.7 – Histograma comparativo da frequência relativa dos dados recolhidos para a variação da percentagem de betume no material de desgaste e a distribuição $W(\alpha = 3,02; \beta = 0,139) - 10,0\%$

Com diferenças evidentes nos intervalos $] -1,61\%; 0,63\%]$ e $] 0,63\%; 2,87\%]$, a comparação dos histogramas teórico e amostral para o material de macadame é apresentada na Figura 4.8.

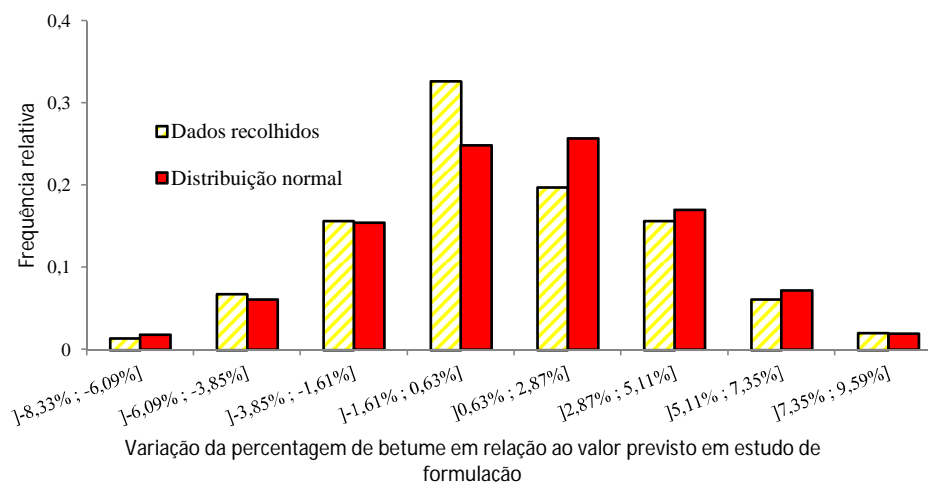


Figura 4.8 – Histograma comparativo da frequência relativa dos dados recolhidos para a variação da percentagem de betume no material de macadame com a distribuição $N(\mu=0,79\%; \sigma= 3,29\%)$

4.3. Caracterização estatística da baridade

Com as estatísticas individuais apresentadas no Anexo B, foi possível obter dados em oito obras para o material com características de desgaste e em cinco para o de macadame.

Dos valores apresentados na Tabela 4.3, relativos às estatísticas da variação percentual da baridade em relação ao valor previsto em estudo de formulação, salienta-se o facto de, em ambos os materiais, os valores da média, mediana e moda apresentarem números negativos.

Tabela 4.3 – Medidas estatísticas determinadas para a variação percentual da baridade em relação ao valor previsto em estudo de formulação.

	Desgaste	Macadame
N.º de observações	235	362
Média	-1,79%	-1,26%
Mediana	-1,70%	-1,29%
Moda	-1,28%	-2,15%
Desvio padrão	1,51%	1,12%
Coefficiente de variação	-0,847	-0,895
Máximo	2,14%	2,16%
Mínimo	-6,47%	-4,26%
Amplitude	8,61%	6,41%
85º Percentil (P85)	-0,21%	0,00%
15º Percentil (P15)	-3,09%	-2,53%

Os valores obtidos para o desvio padrão, coeficiente de variação e amplitude indicam amostras pouco dispersas em relação à média. Este facto é também posto em evidência pelos histogramas apresentados (Figura 4.9 e Figura 4.10), onde as três classes centrais contêm cerca de 80% das observações.

Sobre a Tabela 4.3 salienta-se ainda os valores obtidos para o 85º percentil. O valor negativo para o desgaste e nulo para o macadame revelam que menos de 15% das amostras recolhidas tem baridade igual ou superior ao valor definido no estudo de formulação.

Da realização do teste do Qui-quadrado para os dados relativos ao material com características de desgaste, cujos resultados se apresentam no Anexo B, resultou a escolha da distribuição normal com média -1.79% e desvio padrão de 1.51%. À semelhança de outras variáveis estudadas o teste de aderência para uma distribuição weibull com $\alpha= 3,43$ e $\beta= 0,052$ revelou uma estatística inferior ao limiar de rejeição. A comparação entre o histograma amostral e a distribuição teórica é apresentada na Figura 4.9, observando-se uma boa aproximação.

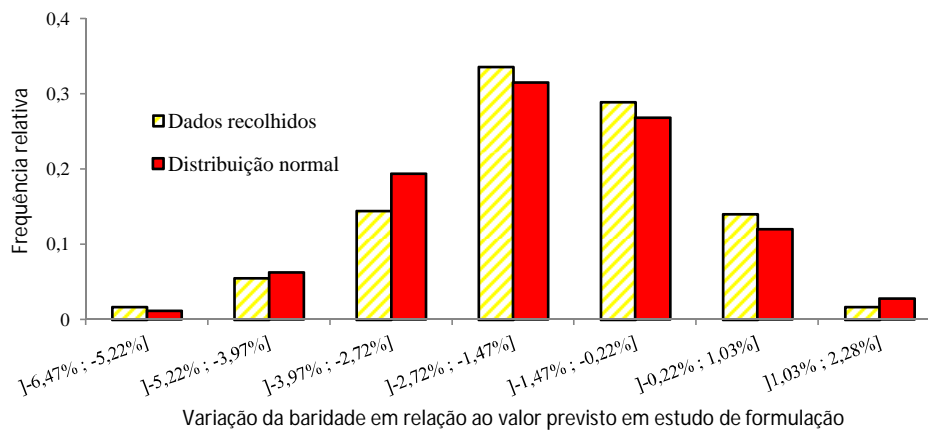


Figura 4.9 – Histograma comparativo da frequência relativa dos dados recolhidos para a variação baridade do material de desgaste com a distribuição $N(\mu=11,79\%; \sigma= 1,51\%)$

Para o material com características de macadame, apresenta-se na Figura 4.10 a comparação do histograma amostral com a distribuição weibull ($\alpha= 2,90$ e $\beta= 0,034$) escolhida pelo teste do Qui-quadrado para esta variável, sendo também evidente a boa aproximação obtida.

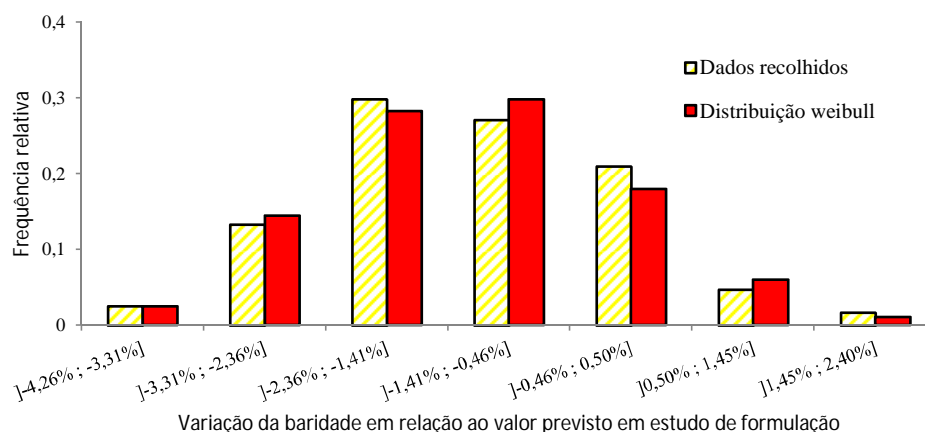


Figura 4.10 – Histograma comparativo da frequência relativa dos dados recolhidos para a variação baridade no material de macadame com a distribuição $W(\alpha= 2,90; \beta= 0,034)$ -4,3%

4.4. Caracterização estatística da porosidade

Conhecida a percentagem de betume, o peso específico do agregado e do betume, é possível determinar a baridade máxima teórica de uma mistura betuminosa, recorrendo à expressão apresentada.

$$\rho_{max} = \frac{1}{\frac{p_b}{100 \times \rho_b} + \frac{p_a}{100 \times \rho_a}} \quad 4.22$$

Com:

- ρ_{max} Baridade máxima teórica [g/cm^3];
- p_b Percentagem de betume [%];
- p_a Percentagem de agregado ($100 - p_b$) [%];
- ρ_b Peso específico do betume [g/cm^3] (1,03 normalmente);
- ρ_a Peso específico do agregado [g/cm^3].

A baridade máxima teórica corresponde ao peso específico máximo que a mistura pode alcançar, numa situação hipotética de completa ausência de vazios no seu interior.

A porosidade é a relação volumétrica entre o ar existente na mistura e o seu volume total, conhecida a baridade máxima teórica, a sua determinação pode ser feita com base na baridade.

$$n = \frac{\rho_{max} - \rho}{\rho_{max}} \times 100 \quad 4.23$$

Onde:

- n Porosidade [%],
- ρ_{max} Baridade máxima teórica [g/cm³];
- ρ Baridade [g/cm³].

Quando as frações que constituem o agregado são da mesma natureza (situação mais frequente), o peso específico do agregado é constante. Neste sentido a porosidade é dependente da percentagem de betume e da baridade, ou seja, caracterizadas estas duas variáveis, a porosidade assume um carácter dependente.

A título de exemplo, para a obra HH, apresenta-se na Figura 4.11 a relação da porosidade com a percentagem de betume. Como se pode observar quer para o material de desgaste quer para o de macadame, para a mesma percentagem de betume podem ser obtidos diferentes valores de porosidade. Este facto é devido à energia de compactação aplicada à mistura.

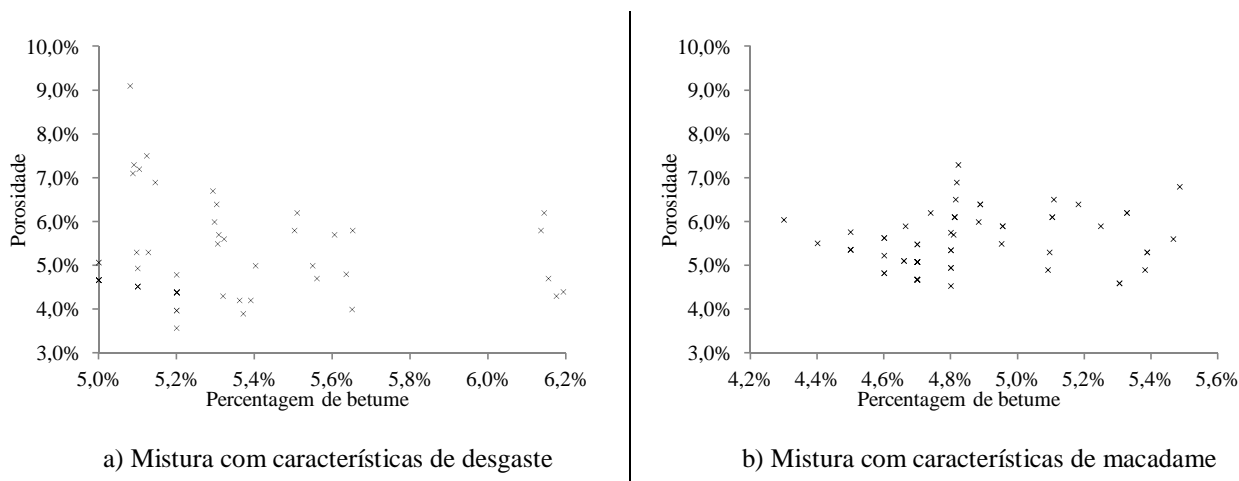


Figura 4.11 – Variação da porosidade em função da percentagem de betume para a obra HH

Para além do peso específico dos materiais que a constituem e das proporções em que se agrupam, a baridade e a porosidade dependem da energia de compactação aplicada.

Duas amostras da mesma mistura betuminosa apresentarão baridades e porosidades diferentes se sobre uma delas se aplicar mais energia de compactação. A amostra sobre a qual se aplicar mais energia apresentará maior baridade e menor porosidade.

Comparando a relação porosidade / percentagem de betume (Figura 4.11) com a porosidade / baridade (Figura 4.12), observa-se que a relação porosidade / baridade revela menor dispersão de resultados evidenciando uma tendência. Neste sentido, embora a percentagem de betume e a baridade contribuam para a porosidade de uma mistura betuminosa, a quantidade de ligante assume um papel secundário, quando comparado com a baridade. Idênticas considerações se podem efetuar utilizando qualquer das obras observadas.

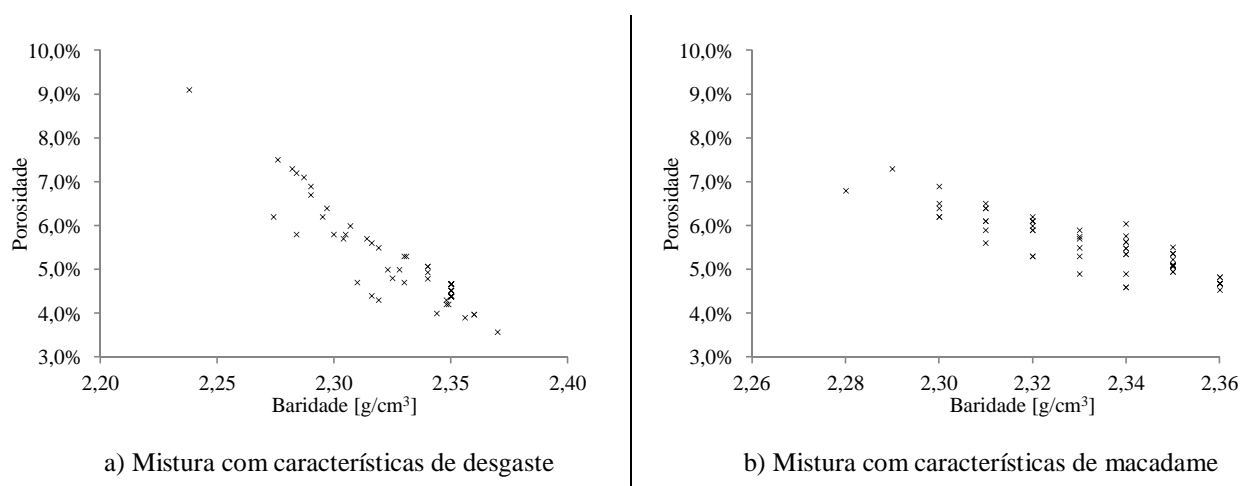


Figura 4.12 – Variação da porosidade em função da percentagem da baridade para a obra HH

Neste contexto, visto o carácter dependente da porosidade, a caracterização deste fator é feita em função da baridade. Para além da reta ($y = m \cdot x + b$) foram testadas aproximações a curvas do tipo: $y = a \cdot b^x$, $y = a \cdot x^b$ e $y = b \cdot \log(x) + a$. Quer para os dados relativos ao material de desgaste quer para o de macadame, a melhor aproximação foi obtida pela relação linear.

4.4.1. Material de desgaste

Os resultados obtidos para as regressões ($y = m \cdot x + b$) efetuadas nas oito obras são seguidamente apresentados. Excluindo a obra CC, salientam-se os excelentes coeficientes de correlação (r^2) e a proximidade de todos os parâmetros \underline{m} e \underline{b} determinados.

Tabela 4.4 – Resultados da regressão $y= m.x+b$ entre a baridade e porosidade para o material de desgaste.

Obra	BB	CC	DD	EE	FF	GG	HH	II
m	-0,372	-0,243	-0,378	-0,413	-0,428	-0,412	-0,422	-0,338
b	0,918	0,619	0,952	1,025	1,043	1,027	1,031	0,846
r^2	0,954	0,546	0,974	0,992	0,963	0,997	0,845	0,940

Convertendo os dados relativos à porosidade em percentagem de variação em relação ao valor previsto em estudo, obteve-se um fator de correlação de 0,803 para uma reta do tipo:

$$n\% = -20,88 \rho\% + 0,099 \quad 4.24$$

Onde:

- $\rho\%$ Percentagem de variação da baridade em relação ao valor previsto em estudo de formulação;
- $n\%$ Percentagem de variação da porosidade em relação ao valor previsto em estudo e formulação.

Da análise da Figura 4.13, onde se representam os dados recolhidos e a reta de regressão obtida, salienta-se a forte influência da baridade sobre a porosidade. Para percentagens de variação da baridade confinadas ao intervalo de -6,4% a 2,0%, observam-se alterações de 144% a -32% na variação percentual da porosidade.

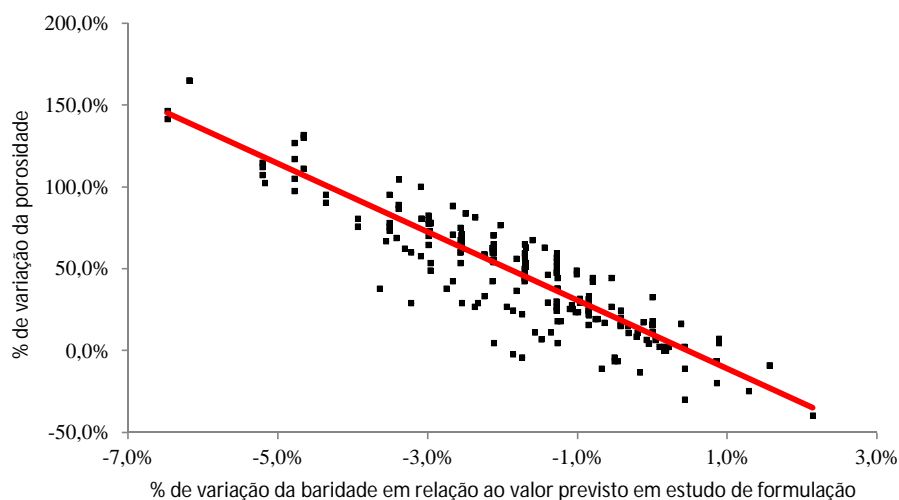


Figura 4.13 – Relação entre a percentagem de variação da baridade e a variação da porosidade para o material de desgaste

4.4.2. Material de macadame

À semelhança do constatado para o desgaste, também para o macadame se salientam os elevados valores dos coeficientes de correlação e a proximidade dos parâmetros da reta de regressão.

Tabela 4.5 – Resultados da regressão $y = m.x + b$ entre a baridade e porosidade para o material de macadame.

Obra	AA	BB	CC	DD	HH
m	-0,378	-0,407	-0,305	-0,373	-0,343
b	0,938	1,000	0,755	0,957	0,853
r^2	0,874	0,992	0,813	0,936	0,731

Para a totalidade das observações, com $r^2 = 0,823$, obtém-se a seguinte expressão:

$$n_{\%} = -17,53 \rho_{\%} + 0,015 \quad 4.25$$

Com:

$\rho_{\%}$ Percentagem de variação da baridade em relação ao valor previsto em estudo de formulação;

$n_{\%}$ Percentagem de variação da porosidade em relação ao valor previsto em estudo e formulação.

Embora com menor declive que a reta obtida para o material de desgaste, também neste caso se observa uma forte influência da baridade sobre a porosidade (Figura 4.13). Variações entre os -4,3% e os 2,2% da baridade, traduzem-se em alterações na porosidade de 77% e -37% respetivamente.

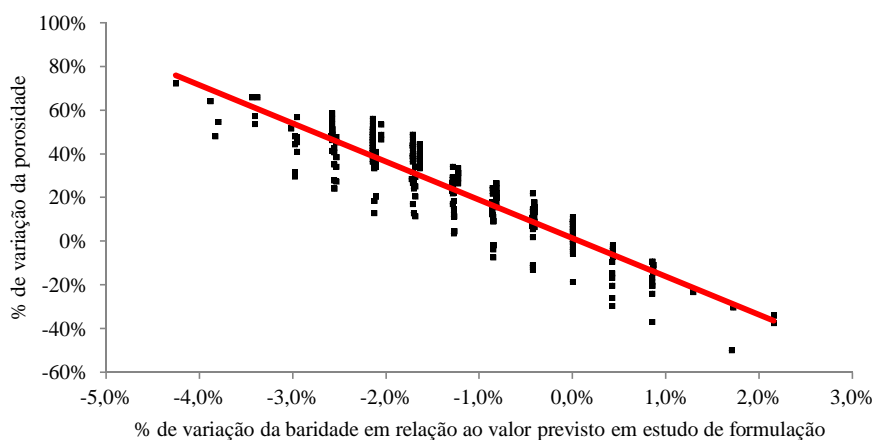


Figura 4.14 – Relação entre a percentagem de variação da baridade e a variação da porosidade no material com características de macadame

4.5. Caracterização probabilística do betume

Qualquer um dos dados recolhidos em relação ao betume (penetração, temperatura anel e bola e viscosidade cinemática a 135°C) é uma forma indireta de avaliar a sua rigidez.

A penetração nominal a 25°C corresponde à medida, em décimas de mm, de quanto uma agulha padrão penetra verticalmente numa amostra de betume em certas condições de temperatura (25°C), carga (100gr) e tempo (5 seg.). Maiores valores de penetração são obtidos para betumes menos rígidos.

A temperatura anel e bola corresponde à temperatura para a qual uma amostra de betume flui sobre um anel normalizado, sob a ação de uma bola também normalizada. Quanto maior foi a temperatura anel e bola maior será a rigidez do betume.

A viscosidade cinemática caracteriza a resistência do betume ao escoamento sob a ação da gravidade. Utilizando um viscosímetro, a sua determinação faz-se medindo o tempo que uma quantidade de betume demora a fluir, sob a ação da gravidade, a uma temperatura controlada. O seu valor resulta da multiplicação desse tempo por uma constante que depende do viscosímetro utilizado. A viscosidades mais elevadas correspondem betumes mais duros.

Embora realizadas a diferentes temperaturas, tratando-se de três formas distintas de avaliar a mesma propriedade, estas variáveis têm necessariamente relações entre si, ou seja, não são independentes. Neste sentido, a caracterização dos dados recolhidos passa pela escolha de um fator para caracterização estocástica e desenvolvimento de relações, por forma a obter os restantes.

Para além da penetração a 25°C ser a propriedade utilizada com mais frequência para descrever um betume, é também conhecida a relação preconizada pela Shell para a relacionar com a temperatura anel e bola (expressão 2.50).

Mirza e Witczak (1995) baseados na penetração, apresentaram uma relação para determinar a viscosidade dinâmica a 25°C. Surge assim, quase de forma natural, a escolha da penetração, para de forma indireta obter os restantes fatores em análise.

4.5.1. Penetração nominal a 25°C

As estatísticas determinadas para a penetração dos betumes 35/50 e 50/70 da Galp são apresentadas na Tabela 4.6. Salienta-se a proximidade entre a média, moda e mediana e a completa ausência de valores fora dos limites de classificação do betume.

Tabela 4.6 – Medidas estatísticas para a penetração dos betumes 35/50 e 50/70

	Betume 35/50	Betume 50/70
N.º de observações	94	120
Média [0,1 mm]	40	59
Mediana [0,1 mm]	40	59
Moda [0,1 mm]	40	59
Desvio padrão [0,1 mm]	2,98	4,50
Coeficiente de variação	0,075	0,077
Máximo [0,1 mm]	49	70
Mínimo [0,1 mm]	35	50
Amplitude [0,1 mm]	14	20
85º Percentil (P85) [0,1 mm]	43	63
15º Percentil (P15) [0,1 mm]	37	53

Para o betume 35/50, a melhor aproximação pelo teste do Qui-quadrado aos dados recolhidos foi obtida com uma distribuição beta com $\alpha = 1,47$ e $\beta = 3,064$, recorrendo-se aos limites de classificação do betume para definir os parâmetros A e B. A comparação entre o histograma amostral e teórico é apresentado na Figura 4.15 observando-se uma boa aproximação.

Ainda para o betume 35/50, testadas as hipóteses da amostra ter uma distribuição normal com média 40 e desvio padrão de 2,98 e uma distribuição weibull, com $\alpha = 1,68$ e $\beta = 5,455$, o teste do Qui-quadrado também revelou estatísticas inferiores ao limiar de rejeição.

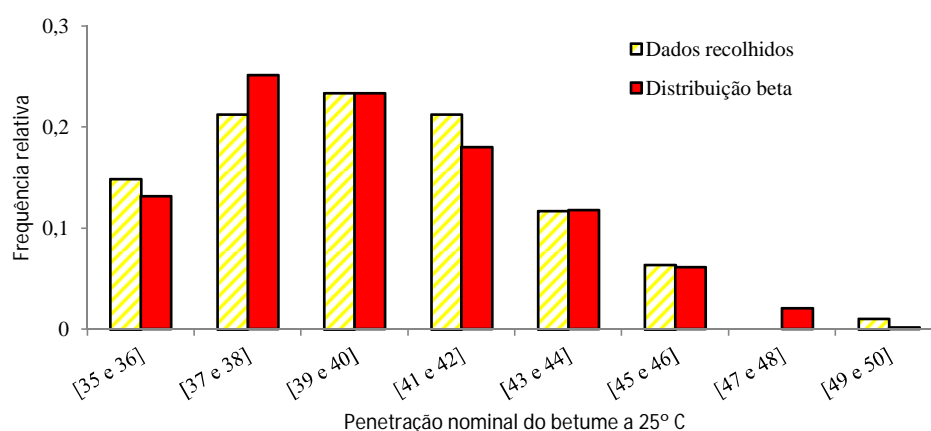


Figura 4.15 – Histograma comparativo da frequência relativa dos dados recolhidos para a variação da penetração a 25°C de um betume 35/50 com a distribuição B($\alpha = 1,47$; $\beta = 3,064$; A= 35; B=50)

Utilizando os limites de classificação do betume para a definição do domínio de uma distribuição beta com $\alpha= 1,63$ e $\beta= 2,197$, o teste do Qui-quadrado realizado com os dados recolhidos para o betume 50/70 não rejeitou a distribuição indicada. Embora com algumas diferenças nas classes [54 e 55] e [58 e 59], a comparação do histograma da amostra com a distribuição teórica escolhida é apresentada na Figura 4.16.

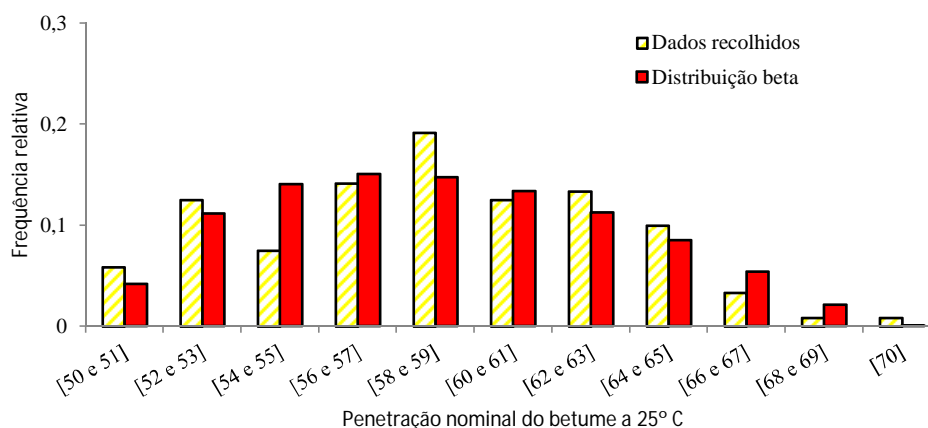


Figura 4.16 – Histograma comparativo da frequência relativa dos dados recolhidos para a variação da penetração a 25°C de um betume 50/70 com a distribuição B($\alpha= 1,63$; $\beta= 2,197$; A= 50; B=70)

Avaliada a hipótese de a amostra recolhida para a penetração de um betume 50/70 ter uma distribuição normal com média 59 e desvio padrão de 4,5, o teste de aderência também revelou uma estatística inferior ao limite de recusa.

As tabelas relativas à realização do teste do Qui-quadrado para as distribuições escolhidas são apresentadas no Anexo D.

4.5.2. Penetração a 25°C / Temperatura anel e bola

Partindo dos dados recolhidos foi testada a robustez da relação entre a temperatura anel e bola e a penetração 25° preconizada pela Shell:

$$T_{AB} = 98,4 - 26,9 \text{Log}(P_{25}) \tag{2.50}$$

Como se constata na Figura 4.17, a expressão em causa sobrestima o valor da temperatura anel e bola, registando-se um fator de correlação de 0,54 entre os dados e os valores obtidos pela via analítica.

Com uma estrutura semelhante à expressão anterior, melhores resultados foram obtidos pela seguinte expressão:

$$T_{AB} = 81,9 - 19,3\text{Log}(P_{25}) \quad 4.26$$

Onde:

T_{AB} Temperatura anel e bola [°C];

P_{25} Penetração a 25° [10^{-1} mm].

Na Figura 4.17, observa-se a melhor aproximação aos dados recolhidos, salientando-se ainda o fator de correlação de 0,83 para a expressão apresentada.

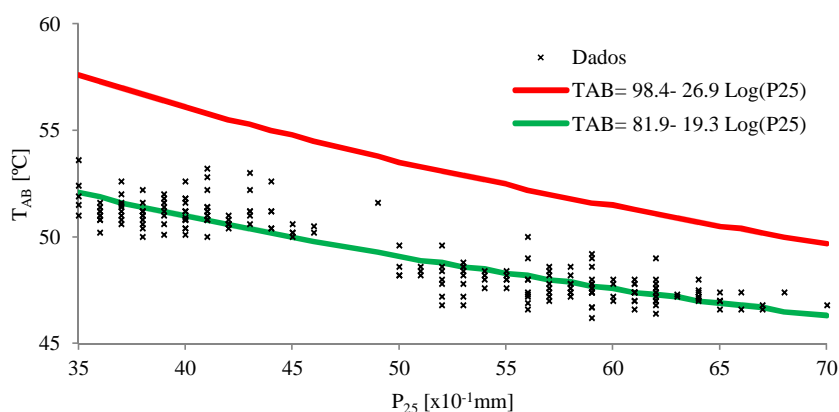


Figura 4.17 – Relação entre a penetração a 25°C e a temperatura anel e bola

4.5.3. Penetração a 25°C / Viscosidade cinemática a 135°C

Com uma estrutura semelhante à proposta por Mirza e Witczak (1995) para a relação entre a viscosidade dinâmica e a penetração a 25°C, a expressão seguidamente apresentada foi obtida por otimização linear e relaciona a viscosidade cinemática a 135°C com a penetração do betume a 25°C.

$$\text{Log}(\nu_{135}) = 0,000121 \times P_{25}^2 - 0,01728 \times P_{25} + 3,223198 \quad 4.27$$

Sendo:

ν_{135} Viscosidade cinemática a 135°C [cSt];

P_{25} Penetração nominal do betume a 25°C [10^{-1} mm].

Com um fator de correlação de 0,80, a aproximação da função apresentada aos dados pode ser observada na Figura 4.18.

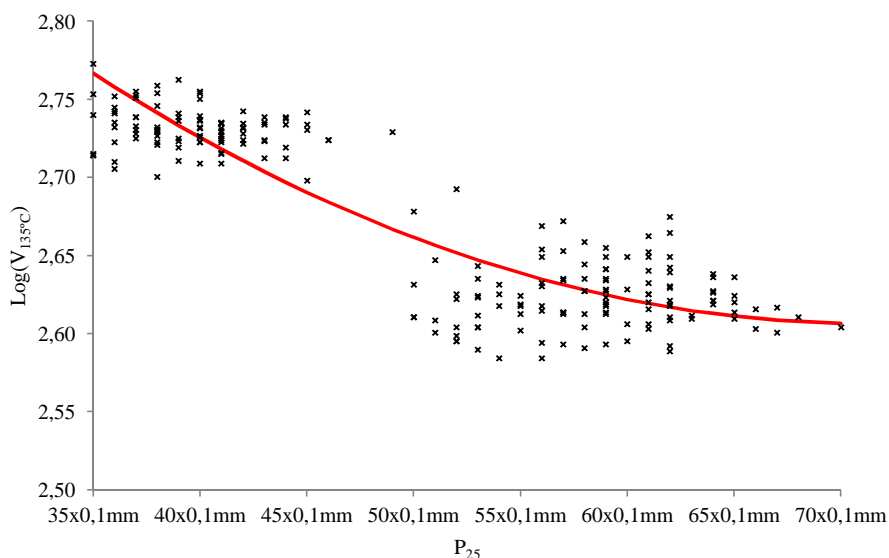


Figura 4.18 – Relação entre a penetração a 25°C e a viscosidade dinâmica a 135°C

Para além da expressão apresentada outras hipóteses foram testadas, sendo esta a que melhor resultado obteve.

4.6. Caracterização das frações granulométricas

Para as nove obras inquiridas, foi possível obter elementos relativos às componentes granulométricas, em seis para o desgaste e em cinco para o macadame. À semelhança dos outros fatores apresentados, também para as componentes granulométricas remete-se para o Anexo C as estatísticas individuais de cada obra, bem como as tabelas relativas ao teste do Qui-quadrado.

Na Tabela 4.7, apresentam-se as estatísticas relativas à variação da percentagem de material que passa em cada um dos peneiros considerados relevantes em relação ao valor definido em estudo de formulação.

Como se pode observar, excluindo o material que passa no peneiro 3/4" para o macadame, a amplitude das amostras é bastante elevada, observando-se valores de quase 70% (material de macadame no peneiro n.º 200).

Sobre os valores médios, importa salientar os registos negativos da variação percentual de filler. Como se observa, para além do fator relativo ao peneiro 3/4" no material de macadame cujo valor,

embora negativo, é pouco expressivo (-0,87%), apenas a variação percentual de filer apresenta valores negativos.

Tabela 4.7 – Estatísticas para a variação da percentagem de material que passa nos peneiros n.º 200, 4, 3/8’’ e 3/4’’ em relação ao valor previsto em estudo de formulação.

	Material com características de desgaste no peneiro:			Material com características de macadame no peneiro:			
	n.º 200	n.º 4	3/8’’	n.º 200	n.º 4	3/8’’	3/4’’
N.º de observações	146	146	146	147	147	147	147
Média	-4,24%	3,64%	1,18%	-2,61%	1,59%	2,32%	-0,87%
Mediana	-4,55%	4,34%	1,47%	-1,72%	1,51%	0,53%	-0,63%
Moda	0,00%	0,00%	10,30%	10,42%	4,88%	11,72%	0,00%
Desvio padrão	8,42%	7,67%	5,07%	14,34%	6,81%	7,61%	1,56%
Coefficiente de variação	-1,984	2,108	4,296	-5,496	4,294	3,280	-1,795
Máximo	13,79%	29,39%	16,19%	25,00%	18,14%	24,84%	3,14%
Mínimo	-33,90%	-20,87%	-16,67%	-43,51%	-18,33%	-13,19%	-5,87%
Amplitude	47,69%	50,26%	32,86%	68,51%	36,48%	38,02%	9,01%
85º Percentil (P85)	3,60%	11,56%	7,22%	12,50%	8,24%	11,29%	0,57%
15º Percentil (P15)	-10,66%	-4,49%	-3,50%	-16,89%	-5,26%	-4,65%	-2,48%

Para o material com características de desgaste, o teste do Qui-quadrado não rejeitou a hipótese de os fatores granulométricos ensaiados se ajustarem a distribuições Normais com as médias e desvios padrão indicados na Tabela 4.7. Neste âmbito, importa ainda referir que a distribuição weibull, com $\alpha = 3,95$ e $\beta = 0,197$, também não foi rejeitada para modelar o comportamento do fator relativo ao peneiro 3/8’’.

A comparação entre as distribuições teóricas e amostrais são apresentadas na Figura 4.19. Como se observa, ao nível do fator relativo ao peneiro n.º 200 são evidentes as diferenças nos intervalos]-14,8; -10,1%] e] -10,1% ; -5,3%]. No peneiro n.º 4, excluindo os intervalos] -5,8%; -0,8%] e]-0,8%; 4,3%], não se observam diferenças significativas. Para o peneiro 3/8’’ o intervalo]3,05%; 6,33%] é o que apresenta maior diferença.

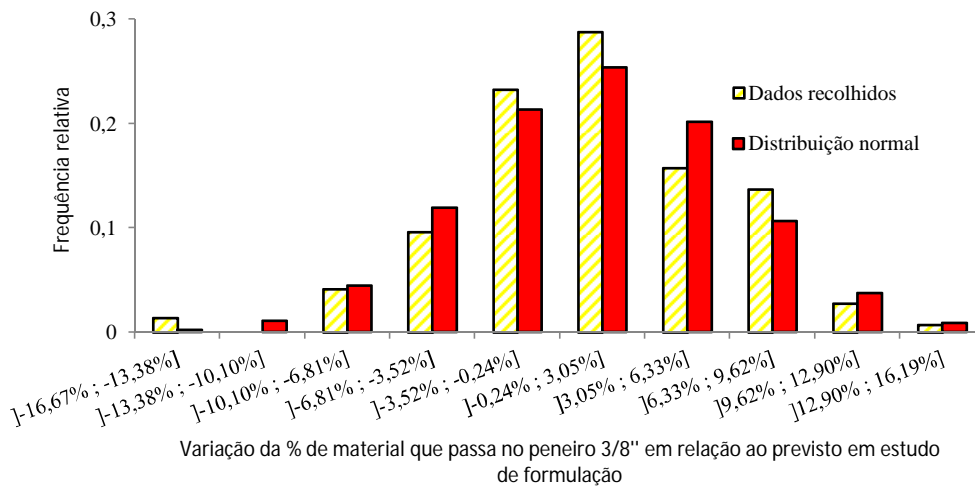
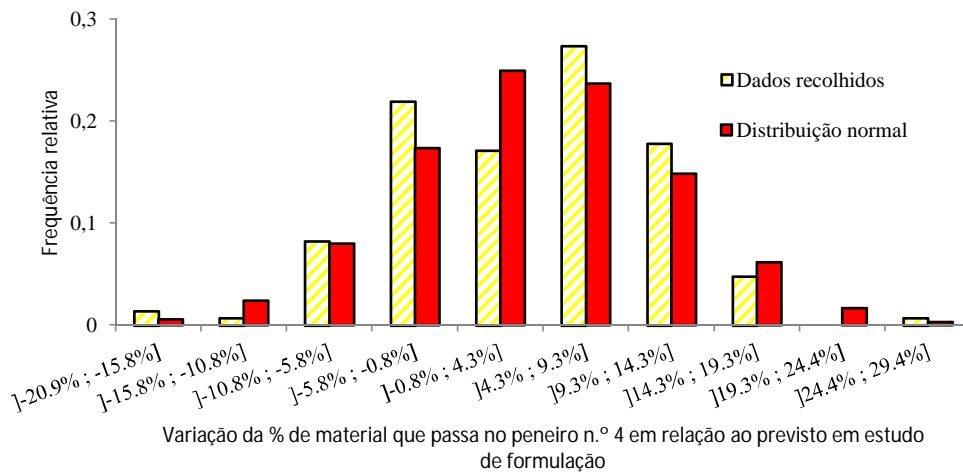
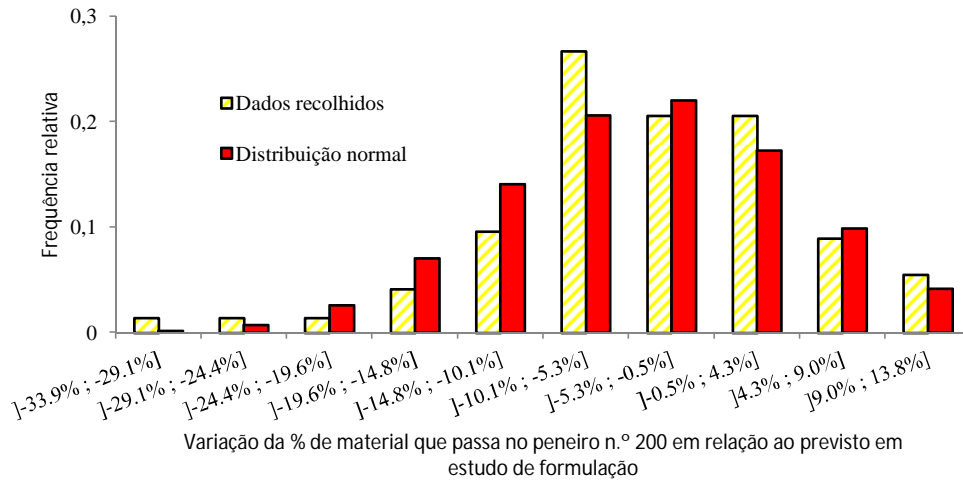


Figura 4.19 – Histogramas comparativos da frequência relativa dos dados recolhidos para a variação de material com características de desgaste, que passa nos peneiros n.º 200, 4 e 3/8'' com a distribuição normal

Realizado o teste do Qui-quadrado para os fatores granulométricos do material com características de macadame, não foram rejeitadas as hipóteses de uma distribuição:

- a) Normal com $\mu = -2,61\%$ e $\sigma = 14,34\%$, para a variação percentual de material que passa no peneiro n.º 200 em relação ao valor definido em estudo de formulação;
- b) Normal com $\mu = 1,59\%$ e $\sigma = 6,81\%$, para a variação percentual de material que passa no peneiro n.º 4 em relação ao valor definido em estudo de formulação;
- c) Weibull com $\alpha = 2,15$ e $\beta = 0,175$, para a variação percentual de material que passa no peneiro 3/8'' em relação ao valor definido em estudo de formulação;
- d) Normal com $\mu = -0,89\%$ e $\sigma = 1,56\%$, para a variação percentual de material que passa no peneiro 3/4'' em relação ao valor definido em estudo de formulação.

Refere-se ainda que, para o material de macadame, a hipótese de uma distribuição weibull com $\alpha = 3,21$ e $\beta = 0,222$, para modelar o comportamento do fator relativo ao peneiro n.º 4, também não foi rejeitada pelo teste de aderência.

A comparação entre os histogramas teóricos e amostrais é apresentada na Figura 4.20. São evidentes algumas discrepâncias, observando-se as maiores diferenças nos intervalos:

- a)]-23,0% ; -16,1%], para a variação percentual de material que passa no peneiro n.º 200 em relação ao estudo de formulação;
- b)]3,6% ; 7,2%], para a variação percentual de material que passa no peneiro n.º 4 em relação ao estudo de formulação;
- c)]2,0% ; 5,8%], para a variação percentual de material que passa no peneiro 3/8'' em relação ao estudo de formulação;
- d)]-0,47% ; 0,44%], para a variação percentual de material que passa no peneiro 3/4'' em relação ao estudo de formulação.

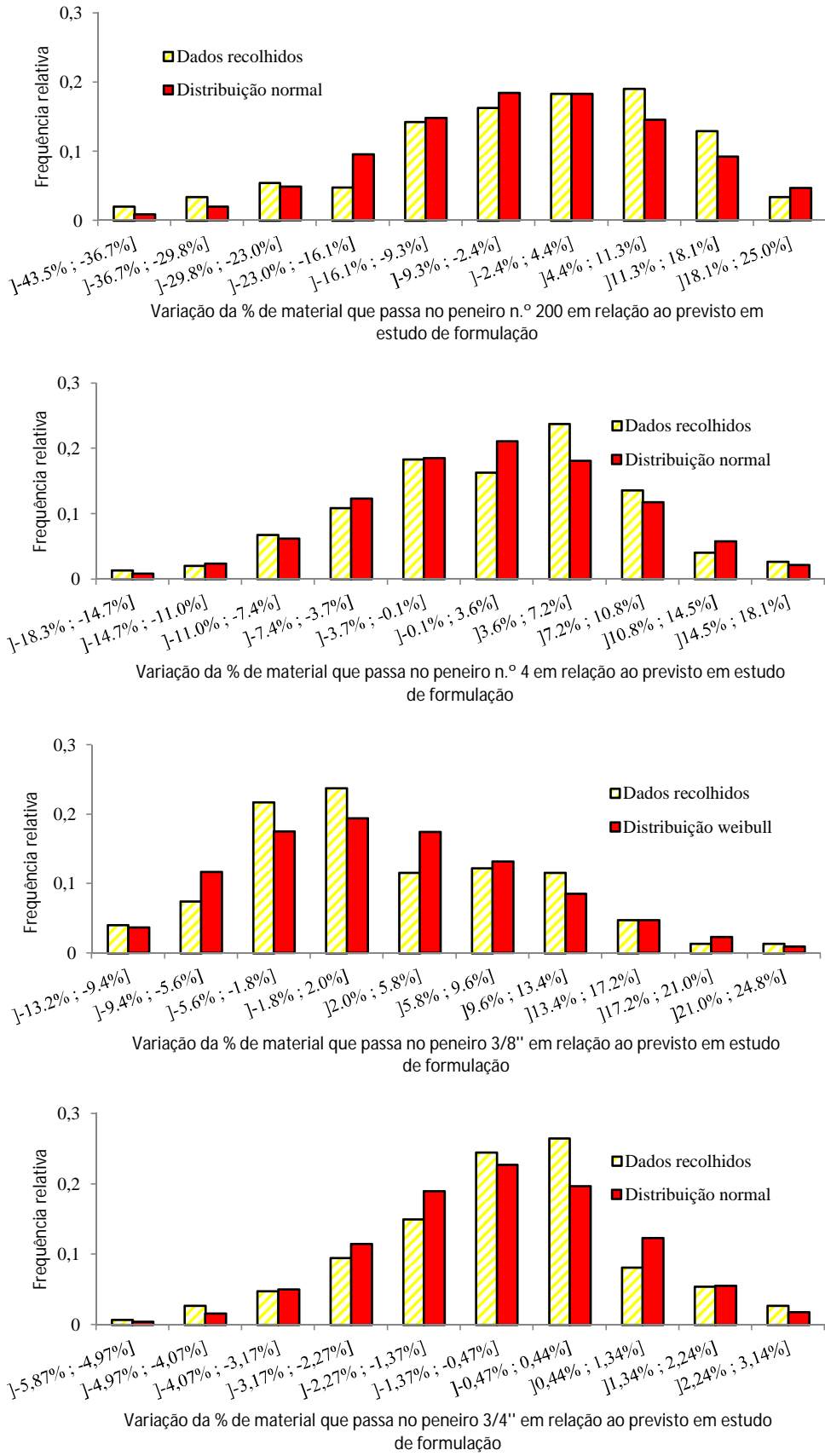


Figura 4.20 – Histogramas comparativos da frequência relativa dos dados recolhidos para a variação de material com características de macadame, que passa nos peneiros n.º 200, 4, 3/8" e 3/4" com as distribuições teóricas escolhidas

4.7. Conclusões

Nas tabelas seguintes, apresenta-se o resumo das distribuições teóricas escolhidas pelo teste do qui-quadrado para os fatores necessários à determinação da rigidez das misturas betuminosas. Uma vez que para algumas variáveis, mais que uma distribuição cumpriu com o critério de não rejeição, estas são também apresentadas sob a designação de “alternativa”.

