



ISEL

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Departamento de Engenharia Civil



Caracterização mecânica de misturas betuminosas a aplicar em infra-estruturas de transportes

SUSANA FERREIRA MENDES

Licenciada em Engenharia Civil

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na área de
especialização em Vias de Comunicação e Transportes

Orientador (es):

Doutora Ana Cristina Freire, Investigadora Auxiliar (LNEC)

Doutora Maria da Graça Alfaro Lopes, Prof. Coord. com Agregação (ISEL)

Júri:

Presidente:

Doutor João Alfredo Ferreira dos Santos, Prof. Coord.(ISEL)

Vogais:

Doutora Ana Cristina Freire, Investigadora Auxiliar (LNEC)

Doutora Maria da Graça Alfaro Lopes, Prof. Coord. com Agregação (ISEL)

Doutora Simona Fontul, Investigadora Auxiliar (LNEC)

Novembro de 2011

RESUMO

A maioria das infra-estruturas de transportes, nomeadamente os pavimentos rodoviários e aeroportuários, são constituídas por misturas betuminosas, o que permite um bom desempenho e uma adequada durabilidade, nas condições usuais de serviço. As misturas betuminosas são ainda amplamente utilizadas na construção de zonas de estacionamento de veículos, tendo-se verificado recentemente a sua aplicação também em infra-estruturas ferroviárias.

Face à necessidade de melhorar o desempenho das vias-férreas, permitindo uma concepção mais durável de linhas de alta velocidade e uma redução dos custos da sua manutenção, tem-se vindo a desenvolver diversos estudos para promover a utilização de novos materiais, principalmente através da incorporação de misturas betuminosas.

O presente trabalho tem como objectivo a caracterização do comportamento mecânico de misturas betuminosas a aplicar em infra-estruturas de transportes.

Como metodologia para o estudo do comportamento mecânico das misturas betuminosas foram realizados em laboratório ensaios de cargas repetidas, nomeadamente, ensaios de flexão em quatro pontos para determinação da rigidez e da resistência à fadiga e ensaios de compressão triaxiais cíclicos para avaliação do comportamento à deformação permanente.

A resistência à fadiga das misturas betuminosas em estudo foi avaliada através do ensaio de flexão em quatro pontos, com extensão controlada, e aplicação de um carregamento sinusoidal com diferentes frequências, de acordo com o procedimento de ensaio da norma europeia EN 12697-24 (2004 + A1: 2007).

A resistência à deformação permanente das misturas betuminosas foi analisada através de ensaios de compressão triaxiais cíclicos, submetendo-as a uma tensão de confinamento estática pela aplicação parcial de vácuo e a uma pressão axial cíclica sob a forma rectangular, de acordo com a norma europeia EN 12697-25 (2004).

O conhecimento destas propriedades mecânicas assume particular importância ao nível da formulação das misturas betuminosas, do dimensionamento de uma estrutura

ou do estabelecimento de uma adequada solução para uma obra de reabilitação duma infra-estrutura de transportes.

Para este estudo foi utilizado um modelo físico construído numa fossa no LNEC, com o propósito de serem testadas três subestruturas ferroviárias não convencionais, utilizando sub-balastro betuminoso. A selecção das subestruturas foi efectuada após uma análise de várias secções de estruturas já testadas e aplicadas noutros países, de forma a proporcionar comparações fiáveis entre elas.

Os resultados obtidos mostraram que a mistura betuminosa AC20 base 50/70 (MB) aplicada na camada de sub-balastro é adequada para ser aplicada nas infra-estruturas de transportes pois apresenta um bom desempenho à fadiga e à deformação permanente. Através dos ensaios efectuados foi ainda possível entender a importante influência das características volumétricas, principalmente da porosidade para o bom comportamento da mistura betuminosa.

Palavras-Chave: Misturas betuminosas, infra-estruturas de transportes, caracterização mecânica, ensaios de cargas repetidas, ensaios triaxiais, ensaios de fadiga.

ABSTRACT

Most transport infrastructures, including road and airport pavements include bituminous mixtures, which allow a good performance and an adequate durability under ordinary service conditions. The bituminous mixtures are still widely used in the construction of parking areas for vehicles, being recently applied in rail infrastructures.

Due to the need to improve the performance of railways, allowing a more durable high-speed lines and a maintenance cost reduction, numerous studies to promote the use of new materials, mainly through the incorporation of bituminous mixtures have been developed.

The present work aims to characterize the mechanical behaviour of bituminous mixtures in order to be applied in transport infrastructures.

As a methodology to study the mechanical behaviour of the bituminous mixtures, laboratory repeated loading tests were performed, namely four-point bending tests (4PBT) to determine stiffness and fatigue behaviour, and cyclic triaxial compression tests to evaluate the permanent deformation behaviour.

The fatigue behaviour of the studied bituminous mixtures was evaluated by the 4PBT, with controlled strain and the application of a sinusoidal loading with different frequencies, according to the European Standard EN 12697-24 (2004 + A1:2007).

The permanent deformation behaviour of the bituminous mixtures was analyzed with the cyclic triaxial compression test, by subjecting the samples to a static confinement stress through the application of vacuum and applying a rectangular cyclic axial pressure stress, according to the European Standard EN 12697 -25 (2004).

The knowledge of these mechanical properties is of particular importance in the formulation of bituminous mixtures, in structure design or for the establishment of an adequate solution to transportation infrastructure rehabilitation.

For this study a physical model built at LNEC's test pit was used, in order to test three unconventional railway substructures using bituminous mixtures as sub-ballast layer. The selection of the substructures was made after the analysis of several sections already tested and applied in other countries, in order to provide reliable comparisons between them.

The results obtained showed that the bituminous mixture AC20 base 50/70 (MB) applied in the sub-ballast layer is suitable for application in transport infrastructure because it presents an adequate performance to fatigue and permanent deformation. Through the tests carried out it was also possible to understand the importance of volumetric characteristics, especially the bulk density to a good behaviour of bituminous mixture.

Keywords: Bituminous mixtures, transport infrastructures, mechanical characterization, repeated loading tests, triaxial tests, fatigue tests.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho de tese foi elaborado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), sob orientação da Doutora Ana Cristina F. O. R. Freire, Chefe do Núcleo de Infra-estruturas Rodoviárias e Aeroportuárias (NIRA) e Investigadora Auxiliar do LNEC e da Doutora M. Graça Alfaro Lopes, Professora Coordenadora com Agregação do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa (ISEL).

Gostaria de expressar o meu reconhecimento ao LNEC na pessoa do seu Presidente, Investigador Coordenador Carlos Pina, pelos meios facultados e às várias pessoas que contribuíram directa ou indirectamente para a realização deste trabalho.

Agradeço à Fundação para a Ciência e Tecnologia que apoiou financeiramente parte deste trabalho, no âmbito do Projecto PTDC/ECM/70571/2006 – “Optimização de vias ferroviárias de alta velocidade mediante uso de sub-balastro betuminoso”.

Quero agradecer também o apoio da Galp Energia, na pessoa do Eng.º Jorge Moura, pelo financiamento da construção do modelo físico onde foram aplicadas as misturas betuminosas objectos do presente estudo.

Desejo agradecer em particular:

À minha orientadora, Doutora Ana Cristina Freire, não só pela orientação deste trabalho, como pela confiança em mim depositada para a sua concretização, pela colaboração demonstrada na realização dos ensaios e leitura crítica do documento. Mas acima de tudo, quero agradecer toda a sua amizade e reconhecimento.

À minha orientadora, Doutora M. Graça Alfaro Lopes, pelos conhecimentos transmitidos nas suas aulas, pela leitura do documento e pela oportunidade que me deu. A ela quero demonstrar o meu profundo agradecimento.

Ao Doutor Eduardo Fortunato, Chefe do Núcleo de Infra-estruturas Ferroviárias e Investigador Principal do LNEC, pela possibilidade de participar num projecto tão aliciante.

Ao Engenheiro Henrique Miranda, Docente do Mestrado no ISEL, pelo conhecimento e entusiasmo transmitido nas suas aulas assim como a disponibilidade demonstrada na realização de alguns ensaios de flexão em quatro pontos no LNEC.

Ao Engenheiro Pedro Domingos, pelos conhecimentos transmitidos assim como pela disponibilidade demonstrada na realização de alguns ensaios de tracção indirecta no laboratório.

Ao Senhor Eduardo Coimbra, Técnico do NIRA/DT, pelo acompanhamento dos ensaios ao longo de todo o período deste trabalho, pelo profissionalismo, dedicação e disponibilidade sempre demonstradas, mesmo nos períodos mais difíceis.

Aos Senhores José Reimão, João Costa, Nuno Nunes, Técnicos do NIRA/DT, pela disponibilidade e ajuda sempre que solicitada.

À Engenheira Simona Fontul, à Engenheira Anabela Maia, à Engenheira Vânia Marecos, ao Engenheiro Gonçalo Faria e ao Daniel Fernandes pela simpatia que sempre me demonstraram e pela forma como me acolheram no LNEC.

Por último, mas não menos importantes, gostaria de manifestar os meus sinceros agradecimentos, em particular:

À minha família, em especial aos meus pais e irmãos pelos bons momentos que me proporcionaram durante a concretização deste trabalho.

Ao Telmo Ruivo, pela paciência e amor que sempre me transmitiu e por todo o apoio na realização deste trabalho.

ÍNDICE

1	Introdução	1
1.1	Enquadramento do tema	1
1.2	Objectivos	3
1.3	Metodologia	4
1.4	Estrutura do trabalho	4
2	Misturas Betuminosas	7
2.1	Características gerais	7
2.2	Principais constituintes das misturas betuminosas	11
2.2.1	Agregados	11
2.2.2	Ligantes betuminosos	15
2.3	Factores que influenciam o comportamento mecânico das misturas betuminosas	18
2.3.1	Composição volumétrica	18
2.3.2	Tráfego	20
2.3.3	Condições climatéricas	23
2.3.4	Compactação	25
2.4	Características mecânicas das misturas betuminosas	25
2.4.1	Rigidez das misturas betuminosas	26
2.4.2	Resistência à fadiga	28
2.4.3	Resistência às deformações permanentes	29
3	Infra-estrutura Ferroviária	31
3.1	Constituição da via-férrea	31
3.1.1	Superestrutura	32
3.1.2	Substrutura	36
3.2	Funcionamento da via-férrea	40
3.3	Mecanismos de degradação da via-férrea	43
4	Caracterização Mecânica de Misturas Betuminosas	45

4.1	Determinação do módulo de rigidez e caracterização do comportamento à fadiga	45
4.1.1	Ensaio de tracção indirecta ou de compressão diametral	47
4.1.2	Ensaio de flexão em dois pontos	48
4.1.3	Ensaio de flexão em três pontos	49
4.1.4	Ensaio de flexão em quatro pontos	50
4.2	Caracterização do comportamento à deformação permanente	53
4.2.1	Ensaio de compressão uniaxial	54
4.2.2	Ensaio de compressão triaxial	55
4.2.3	Ensaio de corte simples	59
4.2.4	Ensaio de simulação em pista – Whell Tracking	60
4.2.5	Ensaio de simulação em pista à escala real	61
5	Caso de Estudo – Caracterização Mecânica de Mistura Betuminosa aplicada em Camada de Sub-Balastro	63
5.1	Construção do modelo físico	64
5.2	Caracterização dos materiais aplicados na fossa de ensaios	66
5.2.1	Solos	66
5.2.2	Materiais granulares	67
5.2.3	Misturas Betuminosas	68
5.2.4	Obtenção dos provetes para ensaio	70
5.2.5	Ensaio para a determinação da análise granulométrica da mistura de agregados	74
5.2.6	Ensaio para a determinação da percentagem de betume	75
5.2.7	Ensaio para determinação da baridade máxima teórica	76
5.2.8	Ensaio para a determinação da baridade e da porosidade	77
5.2.9	Ensaio de compressão Marshall	82
5.2.10	Ensaio para a determinação da sensibilidade à água	83
5.2.11	Ensaio de flexão em quatro pontos (Módulo e Fadiga)	86
5.2.12	Ensaio de tracção indirecta	92

5.2.13	Ensaio de “Wheel Tracking”	95
5.2.14	Ensaio de compressão triaxial com aplicação de cargas cíclicas	98
6	Conclusões e Trabalhos Futuros	105

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Constituição tipo de um pavimento rodoviário flexível	8
Figura 2.2 – Representação do ensaio de penetração do betume	17
Figura 2.3 – Representação do ensaio de anel e bola	17
Figura 2.4 – Composição volumétrica de uma mistura betuminosa compactada	18
Figura 2.5 – Efeito da quantidade de betume numa mistura betuminosa	19
Figura 2.6 – Curva da evolução do endurecimento do betume	20
Figura 2.7 – Influência do rasto e pressão dos pneus nos pavimentos	21
Figura 2.8 – Influência da velocidade para rodados de base larga	22
Figura 2.9 – Influência da velocidade para rodados duplos	22
Figura 2.10 – Influência da temperatura num macadame betuminoso	24
Figura 2.11 – Influência da temperatura num betão betuminoso.....	24
Figura 3.1 – Representação da via-férrea balastrada no sentido transversal.....	32
Figura 3.2 – Representação da via-férrea balastrada no sentido longitudinal	32
Figura 3.3 – Solicitações verticais na via-férrea	41
Figura 3.4 – Degradação da via-férrea	44
Figura 4.1 – Representação das tensões para um carregamento sinusoidal	56
Figura 4.2 – Representação das tensões para um carregamento rectangular	56
Figura 4.3 – Diferentes métodos da aplicação da tensão de confinamento nos ensaios triaxiais.....	57
Figura 4.4 – Fases da evolução da extensão permanente nas misturas betuminosas.....	58
Figura 4.5 – Exemplos de pistas de simulação lineares e circulares.....	62
Figura 5.1 – Esquema de localização das secções da fossa	64
Figura 5.2 - Representação da célula 1 da fossa.....	65
Figura 5.3 – Representação da célula 2 da fossa	65
Figura 5.4 – Representação célula 3 da fossa	66
Figura 5.5 – Representação da célula 4 da fossa	66
Figura 5.6 – Locais de extracção das amostras.....	69
Figura 5.7 – Aspecto dos provetes extraídos de cada uma das células da fossa.....	71
Figura 5.8 – Carotagem dos provetes cilíndricos na fossa.....	71
Figura 5.9 – Provetes cilíndricos depois de rectificadoss.....	72
Figura 5.10 – Procedimento de compactação de provetes Marshall	72
Figura 5.11 – Execução das lajetas	73
Figura 5.12 – Corte das lajetas para produção de vigas e aspecto final das vigas.....	73
Figura 5.13 – Curva granulométrica da mistura de agregados.....	74

Figura 5.14 – Procedimento para determinação da percentagem de betume	75
Figura 5.15 – Determinação baridade máxima teórica.....	77
Figura 5.16 – Determinação da baridade dos provetes.....	78
Figura 5.17 – Porosidade média e desvio padrão dos diversos provetes em estudo	81
Figura 5.18 – Representação do ensaio de compressão Marshal.....	83
Figura 5.19 – Preparação dos provetes para determinação da sensibilidade à água.....	84
Figura 5.20 – Representação do ensaio de tracção indirecta.....	85
Figura 5.21 – Representação do ensaio de flexão	86
Figura 5.22 – Evolução do módulo de rigidez das vigas das lajetas F1 e F2	88
Figura 5.23 – Evolução do ângulo de fase das vigas das lajetas F1 e F2	89
Figura 5.24 – Módulos de rigidez das vigas da lajeta F1.....	89
Figura 5.25 – Módulos de rigidez das vigas da lajeta F2.....	90
Figura 5.26 – Lei de fadiga da mistura betuminosa - vigas das lajetas F1 e F2	91
Figura 5.27 – Representação do ensaio de tracção indirecta.....	93
Figura 5.28 – Curva representativa do impulso da força	93
Figura 5.29 – Ensaio de Wheel Tracking	96
Figura 5.30 – Curvas representativas da deformação no ensaio de Wheel Tracking	97
Figura 5.31 – Representação do equipamento e do tipo de carregamento utilizado	98
Figura 5.32 – Equipamento utilizado no ensaio de compressão triaxial	99
Figura 5.33 – Evolução da extensão vertical da mistura betuminosa em estudo.....	100

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Tipologia das Misturas Betuminosas	9
Quadro 2.2 – Requisitos e propriedades da mistura betuminosa AC 20 base (MB)	11
Quadro 2.3 – Fuso granulométrico da mistura AC 20 base (MB)	12
Quadro 2.4 – Principais propriedades dos agregados da mistura betuminosa AC 20 base (MB).....	14
Quadro 2.5 – Tipo de betume e exigências de conformidade	16
Quadro 3.1 – Classificação dos solos	39
Quadro 3.2 – Classes de resistência da plataforma	40
Quadro 4.1 – Ensaio para avaliação da resistência à fadiga e do módulo de rigidez	46
Quadro 4.2 – Ensaio de caracterização da resistência à deformação permanente	53
Quadro 5.1 – Granulometria do material granular para sub-balastro.....	67
Quadro 5.2 – Características mecânicas e físicas do material granular para sub- balastro	68
Quadro 5.3 – Ensaio efectuados para avaliação das características da mistura betuminosa.....	70
Quadro 5.4 – Granulometria dos agregados utilizados no fabrico da mistura	75
Quadro 5.5 – Propriedades do betume da mistura betuminosa em estudo	76
Quadro 5.6 – Baridade máxima teórica da mistura em estudo.....	77
Quadro 5.7 – Baridades e porosidades dos provetes da célula C2.....	79
Quadro 5.8 – Baridades e porosidades dos provetes da célula C3.....	79
Quadro 5.9 – Baridades e porosidades dos provetes da célula C4.....	80
Quadro 5.10 – Baridade e porosidade dos provetes Marshall.....	80
Quadro 5.11 – Baridades e porosidades das vigas das lajetas F1 e F2.....	81
Quadro 5.12 – Resultados do ensaio de compressão Marshall	83
Quadro 5.13 – Resultados da determinação da sensibilidade à água.....	85
Quadro 5.14 – Condições de ensaio para determinação do módulo de rigidez.....	87
Quadro 5.15 – Módulo de rigidez e ângulo de fase para vigas da lajeta F1	87
Quadro 5.16 - – Módulo de rigidez e ângulo de fase para vigas da lajeta F2	88
Quadro 5.17 – Condições de ensaio para avaliação da resistência à fadiga.....	90
Quadro 5.18 – Resistência à fadiga das vigas da lajeta F1	91
Quadro 5.19 – Resistência à fadiga das vigas da lajeta F2.....	91
Quadro 5.20 – Parâmetros das leis de fadiga da mistura betuminosa	92
Quadro 5.21 – Condições de ensaio para o ensaio de tracção indirecta.....	94

Quadro 5.22 – Resultados do ensaio de tracção indirecta para temperatura de ensaio de 10°C	94
Quadro 5.23 – Resultados do ensaio de tracção indirecta para temperatura de ensaio de 20°C	95
Quadro 5.24 – Baridades das lajetas para o ensaio de Wheel Tracking	96
Quadro 5.25 – Resultados do ensaio de Wheel Tracking	97
Quadro 5.26 – Condições de ensaio para o ensaio de compressão triaxial	99
Quadro 5.27 – Parâmetros obtidos no ensaio de compressão triaxial.....	102

SÍMBOLOS E SIGLAS

Durante a redacção deste documento foi sendo explicitado o significado dos símbolos, tentando evitar que o mesmo símbolo apresentasse significados distintos. Apresentam-se de seguida os principais símbolos e siglas utilizados.

Letras romanas

A, B – coeficientes determinados experimentalmente

AB – argamassa betuminosa com betume modificado

AC – asphalt concrete (betão betuminoso)

b - largura

B_{\min} – percentagem mínima de ligante

BB – betão betuminoso

BBr – betão betuminoso rugoso

bin – referente à camada de ligação, cujo termo em inglês é “binder course”

C_c – coeficiente de curvatura

CE – caderno de encargos

C_r – compactação relativa

C_u – coeficiente de uniformidade

D_{\max} – dimensão máxima de agregado

E – módulo de elasticidade; módulo de rigidez (relativo a camadas betuminosas)
módulo de deformabilidade (relativo a camadas granulares de um pavimento ou aos solos de fundação)

E^* - módulo complexo

E_1 – parte real do módulo complexo

E_2 – parte imaginária do módulo complexo

EV_1, EV_2 – módulo deformabilidade

F - deformação

f – frequência, taxa de fluência

H - altura

IRC – índice de resistência conservada

ITSR – resistência conservada em tracção indirecta

ITS_d – resistência à tracção de provetes “secos”

ITS_w – resistência à tracção de provetes “imersos”
L – comprimento efectivo
LA – coeficiente de Los Angeles
L_{tot} – comprimento total
M_a – massa de agregados
M_b – massa de betume
MB – macadame betuminoso
MBAM – mistura betuminosa de alto módulo
mBBR – micro betão betuminoso rugoso
MDE – coeficiente de Micro Deval
MMD – mistura betuminosa densa
M_t – massa total
M_v – massa de vazios
N – número de aplicações de carga
N₁₀₀ – resistência à fadiga para uma extensão de tracção de 100×10^{-6}
P₁ – plataforma medíocre
P₂ – plataforma média
P₃ – plataforma boa
PRD_{AIR} – profundidade de rodeira máxima ao ar
Q – quociente Marshall
reg - referente à camada de regularização, cujo termo em inglês é “regulating course”
S – estabilidade
S_m – módulo de rigidez
S_{mist, inicial} – módulo de rigidez da mistura inicial
S_N – módulo de fluência
surf - referente à camada de desgaste, cujo termo em inglês é “surface course”
T – temperatura, factor de fluência
t – tempo, tempo de carga, tempo de repouso
V_a – volume de agregados
V_b – volume de betume
V_m – porosidade
V_v – volume de vazios
VMA – vazios na mistura de agregados
WTS_{AIR} – taxa de deformação ao ar

Letras gregas

ε – extensão

ε_0 – extensão inicial

$\varepsilon_{1000,cal}$ – extensão de tracção calculada após 1000 ciclos

ε_6 – extensão de tracção necessária para provocar a ruína por fadiga ao fim de 1×10^6 ciclos

ε_N – extensão acumulada aos N ciclos

ε_t – extensão de tracção

φ – ângulo de fase

ϕ – diâmetro

γ_d – peso volúmico aparente seco

$\gamma_{d\ máx}$ – peso volúmico aparente seco máximo

η – coeficiente de viscosidade

ν – coeficiente de Poisson

σ – tensão normal

σ_0 – tensão normal inicial

σ_d – tensão desviante ($\sigma_d = \sigma_B - \sigma_C$)

σ_B – carga axial cíclica

σ_C – tensão de confinamento

ω_{opt} – teor de água óptimo

Siglas

AASHO – American Association of State Highway Officials (ver AASHTO)

AASTHO – American Association of State Highway and Transport Officials
(anteriormente designada por AASHO)

ASTM – American Society for Testing and Materials

BAS_t - Federal Highway Research Institute

CEDEX - Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas

CEN – Comissão Europeia de Normalização

COST 333 – Acção COST 333 – Development of New Bituminous Pavement Design
Method

COST 334 – Acção COST 334 – Effects of wide single tyres and dual tyres

DT – Departamento de Transportes

EAPA - European Asphalt Pavement Association

EN – Norma Europeia

EP – Estradas de Portugal

FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia

ISEL – Instituto Superior de Engenharia de Lisboa

IST – Instituto Superior Técnico

LCPC - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

JAÉ – Junta Autónoma de Estradas (actual EP)

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

NIRA – Núcleo de Infra-estruturas Rodoviárias e Aeroportuárias

NP – Norma Portuguesa

NP EN – Norma Portuguesa baseada em Norma Europeia

REFER – Rede Ferroviária Nacional

UIC – International Union of Railway

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento do tema

Para um adequado desenvolvimento sustentável é fundamental a existência de infra-estruturas de qualidade, quer sejam sanitárias, de energia, de comunicações ou de transportes. Somente assim se poderá oferecer às populações um melhor nível de vida. Em muitos países em desenvolvimento as infra-estruturas deficientes limitam o seu crescimento e dificultam a sua participação na economia global.

Os transportes são imprescindíveis para o desenvolvimento económico e social, uma vez que se verifica cada vez mais a necessidade de um aumento da mobilidade. Ao longo dos anos tem-se verificado um aumento do número de veículos em circulação tendo como consequência uma saturação das vias rodoviárias, principalmente nos grandes centros urbanos, originando uma diminuição do nível de qualidade de vida, e provocando uma diminuição da segurança e também a degradação dos espaços públicos.

Procurando dar resposta à problemática do aumento do número de veículos, os transportes e as suas infra-estruturas encontram-se em constante evolução. As estradas, pontes, túneis, vias-férreas, aeroportos, portos marítimos e fluviais têm contribuído para reduzir as distâncias permitindo ultrapassar barreiras físicas, facilitando a acessibilidade, e consequentemente o desenvolvimento económico e social dos países.

No dimensionamento de infra-estruturas de transportes, o aumento das cargas em circulação, do volume de tráfego, e da velocidade de circulação, resultaram na necessidade de novas abordagens de dimensionamento das camadas (Paixão, A., Fortunato, E., 2010; Fortunato, E. *et al.*, 2006; COST 333, 1999; Chen, J. *et al.*, 2004) e consequentemente caracterização dos materiais constituintes.

No caso particular do transporte ferroviário, as novas soluções diferem da solução tradicional de via balastrada, pela aplicação de inovações tecnológicas quer a nível da utilização de novos materiais quer nos seus métodos construtivos. O objectivo é diminuir a necessidade de manutenção e conservação das linhas e consequentemente reduzir os custos associados à sua manutenção e à interrupção da circulação para

obras de conservação. Em comparação com a solução tradicional balastrada estas soluções servem melhor ao nível da segurança, aspectos ambientais, gestão de operação e custos globais quando se considera o ciclo de vida global da infra-estrutura (Paixão, A., Fortunato, E., 2009). Estas exigências impostas ao transporte ferroviário são indispensáveis para que o mesmo se torne num sistema de transporte mais competitivo e eficiente.

A aplicação de misturas betuminosas na construção ferroviária prevê um contributo positivo para a capacidade de suporte da estrutura. Elas melhoram a estabilidade e a durabilidade da estrutura, o que contribui para a redução da necessidade de manutenção. Além disso, o uso destes materiais também contribui para redução da vibração e do ruído (EAPA, 2003).

Embora estas tecnologias já há algum tempo tenham sido testadas e aplicadas em alguns países, tal como é o caso da Itália e do Japão, só agora diversos países demonstraram especial atenção na sua aplicação (Paixão, A., Fortunato, E., 2009).

Na Itália, a implementação de misturas betuminosas, surgiu ao nível da camada de sub-balastro, como substituto do material granular tratado com cimento anteriormente utilizado. Os resultados obtidos com as primeiras experiências tiveram tão bom desempenho que se adoptou esta solução em todas as linhas de alta velocidade concebidas até ao momento. Recentemente também está a ser estudada a aplicação de betumes modificados, mostrando que a sua aplicação também é muito promissora no que diz respeito à redução de ruído e vibração (EAPA, 2003).

A experiência mundial tem mostrado que o uso de misturas betuminosas pode oferecer uma boa alternativa na construção de ferrovias modernas (Rose, J., Anderson, J., 2006). Graças às propriedades específicas destas misturas os materiais são capazes de satisfazer requisitos estruturais e funcionais (Fortunato, E., 2005).

Uma mistura betuminosa na camada de sub-balastro trabalha predominantemente à compressão e, portanto, difere de uma estrutura tradicional. Isso conseqüentemente elimina a fissuração por fadiga (EAPA, 2003).

Outra das vantagens da aplicação de misturas betuminosas é que pode reduzir a altura total de construção da subestrutura, solução com grandes vantagens no caso de túneis e pontes (EAPA, 2003; Rose, J., Anderson, J., 2006).

Assim, foi desenvolvido no LNEC um modelo físico representativo de várias infra-estruturas ferroviárias, incluído num estudo de investigação que tem como objectivo melhorar as estruturas de linhas de alta velocidade, de modo a reduzir os custos da sua manutenção, através da incorporação de uma camada betuminosa de sub-balastro, em alternativa à secção clássica, que inclui apenas camadas granulares não ligadas.

A realização de ensaios laboratoriais para a obtenção dos parâmetros requeridos para a aplicação de misturas betuminosas em camadas de infra-estruturas de transportes sofreu nos últimos anos uma significativa evolução.

Anteriormente, muitos dos estudos efectuados em Portugal para a avaliação do comportamento à fadiga e à deformação permanente das misturas betuminosas eram realizados de acordo com o recomendado nas normas de origem Americana (AASHTO e ASTM). Contudo, a Comissão Europeia de Normalização (CEN) tem vindo a desenvolver normas de harmonização dos processos de fabrico e de estudo do desempenho de misturas betuminosas de modo a garantir a qualidade, segurança e protecção do ambiente (Miranda, H. M. *et al.*, 2006).

Recentemente, foi publicada a norma europeia EN 12697 que define o normativo para a caracterização de misturas betuminosas. Esta norma é constituída por 43 partes, que, ao proporem diversos métodos de ensaio, permitem a caracterização mecânica de misturas betuminosas a aplicar nas infra-estruturas de transportes.

1.2 Objectivos

O objectivo do presente trabalho é o de caracterizar o comportamento mecânico de misturas betuminosas aplicadas em infra-estruturas de transportes, nomeadamente em camadas de sub-balastro de infra-estruturas ferroviárias, com a realização de diversos ensaios laboratoriais de caracterização avançada, como sejam ensaios triaxiais com aplicação de cargas repetidas.

1.3 Metodologia

As principais tarefas a desenvolver no presente estudo são as seguintes:

Tarefa 1: Pesquisa bibliográfica - No âmbito desta tarefa será realizada uma recolha bibliográfica relativa ao tema apresentado, nomeadamente: tipos e características principais das várias infra-estruturas de transportes, caracterização mecânica de misturas betuminosas, principais métodos de ensaio mecânicos para a sua caracterização.

Tarefa 2: Definição e concretização do estudo experimental - Definição do estudo experimental, com a selecção dos procedimentos laboratoriais a desenvolver e das respectivas condições de ensaio a adoptar. Concretização do estudo experimental com a realização de ensaios mecânicos sobre tarolos de misturas betuminosas, compactados em laboratório e recolhidos de pavimentos.

Tarefa 3: Análise de resultados – Avaliação das metodologias de ensaio e correspondentes técnicas de interpretação desenvolvidas. Apresentação e análise dos resultados obtidos. Obtenção dos parâmetros necessários à aplicação de misturas betuminosas em infra-estruturas de transportes.

1.4 Estrutura do trabalho

O presente trabalho está organizado em seis capítulos, conforme a seguir apresentados:

Capítulo 1 – Introdução – Efectua a abordagem e enquadramento do tema desenvolvido neste trabalho. Neste capítulo são igualmente apresentados os objectivos do trabalho e ainda a metodologia do estudo efectuado, bem como a estrutura desta dissertação.

Capítulo 2 – Misturas Betuminosas – Neste capítulo é realizada uma breve descrição das misturas betuminosas e dos seus principais constituintes – agregados e ligante betuminoso - e do seu comportamento à fadiga e à deformação permanente.

Capítulo 3 – Infra-estruturas Ferroviárias – É inicialmente apresentada uma breve descrição da constituição da ferrovia e do seu funcionamento e no fim alguns dos mecanismos de degradação da mesma.

Capítulo 4 – Caracterização Mecânica de Misturas Betuminosas – Neste capítulo é efectuada a descrição sucinta dos ensaios realizados para caracterização mecânica das misturas betuminosas, nomeadamente do ensaio de compressão triaxial com aplicação de cargas repetidas.

Capítulo 5 – Caso de Estudo – Caracterização Mecânica de Mistura Betuminosa aplicada em Camada de Sub-Balastro – É efectuada a descrição do modelo físico adoptado no âmbito deste trabalho, onde foi aplicada uma camada betuminosa de sub-balastro, assim como a metodologia empregue nos ensaios realizados para caracterização mecânica das misturas betuminosas. São ainda apresentados e discutidos os resultados obtidos nos ensaios realizados.

Capítulo 6 – Conclusões e Trabalhos Futuros - São apresentadas as principais conclusões alcançadas com a realização dos ensaios, nomeadamente na avaliação do comportamento à fadiga e à deformação permanente dos materiais estudados. Para finalizar propõem-se alguns estudos que poderão ser desenvolvidos no futuro.

2 MISTURAS BETUMINOSAS

As misturas betuminosas são geralmente aplicadas em camadas de pavimentos rodoviários e aeroportuários durante a sua construção e reabilitação, tanto em pavimentos flexíveis como em semi-rígidos.

Devido à aplicação de misturas betuminosas também em camadas de sub-balastro nas infra-estruturas ferroviárias e para o desenvolvimento deste trabalho, torna-se necessário conhecer as suas principais características, assim como o seu comportamento mecânico, quando sujeitas a carregamentos e variações de temperaturas.

Para compreender o comportamento das misturas betuminosas quando são aplicadas em camadas de sub-balastro será preciso entender primeiro como é o seu comportamento quando aplicadas em pavimentos rodoviários.

Neste capítulo, irá ser realizada uma breve descrição das misturas betuminosas e dos seus constituintes, bem como do seu comportamento à fadiga e à deformação permanente.

2.1 Características gerais

Sendo os pavimentos rodoviários estruturas constituídas por diversas camadas ligadas ou não, têm como função essencial assegurar uma superfície de rolamento que permita a circulação dos veículos com comodidade e segurança sob a acção do tráfego e das condições climáticas, devendo garantir que durante a sua vida útil não ocorrem danos que comprometam as suas condições de serviço (Branco, F. *et al.*, 2008).

Dependendo dos diferentes materiais utilizados na sua constituição, resultam diferentes tipos de pavimentos com comportamentos distintos, quando afectados pelo tráfego e pelas condições climáticas.

Os pavimentos flexíveis apresentam na sua constituição misturas betuminosas nas suas camadas superiores e materiais granulares, não ligados, nas camadas subjacentes.

Os pavimentos semi-rígidos apresentam características comuns aos pavimentos anteriores, contudo as camadas inferiores são constituídas por materiais granulares estabilizados com ligantes hidráulicos.

Na Figura 2.1 é representada a constituição tipo de um pavimento rodoviário flexível.

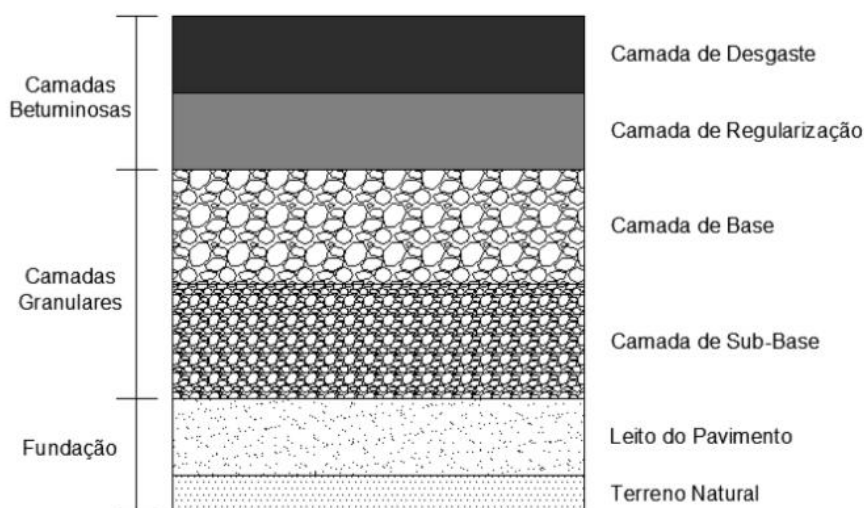


Figura 2.1 – Constituição tipo de um pavimento rodoviário flexível

A camada de desgaste de um pavimento flexível do ponto de vista funcional, deve contribuir para uma superfície de rolamento com conforto e segurança. Do ponto de vista estrutural, tem a função de transmitir as cargas dos veículos às camadas inferiores assim como impermeabilizar o pavimento, evitando a entrada de água para as camadas inferiores e para a fundação.

Nos pavimentos semi-rígidos a camada de desgaste tem um papel secundário na degradação das cargas pois é a laje de betão que assume essa função (Miranda, H. M., 2008).

A camada de regularização de ambos os tipos de pavimentos – flexível ou semi-rígido - tem como função servir de apoio à execução da camada de desgaste e degradar as cargas do tráfego transmitindo-as à camada de base subjacente (Miranda, H. M., 2010).

Existem vários tipos de misturas betuminosas a aplicar consoante a função estrutural que desempenham nas diferentes camadas dos pavimentos. De acordo com a norma

NP EN 13108-1 (2011) que define os requisitos para as misturas betuminosas fabricadas a quente e com o caderno de encargos tipo - obra da Estradas de Portugal (CE EP, 2011), as misturas betuminosas podem ser designadas conforme indicado no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Tipologia das Misturas Betuminosas (CE EP, 2011)

Camada	Designação anterior	Designação actual
Base	Macadame Betuminoso Fuso B	AC 32 base ligante (MB)
	Macadame Betuminoso Fuso A	AC 20 base ligante (MB)
	Mistura Betuminosa de Alto Módulo	AC 20 base ligante (MBAM)
Ligação	Macadame Betuminoso Fuso A	AC 20 bin ligante (MB)
	Mistura Betuminosa Densa	AC 20 bin ligante (MBD)
	Mistura Betuminosa de Alto Módulo	AC 16 bin ligante (MBAM)
	Betão Betuminoso	AC 14 bin ligante (BB)
	Argamassa Betuminosa com betume modificado	AC 4 bin ligante (AB)
Regularização	Macadame Betuminoso Fuso A	AC 20 reg ligante (MB)
	Mistura Betuminosa Densa	AC 20 reg ligante (MBD)
	Betão Betuminoso	AC 14 reg ligante (BB)
	Argamassa Betuminosa com betume modificado	AC 4 reg ligante (AB)
Desgaste	Betão Betuminoso	AC 14 surf ligante (BB)
	Betão Betuminoso Rugoso	AC 14 surf ligante (BBr)
	(micro) Betão Betuminoso Rugoso	AC 10 surf ligante (mBBr)
AC – designação do produto, cujo termo em inglês é “Asphalt Concrete”; ligante – classe a definir; base – referente à camada de base, cujo termo em inglês é similar “base course”; bin – referente à camada de ligação, cujo termo em inglês é “binder course”, de espessura constante reg – referente à camada de regularização, cujo termo em inglês é “regulating course”, de espessura variável; surf – referente à camada de desgaste, cujo termo em inglês é “surface course”.		

Às misturas betuminosas e aos seus materiais constituintes são exigidas determinadas características gerais durante a construção do pavimento e após a sua entrada ao serviço. De uma maneira geral, são exigidas às misturas betuminosas características de estabilidade, durabilidade, flexibilidade, resistência à fadiga, aderência, impermeabilidade e trabalhabilidade (Freire, A. C., 2004).

Consoante a sua aplicação, a principal exigência pode ser de carácter estrutural onde se pretendem boas características mecânicas ou então de carácter funcional onde se pede que as misturas betuminosas apresentem aptidões ao nível da segurança e do conforto. Em ambos os casos devem ser garantidos critérios de economia, durabilidade e facilidade de execução (Capitão, S., 1996).

A estabilidade de uma mistura betuminosa consiste na sua capacidade de resistir à passagem dos veículos com pequenas deformações. Esta aumenta com a compacidade do material e com a quantidade óptima de betume (Branco, F. *et al.*, 2008).

Para que as misturas betuminosas resistam ao desgaste causado pelo tráfego e pelas condições climáticas exige-se que apresentem ainda elevada durabilidade. Geralmente, quanto maior for a quantidade de betume maior será a durabilidade da mistura, porque este protege os agregados retardando o seu envelhecimento e evitando o preenchimento dos vazios com água. Contudo uma quantidade excessiva de betume pode comprometer a estabilidade da mistura. A utilização de agregados de granulometria contínua também melhora a sua durabilidade da mistura por a tornarem mais impermeável (Branco, F. *et al.*, 2008).

O facto de uma mistura betuminosa ser flexível garante que se adapta aos assentamentos graduais das camadas inferiores, sem que haja fendilhamento do pavimento. A flexibilidade de uma mistura geralmente aumenta com o aumento da percentagem de betume e da utilização de agregados de granulometria aberta (Branco, F. *et al.*, 2008).

Um dos fenómenos de maior importância nas misturas betuminosas é a fadiga, sendo que esta é originada pela passagem repetida dos rodados dos veículos. A resistência à fadiga aumenta com a durabilidade da mistura e como tal com o aumento do betume. No entanto, uma grande percentagem de betume pode originar a exsudação do ligante e comprometer a estabilidade da mistura (Branco, F. *et al.*, 2008).

Os pavimentos devem apresentar boas características de aderência aos pneus dos veículos, principalmente com tempo de chuva. O fenómeno de exsudação, a utilização de agregados sem uma adequada rugosidade, assim como um sistema de drenagem deficiente condicionam a aderência do pavimento. Para além disso, é fundamental uma boa impermeabilização do pavimento com o objectivo de proteger as camadas subjacentes que são sensíveis à água (Branco, F. *et al.*, 2008).

Uma mistura betuminosa deve ainda possuir uma adequada trabalhabilidade para facilitar as operações de fabrico, colocação e compactação.

No caderno de encargos da EP (CE EP, 2011) são indicados os requisitos e as propriedades das misturas betuminosas, bem como as respectivas normas de ensaio

para as avaliar. A título de exemplo, no Quadro 2.2, são apresentadas as principais propriedades da mistura betuminosa AC 20 base (MB) utilizada no estudo experimental deste trabalho.