Tabela 4.8 – Distribuições de probabilidade teóricas dos fatores necessários para a determinação do módulo de rigidez de uma mistura betuminosa com características de desgaste

	Distribuição escolhida	Distribuição alternativa
Porcentagem de betume (P_b)	$W(\alpha= 3,02; \beta= 0,139) - 10,0\%$	$N(\mu= 2,38\%; \sigma= 4,47\%)$ $B(\alpha= 2,79; \beta= 2,168; A= -10,0\%; B= 12,0\%)$
Baridade (ρ)	$N(\mu= -1,79\%; \sigma= 1,51\%)$	$W(\alpha= 3,43; \beta= 0,052) - 6,5\%$
Porosidade (n)	$n\% = -20,88 \rho\% + 0,099$	---
% de material que passa no peneiro 3/8''	$N(\mu= 1,18\%; \sigma= 5,07\%)$	$W(\alpha= 3,95; \beta= 0,197) - 16,7\%$
% de material que passa no peneiro n.º 4	$N(\mu= 3,64\%; \sigma= 7,67\%)$	---
% de material que passa no peneiro n.º 200	$N(\mu= -4,24\%; \sigma= 8,42\%)$	---

Das seis variáveis (sete para o macadame) relativas ao material com características de desgaste apresentadas na Tabela 4.8 (Tabela 4.9 para o macadame), para as quais foram associadas distribuições, quatro recaíram sobre a distribuição normal (igual valor para o material com características de macadame) e uma (duas para o macadame) sobre a weibull verificando-se desta forma uma predominância destas duas funções sobre a caracterização dos fatores em estudo.

Tabela 4.9 – Distribuições de probabilidade teóricas dos fatores necessários para a determinação do módulo de rigidez de uma mistura betuminosa com características de macadame

	Distribuição escolhida	Distribuição alternativa
Porcentagem de betume (P_b)	$N(\mu= 0,79\%; \sigma= 3,29\%)$	$W(\alpha= 3,03; \beta= 0,102) - 8,3\%$
Baridade (ρ)	$W(\alpha= 2,90; \beta= 0,034) - 4,3\%$	$N(\mu= -1,26\%; \sigma= 1,12\%)$
Porosidade (n)	$n\% = -17,53 \rho\% + 0,015$	---
% de material que passa no peneiro 3/4''	$N(\mu= -0,87\%; \sigma= 1,56\%)$	---
% de material que passa no peneiro 3/8''	$W(\alpha= 2,15; \beta= 0,175) - 13,2\%$	---
% de material que passa no peneiro n.º 4	$N(\mu= 1,59\%; \sigma= 6,81\%)$	$W(\alpha= 3,21; \beta= 0,222) - 18,3\%$
% de material que passa no peneiro n.º 200	$N(\mu= -2,61\%; \sigma= 14,34\%)$	---

Sobre as duas distribuições anteriores importa ainda referir que, excluindo a percentagem de material que passa no peneiro 3/8'' para uma mistura com características de macadame, sempre que a distribuição escolhida é a weibull, a normal surge como alternativa, ou seja, a variabilidade dos fatores em estudo pode ser associada a um grande número de agentes, cuja importância individual é negligenciável em relação à soma de todos.

Salienta-se a relação de linearidade entre a variação percentual da baridade e a porosidade, revelando os materiais com características de desgaste maior sensibilidade para alterações nestes fatores.

Relativamente à penetração dos betumes analisados, a distribuição beta limitada aos valores mínimo e máximo de classificação permitiu uma boa aproximação aos dados disponíveis, observando-se, também neste caso, a possibilidade de recorrer à distribuição normal.

Sobre a relação entre a penetração e a temperatura anel e bola, regista-se o facto de a expressão preconizada pela Shell sobrestimar os valores da temperatura anel e bola, apresentando-se uma expressão alternativa mais coerente com a informação disponível.

Tabela 4.10 – Distribuições de probabilidade teóricas para os betumes 35 / 50 e 50 / 70

	Distribuição preferida	Distribuição alternativa
Penetração do betume 35 / 50	$B(\alpha= 1,47; \beta= 3,064; A= 35; B= 50)$	$N(\mu= 40; \sigma=2,98)$ $W(\alpha= 1,68; \beta= 5,455) + 35$
Penetração do betume 50 / 70	$B(\alpha= 1,63; \beta= 2,197; A= 50; B= 70)$	$N(\mu= 59; \sigma=4,50)$

Nas tabelas seguintes (Tabela 4.11, para o desgaste e Tabela 4.12, para o macadame), apresentam-se os valores previstos, médios, máximos e mínimos determinados em função das amostras recolhidas.

Relativamente à percentagem de betume, observa-se que a variação percentual média é positiva (+2,4% no desgaste; +0,8% no macadame), assim, em média, os pavimentos apresentam um aumento da capacidade resistente à fadiga por flexão em detrimento do bom desempenho sob o ponto de vista da deformação permanente.

Tabela 4.11 – Valores previstos em estudo de formulação, médios, máximos e mínimos para misturas com características de desgaste

	Valores absolutos				% de variação em relação ao previsto		
	Previsto	Médio	Máximo	Mínimo	Média	Máximo	Mínimo
Percentagem de betume	5,1%	5,2%	5,7%	4,6%	2,4	12,0	-10,0
Baridade	2,36 g/cm ³	2,32 g/cm ³	2,41 g/cm ³	2,21 g/cm ³	-1,8	2,1	-6,5
Porosidade	4,3%	6,3%	10,5%	2,8%	47,3	145,0	-34,8
% de material que passa no peneiro 3/8''	70,6%	71,4%	82,2%	58,8%	1,2	16,2	-16,7
% de material que passa no peneiro n.º 4	47,7%	49,4%	62,2%	37,7%	3,6	29,4	-20,9
% de material que passa no peneiro n.º 200	6,5%	6,2%	7,4%	4,3%	-4,3	13,8	-33,9

Comparativamente com as restantes variáveis, a baridade / porosidade são aquelas que maiores diferenças apresentam em relação aos valores previstos em estudo e formulação, sendo certo que a redução média da baridade e o consequente aumento da porosidade em nada beneficiam o desempenho do pavimento.

Tabela 4.12 – Valores previstos em estudo de formulação, médios, máximos e mínimos para misturas com características de macadame

	Valores absolutos				% de variação em relação ao previsto		
	Previsto	Médio	Máximo	Mínimo	Média	Máximo	Mínimo
Percentagem de betume	4,6%	4,6%	5,0%	4,2%	0,8	9,6	-8,3
Baridade	2,36 g/cm ³	2,33 g/cm ³	2,41 g/cm ³	2,26 g/cm ³	-1,3	2,2	-4,3
Porosidade	4,8%	5,9%	3,1%	8,5%	23,6	76,2	-36,4
% de material que passa no peneiro 3/4''	97,7%	96,9%	100,0%	92,0%	-0,9	3,1	-5,9
% de material que passa no peneiro 3/8''	62,6%	64,5%	89,0%	54,3%	3,0	41,0	-13,2
% de material que passa no peneiro n.º 4	45,8%	46,4%	54,2%	32,5%	1,4	18,1	-28,9
% de material que passa no peneiro n.º 200	5,3%	5,3%	6,6%	3,0%	-0,5	25,0	-43,4

Na Tabela 4.13, apresenta-se a comparação dos valores médios obtidos com as especificações do caderno de encargos (CE). Uma vez que as obras em causa foram executadas antes de 2009 (data da revisão do CE das Estradas de Portugal, SA), para além das condições impostas no atual CE das Estradas de Portugal, apresentam-se ainda os valores definidos na versão anterior.

Os macadames das nove obras observadas enquadram-se no fuso A do antigo CE equivalente ao atual AC20 (MB). As camadas de desgaste são equivalentes à atual designação AC14 (BB).

A mudança dos peneiros para a caracterização dos agregados que se operou na versão de 2009 do CE leva a que não seja possível uma associação direta entre os peneiros utilizados no presente estudo (3/4'', 3/8'', n.º 4 e n.º 200) com a configuração preconizada atualmente. Desta forma, optou-se por aproximar os peneiros utilizados ao diâmetro mais próximo do atual CE, sendo o valor escolhido o indicado na tabela.

Comparando os valores médios obtidos para as propriedades inscritas na Tabela 4.13, constata-se que, excluindo a porosidade de uma mistura betuminosa com características de desgaste, todas as restantes variáveis se enquadram dentro dos limites definidos no CE (atual e antigo).

Tabela 4.13 – Comparação dos valores médios dos fatores em estudo com as condições impostas no CE.

	Desgaste			Macadame		
	Valor médio	CE Antigo	CE Atual	Valor médio	CE Antigo	CE Atual
Percentagem de betume [%]	5,2	3,3 – 7,3 ⁽¹⁾	> 4,0	4,6	2,0 – 7,3 ⁽¹⁾	> 3,5
Porosidade [%]	6,3	4,0 – 6,0	3,0 – 5,0	5,9	4,0 – 6,0	3,0 – 6,0
% de material que passa no peneiro ¾'' (novo CE: 20mm)	100	100	100	96,9	95 – 100	90 - 100
% de material que passa no peneiro 3/8'' (novo CE: 12,5mm)	71,4	66 – 76	67 – 77	64,5	51 – 71	57 – 86
% de material que passa no peneiro n.º 4 (novo CE: 4mm)	49,4	43 – 55	40 – 52	46,4	36 – 51	34 – 49
% de material que passa no peneiro n.º 200 (novo CE: 0,063mm)	6,2	5 – 9	5 - 8	5,3	2 - 8	2 – 7

⁽¹⁾ Valores obtidos com base da relação filler / betume que deve ficar compreendida entre 1,1 e 1,5

Observando os valores limite de variação (mínimo e máximo) obtidos na fase de caracterização probabilística dos fatores em apreço com os limites permitidos pelo CE, constata-se o seguinte:

- Para o material com características de desgaste, apenas as oscilações da percentagem de betume se enquadram dentro dos limites definidos no CE (atual e antigo);
- Para o material de macadame, para além da percentagem de betume, também a variabilidade do material retido nos peneiros $\frac{3}{4}$ " e 200 se enquadram nas balizas impostas pelo CE (atual e antigo).

Sobre a penetração do betume, observa-se a quase centralidade dos valores médios em relação ao núcleo dos limites de classificação do betume. Salienta-se, mais uma vez, a completa ausência de dados amostrais fora dos limites de classificação do betume.

Tabela 4.14 – Valores médios, máximos e mínimos para as propriedades do betume

	Betume 35 / 50			Betume 50 / 70		
	Média	Máximo	Mínimo	Média	Máximo	Mínimo
Penetração a 25°C [$\times 10^{-1}$ mm]	40	35	50	59	50	70
Temperatura anel e bola [°C]	51,2	53,6	50,0	47,6	49,6	46,2
Viscosidade a 135°C [cPoise]	539,4	593,0	499,0	414,9	477,0	384,0

Comparando os valores apresentados com as condições definidas no CE (Tabela 4.15), observa-se que, quer os valores médios quer os limites de variação, se enquadram dentro dos limites impostos.

Tabela 4.15 – Comparação dos valores médios os betumes analisados com as condições impostas no CE

	35 / 50		50 / 70	
	Valor médio	CE	Valor médio	CE
Penetração a 25°C [0,1 mm]	40	35 - 50	59	50 - 70
Temperatura anel e bola [°C]	51,2	50 - 58	47,6	46 - 54
Viscosidade a 135°C [cSt]	539,4	≥ 370	414,9	≥ 295

5. AVALIAÇÃO E HIERARQUIZAÇÃO DOS FATORES NECESSÁRIOS À DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ DA MISTURA BETUMINOSA

Caracterizados probabilisticamente os fatores preponderantes para a determinação do módulo de rigidez de uma mistura betuminosa, importa agora avaliar o seu peso e valia. Para este efeito foi definida a seguinte abordagem:

1. Uma vez que o módulo de rigidez varia com a temperatura e a velocidade, de forma a permitir a avaliação da sua influência sobre os fatores a estudar, foram-lhe atribuídos diferentes valores. Desta forma, as variáveis a analisar são avaliadas em diferentes combinações de velocidade e temperatura;
2. Para cada combinação de velocidade e temperatura, utilizando os diferentes modelos apresentados no âmbito deste trabalho, foram calculados módulos de rigidez para a mistura betuminosa. Nesta fase, a quantificação das variáveis necessárias aos modelos, é feita recorrendo aos valores previstos no estudo de formulação. Os módulos de rigidez assim obtidos são a referência para a avaliação da importância e influência dos fatores em estudo;
3. A cada um dos fatores em análise e de forma independente, foram impostas variações, determinando-se de seguida o seu efeito sobre a rigidez da mistura. Este efeito é traduzido numa percentagem de variação em relação ao valor de referência obtido na etapa anterior.

As variações impostas às variáveis em estudo advêm dos resultados obtidos na fase de caracterização probabilística. Para além das variações extremas (máximo e mínimo), com as quais se pretende avaliar a influência de cada fator, são também impostas alterações equivalentes ao 15º e 85º percentil.

Recorrendo ao 15º e 85º percentil pretendem impor-se variações comparáveis e igualmente definidas ao longo da distribuição de probabilidade amostral. Estas variações, para além de permitirem a definição de patamares para o módulo de rigidez com probabilidade de ocorrência de 85%, possibilitam ainda a definição de um intervalo de confiança a 70%.

A quantificação do módulo de rigidez é efetuada recorrendo às expressões propostas pela Shell, Universidade de Nottingham, Asphalt Institute, modelo Witczak de 1999 e modelo Hirsch, pretendendo-se por esta via, comparar a importância dos fatores, segundo os diferentes métodos.

A necessidade de se obter o ângulo de fase do betume para o modelo Witczak 2006, obriga à utilização de expressões adicionais cujos parâmetros seriam fornecidos por resultados determinados

por modelos anteriores, ou seja, ao erro associado ao modelo para obter o ângulo de fase associar-se-ia a possível incerteza inerente ao cálculo dos parâmetros necessários. Por esta razão não se considera o modelo Witczak 2006 no âmbito do presente estudo.

A expressão proposta por Ullidtz (1979), para determinar o módulo de rigidez do betume, é utilizada para os modelos da Shell e da Universidade de Nottingham e ainda para estimar o módulo de distorção necessário para o método Hirsch. Para este efeito considera-se uma redução de 0,65 sobre o valor da penetração e recorre-se à expressão 4.26 para determinar a temperatura anel e bola.

A viscosidade dinâmica a 70°F necessário para o modelo do Asphalt Institute é obtida pela expressão 2.59;

A relação A VTS necessária para o modelo Witczak 1999 é obtida por regressão linear tendo por base a viscosidade obtida em três temperaturas diferente: 25°C, T_{ab} e 135°C. Partindo da penetração a 25°C recorre-se às expressões determinadas no âmbito deste trabalho para se obter a temperatura anel e bola e a viscosidade cinemática a 135°C. Com base na relação A VTS obtida anteriormente e recorrendo à expressão 2.90 (com Code= 0), obtém-se a nova relação $A_{t=0}$ VTS_{t=0}, considerando-se assim o efeito da produção da mistura.

Partindo das temperaturas médias mensais no distrito de Bragança (Instituto de Meteorologia, 2012) apresentadas na Tabela 5.1 e recorrendo ao método da Shell obtém-se uma temperatura média anual ponderada de 14,4°C.

Tabela 5.1 – Temperaturas médias mensais no distrito de Bragança

Mês	Temperatura média mensal [°C]
Janeiro	4,4
Fevereiro	6,2
Março	8,6
Abril	10,2
Mai	13,4
Junho	17,9
Julho	21,3
Agosto	21,1
Setembro	18,1
Outubro	12,8
Novembro	8,2
Dezembro	5,5

Para a temperatura indicada e espessuras de material betuminoso de 5, 10, 20 e 40 cm, utilizando o mesmo método, determinam-se temperaturas de serviço de 22,4°C, 22,0°C, 21,1°C e 20°C, respetivamente. Neste sentido, incluindo a totalidade dos valores indicados e salvaguardando eventuais desvios, o estudo da variabilidade do módulo de rigidez das misturas em função dos diferentes fatores identificados é feito para temperaturas de serviço 18°C, 20°C, 22°C e 24°C.

De forma a cobrir os valores mais frequentes, efetua-se o cálculo para velocidades de 30, 40, 50 e 60 km/h.

Como referência para os parâmetros a avaliar, foram utilizados os valores previstos em estudo de formulação resultantes da caracterização probabilística efetuada que se apresentam na Tabela 5.2. Nesta tabela são ainda inscritos os valores a considerar para cada uma das variáveis no âmbito das variações a impor.

Por ser aquele que com mais frequência é aplicado na região, considera-se um betume 50/70 considerando uma penetração nominal a 25°C de 59×10^{-1} mm.

Tabela 5.2 – Valores a considerar para os fatores influenciadores do módulo de rigidez

		Previsto	Mínimo	15° Percentil	85° Percentil	Máximo
Material com características de desgaste	Porcentagem de betume [%]	5,1	4,6	5,0	5,4	5,7
	Baridade [g/cm ³]	2,36	2,21	2,29	2,36	2,41
	Porosidade [%]	4,3	2,8	4,9	7,5	10,5
	Material que passa no peneiro 3/4'' [%]	100,0	---	---	---	---
	Material que passa no peneiro 3/8'' [%]	70,6	58,8	68,1	75,7	82,2
	Material que passa no peneiro n.º 4 [%]	47,7	37,7	45,6	53,2	62,2
	Material que passa no peneiro n.º 200 [%]	6,5	4,3	5,8	6,7	7,4
	Penetração a 25°C [mmx10 ⁻¹]	59	50	53	63	70
Material com características de macadame	Porcentagem de betume [%]	4,6	4,2	4,5	4,8	5,0
	Baridade [g/cm ³]	2,36	2,26	2,30	2,36	2,41
	Porosidade [%]	4,8	3,1	4,9	7,0	8,5
	Material que passa no peneiro 3/4'' [%]	97,7	92,0	95,2	98,3	100,0
	Material que passa no peneiro 3/8'' [%]	62,6	54,3	59,7	69,7	89,0
	Material que passa no peneiro n.º 4 [%]	45,8	32,5	43,4	49,6	54,2
	Material que passa no peneiro n.º 200 [%]	5,3	3,0	4,4	6,0	6,6
	Penetração a 25°C [mmx10 ⁻¹]	59	50	53	63	70

Na Tabela 5.3, são apresentados os módulos de rigidez de referência obtidos pelos diferentes modelos analisados, tendo por base as premissas anteriores e recorrendo aos valores previstos em estudo de formulação.

Tabela 5.3 – Valores de referência para o módulo de rigidez das misturas betuminosas

Material com características de desgaste	Método da Shell				Método da Universidade de Nottingham					
		30km/h	40km/h	50km/h	60km/h		30km/h	40km/h	50km/h	60km/h
	18°	8410	8930	9340	9690	18°	8950	9490	9920	10290
	20°	7060	7500	7860	8160	20°	7530	7990	8370	8680
	22°	5820	6200	6500	6760	22°	6230	6620	6940	7210
24°	4720	5030	5280	5500	24°	5060	5390	5660	5880	
	Método do Asphalt Institute				Modelo Witczak 1999					
	30km/h	40km/h	50km/h	60km/h		30km/h	40km/h	50km/h	60km/h	
18°	6690	7180	7560	7890	18°	7190	7580	7890	8150	
20°	5730	6160	6520	6820	20°	6330	6690	6980	7220	
22°	4880	5260	5580	5850	22°	5550	5890	6160	6380	
24°	4130	4470	4750	5000	24°	4860	5170	5420	5630	
	Modelo Hirsch									
	30km/h	40km/h	50km/h	60km/h						
18°	8770	9130	9410	9640						
20°	7660	7990	8250	8470						
22°	6550	6850	7090	7290						
24°	5480	5750	5960	6140						

Material com características de macadame	Método da Shell				Método da Universidade de Nottingham					
		30km/h	40km/h	50km/h	60km/h		30km/h	40km/h	50km/h	60km/h
	18°	9520	10080	10540	10920	18°	10070	10650	11130	11530
	20°	8030	8510	8910	9240	20°	8510	9020	9430	9780
	22°	6660	7080	7410	7700	22°	7080	7520	7870	8170
24°	5430	5780	6060	6300	24°	5790	6150	6450	6700	
	Método do Asphalt Institute				Modelo Witczak 1999					
	30km/h	40km/h	50km/h	60km/h		30km/h	40km/h	50km/h	60km/h	
18°	6580	7040	7410	7710	18°	7460	7870	8190	8460	
20°	5680	6090	6430	6720	20°	6560	6940	7240	7490	
22°	4870	5240	5550	5810	22°	5750	6100	6380	6610	
24°	4160	4490	4760	5000	24°	5030	5350	5610	5820	
	Modelo Hirsch									
	30km/h	40km/h	50km/h	60km/h						
18°	8770	9130	9410	9640						
20°	7650	7980	8240	8460						
22°	6540	6840	7080	7290						
24°	5470	5740	5950	6130						

Comparando os valores obtidos, observa-se que as maiores diferenças entre os diferentes métodos utilizados são obtidas a temperaturas mais baixas. Com o aumento da temperatura de serviço verifica-se uma aproximação dos resultados.

Independentemente do material analisado, para o mesmo par de valores de temperatura e velocidade, o modelo preconizado pelo Asphalt Institute é o que apresenta valores mais conservadores.

Para temperaturas baixas o modelo da Universidade de Nottingham é aquele que apresenta valores mais elevados. A temperaturas mais altas o modelo Hirsch é o que mais valoriza o módulo de rigidez.

Embora os valores do método da Universidade de Nottingham sejam sempre superiores, observa-se alguma proximidade entre os resultados obtidos por este método e pelos modelos da Shell e Hirsch. O mesmo se observa em relação aos métodos do Asphalt Institute e Witczak de 1999.

Como facilmente se observa, todos os modelos preveem o aumento do módulo de rigidez com a diminuição da temperatura e o aumento da velocidade. A reologia do material em estudo não permitiria outro tipo de comportamento.

Os métodos da Shell e da Universidade de Nottingham são os mais sensíveis às variações de temperatura. Como se pode constatar, para a mesma velocidade, as maiores diferenças entre os módulos determinados a 18 e a 24°C são obtidas pelos modelos referidos, registando-se os valores mais baixos nos modelos Witczak de 1999 e Asphalt Institute. Neste âmbito o modelo Hirsch assume uma posição intermédia.

Mantendo a temperatura constante, os modelos da Universidade de Nottingham e da Shell são também os mais sensíveis à variação da velocidade. Segue-se o modelo do Asphalt Institute e Witczak de 1999, sendo o Hirsch o menos sensível a esta variável.

Analisando o comportamento conjunto da temperatura e velocidade, observa-se que o aumento da temperatura diminui a sensibilidade dos modelos à velocidade. A título de exemplo, recorrendo ao método da Shell, para uma temperatura de 18°C e um material com características de desgaste, aumentando a velocidade de 30 para 60 km/h o módulo de rigidez sofre um aumento de 1280 MPa. Para uma temperatura de 24°C o valor anterior é de apenas 780 MPa.

De igual forma, observa-se ainda que a sensibilidade dos modelos às variações da temperatura diminui com a redução da velocidade. A rigidez de um material com características de macadame à velocidade de 60 km/h diminui 2640 MPa, (de 8460 para 5820) quando a temperatura sobe

de 18 para 24°C e se utiliza o modelo Witzak de 1999. Nas condições anteriores, para uma velocidade 30 km/h, a redução é de 2430 MPa (de 7460 para 5030).

5.1. Caracterização da variação do módulo de rigidez

Os resultados obtidos, para cada variação imposta aos fatores em estudo, são apresentados de forma detalhada no Anexo F.

Embora os dados recolhidos em obras realizadas no distrito de Bragança sejam a base do presente estudo, pretende-se que as conclusões sejam mais vocacionadas para a fase de projeto possibilitando escolhas mais assertivas e com possibilidade de avaliar o risco e a incerteza que lhe são inerentes.

Sendo a determinação do módulo de rigidez de uma mistura betuminosa um aspeto fundamental para o dimensionamento de um pavimento, é importante que a sua avaliação seja feita com dados realistas que garantam diferenças mínimas para um cenário de obra e de plena operação da via. Assim, em fase de projeto, é importante quantificar os fatores envolvidos na determinação da rigidez da mistura betuminosa, conhecer a sua importância e ainda, a forma como a influenciam.

No contexto anterior, a importância de cada uma das variáveis analisadas é feita tendo por base o seu efeito sobre o módulo de rigidez da mistura, considerando uma probabilidade de ocorrência de 85%. Um fator será tanto mais importante quanto maior for a variação provocada na rigidez da mistura, para a probabilidade indicada. Se o aumento de certo fator eleva a rigidez da mistura, a sua importância é avaliada em função da variação obtida para o 15º percentil. Em situação contrária, recorre-se ao 85º percentil.

Para a apreciação da influência recorre-se naturalmente aos resultados obtidos com as variações extremas impostas, complementados pelo intervalo de confiança de 70% que se obtém recorrendo aos 15º e 85º percentil.

Embora realizadas de forma independente, as duas abordagens apresentadas são complementares. Enquanto um fator considerado importante pode não ser influente, uma variável influente é necessariamente importante.

Analisando os valores obtidos ao nível da influência da temperatura e velocidade sobre as variáveis em estudo, importa salientar:

- Utilizando o método da Shell e da Universidade de Nottingham, observa-se que aumentando a temperatura, aumenta a influência da variação da percentagem de betume, baridade e penetração nominal do betume a 25°C. Do ponto de vista da velocidade não se observa qualquer tendência;
- Recorrendo ao método do Asphalt Institute, apenas a percentagem de betume é influenciada pela temperatura. Incrementando a temperatura, cresce a influência da percentagem de betume sobre a rigidez da mistura betuminosa;
- Pelo modelo Hirsch, o efeito da penetração nominal do betume a 25°C é influenciado pela temperatura e velocidade. Assim, aumentando a temperatura ou a velocidade, intensifica-se a influência deste fator sobre a rigidez da mistura betuminosa. Esta intensificação é mais expressiva, quando se observa a temperatura;
- A influência dos fatores necessários ao modelo Witczak de 1999, não é afetada por variações de velocidade ou temperatura.

Embora se tenham observado as tendências atrás explicitadas, velocidade e temperatura não afetam de forma relevante o desempenho dos fatores analisados. De facto, constata-se que a maior diferença entre as variações percentuais do módulo de rigidez, fazendo variar um dos parâmetros em causa, é de apenas 5,6%. Este valor é obtido utilizando o método da Universidade de Nottingham, considerando um material de macadame e observando a variação máxima da baridade para uma velocidade de 60 km/h. Nesta situação, a variação do módulo de rigidez da mistura varia de 32,8% a uma temperatura de 18°C para 38,4% a 24°C (Tabela F 4 do anexo F).

Face ao exposto no âmbito do estudo realizado, para as análises individuais que seguidamente se apresentam, utilizaram-se os valores médios das variações percentuais do módulo de rigidez, determinadas com as diferentes combinações de velocidade e temperatura.

5.1.1. Método da Shell

Utilizando a expressão preconizada pela Shell, na Tabela 5.4, apresenta-se a variação percentual do módulo de rigidez, em função das variações impostas à percentagem de betume, baridade e penetração nominal do betume a 25°C.

Tabela 5.4 – Avaliação dos fatores influenciadores do módulo de rigidez de acordo com o método da Shell

		Desgaste			Macadame		
		Variação média de E*	Amplitude		Variação média de E*	Amplitude	
P _b	Mínimo	25,2%			20,7%		
	15° Percentil	4,4%	16,2%	46,9%	4,7%	13,2%	36,7%
	85° Percentil	-11,8%			-8,5%		
	Máximo	-21,7%			-16,0%		
ρ	Mínimo	-53,8%			-40,6%		
	15° Percentil	-32,4%	22,5%	80,4%	-33,2%	31,3%	74,8%
	85° Percentil	-9,9%			-1,9%		
	Máximo	26,5%			34,2%		
P ₂₅	Mínimo	14,4%			13,9%		
	15° Percentil	9,2%	14,6%	28,2%	8,9%	14,3%	27,4%
	85° Percentil	-5,4%			-5,3%		
	Máximo	-13,8%			-13,5%		

P_b – Percentagem de betume; ρ - Baridade; P₂₅ – Penetração nominal do betume a 25°C.

Para uma probabilidade de ocorrência de 85%, qualquer que seja o tipo de material analisado, verifica-se que as maiores perdas de rigidez da mistura betuminosa são causadas pela baridade / porosidade, seguindo-se a percentagem de betume e por último a penetração a 25°C. Neste âmbito, importa referir, que sendo a redução da baridade prejudicial ao módulo de rigidez, o valor a considerar para a análise anterior é o 15° percentil.

É ainda importante salientar os baixos valores obtidos com a variação da penetração sobre o módulo de rigidez. Como se observa, para o 85° percentil, os valores inscritos na tabela são -5,4% e -5,3% para o material de desgaste e de macadame, respetivamente.

Analisando a amplitude dos resultados para as variações extremas, mantendo-se a ordenação anteriormente apresentada, salientam-se os elevadíssimos valores obtidos com a variação da baridade.

Ao nível do intervalo de confiança de 70%, é interessante verificar que a distância entre a percentagem de betume e a penetração a 25°C, observada nas análises anteriores é fortemente

encurtada, registrando-se inclusivamente que, para o macadame, a amplitude obtida ao nível da penetração (14,3%) é superior ao registo obtido, para a percentagem de betume (13,2%).

5.1.2. Modelo da Universidade de Nottingham

Na Tabela 5.5 apresentam-se os resultados obtidos, recorrendo ao modelo da Universidade de Nottingham, para avaliar o efeito da percentagem de betume, baridade e penetração 25°C, sobre as misturas betuminosas.

Sendo evidente a proximidade dos resultados inscritos na Tabela 5.5 aos valores obtidos com o modelo da Shell, as observações feitas para esse modelo são também aplicáveis a este.

Embora sem relevância ao nível desta análise, em termos absolutos, os valores obtidos pelo método da Shell para a percentagem de betume e penetração nominal do betume são superiores aos da Universidade de Nottingham, invertendo-se esta situação para a baridade / porosidade.

Tabela 5.5 – Avaliação dos fatores influenciadores do módulo de rigidez de acordo com o modelo da Universidade de Nottingham

		Desgaste				Macadame	
		Varição média de E*	Amplitude		Varição média de E*	Amplitude	
P _b	Mínimo	25,1%	16,2%	46,7%	20,6%	13,1%	36,5%
	15° Percentil	4,4%			4,6%		
	85° Percentil	-11,7%			-8,5%		
	Máximo	-21,6%			-15,9%		
ρ	Mínimo	-57,2%	24,5%	85,1%	-43,3%	33,4%	79,4%
	15° Percentil	-34,8%			-35,3%		
	85° Percentil	-10,4%			-1,9%		
	Máximo	27,9%			36,2%		
P ₂₅	Mínimo	14,2%	14,4%	27,8%	13,8%	14,0%	27,0%
	15° Percentil	9,1%			8,8%		
	85° Percentil	-5,4%			-5,2%		
	Máximo	-13,6%			-13,3%		

P_b – Percentagem de betume; ρ – Baridade; P₂₅ – Penetração nominal do betume a 25°C.

5.1.3. Modelo do Asphalt Institute

Os resultados da variação dos fatores envolvidos no modelo do Asphalt Institute na determinação da rigidez de uma mistura betuminosa são apresentados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Avaliação dos fatores influenciadores do módulo de rigidez de acordo com o modelo do Asphalt Institute

		Desgaste			Macadame		
		Variação média de E*	Amplitude		Variação média de E*	Amplitude	
P _b	Mínimo	9,3%	6,7%	18,9%	7,7%	5,4%	14,6%
	15º Percentil	1,7%			1,9%		
	85º Percentil	-5,0%			-3,5%		
	Máximo	-9,6%			-6,9%		
ρ	Mínimo	-35,6%	13,7%	46,2%	-22,9%	16,9%	35,5%
	15º Percentil	-18,4%			-17,7%		
	85º Percentil	-4,7%			-0,8%		
	Máximo	10,7%			12,6%		
P ₂₅	Mínimo	31,3%	26,0%	49,1%	31,4%	26,0%	49,1%
	15º Percentil	18,0%			18,0%		
	85º Percentil	-8,0%			-8,0%		
	Máximo	-17,7%			-17,7%		
P ₂₀₀	Mínimo	-9,9%	4,2%	14,3%	-10,3%	7,6%	16,7%
	15º Percentil	-3,3%			-4,2%		
	85º Percentil	1,0%			3,4%		
	Máximo	4,4%			6,4%		

P_b – Percentagem de betume; ρ - Baridade; P₂₅ – Penetração nominal do betume a 25°C; P₂₀₀ – Percentagem de material que passa no peneiro n.º 200.

Observando os valores obtidos para uma probabilidade de 85%, verifica-se que o binómio baridade / porosidade é o fator que mais reduz o módulo de rigidez da mistura (-18,4% para o desgaste e -17,7% para o macadame), seguindo-se a penetração nominal do betume a 25°C com -8,0%.

Para o material de desgaste, a percentagem de betume com -5,0% e a percentagem de material que passa no peneiro n.º 200 com uma variação de apenas -3,3%, são os fatores que menos afetam o módulo de rigidez, invertendo-se a ordem anterior para o material com características de macadame.

Tal como já se havia referido para a baridade / porosidade também para a percentagem de material que passa no peneiro n.º 200, o valor de referência para a análise anterior é o 15º percentil uma vez que a redução desta variável diminui o valor do módulo rigidez das misturas.

Comparativamente com a ordenação anteriormente apresentada, a análise dos resultados obtidos com as variações extremas, revelam que a ordem nos lugares cimeiros é invertida. Quer para o material de desgaste quer para o de macadame, a penetração a 25°C é mais influente que a baridade / porosidade.

A alteração anteriormente referida é também evidente quando se observam os resultados da amplitude para o intervalo de confiança de 70%. Neste âmbito salientam-se ainda os baixos valores obtidos com a percentagem de betume e para a quantidade de material que passa no peneiro n.º 200.

5.1.4. Modelo Witczak de 1999

Sendo este o único modelo que utiliza a totalidade das variáveis consideradas neste trabalho, os resultados que se apresentam na Tabela 5.7 traduzem o efeito individual dos fatores utilizados pelo modelo Witczak de 1999, sobre o módulo de rigidez de uma mistura betuminosa.

Para um nível de confiança de 85%, os valores inscritos na tabela colocam a baridade / porosidade como o fator mais relevante, qualquer que seja o material observado. Os restantes fatores apresentam variações pouco expressivas (de -3,6% a -0,6%) e com diferenças escassas entre eles. À semelhança da baridade e da percentagem de material que passa no peneiro n.º 200, também para o material que passa no peneiro n.º 4 a leitura para a análise anterior deve ser feita no 15º percentil uma vez que, o seu aumento reduz o módulo de rigidez da mistura.

Do ponto de vista da influência, logo após a baridade / porosidade, a percentagem de material que passa no peneiro n.º 4 é o fator mais influente, apresentando amplitudes superiores à penetração nominal do betume a 25°C, que assume o terceiro lugar.

A percentagem de material que passa no peneiro 3/8'' cuja influência é significativa no macadame (-14,1% a 3,9%) é também o quarto fator mais influente para o desgaste.

Para o material com características de desgaste, a percentagem de betume com uma amplitude de 7,8% e a percentagem de material que passa no peneiro n.º 200 com 6,0% ocupam os últimos lugares.

No macadame, o último lugar é ocupado pela percentagem de betume (amplitude de 6,3%), antecedida da percentagem de material que passa nos peneiro 3/4" e n.º 200, com amplitudes de 8,2% e 10,0%, respetivamente.

Tabela 5.7 – Avaliação dos fatores influenciadores do módulo de rigidez de acordo com o modelo Witczak de 1999

		Desgaste		Macadame			
		Variação média de E*	Amplitude	Variação média de E*	Amplitude		
P _b	Mínimo	3,9%	2,7%	7,8%	3,1%	2,6%	6,3%
	15º Percentil	0,7%			0,9%		
	85º Percentil	-2,0%			-1,7%		
	Máximo	-3,9%			-3,2%		
ρ	Mínimo	-34,4%	13,0%	40,1%	-20,4%	14,2%	26,8%
	15º Percentil	-16,1%			-14,8%		
	85º Percentil	-3,1%			-0,5%		
	Máximo	5,6%			6,4%		
P ₂₅	Mínimo	11,8%	10,5%	19,5%	11,9%	10,7%	19,7%
	15º Percentil	7,8%			7,9%		
	85º Percentil	-2,7%			-2,8%		
	Máximo	-7,7%			-7,8%		
P ₂₀₀	Mínimo	-5,1%	1,5%	6,0%	-7,5%	4,0%	10,0%
	15º Percentil	-1,2%			-2,5%		
	85º Percentil	0,3%			1,5%		
	Máximo	1,0%			2,5%		
P ₄	Mínimo	-9,9%	8,0%	26,1%	-12,9%	6,5%	22,0%
	15º Percentil	-2,2%			-2,4%		
	85º Percentil	5,9%			4,0%		
	Máximo	16,3%			9,1%		
P ₃₈	Mínimo	6,2%	3,8%	12,7%	3,9%	5,0%	18,1%
	15º Percentil	1,4%			1,4%		
	85º Percentil	-2,5%			-3,6%		
	Máximo	-6,5%			-14,1%		
P ₃₄	Mínimo	---			5,9%	3,1%	8,2%
	15º Percentil	---			2,5%		
	85º Percentil	---			-0,6%		
	Máximo	---			-2,3%		

P_b – Percentagem de betume; ρ - Baridade; P₂₅ – Penetração nominal do betume a 25°C; P₂₀₀, P₄, P₃₈ e P₃₄ – Percentagem de material que passa nos peneiros n.º 200, n.º 4, 3/8" e 3/4", respetivamente.

Analisando a amplitude dos intervalos obtidos para o intervalo de confiança de 70%, a baridade / porosidade mantém-se como fator mais importante, verificando-se agora que a penetração nominal a 25°C é a segunda variável mais relevante, seguindo-se a percentagem de material que passa no peneiro n.º 4. Os valores obtidos para os restantes fatores são pouco expressivos.

5.1.5. Modelo Hirsch

A avaliação dos fatores utilizados pelo modelo Hirsch é apresentada na Tabela 5.8. Como facilmente se observa, a baridade / porosidade é o fator mais relevante segundo este modelo, segue-se a penetração a 25°C e em último lugar a percentagem de betume. Esta ordenação não sofre alterações quer se analisem os resultados para uma probabilidade de ocorrência de 85%, quer se observem sob o ponto de vista da influência.

Tabela 5.8 – Avaliação dos fatores influenciadores do módulo de rigidez de acordo com o modelo do Hirsch

		Desgaste			Macadame		
		Variação média de E*	Amplitude		Variação média de E*	Amplitude	
P _b	Mínimo	3,2%	2,6%	7,0%	2,4%	1,8%	4,8%
	15º Percentil	0,6%			0,6%		
	85º Percentil	-1,9%			-1,2%		
	Máximo	-3,7%			-2,4%		
ρ	Mínimo	-29,2%	12,6%	38,5%	-19,7%	14,4%	30,9%
	15º Percentil	-16,2%			-15,0%		
	85º Percentil	-3,7%			-0,6%		
	Máximo	9,2%			11,3%		
P ₂₅	Mínimo	11,4%	11,8%	23,0%	11,4%	11,8%	23,0%
	15º Percentil	7,4%			7,4%		
	85º Percentil	-4,5%			-4,5%		
	Máximo	-11,6%			-11,6%		

P_b – Percentagem de betume; ρ - Baridade; P₂₅ – Penetração nominal do betume a 25°C.

Sobre os resultados registados para uma probabilidade de ocorrência de 85% anotam-se os baixos valores obtidos para a percentagem de betume e para a penetração a 25°C. Como se observa, para estes fatores a variação percentual do módulo de rigidez varia entre -4,5% e -1,2%.

Ao nível da influência dos fatores em causa, salientam-se os baixos valores obtidos para a percentagem de betume. Embora a amplitude dos resultados atinja os 7,0% para o material com características de desgaste, as variações extremas impostas a esta variável não produzem alterações superiores a 4,0%.

Observando as amplitudes dos resultados obtidos no intervalo de confiança de 70%, registam-se mais uma vez os baixos valores obtidos pela percentagem de betume. Constata-se ainda uma aproximação dos valores obtidos na penetração a 25°C aos da baridade / porosidade. Esta aproximação é mais evidente no material com características de desgaste.

5.2. Conclusões

Do ponto de vista formal, para as conclusões que seguidamente se apresentam e no âmbito deste estudo, considera-se que um fator é importante se da sua variação para uma probabilidade de ocorrência de 85%, resultar uma alteração do módulo de rigidez superior a 5%. Considera-se influente se a amplitude dos resultados obtidos para as variações extremas for superior a 20% e / ou se ao nível do intervalo de confiança de 70% for superior a 10%.

Dos resultados apresentados:

1. A velocidade de circulação e a temperatura de serviço são parâmetros fundamentais para a definição do módulo de rigidez de uma mistura betuminosa. No entanto, a sua variação não afeta os fatores avaliados;
2. Definida a temperatura e a velocidade de circulação, a baridade / porosidade é o fator mais importante e influente sobre o módulo de rigidez de uma mistura;
3. Os modelos da Shell e da Universidade de Nottingham, apresentam valores muito semelhantes. Recorrendo a estes modelos, baridade / porosidade, percentagem de betume e penetração a 25°C, são fatores importantes e influentes, sendo esse o seu escalonamento por ordem de relevância;
4. Pelo modelo preconizado pelo Asphalt Institute, a percentagem de betume e a quantidade de filler não são fatores importantes nem influentes. Para este modelo, embora a baridade / porosidade seja a variável mais importante, a penetração a 25°C é a mais influente;

5. Recorrendo ao modelo Hirsch, a hierarquização dos fatores estudados também não sofre alterações com as variações impostas e material analisado. Para este modelo, depois da baridade, seguem-se a penetração a 25°C e a percentagem de betume, que não é considerada importante nem influente. A penetração a 25°C, sendo influente é necessariamente importante;
6. Analisando os resultados obtidos com o modelo Witczak de 1999, a baridade / porosidade é o fator mais importante e influente. A percentagem de material que passa no peneiro n.º 4 e a penetração a 25°C sendo influentes, são necessariamente importantes.
7. Observando a posição dos três fatores comuns a todos os modelos nas hierarquizações realizadas, verifica-se que enquanto para os modelos da Shell e da Universidade de Nottingham a percentagem de betume é considerada importante e influente, para os restantes modelos, o seu papel é desvalorizado, não se considerando relevante.

6. CARACTERIZAÇÃO E HIERARQUIZAÇÃO DOS PARÂMETROS ASSOCIADOS À VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DE UM PAVIMENTO

Tal como já havia sido referido, dos três parâmetros que condicionam a verificação estrutural de um pavimento, ao nível das camadas betuminosas, apenas dois são considerados independentes. Definida a espessura da camada e estimado o módulo de rigidez da mistura a aplicar, o coeficiente de poisson pode ser obtido pela expressão 2.84 proposta no âmbito do MEPDG.