Quadro 2.2 – Requisitos e propriedades da mistura betuminosa AC 20 base (MB) (CE EP, 2011)

Requisitos/ Propriedades		Referência normativa	Unidade	AC 20 base (MB)
Características Marshall	Estabilidade, máx	NP EN 12697-34	kN	$S_{max}15$
	Estabilidade, mín		kN	$S_{min}7,5$
	Deformação, máx		mm	F4
	Deformação, mín		mm	F2
	Quoc. Marshall, mín		kN/mm	$Q_{min}2$
Vazios na mistura de agregados (VMA), mín		EN 12697-8	%	$VMA_{min}14$
Porosidade, Vm		EN 12697-8	%	$V_{min}3,0-V_{max}6$
Índice de Resistência Conservada (IRC) em ensaios de compressão Marshall, min		MIL-STD-620A	%	80
Resistência á deformação permanente (“Wheel Tracking”)	Taxa de deformação, WTS_{AIR}	EN 12697-22	$mm/10^3$ Ciclos de carga	A declarar
	Profundidade de rodeira máx, PRD_{AIR}		%	
% de ligante, min		-	%	$B_{min}3,5$
Sensibilidade à água, ITR		EN 12697-12	%	A declarar

Depois da indicação dos principais requisitos da mistura betuminosa utilizada segue-se a descrição das exigências requeridas aos materiais geralmente utilizados na constituição destes materiais - agregados e ligantes betuminosos.

2.2 Principais constituintes das misturas betuminosas

2.2.1 Agregados

Os agregados correspondem a cerca de 80% do volume global das misturas betuminosas. Estes formam um esqueleto pétreo, que deve ter capacidade de resistir à acção do tráfego.

Conforme são obtidos os agregados, estes podem classificar-se como naturais ou britados. Os naturais são materiais sedimentares obtidos de extracção directa, os britados são obtidos por fractura mecânica de rochas (Branco, F. *et al.*, 2008).

De acordo com as especificações de produto constantes na norma portuguesa NP EN 13043 (2004, AC: 2010), os agregados aplicados em misturas betuminosas devem ser provenientes da britagem de rochas duras, não alteráveis, ter uma boa forma e serem resistentes à rotura e à degradação induzida pelo efeito de abrasão e de fragmentação do tráfego.

Para determinar as características que são exigidas devem ser analisados aspectos relativamente à granulometria, à resistência, à forma das partículas, à limpeza e adesividade ao ligante, entre outras (Branco, F. *et al.*, 2008; Freire, A. C., 2004).

A análise granulométrica dos agregados é efectuada de acordo com a norma europeia EN 933-1 (1997+ A1: 2005). A partir da curva granulométrica é possível obter os coeficientes de uniformidade e de curvatura. A granulometria dos agregados a aplicar nas misturas betuminosas deve ser adequada, ou seja, deve originar uma boa distribuição das cargas, através de um bom imbricamento entre as partículas.

Na norma NP EN 13108-1 (2011) referente às especificações dos materiais aplicados nas misturas betuminosas e na norma NP EN 13043 (2004, AC: 2010) que define as características dos agregados são definidos os requisitos dos fusos granulométricos para as misturas betuminosas a quente consoante o tipo de camada.

Para a mistura betuminosa AC 20 base (MB) o caderno de encargo da EP (CE EP, 2011) recomenda o fuso granulométrico apresentado no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 – Fuso granulométrico da mistura AC 20 base (MB) (CE EP, 2011)

Peneiros Série Base + Série 2	% Acumulada de material passado
31,5 mm	100
20,0 mm	90-100
12,5 mm	57-86
4,0 mm	34-49
2,0 mm	26-41
0,5 mm	12-26
0,125 mm	4-14
0,063 mm	2-7

A determinação da resistência das partículas de agregados é conseguida através da realização do ensaio de desgaste na máquina de Los Angeles de acordo com a norma europeia EN 1097-2 (2010). Os materiais utilizados nas misturas betuminosas devem ser duros, resistentes ao choque, ao atrito e ao desgaste das partículas, produzido pelo tráfego. O ensaio de desgaste consiste em introduzir uma amostra de material no interior da máquina com um determinado número de esferas de aço e aplicar um número de rotações até o material se desgastar e fragmentar até um valor máximo normalizado para o tipo de mistura pretendida.

Para além deste ensaio é usual a realização de um ensaio de polimento acelerado para agregados a aplicar em camadas de desgaste. As partículas devem revelar uma elevada resistência ao polimento (Branco, F. *et al.*, 2008). Este ensaio é realizado com o auxílio do pêndulo britânico de acordo com a norma EN 1097-8 (2009).

A forma das partículas de agregado é outro dos requisitos a cumprir. As partículas devem ter uma forma cúbica e de forma alguma devem ser lamelares ou alongadas (Branco, F. *et al.*, 2008). Conforme o definido nas normas NP EN 933-3 (2011) e EN 933-4 (2008) determinam-se os índices de achatamento e de forma.

Os agregados a aplicar não devem conter matéria orgânica ou quaisquer substâncias estranhas prejudiciais ao desempenho e durabilidade das misturas betuminosas. O ensaio utilizado para determinar o grau de limpeza das partículas é o ensaio de equivalente de areia definido na norma portuguesa NP EN 933-8 (2002) e o ensaio de determinação do valor de azul de metileno aplicando a norma EN 933-9 (2009).

A capacidade de ligação entre os agregados e o betume também é muito importante. É necessário existir uma boa adesividade entre ambos. Através da realização de ensaios de tracção indirecta e determinando a resistência conservada é possível quantificar a adesividade entre os dois materiais. O ensaio deve ser realizado de acordo com a norma EN 12697-12 (2008) ou pela CRD-C 652-95 (1995, antiga MIL-STD-620A) (Batista, F. A. *et al.*, 2008).

A afinidade dos agregados aos ligantes betuminosos é outra das propriedades a avaliar e deve ser determinada segundo a norma EN 12697-11 (2005). Esta propriedade permite conhecer o grau de eficiência da ligação entre o agregado e o ligante. Segundo a norma, a afinidade pode ser determinada através do método da garrafa giratória, do método estático ou do método da água fervente. Contudo o

resultado obtido não está dependente só das características do agregado mas também das do ligante.

Para além do que foi anteriormente referido, também deve ser avaliada a resistência dos agregados ao choque térmico. Esta propriedade é determinada através da norma EN 1367-5 (2011) e traduz a susceptibilidade do agregado à acção de temperaturas elevadas, simulando as temperaturas a que o mesmo se encontra sujeito na fase de fabrico das misturas betuminosas. O seu desempenho é obtido através da perda de massa e da perda de resistência à fragmentação por Los Angeles.

No Quadro 2.4 indicam-se as principais propriedades dos agregados, a usar na mistura betuminosa AC 20 base (MB), e respectivas normas de ensaio, necessárias à verificação das exigências do caderno de encargos da EP (CE EP, 2011).

Quadro 2.4 – Principais propriedades dos agregados da mistura betuminosa AC 20 base (MB)
(CE EP, 2011)

Propriedades	Referência Normativa	Unidade	AC 20 base (MB)
Qualidade dos finos	EN 933-9	g/kg	MB _F 10
Forma do agregado grosso - Índice de achatamento	NP EN 933-3	-	FI ₃₀
Percentagens de superfícies esmagadas e partidas nos agregados grossos	NP EN 993-5	%	C _{100/0}
Resistência à fragmentação do agregado grosso, coeficiente Los Angeles	EN 1097-2	%	LA ₄₀
Resistência ao desgaste por atrito do agregado grosso, coeficiente micro-Deval	EN 1097-1	%	M _{DE} 25
Massa volúmica das partículas	NP EN 1097-6	Mg/m ³	A declarar
Absorção de água	NP EN 1097-6	%	≤2
Baridade	NP EN 1097-3	Mg/m ³	A declarar
Resistência ao choque térmico	EN 1367-5 EN 1097-2	%	A declarar
Afinidade dos agregados grossos aos ligantes betuminosos	EN 12697-11	-	A declarar

2.2.2 Ligantes betuminosos

O ligante é um componente essencial de uma mistura betuminosa, uma vez que é ele que liga os agregados e fornece coesão e estabilidade à mistura.

Existem diversos tipos de ligantes que podem ser utilizados na composição das misturas betuminosas. Contudo geralmente utilizam-se os betumes asfálticos provenientes da refinação do crude (Teixeira, A., 2000).

O que diferencia o betume asfáltico de outros ligantes é a sua resposta visco-elástica, cujo comportamento varia consoante a velocidade de aplicação das cargas, e a temperatura a que é submetido, o que lhe permite comportar-se quer como um material flexível, com baixo módulo de rigidez e muito deformável, adaptando-se às deformações e assentamentos das camadas do pavimento e da fundação sem fendilhar, quer ter um comportamento estável com elevado módulo e resposta elástica quando submetido às acções do tráfego.

Como o betume tem uma reologia dependente da temperatura e do tempo de carregamento, é necessário aplicar, em cada caso e para cada mistura, o betume compatível para cada situação. Desta forma os betumes aplicados nas misturas betuminosas devem apresentar propriedades que respeitem os requisitos definidos nas normas.

Em Portugal, os betumes mais utilizados nas misturas betuminosas são os betumes de classe de penetração 35/50 e 50/70 para as misturas betuminosas ditas “tradicionais” e os betumes de classe 10/20 para misturas de alto módulo (Miranda, H. M., 2008).

De acordo com a norma EN 12591 (2009) e com o caderno de encargos da EP (CE EP, 2011) as propriedades e exigências de conformidade para cada um dos tipos de betume referidos são as indicadas no Quadro 2.5.

Quadro 2.5 – Tipo de betume e exigências de conformidade (CE EP, 2011)

Requisitos	Propriedades	Referência normativa	Unidade	Betume de penetração 10/20	Betume de penetração 35/50	Betume de penetração 50/70
Consistência a temperatura de serviço intermédia	Penetração a 25°C	NP EN 1426	0,1 mm	10-20	35-50	50-70
Consistência a temperatura de serviço elevada	Temperatura de amolecimento	NP EN 1427	°C	60-76	50-58	46-54
Durabilidade (Resistência ao envelhecimento – RTFOT a 163°C, NP EN 12607-1)	Penetração retida	NP EN 1426	%	≥ 55	≥ 53	≥ 50
	Aumento da temperatura de amolecimento	NP EN 1427	°C	≤ 10	≤ 11	
	Variação em massa	NP EN 12607-1	%	≤ 0,5	≤ 0,5	
	Índice de penetração	EN 12591, EN 13927 (Anexo A)	-	-1,5 a +0,7		
	Temperatura de fragilidade de Fraass	EN 12593	°C	A declarar	≤ -5	≤ -8
Outros requisitos	Temperatura de inflamação	EN ISO 2592	°C	≥ 245	≥ 240	≥ 230
	Viscosidade cinemática a 135°	NP EN 12595	mm ² /s	≥ 700	≥ 370	≥ 295
	Teor em parafinas	EN 12606-2	% (m/m)	-	≤ 4,5	
	Solubilidade	NP EN 12592	%	≥ 99,0		

Duas propriedades muito importantes na caracterização de um betume são a penetração e a temperatura de amolecimento pelo método de “anel e bola”.

De acordo com a norma NP EN 1426 (2010) a penetração de um betume corresponde ao valor da penetração a 25°C que designa o tipo de betume, ou seja, um betume da classe 50/70, no ensaio de penetração a 25°C durante 5 segundos apresenta uma penetração média de 6 mm. A representação do ensaio de penetração pode ser observada através da Figura 2.2 (Branco, F. *et al.*, 2008).

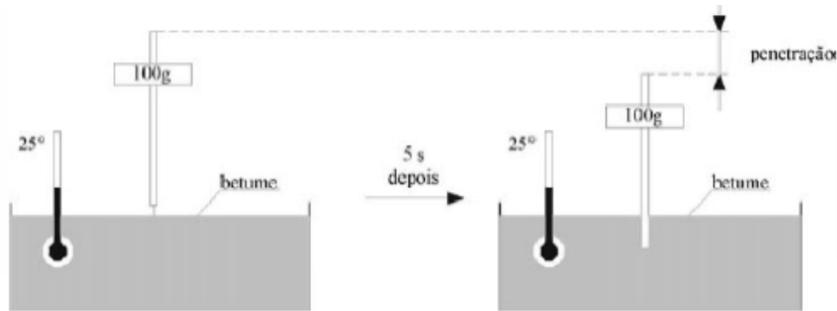


Figura 2.2 – Representação do ensaio de penetração do betume (Branco, F. *et al.*, 2008)

Quanto à temperatura de amolecimento, esta é determinada através do ensaio de “anel e bola”, conforme indicado na norma NP EN 1427 (2010). O esquema do ensaio é apresentado na Figura 2.3 (Branco, F. *et al.*, 2008).

Um betume em que a sua temperatura atinge a temperatura de amolecimento pode condicionar a estabilidade da mistura betuminosa em que está aplicado. Mas quando a temperatura de um betume atinge valores inferiores ao ponto de fragilidade (ou de rotura) de Fraass a mistura torna-se frágil e fendilha facilmente (Branco, F. *et al.*, 2008).

O ponto de fragilidade de Fraass, é uma grandeza usada para conhecer o comportamento dos betumes a temperaturas muito baixas.

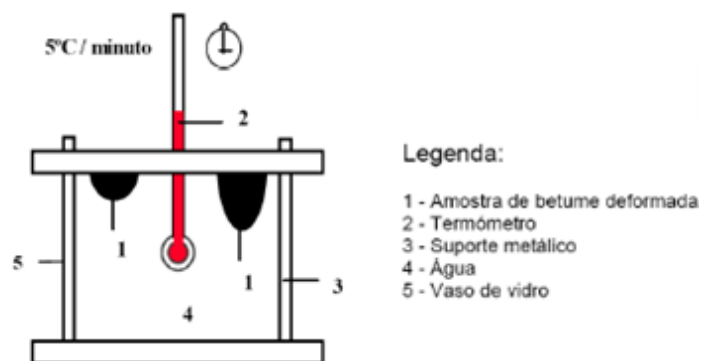


Figura 2.3 – Representação do ensaio de anel e bola (Branco, F. *et al.*, 2008)

2.3 Factores que influenciam o comportamento mecânico das misturas betuminosas

O comportamento das misturas betuminosas depende dum conjunto alargado de factores, uns relacionados com a acção do tráfego, a temperatura e outros associados à composição volumétrica das misturas. É por isso que, a ser efectuada a análise laboratorial de uma mistura betuminosa, é importante definir as condições de ensaio (temperatura, frequência de carregamento e estado de tensão) (Baptista, A., Picado-Santos, L., 2006).

2.3.1 Composição volumétrica

As misturas betuminosas tradicionais são constituídas por três componentes, agregados, betume e ar. As propriedades duma mistura betuminosa dependem assim das proporções de cada um dos seus constituintes bem como das características associadas a cada um deles.

Na Figura 2.4 (Branco, F. *et al.*, 2008) é apresentada esquematicamente a composição volumétrica de uma amostra de uma mistura betuminosa compactada.

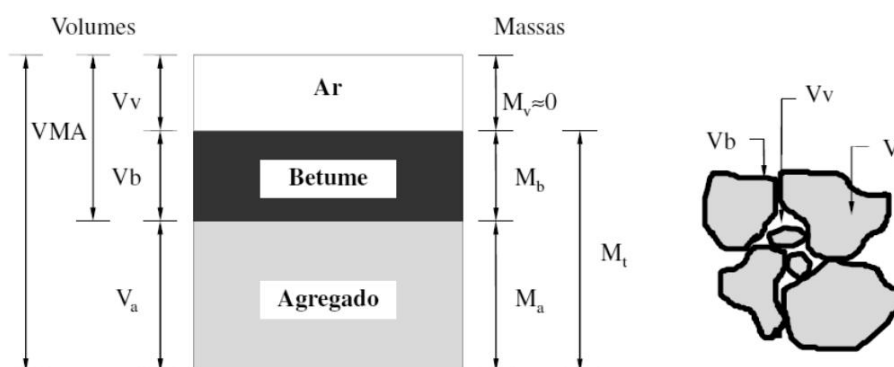


Figura 2.4 – Composição volumétrica de uma mistura betuminosa compactada (Branco, F. *et al.*, 2008)

O comportamento das misturas pode ser determinado através das relações entre as massas ou os volumes dos elementos constituintes (Baptista, A., Picado-Santos, L., 2006). Por exemplo o volume de vazios no esqueleto de agregado (VMA) que dá a

indicação da durabilidade e do desempenho da mistura betuminosa pode ser definido através da equação 2.1.

$$VMA = V_b + V_v \quad (2.1)$$

Sendo que:

VMA- vazios na mistura de agregados;

V_b – volume de betume;

V_v – volume de vazios.

Uma mistura betuminosa que tenha uma determinada granulometria, se não tiver betume suficiente pode desagregar-se quando sujeita às acções do tráfego. No entanto, se a quantidade de betume for excessiva a mistura torna-se mais flexível e podem ocorrer deformações elevadas, prejudicando a estabilidade da mistura (Gardete, A. C., 2006). O efeito da quantidade de betume numa mistura betuminosa pode ser observado através da Figura 2.5 (Erkens, S., 2002).

Quanto ao tipo de betume, quanto mais duro for o betume, isto é, quanto maior for a sua viscosidade a uma determinada temperatura, melhor será o seu comportamento às deformações permanentes (Barreno, I. *et al.*, 2004).

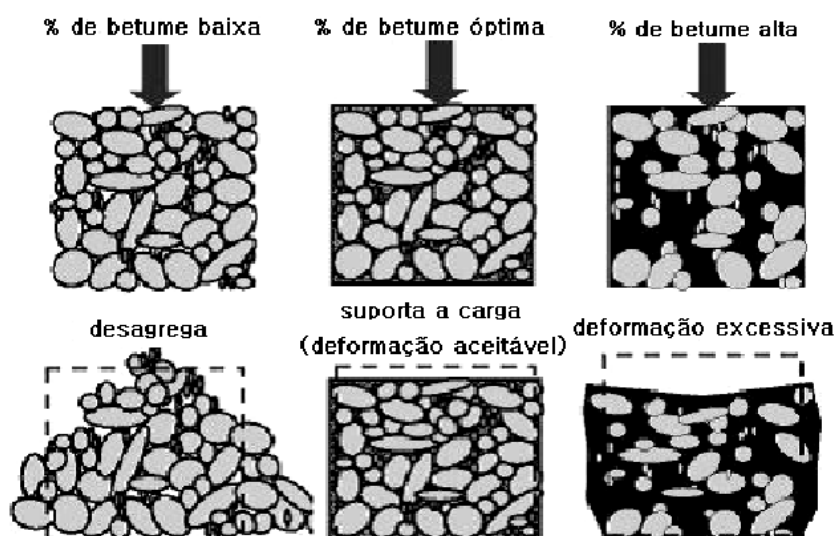


Figura 2.5 – Efeito da quantidade de betume numa mistura betuminosa (Erkens, S., 2002)

A viscosidade de um betume varia com a temperatura. Desta forma para temperaturas mais elevadas o betume torna-se menos viscoso, praticamente líquido e de fácil trabalhabilidade e em presença de temperaturas mais baixas este torna-se mais viscoso e elástico (Freire, A. C., 2002).

O betume, com a passagem do tempo, vai envelhecendo por volatilização e oxidação dos seus componentes, apresentando desta forma uma maior viscosidade para a mesma temperatura. Apesar de este envelhecimento prejudicar algumas características das misturas betuminosas torna-as menos susceptíveis à deformação permanente. As misturas betuminosas são mais susceptíveis à deformação permanente no início da vida útil do pavimento, com o envelhecimento do betume estas tornam-se mais resistentes a este fenómeno (Gardete, A. C., 2006).

O endurecimento do betume ocorre desde logo nas fases de fabrico e colocação da mistura prolongando-se depois durante a vida útil do pavimento (Shell, 2003). Na Figura 2.6 é apresentada a uma curva da evolução do endurecimento do betume, que relaciona o índice de endurecimento (η_r/η_0) e as diversas fases da vida do betume.

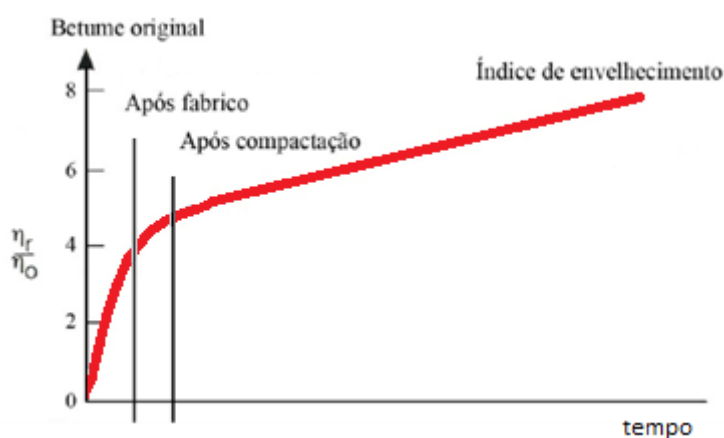


Figura 2.6 – Curva da evolução do endurecimento do betume (Shell, 2003)

2.3.2 Tráfego

O tráfego é uma das importantes acções que afectam o comportamento mecânico dos pavimentos rodoviários.

As acções decorrentes da circulação dos veículos nos pavimentos são função do tipo de eixo e do tipo de rodado, do rasto e pressão de enchimentos dos pneus, da velocidade dos veículos e da duração do tempo de aplicação dessas cargas.

Com o aumento do tráfego pesado e das cargas transportadas por eixo, com a substituição dos rodados duplos por rodados simples de base larga e o aumento da pressão de enchimento dos pneus existe uma crescente formação de patologias nos pavimentos, nomeadamente os cavados de rodeira devido à deformação permanente das misturas betuminosas (COST 334, 2000).