Em fase anterior do trabalho concluiu-se pela consideração da espessura como uma variável aleatória cuja caracterização passava pela identificação da função de distribuição de probabilidade associada. Conhecidos e avaliados os fatores influenciadores do módulo de rigidez de uma mistura betuminosa é agora possível caracterizar a sua variabilidade.

Apresenta-se neste capítulo a caracterização estocástica dos parâmetros referidos, avaliando-se ainda a sua importância e influência no contexto do dimensionamento de um pavimento flexível.

6.1. Caracterização da espessura das camadas betuminosas

À semelhança das outras variáveis aleatórias, a caracterização da espessura realiza-se recorrendo a dados recolhidos em obras realizadas no distrito de Bragança, adotando-se também o procedimento de converter todas as medições em percentagens de variação em relação ao valor previsto em projeto. Tal como para os outros fatores caracterizados estatisticamente, também neste caso, se remetem para anexo (Anexo E) as estatísticas individuais determinadas para cada uma das obras e os procedimentos do teste de aderência.

Das oito obras onde foram recolhidos dados relativos à espessura da camada de desgaste sete preveem uma espessura de 5 cm e um de 6 cm.

Para o macadame os dados recolhidos em seis obras são relativos a camadas de base variando as espessuras previstas em projeto entre os 7 e os 10 cm.

Na Tabela 6.1, apresentam-se as estatísticas determinadas para as camadas em estudo, considerando a variação das observações em relação ao valor previsto em projeto.

Tabela 6.1 – Estatísticas para a variação da espessura em relação em valor previsto em projeto

	Desgaste	Macadame
N.º de observações	299	360
Média	1,58%	-4,69%
Mediana	2,00%	-6,00%
Moda	0,00%	0,00%
Desvio padrão	7,96%	11,27%
Coefficiente de variação	5,03	-2,40
Máximo	26,00%	43,75%
Mínimo	-32,00%	-31,43%
Amplitude	58,00%	75,18%
85º Percentil (P85)	10,00%	5,00%
15º Percentil (P15)	-6,00%	-15,00%

Observando os valores relativos à camada de desgaste é evidente que, embora a leitura mais frequente seja coincidente com o valor previsto em projeto, o valor médio da espessura será superior ao definido.

Relativamente à camada de macadame, o valor determinado para a moda revela que também neste caso, a espessura mais frequente será coincidente com o valor previsto em projeto. É contudo evidente que a camada terá uma altura média inferior ao previsto.

As diferenças entre os valores da média, moda e mediana, obtidos em ambas as camadas, apontam para distribuições assimétricas, salientando-se, contudo, que não se registam grandes dispersões de resultados. Para além dos baixos valores obtidos para o desvio padrão e para o coeficiente de variação, esta constatação é reforçada pela elevada redução da amplitude das amostras, quando não se consideram os valores acima e abaixo do 85º e 15º percentil, respetivamente.

Com os dados relativos à camada de desgaste, da realização do teste do Qui-quadrado resultou a escolha da distribuição weibull com $\alpha= 4,82$ e $\beta= 0,367$ para a caracterização desta variável. Testada a hipótese de a variável possuir uma distribuição normal com média 1,58% e desvio padrão 7,96%, constatou-se que a estatística do teste é também inferior ao valor definido como limiar de rejeição. A opção pela distribuição weibull resultou, da melhor aproximação desta distribuição aos resultados recolhidos, ou seja, menor valor para a estatística do teste.

Na Figura 6.1 constata-se a boa aproximação entre os dados recolhidos e os valores gerados pela distribuição weibull com os parâmetros indicados. Anotando-se que 90,3% dos dados recolhidos se encontram nos três intervalos centrais, o histograma evidencia mais uma vez a fraca dispersão dos dados recolhidos.

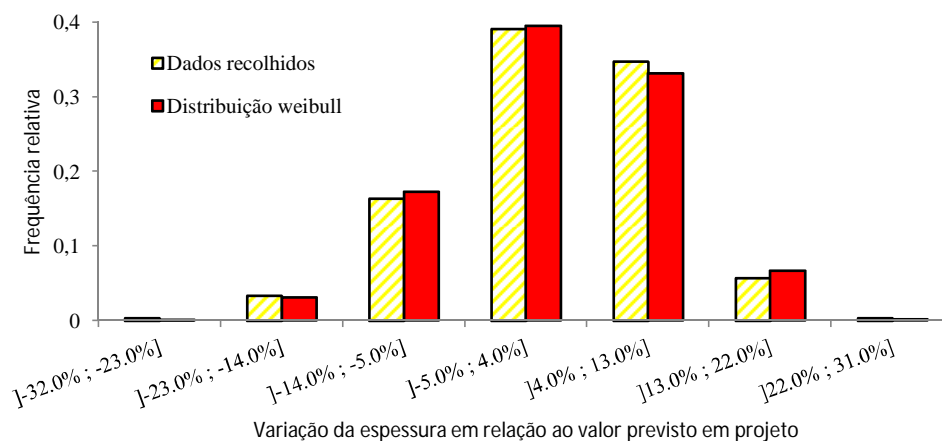


Figura 6.1 – Histograma comparativo da frequência relativa dos dados recolhidos para a variação da espessura da camada de desgaste com a distribuição $W(\alpha= 4,82; \beta= 0,367)$ -32,0%

Realizado o teste do Qui-quadrado, para os dados relativos à espessura da camada de macadame, resultou a não rejeição da hipótese da amostra seguir uma distribuição gamma com $\alpha= 5,63$ e $\beta= 0,047$.

Comparando o histograma amostral com o teórico (Figura 6.2), constata-se a boa aproximação dos dados à distribuição escolhida, sendo também evidente a assimetria da amostra.

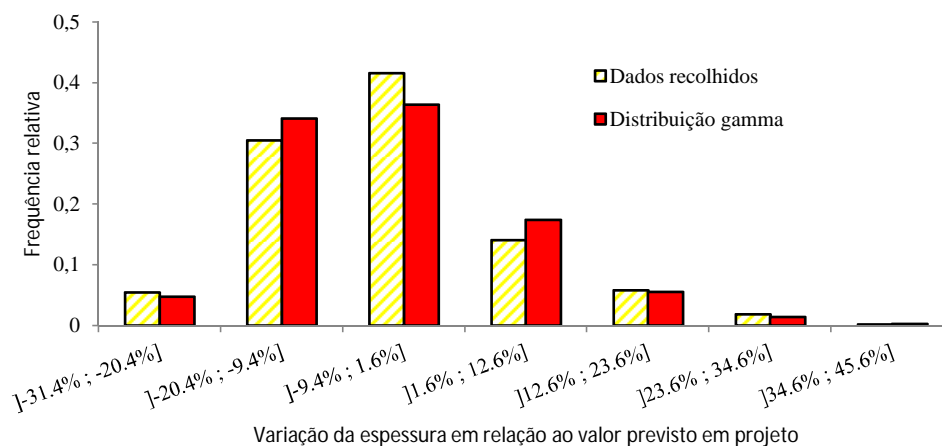


Figura 6.2 – Histograma comparativo da frequência relativa dos dados recolhidos para a variação da espessura da camada de macadame com a distribuição $G(\alpha= 5,63; \beta= 0,047)$ -31,4%

6.2. Caracterização do módulo de rigidez das misturas betuminosas

Recorrendo às expressões do método da Shell (MS), Universidade de Nottingham (UN), Asphalt Institute (AI), Witczak de 1999 (W99) e modelo Hirsch (MH), a caracterização do módulo de rigidez das misturas betuminosas foi realizada pela geração de amostras com 10 000 elementos. Para a geração das amostras foram considerados os seguintes pressupostos:

- a) A geração dos valores necessários para cada um dos fatores envolvidos foi feita utilizando as distribuições teóricas escolhidas (Tabela 4.8 para o desgaste e Tabela 4.9 para o macadame);
- b) Como referência para as variáveis necessárias foram utilizados os valores obtidos nos estudos de formulação apresentados na Tabela 4.11 para o desgaste e na Tabela 4.12 para o macadame;
- c) Utilização de um betume 50-70 com os valores de referência inscritos na Tabela 4.14;
- d) Uma temperatura de serviço de 22°C;
- e) Uma velocidade 40km/h.

Embora se tenha gerado mais que uma amostra de 10 000 elementos, os resultados que seguidamente se apresentam são relativos a um conjunto de dados, salientando-se contudo que a consideração de diferentes elementos não altera de forma relevante os resultados que se apresentam na Tabela 6.2.

Como facilmente se observa, qualquer que seja o tipo de material considerado, os valores médios determinados são sempre inferiores aos previstos. Esta diferença é particularmente elevada quando se utilizam os modelos da Shell e da Universidade de Nottingham. Recorrendo a estes métodos registam-se diferenças compreendidas entre os 2 510 e os 3 330 MPa.

Comparando ainda os valores médios com o previsto, anota-se que as menores diferenças são obtidas utilizando os modelos do Asphalt Institute e o Witczak de 1999. Como se pode constatar na tabela, as diferenças, recorrendo ao método do Asphalt Institute, são de 700 MPa para o desgaste e 730 para o macadame. Pelo modelo Witczak de 1999 os valores anteriores são 580 e 540 MPa respetivamente. Ao modelo Hirsch correspondem diferenças da ordem do 1 500 MPa.

Tabela 6.2 – Estatísticas determinadas para o módulo de rigidez de uma mistura betuminosa com características de desgaste e de macadame

	MS	UN	AI	W99	MH	
Material de desgaste	Valor previsto [MPa]	6200	6620	5260	5890	6850
	Média [MPa]	3690	3890	4560	5310	5340
	Mediana [MPa]	3580	3750	4490	5300	5320
	Moda [MPa]	3670	3380	4350	5110	5220
	Desvio padrão [MPa]	832,30	944,76	695,72	562,61	532,91
	Coef. de variação	0,232	0,252	0,155	0,106	0,100
	Máximo [MPa]	8870	9570	7560	7430	7970
	Mínimo [MPa]	1820	1720	2750	3540	3810
	Amplitude [MPa]	7050	7850	4810	3890	4160
	85° Percentil [MPa]	4500	4840	5280	5890	5900
	15° Percentil [MPa]	2880	2970	3840	4720	4800
Material de macadame	Valor previsto [MPa]	7080	7520	5240	6100	6840
	Média [MPa]	3960	4190	4510	5560	5490
	Mediana [MPa]	3880	4090	4460	5550	5470
	Moda [MPa]	3510	3930	4490	5620	5440
	Desvio padrão [MPa]	680,88	756,72	616,51	481,48	444,80
	Coef. de variação	0,175	0,185	0,138	0,087	0,081
	Máximo [MPa]	7940	9530	6990	7660	7560
	Mínimo [MPa]	2250	2240	2900	3790	4250
	Amplitude [MPa]	5690	7290	4090	3870	3310
	85° Percentil [MPa]	4650	4960	5180	6050	5950
	15° Percentil [MPa]	3270	3440	3860	5050	5020

Particularmente relevante é a amplitude de resultados obtidos. Mais uma vez os modelos da Shell e da Universidade de Nottingham são os que maiores valores apresentam, com amplitudes da ordem dos 7 000 a 8 000 MPa para o material de desgaste e 6 000 a 7 000 para o macadame. Os restantes modelos mostram valores da ordem dos 3 000 a 5 000 MPa.

Embora a amplitude de resultados seja de uma forma geral elevada, os valores do desvio padrão e coeficiente de variação, revelam amostras pouco dispersas. Esta constatação é também evidenciada quando se determina a amplitude das amostras, excluindo respetivamente, os valores acima e abaixo do 85° e 15° percentil. Como facilmente se pode determinar, nestas condições a amplitude das amostras em todos os modelos fica na ordem dos 1 000 a 2 000 MPa.

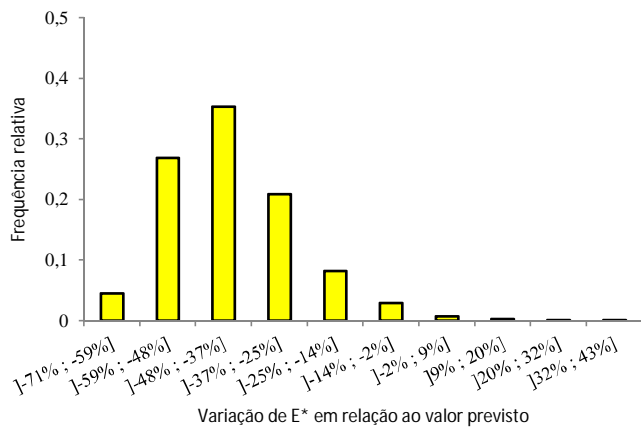
O teste do qui-quadrado, realizado sobre as amostras criadas para os diferentes modelos avaliados, não revelou aderência às funções de distribuição testadas. Sobre este aspeto importa referir que, recorrendo ao modelo Witczak de 1999, algumas das amostras geradas revelaram aderência à distribuição normal.

Considerando a percentagem de variação em relação ao valor previsto, na Figura 6.3 apresentam-se os histogramas amostrais do módulo de rigidez da camada de desgaste.

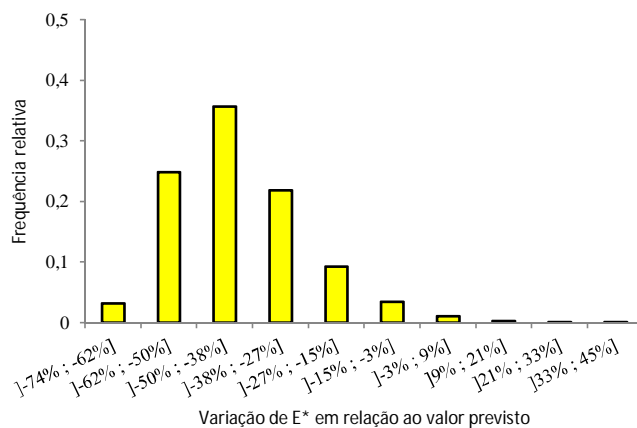
Observando o histograma relativo ao método da Shell (Figura 6.3 a)) e da Universidade de Nottingham (Figura 6.3 b)), é evidente que a elevada amplitude anteriormente constatada resulta de observações pouco frequentes entre os valores 9 e 45%.

Embora de forma menos acentuada, a constatação anterior também pode ser feita em relação aos modelos Hirsch (Figura 6.3 d)) e do Asphalt Institute (Figura 6.3 c)), verificando-se que o modelo Hirsch é aquele cuja variação positiva em relação ao valor previsto apresenta o valor mais baixo.

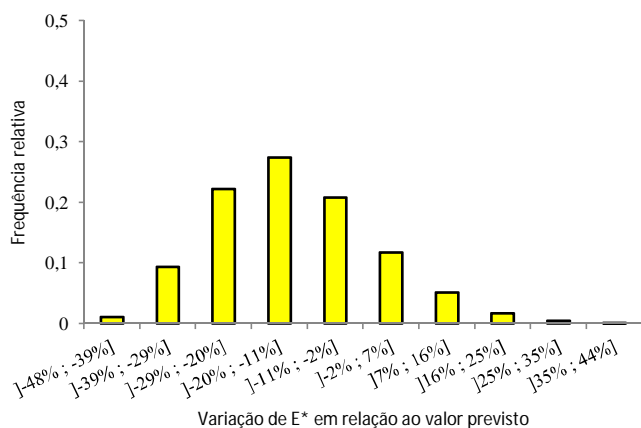
Em relação ao modelo Witczak de 1999 (Figura 6.3 e)) é evidente a simetria do histograma e a aproximação à forma de sino, típica da distribuição normal.



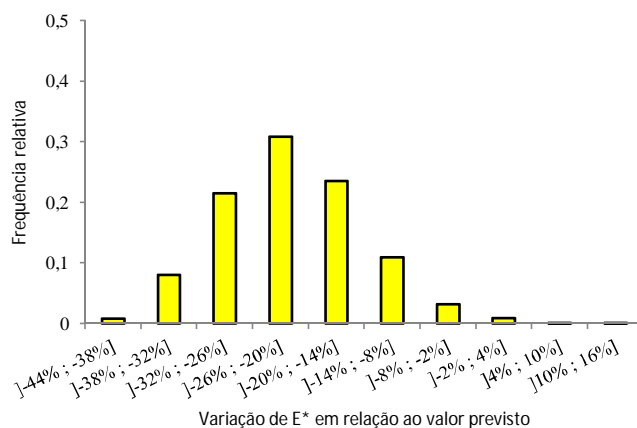
a) Método da Shell



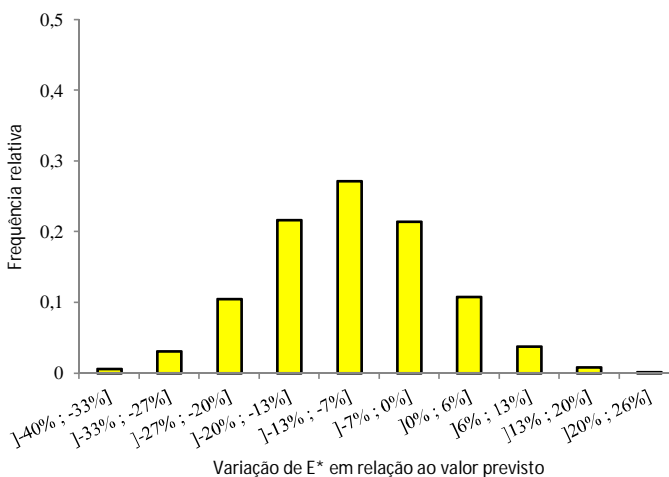
b) Método da Universidade de Nottingham



c) Método do Asphalt Institute



d) Modelo Hirsch



e) Modelo Witczak 1999

Figura 6.3 – Histogramas da variação do módulo de rigidez de uma mistura betuminosa com características de desgaste em relação ao valor previsto

Na Figura 6.4, apresentam-se os histogramas relativos à variação do módulo de rigidez do material com características de macadame em relação ao valor previsto, realizando-se, com as adaptações necessárias, comentários idênticos aos apontados em relação ao material com características de desgaste.

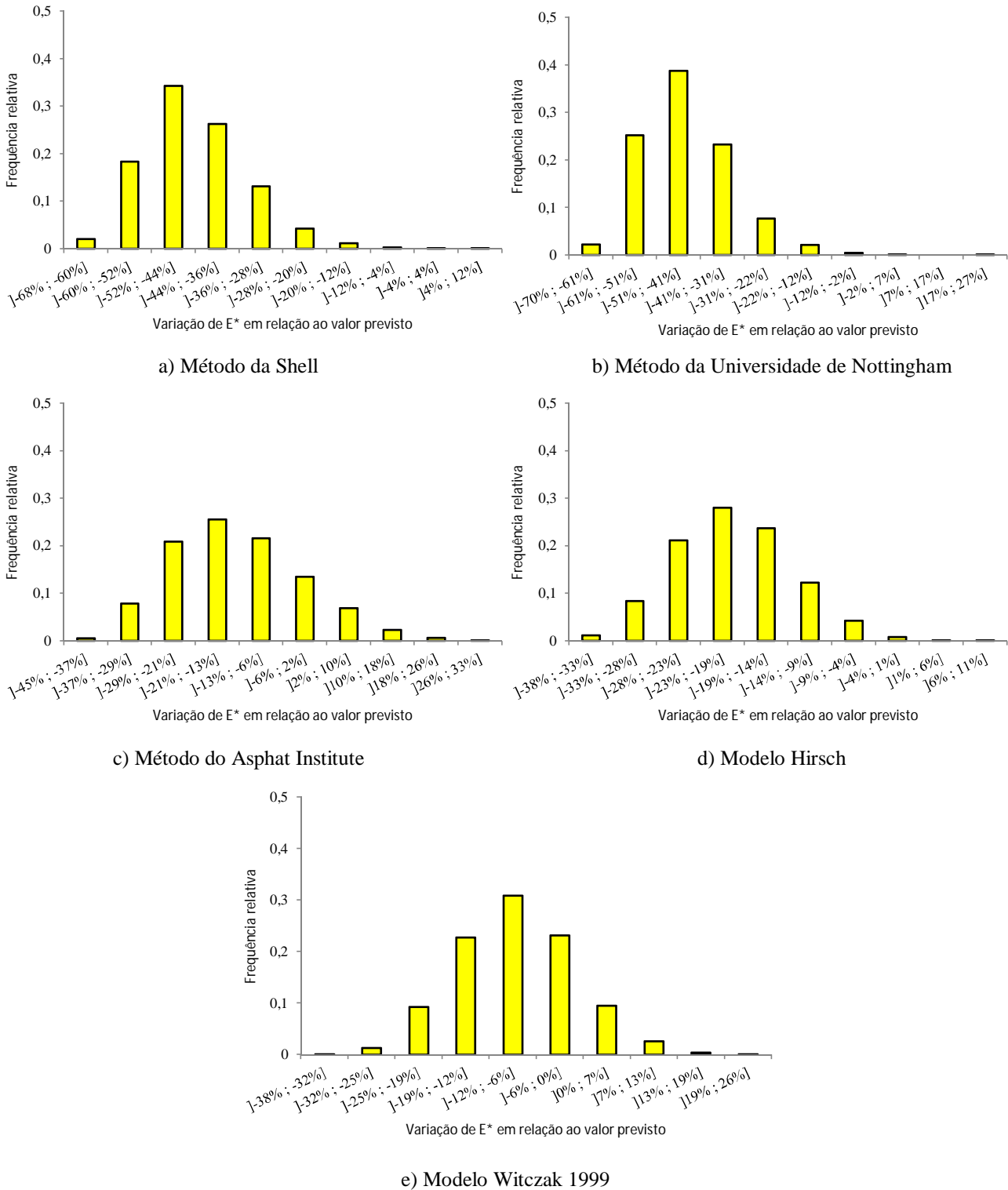


Figura 6.4 – Histogramas da variação do módulo de rigidez de uma mistura betuminosa com características de macadame em relação ao valor previsto

6.3. Avaliação da importância e influência dos parâmetros envolvidos na verificação estrutural de um pavimento

Caracterizados os parâmetros determinantes para o dimensionamento de um pavimento flexível, importa avaliar a sua importância e influência sobre o resultado final. Para este efeito, foram definidas seis estruturas (Figura 6.5) com espessuras de material betuminoso de 12 cm (P1 e P4), 15 cm (P2 e P5) e 22 cm (P3 e P6).

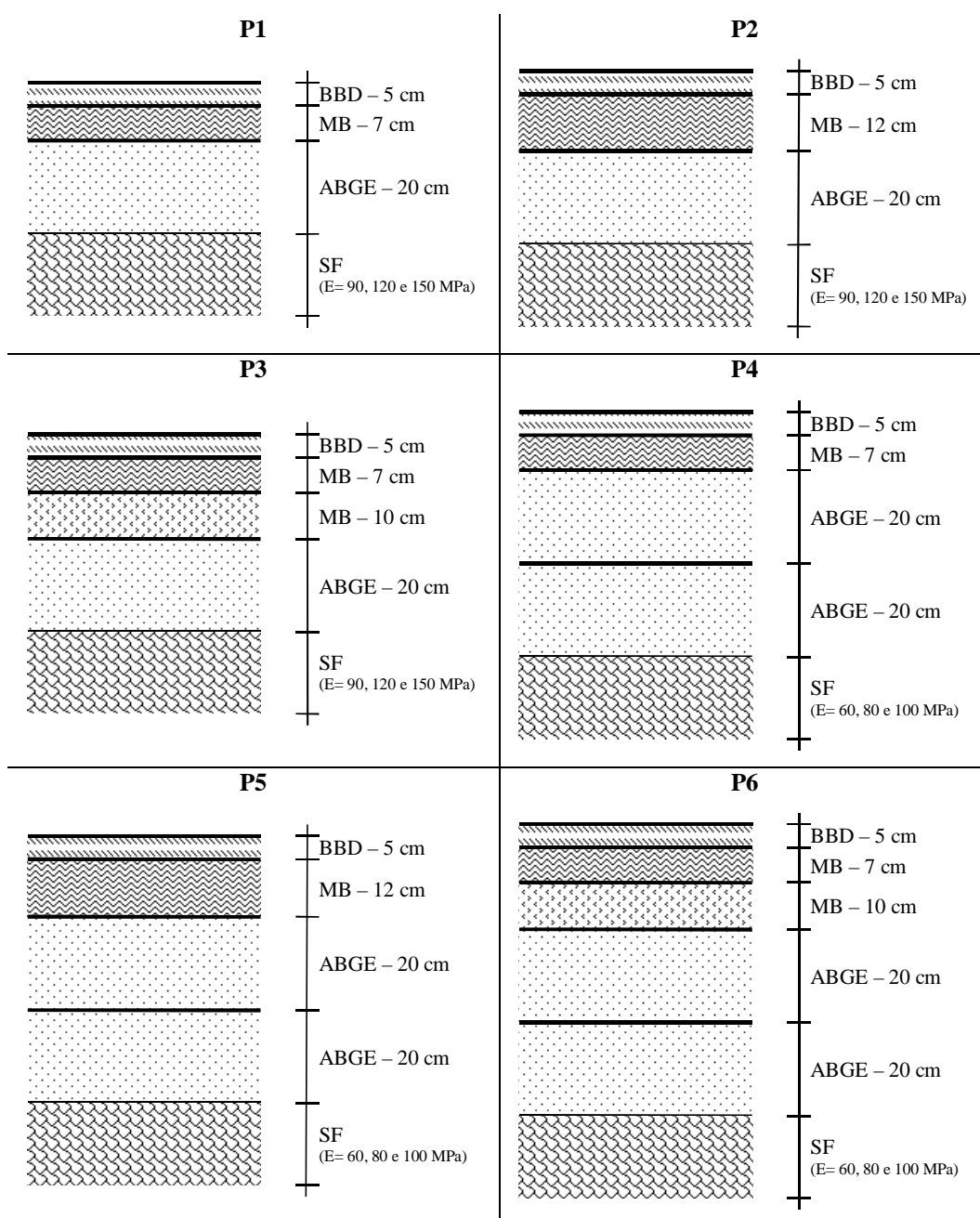


Figura 6.5 – Estruturas de pavimento a avaliar

Para os pavimentos P1, P2 e P3, preveem-se solos de fundação com módulos de deformabilidade de 90, 120 e 150 MPa sobre os quais se aplica uma camada de material granular com 20 cm de espessura.

Nas estruturas P4, P5 e P6, com solos de fundação de menor capacidade de suporte (módulos de 60, 80 e 100 MPa), contempla-se a aplicação de duas camadas granulares com 20 cm cada.

Como se pode observar na Figura 6.5, as estruturas P1, P2, P4 e P5 compreendem duas camadas de misturas betuminosas, uma de desgaste com 5 cm e outra de base com 7 cm de macadame para os pavimentos P1 e P4 e com 12 cm para o P2 e P5, Os pavimentos P3 e P6 para além de 10 cm de macadame e de 5 cm de desgaste, preveem ainda uma camada de ligação em macadame com a espessura de 7 cm.

Os pavimentos assim definidos permitem avaliar diferentes espessuras de material betuminoso em diferentes condições de fundação, variando ainda a posição onde a camada se insere no pavimento (desgaste, ligação ou base).

As estruturas são avaliadas considerando uma velocidade de circulação de 40 km/h e uma temperatura média anual ponderada de 14,4°C, determinando-se as temperaturas de serviço pelo método da Shell.

Recorrendo ao modelo Witczak 1999, a rigidez das misturas betuminosas é determinada utilizando os valores previstos em estudo de formulação apresentados na Tabela 4.11, para o material de desgaste e na Tabela 4.12, para o material de macadame. O coeficiente de poisson é obtido pela expressão 2.84.

A escolha do modelo Witczak 1999 para determinar o módulo de rigidez da mistura é fundamentada pela necessidade de, em fase posterior, promover a avaliação do risco associado ao dimensionamento do pavimento. Vista a influência de algumas frações granulométricas, este modelo é o que permite lidar com este tipo de informação.

O módulo reversível das camadas granulares é estimado pelo modelo da Shell, considerando-se os valores recomendados por Miranda (1995) para o coeficiente de poisson (0,35 para as camadas granulares e 0,40 para os solos de fundação).

Na Tabela 6.3 apresenta-se o resumo das características mecânicas obtidas para as diferentes estruturas de pavimento.

Tabela 6.3 – Características mecânicas dos pavimentos considerados

	Camada	Esp. [cm]	E [MPa]	ν	E [MPa]	ν	E [MPa]	ν
P1	Desgaste	5	5810	0,21	5810	0,21	5810	0,21
	Macadame	7	6180	0,20	6180	0,20	6180	0,20
	ABGE	20	200	0,35	260	0,35	330	0,35
	Solo de fundação	---	90	0,40	120	0,40	150	0,40
P2	Desgaste	5	5810	0,21	5810	0,21	5810	0,21
	Macadame	12	6300	0,20	6300	0,20	6300	0,20
	ABGE	20	200	0,35	260	0,35	330	0,35
	Solo de fundação	---	90	0,40	120	0,40	150	0,40
P3	Desgaste	5	5810	0,21	5810	0,21	5810	0,21
	Macadame	7	6180	0,20	6180	0,20	6180	0,20
	Macadame	10	6420	0,19	6420	0,19	6420	0,19
	ABGE	20	200	0,35	260	0,35	330	0,35
	Solo de fundação	---	90	0,40	120	0,40	150	0,40
P4	Desgaste	5	5810	0,21	5810	0,21	5810	0,21
	Macadame	7	6180	0,20	6180	0,20	6180	0,20
	ABGE	20	280	0,35	370	0,35	480	0,35
	ABGE	20	130	0,35	170	0,35	220	0,35
	Solo de fundação	---	60	0,40	80	0,40	100	0,40
P5	Desgaste	5	5810	0,21	5810	0,21	5810	0,21
	Macadame	12	6300	0,20	6300	0,20	6300	0,20
	ABGE	20	280	0,35	370	0,35	480	0,35
	ABGE	20	130	0,35	170	0,35	220	0,35
	Solo de fundação	---	60	0,40	80	0,40	100	0,40
P6	Desgaste	5	5810	0,21	5810	0,21	5810	0,21
	Macadame	7	6180	0,20	6180	0,20	6180	0,20
	Macadame	10	6420	0,19	6420	0,19	6420	0,19
	ABGE	20	280	0,35	370	0,35	480	0,35
	ABGE	20	130	0,35	170	0,35	220	0,35
	Solo de fundação	---	60	0,40	80	0,40	100	0,40

Adotando como referência o eixo duplo de 130 kN, a verificação estrutural dos pavimentos é feita segundo os dois critérios de ruína:

1. Fendilhamento por fadiga – Utilizando a expressão proposta pela Shell, a verificação é realizada com base no critério da extensão de tração na base das camadas betuminosas;

2. Formação de rodeiras – A verificação é feita tendo em conta a extensão de compressão no topo do solo de fundação e a formulação preconizada pela Shell para um nível de confiança de 95%.

Com base nos pressupostos anteriores, é realizada uma primeira avaliação, determinando-se o número de eixos padrão de 130 kN que cada pavimento admite segundo cada critério. A avaliação da importância e influência dos parâmetros é, posteriormente, realizada impondo variações aos parâmetros em estudo e comparando o número de eixos padrão que a estrutura admite (após variação do parâmetro em estudo) com o número de referência determinado anteriormente.

À semelhança do estudo realizado para os fatores influenciadores do módulo de rigidez das misturas betuminosas, também agora se consideram as variações extremas e as correspondentes ao 15º e 85º percentil cujos valor se apresentam na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Variações percentuais a impor ao módulo de rigidez e espessura das camadas betuminosas.

	Módulo de rigidez da mistura		Espessura da camada	
	Desgaste	Macadame	Desgaste	Macadame
% Mínima de variação (Min)	-40%	-38%	-32%	-31%
15º Percentil (P15)	-20%	-17%	-6%	-15%
85º Percentil (P85)	0%	-1%	10%	5%
% Máxima de variação (Max)	26%	26%	26%	44%

Sobre os valores inscritos na Tabela 6.4 salienta-se a proximidade das variações percentuais do módulo de rigidez das misturas betuminosas. Neste âmbito, é importante registar que o 85º percentil é nulo para o material de desgaste e negativo (-1%) para o de macadame. Tratando-se de percentagens de variação em relação aos valores previstos em estudos de formulação, estes valores indicam que apenas 15% das observações atingem ou superam o valor previsto.

Ao nível das variações da espessura das camadas, para valores na ordem dos 10 cm, é importante referir que o limite máximo (44%) e mínimo (-31%) a impor ao material com características de macadame se podem traduzir em aumentos (+4,4 cm) ou reduções (-3,2 cm) muito significativas, da altura total de material betuminoso.

6.3.1. Módulo de rigidez das camadas betuminosas

6.3.1.1. Camada de desgaste

Na Tabela 6.5 apresentam-se os resultados máximos e mínimos obtidos, segundo cada um dos critérios, para as diferentes variações impostas ao módulo de rigidez da camada de desgaste. Para além da variação percentual do número de eixos padrão, indica-se ainda a estrutura de pavimento onde o valor foi registado. Assim a designação (Px-yy (e zz)) indica a estrutura de pavimento Px assente sobre um solo de fundação com um módulo de yy MPa (e de zz MPa). A inscrição Px é relativa à estrutura Px, abrangendo a totalidade dos solos de fundação.

Analisando os resultados inscritos na Tabela 6.5 para as variações extremas, observa-se que, do ponto de vista da fadiga por tração, o intervalo de variação da capacidade resistente é fixado entre -19,8% e 12,4%, aumentando os valores para -26,4% e 17,0%, quando se observa o critério da deformação permanente.

Para as variações equivalentes ao 15º percentil, as reduções máximas da capacidade resistente são, respetivamente, de 9,5% e 13,0% para o critério da fadiga por tração e da deformação permanente. Comparativamente com os limites obtidos com a redução máxima do módulo de rigidez, os valores agora apresentados, representam cerca de 50% daqueles valores, ou seja, uma diminuição equivalente ao rácio das variações impostas.

O valor nulo, obtido em todas as simulações realizadas com o 85º percentil, resulta, evidentemente, da valia que este percentil tem em relação à quantidade de referência. Como facilmente se constata na Tabela 6.4, para a camada de desgaste, o 85º percentil é nulo, ou seja, não se traduz em qualquer alteração em relação ao valor de base.

Tabela 6.5 – Variações máximas e mínimas da capacidade resistente dos pavimentos avaliados em função do critério de ruína e da variação imposta ao módulo de rigidez da camada de desgaste

Variação imposta a E* da camada de desgaste	Fadiga por tração		Deformação permanente	
	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
Mínimo (-40,0%)	-19,8% (P2-90)	-5,7% (P4-100)	-26,4% (P1-90)	-19,2% (P4-100)
15º Percentil (-20,0%)	-9,5% (P2-90)	-2,5% (P4-100)	-13,0% (P2-90)	-9,3% (P4-100)
85º Percentil (0,0%)	0,0% (---)	0,0% (---)	0,0% (---)	0,0% (---)
Máximo (26,0%)	2,8% (P4-100)	12,4% (P3-90)	11,7% (P2-90)	17,0% (P2-90)

Nas figuras seguintes são apresentados, de forma detalhada, os resultados individuais. Como se observa em todas as simulações realizadas, independentemente do critério de dimensionamento, o aumento (diminuição) do módulo de rigidez da camada de desgaste beneficia (prejudica) a capacidade resistente do pavimento. Outro resultado não seria de esperar.

A influência do módulo de rigidez da camada de desgaste é mais preponderante ao nível da deformação permanente. Para a estrutura P4 com um solo de fundação com 60 MPa, considerando a variação máxima do módulo de rigidez, regista-se um aumento de 6,1% (Figura 6.6) na capacidade resistente do pavimento, segundo o critério da fadiga por tração. Para o critério da deformação permanente, observando a Figura 6.7, este incremento é de 13,5%. Idêntica constatação se pode efetuar para qualquer par de situações homólogas escolhido.

Segundo o critério da fadiga por tração, a espessura total de material betuminoso não afeta a influência do módulo de rigidez da camada de desgaste. Embora ao longo das estruturas P4, P5 e P6 se verifique um aumento da variação da capacidade resistente do pavimento com o aumento da espessura total, esta tendência não é observada nas estruturas P1, P2 e P3.

Observando o efeito da espessura total de material betuminoso ao nível da deformação permanente, não se verifica qualquer tendência, constatando-se que não há grandes diferenças entre os resultados obtidos. A título de exemplo, como se observa na Figura 6.7, para um solo de fundação com 150 MPa, impondo a variação máxima ao módulo de rigidez da camada de desgaste, os ganhos da capacidade resistente dos pavimentos P1, P2 e P3 são respetivamente, 13,8%, 15,0% e 14,4%.

Qualquer que seja a estrutura de pavimento avaliada, a influência do módulo de rigidez da camada de desgaste diminui com a melhoria das condições de fundação. Como se observa na Figura 6.7, para a estrutura P1, impondo a variação máxima à rigidez da camada de desgaste, resultam melhorias de 13,8%, 14,8 e 16,1% na capacidade resistente do pavimento, segundo o critério da deformação permanente, quando se consideram solos de fundação com 150, 120 e 90 MPa, respetivamente. Esta tendência é observada em todas as estruturas, qualquer que seja a variação do módulo de rigidez e o critério inspecionado.

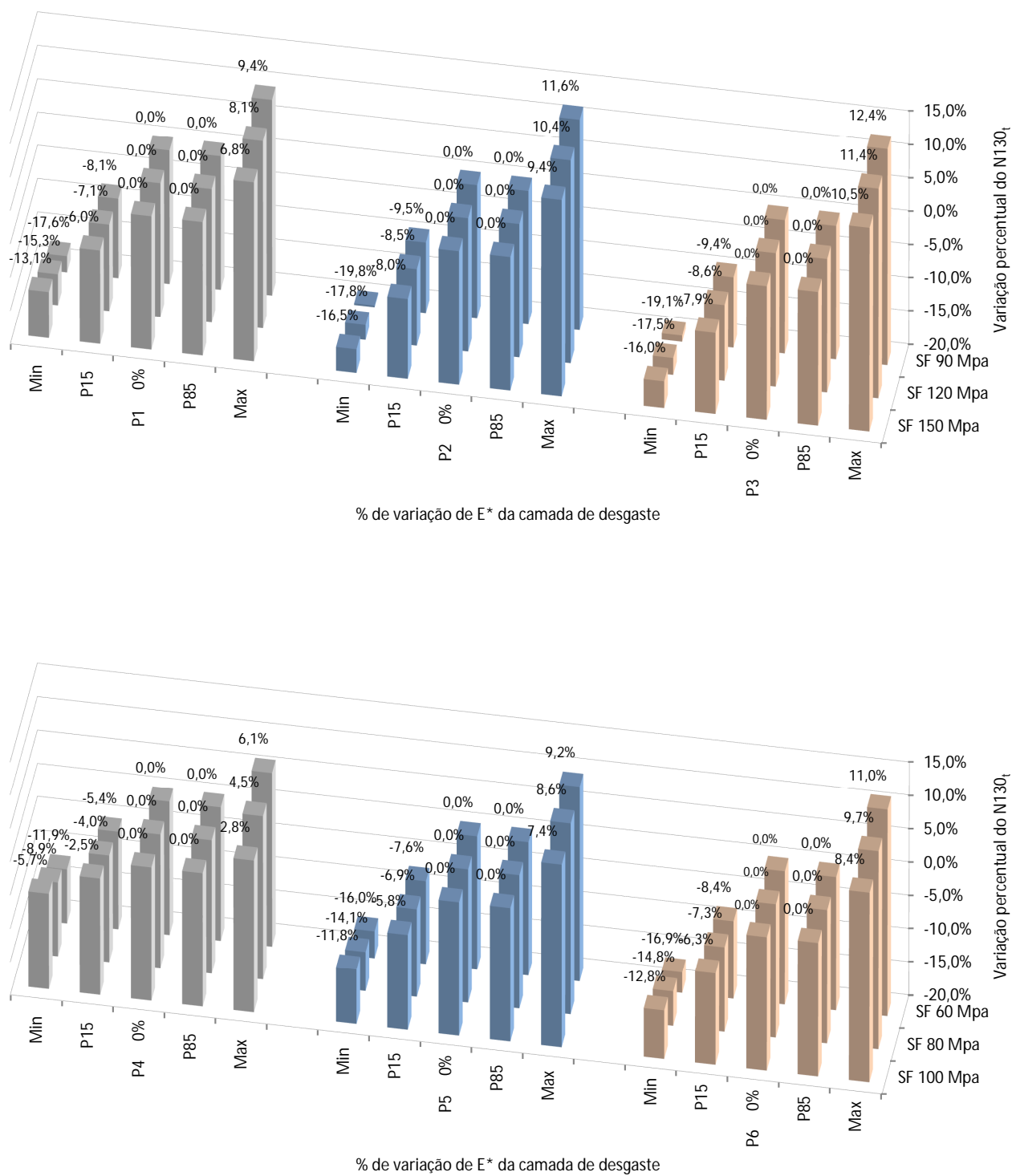


Figura 6.6 – Influência do módulo de rigidez da camada de desgaste sobre o fendilhamento à fadiga

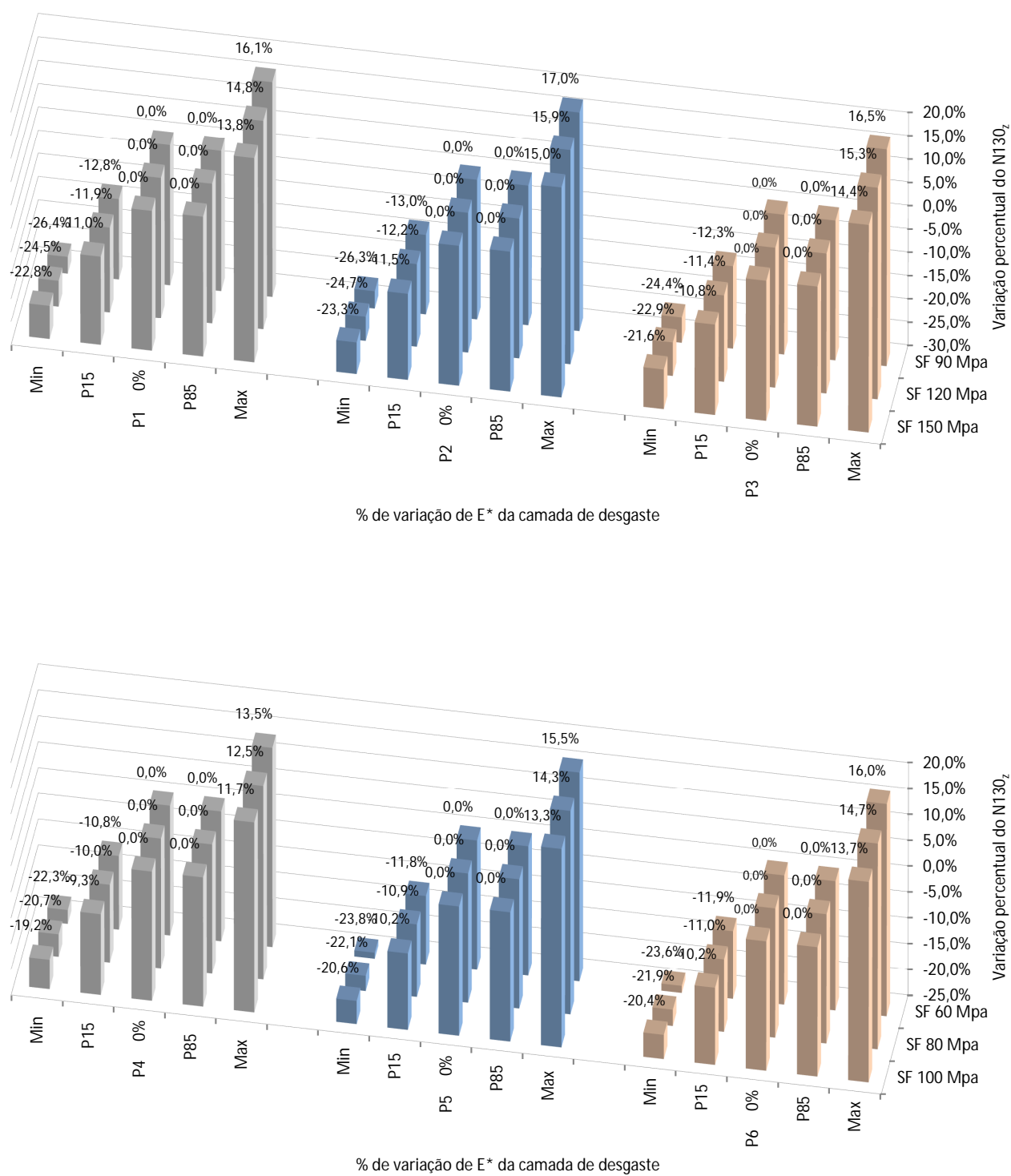


Figura 6.7 – Influência do módulo de rigidez da camada de desgaste sobre a deformação permanente

6.3.1.2. Camada de base com características de macadame

Na Tabela 6.6, apresentam-se os registos máximos e mínimos obtidos para o conjunto das simulações realizadas. Como se observa, para as variações extremas do módulo de rigidez da camada de base, os resultados variam entre -23,3% e 16,4%, segundo o critério da fadiga por tração, e -34,0% a 23,7%, para a deformação permanente.

Para uma probabilidade de ocorrência de 85%, considerando ambos os critérios, os valores inscritos na tabela para o 15º percentil, apontam para um intervalo de variação da capacidade resistente dos pavimentos de -15,2% a 1,1%.

Também neste caso os valores residuais obtidos para a variação equivalente ao 85º percentil resultam do valor imposto por esta simulação. Como se pode verificar na caracterização estatística da rigidez do material de macadame, a variação percentual equivalente ao percentil em análise é de apenas -1,0%.

Tabela 6.6 – Variações máximas e mínimas da capacidade resistente dos pavimentos avaliados em função do critério de ruína e da variação imposta ao módulo de rigidez da camada de base com características de macadame

Variação imposta a E* da camada de base	Fadiga por tração		Deformação permanente	
	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
Mínimo (-38,0%)	-23,3% (P2-90)	5,3% (P4-100)	-34,0% (P2-90)	-9,5% (P4-100)
15º Percentil (-17,0%)	-10,4% (P2-90)	1,1% (P4-100)	-15,2% (P2-90)	-3,8% (P4-100)
85º Percentil (-1,0%)	-0,7% (P2-90)	0,3% (P3-150 e P6)	-0,9% (P2-90 e 120)	-0,2% (P4-100)
Máximo (26,0%)	-0,1% (P4-100)	16,4% (P3-90)	5,2% (P4-100)	23,7% (P2-90)

Embora a generalidade dos resultados aponte para uma redução (aumento) da capacidade resistente dos pavimentos com a redução (aumento) da rigidez da camada betuminosa de base, uma análise detalhada dos resultados apresentados na Figura 6.8, para o critério da fadiga por tração, revela observações ao nível das estruturas P3, P4 e P6, que contrariam esta afirmação:

1. Como se observa nas estruturas P3 e P6, para uma redução da rigidez da camada de base equivalente ao 85º percentil, embora quase residuais (0,2% a 0,3%), registam-se ganhos da capacidade resistente do pavimento, segundo o critério em análise;
2. Ainda na estrutura P6 com um solo de fundação de 100 MPa, observa-se que a redução da rigidez para o valor mínimo é benéfico ao desempenho do pavimento, registando-se um ganho de 2,6% na capacidade resistente;
3. Para o pavimento P4 assente sobre um solo de fundação com 100 MPa, regista-se a completa inversão da tendência geral, ou seja, a capacidade resistente diminui com o aumento do módulo de rigidez.

Do ponto de vista da deformação permanente, como facilmente se observa da Figura 6.9, a redução (aumento) do módulo de rigidez da camada de base é prejudicial (benéfico) ao desempenho do pavimento.

Ao nível da deformação permanente, verifica-se que a influência do módulo de rigidez da camada de base diminui com o aumento do módulo do solo de fundação. Observando na Figura 6.9, o comportamento da estrutura P2 quando se reduz a rigidez ao nível do 15º percentil, constata-se que a redução da capacidade resistente aumentou de -13,2% para -15,2%, com a redução do módulo do solo de fundação de 150 MPa para 90 MPa. Este tipo de comportamento é observado em todas as simulações equivalentes.

Qualquer que seja o critério em estudo, não se observa qualquer relação entre a variação da rigidez e a espessura total das camadas betuminosas. A título de exemplo, para um solo de fundação de 90 MPa, impondo a variação mínima ao módulo de rigidez, as estruturas P1, P2 e P3 diminuem a sua capacidade resistente à deformação permanente em -23,6%, -34,0% e -33,6%, respetivamente. Se o critério for a fadiga por tração os valores anteriores são -16,3%, -23,3% e -17,2%.

Comparando valores absolutos e homólogos entre ambos os critérios, verifica-se que as variações da capacidade resistente, segundo o critério da deformação permanente, são superiores às da fadiga por tração.

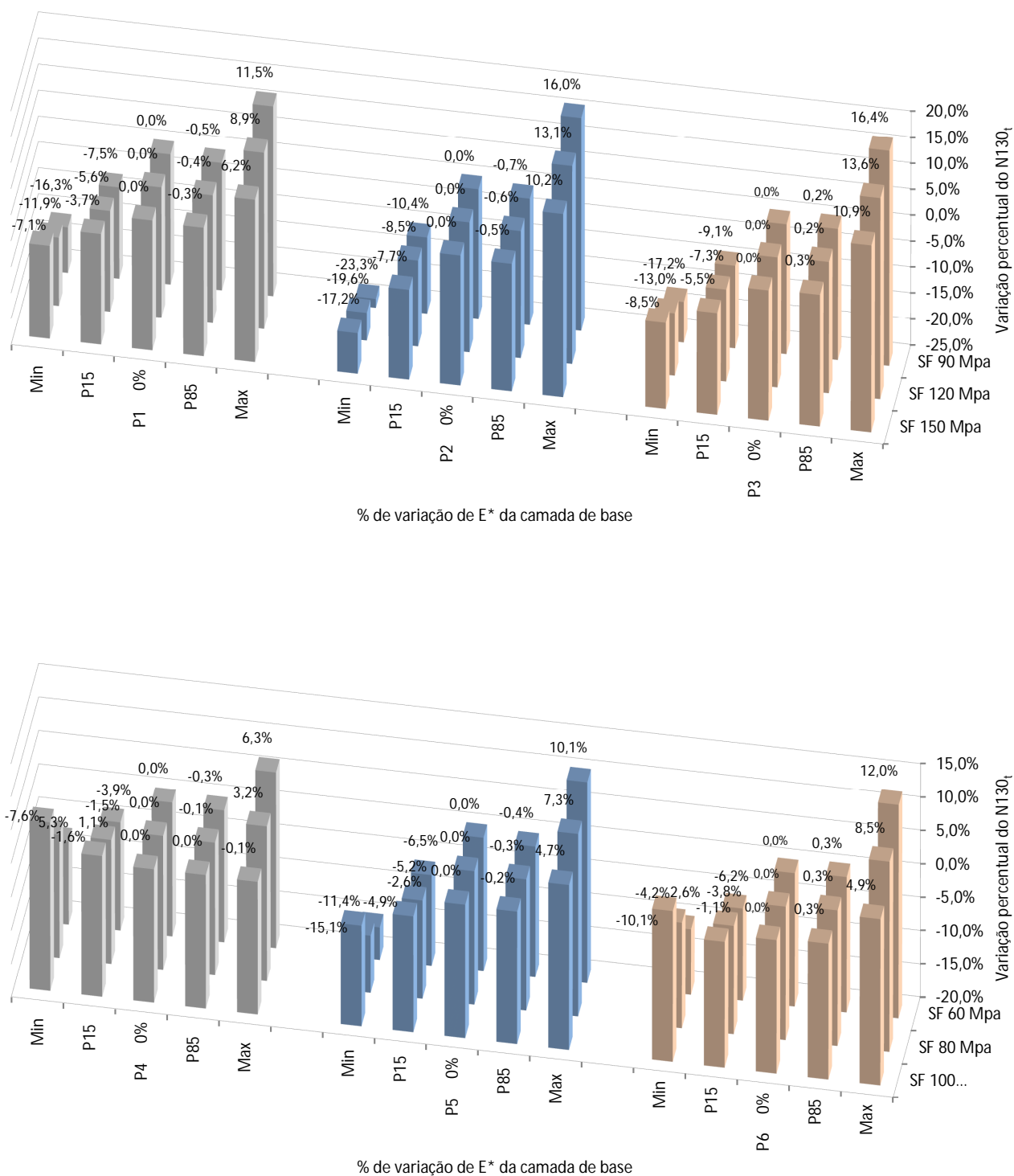


Figura 6.8 – Influência do módulo de rigidez da camada de base sobre o fendilhamento à fadiga

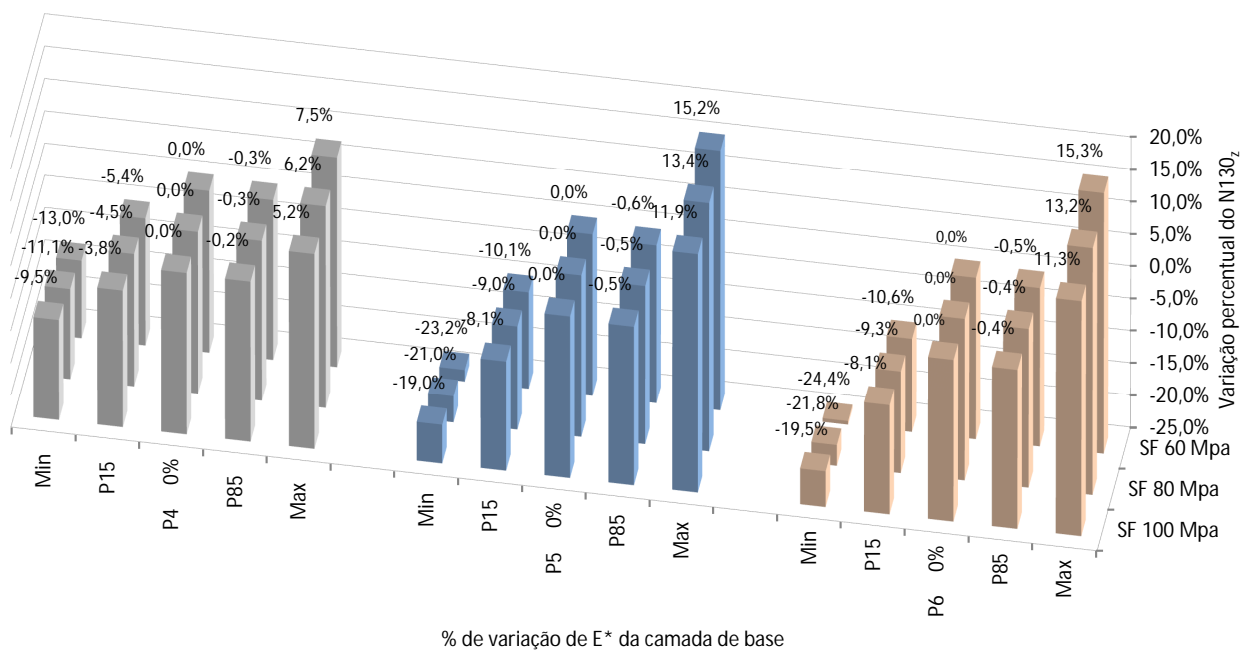
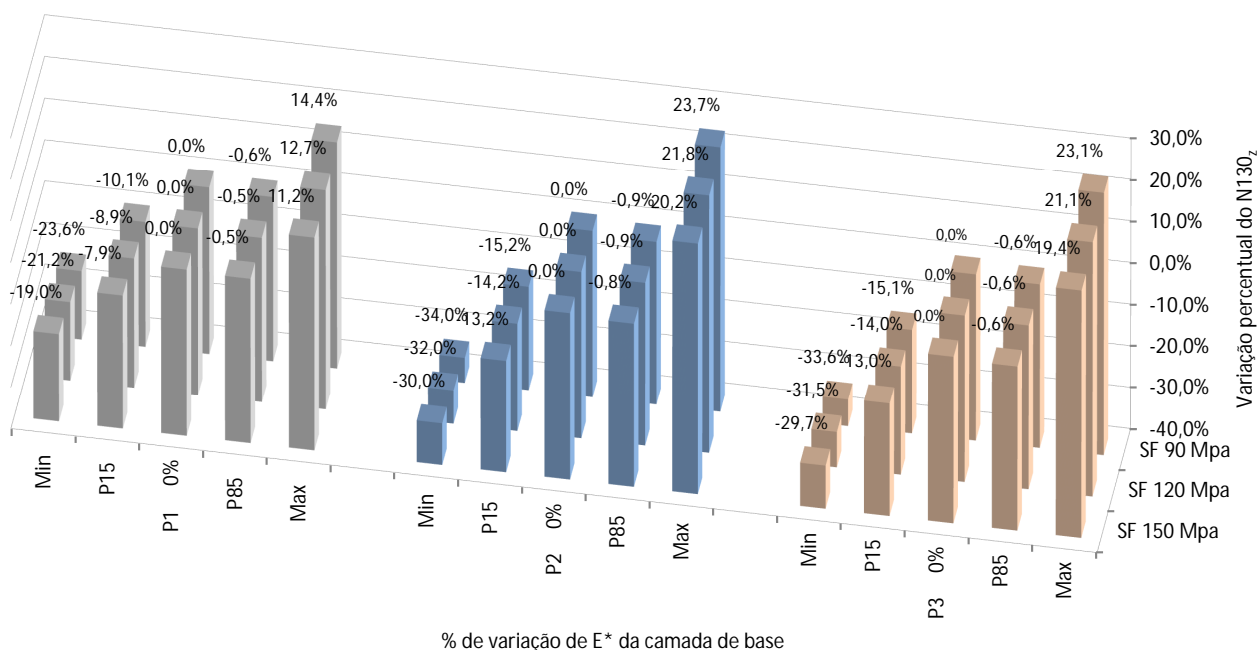


Figura 6.9 – Influência do módulo de rigidez da camada de base sobre a deformação permanente

6.3.1.3. Camada de ligação com características de macadame

Dos seis pavimentos definidos apenas dois (P3 e P6) contemplam camada de ligação. Da observação dos valores inscritos na Tabela 6.7, constata-se que o intervalo de variação da capacidade resistente dos pavimentos é de -15,6% a 5,9%, segundo o critério da fadiga por tração e -14,5% a 7,0% para a deformação permanente. Os valores anteriores são naturalmente obtidos para as variações extremas.

Tratando-se de material com características de macadame, à semelhança do que já se havia constatado para a camada de base, também neste caso, o valor quase nulo do 85º percentil da variação do módulo de rigidez se traduz em reduções mínimas da capacidade resistente do pavimento em ambos os critérios.

Com base nos valores obtidos com a variação equivalente ao 15º percentil, ao qual corresponde uma probabilidade de ocorrência de 85%, a redução da capacidade de suporte dos pavimentos, considerando ambos os critérios, varia entre -5,6% e -4,2%.

Tabela 6.7 – Variações máximas e mínimas da capacidade resistente dos pavimentos avaliados em função do critério de ruína e da variação imposta ao módulo de rigidez da camada de ligação com características de macadame

Variação imposta a E* da camada de ligação	Fadiga por tração		Deformação permanente	
	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
Mínimo (-38,0%)	-15,6% (P3-90)	-12,4% (P6-100)	-14,5% (P3-90)	-12,3% (P6-100)
15º Percentil (-17,0%)	-5,5% (P3-90)	-4,2% (P6-100)	-5,6% (P3-90)	-4,8% (P6-100)
85º Percentil (-1,0%)	-0,2% (P3 e P6-60)	-0,1% (P6-80 e 100)	-0,3% (P3 e P6)	-0,3% (P3 e P6)
Máximo (26,0%)	3,9% (P6-100)	5,9% (P3-90)	6,2% (P6-100)	7,0% (P3-90)

Da análise mais detalhada dos resultados que de seguida se apresenta, facilmente se observa que, em ambos os critérios, o aumento da rigidez da camada de ligação é benéfica ao desempenho dos pavimentos.

Comparando os resultados obtidos, para o critério da fadiga por tração (Figura 6.10), com os da deformação permanente (Figura 6.11), não se observa preponderância de qualquer critério. Para

variações do módulo de rigidez equivalentes ao valor mínimo, a amplitude de resultados é maior segundo o critério da fadiga por tração. Para as restantes variações o critério da deformação permanente regista maiores variações. Em ambos os casos importa referir que as diferenças são sempre inferiores a 2,5%.

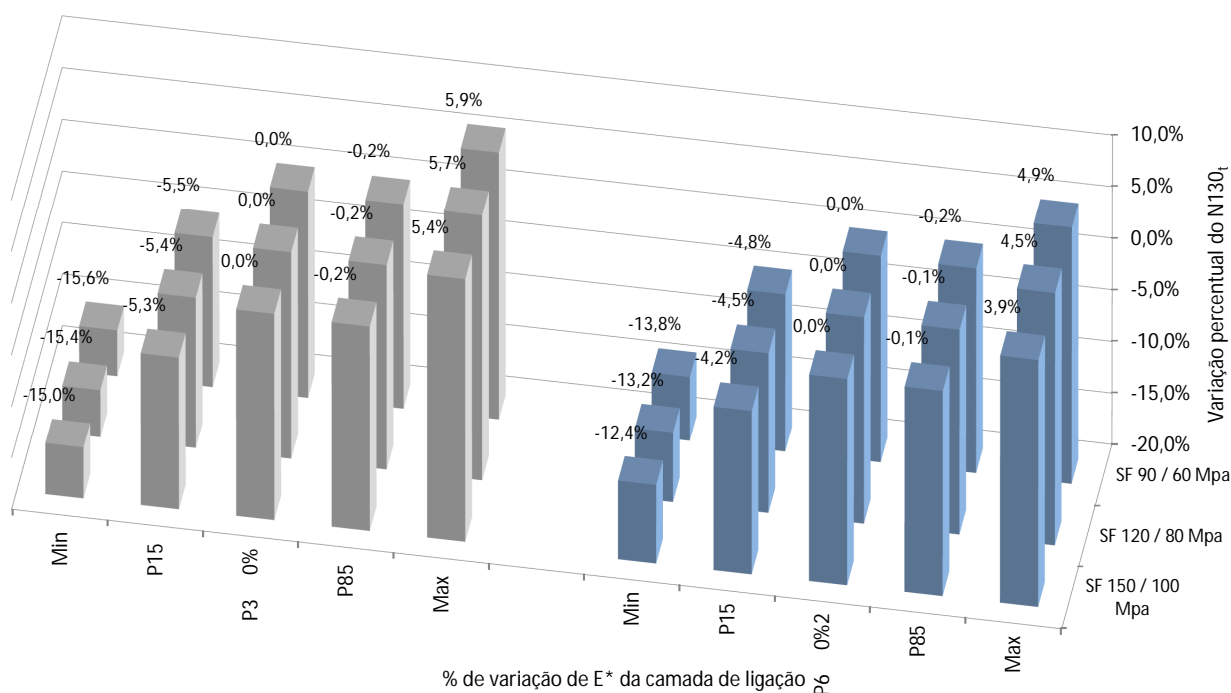


Figura 6.10 – Influência do módulo de rigidez da camada de ligação sobre o fendilhamento à fadiga nas estruturas P3 e P4

Embora não se observe qualquer diminuição da amplitude de resultados com a redução do módulo do solo de fundação, a tendência observada em situações anteriores, é neste caso, pouco expressiva. Como se pode constatar na Figura 6.11, para a estrutura P3, com uma variação do módulo de rigidez da camada de ligação ao nível do valor mínimo, registam-se reduções da capacidade resistente do pavimento, segundo o critério da deformação permanente de -14,4%, -14,5% e -14,5%, para solos de fundação de, respetivamente, 150, 120 e 90 MPa.

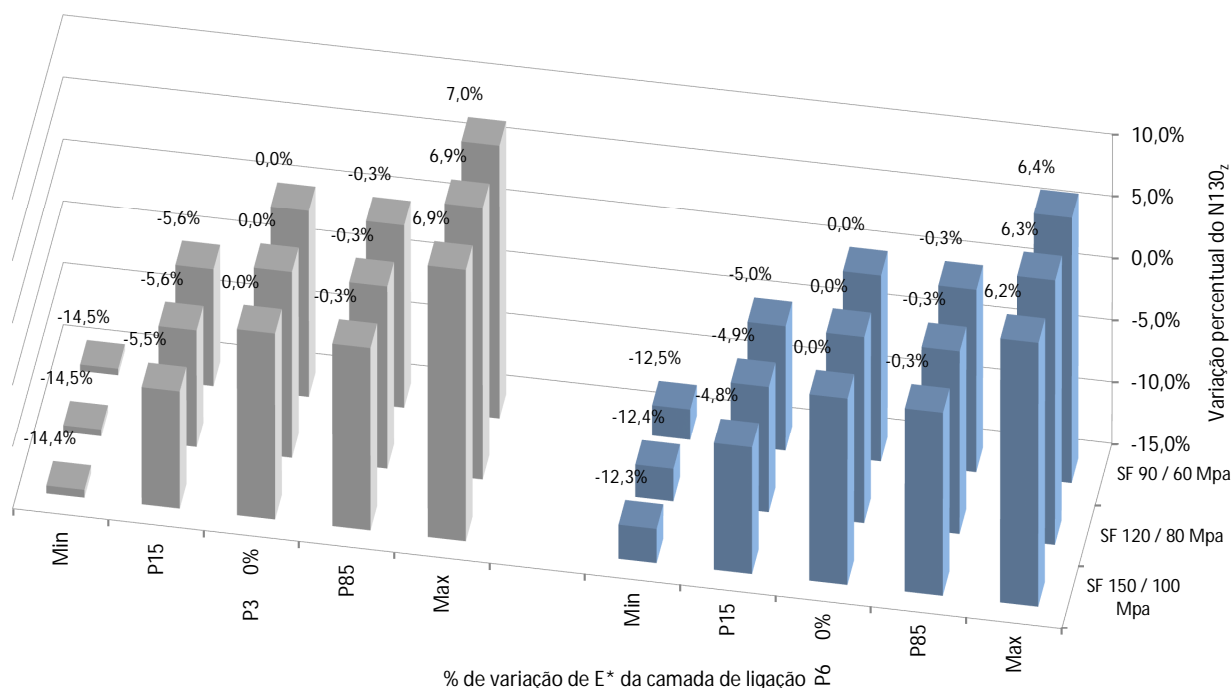


Figura 6.11 – Influência do módulo de rigidez da camada de ligação sobre a deformação permanente nas estruturas P3 e P6

6.3.2. Espessura das camadas betuminosas

6.3.2.1. Camada de desgaste

Os valores máximos e mínimos, para cada variação imposta à espessura da camada de desgaste, são apresentados na Tabela 6.8. As variações extremas impostas definem intervalos de -45,2% a 61,0%, para variação da resistência do pavimento, segundo a fadiga por tração e de -42,1% a 53,3% para a deformação permanente. Variações mais apertadas são obtidas para um intervalo de confiança de 70%. Nestas condições os valores anteriores são respectivamente -10,6 a 20,3% e -9,6 a 18,1%.

Para uma probabilidade de ocorrência de 85%, os valores obtidos para a variação equivalente ao 15º percentil, definem um limite compreendido entre -10,6% a -5,7% para a redução da capacidade resistente dos pavimentos, considerando os limites dos dois critérios de ruína.

Tabela 6.8 – Variações máximas e mínimas da capacidade resistente dos pavimentos avaliados em função do critério de ruína e da variação imposta à espessura da camada de desgaste

Variação imposta à espessura da camada de desgaste	Fadiga por tração		Deformação permanente	
	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
Mínimo (-32,0%)	-45,2% (P1-90)	-30,6% (P6-100)	-42,1% (P1-90)	-27,1% (P6-100)
15º Percentil (-6,0%)	-10,6% (P1-90)	-6,6% (P6-100)	-9,6% (P1-90)	-5,7% (P6-100)
85º Percentil (10,0%)	12,0% (P6-100)	20,3% (P1-90)	10,2% (P6-100)	18,1% (P1-90)
Máximo (26,0%)	34,1% (P6-100)	61,0% (P1-90)	28,7% (P6-100)	53,3% (P1-90)

Tal como já se havia constatado em situações anteriores, a melhoria das condições de fundação reduzem a influência da espessura da camada de desgaste. Observando os resultados apresentados na Figura 6.12, relativos ao critério da fadiga por tração, verifica-se que, qualquer que seja a variação imposta e o pavimento escolhido, em termos absolutos, as variações percentuais da capacidade resistente do pavimento diminuem com o aumento do valor do módulo do solo de fundação. Idêntica observação se pode fazer, em relação aos resultados obtidos, para o critério da deformação permanente (Figura 6.13).

Comparando situações homólogas dos dois critérios de ruína, os valores obtidos, para a fadiga por tração, são sempre superiores (em valor absoluto) aos da deformação permanente. A título de exemplo, para um solo de fundação de 90 MPa, os valores inscritos na Figura 6.12 (fadiga por tração), para a variação máxima imposta à espessura das estruturas P1, P2 e P3, registam-se aumentos da capacidade resistente de 61,0%, 48,5% e 42,1%, respetivamente. As mesmas estruturas, segundo o critério da deformação permanente (Figura 6.13) registam valores de 53,3%, 43,5% e 36,6%.

Observando os resultados obtidos em função da espessura total de material betuminoso, do ponto de vista da deformação permanente, verifica-se que o seu aumento reduz a influência da espessura da camada de desgaste. Este facto pode ser observado analisando os valores da Figura 6.13. Qualquer que seja o módulo do solo de fundação escolhido, para o mesmo nível de variação da espessura da camada de desgaste, os resultados obtidos diminuem com o aumento da altura total de material betuminoso. Ou seja, os resultados mais elevados são obtidos para a estrutura P1 (ou P4) e os mais baixos para a P3 (ou P6).

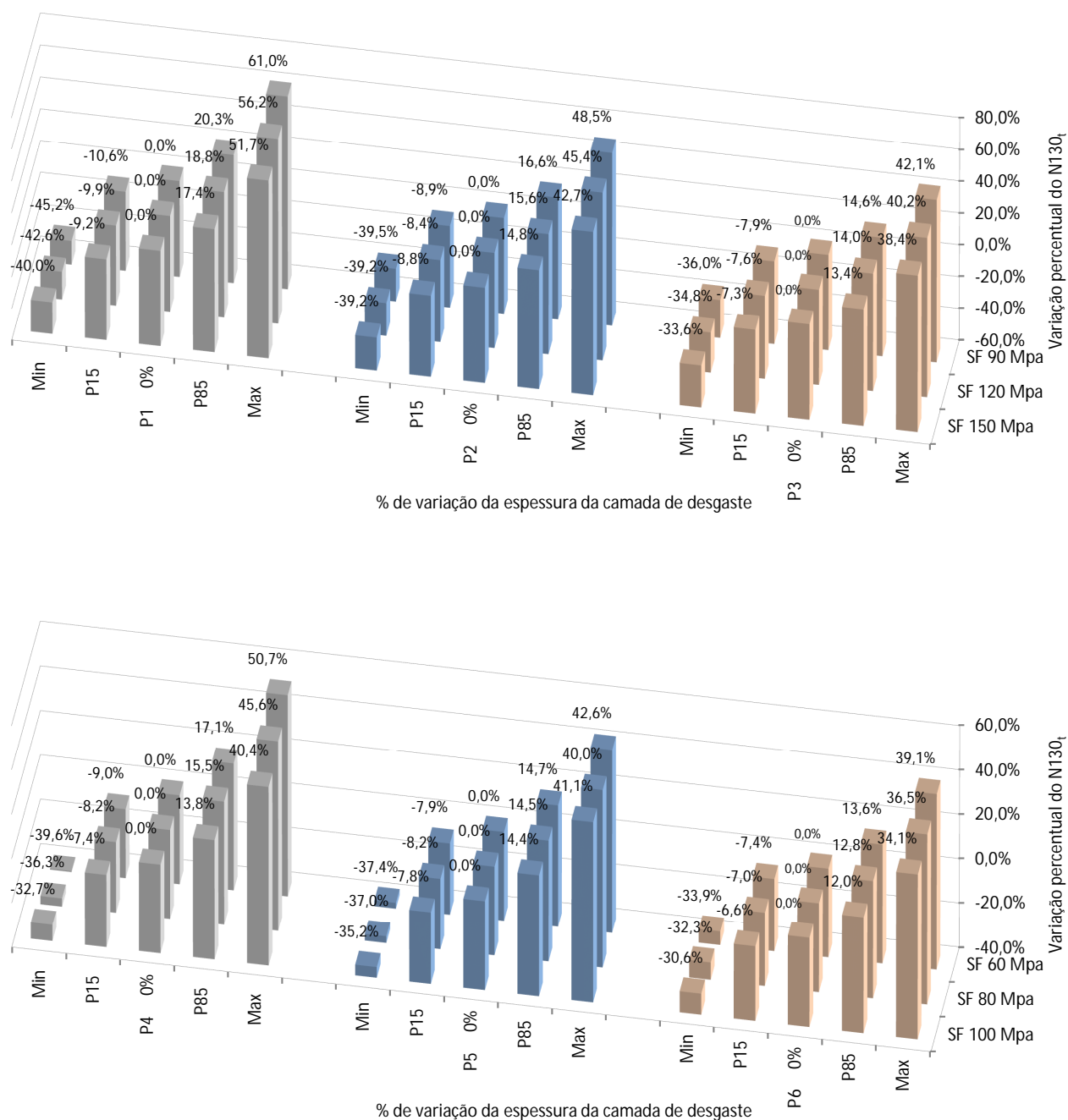


Figura 6.12 – Influência da espessura da camada de desgaste sobre o fendilhamento à fadiga

Ao nível do critério da fadiga por tração, observações ao nível das séries P4, P5 e P6 com solo de fundação com 80 e 100 MPa não permitem identificar qualquer tendência. A título de exemplo, na Figura 6.12, para um solo de fundação de 100 MPa, impondo a variação mínima à espessura da camada, a estrutura P4 sofre uma redução da capacidade resistente de 32,7% passando o valor para 35,2% no pavimento P5 e para 30,6% no P6.

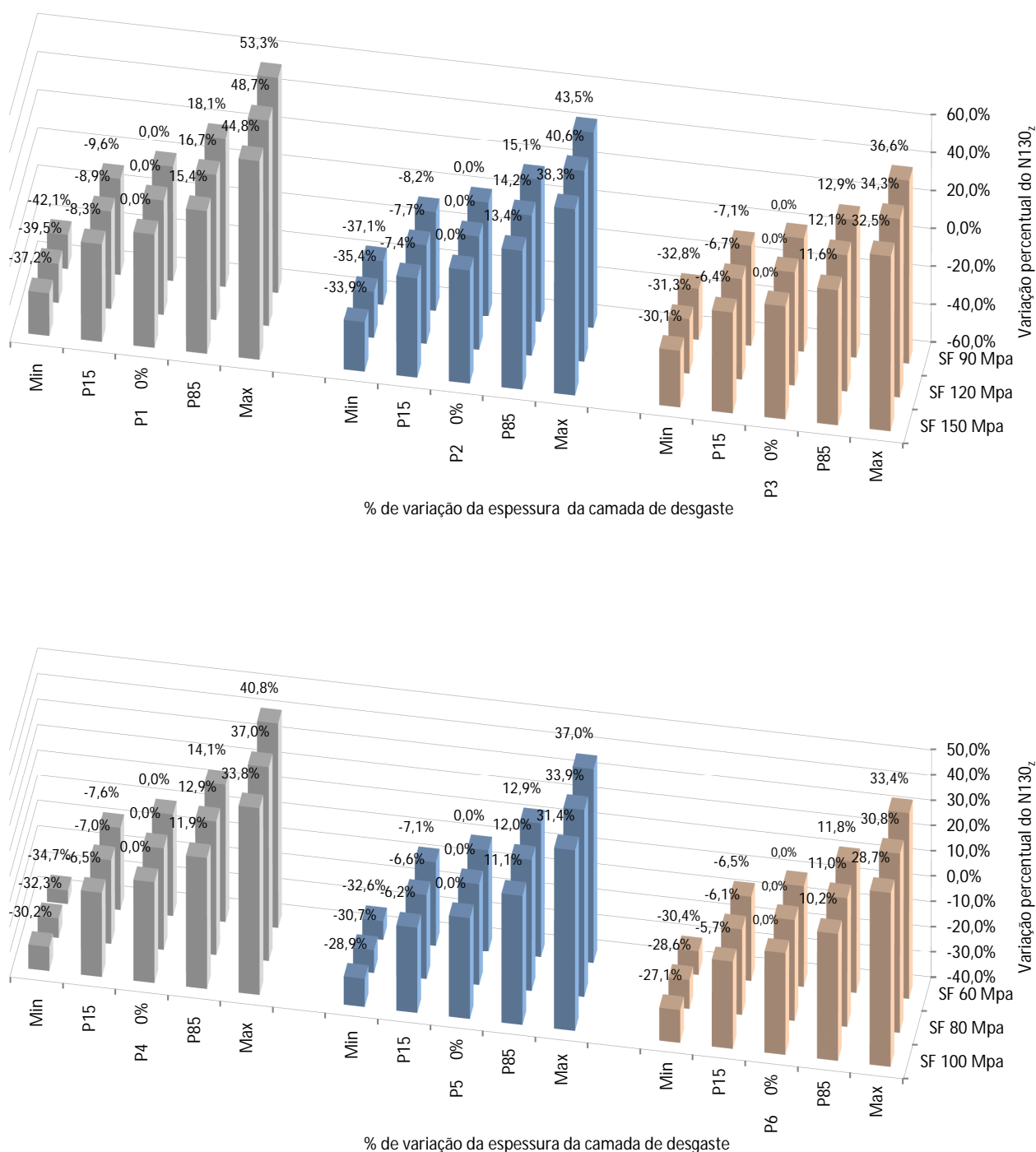


Figura 6.13 – Influência da espessura da camada de desgaste sobre a deformação permanente

Analisando as variações impostas em termos absolutos e tendo 5 cm como valor de referência, as variações máxima e mínima aplicadas são, respectivamente, 26% e -32%, ou seja, mais 1,3 cm e menos 1,6 cm. Observando qualquer par de variações máxima e mínima constata-se que, em valor

absoluto, o ganho de resistência é sempre superior à perda. Verifica-se desta forma que, embora o aumento máximo imposto à espessura (1,3 cm) seja inferior à redução extrema ensaiada (1,6 cm), o seu efeito é mais extenso. Este facto é posto em evidência na Figura 6.14. Como se observa, a inclinação dos segmentos de reta para valores acima dos 5 cm são superiores aos valores abaixo dessa espessura.

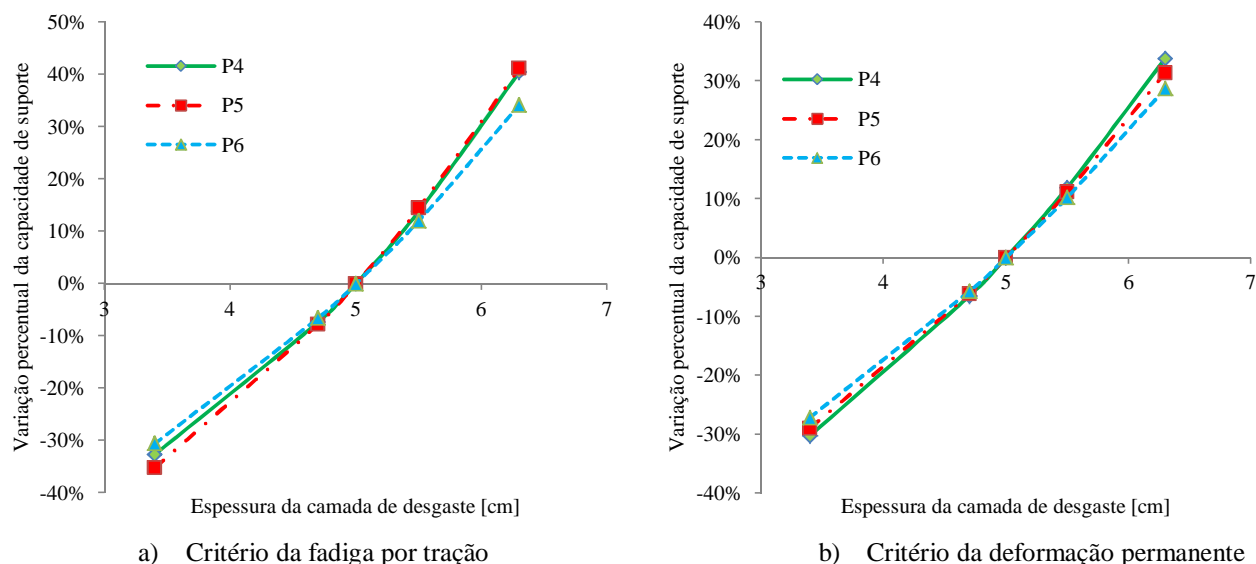


Figura 6.14 – Variação de capacidade de suporte dos pavimentos P4, P5 e P6 com um solo de fundação de 100 MPa, em função da espessura da camada de desgaste

6.3.2.2. Camada de base com características de macadame

Do conjunto de resultados relativos à variação percentual da capacidade resistente, em função das variações impostas à espessura da camada de base, salientam-se desde já os elevados valores obtidos nas simulações realizadas para o valor máximo da espessura. Neste âmbito, é importante recordar que a variação máxima imposta a esta camada é de 44%. Tal variação, para espessuras compreendidas entre os 7 e os 12 cm, é quase equivalente à consideração de mais uma camada de material betuminoso, na estrutura dos pavimentos.

Como se pode verificar na Tabela 6.9, do ponto de vista do critério da deformação permanente, as variações extremas impostas à espessura da camada em estudo, resultam em alterações da capacidade resistente compreendidas entre -67,8% e 309,3%. Considerando o critério da fadiga por tração, os valores anteriores são -71,% e 373,6%.

Observando as variações ao nível do intervalo de confiança de 70%, verifica-se uma acentuada redução dos limites anteriores, com especial incidência nos valores máximos do ganho de

resistência. Assim, para a deformação permanente e para a fadiga por tração, os intervalos de variação são respectivamente: [-41,4%; 18,7%] e [-43,6%; 20,4%].

Para uma probabilidade de ocorrência de 85%, a redução da capacidade de suporte dos pavimentos avaliados, considerando os dois critérios de ruína, é limitada ao intervalo -43,6% a -20,3%.

Tabela 6.9 – Variações máximas e mínimas da capacidade resistente dos pavimentos avaliados em função do critério de ruína e da variação imposta à espessura da camada de base com características de macadame

Variação imposta à espessura da camada de base	Fadiga por tração		Deformação permanente	
	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
Mínimo (-31,0%)	-71,4% (P2-90)	-41,1% (P4-100)	-67,8% (P2-90)	-39,3% (P4-100)
15° Percentil (-15,0%)	-43,6% (P2-90)	-22,2% (P4-100)	-41,4% (P2-90)	-20,3% (P4-100)
85° Percentil (5,0%)	10,9% (P4-100)	20,4% (P2-90)	9,5% (P4-100)	18,7% (P2-90)
Máximo (44,0%)	128,9% (P4-100)	373,6% (P2-90)	100,4% (P4-100)	309,3% (P2-90)

De uma análise mais detalhada resulta que, qualquer que seja o critério de ruína considerado, a influência da espessura da camada de base diminui com a melhoria das condições de suporte do solo de fundação. Observando a estrutura P1 na Figura 6.15, ao nível do critério da fadiga por tração e para a variação mínima da espessura, registam-se variações da capacidade de suporte de -50,3%, -53,4% e -56,4%, quando o solo de fundação varia entre os 150 e os 90 MPa. Esta tendência é constante em todas as simulações, onde a variável seja o módulo do solo de fundação.

Comparando simulações homólogas ao nível do critério de ruína, verifica-se que, em termos absolutos, os valores da variação da capacidade resistente do pavimento, segundo o critério da fadiga por tração, são sempre superiores aos da deformação permanente. Esta superioridade é particularmente notada, quando se analisam os resultados obtidos para a variação máxima. Como se pode constatar na Figura 6.16, segundo o critério da deformação permanente, a estrutura P6 com um solo de fundação de 60 MPa apresenta um aumento da capacidade resistente de 164,1%, quando se considera a variação máxima da espessura da camada. Para a mesma situação, observando o critério da fadiga por tração (Figura 6.15), a variação é de 203,9%.

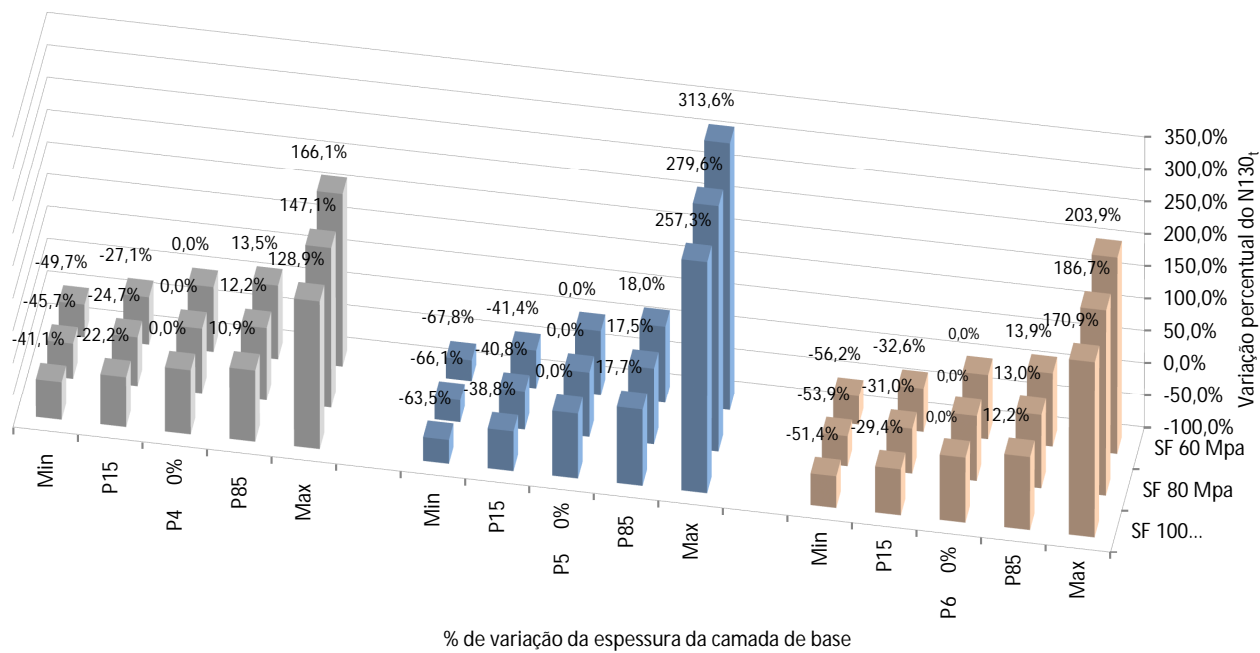
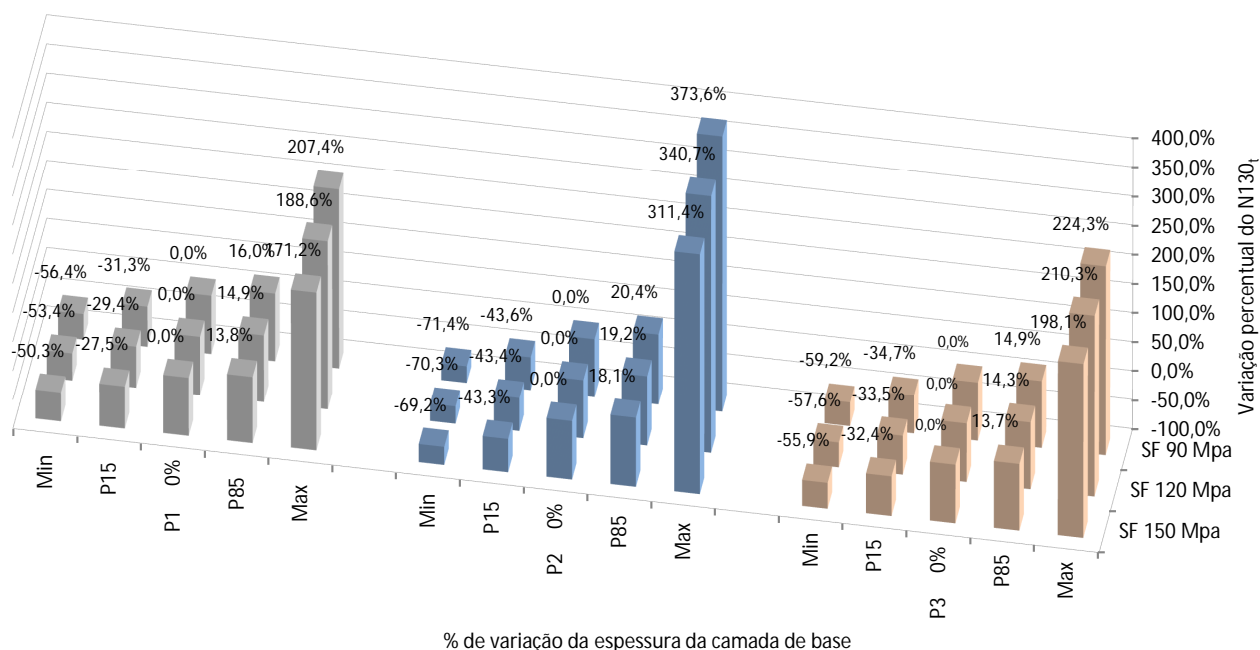


Figura 6.15 – Influência da espessura da camada de base sobre o fendilhamento à fadiga

O carácter percentual das variações impostas à espessura da camada de base e o facto de as estruturas apresentarem valores entre os 7 (P1 e P4), 10 (P2 e P5) e 12 cm (P3 e P6), não permitem retirar ilações em relação à influência da altura total de material betuminoso.