Esta é uma questão que tem vindo a ser objecto de alguma preocupação, pois este fenómeno tem vindo a agravar-se sobretudo nos pavimentos onde o tráfego de pesados é mais significativo. Desta forma tem-se vindo a aumentar as espessuras das camadas como forma de reduzir as deformações permanentes (COST 333, 1999).

O aumento da pressão de enchimento dos pneus faz com que a área de contacto entre o pneu e o pavimento seja mais reduzida concentrando-se as tensões todas somente nessa área (Gardete, D. C., 2006). Como se pode verificar na Figura 2.7 (Owende, P. M. O. *et al*, 2001), para pressões de enchimento superiores são necessárias muito menos aplicações de carga para que se atinjam os mesmos valores de deformação permanente.

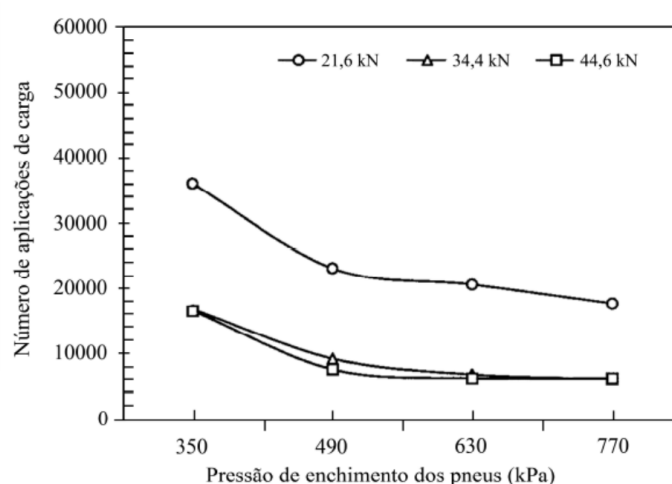


Figura 2.7 – Influência do rasto e pressão dos pneus nos pavimentos (Owende, P. M. O. *et al*, 2001)

A substituição dos rodados duplos por rodados simples de base larga também agrava a formação de cavados de rodeiras, pois a área de pavimento afectada é menor e a

pressão de enchimento do pneu é maior, logo as tensões no pavimento também serão superiores (COST 334, 2000).

A velocidade de tráfego também influencia o comportamento dos pavimentos às deformações permanentes. Para velocidades de tráfego baixas existe um tempo de carregamento superior, ou seja, se a carga estiver sobre uma determinada zona do pavimento durante mais tempo, as deformações obtidas serão superiores, provocando também um aumento da parcela da deformação irreversível (Chen, J. *et al.*, 2004).

Nas Figuras 2.8 e 2.9 (Miranda, H. M., 2010) é possível analisar a influência da velocidade de circulação dos veículos nos valores da deformação permanente. Para velocidades mais baixas o tempo de carregamento é superior e existe um aumento das deformações permanentes. É também possível verificar que os valores obtidos da deformação permanente para uma mesma velocidade são superiores quando se trata de rodados simples de base larga em comparação com os rodados duplos.

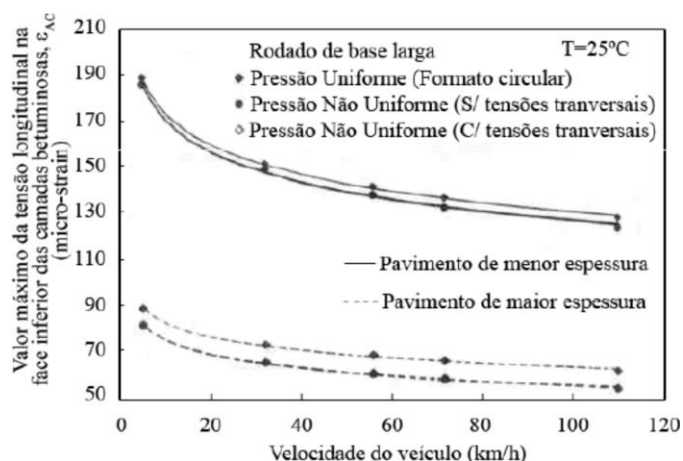


Figura 2.8 – Influência da velocidade para rodados de base larga (Miranda, H. M., 2010)

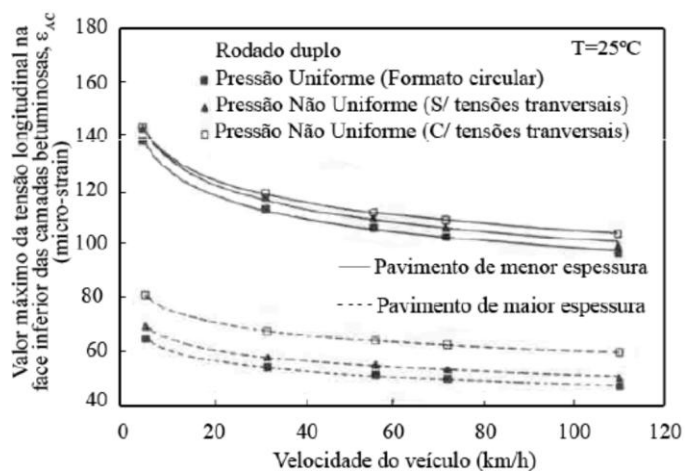


Figura 2.9 – Influência da velocidade para rodados duplos (Miranda, H. M., 2010)

2.3.3 Condições climatéricas

Para além da acção do tráfego também a acção dos agentes climatéricos, entre os quais a temperatura e a pluviosidade, são factores fundamentais a considerar no estudo do comportamento dos pavimentos rodoviários.

A presença de água nos pavimentos irá provocar deformações permanentes ao nível dos materiais granulares e do solo de fundação. Além disso, se as camadas betuminosas de um pavimento rodoviário estiverem fendilhadas irá verificar-se a bombagem de finos das camadas granulares, desagregação das próprias misturas betuminosas e expansão de solos argilosos existentes. Assim é necessário impedir a entrada de água na estrutura do pavimento. As águas que se infiltram na estrutura do pavimento devem ser escoadas rapidamente através de um adequado sistema de drenagem. A forma mais eficaz de evitar a influência da água nos pavimentos deverá passar pela utilização de materiais com baixa sensibilidade à água e dimensionar o pavimento considerando o efeito do teor em água nos módulos de deformabilidade dos solos e das camadas granulares.

Outro factor a ter em conta é a temperatura ambiente. Esta afecta de forma significativa o comportamento das misturas betuminosas pois influencia a viscosidade do betume, condicionando a rigidez das camadas betuminosas (Gardete, D. C., 2006). Quando a temperatura do pavimento aumenta, o betume torna-se mais fluido, provocando a deformabilidade das misturas betuminosas.

Nas Figuras 2.10 e 2.11, (Neves, J. M., Correia, A.G., 2006), é apresentada a variação do módulo de rigidez com o aumento da temperatura e com a velocidade de circulação dos veículos pesados, quer para um macadame betuminoso quer para um betão betuminoso. Em qualquer dos casos, para um aumento da temperatura existe uma diminuição do módulo de rigidez.

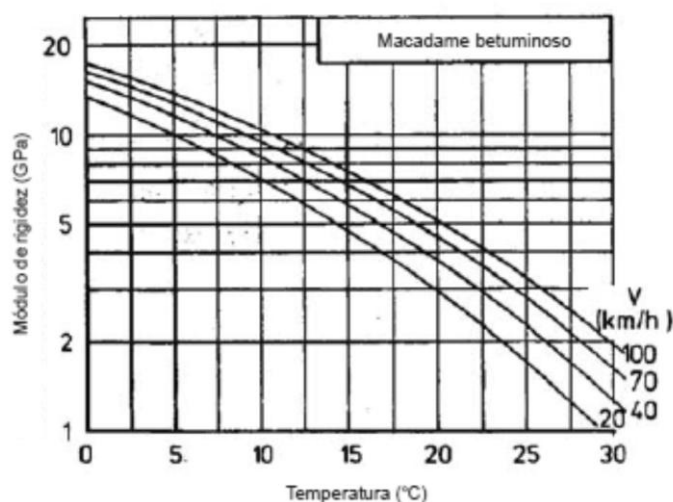


Figura 2.10 – Influência da temperatura num macadame betuminoso (Neves, J. M., Correia, A. G., 2006)

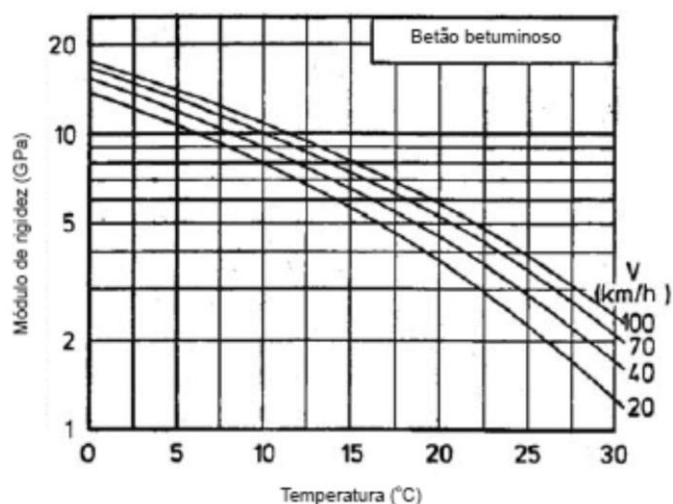


Figura 2.11 – Influência da temperatura num betão betuminoso (Neves, J. M., Correia, A. G., 2006)

Assim, para um determinado carregamento, o aumento da temperatura vai influenciar o comportamento estrutural do pavimento, originando deformações permanentes.

Desta forma é fundamental que se faça uma adequada avaliação do comportamento da mistura betuminosa, através de ensaios laboratoriais, utilizando temperaturas representativas das condições a que a mistura estará sujeita em serviço. Como é a temperaturas mais elevadas que o valor das deformações permanentes se torna mais significativo, é comum serem utilizadas temperaturas de ensaio entre 40°C e 60°C

para a análise do comportamento às deformações permanentes (Freire, A.C., 2004; Gardete, D. C., 2006; Doucet, F., Auger, B., 2007).

2.3.4 Compactação

A compactação é um importante factor no desempenho das misturas betuminosas, eventualmente no que respeita ao seu comportamento perante a acção do tráfego.

Através de uma adequada compactação o volume de vazios na mistura diminui provocando um aumento do atrito entre as partículas e criando uma melhor ligação entre os agregados e o betume. Assim, quando sujeita à acção do tráfego, a mistura betuminosa terá melhor comportamento à fadiga e à deformação permanente.

Quando a porosidade é muito elevada, sob a acção do tráfego, a mistura densifica-se e o atrito entre as partículas diminui, originando deformações (Gardete, A. C., 2006).

Contudo, o volume de vazios da mistura não deve ser demasiado baixo pois também compromete o comportamento da mistura. Existe um valor de porosidade mínima (volume de vazios crítico) que deve ser respeitado e que é de aproximadamente 3%, dependendo do tipo de mistura betuminosa (Freire, A. C., 2002).

O método de compactação adoptado em laboratório para a obtenção de provetes que se pretende, que reproduzam as condições verificadas *in situ*, também influencia o comportamento das misturas betuminosas. Em laboratório existem diversos processos de compactação dos provetes, nomeadamente a compactação por impacto, a compactação estática, e ainda a por compactador de rolo. O tipo de compactação utilizado afecta as propriedades físicas das misturas de forma diferente. Este factor é importante se forem efectuadas comparações entre resultados obtidos com diferentes métodos de compactação (Gardete, A. C., 2006).

2.4 Características mecânicas das misturas betuminosas

Os pavimentos rodoviários são submetidos ao longo da sua vida útil, a diversas acções que afectam as propriedades mecânicas das camadas betuminosas.

O conhecimento dessas propriedades assume particular importância ao nível da formulação das misturas betuminosas e também quando se pretende dimensionar um pavimento rodoviário flexível ou estabelecer uma adequada solução numa obra de reabilitação dum pavimento (Baptista, A., Picado-Santos, L., 2006).

As camadas betuminosas estão sujeitas a diversos mecanismos de degradação que surgem devido às acções do tráfego e da temperatura. Desses destacam-se principalmente o fendilhamento por fadiga e as deformações permanentes, expressas pelos cavados de rodeira.

Através de ensaios realizados em laboratório é possível estudar as características de rigidez das misturas e avaliar o seu comportamento à fadiga e à deformação permanente.

2.4.1 Rigidez das misturas betuminosas

As misturas betuminosas têm na sua constituição um esqueleto pétreo de comportamento elástico e um ligante betuminoso com comportamento visco-elástico. Desta forma o comportamento das misturas é fortemente influenciado pela reologia do betume, tanto quanto maior for a percentagem de betume presente na mistura (Neves, J. M., Correia, A. G., 2006). Assim pode-se afirmar que a rigidez de uma mistura betuminosa depende essencialmente da rigidez do betume.

Dadas as características visco-elásticas do betume, a relação entre as tensões aplicadas e as extensões medidas não é um valor constante, sendo função da temperatura, do tempo de carregamento e da forma de carregamento. Geralmente este valor é denominado módulo complexo, módulo de rigidez ou simplesmente de rigidez (Neves, J. M., Correia, A. G., 2006).

Considerando que é aplicado um carregamento sinusoidal do tipo da equação 2.2.

$$\sigma = \sigma_0 \times \sin(\omega \times t) \quad (2.2)$$

O betume irá deformar-se devido ao seu comportamento visco-elástico, sofrendo um desfasamento para uma mesma frequência (equação 2.3).

$$\varepsilon = \varepsilon_0 \times \sin(\omega \times t - \varphi) \quad (2.3)$$

Ao valor do desfasamento observado entre as tensões e as deformações é designado de ângulo de fase (φ). O comportamento do betume é predominantemente elástico quando o ângulo de fase for nulo e torna-se viscoso quando o valor do ângulo aumenta (Neves, J. M., 2001).

Desta forma o módulo complexo (E^*) é caracterizado pela equação 2.4.

$$E^* = \frac{\sigma_0}{\epsilon_0} \times (\cos \varphi + i \times \sin \varphi) = |E^*| \times (\cos \varphi + i \sin \varphi) \quad (2.4)$$

Podendo o mesmo ser decomposto numa parte real (E_1) (equação 2.5).

$$E_1 = |E^*| \times \cos \varphi \quad (2.5)$$

E numa parte imaginária (E_2) (equação 2.6).

$$E_2 = |E^*| \times \sin \varphi \quad (2.6)$$

A primeira representa a energia armazenada no material e a segunda representa a energia perdida por atrito interno no seio do material (Miranda, H. M., 2010).

O valor absoluto do módulo complexo é designado então por módulo de rigidez (S_m) (equação 2.7).

$$S_m = |E^*| = \sqrt{E_1^2 + E_2^2} \quad (2.7)$$

Sendo o ângulo de fase dado através da equação 2.8.

$$\varphi = \tan^{-1} \left(\frac{E_2}{E_1} \right) \quad (2.8)$$

Tal como nos betumes, a rigidez das misturas betuminosas não é constante. Esta depende da temperatura, da frequência de carregamento, das características dos materiais constituintes e da sua composição. Desta forma o seu valor deve vir sempre acompanhado do método de ensaio e das condições de ensaio utilizadas na sua determinação (Teixeira, A., 2000).

Em geral, as misturas betuminosas exibem um comportamento viscoso para temperaturas e tempos de carga elevados, e um comportamento elástico quando são sujeitas a temperaturas e tempos de carga baixos. Para condições de temperatura e

tempo de carregamento consideradas intermédias, estes materiais exibem comportamento reológico do tipo visco-elástico (Azevedo, M. C., 1993).

Como a rigidez das misturas betuminosas é função da rigidez do betume, todas as expressões consideradas anteriormente para a rigidez do betume são válidas para a rigidez das misturas (Teixeira, A., 2000).

A avaliação das características da deformabilidade das misturas betuminosas é frequentemente realizada recorrendo a ensaios com aplicação de cargas repetidas.

No que respeita ao coeficiente de Poisson, nas misturas betuminosas, este toma o valor entre 0,3 e 0,5, conforme a frequência e a temperatura de ensaio, admitindo que o material não sofre variação de volume (Di Benedetto, H., De la Roche, C., 1998). Contudo, o valor mais habitual de coeficiente de Poisson nas misturas betuminosas é de 0,35 (Branco, F. *et al.*, 2008).

2.4.2 Resistência à fadiga

A resistência à fadiga de uma mistura betuminosa pode ser definida como sendo a sua capacidade em responder à aplicação de cargas repetidas provenientes da acção do tráfego, para determinadas condições de velocidade de tráfego e de temperatura, sem atingir a rotura (Teixeira, A., 2000).

A rotura por fadiga ocorre quando as misturas betuminosas, que apresentam um comportamento visco-elástico, possuem a parte real (ou elástica) do módulo de rigidez, E_1 , superior à parte imaginária (ou viscosa), E_2 .

Nesta situação, apesar das misturas betuminosas suportarem razoavelmente bem a aplicação de cargas provenientes do tráfego, com a aplicação contínua destes carregamentos, fendilham. O aparecimento da fendilhação será maior quanto maior for o número de carregamentos provocados pela passagem do tráfego.

O fendilhamento por fadiga das misturas betuminosas ocorre sobretudo a temperaturas baixas ou moderadas, quando as camadas betuminosas apresentam um comportamento visco-elástico com forte componente elástica, pelo que geralmente em ensaios de laboratório se estuda a resistência à fadiga para temperaturas entre os 20°C e os 25°C.

Desta forma podemos concluir que a resistência à fadiga depende do estado de tensão aplicado, sendo que as leis de comportamento à fadiga usualmente relacionam a extensão máxima da tracção induzida, ε_t , com o número de aplicações de carga que provoca a rotura do material, N. Uma das leis de fadiga obtida em laboratório pode ser descrita através da equação 2.9 (Pais, J. *et al.*, 2006).

$$\varepsilon_t = A \times N^B \quad (2.9)$$

Sendo que:

ε_t - extensão de tracção (10^{-6});

N – número de aplicações de carga até à rotura;

A, B – coeficientes determinados experimentalmente.

A avaliação do comportamento da mistura à fadiga é realizada com base na interpretação dos resultados e através da comparação das diversas leis de fadiga obtidas. Para tal é comum, utilizar parâmetros como o ε_6 (extensão de tracção necessária para provocar a ruína por fadiga ao fim de 1×10^6 ciclos) e o N_{100} (resistência à fadiga para uma extensão de tracção de 100×10^{-6}) (Pais, J. *et al.*, 2006).

2.4.3 Resistência às deformações permanentes

As deformações permanentes são degradações no pavimento que podem ocorrer quer nas camadas betuminosas quer nas camadas granulares ou no solo de fundação. Estas manifestam-se através do aparecimento à superfície do pavimento, de depressões longitudinais nas zonas de passagem dos rodados dos veículos pesados e acompanhados geralmente por elevações nas zonas laterais adjacentes. Estes fenómenos são designados de cavados de rodeira (Freire, A. C., 2002).

Os cavados de rodeira que se desenvolvem na zona de passagem dos veículos, podem surgir em pavimentos flexíveis de fundação de elevada capacidade de suporte, constituídos por camadas granulares pouco espessas e por camadas betuminosas de elevada espessura quando são sujeitos a tráfego muito intenso (Branco, F. *et al.*, 2008).

Embora os critérios de ruína usados no dimensionamento, para a verificação do comportamento à deformação permanente, apenas levem em conta a contribuição da fundação, tem-se verificado que a contribuição das camadas betuminosas também pode ser significativa, principalmente em situações de tráfego pesado intenso e com velocidades de circulação reduzida (Batista, F. A., 2004).

O comportamento das misturas betuminosas é altamente influenciado pela temperatura, devido à sua parcela viscosa. Perante um aumento de temperatura, o módulo de rigidez da mistura betuminosa diminui, proporcionando o aparecimento de deformações na zona de passagem dos rodados através da aplicação repetida de cargas devido à passagem dos veículos pesados, contribuindo para a formação dos cavados de rodeira (Batista, F. A., 2004).

As deformações permanentes ocorrem geralmente a temperaturas elevadas. Quanto mais alta for a temperatura, menor é a resistência das misturas betuminosas às deformações permanentes.

Para a avaliação do comportamento das misturas betuminosas às deformações permanentes é usual recorrer a ensaios de cargas repetidas realizados a altas temperaturas, de forma a simular as condições agressivas a que as camadas estão sujeitas quando se encontram em serviço.

Em Portugal, Freire, A.C. (2002) desenvolveu um estudo sobre as temperaturas adequadas para a realização de ensaios de caracterização do comportamento às deformações permanentes, obtendo valores na ordem dos 50 a 60°C.

O processo de compactação, seja em laboratório ou em obra, ao influenciar a estrutura do esqueleto mineral da mistura betuminosa, também afecta o comportamento à deformação permanente. De um modo geral, a redução da porosidade de uma mistura betuminosa aumenta a resistência à deformação permanente, desde que não atinja valores de porosidade inferiores a 3 % (Freire, A.C., 2002).

3 INFRA-ESTRUTURA FERROVIÁRIA

A via-férrea tem como função base a sustentação e encaminhamento de um comboio, garantindo-lhe as condições mínimas para que esta se efectue com segurança, economia e conforto (Alves, J., 2010).