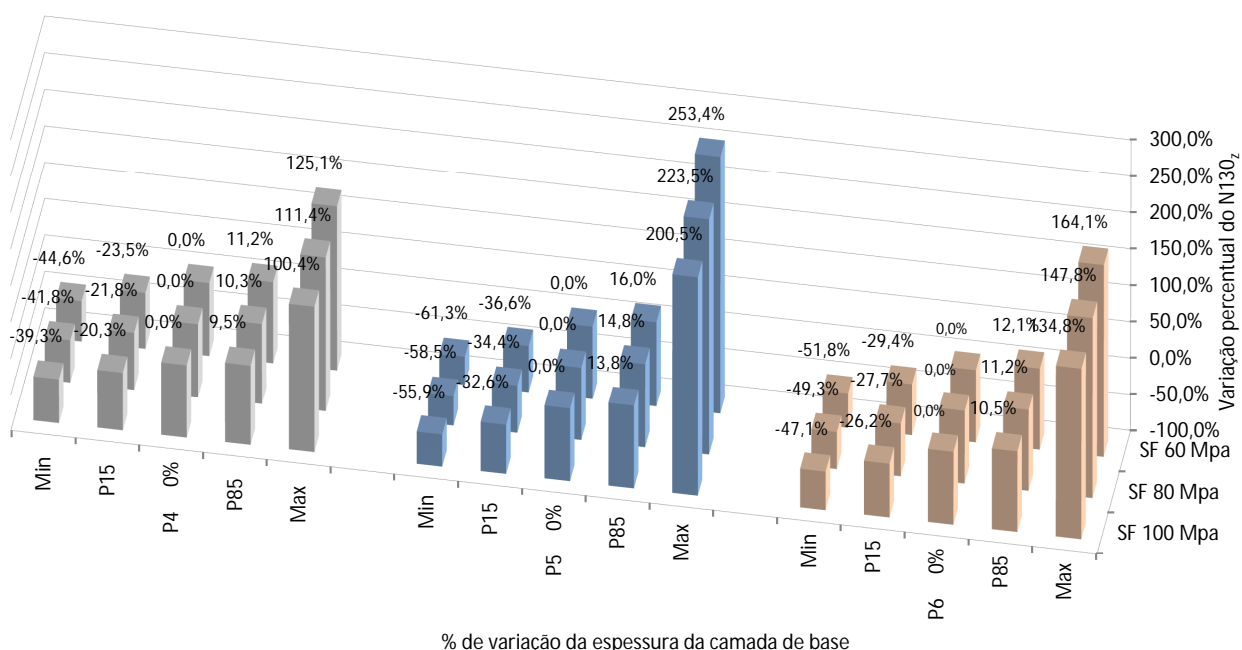
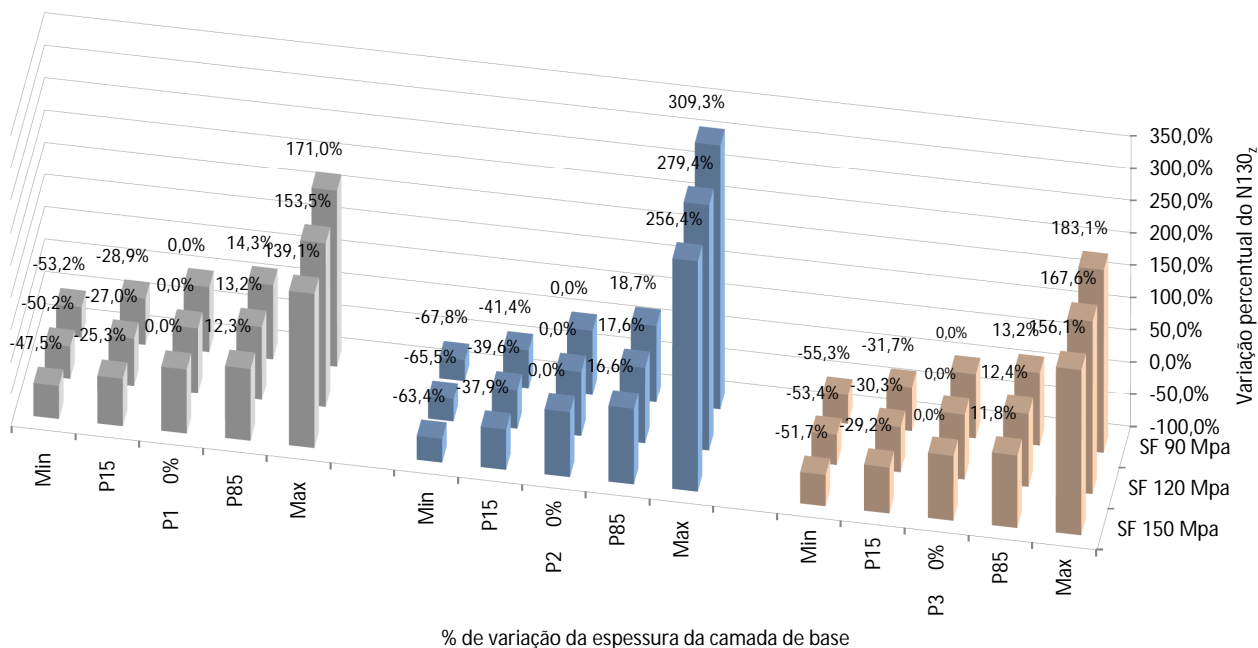


Figura 6.16 – Influência da espessura da camada de base sobre a deformação permanente

A título de exemplo, na Figura 6.17, apresenta-se para os pavimentos P1, P2 e P3, assentes sobre um solo de fundação com 90 MPa, a variação da capacidade de suporte em função da variação absoluta, imposta à espessura da camada de base. Como se observa pela inclinação das linhas, a taxa de crescimento da capacidade de suporte do pavimento, gerada pelo aumento da espessura é muito superior à taxa de redução, resultante da sua diminuição. Idênticas constatações se podem observar para as restantes estruturas.

Face ao exposto, à semelhança do que já se havia constatado para a variação da espessura na camada de desgaste, também neste caso, os ganhos resultantes de resistência do aumento da espessura, são mais extensos que as perdas provenientes de uma redução equivalente.

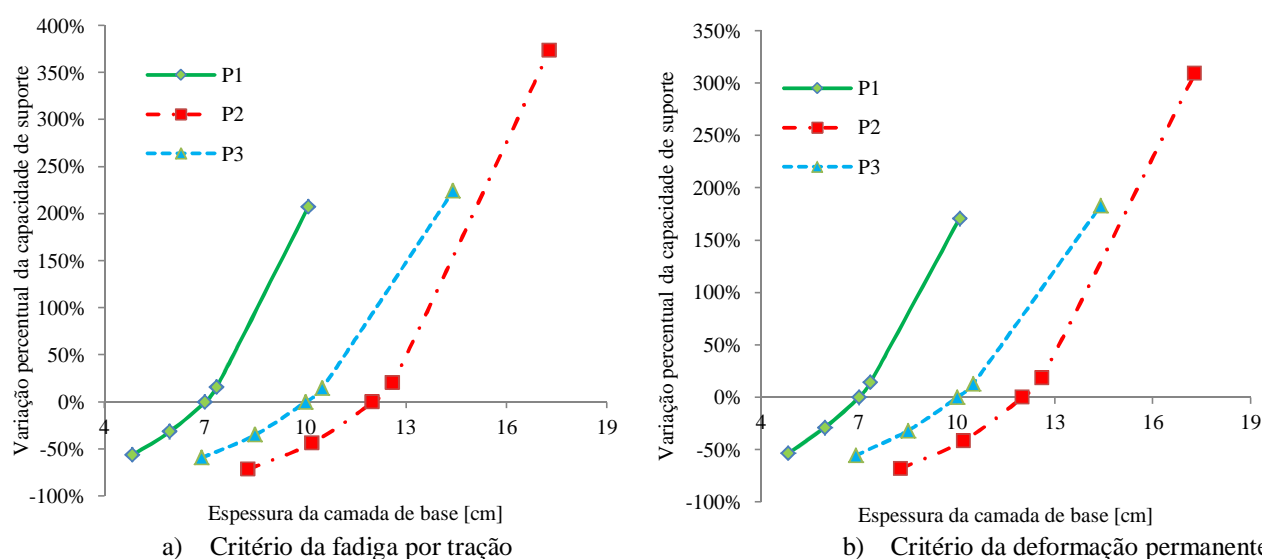


Figura 6.17 – Variação de capacidade de suporte dos pavimentos P1, P2 e P3 com um solo de fundação de 90 MPa em função da espessura da camada de base.

6.3.2.3. Camada de ligação com características de macadame

Na Tabela 6.10 apresentam-se os valores máximos e mínimos obtidos nas diferentes simulações realizadas para a camada de ligação. Impondo as variações extremas, os resultados variam entre -46,4% e 129,9% para o critério da fadiga por tração e entre -43,0% e 109,6% para a deformação permanente. Menores amplitudes são obtidas quando se analisa o intervalo de confiança de 70%. Para este nível de análise, os valores para o critério da fadiga por tração e para a deformação permanente são respetivamente, [-24,4%; 11,7%] e [-22,2%; 10,4%].

Para um grau de confiança de 85%, a redução da capacidade resistente dos pavimentos ensaiados varia entre -24,4% e -18,2%, quando se atende aos dois critérios de dimensionamento

Para esta camada, as estruturas em causa (P3 e P6) têm uma camada de ligação com 7 cm. Tal como já se tinha observado para a camada de base, também neste caso as variações extremas

correspondem a alterações da espessura relevantes que se traduzem em valores elevados para a variação da capacidade de suporte.

Tabela 6.10 – Variações máximas e mínimas da capacidade resistente dos pavimentos avaliados em função do critério de ruína e da variação imposta à espessura da camada de ligação com características de macadame

Variação imposta à espessura da camada de ligação	Fadiga por tração		Deformação permanente	
	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
Mínimo (-31,0%)	-46,4% (P3-90)	-39,8% (P6-100)	-43,0% (P3-90)	-36,0% (P6-100)
15° Percentil (-15,0%)	-24,4% (P3-90)	-20,5% (P6-100)	-22,2% (P3-90)	-18,2% (P6-100)
85° Percentil (5,0%)	9,6% (P6-100)	11,7% (P3-90)	8,3% (P6-100)	10,4% (P3-90)
Máximo (44,0%)	101,5% (P6-100)	129,9% (P3-90)	83,0% (P6-100)	109,6% (P3-90)

Comparando os resultados da Figura 6.18, onde se apresentam os valores obtidos segundo o critério da fadiga por tração, com os da Figura 6.19, onde se observam os resultados para o critério da deformação permanente, constata-se que, para situações homólogas, em valor absoluto, os resultados, segundo o critério da fadiga por tração, são sempre superiores. Ou seja, as variações de espessura impostas à camada de ligação são mais influentes, segundo o critério da fadiga por tração.

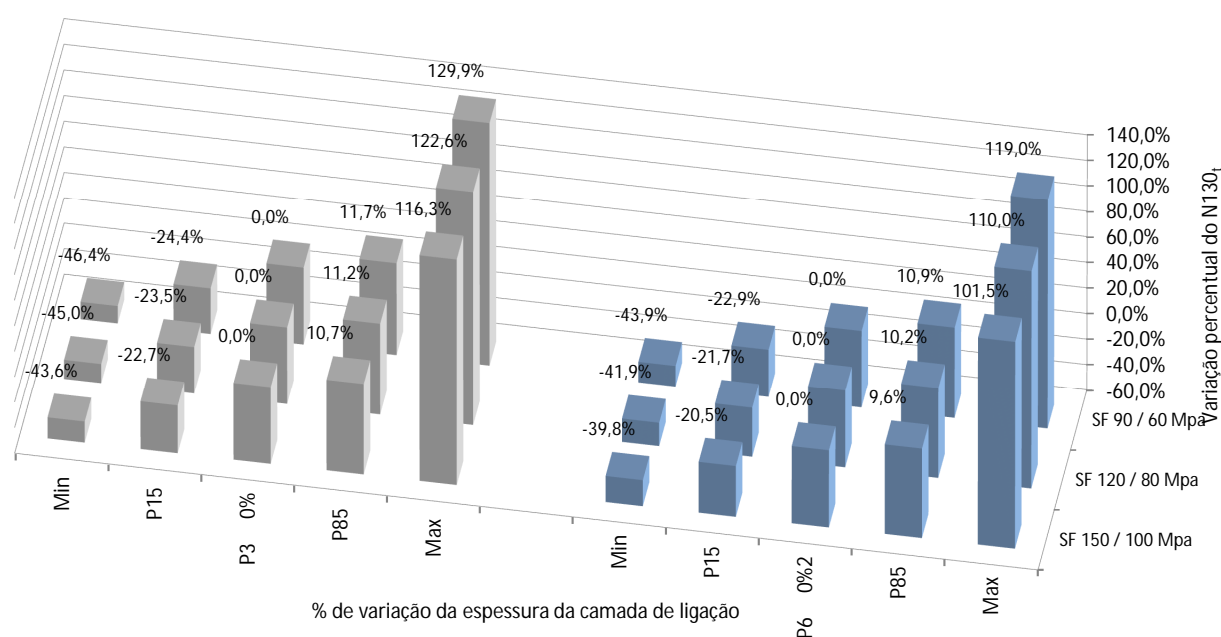


Figura 6.18 – Influência da espessura da camada de ligação sobre o fendilhamento à fadiga nas estruturas P3 e P4

Da análise dos resultados, é também evidente que as variações da resistência aumentam com a redução da capacidade de suporte do solo de fundação. A título de exemplo, como se observa na Figura 6.19, para o pavimento P3 com uma variação de espessura equivalente ao mínimo, a redução da resistência, segundo o critério da deformação permanente para fundações com 150, 120 e 90 MPa, é de, respetivamente, 39,8%, 41,2% e 43,0%.

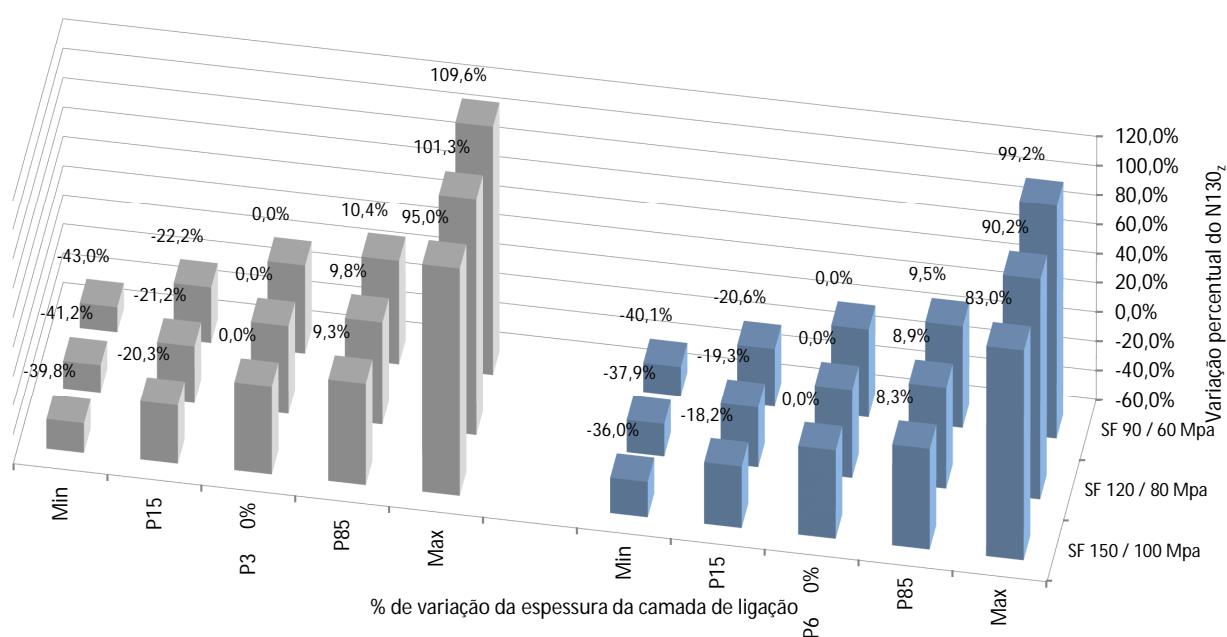


Figura 6.19 – Influência da espessura da camada de ligação sobre a deformação permanente nas estruturas P3 e P6

Na Figura 6.20, apresenta-se a variação percentual da capacidade resistente dos pavimentos, em função da espessura da camada de ligação para os pavimentos P3 e P6, assentes sobre um solo de fundação com, respetivamente, 150 MPa e 100 MPa,. Tal como já se havia observado para as camadas de desgaste e de base, também neste caso, os ganhos da capacidade resistente de um pavimento, motivados por um aumento da espessura da camada de ligação, são superiores às perdas motivadas por uma redução da espessura de igual valor.

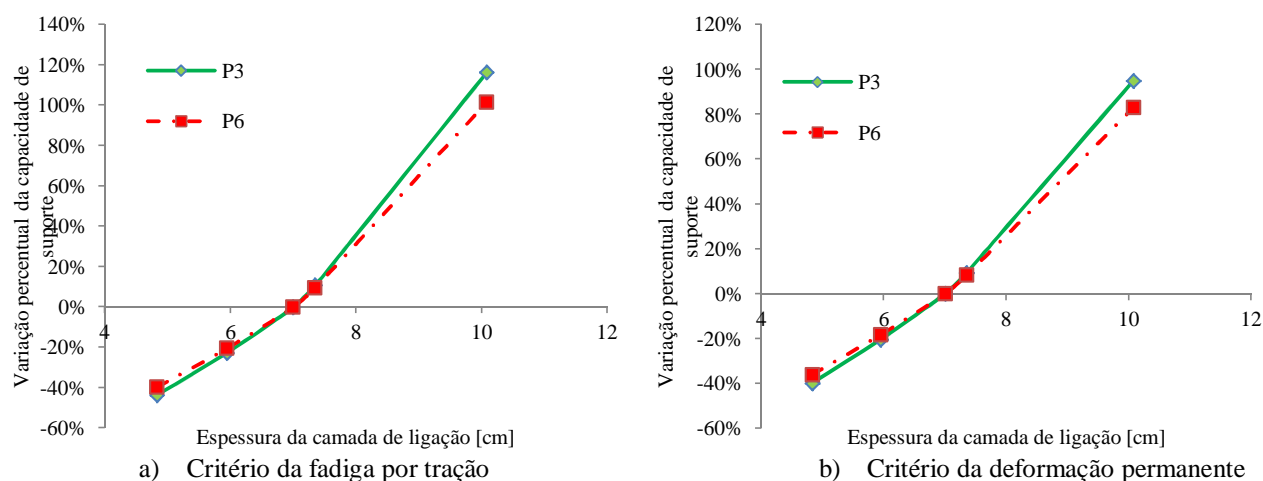


Figura 6.20 – Variação de capacidade de suporte dos pavimentos P3 com um solo de fundação de 120 MPa e P6 com 100 MPa, em função da espessura da camada de ligação.

6.4. Conclusões

O comportamento elástico e linear assumido pelo modelo de verificação estrutural utilizado no âmbito deste trabalho, determina que a melhoria das características mecânicas de qualquer camada reduza as extensões e tensões a que os materiais ficam sujeitos.

Segundo o critério da deformação permanente, o aumento do módulo de rigidez de qualquer camada betuminosa é benéfico ao desempenho do pavimento. Do ponto de vista da fadiga por tração, esta afirmação apenas é válida para a camada de desgaste e de ligação.

Enquanto a equação utilizada para o critério da deformação permanente contabiliza, unicamente, a extensão vertical no topo do solo de fundação, criando uma relação direta com a rigidez das camadas, a equação do critério da fadiga por tração, para além de utilizar a extensão da base das camadas betuminosas, recorre ainda ao valor do módulo de rigidez da camada de base como variável.

A expressão 2.159 proposta pela Shell para a previsão da resistência à fadiga, aumenta o valor do número de repetições de carga até à ruína, com a diminuição da rigidez da mistura. Em condições análogas, o aumento da extensão de tração na base das camadas betuminosas traduz-se na redução do número de repetições. Idênticas observações se podem efetuar em relação às expressões propostas pelo Asphalt Institute (expressão 2.158) e pelo programa SHRP (expressão 2.160).

Face ao exposto, conforme se verificou nas simulações efetuadas, o aumento do módulo de rigidez da camada de base tem efeitos contraditórios sobre a capacidade resistente do pavimento, segundo o critério da fadiga por tração. Se por um lado, pelo critério de ruína o seu aumento é prejudicial, por

outro, pelo modelo de cálculo, o seu aumento reduz a extensão na base das camadas betuminosas provocando um efeito benéfico.

Para as camadas de desgaste e de ligação, a influência do módulo de rigidez diminui com a melhoria das condições mecânicas do solo de fundação. Tratando-se de uma camada de base, a afirmação anterior apenas se pode fazer para o critério da deformação permanente.

Para as camadas de desgaste e de base, o módulo de rigidez é mais influente ao nível do critério da deformação permanente. Para a camada de ligação não há qualquer tipo de predominância.

Qualquer que seja a camada, onde se altere a espessura, a sua influência é mais relevante do ponto de vista da fadiga por tração.

A melhoria das condições mecânicas do solo de fundação reduzem a influência da variação da espessura das camadas.

Sendo a redução da espessura prejudicial ao desempenho dos pavimentos, impondo iguais reduções ou aumentos de espessura a uma camada betuminosa, em termos absolutos, os ganhos de resistência são superiores às perdas.

De registrar, finalmente, que a espessura da camada betuminosa é muito mais influente que o respetivo módulo de rigidez.

7. AVALIAÇÃO DO RISCO ASSOCIADO AO DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS

Definido o enquadramento teórico da avaliação do risco associado ao dimensionamento de um pavimento flexível, identificadas, caracterizadas e aferido o efeito das variáveis envolvidas, importa agora implementar um modelo e promover a sua avaliação.

Determinado o número de eixos padrão que solicitam a estrutura, a verificação dos critérios de dimensionamento pode ser efetuada comparando esse valor com o número máximo de eixos padrão que a estrutura admite, segundo cada critério. O pavimento verifica os critérios de dimensionamento se:

$$N_{tmax} > N \quad e \quad N_{zmax} > N \quad 7.1$$

Onde:

- N Número de eixos padrão que solicitam a estrutura;
- N_{tmax} Número máximo de eixo padrão, segundo o critério da fadiga por tração;
- N_{zmax} Número máximo de eixos padrão, segundo o critério da deformação permanente.

A determinação de N_{zmax} e N_{tmax} resulta dos critérios de dimensionamento adotando as extensões obtidas no cálculo estrutural.

Segundo esta metodologia, a função do estado limite e a probabilidade de rotura são obtidas por:

$$G(X) = \begin{cases} N_{tmax} - N = 0 \\ N_{zmax} - N = 0 \end{cases} \quad 7.2$$

$$p_f = P(G(X) < 0) = P(N_{tmax} < N) + P(N_{zmax} < N) - P(N_{tmax} < N \cap N_{zmax} < N) \quad 7.3$$

A formulação apresentada é equivalente à exposta em 3.4 (expressões 3.52 e 3.53), utilizando-se neste caso o número máximo de eixos padrão em vez das extensões na base das camadas betuminosas e no topo do solo de fundação, uma vez que as variáveis envolvidas são relacionadas pelas expressões dos critérios de ruína.

Assumindo um carácter determinístico do número de eixos padrão que solicitam o pavimento, para as seis estruturas já apresentadas (P1 a P6), avalia-se o risco associado ao seu dimensionamento em duas situações distintas:

1. Considerando uma solicitação igual ao máximo permitido por cada um dos pavimentos, assumindo os valores previstos em estudo de formulação e projeto para as variáveis aleatórias envolvidas. A solicitação assim obtida é representada por N_{vp} ;
2. Assumindo uma solicitação igual ao máximo permitido por cada um dos pavimentos, recorrendo aos valores médios das variáveis aleatórias determinadas no estudo de caracterização probabilística. A solicitação assim obtida é representada por N_{vm} .

Uma vez que qualquer outro valor para o número de eixos padrão que solicita o pavimento poderia ser utilizado, sem perda de generalização, pretende avaliar-se o risco, quando se atinge a função do estado limite para as duas situações enunciadas.

Para além das expressões, modelos e condições climáticas adotadas, na Figura 7.1 apresenta-se ainda o procedimento de cálculo adotado em cada simulação realizada.

Embora outros modelos para a determinação do módulo de rigidez das misturas betuminosas possam ser escolhidos, a opção pelo método de Witczak de 1999 é fundamentada pela abrangência de fatores envolvidos.

Tal como já foi referido, a ausência de dados e as limitações dos modelos escolhidos são fontes de incerteza para o dimensionamento estrutural. Reconhecendo a influência das componentes granulométricas na rigidez das misturas betuminosas, o modelo Witczak de 1999 é aquele que contabiliza e permite tratar essa informação.

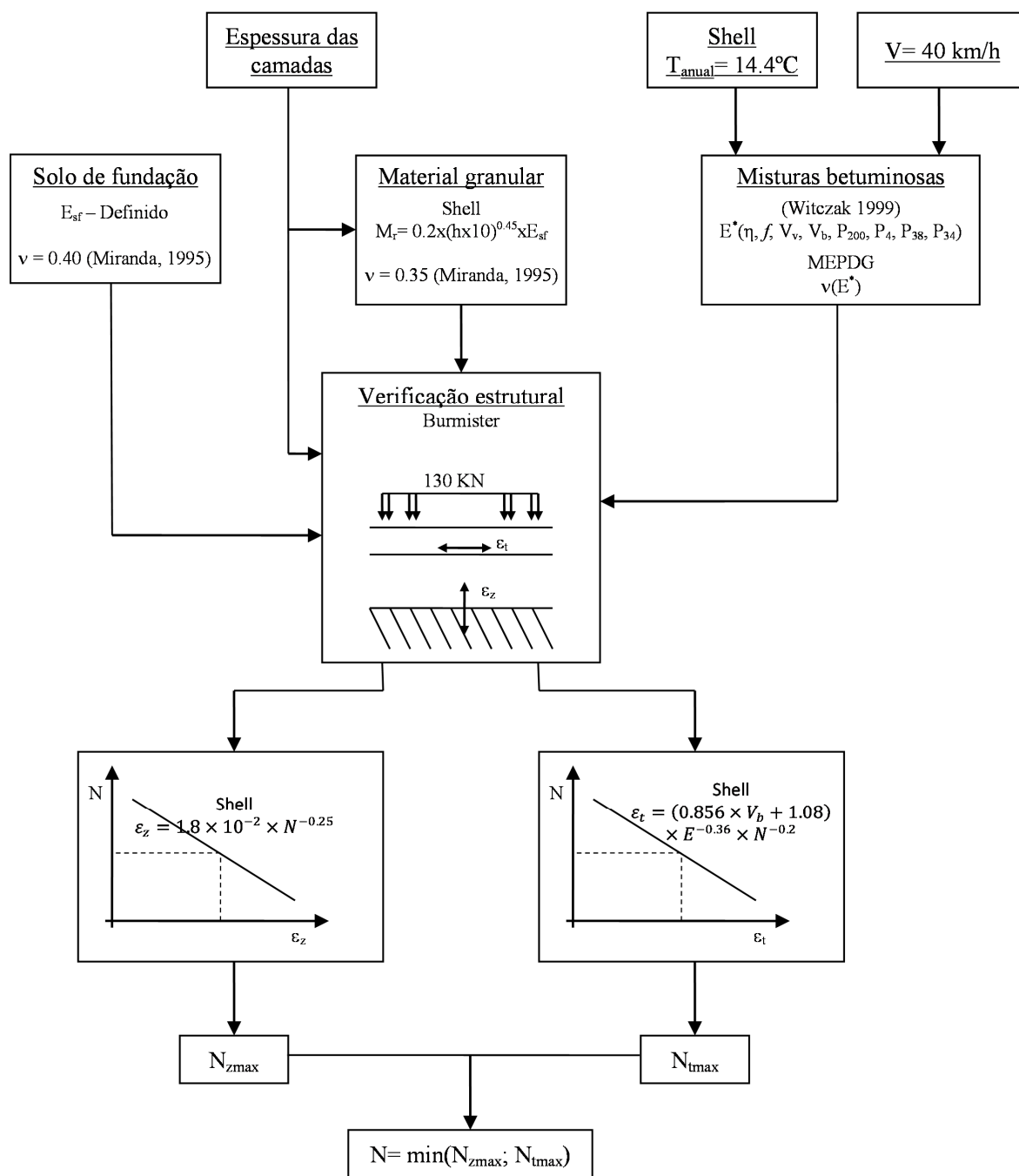


Figura 7.1 – Modelos e pressupostos de cálculo adotados para o dimensionamento probabilístico de pavimentos

Para as estruturas a avaliar, considerando os valores previstos no estudo de formulação (Tabela 7.1) e os valores médios obtidos na caracterização probabilística (Tabela 7.2), apresentam-se seguidamente os valores resultantes da verificação estrutural e ainda os competentes números de eixos padrão a utilizar para efeitos de avaliação do risco.

Tabela 7.1 – Número máximo de eixos padrão que as estruturas de pavimento admitem, considerando os valores previstos em estudo de formulação e projeto para os fatores com influência na rigidez das misturas betuminosas

Estrutura	SF [MPa]	ε_t [x10 ⁻⁶]	ε_z [x10 ⁻⁶]	N_{tmax} [x10 ³]	N_{zmax} [x10 ³]	N_{vp} [x10 ³]
P1	90	235,8	670,4	342,9	519,8	342,9
	120	207,8	550,1	645,8	1146,3	645,8
	150	184,7	467,8	1164,9	2192,4	1164,9
P2	90	165,3	451,9	1959,4	2517,6	1959,4
	120	147,7	380,3	3438,8	5018,4	3438,8
	150	133,1	330,6	5792,3	8787,7	5792,3
P3	90	122,5	323,1	8462,2	9627,1	8462,2
	120	111,0	276,9	13866,3	17855,1	13866,3
	150	101,3	244,3	21876,3	29455,5	21876,3
P4	60	209,5	558,9	619,9	1075,8	619,9
	80	180,0	446,8	1325,9	2634,7	1325,9
	100	154,5	369,9	2843,9	5609,8	2843,9
P5	60	152,5	403,7	2928,3	3953,7	2928,3
	80	133,4	330,8	5726,5	8770,5	5726,5
	100	117,1	279,6	10954,0	17168,2	10954,0
P6	60	116,0	299,2	11102,1	13095,6	11102,1
	80	103,1	250,4	20015,6	26701,3	20015,6
	100	91,6	215,4	36208,5	48721,8	36208,5

Qualquer que seja o pavimento observado, independentemente dos valores base para a determinação dos parâmetros de dimensionamento, o critério preponderante é sempre a fadiga por tração.

Observa-se ainda que o número de eixos padrão que cada estrutura admite, quando se recorre a valores médios dos fatores inventariados (N_{vm}) é sempre inferior ao obtido com os valores previstos em estudo de formulação e projeto (N_{vp}). Como se verificou na fase de caracterização estatística dos parâmetros de dimensionamento, excluindo a espessura da camada de desgaste, todos os parâmetros envolvidos na verificação estrutural apresentam valores médios inferiores aos previstos. Significando a redução da espessura e da rigidez das misturas um prejuízo para a capacidade resistente dos pavimentos, o reduzido valor de N_{vm} em relação a N_{vp} é assim justificado.

Tabela 7.2 – Número máximo de eixos padrão que as estruturas de pavimento admitem, considerando os valores médios dos fatores com influência na rigidez das misturas betuminosas

Estrutura	SF [MPa]	ϵ_t [$\times 10^{-6}$]	ϵ_z [$\times 10^{-6}$]	N_{tmax} [$\times 10^3$]	N_{zmax} [$\times 10^3$]	N_{vm} [$\times 10^3$]
P1	90	246,8	698,1	283,0	441,9	283,0
	120	216,8	571,0	541,4	987,8	541,4
	150	192,0	484,1	992,4	1911,9	992,4
P2	90	176,6	482,4	1458,7	1938,7	1458,7
	120	157,2	404,3	2615,7	3928,9	2615,7
	150	141,7	350,2	4390,3	6980,7	4390,3
P3	90	131,9	348,1	6058,0	7150,6	6058,0
	120	119,1	297,0	10092,0	13487,8	10092,0
	150	108,4	261,2	16178,7	22557,4	16178,7
P4	60	217,7	576,5	530,4	950,4	530,4
	80	186,2	459,6	1156,7	2353,4	1156,7
	100	159,2	379,6	2532,8	5056,8	2532,8
P5	60	161,6	426,2	2273,9	3181,3	2273,9
	80	141,3	347,7	4453,1	7181,8	4453,1
	100	123,5	292,9	8720,3	14267,2	8720,3
P6	60	124,2	319,8	8187,0	10038,6	8187,0
	80	109,9	266,3	15093,7	20873,8	15093,7
	100	97,2	228,2	27932,3	38716,5	27932,3

Nas condições indicadas, a determinação da probabilidade de rotura que, de seguida se apresenta, é realizada com base nos métodos FOSM e das estimativas pontuais. Para avaliar o rigor e precisão dos modelos anteriores recorre-se ainda à simulação de Monte Carlo.

Utilizando-se um modelo elástico linear para a verificação estrutural dos pavimentos, a linearidade da função do estado limite é uma hipótese credível. Nestas condições, a utilização dos métodos para incorporação da não linearidade (FORM e SORM) é desnecessária.

7.1. Método de Monte Carlo

Tal como referido anteriormente, o método de simulação de Monte Carlo consiste na geração e teste de um número relevante de simulações, avaliando-se o risco pelo rácio entre o número de simulações que não verificam as condições de segurança e o número total de experiências realizadas.

Para cada pavimento a ensaiar, baseadas nas distribuições teóricas definidas na fase de caracterização estatística das variáveis envolvidas, foram geradas amostras com 1000 elementos. Cada elemento assim criado corresponde a uma estrutura de pavimento com características mecânicas e geométricas próprias.

Para cada uma das estruturas geradas foram determinadas as extensões preponderantes para os critérios de dimensionamento e os respectivos valores foram registados. Em fase posterior, recorrendo aos critérios de ruína adotados, determina-se o número de eixos padrão que a estrutura em causa admite, avaliando-se finalmente a competente probabilidade de rotura. As diferentes fases para a implementação deste modelo são esquematicamente representadas na Figura 7.2.

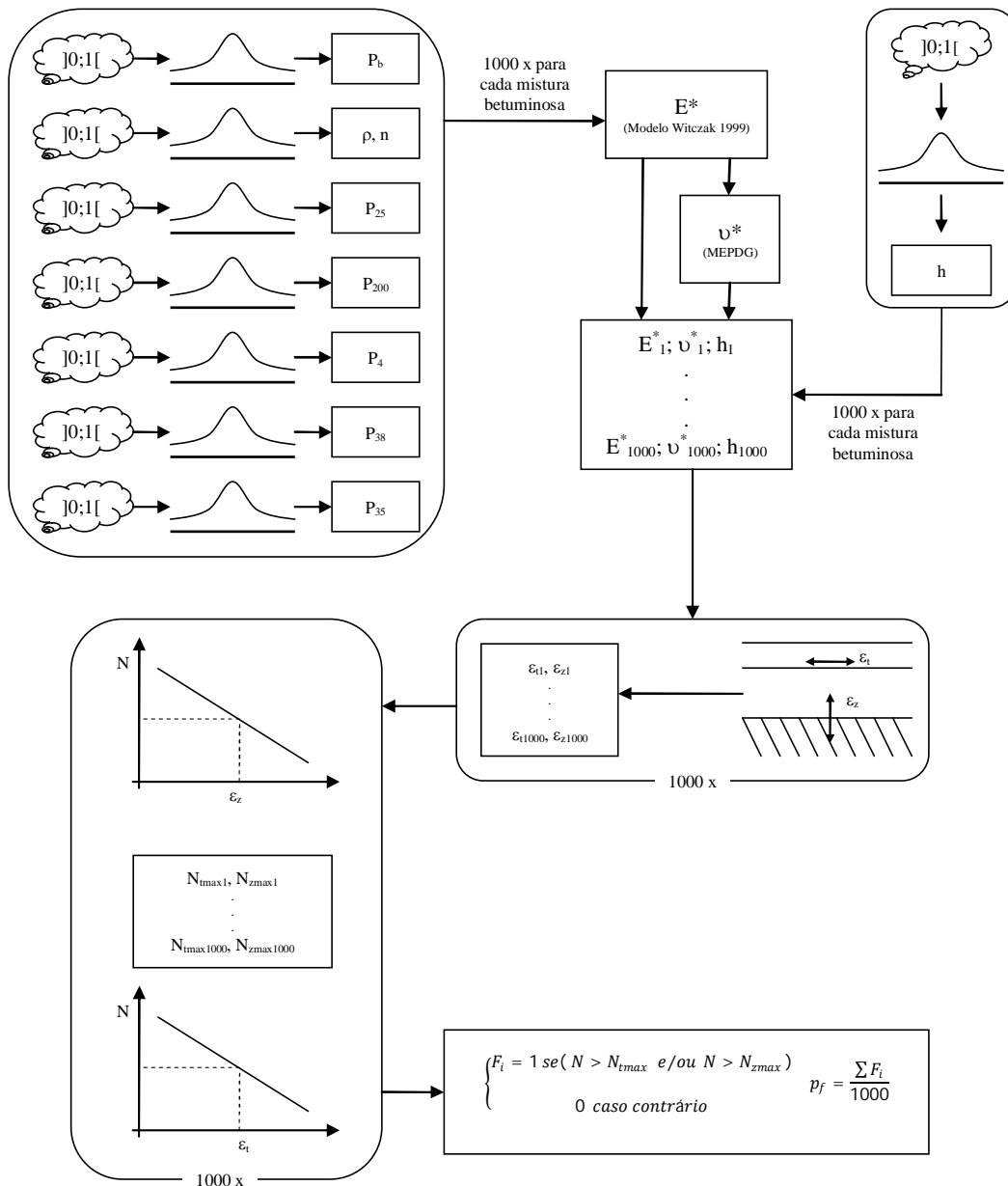


Figura 7.2 – Implementação do modelo de Monte Carlo

Para além das probabilidades de falha, na Tabela 7.3 apresenta-se ainda o erro associado ao seu cálculo para um nível de confiança de 95% determinado pela expressão 3.50.

Observando os valores do erro cometido em cada pavimento, constata-se que os resultados obtidos quando se avalia o risco para uma solicitação N_{vp} são inferiores aos obtidos para a procura N_{vm} . Este facto é motivado pela menor probabilidade de rotura obtida para N_{vm} .

Tabela 7.3 – Probabilidades de rotura obtidas pelo método Monte Carlo

	SF [MPa]	Para uma solicitação N_{vp}				Para uma solicitação N_{vm}			
		P_{ft} [%]	P_{fz} [%]	P_f [%]	Erro [%]	P_{ft} [%]	P_{fz} [%]	P_f [%]	Erro [%]
P1	90	70,9%	20,7%	70,9%	4,1%	51,4%	6,1%	51,4%	6,1%
	120	67,2%	5,0%	67,2%	4,4%	48,0%	0,7%	48,0%	6,6%
	150	67,8%	1,5%	67,8%	4,4%	50,9%	0,4%	50,9%	6,2%
P2	90	72,1%	54,0%	72,5%	3,9%	49,9%	23,9%	50,1%	6,3%
	120	73,4%	38,1%	73,4%	3,8%	50,7%	12,7%	50,7%	6,2%
	150	73,8%	31,9%	73,8%	3,8%	50,0%	8,0%	50,0%	6,3%
P3	90	79,4%	72,6%	81,2%	3,0%	54,5%	39,3%	55,5%	5,7%
	120	76,8%	56,3%	77,4%	3,4%	49,2%	20,5%	49,3%	6,4%
	150	75,1%	47,4%	75,1%	3,6%	50,1%	16,2%	50,1%	6,3%
P4	60	69,2%	1,6%	69,2%	4,2%	50,3%	0,1%	50,3%	6,3%
	80	68,5%	0,1%	68,5%	4,3%	48,9%	0,0%	48,9%	6,5%
	100	65,1%	0,0%	65,1%	4,6%	48,2%	0,0%	48,2%	6,6%
P5	60	73,0%	45,1%	73,2%	3,8%	51,8%	17,0%	51,8%	6,1%
	80	73,2%	26,8%	73,2%	3,8%	53,2%	5,2%	53,2%	5,9%
	100	72,6%	20,0%	72,6%	3,9%	52,5%	4,7%	52,5%	6,0%
P6	60	78,7%	66,8%	80,2%	3,1%	50,9%	28,9%	51,8%	6,1%
	80	78,6%	49,6%	78,8%	3,3%	50,5%	11,8%	50,6%	6,2%
	100	75,1%	43,9%	75,5%	3,6%	50,5%	12,1%	50,5%	6,3%

P_n – Probabilidade de falha segundo o critério da fadiga por tração;

P_{fz} - Probabilidade de falha segundo o critério da deformação permanente;

P_f – Probabilidade de falha da estrutura.

Avaliando o risco, considerando uma solicitação igual a N_{vp} , obtêm-se probabilidades de rotura entre os 65 e 80%. São valores manifestamente elevados, verificando-se que as estruturas com maiores espessuras de material betuminoso apresentam os valores mais elevados. Trata-se de um resultado natural, porquanto os parâmetros aleatórios considerados são exclusivos das misturas

betuminosas e excluindo a espessura da camada de desgaste, todos revelaram valores médios prejudiciais ao comportamento mecânico dos pavimentos.

A avaliação de risco promovida, quando se considera uma solicitação igual a N_{vm} , traduz-se em probabilidades de rotura da ordem dos 50%. Trata-se de um valor lógico uma vez que por definição, o valor médio de uma variável aleatória tem 50% de probabilidade de ocorrer.

Para qualquer dos cenários criados, a probabilidade de rotura da estrutura é muito próxima ou igual ao valor obtido segundo o critério preponderante para o dimensionamento do pavimento (fadiga por tração). Este facto é mais evidente quando a probabilidade de rotura segundo o outro critério (deformação permanente) é pouco expressiva.

A constatação anterior está relacionada com a alternância do critério preponderante para o dimensionamento do pavimento nas diferentes simulações. Sendo a probabilidade de rotura obtida por: $p_f = p_{ft} + p_{fz} - p_{ft \cap fz}$, sempre que não se altere o critério preponderante (fadiga por tração), o número máximo de eixos padrão que a estrutura admite, segundo esse critério, é sempre inferior ao máximo admissível pelo outro (deformação permanente). Assim, o não cumprimento do critério da deformação permanente implica o não cumprimento do critério da fadiga por tração, conseqüentemente $p_{ft \cap fz} = p_{fz}$ e desta forma $p_f = p_{ft}$.

A forma como o método da simulação de Monte Carlo foi implementado, guardando registo individual dos resultados obtidos em cada simulação, permite o estudo de outros fatores relevantes para a aplicação de modelos aproximados de determinação do risco, designadamente a capacidade resistente do pavimento segundo cada critério de ruína. Esta análise é particularmente relevante, porquanto permite a avaliação da distribuição de probabilidade da função do estado limite.

Avaliada pelo número de eixos padrão de 130 kN, a capacidade resistente de cada pavimento testado, foi sujeita ao teste do Qui-quadrado, adotando os mesmos procedimentos e funções de distribuição utilizados para a caracterização dos fatores e parâmetros relevantes para o dimensionamento de um pavimento. As distribuições escolhidas em função do teste são apresentadas seguidamente.

Para além das distribuições log-normal e gamma, que não se ajustaram de forma adequada à totalidade dos pavimentos simulados, nenhuma outra função revelou qualquer tipo de aproximação aos dados disponíveis.

Tabela 7.4 – Resultados do teste do qui-quadrado para o número máximo de eixos padrão que os pavimentos suportam.

Estrutura	SF [MPa]	Fadiga por tração	Deformação permanente
P1	90	log-normal	---
	120	---	gamma
	150	log-normal	gamma
P2	90	log-normal	log-normal
	120	log-normal	log-normal
	150	log-normal	log-normal
P3	90	log-normal	log-normal
	120	log-normal	log-normal
	150	log-normal	log-normal
P4	60	---	log-normal
	80	---	log-normal
	100	gamma	gamma
P5	60	log-normal	log-normal
	80	---	log-normal
	100	log-normal	log-normal
P6	60	log-normal	log-normal
	80	log-normal	log-normal
	100	log-normal	log-normal

Embora não permitam uma conclusão plena e consistente, os resultados apresentados evidenciam, que nos pressupostos e condicionantes em que a experiência foi realizada, o número máximo de eixos padrão de 130 kN que um pavimento admite, segundo cada um dos critérios de ruína, segue uma distribuição log-normal.