As primeiras linhas de alta velocidade na Europa entraram em funcionamento há mais de três décadas. O aumento das solicitações que se tem verificado nas redes ferroviárias tem levado ao estudo de soluções para fazer frente ao processo acelerado de degradação da qualidade da via e aos cada vez maiores custos de conservação e reabilitação. Ao longo do tempo têm sido desenvolvidos diversos estudos com o fim de encontrar soluções estruturais alternativas, que assegurem a qualidade desejada e tenham baixo custo. Algumas destas soluções têm-se revelado de fácil construção, económicas, com bom comportamento e pouca conservação (Fortunato E., 2005).

Neste capítulo será apresentada uma descrição do funcionamento da via-férrea, assim como os mecanismos de degradação da mesma.

Para compreender o funcionamento duma estrutura deste tipo e a sua problemática torna-se imperativo que se faça a descrição dos elementos principais que constituem uma estrutura ferroviária convencional. Esta é caracterizada principalmente por utilizar somente camadas granulares na sua constituição.

3.1 Constituição da via-férrea

Uma via-férrea é constituída basicamente por uma subestrutura e uma superestrutura.

Nas Figuras 3.1 e 3.2 (Fortunato E., 2005) é apresentada de forma esquemática uma via-férrea balastrada no sentido transversal e longitudinal, respectivamente, onde é possível identificar os diversos elementos quer da subestrutura quer da superestrutura. A superestrutura é composta pelos carris, pelos elementos de fixação, pelas travessas e pelo balastro. A subestrutura é constituída pela camada de sub-balastro, pelo leito de via (ou de coroamento) e pelo terreno natural.

De seguida passa-se a descrever cada um dos elementos que constituem a ferrovia.

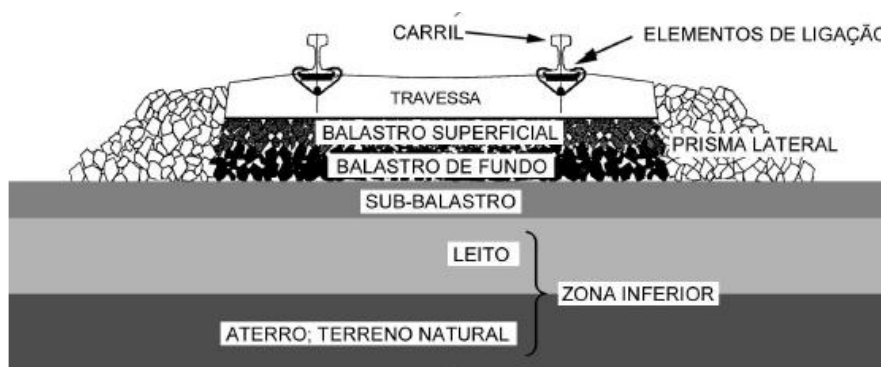


Figura 3.1 – Representação da via-férrea balastrada no sentido transversal (Fortunato, E., 2005)

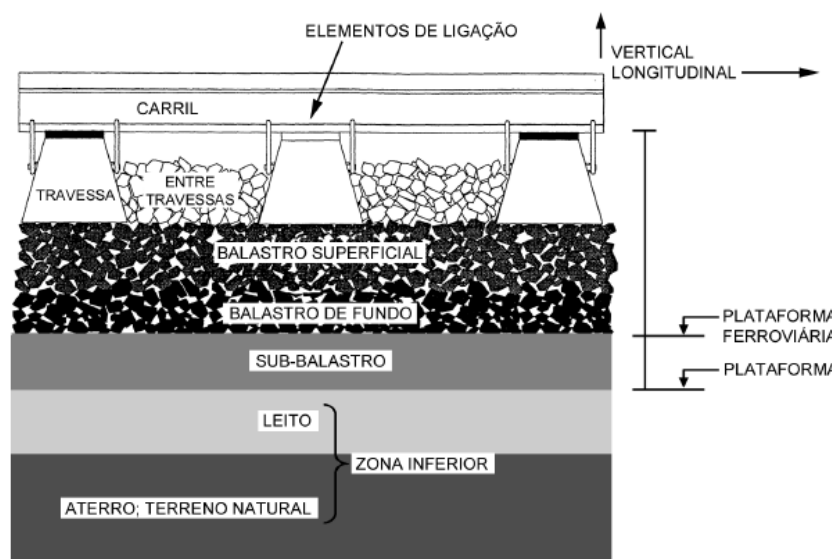


Figura 3.2 – Representação da via-férrea balastrada no sentido longitudinal (Fortunato, E., 2005)

3.1.1 Superestrutura

Carril

Os carris são os elementos que permitem o guiamento das composições. Estes são constituídos por aço laminado e têm uma elevada rigidez. As suas principais funções consistem em resistir às tensões produzidas pelo material circulante e transmiti-las aos outros elementos subjacentes. Além disso, também realizam o guiamento das rodas e transportam a energia eléctrica necessária à sinalização e à catenária.

Actualmente o carril mais utilizado nas linhas de alta velocidade é o carril UIC60 (de massa 60 kgf/m). Este tem um perfil pesado com uma inércia vertical elevada, fabricado com aço de alta qualidade e com um elevado nível de qualidade de acabamento, nomeadamente na superfície de rolamento. Ao serem instalados na via, estes carris são soldados entre si, formando a barra longa soldada (BLS).

A barra longa soldada, tem a vantagem de reduzir a deterioração dos componentes da via, originando um maior intervalo das operações de conservação, menor oscilação dos veículos e menor produção de ruídos e vibrações, proporcionando um nível de conforto superior. Contudo a BLS está sujeita a esforços internos consideráveis com as variações de temperatura, sendo difícil a substituição dos elementos da superestrutura para além do investimento inicial ser superior (Santos, B., Cruz, A., 2009).

Travessas

As travessas são elementos situados transversalmente à via, servindo de ligação entre o carril e o balastro. Estas constituem o órgão intermédio que recebe as pressões exercidas sobre os carris e as transmite e distribui sobre o elemento em que está assente – o balastro. A roda ao actuar sobre o carril transmite-lhe tensões elevadas, que a travessa recebe e que as transmite degradadas à camada de balastro de tal forma que sejam compatíveis com a capacidade de resistência e deformação desta.

As travessas, para além de servirem de apoio e fixar os carris, impedem os movimentos verticais, laterais e longitudinais. As travessas ajudam também a manter a distância entre as duas filas de carris (bitola). Estas são caracterizadas por terem uma boa resistência mecânica, quer na direcção horizontal quer na vertical, assegurando desta forma a estabilidade dos carris.

A utilização de palmilhas sob as travessas permite uma melhor distribuição das tensões transmitidas ao balastro.

Existem diversos tipos de travessas: em madeira, metal ou betão armado pré-esforçado. As primeiras travessas foram construídas em madeira e ainda hoje são utilizadas em muitas situações. Devido ao seu elevado custo, vida curta e baixa resistência lateral resultante do seu baixo peso, o seu uso está limitado, não sendo utilizadas para linhas de alta velocidade. As travessas de betão dividem-se em

travessas bibloco e travessas monobloco. Estas últimas conferem maior resistência lateral, são mais resistentes e mais duráveis, requerendo menor conservação da via, o que é um factor vantajoso. Têm contudo, as desvantagens do manuseamento ser difícil, a conservação ser mais cara, e ter maior dificuldade em se manter o nivelamento em más plataformas, para além do preço ser mais elevado (Alves, J., 2010).

Contudo, devido ao aumento da velocidade de circulação e o crescimento das tonelagens por eixo, o que implicou maiores esforços sobre a via e a necessidade de maiores encastramentos longitudinais, tem-se aplicado na via-férrea, travessas de betão armado pré-esforçado monobloco (Santos, B., Cruz, A., 2009).

Fixações

As fixações são elementos que permitem efectuar a ligação entre as travessas e o carril, resistindo aos esforços originados pelas acções verticais, laterais e longitudinais e de torção e aos esforços produzidos pelas variações de temperatura. Devem reduzir as tensões e as vibrações causadas pelas cargas dinâmicas.

O tipo de ligação e as características dos elementos de fixação e apoio estão relacionadas com o tipo de travessa de cada via. Em travessas de madeira utilizam-se apoios metálicos (chapins), os quais asseguram que não são ultrapassadas as tensões admissíveis e protegem a madeira contra o desgaste mecânico. Em travessas de betão colocam-se elementos resilientes para amortecer as vibrações provocadas pelas rodas, para reduzir o atrito entre o carril e a travessa e promover o isolamento eléctrico dos circuitos da via (Alves, J., 2010).

Para a via-férrea de alta velocidade, normalmente são utilizadas fixações do tipo *Vossloh*.

Camada de Balastro

A camada de balastro é constituída por materiais monogranulares com partículas de grandes dimensões (inferiores a 63 mm) e elevado coeficiente de atrito, sujeitas a critérios de aceitação rigorosos.

O comportamento da camada de balastro é condicionado principalmente pelas suas características mecânicas (resistência e deformabilidade) e hidráulicas (permeabilidade), as quais devem manter-se ao longo do tempo (Fortunato, E., 2005).

Esta camada tem um papel fundamental na estabilidade da via. Para além de resistir às acções verticais, laterais e longitudinais aplicadas às travessas, com o objectivo de manter o alinhamento correcto da via, também deve repartir as cargas sobre as camadas inferiores para que as tensões admissíveis não sejam ultrapassadas.

O facto de o balastro ser constituído por partículas de dimensões semelhantes, facilita as operações de conservação relacionadas com o nivelamento e o alinhamento da via, devido à possibilidade de arranjo das partículas. Sendo este um material resiliente, também promove a absorção de vibrações, provocadas pela circulação de veículos (Paixão, A., Fortunato, E., 2009).

Outra das funções do balastro, prende-se com a sua contribuição para a drenagem da via, uma vez que permite a percolação da água entre as partículas.

Como função secundária, esta camada evita o aparecimento de vegetação e favorece o isolamento eléctrico entre carris (Teixeira, P. F., 2005).

A norma portuguesa NP EN 13450 (2005, AC: 2010) classifica os materiais para balastro em diversas categorias, com base nas propriedades geométricas e físicas das partículas.

Em Portugal, o documento técnico IT.GEO.001 (REFER, 2008), que especifica as características do material para utilização na camada de balastro, quer na construção de linhas novas, quer na conservação e na renovação das já existentes, refere que o balastro deve ser obtido exclusivamente de rochas duras e sãs, isto é, rochas com elevada resistência ao desgaste, ao esmagamento, ao choque e ainda à acção dos agentes atmosféricos. A utilização de quaisquer calcários passou a estar proibida no fabrico de balastro.

3.1.2 Substrutura

A substrutura requer a utilização de materiais com determinados requisitos de qualidade que assegurem o bom comportamento estrutural relativamente às diferentes solicitações, e garantam um bom funcionamento a longo da vida da estrutura. Para tal, são adoptados os critérios de dimensionamento normalizados da ficha 719 R (UIC, 2006).

Camada de Sub-balastro

A camada de sub-balastro desempenha um importante papel estrutural na via-férrea. Esta camada é caracterizada pelo uso de materiais de qualidade elevada, normalmente de origem granular ou, em alguns casos de misturas betuminosas. A aplicação de misturas betuminosas na camada de sub-balastro permite a obtenção de módulos de rigidez elevados, obtendo-se assim espessuras inferiores face à opção tradicional de utilização de material granular. Esta alternativa pode ser adoptada quando não existe na proximidade abundância de materiais granulares de boa qualidade (Alves, J., 2010).

A camada de sub-balastro, também tem como função degradar as acções impostas pelo material circulante e transmiti-las para as camadas inferiores. Contudo deverá reduzir o nível da tensão transmitida aos solos de fundação para níveis aceitáveis, mantendo constante a espessura de balastro.

Outra função principal da camada de sub-balastro é promover a separação entre o balastro e a plataforma, evitando assim a inter-penetração de material e a migração de partículas finas, que podem contaminar o balastro, assim como evitar o desgaste da fundação pela acção mecânica do balastro.

Para além da protecção da plataforma contra as acções do gelo – degelo, a camada de sub-balastro, também evita a subida do nível das águas e contribui para o escoamento das águas pluviais.

Como exigência requer-se que esta camada seja pouco deformável (modulo de deformabilidade elevado) e tenha baixa permeabilidade (Fortunato, E., 2005).

Relativamente às características físicas e mecânicas da camada de sub-balastro, normalmente são considerados valores mínimos para a compactação relativa dos materiais, ($C_r \geq 103\%$ no ensaio Proctor Normal) e para o módulo de deformabilidade equivalente, ($EV_1 \geq 70$ MPa ou $EV_2 \geq 120$ MPa, no ensaio de carga estática com placa). Contudo no caso de uma renovação da via devem-se considerar as condições reais de exploração, embora se possam utilizar estes valores como referência (Fortunato, E., 2005).

Camada de leito

A camada de leito (ou de coroamento) é constituída por um solo de boa qualidade, sendo igual ao da plataforma quando este apresenta os requisitos mínimos para essa função (Alves, J., 2010).

Esta camada permite uma transição suave entre a camada de sub-balastro e o solo de fundação, evitando a adopção de grandes espessuras de material na camada de sub-balastro. Além disso deve constituir um elemento de protecção do solo subjacente.

Relativamente às características físicas e mecânicas da camada de leito, normalmente são considerados valores mínimos para a compacidade dos materiais e para o módulo de deformabilidade equivalente, ($EV_1 \geq 15$ MPa ou $EV_2 \geq 80$ MPa, no ensaio de carga estática com placa), na construção de plataformas de boa qualidade (Fortunato, E., 2005).

Plataforma

A plataforma ou solo de fundação é geralmente formada por solos locais, granulares ou argilosos, que são de pior qualidade em relação ao material utilizado na camada de sub-balastro e na camada de leito.

A fundação tem um papel determinante na qualidade e no desempenho da via, quando esta é sujeita às cargas repetidas dos comboios, porque contribui de forma considerável para a deformação reversível e para a deformação permanente, medidas ao nível do carril, e influencia a deterioração dos elementos da superestrutura e do balastro (Fortunato, E., 2005).

Durante a fase de construção, esta estrutura deve dispor de uma capacidade de carga que permita a circulação dos equipamentos e a construção das camadas sobrejacentes. A superfície deve apresentar regularidade geométrica e os solos do leito devem constituir o elemento de protecção das terraplenagens (Fortunato, E. *et al.*, 2000).

Durante a exploração, a capacidade de carga ao nível da plataforma depende essencialmente das características dos terrenos subjacentes, das camadas sobrejacentes e das condições de drenagem da via. Uma boa plataforma não deve exibir deformações significativas durante a exploração. As características físicas e mecânicas avaliadas na sua superfície deverão apresentar homogeneidade longitudinal e transversal e deverão ser pouco susceptíveis à variação das condições climáticas. A superfície deve permitir a drenagem das águas da chuva que caem sobre a via (Fortunato, E. *et al.*, 2000).

Na alta velocidade ferroviária é comum serem aplicadas plataformas de boa qualidade. Segundo a ficha 719 R (UIC, 2006), se existir uma diminuição da qualidade do solo de fundação, aconselha-se um aumento da camada de sub-balastro ou coroamento, de modo a que estejam garantidas as condições mínimas estruturais e a durabilidade da infra-estrutura.

A qualidade dos solos depende da sua natureza e da influência da água nas suas propriedades físicas e químicas. Estes parâmetros são importantes pois provocam uma redução da capacidade resistente do solo (Ferreira, T., 2007).

O Quadro 3.1 (adaptado da ficha 719 R, UIC, 2006) apresentado estabelece as classes de qualidade dos solos, em função dos parâmetros anteriormente identificados.

Quadro 3.1 – Classificação dos solos (adaptado da ficha 719 R, UIC, 2006)

Tipos de solos	Classe
0.1 – Solos movediços orgânicos. 0.2 – Solos finos (contendo mais de 15 % de finos (1), húmidos e não compactáveis). 0.3 – Solos isotrópicos (2) (p. ex. argilas). 0.4 – Materiais solúveis (p. ex. solos contendo salgema ou gesso). 0.5 – Materiais poluentes (p. ex. resíduos industriais poluentes). 0.6 – Solos mistos minerais – orgânicos.	QS0
1.1– Solos contendo mais de 40% de finos (salvo solos 0.2). 1.2 – Rochas muito evolutivas (p. ex. cré de $\gamma_d < 1,7 t/m^3$ e friabilidade forte; margas; xistos alterados).	QS1
1.3 – Solos contendo 15 a 40% de finos (1) (salvo solos 0.2). 1.4 – Rochas evolutivas (p. ex. cré de $\gamma_d < 1,7 t/m^3$ e friabilidade fraca; xistos não alterados). 1.5 – Rochas brandas (p. ex. se $MDE > 40$ e $LA > 40$).	QS1 (3)
2.1 – Solos contendo 5 a 15% de finos (1). 2.2 – Areias contendo menos de 5% de finos (1) mas uniformes ($Cu \leq 6$). 2.3 – Rochas medianamente duras (p. ex. se $25 < MDE \leq 40$ e $30 < LA \leq 40$).	QS2 (4)
3.1 – Solos contendo menos de 5% de finos (1). 3.2 – Rochas duras (p. ex. se $MDE \leq 25$ e $LA \leq 30$).	QS3

(1) As análises granulométricas que permitem avaliar estas percentagens são efectuadas com malha 60 mm. As percentagens aqui indicadas são uma ordem de grandeza uma vez que as regras em uso diferem segundo as redes ferroviárias. As percentagens podem ser majoradas de uma quantidade até 5% desde que as análises sejam realizadas sobre um número de amostras suficientemente representativo.

(2) Algumas redes ferroviárias colocam estes solos, em certos casos, na classe de qualidade QS1.

(3) Estes solos podem ser QS2 quando se conhece, com segurança, que as condições hidrogeológicas e hidrológicas são boas.

(4) Estes solos podem ser QS3 quando se conhece, com segurança, que as condições hidrogeológicas e hidrológicas são boas.

Do quadro anterior, observa-se que a classe QS0 é aquela onde os solos são considerados impróprios e portanto necessitam de medidas de correcção e a classe QS3 será aquela onde os solos são considerados de boa qualidade.

A resistência de uma plataforma depende da qualidade do solo e da qualidade e espessura da camada de coroamento. De acordo com a ficha 719 R (UIC, 2006), as

plataformas podem ser classificadas nas classes P1, P2 e P3, correspondendo a plataformas medíocre, média e boa, respectivamente (Fortunato, E. *et al.*, 2000).

O Quadro 3.2 (adaptado da ficha 719 R, UIC, 2006) estabelece as classes de resistência da plataforma.

Quadro 3.2 – Classes de resistência da plataforma (adaptado da ficha 719 R, UIC, 2006)

Qualidade do solo de fundação	Classe da plataforma	Camada de leito	
		Qualidade do material	Espessura mínima (m)
QS1	P1	QS1	-
	P2	QS2	0,50
	P2	QS3	0,35
	P3	QS3	0,50
QS2	P2	QS2	-
	P3	QS3	0,35
QS3	P3	QS3	-

As plataformas das vias-férreas destinadas a alta velocidade devem ser plataformas com características correspondentes à classificação P3 (Pinelo, A. *et al.*, 2000).

No âmbito da presente dissertação, será analisada a aplicação de misturas betuminosas na infra-estrutura da via-férrea. Pretende-se desta forma, ao aplicar este tipo de material, com maior resistência, seja possível obter menores espessuras das camadas sobrejacentes à plataforma. Esta abordagem evita recorrer a manchas de empréstimo ou à extracção de solos de boa qualidade em terrenos próximos, provocando não só impacto económico como ambiental.

3.2 Funcionamento da via-férrea

Para o dimensionamento de uma via-férrea, para além de ser necessário conhecer os seus elementos constituintes, é necessário ter em conta as diferentes acções a que a mesma se encontra sujeita, essencialmente devido à passagem do material circulante e das variações de temperatura a que é sujeita.

Uma via-férrea devido às condições de circulação está sujeita a solicitações em todas as direcções, verticais, laterais, longitudinais e de torção (Fortunato, E., 2005).

As forças verticais são aquelas que são perpendiculares ao plano dos carris. Estas forças, produzidas essencialmente pela acção das rodas do comboio, são descendentes na zona carregada do carril e ascendentes em zonas adjacentes a estas, devido à flexão longitudinal do carril.

Na Figura 3.3 (Fortunato, E., 2006) são representadas as solicitações verticais a que a via-férrea está sujeita e que foram anteriormente descritas.

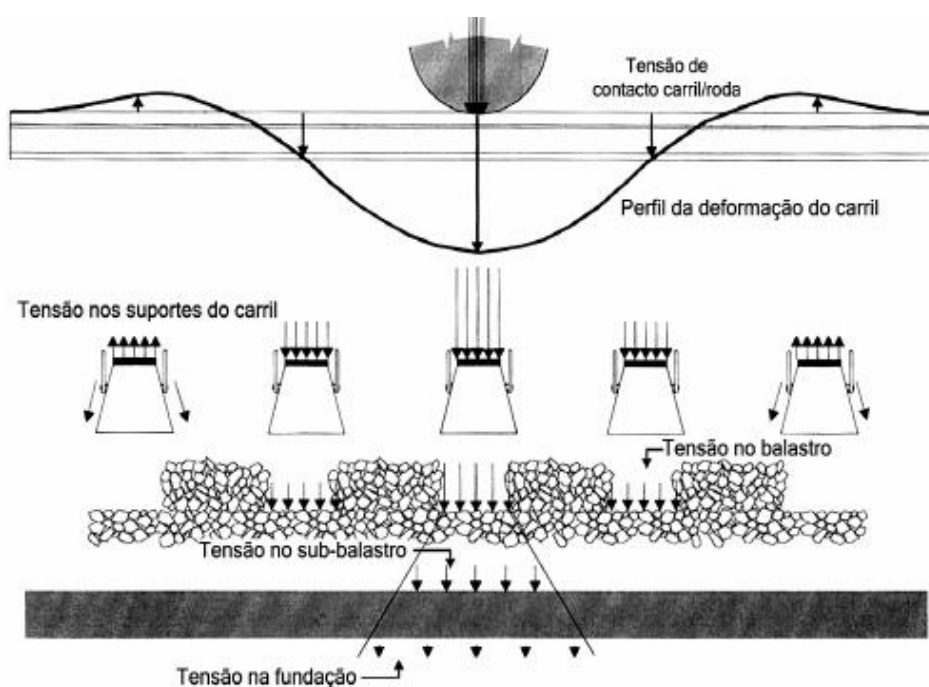


Figura 3.3 – Solicitações verticais na via-férrea (Fortunato, E., 2006)

Para evitar o levantamento da superestrutura nas zonas onde ocorrem forças ascendentes é necessário que o peso das travessas e dos carris, associado ao atrito que se desenvolve entre as travessas e o balastro, produzam forças verticais descendentes iguais ou superiores às primeiras. Com a circulação da composição, todas as travessas tenderão a sofrer movimentos ascendentes e descendentes em instantes diferentes. São principalmente as forças verticais que contribuem para a deterioração dos diferentes elementos e para os assentamentos na via, associado à densificação do balastro e dos solos granulares e à consolidação dos solos coesivos.

As forças verticais originam o levantamento da linha e, como consequência, a redução do encastramento transversal e o deslocamento lateral da via sob o efeito da temperatura. Estes fenómenos provocados pelo acumular das tensões em zonas onde existe alguma deformação são também designados por garrotes.

Os esforços laterais são paralelos ao eixo longitudinal das travessas e têm origem principalmente, nas forças produzidas pelo material circulante e na reacção do carril à encurvadura, que ocorre na direcção lateral causada pelas elevadas tensões de compressão longitudinal do carril devido ao aumento de temperatura. A formulação dos fenómenos que dão origem a estas forças é mais complexa do que a associada às forças verticais. Estas forças além de afectarem o conforto dos passageiros, são cruciais para a segurança do comboio, pois se excederem os valores admissíveis podem dar origem a descarrilamentos. O seu aparecimento surge principalmente em zonas de curva na via.

Por fim, os esforços longitudinais que são paralelos aos carris e podem ter origem em aceleração e travagem do material circulante, expansão e contracção térmica dos carris e flexão dos carris à passagem dos comboios. À passagem dos mesmos ocorrem depressões e levantamentos que geram uma onda no carril, a qual está na origem das forças longitudinais e verticais (ascendentes e descendentes).

As cargas dinâmicas existentes na infra-estrutura ferroviária dependem do nível de frequência de vibração.

As cargas causadas pelo movimento das massas suspensas e pelas características do material circulante dão origem a cargas com frequências mais baixas (entre 0,5 Hz e 15 Hz). As cargas causadas pelo movimento das massas não suspensas (rodas e bogie) e pelas características da via (regularidade e rigidez) dão origem a cargas com frequências moderadas (entre 20 Hz e 100 Hz).

Se a superfície do carril apresentar defeitos, neste caso existe uma forte dissipação de energia e nesse caso as cargas podem atingir frequências elevadas (entre 100 Hz e os 2000 Hz) (Fortunato, E., 2005).

3.3 Mecanismos de degradação da via-férrea

O dimensionamento de uma infra-estrutura ferroviária é realizado para uma vida útil de 30 a 50 anos, de acordo com determinados factores económicos. Contudo a rotura deste tipo de estruturas revela-se com o aparecimento de diversos tipos de degradações, tendo cada um dos constituintes da via tempos de vida distintos (Fortunato, E., 2006)

Uma estrutura ferroviária está sujeita a fortes solicitações por parte do material circulante e está exposta a condições atmosféricas diversas durante o seu período de vida útil, que contribuem de forma determinante para o seu processo de degradação (Ferreira, T. M. *et al.*, 2010). No caso particular da alta velocidade ferroviária, estes processos têm maiores implicações nas necessidades de manutenção, uma vez que é essencial garantir os níveis de segurança e conforto exigidos à exploração deste tipo de sistemas.

O bom desempenho da via-férrea está dependente da estabilidade desta, da resiliência das suas fixações, da ausência de deformações permanentes significativas e da sua manutenção, procurando minimizar o desgaste dos diversos elementos que a constituem.

A qualidade das vias das linhas de alta velocidade tem requisitos específicos. Por exemplo, torna-se necessária uma maior precisão geométrica na superfície de rolamento, relacionada com a segurança, conforto e gasto energético. Não devem existir obstáculos à circulação tais como queda de taludes, inundações e outros. Devido a uma exploração intensa é difícil efectuar trabalhos de conservação na infra-estrutura e em particular na plataforma da via.

O sucesso da exploração depende da qualidade da infra-estrutura. A segurança, o conforto, o cumprimento dos horários e a economia são factores necessários para atingir o grau de satisfação pretendido.

A degradação da via pode ocorrer, geralmente, por um dos seguintes motivos: perda de estabilidade, perda de resiliência e ocorrência de elevados assentamentos permanentes ao nível dos carris.

Existem diversos factores que conduzem à contaminação do material que constitui a camada de balastro. Essa contaminação pode ser provocada pela alteração granulométrica das partículas constituintes do balastro, pelo desgaste da travessa, pela contaminação de materiais vindos da superfície, das camadas subjacentes, incluindo os da própria fundação.

Na Figura 3.4 (Fortunato, E., 2006) é ilustrada degradação de uma via-férrea em função do tipo de contaminação.

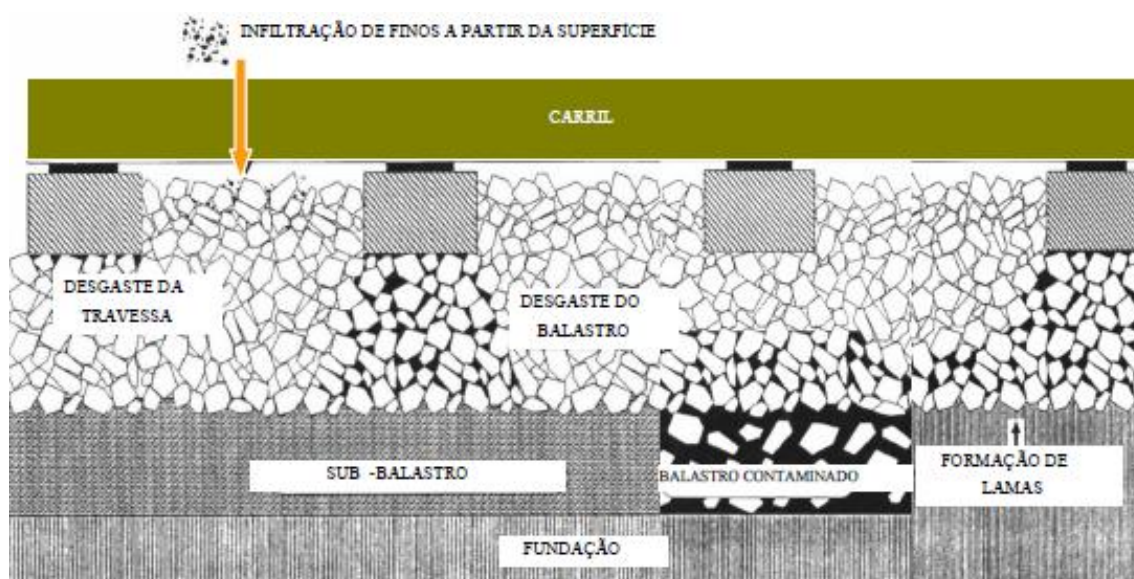


Figura 3.4 – Degradação da via-férrea (Fortunato, E., 2006)

A não existência de materiais com qualidades mínimas para utilização em camadas da subestrutura ferroviária obriga a recorrer a manchas de empréstimo ou à extracção em terrenos próximos (Teixeira, P. F., 2005). O elevado impacto económico e ambiental, associado a este método levou ao estudo e caracterização de materiais alternativos na utilização de estruturas de transportes.

No âmbito deste trabalho será desenvolvido o estudo de misturas betuminosas a aplicar na infra-estrutura da via-férrea como alternativa à tradicional camada de sub-balastro.

4 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE MISTURAS BETUMINOSAS

Os ensaios laboratoriais de avaliação das características mecânicas das misturas betuminosas permitem a avaliação das características de deformabilidade e de resistência à fadiga e à deformação permanente daqueles materiais.

Estes ensaios são realizados em condições o mais próximas possível das observadas nos pavimentos, quando em serviço, nomeadamente no que respeita à temperatura, ao tempo de carregamento e ao estado de tensão.

Neste capítulo será realizada uma descrição sumária de alguns dos ensaios usualmente utilizados para a caracterização mecânica das misturas betuminosas.

4.1 Determinação do módulo de rigidez e caracterização do comportamento à fadiga

Os ensaios para avaliação das características de rigidez e de resistência à fadiga das misturas betuminosas podem ser de três tipos: ensaios de flexão, ensaios de tracção-compressão e ensaios de corte (Di Benedetto, H., De la Roche, C., 1998).

De acordo com o normativo Europeu, a EN 12697-26 (2004) e com a EN 12697-24 (2004 + A1: 2007), os principais tipos de ensaios utilizados para avaliação da resistência à fadiga e do módulo de rigidez das misturas betuminosas são os apresentados no Quadro 4.1 (adaptado Miranda, H. M., 2008).

Geralmente, os ensaios de avaliação do módulo de rigidez são ensaios não destrutivos. Estes são realizados a extensões baixas aplicando ciclos de carga reduzidos causando apenas pequenas deformações. Desta forma, não existe degradação do material, sendo o comportamento aproximadamente elástico linear e as amplitudes de carga e deformação praticamente constantes ao longo do ensaio (tensão e extensão constantes) (Baptista, A., 2006).

Já os ensaios de avaliação da resistência à fadiga são ensaios do tipo destrutivo, pois o material é sujeito a sucessivas aplicações de carga provocando degradações no material. Ao longo do ensaio o material sofre uma significativa redução do módulo de

rigidez. A resistência à fadiga das misturas betuminosas depende da frequência, da aplicação da carga e do seu modo de aplicação (tensão controlada ou extensão controlada).

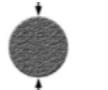


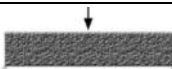
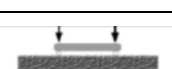
A frequência depende da velocidade de aplicação da carga, sendo que o tempo de carga aumenta com a diminuição da velocidade e diminui com o seu aumento.

Nos ensaios realizados com tensão controlada, a carga é constante em cada aplicação, aumentando a deformação em função da evolução das características do material (diminuição do módulo de rigidez com o número de aplicações de carga) até abrir fenda, geralmente única. O final do ensaio coincide com a rotura do provete, ou seja, quando a deformação no local onde é aplicada a carga é o dobro do valor inicial.

Nos ensaios realizados com extensão controlada, esta é mantida constante ao longo do ensaio, decrescendo o valor da tensão até o início do aparecimento de fendas (micro fendas não visíveis). O ensaio é dado como terminado quando se verifica uma diminuição de 50% do módulo de rigidez relativamente ao valor inicial, traduzida numa igual diminuição da amplitude da carga (Baptista, A., 2006).

De seguida passa-se a descrever resumidamente cada um dos ensaios usualmente utilizados para avaliação do módulo de rigidez e do comportamento à fadiga.

Quadro 4.1 – Ensaio para avaliação da resistência à fadiga e do módulo de rigidez
(adaptado Miranda, H. M., 2008)

Tipo de ensaio	Designação do ensaio	Referência normativa	Tipo de provete	Esquema do ensaio
Tracção indirecta	Tracção indirecta ou de compressão diametral (IT-CY)	EN 12697-24 EN 12697-26	Provetes cilíndricos	
Flexão	Flexão em dois pontos (2PB-TR) (2PB-PR)	EN 12697-24 EN 12697-26	Provetes trapezoidais	
		EN 12697-24 EN 12697-26	Provetes prismáticos	
	Flexão em três pontos (3PB-PR)	EN 12697-24 EN 12697-26	Provetes prismáticos	
	Flexão em quatro pontos (4PB-PR)	EN 12697-24 EN 12697-26	Provetes prismáticos	

4.1.1 Ensaio de tracção indirecta ou de compressão diametral

O ensaio de tracção indirecta, também denominado de ensaio de compressão diametral, é um dos ensaios de laboratório utilizado na caracterização do comportamento das misturas betuminosas. Pode ser realizado segundo a norma europeia EN 12697-24 (2004 + A1: 2007) e EN 12697-26 (2004), respectivamente, para determinação da resistência à fadiga ou do módulo de rigidez.

Este ensaio consiste em submeter um provete cilíndrico a cargas de compressão uniaxial, segundo o eixo diametral vertical, através de um braço hidráulico, e transmitida ao provete por intermédio de um friso com cerca de 1 cm de largura. Este é um ensaio relativamente simples de realizar e permite a avaliação do comportamento à fadiga de misturas betuminosas através da aplicação de cargas cíclicas em compressão diametral e também a determinação do módulo de rigidez, de forma estática por tracção indirecta.

O equipamento utilizado neste tipo de ensaio é constituído por um sistema de aplicação de cargas, com funcionamento hidráulico ou pneumático, uma célula de carga que mede o valor da força aplicada numa das geratrizes do provete cilíndrico e transdutores do tipo LVDT localizados perpendicularmente ao plano de carga e colocados de forma diametralmente oposta, que permitem medir as deformações do provete segundo o eixo diametral horizontal ou vertical, função da grandeza a determinar.

Neste ensaio são utilizados provetes cilíndricos, que podem ser moldados em laboratório ou recolhidos de um pavimento. Os provetes podem apresentar diversas dimensões, sendo os mais habituais de 6 cm de espessura com 10 cm ou 15 cm de diâmetro.

Para determinar o módulo de rigidez a norma EN 12697-26 (2004) recomenda temperaturas de ensaio de 2°C, 10°C e 20°C, contudo outras temperaturas podem ser utilizadas. A aplicação de temperaturas elevadas, no caso de algumas misturas pode provocar deformações excessivas e originar a rotura do provete.

Antes de iniciar o ensaio, deve ser realizado um período de condicionamento de 10 ciclos para ajustar o equipamento ao provete.

O ensaio deve ser realizado para dois diâmetros do provete perpendiculares, entre si. O módulo de rigidez do provete irá ser a média dos valores de módulo obtidos para os dois diâmetros.

No caso de se pretender determinar a resistência à fadiga a norma europeia EN 12697-24 (2004 + A1: 2007) refere que o provete deve ser submetido a um carregamento cíclico de amplitude constante, de modo a abranger um nível de extensões entre 100×10^{-6} e 400×10^{-6} , que garantam uma vida à fadiga do provete ensaiado entre 10^3 e 10^6 aplicações de carga. O tempo de carregamento deve apresentar uma duração de 0,1 segundos, com períodos de repouso de 0,4 segundos, de modo a simular o intervalo entre a aplicação de cargas. O ensaio deve decorrer a temperatura controlada, podendo a mesma variar entre 2 °C e 20 °C.

Vários investigadores já elaboraram estudos recorrendo a este ensaio. Refira-se por exemplo o estudo efectuado por Batista, F. A. (2004).

4.1.2 Ensaio de flexão em dois pontos

O ensaio de flexão em dois pontos é um dos ensaios preconizados na norma Europeia EN 12697-24 (2004 + A1: 2007).

O equipamento utilizado neste tipo de ensaio é, geralmente, composto por um regulador de pressão para aplicação de cargas cíclicas; um oscilador; um amplificador; um motor vibrador; um actuador de carga e célula de carga e um sistema de aquisição de dados, composto por um computador e um transdutor, que permite medir as deformações do provete segundo a horizontal.

Segundo a norma de ensaio em apreço os ensaios de flexão em dois pontos devem ser realizados com misturas betuminosas de agregado de dimensão máxima igual a 20 mm, quer seja para provetes moldados em laboratório ou de provetes realizados a partir de amostras recolhidas de pavimentos. Os provetes devem ter dimensões em função da máxima dimensão do agregado utilizado na mistura betuminosa.

Este ensaio consiste na aplicação de uma carga cíclica, durante um determinado período de tempo, na extremidade de menor secção de um provete (caso se esteja perante um provete trapezoidal) colocado na vertical, estando a extremidade oposta encastrada numa base metálica, que restringe qualquer tipo de movimento do provete

nessa extremidade. Durante o ensaio deve-se medir o deslocamento imposto pela carga aplicada segundo o eixo horizontal e o cálculo da extensão obtida nas faces do provete segundo o eixo vertical.

A norma EN 12697-24 (2004 + A1: 2007) refere que o carregamento deve ser de forma sinusoidal com uma frequência de 25 Hz. Relativamente à temperatura de ensaio, a norma refere apenas que o ensaio deve decorrer a temperatura controlada. Contudo a norma NP EN 13108-20 (2008) refere a utilização de temperaturas de 10°C e 15°C.

Este tipo de ensaio pode ser realizado com provetes trapezoidais ou prismáticos. A sua aplicação em Portugal é bastante reduzida devido à dificuldade em moldar este tipo de provetes, contudo já foram realizados estudos no Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) e no Federal Highway Research Institute (BAS_f), sendo considerado um ensaio que permite controlar facilmente a deformação elástica aplicada (Miranda, H. M., 2008).

4.1.3 Ensaio de flexão em três pontos

O equipamento utilizado neste ensaio é composto por um suporte, onde é colocado o provete prismático simplesmente apoiado em dois apoios, que controla os deslocamentos verticais, permitindo a rotação e os deslocamentos horizontais, um braço hidráulico para aplicação da carga, transdutores e um computador para registar a deformação vertical no provete segundo o seu eixo vertical para cada ciclo de carga.

A norma europeia EN 12697-24 (2004 + A1: 2007) refere a utilização de provetes prismáticos moldados em laboratório ou recolhidos em obra, devendo as misturas betuminosas ter agregados com dimensão máxima de 22 mm ou no caso de provetes realizados a partir de amostras recolhidas de obra, com uma altura mínima de 50 mm.

Caso se pretenda moldar provetes em laboratório, a norma europeia EN 12697-24 (2004 + A1: 2007) remete para a norma EN 12697-33 (2003 + A1: 2007), segundo a qual os provetes devem respeitar as dimensões de 300 x 50 x 50 mm.

No que se refere às condições de ensaio, a norma europeia EN 12697-24 (2004 + A1: 2007) especifica que o carregamento cíclico com amplitude constante sob a forma

sinusoidal deve ser realizado a uma temperatura de ensaio de 20 °C e com frequência de 10 Hz.

O ensaio de flexão em três pontos é um ensaio frequentemente utilizado no Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) para a avaliação do comportamento das misturas betuminosas à fadiga (Miranda, H. M., 2008).

4.1.4 Ensaio de flexão em quatro pontos

Este tipo de ensaio consiste em sujeitar um provete prismático apoiado em quatro apoios, a um carregamento cíclico transmitido através dos dois apoios internos, localizados a um terço dos extremos da viga e simétricos em relação ao centro do provete. O carregamento deve ser realizado na direcção vertical, perpendicularmente ao eixo longitudinal do provete.

De acordo com a norma EN 12697-24 (2004 + A1: 2007), os provetes não têm dimensões pré-estabelecidas, pois são função da dimensão máxima do agregado das misturas betuminosas. De acordo com o indicado na norma, a largura (b) e altura (H) do provete devem ser no mínimo três vezes superior à dimensão máxima do agregado ($D_{máx}$). De igual forma, para garantir a esbelteza do provete a ensaiar, o comprimento efectivo do provete (L), que compreende a distância entre os dois apoios exteriores, deve ser no mínimo seis vezes o valor máximo da maior dimensão. Relativamente ao comprimento total do provete (L_{tot}), este deve apresentar um valor que não exceda o comprimento efectivo, em mais de 10 %.

De forma a garantir que as dimensões do provete são respeitadas, a norma indica que a diferença entre os valores máximos e mínimos medidos para a largura (b) e altura (H) do provete, não deve ser superior a 1,0 mm. Da mesma forma, a diferença entre os valores máximos e mínimos medidos para a dimensão L (comprimento efectivo) não deve ser superior a 2,0 mm.

Para a determinação do comprimento total (L_{tot}) devem-se efectuar quatro medições com régua, de erro máximo de 1,0 mm, a meio da superfície das faces inferior e superior do provete.

Relativamente à medição da altura e da largura, deve ser utilizado um paquímetro, com erro máximo de 0,1 mm, devendo as medições ser realizadas nos locais onde se vão localizar os apoios.