Esta eventual tendência, juntamente com o facto de na fase de caracterização probabilística dos fatores avaliados seguirem, ou terem a hipótese de seguir, uma distribuição normal, abre a possibilidade de aplicação de métodos simplificados em cuja formulação se admite a normalidade das variáveis e do resultado.

O facto de se considerar a possibilidade de a capacidade resistente de um pavimento seguir uma distribuição log-normal, implica que o seu logaritmo tenha uma distribuição normal.

7.2. Método FOSM

Assumindo para ponto de dimensionamento o valor obtido pelas médias das variáveis aleatórias e ainda a independência dos fatores envolvidos, o índice de fiabilidade é obtido por:

$$\beta_{FOSM} = \frac{G(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n})}{\sqrt{\sum_{j=1}^n \left(\frac{\partial G}{\partial X_i}\right)^2 \cdot \sigma_{X_i}^2}} \quad 7.4$$

Para além do conhecimento dos valores médios das variáveis envolvidas e respetivos desvios padrão, a aplicação deste método requer o conhecimento da primeira derivada da função do estado limite. Sendo a função do estado limite definida por dois critérios de ruína, não é possível determinar a sua derivada. De facto, como se observa na Figura 7.3, a função do estado limite para além de variar em função do critério preponderante, pode apresentar descontinuidades.

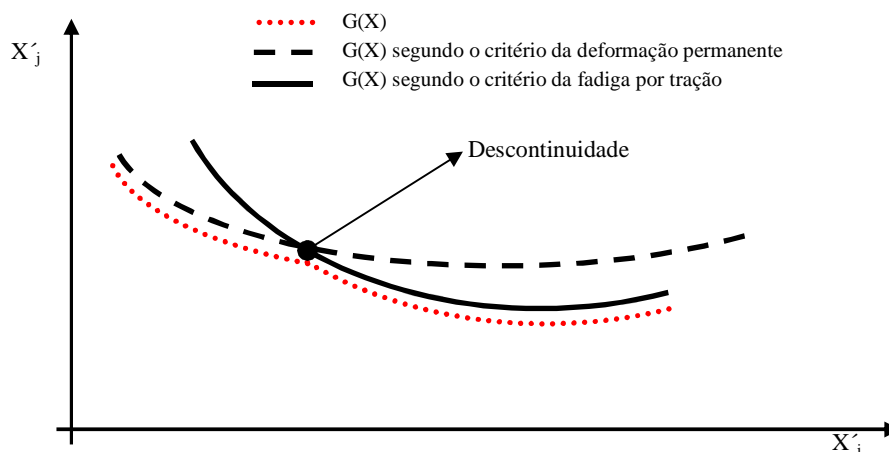


Figura 7.3 – Representação esquemática da função do estado limite de um pavimento

A limitação anterior não se aplica quando apenas se pretende avaliar o risco de rotura, segundo cada um dos critérios de ruína. Nestas condições, a continuidade da função “parcial” do estado limite é garantida e a sua taxa de variação pode ser determinada.

Desta forma, a implementação do método FOSM que seguidamente se apresenta é relativa aos critérios individuais. Para este efeito são assumidos os seguintes princípios:

1. Como variáveis independentes foram usados os parâmetros que condicionam o dimensionamento do pavimento e não os fatores que os influenciam. Assim, por cada camada de mistura betuminosa, duas variáveis foram utilizadas: Módulo de rigidez e espessura;

2. O facto de a expressão da Shell, para a avaliação do critério da fadiga por tração, utilizar a percentagem volumétrica de betume como elemento de cálculo, obriga à sua consideração como variável;
3. Para permitir uma melhor comparação dos resultados obtidos com a simulação de Monte Carlo, os valores médios e desvio padrão das variáveis atrás identificadas, foram determinados com base nas amostras de 1000 elementos geradas para cada um dos pavimentos. Os valores em causa são apresentados na Tabela 7.5;
4. A derivada da função “parcial” do estado limite foi determinada pela via analítica, recorrendo ao método da diferença finita central. Por este método, a 1ª derivada de uma função $f(x)$ é obtida por: $f'(x) = \frac{f(x+h)-f(x-h)}{2h}$, onde h é uma diferença suficientemente pequena. No âmbito deste trabalho adotou-se $h= 2,5\%$ do valor médio de cada variável.

Tabela 7.5 – Valores médios e desvios padrão das variáveis aleatórias utilizadas para a previsão do risco.

SF [MPa]	Camada de desgaste				Camada de ligação				Camada de base				V_b [%]		
	E* [MPa]		Espessura [cm]		E* [MPa]		Espessura [cm]		E* [MPa]		Espessura [cm]				
	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ	
P1	90	5251	535	5,1	0,41					6104	520	6,6	0,76	10,5	0,37
	120	5234	550	5,1	0,4					6121	519	6,7	0,79	10,5	0,35
	150	5266	537	5,1	0,4					6108	512	6,7	0,8	10,5	0,37
P2	90	5260	566	5,1	0,4					6132	531	11,4	1,32	10,5	0,36
	120	5236	552	5,1	0,4					6139	521	11,4	1,32	10,5	0,36
	150	5242	538	5,1	0,4					6094	512	11,4	1,33	10,5	0,36
P3	90	5213	567	5,1	0,41	6109	526	6,6	0,78	6079	521	9,4	1,06	10,5	0,35
	120	5238	546	5,1	0,39	6107	520	6,6	0,76	6099	513	9,5	1,11	10,5	0,35
	150	5252	561	5,1	0,4	6113	519	6,6	0,79	6096	521	9,5	1,09	10,5	0,35
P4	60	5255	579	5,1	0,39					6128	515	6,6	0,76	10,5	0,36
	80	5253	565	5,1	0,38					6120	525	6,6	0,76	10,5	0,37
	100	5225	551	5,1	0,41					6112	512	6,7	0,77	10,5	0,37
P5	60	5218	542	5,1	0,39					6125	536	11,4	1,39	10,5	0,36
	80	5279	556	5,1	0,38					6059	522	11,4	1,33	10,5	0,36
	100	5252	547	5,1	0,39					6109	524	11,4	1,33	10,5	0,37
P6	60	5233	551	5,1	0,4	6109	518	6,6	0,78	6131	545	9,5	1,05	10,5	0,37
	80	5259	556	5,1	0,39	6125	530	6,7	0,76	6146	527	9,5	1,11	10,5	0,36
	100	5229	547	5,1	0,41	6114	524	6,7	0,77	6103	527	9,5	1,1	10,5	0,36

Os resultados obtidos em cada uma das estruturas avaliadas são apresentados na Tabela 7.6 e na Tabela 7.7, onde também se avaliam as diferenças em relação ao método de simulação de Monte Carlo.

Observando os valores inscritos na Tabela 7.6 relativos à solicitação equivalente ao máximo que cada pavimento admite, considerando os valores previstos em projeto e estudo de formulação (N_{vp}), constata-se que as diferenças entre os valores obtidos pelo método FOSM e pela simulação de Monte Carlo não são elevadas. A maior diferença, 6,2%, é registada para a estrutura P6 com um solo de fundação de 80 MPa, segundo o critério da deformação permanente.

Ainda no âmbito da solicitação N_{vp} , os resultados evidenciam que o método FOSM subestima o risco ao nível do critério da fadiga por tração. Como se observa, exceto a estrutura P1 com um solo de fundação de 120 MPa, todas as diferenças entre a probabilidade de falha segundo o modelo de Monte Carlo e o FOSM são positivas.

Tabela 7.6 – Probabilidades de rotura: método FOSM versus simulação de Monte Carlo (MC), para uma solicitação igual a N_{vp}

Estrutura	SF [MPa]	Critério da fadiga por tração			Critério da deformação permanente		
		P_{ff}	P_{fmc}	$P_{fmc} - P_{ff}$	P_{ff}	P_{fmc}	$P_{fmc} - P_{ff}$
P1	90	68,2%	70,9%	2,7%	19,8%	20,7%	0,9%
	120	67,8%	67,2%	-0,6%	6,1%	5,0%	-1,1%
	150	66,5%	67,8%	1,3%	2,9%	1,5%	-1,4%
P2	90	69,3%	72,1%	2,8%	47,9%	54,0%	6,1%
	120	68,4%	73,4%	5,0%	33,8%	38,1%	4,3%
	150	69,1%	73,8%	4,7%	29,0%	31,9%	2,9%
P3	90	78,5%	79,4%	0,9%	70,8%	72,6%	1,8%
	120	75,7%	76,8%	1,1%	52,6%	56,3%	3,7%
	150	74,8%	75,1%	0,3%	44,9%	47,4%	2,5%
P4	60	65,9%	69,2%	3,3%	3,1%	1,6%	-1,5%
	80	66,2%	68,5%	2,3%	0,4%	0,1%	-0,3%
	100	64,5%	65,1%	0,6%	0,2%	0,0%	-0,2%
P5	60	69,1%	73,0%	3,9%	40,3%	45,1%	4,8%
	80	70,2%	73,2%	3,0%	24,4%	26,8%	2,4%
	100	69,3%	72,6%	3,3%	19,1%	20,0%	0,9%
P6	60	76,7%	78,7%	2,0%	62,8%	66,8%	4,0%
	80	74,1%	78,6%	4,5%	43,4%	49,6%	6,2%
	100	73,6%	75,1%	1,5%	40,5%	43,9%	3,4%

P_{ff} – Probabilidade de falha determinada pelo método FOSM;

P_{fmc} – Probabilidade de falha determinada pelo método de Monte Carlo

Relativamente aos resultados relativos à solicitação equivalente ao máximo admitido por cada estrutura, considerando os valores médios (N_{vm}), a maior diferença de previsão em relação ao método de Monte Carlo, é de 5,9% e é registada na estrutura P2 com um solo de fundação de 120 MPa, como se pode observar na Tabela 7.7. Olhando o critério da fadiga por tração, verifica-se que os valores obtidos pelo método FOSM são sempre inferiores aos obtidos pelo simulador.

Tabela 7.7 – Probabilidades de rotura: método FOSM versus simulação de Monte Carlo (MC), para uma solicitação igual a N_{vm}

Estrutura	SF [MPa]	Critério da fadiga por tração			Critério da deformação permanente		
		P_{ff}	P_{fmc}	$P_{fmc} - P_{ff}$	P_{ff}	P_{fmc}	$P_{fmc} - P_{ff}$
P1	90	47,4%	51,4%	4,0%	6,7%	6,1%	-0,6%
	120	47,4%	48,0%	0,6%	1,4%	0,7%	-0,7%
	150	47,2%	50,9%	3,7%	0,6%	0,4%	-0,2%
P2	90	44,6%	49,9%	5,3%	22,2%	23,9%	1,7%
	120	44,8%	50,7%	5,9%	13,1%	12,7%	-0,4%
	150	45,9%	50,0%	4,1%	9,6%	8,0%	-1,6%
P3	90	49,8%	54,5%	4,7%	35,2%	39,3%	4,1%
	120	46,6%	49,2%	2,6%	19,4%	20,5%	1,1%
	150	46,0%	50,1%	4,1%	14,7%	16,2%	1,5%
P4	60	46,0%	50,3%	4,3%	0,6%	0,1%	-0,5%
	80	47,6%	48,9%	1,3%	0,0%	0,0%	0,0%
	100	47,5%	48,2%	0,7%	0,0%	0,0%	0,0%
P5	60	47,2%	51,8%	4,6%	17,5%	17,0%	-0,5%
	80	47,8%	53,2%	5,4%	7,2%	5,2%	-2,0%
	100	47,9%	52,5%	4,6%	5,3%	4,7%	-0,6%
P6	60	48,0%	50,9%	2,9%	26,8%	28,9%	2,1%
	80	46,2%	50,5%	4,3%	14,0%	11,8%	-2,2%
	100	46,2%	50,5%	4,3%	12,7%	12,1%	-0,6%

P_{ff} – Probabilidade de falha determinada pelo método FOSM;

P_{fmc} – Probabilidade de falha determinada pelo método de Monte Carlo

Do ponto de vista do esforço computacional, para além da simulação efetuada com os valores médios, cada variável obriga a resolver o problema da verificação estrutural duas vezes, resultando desta forma, um esforço computacional de $2n+1$ simulações. Para os pavimentos P1, P2, P4 e P5, foram realizadas 11 simulações e 15 para as estruturas P3 e P6.

As duas simulações por variável resultam da utilização do método da diferença finita central, para se obterem as derivadas da função do estado limite. A utilização de outros modelos obriga a um número diferente de simulações.

7.3. Método das estimativas pontuais

O método das estimativas pontuais permite a estimação dos momentos de ordem m de uma função de $Y(X_1, \dots, X_n)$, partindo da ponderação do valor da função Y em certos pontos X_i .

Assumindo a independência das variáveis envolvidas e ainda a simetria das suas distribuições de probabilidade, recorrendo a uma aproximação por dois pontos, o valor esperado para o momento de ordem m da função $Y(X_1, \dots, X_n)$ é obtido pela expressão (3.43):

$$E(Y^m) = P \sum Y_{(S_1, S_2, \dots, S_n)}^m \tag{3.43}$$

Sendo:

$Y_{(S_1, S_2, \dots, S_n)}^m$ Representa o valor da função Y^m em cada uma das possíveis combinações de cálculo para os valores x_{i+} e x_{i-} ;

$$P = \frac{1}{2^n}$$

$$x_{+i} = \mu_{X_i} + \sigma_{X_i}$$

$$x_{-i} = \mu_{X_i} - \sigma_{X_i}$$

μ_{x_i} e σ_{x_i} São a média e o desvio padrão da variável x_i .

Na hipótese de o número de eixos padrão que uma estrutura admite, segundo cada um dos critérios de ruína, seguir uma distribuição log-normal, o risco associado ao dimensionamento do pavimento pode facilmente ser obtido recorrendo à função densidade de probabilidade da distribuição em causa:

$$P(X \leq x) = \int_0^{ln(x)} \left(\frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-[ln(x)-\mu]^2/(2\sigma^2)} \right) \partial_x \tag{7.5}$$

Idêntico resultado pode ser obtido assumindo a normalidade do logaritmo do número máximo de eixos padrão que a estrutura admite, segundo cada critério. Neste caso, a função de distribuição de probabilidade tem a seguinte forma:

$$P(X \leq x) = \int_{-\infty}^x \left(\frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \right) dx \quad 7.6$$

À semelhança do método FOSM, a aplicabilidade deste modelo é apenas viável para cada um dos critérios. Enquanto para o método FOSM a problemática se situa ao nível da determinação da primeira derivada, neste caso o problema reside na existência de diferentes momentos de ordem m para cada um dos critérios de ruína.

No contexto apresentado, a implementação deste modelo é também feita de forma independente para cada um dos critérios de dimensionamento, assumindo-se as seguintes hipótese e pressupostos:

1. Para além da percentagem volumétrica de betume (necessária para avaliar o critério da fadiga por tração), são consideradas variáveis a espessura e o módulo de rigidez das camadas betuminosas, admitindo-se a simetria das suas distribuições;
2. Pelos motivos apresentados aquando da implementação do método FOSM, também neste caso se recorre aos valores médios e desvios padrão determinado com base nas amostras com 1000 elementos criadas para a simulação de Monte Carlo;
3. Para efeitos de cálculo da probabilidade de rotura assume-se a normalidade do logaritmo do número de eixos padrão em cada critério de ruína. O valor médio e desvio padrão são obtidos por:

$$\mu_Y = E(Y) = P \sum Y_{(s_1, s_2, \dots, s_n)} \quad 7.7$$

$$\sigma_Y = \sqrt{E(Y^2) - [E(Y)]^2} \quad \text{sendo} \quad E(Y^2) = \sum Y_{(s_1, s_2, \dots, s_n)}^2 \quad 7.8$$

Juntamente com a comparação com os resultados da simulação de Monte Carlo, os valores obtidos são apresentados na Tabela 7.8 e na Tabela 7.9.

Para os dois níveis de solicitação considerados (N_{vp} e N_{vm}), a maior diferença entre o método de simulação de monte e o das estimativas pontuais, é de apenas 4,9%, observando-se este valor na Tabela 7.8 para o pavimento P6 com um solo de fundação de 80 MPa, segundo o critério da deformação permanente.

Tabela 7.8 – Probabilidades de rotura: método estimativas pontuais (EP) versus simulação de Monte Carlo (MC) – Para uma solicitação igual a N_{vp}

Estrutura	SF [MPa]	Critério da fadiga por tração			Critério da deformação permanente		
		P_{fep}	P_{fmc}	$P_{fmc} - P_{fep}$	p_{fep}	P_{fmc}	$P_{fmc} - P_{fep}$
P1	90	69,2%	70,9%	1,7%	21,0%	20,7%	-0,3%
	120	68,6%	67,2%	-1,4%	6,6%	5,0%	-1,6%
	150	66,6%	67,8%	1,2%	3,1%	1,5%	-1,6%
P2	90	70,4%	72,1%	1,7%	49,5%	54,0%	4,5%
	120	70,5%	73,4%	2,9%	35,2%	38,1%	2,9%
	150	71,2%	73,8%	2,6%	30,2%	31,9%	1,7%
P3	90	78,9%	79,4%	0,5%	71,8%	72,6%	0,8%
	120	76,4%	76,8%	0,4%	54,0%	56,3%	2,3%
	150	75,5%	75,1%	-0,4%	46,5%	47,4%	0,9%
P4	60	66,2%	69,2%	3,0%	3,3%	1,6%	-1,7%
	80	66,2%	68,5%	2,3%	0,4%	0,1%	-0,3%
	100	64,1%	65,1%	1,0%	0,2%	0,0%	-0,2%
P5	60	71,2%	73,0%	1,8%	41,2%	45,1%	3,9%
	80	71,9%	73,2%	1,3%	25,3%	26,8%	1,5%
	100	70,1%	72,6%	2,5%	19,9%	20,0%	0,1%
P6	60	77,0%	78,7%	1,7%	63,5%	66,8%	3,3%
	80	75,1%	78,6%	3,5%	44,7%	49,6%	4,9%
	100	73,7%	75,1%	1,4%	41,3%	43,9%	2,6%

P_{fep} – Probabilidade de falha determinada pelo método das estimativas pontuais;

P_{fmc} – Probabilidade de falha determinada pelo método de Monte Carlo.

À semelhança do que já se havia verificado para o método FOSM, também a metodologia das estimativas pontuais subestima a probabilidade de falha sob o ponto de vista da fadiga por tração. Como se observa, com diferenças mínimas, apenas os resultados inscritos na Tabela 7.9 para a estrutura P1 com um solo de fundação de 120 MPa e na Tabela 7.8 para a estrutura P1 e P3 com solos de fundação de 120 e 150 MPa, respetivamente, contrariam esta afirmação.

Tabela 7.9 – Probabilidades de rotura: método das estimativas pontuais (EP) versus simulação de Monte Carlo (MC) –
Para uma solicitação igual a N_{vm} .

Estrutura	SF [MPa]	Critério da fadiga por tração			Critério da deformação permanente		
		P_{fep}	P_{fmc}	$P_{fmc} - P_{fep}$	P_{fep}	P_{fmc}	$P_{fmc} - P_{fep}$
P1	90	48,6%	51,4%	2,8%	7,4%	6,1%	-1,3%
	120	48,4%	48,0%	-0,4%	1,6%	0,7%	-0,9%
	150	47,4%	50,9%	3,5%	0,7%	0,4%	-0,3%
P2	90	46,2%	49,9%	3,7%	23,5%	23,9%	0,4%
	120	47,6%	50,7%	3,1%	14,0%	12,7%	-1,3%
	150	47,7%	50,0%	2,3%	10,3%	8,0%	-2,3%
P3	90	50,4%	54,5%	4,1%	36,4%	39,3%	2,9%
	120	47,7%	49,2%	1,5%	20,6%	20,5%	-0,1%
	150	46,8%	50,1%	3,3%	15,6%	16,2%	0,6%
P4	60	46,4%	50,3%	3,9%	0,6%	0,1%	-0,5%
	80	47,6%	48,9%	1,3%	0,0%	0,0%	0,0%
	100	47,0%	48,2%	1,2%	0,0%	0,0%	0,0%
P5	60	49,8%	51,8%	2,0%	18,0%	17,0%	-1,0%
	80	49,3%	53,2%	3,9%	7,6%	5,2%	-2,4%
	100	48,7%	52,5%	3,8%	5,6%	4,7%	-0,9%
P6	60	48,7%	50,9%	2,2%	27,6%	28,9%	1,3%
	80	47,3%	50,5%	3,2%	14,7%	11,8%	-2,9%
	100	46,2%	50,5%	4,3%	13,1%	12,1%	-1,0%

P_{fep} – Probabilidade de falha determinada pelo método das estimativas pontuais;

P_{fmc} – Probabilidade de falha determinada pelo método de Monte Carlo.

O esforço computacional é neste caso obtido pelo número de combinações possíveis entre os pontos x_{+i} e x_{-i} , ou seja, 2^n . Para as estruturas P1, P2, P4 e P5 resulta em 32 simulações e em 128 para os pavimentos P3 e P6.

7.4. Análise comparativa dos métodos utilizados

Do ponto de vista do esforço computacional, o número de simulações necessárias para os métodos simplificados depende do número de variáveis consideradas, sendo a sua integral realização indispensável ao resultado final. O modelo de Monte Carlo não apresenta esta limitação.

Tratando-se de um modelo de simulação pura, para o método de Monte Carlo, o número de ensaios a realizar depende do nível de confiança que se pretende para o resultado final e do erro que se esteja disposto a aceitar. Recorrendo à expressão 3.50, para um nível de confiança de 95% e um erro na ordem dos 5%, para probabilidades de falha entre 10% e 90% são necessárias, respetivamente, 14 400 e 178 simulações. Caso se assuma um erro de 10% os valores anteriores são reduzidos para 3 600 e 44.

Pelo modelo FOSM, obtendo-se as derivadas pelo método das diferenças finitas centrais, um pavimento com n variáveis aleatórias requer $2n+1$ simulações. Tomando como exemplo a estrutura P3, na eventualidade de se considerar a totalidade dos parâmetros aleatórios envolvidos, às 7 variáveis consideradas neste trabalho, acrescem 3 por cada camada de material granular (módulo de rigidez, coeficiente de poisson e espessura) e 2 pelo solo de fundação, totalizando desta forma 15. Nestas condições, o número total de simulações necessárias ao método FOSM é de 31. Uma estrutura mais simples como a P1 apenas requer 21.

Pelo método das estimativas pontuais, utilizando uma aproximação por dois pontos, o número de simulações envolvidas é de 2^n . O carácter exponencial das simulações necessárias pode, na prática, comprometer a sua aplicabilidade. Recorrendo mais uma vez ao exemplo da estrutura P3, considerando a totalidade das variáveis envolvidas, o número de simulações necessárias é de 32 768. Para o pavimento P1 o valor é de 1 024.

Comparando diretamente os dois métodos simplificados utilizados, logo que o número de variáveis seja igual ou superior a 3, o FOSM é o modelo mais económico, do ponto de vista de esforço de cálculo.

O método de simulação de Monte Carlo, para além de permitir a determinação da probabilidade de ruína de um pavimento, utiliza toda a informação estatística disponível. É também o único onde é possível avaliar o erro cometido.

Os métodos simplificados não usam a totalidade da informação estatística disponível. De facto, enquanto o método FOSM assume a normalidade das variáveis envolvidas, o das estimativas pontuais, na formulação apresentada, assume a simetria das distribuições estatísticas.

Embora o método das estimativas pontuais permita utilizar mais informação estatística das variáveis aleatórias, a sua contabilização obriga a utilizar aproximações de 3, 4 ou mais pontos. Este processo aumenta de forma significativa o número de simulações necessárias. A título de exemplo, caso se pretenda utilizar aproximações com 3 pontos, o número de simulações necessárias será de 3^n . Contabilizando a variabilidade de todas as camadas envolvidas na estrutura P3, resultariam 14 348 907 simulações (59 049 para a estrutura P1), ou seja, impraticável.

Do ponto de vista prático, a grande limitação dos métodos simplificados é o facto de não permitirem a determinação da probabilidade de ruína de um pavimento. Pelas razões já apresentadas, apenas possibilitam a determinação dessa probabilidade, segundo cada um dos critérios. Seguindo a metodologia que de seguida se apresenta, esta limitação pode ser ultrapassada pela definição de um intervalo de variação para a probabilidade de ruína do pavimento.

Sendo a probabilidade de ruína obtida por: $p_f = p_{ft} + p_{fz} - p_{ft \cap fz}$, a dificuldade reside na determinação da probabilidade conjunta de rotura ($p_{ft \cap fz}$). Esta quantidade é particularmente importante quando a capacidade resistente do pavimento é idêntica segundo os dois critérios de ruína. Nestas condições é potenciada a alternância do critério de ruína preponderante para o dimensionamento.

Sempre que a alternância do critério de ruína não seja preponderante, a probabilidade conjunta é no máximo igual à probabilidade de ruína segundo o critério não preponderante. Ou seja:

$$p_f = p_{ft} + p_{fz} - p_{ft \cap fz} \geq \text{Max}\{p_{ft}, p_{fz}\} \quad 7.9$$

Não sendo os dois critérios de ruína mutuamente exclusivos e sendo evidente a sua dependência, então: $p_{ft \cap fz} \geq p_{ft} \times p_{fz}$ e desta forma:

$$p_f \leq p_{ft} + p_{fz} - p_{ft} \times p_{fz} \quad 7.10$$

Os limites anteriores definem o intervalo pretendido:

$$\text{Max}\{p_{ft}, p_{fz}\} \leq p_f \leq p_{ft} + p_{fz} - p_{ft} \times p_{fz} \quad 7.11$$

Determinados pela expressão anterior, os limites do intervalo de variação da probabilidade de ruína para os pavimentos analisados são de seguida apresentados.

Qualquer que seja o nível de solicitação considerado (N_{vp} - Tabela 7.10 e N_{vm} - Tabela 7.11), para todos os pavimentos observados, o intervalo assim definido contém a probabilidade de rotura obtida pela simulação de Monte Carlo.

Tabela 7.10 – Intervalos de variação da probabilidade de rotura considerando uma solicitação igual a N_{vp} .

	SF [MPa]	Método FOSM			Estimativas pontuais		
		Min.	Max.	Max-Min	Min.	Max.	Max-Min
P1	90	68,2%	74,5%	6,3%	69,2%	75,7%	6,5%
	120	67,8%	69,8%	2,0%	68,6%	70,7%	2,1%
	150	66,5%	67,4%	1,0%	66,6%	67,7%	1,0%
P2	90	69,3%	84,0%	14,7%	70,4%	85,1%	14,7%
	120	68,4%	79,1%	10,7%	70,5%	80,9%	10,4%
	150	69,1%	78,1%	8,9%	71,2%	79,9%	8,7%
P3	90	78,5%	93,7%	15,2%	78,9%	94,0%	15,2%
	120	75,7%	88,5%	12,8%	76,4%	89,2%	12,8%
	150	74,8%	86,1%	11,3%	75,5%	86,9%	11,4%
P4	60	65,9%	66,9%	1,1%	66,2%	67,3%	1,1%
	80	66,2%	66,3%	0,1%	66,2%	66,4%	0,1%
	100	64,5%	64,6%	0,1%	64,1%	64,2%	0,1%
P5	60	69,1%	81,6%	12,4%	71,2%	83,1%	11,8%
	80	70,2%	77,5%	7,3%	71,9%	79,0%	7,1%
	100	69,3%	75,2%	5,9%	70,1%	76,1%	6,0%
P6	60	76,7%	91,3%	14,6%	77,0%	91,6%	14,6%
	80	74,1%	85,3%	11,2%	75,1%	86,2%	11,1%
	100	73,6%	84,3%	10,7%	73,7%	84,6%	10,8%

Observando a amplitude dos intervalos criados registam-se valores significativos. As maiores amplitudes nas duas solicitações consideradas (N_{vp} e N_{vm}) são obtidas para uma estrutura P3 com um solo de fundação de 90 MPa. Nestes pavimentos, a grande amplitude do intervalo resulta do afastamento do limite máximo em relação ao valor da probabilidade de rotura obtida pela simulação de Monte Carlo (Tabela 7.3).

Para a estrutura P3 com um solo de fundação de 90 MPa, a observação atenta dos resultados apresentados na Tabela 7.3, revela que as probabilidades de rotura em ambos os critérios são elevadas, significando isto que a possibilidade de alternância do critério de ruína preponderante é relevante. Ou seja, a probabilidade de rotura segundo os dois critérios é muito mais elevada do que a estimativa obtida pelo seu produto justificando-se desta forma o valor elevado do limite superior do intervalo.

Sobre a amplitude do intervalo de previsão do risco observa-se, pelas razões apresentadas, que quanto maior o afastamento entre as probabilidades de rotura segundo cada um dos critérios, mais próximos serão os limites de previsão do risco.

Tabela 7.11 – Intervalos de variação da probabilidade de rotura considerando uma solitação igual a N_{vm} .

	SF [MPa]	Método FOSM			Estimativas pontuais		
		Min.	Max.	Max-Min	Min.	Max.	Max-Min
P1	90	47,4%	50,9%	3,5%	48,6%	52,3%	3,8%
	120	47,4%	48,2%	0,7%	48,4%	49,2%	0,8%
	150	47,2%	47,5%	0,3%	47,4%	47,7%	0,3%
P2	90	44,6%	56,9%	12,3%	46,2%	58,9%	12,6%
	120	44,8%	52,0%	7,3%	47,6%	54,9%	7,3%
	150	45,9%	51,1%	5,2%	47,7%	53,0%	5,4%
P3	90	49,8%	67,5%	17,7%	50,4%	68,4%	18,0%
	120	46,6%	57,0%	10,4%	47,7%	58,5%	10,8%
	150	46,0%	53,9%	7,9%	46,8%	55,1%	8,3%
P4	60	46,0%	46,3%	0,3%	46,4%	46,7%	0,3%
	80	47,6%	47,6%	0,0%	47,6%	47,6%	0,0%
	100	47,5%	47,5%	0,0%	47,0%	47,0%	0,0%
P5	60	47,2%	56,4%	9,2%	49,8%	58,9%	9,1%
	80	47,8%	51,5%	3,7%	49,3%	53,2%	3,8%
	100	47,9%	50,7%	2,8%	48,7%	51,6%	2,9%
P6	60	48,0%	62,0%	13,9%	48,7%	62,9%	14,2%
	80	46,2%	53,7%	7,5%	47,3%	55,0%	7,8%
	100	46,2%	53,0%	6,8%	46,2%	53,2%	7,0%

Anota-se finalmente que, independentemente da solitação em causa e qualquer que seja o pavimento observado, os limites dos intervalos não diferem de forma relevante entre os dois métodos, evidenciando-se mais uma vez a proximidade dos resultados obtidos por estas vias.

7.5. Conclusões

Nas condições em que a experiência foi realizada, a hipótese de se admitir a normalidade das variáveis envolvidas e a consideração de uma distribuição log-normal para o número de eixos padrão que uma estrutura admite segundo cada um dos critérios de ruína, permitiu obter resultados muito próximos dos valores determinados pelo método de simulação de Monte Carlo utilizando métodos aproximados (estimativas pontuais e FOSM).

Do ponto de vista do esforço computacional o método FOSM é o mais eficiente. O das estimativas pontuais, para um número elevado de variáveis, consome mais recursos que o método de simulação de Monte Carlo.

Os métodos simplificados apenas permitem a determinação da probabilidade de ruína segundo cada um dos critérios. Recorrendo à expressão 7.11, é possível definir um intervalo de variação para a probabilidade de ruína do pavimento. Este intervalo é independente do método simplificado adotado.

A impossibilidade anterior é motivada pela existência de dois critérios de ruína. O método FOSM requer a determinação da primeira derivada da função do estado limite. Havendo dois critérios, existem duas derivadas distintas. O método das estimativas pontuais requer o conhecimento da distribuição de probabilidade da função do estado limite. Sendo esta composta por dois critérios, ainda que a distribuição seja da mesma natureza, os seus parâmetros de ajustamento são diferentes.

O método de simulação de Monte Carlo é aquele que permite a determinação da probabilidade de ruína de um pavimento, possibilitando ainda a avaliação do erro cometido para certo grau de confiança. Para o mesmo nível de confiança e erro, menores probabilidades de ruína requerem maior número de simulações.

Do conjunto de métodos simplificados apresentados na fase de pesquisa bibliográfica, as metodologias FORM e SORM não foram utilizadas no âmbito deste trabalho. Este facto foi justificado pela utilização de um modelo elástico e linear para a realização da verificação estrutural, admitindo-se a linearidade da função do estado limite. As pequenas diferenças dos resultados obtidos pelo método FOSM em relação ao Monte Carlo, não contrariam tal linearidade.

Sendo o objetivo avaliar o risco associado ao dimensionamento de um pavimento, o método FOSM é mais adequado para uma fase de exploração de várias soluções. Em fase posterior, uma vez definida a solução a propor, o método de Monte Carlo garante com o grau de confiança e erro pretendidos, a determinação da probabilidade de ruína do pavimento.

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Face ao objetivo definido, avaliação do risco associado ao dimensionamento de um pavimento flexível, este foi claramente atingido. Para além do enquadramento teórico da problemática, foram identificadas e caracterizadas as variáveis aleatórias envolvidas, tendo-se posteriormente avaliado a probabilidade de rotura de um pavimento, recorrendo, numa primeira fase, a métodos de simulação e, em fase posterior, utilizando modelos simplificados.

Salientando-se desde já a síntese de conhecimentos apreendidos durante a realização deste estudo, apresentam-se de seguida as principais conclusões obtidas e ainda linhas de trabalho e investigação futuras.

8.1. Conclusões

Os dados disponíveis e a necessidade de promover a caracterização probabilística do módulo de rigidez de uma mistura betuminosa, permitiram caracterizar estatisticamente os seguintes fatores: Percentagem de betume, baridade / porosidade e percentagem de material que passa nos peneiros n.º 200, n.º 4, 3/4’’ e 3/8.

Da realização do teste do qui-quadrado para cada um dos fatores enunciados, salienta-se a predominância das distribuições normal e weibull. Neste âmbito, importa referir que embora se tenha optado pela distribuição weibull para a caracterização de alguns, a distribuição normal poderia também ter sido escolhida uma vez que o teste de aderência não rejeitou essa possibilidade. Ou seja, a normalidade dos fatores que condicionam a rigidez de uma mistura é uma hipótese aceitável.

Caracterizados os betume 35/50 e 50/70 com base em elementos fornecidos pela GALP, constatou-se que a relação proposta pela Shell (1978) para relacionar a temperatura de amolecimento com a penetração a 25°C, sobrestima essa temperatura propondo-se a expressão 4.26 como alternativa.

Comparando a variabilidade dos fatores estudados com os limites definidos no caderno de encargos, observa-se, que apenas a percentagem de betume e o material retido no peneiro n.º 200 nas misturas com propriedades de macadame, cumprem os limites de variação definidos.

Da análise de sensibilidade dos diferentes modelos para determinar o módulo de rigidez de uma mistura betuminosa, a baridade / porosidade revelou-se como um fator preponderante. De facto, mesmo para variações reduzidas, o módulo de rigidez sofre alterações significativas.

Comparando os resultados obtidos pelos diferentes métodos utilizados para determinar o módulo de rigidez de uma mistura betuminosa, verifica-se que os da Universidade de Nottingham e da Shell são os mais sensíveis às variações dos fatores analisados. Recorrendo a estes modelos, a escolha dos valores para os fatores necessários deve ser criteriosa uma vez que todos são importantes e influentes.

Recorrendo aos modelos do Asphalt Institute e Hirsch para a determinação da rigidez de uma camada betuminosa, para além da baridade / porosidade, particular atenção deve ser dada à seleção do valor da penetração a 25°C. Juntamente com os fatores referidos, utilizando o modelo Witczak de 1999, a percentagem de material que passa no peneiro n.º 4 é também relevante.

Da análise de sensibilidade feita aos parâmetros necessários à verificação estrutural de um pavimento ao nível das camadas betuminosas, a espessura é mais importante e influente que o módulo de rigidez.

Ao nível das camadas de desgaste e de base, as variações do módulo de rigidez, são mais influenciadoras da resistência sob o ponto de vista da deformação permanente. Para a camada de ligação não há predominância sobre qualquer critério. Qualquer que seja a camada onde se varie a espessura, a sua influência é mais relevante ao nível da deformação permanente.

A melhoria das condições de fundação reduz a influência da espessura das camadas na capacidade resistente. Excluindo a camada de base sob o ponto de vista da fadiga por tração, idêntica afirmação pode efetuar-se em relação ao módulo de rigidez.

Encarando o risco associado ao dimensionamento de um pavimento como a probabilidade de rotura, caracterizadas probabilisticamente as variáveis envolvidas, a sua determinação, recorrendo ao método de simulação, embora moroso do ponto de vista de cálculo, é um processo fácil de implementar computacionalmente. Para o mesmo nível de significância, probabilidades de rotura mais baixas requerem maior número de simulações.

A grande dificuldade na implementação de métodos simplificados como os utilizados neste trabalho (FOSM e estimativas pontuais) prende-se com a existência de dois critérios de dimensionamento. Este facto impossibilita que, recorrendo a esta via, se determina a probabilidade de ruína de um pavimento.

Neste contexto, os métodos simplificados apenas podem ser aplicados individualmente a cada um dos critérios, tendo-se verificado que, com as hipóteses assumidas e tendo presentes os condicionalismos em que as experiências foram realizadas, estes conduzem a resultados muito satisfatórios.

Os métodos simplificados podem ainda ser utilizados na definição de um intervalo para a probabilidade de rotura de um pavimento. Tal intervalo é definido pela expressão 7.11.

Comparando o esforço computacional dos dois métodos simplificados avaliados, conclui-se que o das estimativas pontuais obriga a elevado esforço de cálculo. Na eventualidade de se considerarem variáveis aleatórias todos os parâmetros de todas as camadas envolvidas, o número de simulações necessário para o método das estimativas pontuais é elevadíssimo e pode na prática inviabilizar a sua aplicação.

Assumindo a normalidade das variáveis envolvidas, o método FOSM é um modelo de baixo esforço computacional, que apresenta bons resultados.

O risco é um subproduto resultante da realização de qualquer atividade e não pode ser eliminado. Conhecidos os fatores e parâmetros com influência em certo sistema estrutural, a avaliação do risco de ruína passa pela sua caracterização e pela definição da competente função do estado limite.

O facto de não se poder eliminar o risco não significa que não se possa atuar ao nível dos fatores de incerteza que contribuem para a sua existência. No âmbito deste trabalho foram identificados e caracterizados um conjunto significativo de fatores que contribuem para a variabilidade dos parâmetros de dimensionamento de um pavimento. Atuando ao nível do controlo dos processos de produção e execução das misturas betuminosas, é possível reduzir a incerteza e melhorar de forma relevante a qualidade do produto final.

Embora a ruína de um pavimento não tenha o efeito visual que se pode observar noutra tipo de estruturas, a sua ocorrência, para além da perda de nível de serviço para os utentes e gestores da infraestrutura, implica um novo e avultado investimento. Optando por uma solução com risco elevado, aumenta-se a probabilidade de novo investimento antes do tempo para o qual o pavimento foi dimensionado. Escolhendo uma solução com risco mais baixo, essa probabilidade diminui. Ou seja, a avaliação do risco permite uma gestão mais assertiva de investimentos futuros.

A determinação do risco de ruína de um pavimento permite ao projetista apresentar diferentes propostas, com riscos e custos diferenciados. É desta forma viável a geração de uma função de valor que permita ao decisor uma escolha consciente do nível de risco que está disposto a correr, em função do investimento necessário.

8.2. Trabalho futuro

O trabalho apresentado tem por base um conjunto de dados recolhidos em obras realizadas no distrito de Bragança e em informação fornecida pela GALP. Tendo em conta o carácter fundamentalmente teórico e exploratório do tema abordado, os dados recolhidos revelaram-se suficientes para as análises realizadas, uma vez que permitiram a definição de distribuições de probabilidade para os fatores e parâmetros estudados.

A generalização da avaliação do risco associado ao dimensionamento de pavimentos, seguindo o tipo de abordagem exposta, requer desde logo o alargamento da base de dados que permitiu a caracterização estocástica das variáveis analisadas, sendo também importante a recolha de informação que permita a consideração dos parâmetros relativos às camadas granulares e solos de fundação.

Os resultados obtidos ao nível das distribuições probabilísticas da capacidade resistente dos pavimentos avaliados foram determinados tendo por base o modelo Witczak de 1999, para a obtenção dos parâmetros mecânicos das misturas betuminosas. A escolha de outros modelos pode alterar os resultados obtidos, sendo desta forma importante avaliar este condicionalismo.

Em todo o processo de dimensionamento de um pavimento, uma das principais fontes de incerteza é a previsão das ações. É desta forma importante incorporar a sua variabilidade no processo de dimensionamento.

A avaliação da probabilidade de rotura de certo pavimento, em fase de projeto, permite a comparação de diferentes soluções com diferentes custos, possibilitando uma decisão mais clara e fundamentada.

Durante a fase de obra, a definição dos tipos de materiais a implementar, a recolha de amostras e a monitorização geométrica das camadas, permite um ajustamento das premissas assumidas no dimensionamento à realidade.

Em fase de exploração, o conhecimento das ações passadas permite uma redução gradual da incerteza associada a este aspeto, com especial relevo para o número de veículos que solicitam a infraestrutura.

Neste contexto, sendo importante a avaliação do risco em fase de dimensionamento, as fases de obra e de exploração permitem a implementação de processos de gestão do risco, possibilitando um planeamento mais assertivo para os gestores da infraestrutura, sendo por esta razão um aspeto a desenvolver.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Al-Qadi I. L. e Yoo P. J., 2007. *Effect of Surface Tangential Contact Stresses on Flexible Pavement Response.* Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, vol. 76, pp. 663-692.

Al-Qadi, I. L., Elseifi, M. e Yoo, P. J., 2004. *Pavement Damage due to Different tires and Vehicle Configurations.* Virginia Tech Transportation Institute, Blacksburg.

Andrei, D., Witczak, M. W. e Mirza, W., 1999. *Development of a Revised Predictive Model for the Dynamic (Complex) Modulus of Asphalt Mixtures.* Inter Team Technical Report prepared for the NCHRP 1-37A Project, Department of Civil Engineering, University of Maryland.

Antunes, M. L. B. C., 1993. *Avaliação da Capacidade de Carga de Pavimentos Utilizando Ensaio Dinâmicos.* Tese para obtenção do grau de doutor, Universidade Técnica de Lisboa.

ARA, Inc., 2003. *Guide For Mechanistic-Empirical Pavement Design of New and Rehabilitated Pavement Structures; Appendix CC-3, Updated Traffic Frequency Calculation for Asphalt Layers, Final Document.* NCHRP.

ARA, Inc., 2004. *Guide For Mechanistic-Empirical Pavement Design of New and Rehabilitated Pavement Structures; Part 2 Design Inputs, Chapter 3 Environmental Effects.* NCHRP.

ARA, Inc., 2004a. *Guide For Mechanistic-Empirical Pavement Design of New and Rehabilitated Pavement Structures; Part 2 Design Inputs, Chapter 2 Material Characterization.* NCHRP.

ARA, Inc., 2004b. *Guide For Mechanistic-Empirical Pavement Design of New and Rehabilitated Pavement Structures; Final Document. Appendix gg-1: Calibration of Permanent Deformation Models for Flexible Pavements.* NCHRP.

ARA, Inc., 2004c. *Guide For Mechanistic-Empirical Pavement Design of New and Rehabilitated Pavement Structures; Final Document. Appendix ii-1: Calibration of Fatigue Cracking Models for Flexible Pavements.* NCHRP.

Ayres, M., 1997. *Development of a Rational Probabilistic Approach for Flexible Pavement Analysis.* Ph.D. Dissertation, University of Maryland, College Park, MD.

Azevedo. M. C. M., 1993. *Características Mecânicas de Misturas Betuminosas para Camadas de Base de Pavimentos.* Tese para obtenção do grau de doutor, Universidade Técnica de Lisboa.

Balay, J., 1997. *Mechanical Behavior of Soils and Unbound Granular Materials, Modeling of Flexible Pavements – Recent advances.* Proceedings of the 8th International Conference on Asphalt Pavements, Vol. I University of Washington, Seattle.

Balay, J., Correia, A. G., Jouve, P., Horny, P., Pauthe, J. L., 1998. *Étude Expérimentale et Modélisation du Comportement Mécanique des Graines Non Traitées et des sols supports de Chaussées - Dernières Avancées.* Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées – 216, pp. 3 – 18.

Barbosa, L. F., 1984. *O Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis, de Estradas e de Aeródromos e dos seus Reforços.* Tese para obtenção do grau de mestre, Universidade Nova, Lisboa.