A dimensão L_{tot} deve ser a média aritmética dos quatro valores medidos. As dimensões de “b” e de “H” devem ser calculadas de forma similar ao realizado para a dimensão L_{tot} , utilizando as medições da largura e altura, respectivamente.

O equipamento utilizado no ensaio é composto por uma câmara de controlo de temperatura, um suporte constituído por quatro apoios, sobre o qual o provete fica simplesmente apoiado nos apoios externos, um braço hidráulico, que aplica uma força por intermédio dos dois apoios internos, transdutores e um computador para recolha dos dados. Os quatro apoios sobre os quais é colocado o provete permitem livre rotação e translação, sendo o deslocamento vertical impedido pelos apoios externos fixos. A aplicação deste tipo de carregamento, com estas restrições de deslocamento, garante que o surgimento de fendas no provete vai ocorrer na zona central do provete onde existe momento constante.

A norma europeia EN 12697-24 (2004 + A1: 2007) refere uma frequência de carregamento que pode variar entre 0 Hz e 60 Hz. Contudo a norma NP EN 13108-20 (2008) sugere uma frequência de ensaio de 10 Hz.

Quanto à temperatura, a câmara de controlo de temperatura, assim como o equipamento para aplicação de carga e provete a ensaiar, deverão ser colocados à temperatura de ensaio durante um período de tempo não inferior a 2 horas, caso a temperatura de ensaio seja 0 °C, e de 1 hora, caso a temperatura de ensaio seja 20°C. No sentido de prevenir o envelhecimento e a deformação do provete, a sua permanência na câmara não deve durar mais de seis horas.

A norma em apreço considera que, para uma determinada temperatura e frequência, o ensaio deve ser conduzido pelo menos para de três níveis de carga (três níveis de extensão ou tensão), com um mínimo de seis repetições por nível. A escolha dos níveis para o modo de carregamento pretendido (extensão controlada ou tensão controlada), deve permitir que a vida à fadiga se encontre num intervalo que varie entre 10000 e 2×10^6 ciclos de carga.

Relativamente ao número de provetes a ensaiar, a lei de fadiga obtida torna-se mais precisa à medida que se aumenta o número de ensaios realizados por cada nível de

extensão ou tensão, e/ou quando se adopta um maior número de níveis de extensão ou tensão para ensaiar os provetes.

Segundo a norma europeia EN 12697-24 (2004 + A1: 2007) a resistência à fadiga deve ser medida pelo menos em três níveis de carga, para o modo de carregamento escolhido, com pelo menos seis repetições por nível, ou seja, por cada lei de fadiga é necessário proceder ao ensaio de pelo menos 18 provetes individuais. Apesar deste mínimo de provetes permitir um aumento da precisão dos resultados, o ensaio torna-se muito moroso e mais dispendioso.

Vários investigadores analisaram esta questão tentando perceber a influência do número de ensaios e dos níveis de extensão na obtenção da lei de fadiga. Por exemplo Pais, J. *et al.* (2000) realizaram um estudo em que se verificou a existência de uma grande dispersão nos resultados perante uma redução do número de ensaios por cada nível de extensão. Além disso, ainda concluíram que a obtenção da lei de fadiga neste tipo de ensaio, pode ser realizada usando um mínimo de três níveis de extensão controlada, devendo ser realizado para cada nível de extensão um mínimo de três ensaios, conseguindo deste modo, uma diminuição da dispersão dos resultados, apesar da redução do número de ensaios realizados.

O ensaio inicia-se com a aplicação de 100 ciclos de carga, findo os quais é obtido o módulo de rigidez inicial ($S_{\text{mist, inicial}}$) que é utilizado como referência para a determinação do ponto de rotura do provete. Após a aplicação deste primeiro conjunto de ciclos de carga o ensaio continua a decorrer até que se verifique o critério de rotura do provete, de acordo com o modo de carregamento utilizado.

A norma NP EN 13108-20 (2008) remete a avaliação do comportamento à fadiga das misturas betuminosas para a norma europeia EN 12697-24 (2004 + A1: 2007). Contudo, a norma NP EN 13108-20 (2008) para o ensaio de flexão em quatro pontos especifica 20 °C para a temperatura de ensaio e frequência de 30 Hz, complementando a norma EN 12697-24 (2004 + A1: 2007), uma vez que esta é omissa na gama de valores a utilizar no ensaio.

O ensaio de flexão em quatro pontos realizado com provetes prismáticos simplesmente apoiados é um dos ensaios mais utilizados para a avaliação do comportamento de misturas betuminosas à fadiga. Diversos estudos já foram realizados nos últimos tempos. Refere-se por exemplo, a nível nacional, Pais, J. *et al.*

(2000), Capitão, S., Picado-Santos, L. P. (2005) e Baptista, A., Picado-Santos, L. (2006).





4.2 Caracterização do comportamento à deformação permanente

São vários os ensaios laboratoriais utilizados para a caracterização das misturas betuminosas à deformação permanente. Este estudo pode ser efectuado com base nas experiências adquiridas ao longo do tempo para misturas idênticas, através de ensaios laboratoriais que permitem avaliar o comportamento das misturas betuminosas e também através de ensaios de simulação que através da condição de escala consegue uma melhor simulação da realidade.

A norma europeia EN 12697-25 (2005), descreve dois métodos de ensaio para determinação da resistência à deformação permanente de misturas betuminosas, um de compressão uniaxial e outro de compressão triaxial.

No Quadro 4.2 são apresentados estes e outros ensaios utilizados para o estudo do comportamento à deformação permanente.

Quadro 4.2 – Ensaio de caracterização da resistência à deformação permanente

Tipo de ensaio	Designação do ensaio	Referência normativa	Tipo de provete	Esquema do ensaio
Compressão	Compressão uniaxial	EN 12697-25	Provetes cilíndricos	
	Compressão triaxial	EN 12697-25	Provetes cilíndricos	
Corte	Corte Simples	AASHTO TP7-01	Provetes cilíndricos	
Simulação	Wheel Tracking	EN 12697-22	Lajes	
	Pista à escala real	---	Troço experimental	

4.2.1 Ensaio de compressão uniaxial

O ensaio de compressão uniaxial é utilizado para a avaliação do comportamento à deformação permanente das misturas betuminosas. Este tipo de ensaio realiza-se de acordo com a EN 12697-25 (2005), tal como foi referido anteriormente.

Estes ensaios são normalmente realizados com provetes cilíndricos onde a carga de compressão é aplicada na direcção do eixo do provete, podendo a carga aplicada ser estática ou cíclica.

O ensaio de compressão uniaxial estático consiste em submeter provetes cilíndricos a uma carga axial de compressão constante ao longo do tempo, actuando na direcção do eixo do provete. Durante o ensaio, a deformação axial é medida em função do tempo, podendo também ser medida a deformação radial.

Neste ensaio são geralmente utilizados provetes cilíndricos com 100 ou 150 mm de diâmetro, tendo em consideração a relação existente entre o diâmetro e a dimensão máxima do agregado. Os provetes estão igualmente sujeitos a uma relação altura/diâmetro.

Neste ensaio um dos parâmetros considerados para a caracterização do comportamento das misturas betuminosas à deformação permanente, é o valor da extensão medida ao fim de 3600 s (Freire, A. C., 2002).

O quociente entre a tensão constante aplicada e o valor da extensão final, permite determinar o módulo de rigidez da mistura.

Os valores obtidos neste tipo de ensaios são inferiores aos que se obtêm em pistas de ensaio ou *in situ*. Este facto deve-se ao efeito dinâmico das cargas aplicadas, quer em pistas de ensaio quer *in situ*, que o ensaio de compressão uniaxial estático não consegue simular. Apesar disso este ensaio tem sido muito utilizado, devido à facilidade de execução e disponibilidade do equipamento (Freire, A. C., 2002).

Vários investigadores têm realizado este tipo de ensaio e revelam que os ensaios uniaxiais de cargas repetidas se apresentam mais adequados no estudo das deformações permanentes (Azevedo, M. C., 1993; Batista, F.A., 2004; Freire, A. C., 2004).

Em comparação com os ensaios estáticos, os ensaios de compressão uniaxial cíclicos em que o provete é submetido a carregamentos repetidos, permitem simular de forma mais eficiente as acções a que uma mistura betuminosa está sujeita num pavimento rodoviário devido ao tráfego (Batista, F. A., 2004).

Tal como nos ensaios estáticos a aplicação do carregamento pode apresentar uma forma rectangular ou sinusoidal. Por cada carregamento existe uma parcela de deformação não recuperável do provete. Assim, o resultado deste ensaio é uma curva da evolução da deformação axial permanente acumulada em função do número de aplicações de carga (Batista, F. A., 2004).

Como os ensaios uniaxiais são realizados sem aplicar nenhum tipo de tensão de confinamento, o que não acontece na realidade, a norma prevê que o provete tenha um diâmetro superior ao do prato superior, conseguindo-se desta forma um certo grau de confinamento.

A norma europeia EN 12697-25 (2005), especifica como condições de ensaio uma temperatura de 40°C, uma tensão axial de 100 kPa, uma pré-carga de 10 kPa durante 10 min, uma frequência de carregamento de 0,5 Hz e uma duração de ensaio de 3600 ciclos.

4.2.2 *Ensaio de compressão triaxial*

O ensaio de compressão triaxial consiste na aplicação de cargas axiais em provetes cilíndricos sujeitos a tensões de confinamento lateral. Este ensaio é semelhante ao ensaio de compressão uniaxial, contudo este permite aproximar as condições de tensão de ensaio às que a mistura está sujeita na realidade.

As cargas axiais e as tensões de confinamento podem ser constantes (ensaio estático) ou variar no tempo (ensaio de cargas repetidas). O ensaio também pode ser realizado para cargas axiais cíclicas e tensões de confinamento estáticas.

Nas Figuras 4.1 e 4.2, (EN 12697-25, 2005), são representadas as tensões axiais e de confinamento a que o provete cilíndrico está sujeito no ensaio consoante o tipo de carregamento.

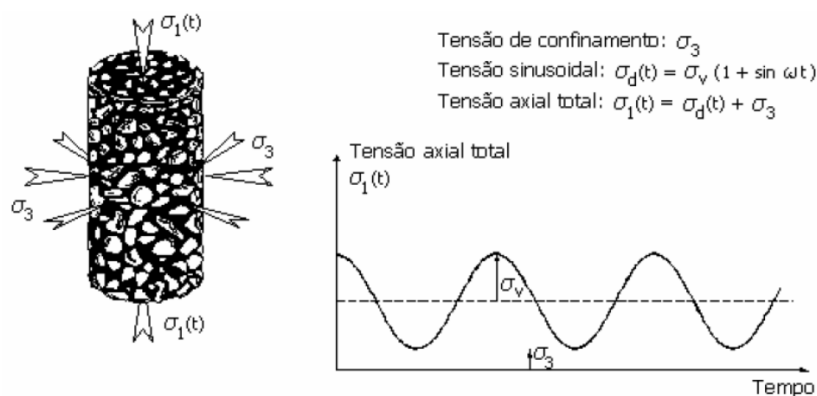


Figura 4.1 – Representação das tensões para um carregamento sinusoidal (EN 12697-25, 2005)

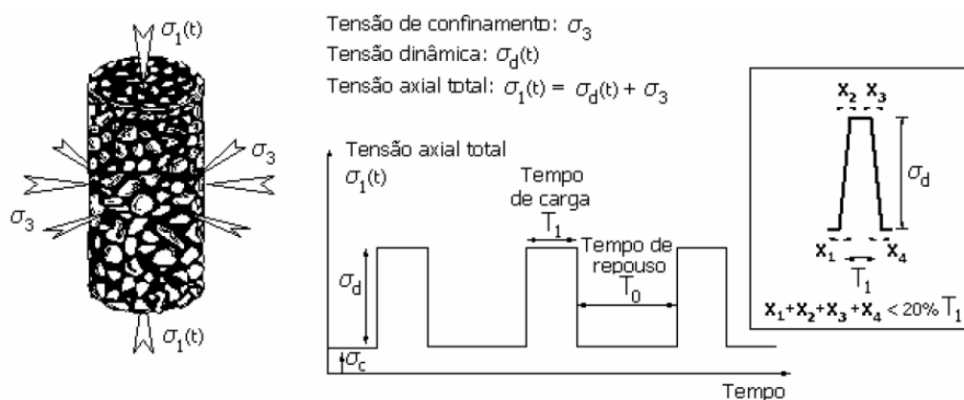


Figura 4.2 – Representação das tensões para um carregamento rectangular (EN 12697-25, 2005)

Segundo a norma NP EN 13108-20 (2008), a deformação permanente de amostras, em termos da máxima deformação da tensão de compressão triaxial, deve ser determinada de acordo com o método B da norma EN12697-25 (2005).

Para a realização do ensaio são necessários pelo menos dois provetes produzidos em laboratório ou recolhidos de um pavimento. Estes devem ser cilíndricos, com os topos totalmente planos e limpos. A dimensão máxima dos seus agregados deverá ser de 32 mm, sendo que os mesmos devem cumprir uma relação altura/ diâmetro consoante a dimensão máxima nominal do agregado.

Antes de iniciar o ensaio deve ser aplicado um pré-carregamento com o objectivo de fazer o alinhamento dos pratos com uma determinada tensão especificada na norma EN 12697-25 (2005) consoante o tipo de carregamento e com uma duração de 120 s.

A norma EN 12697-25 (2005) não é explícita quanto aos valores específicos a adoptar nas condições de ensaio, contudo esta remete para a norma de produto NP EN

13108-20 (2008), onde estão indicados esses valores consoante o tipo de ensaio que se pretenda realizar.

As temperaturas e tensões aplicadas neste ensaio são superiores às utilizadas no ensaio de compressão uniaxial. A existência da tensão de confinamento permite realizar o ensaio nessas condições sem que ocorra a rotura prematura do provete (Freire, A. C., 2002).

A norma EN 13108-20 (2008) apresenta temperaturas de ensaio entre os 40°C e os 50°C, tensões axiais entre os 200 kPa e os 300 kPa e tensões de confinamento entre os 50 kPa e os 150 kPa.

Segundo a norma EN 12697-25 (2005) a pressão de confinamento pode ser aplicada de diversas formas. A representação das diversas montagens do equipamento para a aplicação da tensão de confinamento pode ser observada na Figura 4.3 (EN 12697-25, 2005).

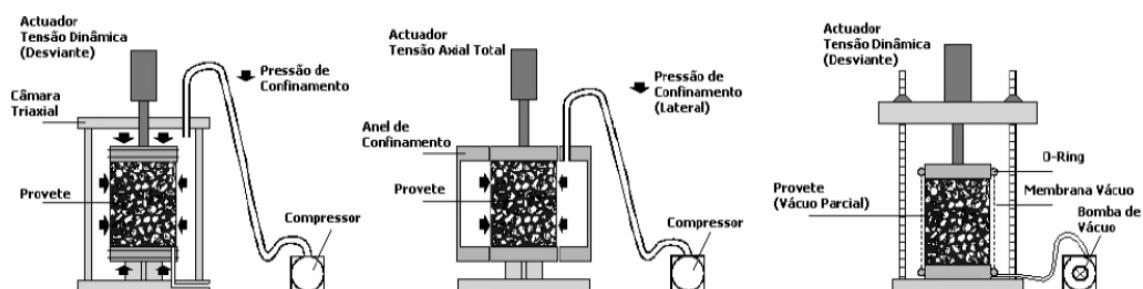


Figura 4.3 – Diferentes métodos da aplicação da tensão de confinamento nos ensaios triaxiais (EN 12697-25, 2005)

Os parâmetros medidos durante a realização do ensaio são a extensão vertical em função do número de aplicações de carga. O resultado é uma curva (Figura 4.4) (Freire, A. C., 2002) que relaciona essa extensão permanente vertical com o número de carregamentos, semelhante à obtida nos ensaios uniaxiais cíclicos.

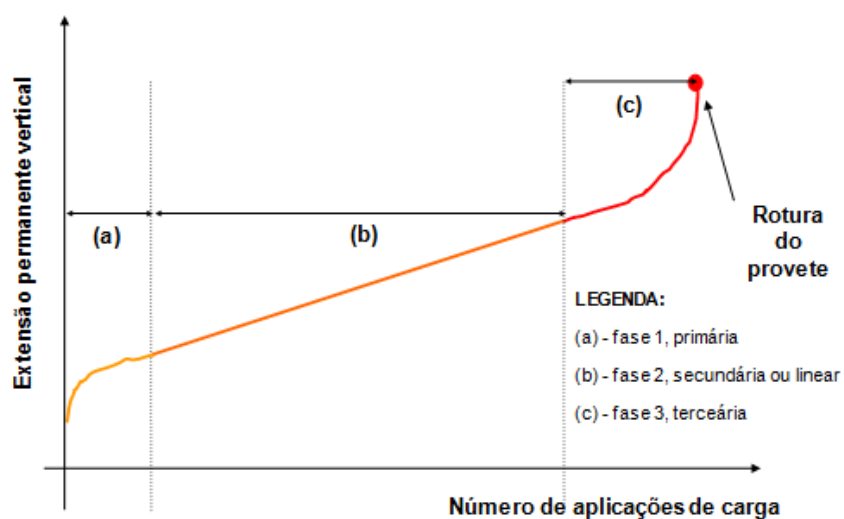


Figura 4.4 – Fases da evolução da extensão permanente nas misturas betuminosas (Freire, A. C., 2002)

Geralmente podem ser identificadas as seguintes fases na curva apresentada (Freire, A. C., 2002; Batista, F. A., 2004):

Na fase 1, a parte inicial da curva, observa-se um rápido aumento da extensão do provete, com velocidade de deformação decrescente, correspondendo a variações das características viscoelásticas do material em estudo.

Na fase 2, a parte da curva designada por fase linear, a velocidade de deformação permanece constante, assim como as características volumétricas do material.

Na fase 3, a parte final da curva, geralmente ocorre a rotura do provete, verificando-se deformações plásticas da mistura, com um acentuado aumento da velocidade de deformação.

Dependendo das condições de ensaio e do tipo de mistura, uma ou mais fases podem não existir.

Se na realização de um ensaio de compressão triaxial ocorrer a fase 3 (rotura) da curva, significa que a mistura não apresenta um bom comportamento às deformações permanentes (Freire, A. C., 2002).

4.2.3 Ensaio de corte simples

O ensaio de corte simples consiste em submeter um provete cilíndrico a tensões de corte, sem que sejam permitidas variações de volume. Um rodado ao passar num pavimento não causa apenas tensões de compressão mas também tensões de corte, são estas as que estão mais relacionadas com a deformação permanente ocorrida nas misturas betuminosas (Gardete, D. C., 2006).

Este tipo de ensaio foi desenvolvido nos EUA estando incluído no programa SHRP (metodologia SUPERPAVE) para caracterização à deformação permanente de misturas betuminosas quando sujeitas a temperaturas elevadas. O procedimento de ensaio seguido é o descrito na norma AASHTO TP7-01. Na Europa não é comum a sua utilização, não estando por isso prevista nenhuma norma para a sua realização (Freire, A.C., 2002).

Para realizar este ensaio é geralmente utilizando o equipamento de ensaio de Corte SST (*Superpave Shear Tester*), que permite realizar ensaios estáticos ou com aplicação de cargas repetidas.

Para a realização do ensaio são utilizados provetes cilíndricos, produzidos em laboratório ou recolhidos do pavimento, com 150 mm de diâmetro e 50 mm de altura. Para agregados de dimensão máxima superior a 25 mm devem ser utilizados provetes com 200 mm de diâmetro e 75 mm de altura.

Para analisar o comportamento das misturas à deformação permanente o procedimento de ensaio mais utilizado é o ensaio de corte cíclico a altura constante. O que distingue este ensaio é o facto da deformação do provete ocorrer por corte a volume constante. Este tipo de deformação é responsável pela formação dos habituais cavados de rodeiras. Contudo este método tem a desvantagem do volume de vazios inicial influenciar os resultados. Dessa forma os provetes devem ser produzidos com o volume de vazios “final” com o qual se pretende estudar o seu comportamento. De referir que no período inicial do ensaio existe sempre uma densificação da mistura.

O ensaio é geralmente realizado, aplicando um carregamento sinusoidal, com uma tensão máxima de 70 kPa, que se julga ser que melhor simula a passagem de um veículo. No início do ensaio é aplicado um pré-condicionamento de 100 ciclos com uma tensão de 7 kPa (10% do valor da tensão de ensaio) (Freire, A. C., 2002).

De acordo com Pais, J. *et al.* (2000), o valor da resistência à deformação permanente da mistura betuminosa resulta da média de nove ensaios de corte simples repetidos a altura constante.

4.2.4 Ensaio de simulação em pista – Wheel Tracking

O ensaio de “Wheel Tracking” é um ensaio de avaliação da resistência à deformação permanente, que embora seja de natureza empírica, permite caracterizar, de forma comparativa o comportamento à deformação permanente de duas ou mais misturas betuminosas.

Este ensaio consiste na medição da profundidade da rodeira formada após sucessivas passagens de uma roda sobre o provete em condições de temperatura mais elevadas. Este ensaio é realizado de acordo com a norma europeia EN 12697-22 (2003 + A1: 2007) e é vulgarmente denominado como ensaio de pista devido às características do equipamento usado no ensaio.