Barenberg, E.J. e Thompson, M.R., 1992. *Calibrated Mechanistic Structural Analysis Procedures for Pavements, Phase 2. Draft Final Report. NCHRP Project 1-26. National Cooperative Highway Research Program.* Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Bari, J., 2005. *Development of a New Revised Version of the Witczak E* Predictive Models for Hot Mix Asphalt Mixtures.* Ph.D. Dissertation, Arizona State University.

Bari, J. e Witczak, M. W., 2006. *Development of a New Revised Version of the Witczak E* Predictive Model for Hot Mix Asphalt Mixtures.* Proceedings, The Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 75, pp. 381-424

Barksdale, R. G., 1971. *Compressive Stress Pulse Time in Flexible Pavements for Use in Dynamic Testing.* Highway Research Record 35. Highway Research Board, pp 32-44.

Bonaquist, R., Pellinen, T. e Witczak, M. W., 1998. *Development of Relationship Between Binder Viscosity and Stiffness.* Superpave Support and Performance Models Management. Submitted to U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.

Boussinesq, J., 1885. *Application des Potentiels à L'étude de L'équilibre et du Mouvement des Corps Élastiques.* Gauthier Villars, Paris

Boyce, J. R., 1980. *A non-linear Model for the Elastic Behaviour of Granular Materials under Repeated Loading.* International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading. Swansea, United Kingdom.

Branco, C. A. G. M., 1998. *Mecânica dos Materiais.* Fundação Calouste Gulbenkian (ISBN 972-31-0825-9), Porto

- Branco, F., Pereira, P. e Picado-Santos, L. 2005.** *Pavimentos Rodoviários*. Edições Almedina (ISBN 972-40-2648-5), Coimbra.
- Brown, S. F. e Gibb, J. M., 1996.** *Validation Experiments for Permanent Deformation Testing of Bituminous Mixtures*. Journal of The Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 65, pp. 255-289
- Brown, S. F., 1973.** *Determination of Young's Modulus for Bituminous Materials in Pavement Design*. Highway Research Record 431, Highway Research Board, pp 38-49.
- Brown, S. F., 1985.** *The Analytical Design of Bituminous Pavements*. Proceedings of Institution of Civil Eng., Part 2, Vol. 79, pp, 1 – 31, Paris.
- Brunton, J. M., Brown S. F., Pell, P. S., 1987.** *Developments to the Nottingham Analytical Design Method for Asphalt Pavements*. Proceedings of the 6th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, Michigan, Vol. I, pp. 368-377.
- Burmister, D. M., 1945.** *The General Theory of Displacements in Layered Soil Systems, III*. Journal of Applied Physics, Vol. 16, pp. 296-302.
- Christensen, D. W., e Anderson, D. A., 1992.** *Interpretation of Dynamic Mechanical Test Data for Paving Grade Asphalt Cement*. Journal of Transportation Engineering, Vol. 61, pp. 67-116.
- Christensen, D. W., Pellinen, Jr. T. e Bonaquist, R. F., 2003.** *Hirsch Model for Estimating the Modulus of Asphalt Concrete*. Journal of Association of Asphalt Paving Technologists, vol. 72.
- Coelho, J. P., Cunha, L. M. e Martins, I.L., 2008.** *Inferência Estatística com utilização do SPSS e G*power*. (ISBN 978-972-618-517-8), Edições Sílabo, Lda, Lisboa.
- Collop, A. C. e Cebon, D., 1995.** *A Parametric Study of Factors Affecting Flexible Pavement Performance*. Journal of Transportation Engineering, Vol. 121(6), pp. 485-494.
- Coons, R. F. e Wright.P. H. , 1968.** *An Investigation of the Hardening of Asphalt Recovered from Pavement of Various Ages*. Proceedings, The Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 37, pp. 510-522.
- Cooper, K.E., Brown, S.F. e Pooley, G.R., 1985.** *The Design of Aggregate Gradings for Asphalt Basecourses*. Proceedings, The Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 54, 324-346.
- Cornell, A. C., 1969.** *A Probability Based Structural Code*. Journal American Concrete Institute, Vol. 66, n.º 12, pp 974-985.
- COST 333, 1999.** *Developments of New Bituminous Pavement Design Method*. Luxembourg.

COST 334, 2001. *Effects of wide single tyres and dual tyres. Final Report of the Action (Version 29).* European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research.

Cundall, P. A. e Strack, O. D. L., 1979. *A Discrete Numerical Model for Granular Assemblies.* Géotechnique, vol. 29m n.º1, pp 47-65.

Dai, S. H. e Wang, M. O., 1992. *Reliability Analysis in Engineering Applications.* Van Nostrand Reinhold, New York

D'Angelo, J., Dongre, R., Gudimettla, J., Myers, L. e Paugh, C., 2005. *Field Evaluation of Witczak and Hirsch Models for Predicting Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt: Part 1.* Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 74

Daniel, J. S., Bisirri, W. e Kim, Y. R., 2004. *Fatigue Evaluation of Asphalt Mixtures Using Dissipated Energy and Viscoelastic Continuum Damage Approaches.* Journal of The Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 73.

Dauzats, M., Di Benedetto, De La Roche, P. e Rampai, A., 1988. *Mécanisme de fissuration de surface des couches de roulement.* Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées 154. Mars-Avril.

Davis, R., 1988. *Large Stone Mixes: An Historical Insight.* IS-103, National Asphalt Paving Association.

Der Kiureghian, A. 1985. *Finite element method in structural safety studies.* Editors, Structural Safety Studies, ASCE, New York, pp. 40-52.

Der Kiureghian, A. 1989. *Measures of structural safety under imperfect states of knowledge.* Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 115, No. 5, pp. 1119-1140.

Devore, J. L., 2004. *Probability and Statistic for Engineering and the Sciences.* (ISBN 0-534-39933-9), Tradução de Joaquim Nunes da Silva, Pioneira Thomson, São Paulo.

Di Benedetto, H., De la Roche, C. e Francken, J., 1998. *State of the art on stiffness modulus and fatigue of bituminous mixtures, Bituminous binders and mixes: state of the art and interlaboratory tests on mechanical behaviour and mix design.* RILEM Report 17, Ed. L. Francken, Londres.

Dormon, G. M. e Metcalf, C. T., 1965. *Design Curves for Flexible Pavements Based on Layered System Theory.* Highway Record 71, Highway Research Board, pp 69-84.

Dunlap, W.S., 1963. *A Report on a Mathematical Model Describing the Deformation Characteristics of Granular Materials.* Technical Report 1, Project 2-8-62-27, TTI, Texas A & M University.

- Eckmann, B., 1998.** *New Tools for Rational Pavement Design*. Fifth International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfield, Trondheim.
- Eisenmann, J., Hilmer, A. 1987.** *Influence of Wheel Load and Inflation Pressure on the Rutting Effect at Asphalt-Pavements - Experiments and Theoretical Investigations*. Proceedings, 6th International Conference, Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, Michigan, pp. 392 - 403.
- Ferry-Borges, J. e Castanheta, M., 1985.** *Structural Safety*. Curso 101, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa
- Finn F. N., Saraf C., Kulkarni R., Nair K., Smith W. e Abdullah A., 1977.** *The Use of Distress Prediction Subsystems for Design of Pavements Structures*. Proceedings, 4th International Conference, Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, Michigan, pp. 3-38.
- Fonseca, O. A., Witczak, M.W., 1996.** *A Prediction Methodology for the Dynamic Modulus of In-Place Aged Asphalt Mixtures*. Proceedings, Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 65, pp. 532-559
- Freire, A. C. F. O. R., 1994.** *Estudos Relativos a Camadas de Pavimentos Constituídas por Materiais Granulares*. Dissertação para a obtenção do grau de mestre, LNEC, Lisboa.
- Freitas, E., F., 2001.** *Dimensionamento de Pavimentos Rodoviários Flexíveis*. Lição apresentada no âmbito das provas de aptidão pedagógica e de capacidade científica. Universidade do Minho.
- Garcia, G., e Thompson, M., 2007.** *HMA Dynamic Modulus Prective Models*. A Review. Research Report FHWA-ICT-07-005, Illinois Center for Transportation
- George, K. P., 2003.** *Falling Weight Deflectometer for Estimating Subgrade Resilient Moduli*. Department of Civil Engineering University of Mississippi, University of Mississippi.
- Ghuzlan, K. e Carpenter, S. H., 2000.** *An Energy-Derived/Damage-Based Failure Criteria for Fatigue Testing*. Transportation Research Record No. 1723, p.131-141.
- Ghuzlan, K., 2001.** *Fatigue Damage Analysis in Asphalt Concrete Mixtures Based Upon Dissipated Energy Concepts*. Ph.D. Dissertation, University of Illinois at Urbana Champaign.
- Guimarães, R. C. e Cabral, J. A. S., 1997.** *Estatística – Edição Revista*. (ISBN 972-8298-45-5) McGraw-Hill, Portugal
- Haider, S. W. e Chatti, K., 2006.** *Effect of Design and Site Factors on Structural Rutting of Flexible Pavements in the LTPP SPS-1 Experiment*. Journal of The Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 75, pp 425-456.

Haldar, A. e Mahadevan, S., 2000. *Probability, Reliability and Statistical Methods in Engineering Design*. John Wiley & Sons, New York.

Hasofer, A. M. e Lind, N. C., 1974. *Exact and invariant second-moment code format*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 100, EM1, pp. 111–121

Heukelom, W., 1973. *An improved Method of Characterizing Asphaltic Bitumens with the Aid of their Mechanical Properties*. Journal of The Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 42, pp. 67-98.

Heukelom, W., Klomp, A. J., 1964. *Road Design and Dynamic Loading*. Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 33, pp. 92-125.

Highway Research Board, 1962. *The AASHO Road Test, Special Report 73*. Publication no. 1012, Washington, D. C..

Hirsch, T. J., 1962. *Proceedings of the American Concrete Institute*. Vol. 59, p. 427.

Hofstra, A. e Klomp, A. J., 1972. *Permanent Deformation of Flexible Pavements Under Simulated Road Traffic Conditions*. Proceedings, Third International Conference, Structural Design of Asphalt Pavements. London, pp 613-621.

Hogg, A. H. A., 1938. *Equilibrium of a Thin Plate Symmetrically Loaded, Resting on an Elastic Foundation of Infinite Depth*. The London, Edimburg and Dublin Magazine and Journal of Science.

Hornych, P., Kazai, A. e Piau, J. M., 1998. *Study of the Resilient Behaviour of Unbound Granular Materials*. 5th International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields. Trondheim, Norway.

Huang, Y. H., 1993. *Pavement Analysis and Design*. Prentice Hall. New Jersey

Hwang, D. e Wiyczak, W., 1979. *Program DAMA (Chevron), User's Manual*. Department of civil Engineering, University of Maryland.

Instituto de Meteorologia, 2012. Normas Climatológicas - 1981-2010 (provisórias) - Bragança. Acedidas em: 05-10-2011, em: <http://www.meteo.pt/pt/oclima/normais.clima/1981-2010/003/>

Jacobs, M.M., 1995. *Crack Growth in Asphaltic Mixes*. Ph.D. Dissertation, Delft Institute of Technology, The Netherlands

JAE, 1995. *Manual de Dimensionamento de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional*. Almada.

- Kaloush, K.E., 2001.** *Simple Performance Test for Permanent Deformation of Asphalt Mixes*. Ph.D. Dissertation. Arizona State University. Tempe, AZ.
- Kerkhoven, R. E. e Dormon, G. M., 1953.** *Some Considerations on the Californian Bearing Ratio Method for Design of Flexible Pavements*. Shell Bitumen Monograph n.º1.
- Leahy, R.B., 1989.** *Permanent Deformation Characteristics of Asphalt Concrete*. Ph.D. Dissertation, University of Maryland, College Park.
- Lemos, A. F. T., 1990.** *Mecânica dos Meios Contínuos*. Lisboa
- Lima, H., Quaresma, L., Fonseca, E., Pinelo, A. e Barros, R., 1999.** *Caracterização do Factor de Agressividade do Tráfego de Veículos Pesados em Portugal*. Ministério do Equipamento, do Planeamento e da Administração do Território, Lisboa.
- Madsen, H. O., Krend, S. e Lind, N. C., 2006.** *Methods of Structural Safety. 2nd edition*. Dover Publications, Mineola, New York
- Masad, E., Zollinger, C., Bulut, R., Little, D. e Lytton, R., 2006.** *Characterization of HMA Moisture Damage Using Surface Energy and Fracture Properties*. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 75, pp. 713-754
- Matsuno, S. e Nishizawa, T., 1992.** *Mechanism of Longitudinal Surface Cracking in Asphalt Pavements*. Proceedings of the Seventh International Conference on Asphalt Pavements, Vol. 2, Nottingham, UK, pp. 277-291.
- Menezes, R. C. R. e Schueller, G. I., 1996.** *On structural reliability assessment considering mechanical model uncertainties*. Proceedings of the International workshop on Uncertainty: models and measures, Lambrecht, Germany, pp. 173-186
- Miranda, C. M. V., 1995.** *Manual de Dimensionamento de pavimentos rodoviários*. JAE - Direcção de Serviços Regionais do Norte, Porto.
- Mirza, M. W. e Witczak, M. W., 1995.** *Development of a Global Aging System for Short and Long Term Aging of Asphalt Cements*. Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 64, pp.393-418.
- Monismith, C.L., Epps, J.A. e Finn., F.N., 1985.** *Improved Asphalt Mix Design*. Proceedings, the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 54, 347-406.
- Moossazadeh, J.M. e Witczak, W., 1981.** *Prediction of Subgrade Moduli for Soil That Exhibits Nonlinear Behavior*. Transportation Research Record 810, TRB, National Research Council, Washington, D.C.

Myers, L. A., Roque, R. e Ruth, B. E., 1998. *Mechanisms of Surface-Initiated Longitudinal Wheel Path Cracks in High-Type Bituminous Pavements.* Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 67, pp. 401-432.

OCDE, 1983. *Impacts of heavy freight vehicles.* Paris, França.

OCDE, 1988. *Heavy trucks, climate and pavement damage.* Paris, França.

OCDE, 1991. *Full Scale Pavement Test.* Proceeding of Concluding Conference - Force Projec, France.

Oliveira, J.R.M., Pais, J.C., Thom, N.H. e Zoorob, S.E., 2009. *The effect of using rest periods in 4PB tests on the fatigue life of grouted macadams.* Second Workshop on Four-point Bending, Guimarães, Portugal, 24-25 September.

Pais, J. C., 1999. *Consideração da Reflexão de Fendas no Dimensionamento de Reforços de Pavimentos Flexíveis.* Tese de Doutoramento, Universidade do Minho. Braga.

Pais, J. C., Pereira, P. A. A., Minhoto, M. J. C., Fontes L. P. T. L., Kumar, D. S. N. V. A. e Silva B. T. A., 2009. *The prediction of fatigue life using the k1-k2 relationship.* Second Workshop on Four-point Bending, Guimarães, Portugal, 24-25 September.

Pan, T., Tutumluer, E. e Carpenter, S. H., 2006. *Rutting Behavior of NCAT Pavement Test Track Superpave Asphalt Mixes Analyzed For Aggregate Morphology Effects.* Journal of The Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 75, pp 1169 - 1194

Pell, P. S. e Cooper, K. E., 1975. *The Effects of Testing and Mix Variables on the fatigue Performance of Bituminous Materials.* Proceedings, The Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 38, pp. 371-422

Pellinen, T. K. e Witczak, M. W., 2002. *Stress Dependent Master Curve Construction for Dynamic (Complex) Modulus.* Proceedings, The Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 71, pp. 315-344

Pellinen, T. K. , Zofka, A. , Marasteanu, A. e Funk, N., 2007. *Asphalt Mixture Stiffness Predictive Models.* Journal of Association of Asphalt Paving Technologists, vol. 76

Pereira, P. e Miranda, C. M. V., 1999. *Gestão da Conservação dos Pavimentos Rodoviários.* Tipografia Barbosa & Xavier (ISBN 972-8533-04-7), Braga.

Peyronne C., Caroff G. Et Gilbert C., 1991. *Cours de Routes - Dimensionnement des Chaussées.* Presses de L' école National des Ponts et Chaussées.

- Picado-Santos, L., 1988.** *Método de Dimensionamento da SHELL para Pavimentos Rodoviários Flexíveis: Adaptação às Condições Portuguesas - Volume I.* Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra
- Picado-Santos, L., 1994.** *Consideração da Temperatura no Dimensionamento de Pavimentos Rodoviários Flexíveis - Volume I.* Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Picado-Santos, L., 1996.** *Temperatura de Serviço em Pavimentos Rodoviários Flexíveis, Elementos para a sua Determinação.* Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra
- Powell, W. D., Potter, J. F., Mayhew, H. C. e Nunn, M. E., 1984.** *The Structural Design of Bituminous Roads.* Transportation and Road Research Laboratory, Laboratory Report 1132.
- Regis, M.C., 1985.** *Cours de Routes – Assises de Chaussées.* Presses de L' école National des Ponts et Chaussées
- Robbins, M. M., 2009.** *An Investigation into Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt and its Contributing Factors.* A Thesis submitted to the graduate faculty of Auburn University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Masters of Science, Auburn, Alabama.
- Rosenblueth, E. 1975.** *Point estimates for probability moments.* Proc. Nat. Acad. Sc. USA, vol 72, nº 10, pp 3812-3814.
- Rosenblueth, E. 1981.** *Two-point estimates in probabilities.* Appl. Math. Modelling, vol 5, no. 2, pp 329–335
- Sall, R. N. J. e Pell, P. S., 1960.** *Fatigue of Bituminous Road Mixes.* Kolloid Zeitschrift (Darmstadt), vol. 171.
- Seed, H.B., Mitry, F.G., Monosmith, C.L., e Chan, C.K., 1967.** *Prediction of Pavement Deflection From Laboratory Repeated Load Tests.* NCHRP Report 35, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- Shahin, M. Y., 1977.** *Design system for minimising asphalt concrete thermal cracking.* Proceedings of the fourth International conference on the structural design of asphalt pavements, vol. 1 pp. 920-932. Ann Arbor.
- Shell International Petroleum Company, Ltd, 1978.** *Shell Pavement Design Manual – Asphalt Pavements and Overlays for Road Traffic.* London.

Shen, S. e Samuel H. Carpenter, S. H., 2007. *Development of an Asphalt Fatigue Model Based on Energy Principles*. Proceedings, The Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 76, pp. 525-571.

Shinozuka, M., 1983. *Basic analysis of structural safety*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 109, no. 3, pp. 721-740.

Shoorman, L. M., 1968. *Probabilistic Reliability: An Engineering Approach*. McGraw-Hill, New York.

Silva, H. M. R. D., 2005. *Caracterização do Mastique Betuminoso e da Ligação Agregado-Mastique. Contribuição para o Estudo do Comportamento das Misturas Betuminosas*. Tese de Doutorado, Engenharia Civil – Vias de Comunicação, Universidade do Minho, Guimarães.

Soares, R. F., 2005. *Finite Element Analysis of The Mechanics of Viscoelastic Asphaltic Pavements Subjected to Varying Tire Configurations*. A Thesis presented to the faculty of the Graduate College at the University of Nebraska in partial fulfillment of requirements for the degree of Master of Science. Lincoln, Nebraska.

Sousa, J. B., Craus, J. e Monismith, C. L., 1991. *Summary Report on Permanent Deformation in Asphalt Concrete*. National Research Council, Washington, D.C.

Sousa, J. B., Pais, J. C., Prates, M., Barros, R., Langlois, P., Leclerc, A. M., 1998. *Effect of Aggregate Gradation on Fatigue Life of Asphalt Concrete Mixes*. Transportation Research Record no. 1630, Transportation Research Board.

Tayebali, A. A., Deacon, J. A., Coplantz, J. S., Finn, F. N. e Monismith, C. L., 1994. *Fatigue Response of Asphalt-Aggregate Mixes*. SHRP-A-404, National Research Council, Washington, DC.

The Asphalt Institute, 1981. *Thickness Design - Asphalt Pavements for Highways and Streets*. Manual Series no. 1, Asphalt Institute.

Traxler, R. N., 1961. *Relation Between Asphalt Composition and Hardening by Volatilization and Oxidation*. Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 30, pp. 359-377.

Traxler, R. N., 1963. *Durability of Asphalt Cements*. Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 32, pp. 44-58.

Tseng, K. e Lytton, R., 1989. *Prediction of Permanent Deformation in Flexible Pavement Materials. Implication of Aggregates in the Design, Construction and Performance of Flexible Pavements*. ASTM STP 1016. American Society for Testing and Materials. West Conshocken, PA.

- Ugé, P., Van de Loo, P. J., 1974.** *Permanent Deformation and Asphalt Mixes*. Koninklijke / SHELL – Laboratorium, Amsterdam
- Ullidtz, P., 1979.** *A fundamental Method for Prediction of Roughness, Rutting and Cracking of Pavements*. Journal of The Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 48, pp. 557-586
- Van der Poel, C., 1954.** *A General System Describing the Viscoelastic Properties of Bitumens and its Relation to Routine Test Data*. Journal of Applied Chemical, no. 4, pp. 221-236.
- Van Dijk, W. e Visser, W., 1977.** The Energy Approach to Fatigue for Pavements Design. Proceedings, The Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 46, 1.
- Van Dijk, W. H., 1975.** *Practical Fatigue Characterization of Bituminous Mixes*. Proceedings, The Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 44, pp. 38-74
- Van Draat, W. e Sommer, P., 1965.** *Ein Great zue Bestimmung der Dynamiscen Elatictitatsmoduin von Asphalt*. Strasse und Autobahm, Vol. 16
- Veiga, J. M. G. C., 2008.** *Métodos de Análise das Incertezas na Verificação da Segurança Estrutural em Engenharia Civil*. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Ciências de Engenharia, Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia, Porto
- VonQuintus, H. L. e Moulthrop, J. S., 2007.** *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide Flexible Pavement Performance Prediction Models For Montana: Volume II Reference Manual*. Final Report. Research Programs Montana Department of Transportation. Montana.
- Westergaard, H. M., 1927.** *Theory of Concrete Pavements Design*. Proceedings of the Highway Research Board.
- Witczak W., Bonaquist, e Uzan, 1995.** *Use of Non Linear Subgrade Modulus in AASHTO Design Procedure*. Journal of Transportation Engineering, Vol. 121, no. 3, pp. 273 – 282.
- Witczak, M.W., Kaloush, K., Pellinen, T., El-Basyouny, M. e Von Quintus, H.L., 2002.** *Simple Performance Test for Superpave Mix Design*. NCHRP Report No. 465. NCHRP Project 9-19. National Cooperative Highway Research Program. Transportation Research Board. National Research Council. National Academy Press. Washington, DC.
- Witczak, M. W. e Uzan. J., 1988.** *The universal Airport Design System, Report I of IV: Granular Material Characterization*. Department of Civil Engineering, University of Maryland.
- Zube, E. e Skog, J., 1969.** *Final Report on the Zaca Wigmore Asphalt Test Road*. Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 38, pp. 1-38.

ANEXOS

Anexo A – Elementos para a caracterização probabilística da percentagem de betume

Tabela A 1 – Medidas estatísticas determinadas para a percentagem de betume do material com características de desgaste nas obras observadas

OBRA	AA	CC	DD	EE	HH	II
% Prevista em estudo de formulação	5,2	5,1	5,3	5,0	4,8	5,0
N.º de observações	14	13	30	30	33	26
Média [%]	5,08	5,07	5,27	5,32	5,06	5,05
Mediana [%]	5,04	5,10	5,25	5,30	5,10	5,10
Moda [%]	---	5,10	5,20	5,30	5,10	5,10
Desvio padrão [%]	0,24	0,15	0,14	0,14	0,13	0,18
Coefficiente de variação	0,048	0,029	0,027	0,026	0,027	0,035
Máximo [%]	5,60	5,20	5,70	5,60	5,30	5,30
Mínimo [%]	4,70	4,60	5,00	5,10	4,70	4,50
Amplitude [%]	0,90	0,60	0,70	0,50	0,60	0,80
85º Percentil [%]	5,32	5,12	5,40	5,40	5,20	5,20
15º Percentil [%]	4,90	5,08	5,14	5,20	4,90	5,00

Tabela A 2 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da percentagem de betume em relação ao valor previsto em estudo de formulação, para o material com características de desgaste $\sim W(\alpha = 3,02; \beta = 0,139) - 10,0$.

Classe (K)	Frequência observada (N_K)		Frequência esperada (e_K)		$\frac{(N_K - e_K)^2}{e_K}$
-10,00 ; -7,80	3	15	0,6	14,6	0,01
-7,80 ; -5,60	5		3,9		
-5,60 ; -3,40	7		10,2		
-3,40 ; -1,20	15	15	17,8	17,8	0,45
-1,20 ; 1,00	23	23	24,4	24,4	0,08
1,00 ; 3,20	30	30	27,1	27,1	0,31
3,20 ; 5,40	19	19	24,7	24,7	1,31
5,40 ; 7,60	23	23	18,4	18,4	1,16
7,60 ; 9,80	15	15	11,0	11,0	1,42
9,80 ; 12,00	6	6	5,3	5,3	0,10
			ET		4,84

$$ET = 4,84 < \chi_{8-1-2}^2(0,05) = 11,07$$

Tabela A 3 – Medidas estatísticas determinadas para a percentagem de betume do material com características de macadame nas obras observadas

OBRA	AA	BB	CC	DD	HH
% Prevista em estudo de formulação	4,8	4,8	4,6	4,3	4,5
N.º de observações	15	28	39	33	32
Média [%]	4,84	4,82	4,61	4,27	4,66
Mediana [%]	4,87	4,85	4,60	4,25	4,70
Moda [%]	4,87	4,90	4,60	4,31	4,70
Desvio padrão [%]	0,22	0,19	0,07	0,12	0,12
Coefficiente de variação	0,045	0,038	0,015	0,028	0,026
Máximo [%]	5,26	5,20	4,90	4,56	4,80
Mínimo [%]	4,51	4,40	4,50	4,04	4,30
Amplitude [%]	0,75	0,80	0,40	0,52	0,50
85º Percentil [%]	5,01	5,00	4,60	4,39	4,80
15º Percentil [%]	4,58	4,70	4,60	4,14	4,50

Tabela A 4 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da percentagem de betume em relação ao valor previsto em estudo de formulação, para o material com características de macadame $\sim N(\mu = 0,79 ; \sigma = 3,29)$.

Classe (K)	Frequência observada (N_K)		Frequência esperada (e_K)		$\frac{(N_K - e_K)^2}{e_K}$
-8,33 ; -6,09	2	12	2,7	11,6	0,01
-6,09 ; -3,85	10		9,0		
-3,85 ; -1,61	23	23	22,6	22,6	0,01
-1,61 ; 0,63	48	48	36,4	36,4	3,68
0,63 ; 2,87	29	29	37,6	37,6	1,97
2,87 ; 5,11	23	23	24,8	24,8	0,14
5,11 ; 7,35	9	12	10,5	13,4	0,14
7,35 ; 9,59	3		2,8		
ET					5,94

$$ET = 5,94 < \chi_{6-1-2}^2(0,05) = 7,81$$

Anexo B – Elementos para a caracterização probabilística da baridade

Tabela B 1 – Medidas estatísticas determinadas para a baridade do material com características de desgaste nas obras observadas

OBRA	BB	CC	DD	EE	FF	GG	HH	II
Previsto em estudo de formulação [g/cm ³]	2,34	2,35	2,39	2,36	2,34	2,36	2,36	2,36
N.º de observações	17	41	22	40	20	30	32	32
Média [g/cm ³]	2,31	2,31	2,38	2,33	2,30	2,32	2,31	2,28
Mediana [g/cm ³]	2,31	2,31	2,38	2,33	2,29	2,32	2,31	2,28
Moda [g/cm ³]	2,32	2,32	---	2,32	2,28	2,34	2,35	2,25
Desvio padrão [g/cm ³]	0,03	0,01	0,01	0,03	0,04	0,05	0,03	0,04
Coeficiente de variação	0,012	0,006	0,005	0,013	0,016	0,021	0,011	0,017
Máximo [g/cm ³]	2,36	2,34	2,40	2,38	2,39	2,40	2,36	2,36
Mínimo [g/cm ³]	2,26	2,28	2,36	2,25	2,27	2,22	2,24	2,21
Amplitude [g/cm ³]	0,10	0,06	0,03	0,13	0,12	0,18	0,12	0,15
85º Percentil [g/cm ³]	2,33	2,32	2,39	2,36	2,35	2,37	2,34	2,33
15º Percentil [g/cm ³]	2,28	2,29	2,37	2,29	2,27	2,28	2,28	2,25

Tabela B 2 – Teste do Qui-Quadrado para H₀: A variação da baridade em relação ao valor previsto em estudo de formulação, para o material com características de desgaste $\sim N(\mu = -1,79; \sigma = 1,51)$.

Classe (K)	Frequência observada (N _K)		Frequência esperada (e _K)		$\frac{(N_K - e_K)^2}{e_K}$
-6,47 ; -5,22	4	17	2,7	17,4	0,01
-5,22 ; -3,97	13		14,7		
-3,97 ; -2,72	34	34	45,5	45,5	2,89
-2,72 ; -1,47	79	79	73,8	73,8	0,36
-1,47 ; -0,22	68	68	62,9	62,9	0,42
-0,22 ; 1,03	33	33	28,1	28,1	0,87
1,03 ; 2,28	4	4	6,6	6,6	1,00
			ET		5,53

$$ET = 5,53 < \chi_{6-1-2}^2(0,05) = 7,81$$

Tabela B 3 – Medidas estatísticas determinadas para a baridade do material com características de macadame nas obras observadas

OBRA	AA	BB	CC	DD	HH
Previsto em estudo de formulação [g/cm ³]	2,35	2,32	2,33	2,44	2,37
N.º de observações	84	49	114	82	33
Média [g/cm ³]	2,33	2,31	2,29	2,42	2,32
Mediana [g/cm ³]	2,33	2,31	2,28	2,42	2,32
Moda [g/cm ³]	2,33	2,30	2,28	2,43	2,32
Desvio padrão [g/cm ³]	0,03	0,03	0,02	0,01	0,02
Coefficiente de variação	0,013	0,015	0,007	0,006	0,007
Máximo [g/cm ³]	2,39	2,37	2,33	2,44	2,35
Mínimo [g/cm ³]	2,25	2,23	2,25	2,39	2,28
Amplitude [g/cm ³]	0,14	0,14	0,08	0,05	0,07
85º Percentil [g/cm ³]	2,36	2,34	2,31	2,43	2,33
15º Percentil [g/cm ³]	2,29	2,28	2,27	2,40	2,30

Tabela B 4 – Teste do Qui-Quadrado para H₀: A variação da baridade em relação ao valor previsto em estudo de formulação, para o material com características de macadame $\sim W(\alpha = 2,90 ; \beta = 0,034) - 4,3$.

Classe (K)	Frequência observada (N _K)		Frequência esperada (e _K)		$\frac{(N_K - e_K)^2}{e_K}$
-4,26 ; -3,31	9	9	8,9	8,9	0,00
-3,31 ; -2,36	48	48	52,3	52,3	0,35
-2,36 ; -1,41	108	108	102,1	102,1	0,34
-1,41 ; -0,46	98	98	107,8	107,8	0,88
-0,46 ; 0,50	76	76	65,1	65,1	1,82
0,50 ; 1,45	17	23	21,8	25,6	0,26
1,45 ; 2,40	6		3,8		
			ET		3,66

$$ET = 3,66 < \chi_{6-1-2}^2(0,05) = 7,81$$

Anexo C – Elementos para a caracterização probabilística das frações granulométricas

Tabela C 1 – Medidas estatísticas para a percentagem de material que passa no peneiro n.º 200 (material com características de desgaste)

Obra	AA	CC	DD	EE	HH	II
% Prevista em estudo de formulação	5,9	5,8	6,6	7,4	5,8	7,0
N.º de observações	14	13	30	30	33	26
Média [%]	5,30	5,89	6,16	6,89	5,90	6,61
Mediana [%]	5,40	5,83	6,10	6,95	5,80	6,80
Moda [%]	---	5,65	6,10	7,00	5,80	7,40
Desvio padrão [%]	0,68	0,39	0,20	0,51	0,31	0,77
Coefficiente de variação	0,13	0,07	0,03	0,07	0,05	0,12
Máximo [%]	6,30	6,55	6,60	8,10	6,60	7,60
Mínimo [%]	3,90	5,42	5,70	6,00	5,50	4,70
Amplitude [%]	2,40	1,13	0,90	2,10	1,10	2,90
85º Percentil [%]	6,00	6,29	6,37	7,40	6,24	7,40
15º Percentil [%]	4,68	5,47	6,00	6,34	5,68	6,00

Tabela C 2 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da percentagem de material com características de desgaste que passa no peneiro n.º 200, em relação ao valor previsto em estudo de formulação $\sim N(\mu = -4,24 ; \sigma = 8,42)$

Classe (K)	Frequência observada (N_K)		Frequência esperada (e_K)		$\frac{(N_K - e_K)^2}{e_K}$
-33,9 ; -29,1	2	6	0,2	5,0	0,21
-29,1 ; -24,4	2		1,0		
-24,4 ; -19,6	2		3,8		
-19,6 ; -14,8	6	6	10,3	10,3	1,77
-14,8 ; -10,1	14	14	20,5	20,5	2,08
-10,1 ; -5,3	39	39	30,0	30,0	2,67
-5,3 ; -0,5	30	30	32,2	32,2	0,15
-0,5 ; 4,3	30	30	25,2	25,2	0,92
4,3 ; 9,0	13	13	14,4	14,4	0,14
9,0 ; 13,8	8	8	6,0	6,0	0,63
			ET		8,56

$$ET = 8,56 < \chi_{8-1-2}^2(0,05) = 9,49$$

Tabela C 3 – Medidas estatísticas para a percentagem de material que passa no peneiro n.º 4 (material com características de desgaste)

Obra	AA	CC	DD	EE	HH	II
% Prevista em estudo de formulação	48,4	47,0	50,1	44,8	46,7	49,0
N.º de observações	14	13	30	30	33	26
Média [%]	49,41	48,78	48,61	48,89	50,87	48,50
Mediana [%]	50,45	48,53	48,70	48,90	50,70	47,35
Moda [%]	---	---	48,80	47,10	50,00	51,00
Desvio padrão [%]	4,73	1,96	2,30	2,24	1,50	4,02
Coefficiente de variação	0,10	0,04	0,05	0,05	0,03	0,08
Máximo [%]	56,50	52,51	52,70	52,40	53,70	63,40
Mínimo [%]	38,30	45,09	43,90	44,40	48,10	40,90
Amplitude [%]	18,20	7,42	8,80	8,00	5,60	22,50
85º Percentil [%]	53,78	50,60	51,50	51,27	52,26	51,00
15º Percentil [%]	45,39	47,38	46,31	46,74	49,14	46,45

Tabela C 4 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da percentagem de material com características de desgaste que passa no peneiro n.º 4, em relação ao valor previsto em estudo de formulação $\sim N(\mu = 3,64 ; \sigma = 7,67)$.

Classe (K)	Frequência observada (N_K)		Frequência esperada (e_K)		$\frac{(N_K - e_K)^2}{e_K}$
-20,9 ; -15,8	2	15	0,8	16,0	0,06
-15,8 ; -10,8	1		3,5		
-10,8 ; -5,8	12		11,6		
-5,8 ; -0,8	32	32	25,3	25,3	1,76
-0,8 ; 4,3	25	25	36,4	36,4	3,58
4,3 ; 9,3	40	40	34,6	34,6	0,84
9,3 ; 14,3	26	26	21,7	21,7	0,85
14,3 ; 19,3	7	7	9,0	9,0	0,45
19,3 ; 24,4	0	0	2,5	2,5	2,46
24,4 ; 29,4	1	1	0,4	0,4	0,69
			ET		10,69

$$ET = 10,69 < \chi_{8-1-2}^2(0,05) = 11,07$$

Tabela C 5 – Medidas estatísticas para a percentagem de material que passa no peneiro 3/8'' (material com características de desgaste)

Obra	AA	CC	DD	EE	HH	II
% Prevista em estudo de formulação	69,6	72,1	68,6	71,0	67,0	73,5
N.º de observações	14	13	30	30	33	26
Média [%]	69,40	71,83	67,60	73,30	70,66	72,01
Mediana [%]	69,85	71,93	68,00	72,80	70,10	71,70
Moda [%]	---	---	70,60	73,80	73,90	71,10
Desvio padrão [%]	4,94	1,57	2,85	2,56	1,93	3,59
Coefficiente de variação	0,07	0,02	0,04	0,03	0,03	0,05
Máximo [%]	75,40	74,06	72,90	78,10	73,90	85,40
Mínimo [%]	58,00	68,64	62,90	66,70	67,90	63,50
Amplitude [%]	17,40	5,42	10,00	11,40	6,00	21,90
85º Percentil [%]	74,70	73,54	70,53	76,37	73,02	73,45
15º Percentil [%]	65,43	70,41	63,74	71,38	68,68	69,75

Tabela C 6 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da percentagem de material com características de desgaste que passa no peneiro 3/8'', em relação ao valor previsto em estudo de formulação $\sim N(\mu = 1,18 ; \sigma = 5,07)$

Classe (K)	Frequência observada (N_K)		Frequência esperada (e_K)		$\frac{(N_K - e_K)^2}{e_K}$
-16,67 ; -13,38	2	8	0,3	8,4	0,02
-13,38 ; -10,10	0		1,6		
-10,10 ; -6,81	6		6,5		
-6,81 ; -3,52	14	14	17,4	17,4	0,67
-3,52 ; -0,24	34	34	31,1	31,1	0,26
-0,24 ; 3,05	42	42	37,1	37,1	0,65
3,05 ; 6,33	23	23	29,4	29,4	1,41
6,33 ; 9,62	20	20	15,6	15,6	1,26
9,62 ; 12,90	4	5	5,5	6,8	0,46
12,90 ; 16,19	1		1,3		
			ET		4,73

$$ET = 4,73 < \chi^2_{-1-2}(0,05) = 9,49$$

Tabela C 7 – Medidas estatísticas para a percentagem de material que passa no peneiro n.º 200 (material com características de macadame)

Obra	AA	BB	CC	DD	HH
% Prevista em estudo de formulação	5,4	5,7	5,2	5,4	4,8
N.º de observações	15	28	39	33	32
Média [%]	5,20	4,39	5,40	5,46	5,05
Mediana [%]	5,10	4,33	5,32	5,40	5,20
Moda [%]	5,10	4,49	4,89	---	5,30
Desvio padrão [%]	0,47	0,78	0,47	0,42	0,52
Coefficiente de variação	0,090	0,177	0,088	0,076	0,104
Máximo [%]	6,10	6,80	6,14	6,20	6,00
Mínimo [%]	4,50	3,22	4,60	4,80	4,10
Amplitude [%]	1,60	3,58	1,54	1,40	1,90
85º Percentil [%]	5,88	4,94	6,00	6,09	5,42
15º Percentil [%]	4,70	3,64	4,89	5,00	4,20

Tabela C 8 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da percentagem de material com características de macadame que passa no peneiro n.º 200, em relação ao valor previsto em estudo de formulação $\sim N(\mu = -2,61 ; \sigma = 14,34)$

Classe (K)	Frequência observada (N_K)		Frequência esperada (e_K)		$\frac{(N_K - e_K)^2}{e_K}$
-43,5 ; -36,7	3	16	1,3	11,5	1,81
-36,7 ; -29,8	5		3,0		
-29,8 ; -23,0	8		7,2		
-23,0 ; -16,1	7	7	14,0	14,0	3,51
-16,1 ; -9,3	21	21	21,8	21,8	0,03
-9,3 ; -2,4	24	24	27,1	27,1	0,35
-2,4 ; 4,4	27	27	26,9	26,9	0,00
4,4 ; 11,3	28	28	21,4	21,4	2,07
11,3 ; 18,1	19	19	13,6	13,6	2,19
18,1 ; 25,0	5	5	6,9	6,9	0,51
			ET		10,46

$$ET = 10,46 < \chi_{8-1-2}^2(0,05) = 11,07$$

Tabela C 9 – Medidas estatísticas para a percentagem de material que passa no peneiro n.º 4 (material com características de macadame)

Obra	AA	BB	CC	DD	HH
% Prevista em estudo de formulação	46,3	46,3	45,3	43,3	48,0
N.º de observações	15	28	39	33	32
Média [%]	47,49	46,78	46,69	45,51	46,16
Mediana [%]	46,70	46,94	47,53	46,00	46,70
Moda [%]	---	---	47,53	---	45,60
Desvio padrão [%]	3,85	3,32	2,44	2,37	2,58
Coefficiente de variação	0,081	0,071	0,052	0,052	0,056
Máximo [%]	54,70	53,54	49,66	49,80	50,00
Mínimo [%]	42,30	41,54	39,25	40,40	39,20
Amplitude [%]	12,40	12,00	10,41	9,40	10,80
85º Percentil [%]	53,50	50,38	48,85	48,05	48,60
15º Percentil [%]	43,66	42,82	43,70	42,70	43,20

Tabela C 10 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da percentagem de material com características de macadame que passa no peneiro n.º 4, em relação ao valor previsto em estudo de formulação $\sim N(\mu = 1,59; \sigma = 6,51)$

Classe (K)	Frequência observada (N_K)		Frequência esperada (e_K)		$\frac{(N_K - e_K)^2}{e_K}$
-18,3 ; -14,7	2	15	1,2	13,8	0,11
-14,7 ; -11,0	3		3,5		
-11,0 ; -7,4	10		9,1		
-7,4 ; -3,7	16	16	18,1	18,1	0,25
-3,7 ; -0,1	27	27	27,3	27,3	0,00
-0,1 ; 3,6	24	24	31,0	31,0	1,59
3,6 ; 7,2	35	35	26,7	26,7	2,60
7,2 ; 10,8	20	20	17,3	17,3	0,41
10,8 ; 14,5	6	6	8,5	8,5	0,75
14,5 ; 18,1	4	4	3,2	3,2	0,22
			ET		5,91

$$ET = 5,91 < \chi_{7-1-2}^2(0,05) = 11,07$$

Tabela C 11 – Medidas estatísticas para a percentagem de material que passa no peneiro 3/8’’ (material com características de macadame)

Obra	AA	BB	CC	DD	HH
% Prevista em estudo de formulação	60,5	58,1	68,8	61,8	63,7
N.º de observações	15	28	39	33	32
Média [%]	67,91	62,60	66,76	62,51	64,01
Mediana [%]	69,50	63,13	67,32	61,40	64,45
Moda [%]	---	64,91	---	68,70	63,30
Desvio padrão [%]	4,29	4,15	2,64	4,00	3,55
Coefficiente de variação	0,063	0,066	0,040	0,064	0,056
Máximo [%]	72,70	72,53	71,90	69,80	68,80
Mínimo [%]	57,00	54,12	60,31	56,50	55,30
Amplitude [%]	15,70	18,41	11,59	13,30	13,50
85º Percentil [%]	71,50	65,53	69,08	68,00	67,91
15º Percentil [%]	62,40	58,42	63,40	58,81	60,72

Tabela C 12 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da percentagem de material com características de macadame que passa no peneiro 3/8’’, em relação ao valor previsto em estudo de formulação $\sim W(\alpha = 2,15 ; \beta = 0,175) - 13,2$

Classe (K)	Frequência observada (N_K)		Frequência esperada (e_K)		$\frac{(N_K - e_K)^2}{e_K}$
-13,2 ; -9,4	6	6	5,4	5,4	0,06
-9,4 ; -5,6	11	11	17,1	17,1	2,20
-5,6 ; -1,8	32	32	25,7	25,7	1,52
-1,8 ; 2,0	35	35	28,5	28,5	1,47
2,0 ; 5,8	17	17	25,7	25,7	2,93
5,8 ; 9,6	18	18	19,4	19,4	0,10
9,6 ; 13,4	17	17	12,6	12,6	1,57
13,4 ; 17,2	7	7	7,0	7,0	0,00
17,2 ; 21,0	2	4	3,4	4,8	0,13
21,0 ; 24,8	2		1,4		
ET					9,98

$$ET = 9,98 < \chi_{9-1-2}^2(0,05) = 12,59$$

Tabela C 13 – Medidas estatísticas para a percentagem de material que passa no peneiro 3/4" (material com características de macadame)

Obra	AA	BB	CC	DD	HH
% Prevista em estudo de formulação	97,1	99,9	99,4	96,5	95,6
N.º de observações	15	28	39	33	32
Média [%]	95,99	97,75	97,93	96,20	96,14
Mediana [%]	96,50	98,30	97,93	96,20	95,60
Moda [%]	97,10	98,75	99,22	96,30	95,60
Desvio padrão [%]	1,61	1,23	1,18	1,12	1,07
Coefficiente de variação	0,017	0,013	0,012	0,012	0,011
Máximo [%]	97,50	99,20	100,00	98,10	98,60
Mínimo [%]	91,40	95,52	95,75	93,00	94,90
Amplitude [%]	6,10	3,68	4,25	5,10	3,70
85º Percentil [%]	97,36	98,82	99,22	97,49	97,33
15º Percentil [%]	94,58	95,85	96,42	95,11	95,10

Tabela C 14 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da percentagem de material com características de macadame que passa no peneiro 3/4", em relação ao valor previsto em estudo de formulação $\sim N(\mu = -0,87 ; \sigma = 1,56)$

Classe (K)	Frequência observada (N_K)		Frequência esperada (e_K)		$\frac{(N_K - e_K)^2}{e_K}$
-5,87 ; -4,97	1	12	0,6	10,3	0,29
-4,97 ; -4,07	4		2,3		
-4,07 ; -3,17	7		7,3		
-3,17 ; -2,27	14	14	16,8	16,9	0,48
-2,27 ; -1,37	22	22	27,9	27,9	1,26
-1,37 ; -0,47	36	36	33,4	33,4	0,20
-0,47 ; 0,44	39	39	28,9	28,9	3,52
0,44 ; 1,34	12	12	18,1	18,1	2,03
1,34 ; 2,24	8	12	8,1	10,8	0,13
2,24 ; 3,14	4		2,7		
			ET		7,91

$$ET = 7,91 < \chi^2_{-1-2}(0,05) = 9,49$$

Anexo D – Elementos para a caracterização probabilística da penetração nominal do betume a 25°C

Tabela D 1 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A penetração nominal a 25°C de um betume 35/50 $\sim B(\alpha = 1,47; \beta = 3,064; A = 35; B = 50)$

Classe (K)	Frequência observada (N_K)		Frequência esperada (e_K)		$\frac{(N_K - e_K)^2}{e_K}$
	35 e 36	14	14	12,4	
37 e 38	20	20	23,7	23,7	0,57
39 e 40	22	22	22,0	22,0	0,00
41 e 42	20	20	17,0	17,0	0,55
43 e 44	11	11	11,1	11,1	0,00
45 e 46	6	7	5,8	7,9	0,10
47 e 48	0		1,9		
49 e 50	1		0,2		
			ET		1,43

$$ET = 1,34 < \chi_{6-1-4}^2(0,05) = 3,84$$

Tabela D 2 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A penetração nominal a 25°C de um betume 50/70 $\sim B(\alpha = 1,63; \beta = 2,197; A = 50; B = 70)$

Classe (K)	Frequência observada (N_K)		Frequência esperada (e_K)		$\frac{(N_K - e_K)^2}{e_K}$
	50 e 51	7	7	5,0	
52 e 53	15	15	13,4	13,4	0,19
54 e 55	9	9	16,9	16,9	3,68
56 e 57	17	17	18,1	18,1	0,06
58 e 59	23	23	17,7	17,7	1,60
60 e 61	15	15	16,1	16,1	0,07
62 e 63	16	16	13,5	13,5	0,45
64 e 65	12	12	10,2	10,2	0,30
66 e 67	4	6	6,5	9,1	1,06
68 e 69	1		2,5		
70 e 71	1		0,1		
			ET		8,21

$$ET = 5,56 < \chi_{9-1-4}^2(0,05) = 9,49$$

Anexo E – Elementos para a caracterização probabilística da espessura das camadas betuminosas

Tabela E 1 – Medidas estatísticas determinadas para a espessura da camada de desgaste nas obras observadas

OBRA	AA	CC	DD	EE	FF	GG	HH	II
Previsto em projeto [cm]	5	5	6	5	6	5	5	5
N.º de observações	35	60	22	41	19	30	56	36
Média [cm]	5,09	5,06	6,10	5,10	6,13	5,13	5,04	5,08
Mediana [cm]	5,10	5,00	6,10	5,00	6,00	5,20	5,10	5,10
Moda [cm]	5,20	5,50	6,00	5,00	6,00	5,00	5,10	5,00
Desvio padrão [cm]	0,32	0,48	0,50	0,51	0,43	0,40	0,33	0,29
Coefficiente de variação	0,06	0,09	0,08	0,10	0,07	0,08	0,07	0,06
Máximo [cm]	5,8	6,0	7,2	6,1	7,0	6,3	5,7	5,5
Mínimo [cm]	4,5	3,4	4,8	4,1	5,5	4,0	4,2	4,5
Amplitude [cm]	1,3	2,6	2,4	2,0	1,5	2,3	1,5	1,0
85º Percentil [cm]	5,5	5,5	6,5	5,7	6,5	5,4	5,3	5,5
15º Percentil [cm]	4,8	4,6	5,7	4,6	5,7	4,9	4,7	4,8

Tabela E 2 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da espessura da camada de desgaste em relação ao valor previsto em projeto $\sim W(\alpha = 4,82; \beta = 0,367) - 32,0\%$

Classe (K)	Frequência observada (N_K)		Frequência esperada (e_K)		$\frac{(N_K - e_K)^2}{e_K}$
-32,0% ; -23,0%	1	11	0,3	9,5	0,24
-23,0% ; -14,0%	10		9,2		
-14,0% ; -5,0%	49	49	51,4	51,4	0,11
-5,0% ; 4,0%	117	117	117,9	117,9	0,01
4,0% ; 13,0%	104	104	99,5	99,5	0,20
13,0% ; 22,0%	17	18	20,2	20,7	0,34
22,0% ; 31,0%	1		0,5		
			ET		0,91

$$ET = 0,91 < \chi_{5-1-2}^2(0,05) = 5,99$$

Tabela E 3 – Medidas estatísticas determinadas para a espessura da camada de macadame nas obras observadas

OBRA	AA	BB	CC	FF	GG	HH
Previsto em projeto [cm]	10	8	10	10	8	7
N.º de observações	90	49	92	36	55	38
Média [cm]	9,54	7,88	9,65	9,37	7,23	6,79
Mediana [cm]	9,50	7,70	9,50	9,50	7,20	6,80
Moda [cm]	9,50	7,50	10,00	9,60	7,00	7,00
Desvio padrão [cm]	1,04	1,14	1,15	0,94	0,72	0,77
Coefficiente de variação	0,11	0,15	0,12	0,10	0,10	0,11
Máximo [cm]	13,0	11,5	12,5	11,5	10,3	9,1
Mínimo [cm]	7,0	5,5	7,3	7,3	5,5	4,8
Amplitude [cm]	6,0	6,0	5,2	4,2	4,8	4,3
85º Percentil [cm]	10,5	9,2	11,0	10,2	7,8	7,5
15º Percentil [cm]	8,5	7,0	8,5	8,4	6,7	6,2

Tabela E 4 – Teste do Qui-Quadrado para H_0 : A variação da espessura da camada de macadame em relação ao valor previsto em projeto $\sim G(\alpha = 5,63; \beta = 0,047) - 31,4\%$.

Classe (K)	Frequência observada (N_K)		Frequência esperada (e_K)		$\frac{(N_K - e_K)^2}{e_K}$
	-31,4% ; -20,4%	20	20	17,1	
-20,4% ; -9,4%	110	110	122,9	122,9	1,35
-9,4% ; 1,6%	150	150	130,9	130,9	2,80
1,6% ; 12,6%	51	51	62,8	62,8	2,21
12,6% ; 23,6%	21	21	20,0	20,0	0,05
23,6% ; 34,6%	7	8	5,0	6,1	0,62
34,6% ; 45,6%	1		1,1		
ET					7,50

$$ET = 7,50 < \chi_{6-1-2}^2(0,05) = 7,81$$

Anexo F – Resultados obtidos na hierarquização dos fatores influenciadores da rigidez da mistura betuminosa

Os resultados apresentados nas tabelas deste anexo são variações percentuais em relação aos valores apontadas na Tabela 5.3.

Tabela F 1 – Variação percentual do módulo de rigidez do material com características de desgaste em relação ao valor previsto em estudo de formulação, em função da percentagem de betume, para diferentes temperaturas e velocidades de circulação

		30 km/h				40 km/h				50 km/h				60 km/h			
		Min	15°	85°	Max	Min	15°	85°	Max	Min	15°	85°	Max	Min	15°	85°	Max
		[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
MS	18°C	24,0	4,3	-11,3	-20,8	23,5	4,1	-11,2	-20,6	23,2	4,2	-11,0	-20,3	23,0	4,1	-10,8	-20,1
	20°C	24,9	4,4	-11,8	-21,7	24,7	4,3	-11,6	-21,3	24,3	4,2	-11,6	-21,2	24,1	4,3	-11,4	-21,0
	22°C	26,5	4,6	-12,2	-22,3	25,8	4,5	-12,1	-22,3	25,5	4,5	-12,0	-22,0	25,3	4,4	-11,8	-21,9
	24°C	27,5	4,9	-12,7	-23,3	27,2	4,8	-12,5	-23,1	26,9	4,7	-12,3	-22,7	26,5	4,5	-12,4	-22,7
UN	18°C	23,8	4,2	-11,3	-20,8	23,4	4,1	-11,2	-20,5	23,1	4,1	-11,0	-20,3	22,8	4,1	-10,9	-20,1
	20°C	24,8	4,4	-11,7	-21,6	24,5	4,3	-11,5	-21,3	24,1	4,2	-11,5	-21,1	24,1	4,3	-11,3	-20,9
	22°C	26,2	4,5	-12,2	-22,3	25,8	4,5	-11,9	-22,1	25,5	4,5	-11,8	-21,9	25,2	4,4	-11,8	-21,6
	24°C	27,5	4,9	-12,6	-23,1	27,1	4,8	-12,4	-23,0	26,7	4,6	-12,4	-22,8	26,5	4,8	-12,2	-22,6
AI	18°C	8,8	1,6	-4,6	-9,0	8,1	1,5	-4,5	-8,6	7,8	1,5	-4,2	-8,1	7,4	1,4	-4,1	-7,9
	20°C	9,6	1,7	-5,2	-9,9	9,1	1,8	-4,7	-9,3	8,4	1,5	-4,6	-8,9	8,2	1,5	-4,5	-8,7
	22°C	10,5	1,8	-5,7	-10,9	9,9	1,9	-5,1	-10,1	9,5	1,8	-5,0	-9,7	9,1	1,7	-4,8	-9,2
	24°C	11,4	2,2	-6,1	-11,6	10,7	2,0	-5,8	-11,0	10,3	1,9	-5,5	-10,5	9,8	1,8	-5,4	-10,2
W99	18°C	3,9	0,7	-1,9	-3,8	4,0	0,8	-2,0	-3,8	3,9	0,8	-2,0	-3,9	3,8	0,6	-2,1	-3,9
	20°C	3,9	0,8	-2,1	-3,8	3,9	0,7	-1,9	-3,9	3,9	0,7	-2,0	-3,9	3,9	0,7	-2,1	-3,9
	22°C	4,0	0,7	-2,0	-3,8	3,9	0,7	-2,0	-3,9	3,9	0,6	-2,1	-3,9	3,9	0,8	-2,0	-3,8
	24°C	3,9	0,8	-2,1	-3,9	3,9	0,8	-1,9	-3,9	3,9	0,7	-2,0	-3,9	3,9	0,7	-2,1	-3,9
MH	18°C	3,2	0,7	-1,8	-3,5	3,1	0,5	-1,9	-3,6	3,0	0,6	-1,8	-3,5	3,0	0,6	-1,8	-3,5
	20°C	3,1	0,5	-2,0	-3,8	3,1	0,6	-1,9	-3,8	3,2	0,6	-1,8	-3,6	3,1	0,6	-1,9	-3,7
	22°C	3,4	0,6	-2,0	-3,8	3,4	0,7	-1,9	-3,8	3,4	0,7	-1,8	-3,8	3,3	0,7	-1,9	-3,7
	24°C	3,5	0,7	-2,0	-4,0	3,3	0,7	-2,1	-4,0	3,4	0,7	-2,0	-3,9	3,4	0,7	-2,0	-3,9

MS – Método da Shell; UN: Método da Universidade de Nottingham; AI: Método do Asphalt Institute; W99: Modelo Witczak de 1999; MH: Modelo Hirsch; Min: Variação mínima; 15°: Variação ao nível do 15º percentil; 85°: Variação ao nível do 85º percentil; Max: Variação máxima.

Tabela F 2 – Variação percentual do módulo de rigidez do material com características de macadame em relação ao valor previsto em estudo de formulação, em função da percentagem de betume, para diferentes temperaturas e velocidades de circulação

		30 km/h				40 km/h				50 km/h				60 km/h			
		Min [%]	15° [%]	85° [%]	Max [%]	Min [%]	15° [%]	85° [%]	Max [%]	Min [%]	15° [%]	85° [%]	Max [%]	Min [%]	15° [%]	85° [%]	Max [%]
MS	18°C	19,6	4,4	-8,2	-15,3	19,3	4,4	-8,0	-15,2	19,1	4,3	-8,0	-15,0	19,0	4,3	-7,9	-14,8
	20°C	20,5	4,6	-8,5	-16,1	20,3	4,6	-8,3	-15,7	20,0	4,5	-8,3	-15,6	19,8	4,5	-8,2	-15,5
	22°C	21,6	5,0	-8,9	-16,5	21,2	4,7	-8,8	-16,4	21,1	4,7	-8,6	-16,2	20,8	4,7	-8,6	-16,1
	24°C	22,7	5,2	-9,2	-17,1	22,3	5,0	-9,2	-17,1	22,1	5,0	-9,1	-16,8	21,9	4,9	-8,9	-16,8
UN	18°C	19,5	4,4	-8,1	-15,3	19,2	4,4	-7,9	-15,0	19,0	4,3	-7,9	-14,9	18,7	4,2	-7,8	-14,7
	20°C	20,4	4,6	-8,5	-15,9	20,1	4,5	-8,3	-15,6	19,9	4,6	-8,2	-15,5	19,6	4,4	-8,2	-15,3
	22°C	21,5	4,8	-8,8	-16,5	21,0	4,7	-8,6	-16,4	20,8	4,7	-8,6	-16,1	20,6	4,7	-8,6	-16,0
	24°C	22,5	5,0	-9,2	-17,1	22,3	5,0	-8,9	-16,9	21,9	5,0	-9,0	-16,7	21,8	4,9	-8,8	-16,7
AI	18°C	7,3	1,8	-3,3	-6,5	6,8	1,6	-3,1	-6,1	6,3	1,5	-3,0	-5,8	6,2	1,6	-2,9	-5,6
	20°C	7,9	1,8	-3,7	-7,2	7,6	1,8	-3,4	-6,6	7,2	1,7	-3,3	-6,4	6,8	1,6	-3,3	-6,3
	22°C	8,6	2,1	-3,9	-7,6	8,4	2,1	-3,6	-7,3	7,7	1,8	-3,6	-7,0	7,6	1,9	-3,4	-6,7
	24°C	9,4	2,2	-4,3	-8,4	8,9	2,2	-4,0	-7,8	8,6	2,1	-3,8	-7,6	8,2	2,0	-3,8	-7,4
W99	18°C	3,1	0,9	-1,6	-3,2	3,0	0,9	-1,7	-3,3	3,1	0,9	-1,7	-3,2	3,1	0,8	-1,7	-3,2
	20°C	3,0	0,9	-1,7	-3,2	3,0	0,9	-1,7	-3,2	3,0	0,8	-1,7	-3,2	3,1	0,9	-1,6	-3,2
	22°C	3,1	0,9	-1,7	-3,1	3,1	0,8	-1,6	-3,3	3,1	0,9	-1,7	-3,3	3,2	0,9	-1,7	-3,2
	24°C	3,2	0,8	-1,8	-3,2	3,2	0,9	-1,7	-3,2	3,0	0,9	-1,8	-3,2	3,3	1,0	-1,5	-3,1
MH	18°C	2,3	0,6	-1,1	-2,3	2,3	0,5	-1,2	-2,3	2,2	0,5	-1,2	-2,2	2,3	0,5	-1,1	-2,2
	20°C	2,4	0,7	-1,2	-2,4	2,4	0,6	-1,1	-2,4	2,4	0,6	-1,1	-2,3	2,4	0,6	-1,2	-2,2
	22°C	2,4	0,6	-1,2	-2,4	2,5	0,7	-1,2	-2,3	2,5	0,7	-1,1	-2,4	2,3	0,5	-1,2	-2,5
	24°C	2,6	0,7	-1,3	-2,6	2,4	0,5	-1,2	-2,6	2,5	0,7	-1,2	-2,5	2,4	0,7	-1,3	-2,4

MS – Método da Shell; UN: Método da Universidade de Nottingham; AI: Método do Asphalt Institute; W99: Modelo Witeczak de 1999; MH: Modelo Hirsch; Min: Variação mínima; 15°: Variação ao nível do 15º percentil; 85°: Variação ao nível do 85º percentil; Max: Variação máxima.

Tabela F 3 – Variação percentual do módulo de rigidez do material com características de desgaste em relação ao valor previsto em estudo de formulação, em função da baridade, para diferentes temperaturas e velocidades de circulação

	30 km/h				40 km/h				50 km/h				60 km/h				
	Min [%]	15° [%]	85° [%]	Max [%]	Min [%]	15° [%]	85° [%]	Max [%]	Min [%]	15° [%]	85° [%]	Max [%]	Min [%]	15° [%]	85° [%]	Max [%]	
MS	18°C	-52,2	-31,2	-9,4	25,2	-51,7	-30,9	-9,4	24,7	-51,4	-30,5	-9,2	24,5	-51,0	-30,2	-9,1	24,3
	20°C	-53,7	-32,3	-9,9	26,3	-53,2	-32,0	-9,7	26,0	-52,9	-31,7	-9,7	25,6	-52,6	-31,4	-9,6	25,4
	22°C	-55,2	-33,3	-10,1	27,8	-54,7	-33,1	-10,2	27,3	-54,3	-32,8	-10,0	26,9	-54,0	-32,5	-9,9	26,6
	24°C	-56,6	-34,5	-10,6	29,0	-56,3	-34,2	-10,5	28,6	-55,9	-33,9	-10,4	28,4	-55,6	-33,8	-10,4	28,0
UN	18°C	-55,6	-33,5	-9,9	26,4	-55,1	-33,2	-9,8	25,9	-54,7	-32,9	-9,7	25,7	-54,4	-32,6	-9,6	25,4
	20°C	-57,1	-34,7	-10,4	27,6	-56,6	-34,3	-10,1	27,3	-56,3	-34,1	-10,2	26,9	-55,9	-33,8	-9,9	26,7
	22°C	-58,6	-35,8	-10,8	29,1	-58,2	-35,5	-10,6	28,7	-57,8	-35,2	-10,5	28,4	-57,4	-35,0	-10,4	28,0
	24°C	-60,1	-37,0	-11,1	30,6	-59,7	-36,7	-10,9	30,1	-59,4	-36,4	-11,0	29,7	-59,0	-36,1	-10,7	29,6
AI	18°C	-35,7	-18,5	-4,6	10,9	-36,1	-18,9	-4,7	10,9	-36,1	-19,0	-4,6	11,1	-36,2	-19,3	-4,7	11,0
	20°C	-35,4	-18,3	-4,7	10,6	-35,6	-18,5	-4,5	10,9	-35,9	-18,7	-4,8	10,7	-35,9	-18,9	-4,7	10,9
	22°C	-35,2	-17,8	-4,7	10,2	-35,4	-18,1	-4,6	10,6	-35,5	-18,3	-4,7	10,8	-35,6	-18,5	-4,6	10,8
	24°C	-34,9	-17,4	-4,8	10,2	-34,9	-17,7	-4,7	10,3	-35,2	-17,9	-4,6	10,5	-35,4	-18,2	-4,8	10,4
W99	18°C	-34,4	-16,1	-3,1	5,7	-34,4	-16,1	-3,0	5,7	-34,5	-16,1	-3,2	5,6	-34,5	-16,2	-3,2	5,5
	20°C	-34,4	-16,1	-3,2	5,7	-34,4	-16,1	-3,1	5,7	-34,4	-16,2	-3,2	5,6	-34,3	-16,1	-3,0	5,7
	22°C	-34,4	-16,0	-3,1	5,8	-34,5	-16,1	-3,1	5,6	-34,4	-16,2	-3,1	5,5	-34,3	-16,1	-3,1	5,6
	24°C	-34,4	-16,0	-3,1	5,8	-34,4	-16,1	-3,1	5,6	-34,5	-16,2	-3,1	5,5	-34,5	-16,2	-3,2	5,5
MH	18°C	-28,1	-15,4	-3,4	8,7	-27,7	-15,2	-3,4	8,4	-27,4	-15,1	-3,4	8,4	-27,2	-14,9	-3,3	8,3
	20°C	-29,1	-16,2	-3,7	9,1	-28,8	-16,0	-3,6	9,0	-28,6	-15,8	-3,5	8,8	-28,3	-15,7	-3,5	8,7
	22°C	-30,2	-16,8	-3,8	9,8	-29,9	-16,6	-3,8	9,6	-29,6	-16,5	-3,7	9,4	-29,5	-16,3	-3,7	9,3
	24°C	-31,2	-17,5	-4,0	10,2	-31,0	-17,4	-4,0	10,1	-30,7	-17,3	-3,9	10,1	-30,6	-17,1	-3,9	9,9

MS – Método da Shell; UN: Método da Universidade de Nottingham; AI: Método do Asphalt Institute; W99: Modelo Witczak de 1999; MH: Modelo Hirsch; Min: Variação mínima; 15°: Variação ao nível do 15º percentil; 85°: Variação ao nível do 85º percentil; Max: Variação máxima.

Tabela F 4 – Variação percentual do módulo de rigidez do material com características de macadame em relação ao valor previsto em estudo de formulação, em função da baridade, para diferentes temperaturas e velocidades de circulação

		30 km/h				40 km/h				50 km/h				60 km/h			
		Min	15°	85°	Max	Min	15°	85°	Max	Min	15°	85°	Max	Min	15°	85°	Max
		[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
MS	18°C	-39,2	-31,9	-1,8	32,4	-38,7	-31,5	-1,7	31,8	-38,3	-31,3	-1,7	31,4	-38,1	-31,0	-1,6	31,1
	20°C	-40,5	-33,1	-1,9	34,0	-40,0	-32,7	-1,8	33,5	-39,6	-32,4	-1,8	33,0	-39,4	-32,1	-1,7	32,7
	22°C	-41,7	-34,2	-2,0	35,7	-41,4	-33,9	-2,0	35,2	-40,9	-33,5	-1,9	34,8	-40,8	-33,4	-1,9	34,4
	24°C	-43,1	-35,4	-2,0	37,8	-42,7	-35,1	-2,1	37,0	-42,4	-34,8	-2,0	36,6	-42,1	-34,6	-1,9	36,2
UN	18°C	-41,8	-34,1	-1,9	34,2	-41,3	-33,6	-1,8	33,7	-41,0	-33,3	-1,8	33,2	-40,7	-33,0	-1,8	32,8
	20°C	-43,1	-35,3	-1,9	36,0	-42,7	-34,8	-1,9	35,4	-42,3	-34,5	-1,9	34,9	-42,0	-34,3	-1,8	34,6
	22°C	-44,5	-36,4	-2,0	37,9	-44,1	-36,0	-2,0	37,1	-43,7	-35,7	-2,0	36,7	-43,5	-35,5	-2,0	36,4
	24°C	-45,9	-37,7	-2,1	39,7	-45,4	-37,2	-2,0	39,2	-45,1	-37,1	-2,0	38,8	-44,9	-36,7	-2,1	38,4
AI	18°C	-23,1	-17,8	-0,8	12,8	-23,3	-17,9	-0,9	12,8	-23,3	-17,9	-0,8	12,8	-23,3	-18,0	-0,8	13,0
	20°C	-22,9	-17,6	-0,9	12,5	-23,0	-17,7	-0,8	12,6	-23,2	-17,9	-0,8	12,8	-23,2	-18,0	-0,9	12,6
	22°C	-22,6	-17,5	-0,8	12,3	-22,7	-17,6	-0,8	12,6	-22,9	-17,7	-0,7	12,6	-22,9	-17,7	-0,9	12,6
	24°C	-22,4	-17,3	-1,0	12,0	-22,5	-17,4	-0,9	12,2	-22,5	-17,4	-0,6	12,4	-22,8	-17,6	-0,8	12,4
W99	18°C	-20,4	-14,7	-0,5	6,4	-20,5	-14,7	-0,5	6,4	-20,4	-14,8	-0,5	6,5	-20,4	-14,8	-0,6	6,4
	20°C	-20,4	-14,8	-0,5	6,4	-20,5	-14,8	-0,6	6,3	-20,4	-14,8	-0,6	6,5	-20,4	-14,7	-0,5	6,4
	22°C	-20,3	-14,8	-0,5	6,4	-20,5	-14,8	-0,5	6,4	-20,4	-14,7	-0,5	6,4	-20,4	-14,7	-0,5	6,5
	24°C	-20,5	-14,7	-0,6	6,4	-20,4	-14,8	-0,6	6,4	-20,5	-14,8	-0,5	6,4	-20,4	-14,8	-0,5	6,5
MH	18°C	-18,8	-14,3	-0,6	10,5	-18,5	-14,1	-0,7	10,3	-18,3	-13,9	-0,6	10,2	-18,2	-13,8	-0,6	10,1
	20°C	-19,6	-14,9	-0,7	11,1	-19,3	-14,8	-0,6	11,0	-19,2	-14,6	-0,6	10,9	-19,0	-14,4	-0,6	10,8
	22°C	-20,3	-15,6	-0,6	11,8	-20,2	-15,4	-0,6	11,7	-19,9	-15,3	-0,6	11,6	-19,9	-15,2	-0,7	11,2
	24°C	-21,2	-16,3	-0,7	12,4	-21,1	-16,0	-0,7	12,2	-20,8	-16,0	-0,7	12,1	-20,7	-15,8	-0,7	12,1

MS – Método da Shell; UN: Método da Universidade de Nottingham; AI: Método do Asphalt Institute; W99: Modelo Witeczak de 1999; MH: Modelo Hirsch; Min: Variação mínima; 15°: Variação ao nível do 15º percentil; 85°: Variação ao nível do 85º percentil; Max: Variação máxima.

Tabela F 5 – Variação percentual do módulo de rigidez do material com características de desgaste em relação ao valor previsto em estudo de formulação, em função da penetração nominal do betume a 25°C, para diferentes temperaturas e velocidades de circulação

		30 km/h				40 km/h				50 km/h				60 km/h			
		Min [%]	15° [%]	85° [%]	Max [%]	Min [%]	15° [%]	85° [%]	Max [%]	Min [%]	15° [%]	85° [%]	Max [%]	Min [%]	15° [%]	85° [%]	Max [%]
MS	18°C	12,7	8,2	-4,8	-12,2	12,5	8,1	-4,8	-12,2	12,5	8,0	-4,7	-12,1	12,5	8,0	-4,6	-12,1
	20°C	13,7	8,8	-5,2	-13,3	13,6	8,8	-5,2	-13,2	13,6	8,7	-5,2	-13,2	13,5	8,7	-5,1	-13,1
	22°C	15,3	9,8	-5,7	-14,3	15,0	9,5	-5,6	-14,4	14,9	9,5	-5,5	-14,3	14,8	9,5	-5,6	-14,2
	24°C	16,7	10,6	-6,1	-15,7	16,5	10,5	-6,2	-15,5	16,5	10,6	-6,1	-15,5	16,4	10,4	-6,2	-15,5
UN	18°C	12,5	8,0	-4,8	-12,2	12,3	7,9	-4,7	-12,1	12,3	7,9	-4,6	-12,0	12,1	7,9	-4,7	-11,9
	20°C	13,5	8,6	-5,2	-13,1	13,5	8,6	-5,1	-13,0	13,4	8,5	-5,1	-13,0	13,4	8,5	-5,1	-12,9
	22°C	14,9	9,5	-5,6	-14,3	14,8	9,5	-5,6	-14,0	14,7	9,4	-5,5	-14,0	14,7	9,4	-5,4	-14,0
	24°C	16,4	10,5	-6,1	-15,4	16,3	10,4	-6,1	-15,4	16,1	10,2	-6,0	-15,4	16,2	10,4	-6,0	-15,1
AI	18°C	31,4	18,1	-7,9	-17,6	31,3	18,0	-8,1	-17,7	31,3	18,0	-7,9	-17,7	31,3	18,0	-8,0	-17,7
	20°C	31,4	18,0	-8,0	-17,8	31,5	18,0	-8,0	-17,7	31,3	17,9	-8,1	-17,8	31,4	17,9	-8,1	-17,7
	22°C	31,1	17,8	-8,0	-17,8	31,4	18,1	-8,0	-17,7	31,4	17,9	-8,1	-17,7	31,5	18,1	-7,9	-17,6
	24°C	31,2	17,9	-8,0	-17,7	31,3	17,9	-8,1	-17,7	31,4	18,1	-8,0	-17,7	31,2	17,8	-8,0	-17,8
W99	18°C	11,7	7,8	-2,8	-7,8	11,5	7,5	-2,6	-7,7	11,2	7,4	-2,7	-7,5	10,9	7,2	-2,7	-7,5
	20°C	12,0	7,9	-2,8	-7,9	11,8	7,8	-2,7	-7,6	11,5	7,6	-2,7	-7,6	11,4	7,5	-2,6	-7,5
	22°C	12,4	8,3	-2,7	-7,9	12,1	8,0	-2,7	-7,8	11,9	7,8	-2,8	-7,6	11,8	7,7	-2,7	-7,5
	24°C	12,8	8,4	-2,9	-8,0	12,4	8,1	-2,9	-7,7	12,0	7,9	-2,8	-7,7	11,9	7,8	-2,8	-7,6
MH	18°C	9,5	6,2	-3,6	-9,7	9,1	5,9	-3,6	-9,5	8,9	5,8	-3,6	-9,5	8,8	5,7	-3,5	-9,2
	20°C	10,7	6,9	-4,3	-11,1	10,5	6,8	-4,3	-10,9	10,3	6,7	-4,1	-10,7	10,2	6,6	-4,1	-10,6
	22°C	12,4	7,9	-4,7	-12,4	12,1	7,9	-4,7	-12,3	12,0	7,8	-4,7	-12,1	11,8	7,7	-4,7	-11,9
	24°C	14,2	9,1	-5,5	-14,1	13,9	8,9	-5,4	-13,9	13,8	8,9	-5,4	-13,8	13,7	8,8	-5,4	-13,7

MS – Método da Shell; UN: Método da Universidade de Nottingham; AI: Método do Asphalt Institute; W99: Modelo Witczak de 1999; MH: Modelo Hirsch; Min: Variação mínima; 15°: Variação ao nível do 15º percentil; 85°: Variação ao nível do 85º percentil; Max: Variação máxima.

Tabela F 6 – Variação percentual do módulo de rigidez do material com características de macadame em relação ao valor previsto em estudo de formulação, em função da penetração nominal do betume a 25°C, para diferentes temperaturas e velocidades de circulação

		30 km/h				40 km/h				50 km/h				60 km/h			
		Min	15°	85°	Max	Min	15°	85°	Max	Min	15°	85°	Max	Min	15°	85°	Max
		[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
MS	18°C	12,3	7,9	-4,7	-12,0	12,2	7,8	-4,7	-11,9	12,0	7,7	-4,6	-11,9	12,0	7,7	-4,6	-11,7
	20°C	13,3	8,5	-5,1	-13,0	13,3	8,6	-5,1	-12,8	13,1	8,4	-5,1	-12,8	13,1	8,4	-5,0	-12,7
	22°C	14,7	9,5	-5,6	-14,0	14,4	9,2	-5,5	-14,0	14,4	9,3	-5,4	-13,9	14,3	9,2	-5,5	-13,9
	24°C	16,2	10,3	-6,1	-15,3	15,9	10,2	-6,1	-15,2	15,8	10,2	-5,9	-15,2	15,9	10,2	-6,0	-15,1
UN	18°C	12,0	7,7	-4,7	-11,8	12,0	7,7	-4,5	-11,6	11,9	7,6	-4,6	-11,7	11,8	7,5	-4,5	-11,5
	20°C	13,2	8,5	-5,1	-12,8	13,1	8,3	-5,0	-12,6	12,9	8,4	-4,9	-12,6	12,9	8,3	-4,9	-12,6
	22°C	14,5	9,3	-5,4	-13,8	14,2	9,2	-5,5	-13,8	14,2	9,1	-5,5	-13,7	14,1	9,1	-5,4	-13,7
	24°C	15,9	10,2	-5,9	-15,0	15,9	10,1	-5,9	-15,0	15,7	10,1	-5,9	-14,9	15,7	10,0	-5,8	-14,9
AI	18°C	31,5	17,9	-8,1	-17,6	31,4	17,9	-8,0	-17,8	31,3	17,9	-8,1	-17,8	31,4	18,0	-7,9	-17,6
	20°C	31,3	18,0	-8,1	-17,8	31,4	18,1	-8,0	-17,7	31,4	18,0	-8,1	-17,7	31,3	17,9	-8,0	-17,7
	22°C	31,4	18,1	-8,0	-17,7	31,5	18,1	-8,0	-17,6	31,4	18,0	-7,9	-17,7	31,3	18,1	-7,9	-17,7
	24°C	31,3	17,8	-8,2	-17,8	31,4	18,0	-8,0	-17,8	31,5	18,1	-8,0	-17,6	31,4	18,0	-8,0	-17,8
W99	18°C	11,8	7,8	-2,8	-7,9	11,4	7,6	-2,8	-7,8	11,2	7,4	-2,7	-7,6	11,0	7,3	-2,7	-7,4
	20°C	12,2	8,1	-2,9	-7,9	11,8	7,8	-2,9	-7,8	11,6	7,7	-2,8	-7,6	11,5	7,6	-2,7	-7,5
	22°C	12,5	8,2	-3,0	-8,0	12,1	8,0	-2,8	-7,9	11,9	7,8	-2,8	-7,7	11,8	7,9	-2,7	-7,6
	24°C	12,7	8,3	-3,0	-8,2	12,5	8,2	-2,8	-7,9	12,1	8,0	-2,9	-7,8	12,2	8,1	-2,7	-7,6
MH	18°C	9,5	6,2	-3,8	-9,8	9,2	5,9	-3,7	-9,6	9,0	5,8	-3,6	-9,5	8,9	5,8	-3,5	-9,3
	20°C	10,7	6,9	-4,3	-11,0	10,5	6,9	-4,1	-10,8	10,4	6,8	-4,0	-10,7	10,3	6,6	-4,0	-10,5
	22°C	12,4	8,0	-4,7	-12,4	12,1	7,9	-4,7	-12,3	12,0	7,8	-4,7	-12,1	11,8	7,5	-4,7	-12,1
	24°C	14,3	9,1	-5,5	-14,1	13,9	9,1	-5,4	-13,9	13,8	8,9	-5,4	-13,8	13,7	8,8	-5,4	-13,7

MS – Método da Shell; UN: Método da Universidade de Nottingham; AI: Método do Asphalt Institute; W99: Modelo Witezak de 1999; MH: Modelo Hirsch; Min: Variação mínima; 15°: Variação ao nível do 15° percentil; 85°: Variação ao nível do 85° percentil; Max: Variação máxima.

Tabela F 7 – Variação percentual do módulo de rigidez do material com características de desgaste em relação ao valor previsto em estudo de formulação, em função da percentagem de material que passa no peneiro n.º200, para diferentes temperaturas e velocidades de circulação

	30 km/h				40 km/h				50 km/h				60 km/h				
	Min [%]	15° [%]	85° [%]	Max [%]	Min [%]	15° [%]	85° [%]	Max [%]	Min [%]	15° [%]	85° [%]	Max [%]	Min [%]	15° [%]	85° [%]	Max [%]	
AI	18°C	-10,5	-3,4	1,0	4,8	-10,0	-3,3	1,0	4,3	-9,7	-3,2	0,9	4,2	-9,4	-3,0	0,9	4,1
	20°C	-10,5	-3,5	1,0	4,7	-9,9	-3,2	1,0	4,5	-9,7	-3,2	0,9	4,1	-9,4	-3,1	0,9	4,1
	22°C	-10,7	-3,5	1,0	4,5	-9,9	-3,2	1,0	4,6	-9,7	-3,2	0,9	4,3	-9,4	-3,1	1,0	4,3
	24°C	-10,7	-3,6	1,0	4,6	-10,1	-3,4	0,9	4,5	-9,7	-3,2	1,1	4,2	-9,4	-3,2	0,8	4,0
W99	18°C	-5,0	-1,1	0,3	1,0	-5,0	-1,2	0,3	1,1	-5,1	-1,3	0,3	1,0	-5,2	-1,2	0,2	1,0
	20°C	-5,1	-1,3	0,3	0,9	-5,1	-1,2	0,3	1,0	-5,0	-1,1	0,3	1,0	-5,0	-1,2	0,3	1,0
	22°C	-5,0	-1,1	0,4	1,1	-5,1	-1,2	0,3	1,0	-5,0	-1,3	0,2	1,0	-5,0	-1,3	0,3	0,9
	24°C	-4,9	-1,2	0,4	1,0	-5,0	-1,2	0,2	1,0	-5,2	-1,3	0,2	0,9	-5,2	-1,2	0,2	0,9

MS – Método da Shell; UN: Método da Universidade de Nottingham; AI: Método do Asphalt Institute; W99: Modelo Witczak de 1999; MH: Modelo Hirsch; Min: Variação mínima; 15°: Variação ao nível do 15º percentil; 85°: Variação ao nível do 85º percentil; Max: Variação máxima.

Tabela F 8 – Variação percentual do módulo de rigidez do material com características de macadme em relação ao valor previsto em estudo de formulação, em função da percentagem de material que passa no peneiro n.º200, para diferentes temperaturas e velocidades de circulação

	30 km/h				40 km/h				50 km/h				60 km/h				
	Min [%]	15° [%]	85° [%]	Max [%]	Min [%]	15° [%]	85° [%]	Max [%]	Min [%]	15° [%]	85° [%]	Max [%]	Min [%]	15° [%]	85° [%]	Max [%]	
AI	18°C	-10,9	-4,4	3,6	6,8	-10,5	-4,3	3,4	6,4	-10,1	-4,2	3,2	6,2	-9,7	-3,9	3,2	6,1
	20°C	-11,1	-4,6	3,5	6,7	-10,3	-4,3	3,4	6,6	-10,1	-4,0	3,3	6,2	-9,8	-4,0	3,1	6,0
	22°C	-10,9	-4,5	3,7	6,8	-10,3	-4,2	3,4	6,5	-10,1	-4,1	3,2	6,1	-9,8	-4,0	3,3	6,0
	24°C	-11,1	-4,6	3,6	6,7	-10,5	-4,2	3,3	6,5	-10,1	-4,0	3,4	6,3	-9,8	-4,0	3,2	6,0
W99	18°C	-7,5	-2,4	1,5	2,5	-7,5	-2,5	1,5	2,4	-7,4	-2,4	1,5	2,6	-7,4	-2,5	1,5	2,5
	20°C	-7,5	-2,4	1,5	2,4	-7,5	-2,6	1,4	2,4	-7,5	-2,5	1,5	2,5	-7,5	-2,5	1,5	2,5
	22°C	-7,5	-2,4	1,6	2,4	-7,5	-2,5	1,5	2,5	-7,5	-2,5	1,6	2,5	-7,4	-2,4	1,5	2,6
	24°C	-7,6	-2,6	1,4	2,4	-7,5	-2,4	1,5	2,4	-7,5	-2,5	1,4	2,5	-7,4	-2,4	1,5	2,6

MS – Método da Shell; UN: Método da Universidade de Nottingham; AI: Método do Asphalt Institute; W99: Modelo Witczak de 1999; MH: Modelo Hirsch; Min: Variação mínima; 15°: Variação ao nível do 15º percentil; 85°: Variação ao nível do 85º percentil; Max: Variação máxima.

Tabela F 9 – Variação percentual do módulo de rigidez do material com características de desgaste em relação ao valor previsto em estudo de formulação, em função da percentagem de material que passa no peneiro n.º4 e 3/8”, para diferentes temperaturas e velocidades de circulação

	30 km/h				40 km/h				50 km/h				60 km/h				
	Min	15°	85°	Max	Min	15°	85°	Max	Min	15°	85°	Max	Min	15°	85°	Max	
	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	
Peneiro n.º4	18°C	-9,9	-2,1	6,0	16,4	-9,9	-2,1	5,9	16,5	-10,0	-2,2	6,0	16,5	-10,1	-2,2	5,9	16,4
	20°C	-10,0	-2,2	5,8	16,3	-9,9	-2,1	6,0	16,3	-9,9	-2,1	5,9	16,3	-10,0	-2,2	6,0	16,3
	22°C	-9,7	-2,0	5,9	16,2	-9,8	-2,2	5,8	16,1	-9,9	-2,3	5,8	16,2	-9,9	-2,2	6,0	16,3
	24°C	-9,7	-2,1	5,8	16,0	-9,9	-2,1	5,8	16,1	-9,8	-2,2	5,7	16,1	-9,9	-2,3	5,7	16,0
Peneiro 3/8”	18°C	6,3	1,4	-2,5	-6,5	6,3	1,5	-2,5	-6,6	6,3	1,4	-2,5	-6,7	6,4	1,3	-2,6	-6,7
	20°C	6,2	1,4	-2,5	-6,5	6,3	1,3	-2,5	-6,6	6,3	1,4	-2,6	-6,6	6,2	1,4	-2,5	-6,6
	22°C	6,1	1,4	-2,3	-6,3	6,1	1,4	-2,5	-6,5	6,2	1,3	-2,4	-6,5	6,3	1,4	-2,5	-6,4
	24°C	6,0	1,4	-2,3	-6,2	6,0	1,4	-2,3	-6,4	5,9	1,3	-2,4	-6,5	6,0	1,2	-2,5	-6,4

MS – Método da Shell; UN: Método da Universidade de Nottingham; AI: Método do Asphalt Institute; W99: Modelo Witzczak de 1999; MH: Modelo Hirsch; Min: Variação mínima; 15°: Variação ao nível do 15º percentil; 85°: Variação ao nível do 85º percentil; Max: Variação máxima.

Tabela F 10 – Variação percentual do módulo de rigidez do material com características de macadame em relação ao valor previsto em estudo de formulação, em função da percentagem de material que passa no peneiro n.º4, 3/8” e 3/4”, para diferentes temperaturas e velocidades de circulação

	30 km/h				40 km/h				50 km/h				60 km/h				
	Min	15°	85°	Max	Min	15°	85°	Max	Min	15°	85°	Max	Min	15°	85°	Max	
	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	
Peneiro n.º4	18°C	-13,0	-2,4	4,0	9,2	-13,1	-2,5	4,1	9,1	-13,1	-2,4	4,0	9,3	-13,1	-2,5	4,0	9,2
	20°C	-13,0	-2,4	4,0	9,1	-13,0	-2,4	4,0	9,1	-13,0	-2,5	4,0	9,1	-13,0	-2,5	4,0	9,2
	22°C	-12,9	-2,4	4,0	9,0	-13,0	-2,5	3,9	9,0	-12,9	-2,5	4,1	9,1	-12,9	-2,4	4,1	9,2
	24°C	-12,7	-2,4	4,0	8,9	-12,7	-2,4	3,9	9,0	-12,8	-2,5	3,9	8,9	-12,7	-2,4	4,1	9,1
Peneiro 3/8”	18°C	4,0	1,5	-3,6	-14,3	4,1	1,4	-3,7	-14,5	4,0	1,5	-3,7	-14,5	4,0	1,4	-3,8	-14,5
	20°C	4,0	1,4	-3,7	-14,2	3,9	1,4	-3,6	-14,3	4,0	1,4	-3,6	-14,2	4,0	1,5	-3,6	-14,3
	22°C	3,8	1,4	-3,5	-13,9	3,9	1,3	-3,6	-13,9	3,9	1,4	-3,6	-14,1	4,1	1,5	-3,5	-14,1
	24°C	3,8	1,4	-3,6	-13,7	3,7	1,3	-3,6	-13,8	3,7	1,2	-3,6	-13,9	4,0	1,4	-3,4	-13,7
Peneiro 3/4”	18°C	6,0	2,5	-0,5	-2,3	6,0	2,5	-0,6	-2,4	6,1	2,6	-0,6	-2,3	6,0	2,6	-0,6	-2,4
	20°C	5,9	2,6	-0,6	-2,3	5,9	2,6	-0,6	-2,3	5,9	2,6	-0,6	-2,3	6,0	2,5	-0,7	-2,3
	22°C	5,7	2,4	-0,5	-2,3	5,9	2,5	-0,7	-2,3	5,8	2,5	-0,6	-2,4	5,9	2,6	-0,6	-2,3
	24°C	5,6	2,4	-0,6	-2,2	5,8	2,4	-0,6	-2,2	5,7	2,5	-0,7	-2,3	5,8	2,6	-0,5	-2,2

MS – Método da Shell; UN: Método da Universidade de Nottingham; AI: Método do Asphalt Institute; W99: Modelo Witzczak de 1999; MH: Modelo Hirsch; Min: Variação mínima; 15°: Variação ao nível do 15º percentil; 85°: Variação ao nível do 85º percentil; Max: Variação máxima.