Existem vários tipos de procedimentos possíveis para realização do ensaio, função do tamanho do equipamento e do condicionamento dos provetes. O ensaio pode ser executado em equipamento grande, extra-grande e pequeno, com condicionamentos ao ar ou em água.

O procedimento mais corrente é realizado com recurso ao equipamento pequeno e condicionamento ao ar (procedimento B da norma EN 12697-22 (2003 + A1: 2007)).

Para a realização do ensaio são produzidas lajetas em molde de 30,5x30,5x5 cm, conforme especificado na norma de ensaio EN 12697-22 (2003 + A1: 2007), e cuja espessura das lajetas é função da dimensão dos agregados utilizados na mistura.

Segundo a norma NP EN 13108-1 (2011) a temperatura de ensaio a adoptar deve ser de 60 °C.

O procedimento do ensaio consiste na aplicação de 10 000 ciclos de carga sobre as duas lajetas. O ensaio termina após este número de ciclos, ou quando atinge a profundidade de rodeira de 20 mm.

No caso de amostras condicionadas em ar, os principais resultados obtidos no ensaio de pista são a taxa de deformação média ao ar – *Wheel Tracking Slope in air* (WTS_{AIR}) e a média da percentagem da profundidade de rodeira nos dois provetes ensaiados – *Mean Proportional Rut Depth in air* (PRD_{AIR}).

4.2.5 Ensaio de simulação em pista à escala real

O ensaio de simulação em pista à escala real foi desenvolvido para, entre outras características permitir simular em verdadeira grandeza o comportamento às deformações permanentes de um pavimento. Contudo apresenta algumas limitações, nomeadamente, o seu elevado custo e a dificuldade de montagem do equipamento. Outro inconveniente é a dificuldade de introduzir algumas condicionantes como é o caso do fenómeno de envelhecimento dos materiais.

Como alternativa a este método, geralmente utilizam-se trechos experimentais, que são sujeitos às reais condições de tráfego e condições climatéricas. Geralmente para controlar determinados parâmetros como a temperatura e estados de tensão e deformação, recorre-se à instrumentação. Os resultados obtidos por este meio podem ser bastante demorados e não incluir todas as condicionantes a que o pavimento está na realidade sujeito (Freire, A. C., 2002).

Existem diversos tipos de pistas de ensaio, lineares ou circulares.

Na Figura 4.5 (Gardete, D. C., 2006) são apresentados alguns exemplos de pistas de simulação.



Figura 4.5 – Exemplos de pistas de simulação lineares e circulares (Gardete, D. C., 2006)

5 CASO DE ESTUDO – CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE MISTURA BETUMINOSA APLICADA EM CAMADA DE SUB-BALASTRO

As linhas ferroviárias tradicionais constituídas apenas por camadas granulares, embora apresentem bons comportamentos mecânicos, não respondem com eficiência aos critérios funcionais e estruturais actuais do transporte de alta velocidade necessitando de uma constante manutenção, implicando custos de conservação cada vez mais elevados.

Tem-se verificado o desenvolvimento de estudos que pretendem melhorar o projecto estrutural das linhas de alta velocidade através da incorporação de uma camada de sub-balastro betuminoso a fim de reduzir os custos da sua manutenção. Esta necessidade resultou do aumento das velocidades de projecto, que elevaram a taxa de degradação das linhas, exigindo um aumento da manutenção.

Para a análise do comportamento estrutural de uma linha de alta velocidade foi construído no LNEC um modelo físico representativo de vários tipos de infra-estruturas de transporte ferroviário, só com materiais granulares ou incluindo sub-balastro betuminoso.

O objectivo era a realização de ensaios experimentais que permitissem comparar o comportamento das diversas estruturas. Para isso a estrutura foi instrumentada e submetida a testes de carregamento, a fim de determinar os níveis de rigidez e o seu comportamento às deformações permanentes.

Os materiais aplicados nas várias camadas foram sujeitos a ensaios para determinação das principais propriedades físicas e mecânicas.

No presente estudo foi caracterizada mecanicamente, através da realização de ensaios laboratoriais com aplicação de cargas cíclicas, a mistura betuminosa aplicada na camada de sub-balastro do modelo físico representativo de vários tipos de infra-estruturas ferroviárias.

Nos próximos pontos apresentam-se e discutem-se os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais efectuados.

5.1 Construção do modelo físico

O modelo físico representativo de vários tipos de infra-estrutura ferroviária foi construído numa fossa de ensaios existente no Departamento de Transportes, que foi modificada para servir os propósitos do estudo. A fossa apresenta duas secções, uma de 4x4 m² e outra de 4x6 m², com profundidades entre os 2,60 m e os 2,80 m, respectivamente. Uma das secções é revestida com piso e paredes de cimento contendo lateralmente 2 câmaras de 1,10 m de largura que podem actuar como reservatórios.

Para garantir um sub-leito homogéneo os materiais existentes foram escavados e substituídos por novos (Fontul, S., 2011).

No interior da fossa foram construídas quatro soluções diferentes de infra-estruturas ferroviárias (células 1 a 4). O esquema da localização de cada uma das células pode ser observado na Figura 5.1 (adaptado de Fontul, S., 2011).

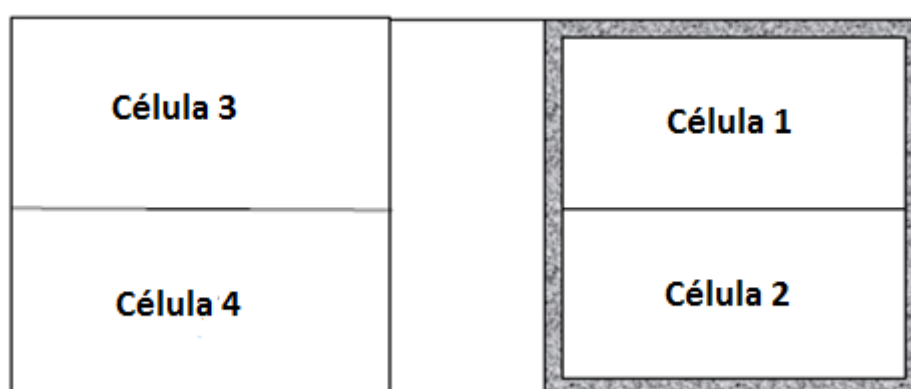


Figura 5.1 – Esquema de localização das secções da fossa (adaptado de Fontul, S., 2011)

As células indicadas contêm quatro infra-estruturas ferroviárias distintas: uma convencional utilizando sub-balastro granular (Célula 1) e três não convencionais utilizando sub-balastro betuminoso (Células 2, 3 e 4).

A selecção das subestruturas a construir na fossa de ensaios foi efectuada após uma análise de várias secções de estruturas já testadas e aplicadas noutros países, de forma a proporcionar comparações fiáveis entre elas (Fortunato, E., 2005).

As células 1 e 2 foram colocadas na secção da fossa de 4x4 m² enquanto as outras duas células foram colocadas na secção da fossa de 4x6 m² (Figura 5.1).

A célula 1 que representa a solução tradicional com sub-balastro granular, é constituída por uma camada de agregado calcário com 30 cm e outra de agregado granítico também com 30 cm de espessura (Figura 5.2), (Fontul, S., 2011).



Figura 5.2 - Representação da célula 1 da fossa (Fontul, S., 2011)

A célula 2 é formada por uma camada de agregado calcário com 30 cm e uma camada de betão betuminoso com 12 cm. A secção adoptada da estrutura construída bem como o seu aspecto são apresentados na Figura 5.3 (Fontul, S., 2011).



Figura 5.3 – Representação da célula 2 da fossa (Fontul, S., 2011)

A célula 3 é constituída por duas camadas de agregado calcário, uma com 30 cm e outra com 20 cm. Nesta célula a camada betuminosa foi construída com apenas 6 cm tal como se pode verificar na Figura 5.4 (Fontul, S., 2011).

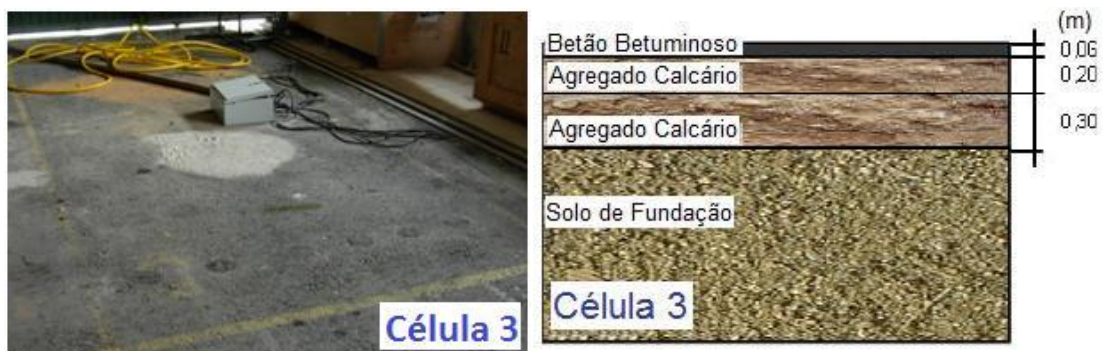


Figura 5.4 – Representação célula 3 da fossa (Fontul, S., 2011)

Finalmente a célula 4 foi realizada apenas com uma camada de agregado calcário com 20 cm mas com uma camada de sub-balastro betuminoso com 14 cm, como se mostra na Figura 5.5 (Fontul, S., 2011).



Figura 5.5 – Representação da célula 4 da fossa (Fontul, S., 2011)

5.2 Caracterização dos materiais aplicados na fossa de ensaios

5.2.1 Solos

O solo existente, que serve de sub-leito, nas infra-estruturas construídas na fossa, foi classificado segundo a Classificação Rodoviária (AASHTO) como um A-2-4 (seixo e areia siltosa e argilosa). Segundo a Classificação Unificada este solo enquadra-se no grupo GC apresentando um comportamento na camada sob o pavimento de regular a mau. Segundo a classificação UIC este tipo de solo pertence à classe QS2 (Fontul, S., 2011).

Este tipo de solo tem uma significativa percentagem de finos ($\phi \leq 0.075$ mm), e em termos de plasticidade as amostras de solo ensaiadas revelaram tratar-se de um solo moderadamente plástico, ocorrendo no entanto uma amostra cujos finos eram de natureza não plástica (Santos, A. F. *et al.*, 2010).

5.2.2 Materiais granulares

Os materiais aplicados na camada de sub-balastro e como nivelamento final das camadas não ligadas foram agregados britados de origem granítica e calcária.

Os granitos utilizados na camada de sub-balastro cumpriram as especificações técnicas IT.GEO.006 (REFER, 2007) apresentadas nos Quadros 5.1 e 5.2.

Quadro 5.1 – Granulometria do material granular para sub-balastro (REFER, 2007)

Dimensão da abertura dos peneiros (mm)	Fuso Granulométrico
31,5	90-100
20,0	70-90
16,0	62-85
8,0	46-66
4,0	32-52
2,0	24-40
0,5	11-24
0,25	8-19
0,063	4-8

Quadro 5.2 – Características mecânicas e físicas do material granular para sub-balastro (REFER, 2007)

Propriedades	Requisitos
Coeficiente de uniformidade, C_u	$C_u \geq 6$
Coeficiente de curvatura, C_c	$1 \leq C_c \leq 3$
Percentagem de partículas esmagadas ou partidas e de partículas totalmente roladas nos agregados grossos	<20%
Resistência à fragmentação, Coeficiente de Los Angeles (NP EN 1097-2)	$LA \leq 25\%$
Resistência, Coeficiente de Micro-Deval (EN 1097-1)	$MDE \leq 18\%$
LA + MDE	<40%
Absorção de água (NP EN 1097-6)	$< 1 \times 10^{-4}$ m/s
Índice de plasticidade	NP
Limite de liquidez (NP 143)	NP
Azul de metileno (EN 933-9)	MBF_{10} g/kg

As amostras recolhidas de ambos os materiais revelaram ser não plásticas.

Para determinar as características de compactação foram realizados ensaios de compactação (Proctor Modificado). Em relação aos resultados destes ensaios, o peso volúmico aparente seco máximo, $\gamma_{dm\acute{a}x}$, variou entre os 2,23 e 2,28 g/cm³, enquanto o teor em água óptimo, ω_{opt} , se situou entre 6,4 e 7,8% (Santos, A. F. *et al.*, 2010).

5.2.3 Misturas Betuminosas

As misturas betuminosas aplicadas nas camadas de sub-balastro betuminoso foram misturas do tipo AC 20 base 50/70 (MB).

Foram escolhidas estas misturas porque são aquelas que geralmente são aplicadas em obras de pavimentação e presume-se satisfazer as necessidades estruturais e funcionais da camada de sub-balastro (Santos, A. F. *et al.*, 2010).

Como anteriormente mencionado o objectivo principal deste trabalho consiste em caracterizar mecanicamente as misturas betuminosas, neste caso a mistura betuminosa AC 20 base 50/70 (MB). Para tal foram compactados em laboratório

provetes cilíndricos e prismáticos e foram também recolhidas amostras da camada de sub-balastro betuminoso.

Durante a construção da fossa foram também recolhidas várias amostras da mistura betuminosa a aplicar nas células para mais tarde servirem para a realização de ensaios em laboratório para a caracterização das propriedades da mistura.

Em relação aos provetes retirados da fossa, numa primeira fase foram extraídos sete provetes de cada uma das células para determinação das propriedades da mistura e para ensaios de resistência à fadiga e determinação do módulo de rigidez. Numa fase posterior foram retirados mais seis provetes de cada célula para a realização de ensaios triaxiais com aplicação de cargas cíclicas.

A localização dos provetes recolhidos da fossa de ensaios pode ser observada na Figura 5.6.

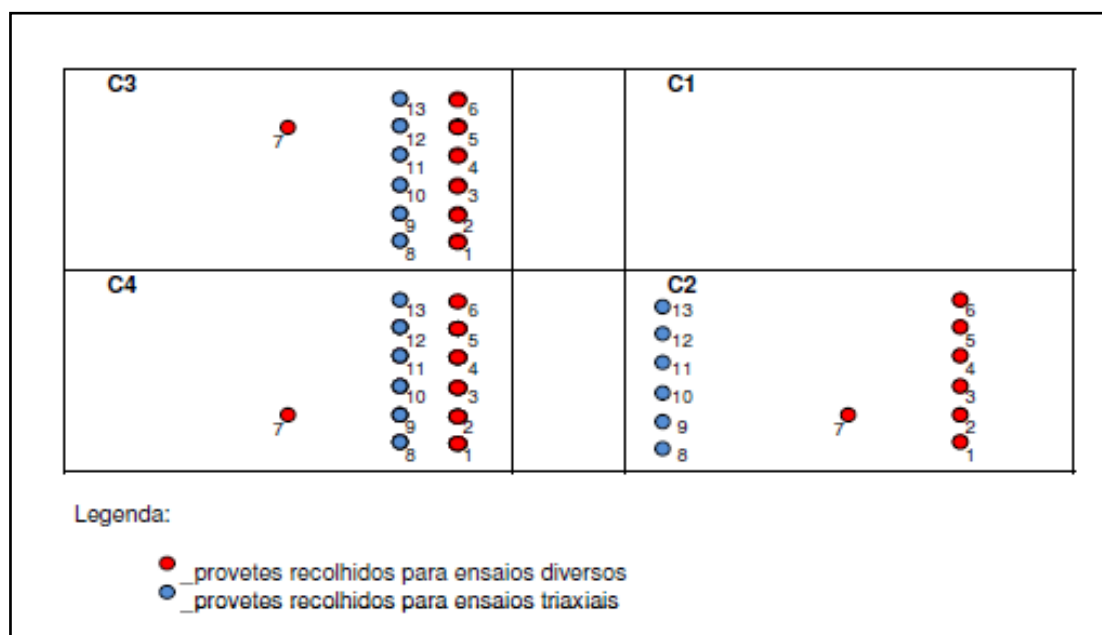


Figura 5.6 – Locais de extração das amostras.

Para a análise das propriedades da mistura e da avaliação da resistência à fadiga e à deformação permanente foram também realizados ensaios com os provetes moldados em laboratório.

No Quadro 5.3 estão indicados os diversos ensaios realizados sobre a mistura betuminosa compactada em obra, compactada em laboratório e para a mistura betuminosa descompactada recolhida durante a aplicação.

Quadro 5.3 – Ensaio efectuados para avaliação das características da mistura betuminosa

Tipo de mistura	Ensaio	Referência normativa
Mistura betuminosa descompactada	Determinação da percentagem de betume	NP EN 12697-1
	Análise granulométrica	EN 933-1
Mistura betuminosa compactada em laboratório	Ensaio de flexão em 4 Pontos - Módulo	EN 12697-26, anexo B
	Ensaio de flexão em 4 Pontos - Fadiga	EN 12697-24, anexo D
	Ensaio de "Wheel Tracking"	EN 12697-22, método B, ao ar
	Ensaio de Tracção Indirecta	EN 12697-26, anexo C
Mistura betuminosa compactada em obra	Determinação das dimensões dos provetes	EN 12697-29
	Determinação das baridades	NP EN 12697-6, método B EN 12697-5, método A
	Ensaio Marshall	NP EN 12697-34
	Sensibilidade à água	EN 12697-12
	Ensaio Triaxial	EN 12697-25, método B
	Ensaio de Tracção Indirecta	EN 12697-26, anexo C

De seguida apresentam-se os processos utilizados para a obtenção das amostras e a descrição dos ensaios realizados.

5.2.4 Obtenção dos provetes para ensaio

Alguns dos provetes cilíndricos utilizados nos ensaios foram recolhidos das células da fossa através de carotagem, sendo que alguns deles foram cortados e rectificadas as suas faces de modo a corresponderem aos requisitos preconizados nas normas de cada um dos ensaios. Só então foram determinadas as suas dimensões e calculadas as suas baridades.

Os grupos de provetes extraídos da fossa foram identificados com a designação C2, C3 e C4 conforme a identificação da célula de onde foram extraídos (Figura 5.7).

Os provetes da célula C4 e um dos provetes da célula C2 foram cortados em dois, sendo identificados através da designação da célula e da letra A e B consoante seja a camada superficial ou a camada subjacente, respectivamente, de modo a apresentarem a espessura necessária à realização dos ensaios de caracterização mecânica.



Figura 5.7 – Aspecto dos provetes extraídos de cada uma das células da fossa

Na Figura 5.8 é apresentado o processo de carotagem dos provetes cilíndricos da fossa e na Figura 5.9 é apresentado o aspecto final de alguns dos provetes cilíndricos após rectificação das suas faces.



Figura 5.8 – Carotagem dos provetes cilíndricos na fossa



Figura 5.9 – Provetes cilíndricos depois de rectificadoss

Para além dos provetes extraídos da fossa foram produzidos em laboratório dois provetes, identificados com a designação A e B, recorrendo ao método de compactação Marshall. O procedimento deste tipo de compactação encontra-se descrito na norma NP EN 12697 – 30 (2004 + A1: 2009). O método de compactação consiste em compactar de forma dinâmica, provetes cilíndricos com um diâmetro de 102 mm e 64 mm de altura pela queda de uma massa de 4,5 kg de uma altura de 0,45 m através da aplicação de 75 pancadas por face. Na Figura 5.10 é apresentado o método de compactação de provetes Marshall, bem como o aspecto de um provete após moldagem.



Figura 5.10 – Procedimento de compactação de provetes Marshall

No que se refere à produção de outro tipo de provetes, foram compactadas duas lajetas (F1 e F2) com cerca de 14 kg cada, para a obtenção de vigas em molde de 40x30x5 cm e realizaram-se mais duas lajetas (WT1 e WT2) para o ensaio de simulação (Wheel Tracking) com molde de 30,5x30,5x5 cm.

A compactação das lajetas foi efectuada com o auxílio de um compactador de rolo.

Para tal, foi necessário aquecer a mistura betuminosa descompactada a 150°C/ 160°C (mínimo 130°C) em estufa e só então colocá-la num molde para ir a compactar. No compactador de rolo a mistura betuminosa foi sujeita a 4 níveis de pressão. Esta pressão foi acompanhada de vibração. Depois da compactação deixou-se arrefecer a mistura e só então se retirou o molde (Figura 5.11).

As duas lajetas F1 e F2 usadas para a produção de vigas foram cortadas com as dimensões pretendidas (Figura 5.12) e só então foram determinadas as dimensões das vigas e as respectivas baridades.



Figura 5.11 – Execução das lajetas



Figura 5.12 – Corte das lajetas para produção de vigas e aspecto final das vigas

5.2.5 Ensaio para a determinação da análise granulométrica da mistura de agregados

A análise granulométrica da mistura de agregados recuperados da mistura betuminosa aplicada na camada de sub-balastro, foi feita com base na norma EN 933-1 (1997 + A1: 2005), através do método de peneiração.

O resultado da análise granulométrica é apresentado na Figura 5.13 através da respectiva curva granulométrica. Na mesma figura está também indicado o fuso granulométrico definido no caderno de encargos para a mistura AC 20 base (CE EP, 2011), mostrando que a curva se enquadra dentro dos limites do fuso especificado. Verifica-se que a curva dos agregados se apresenta muito próxima do limite inferior do fuso na componente mais fina e próxima do limite superior na componente mais grossa.

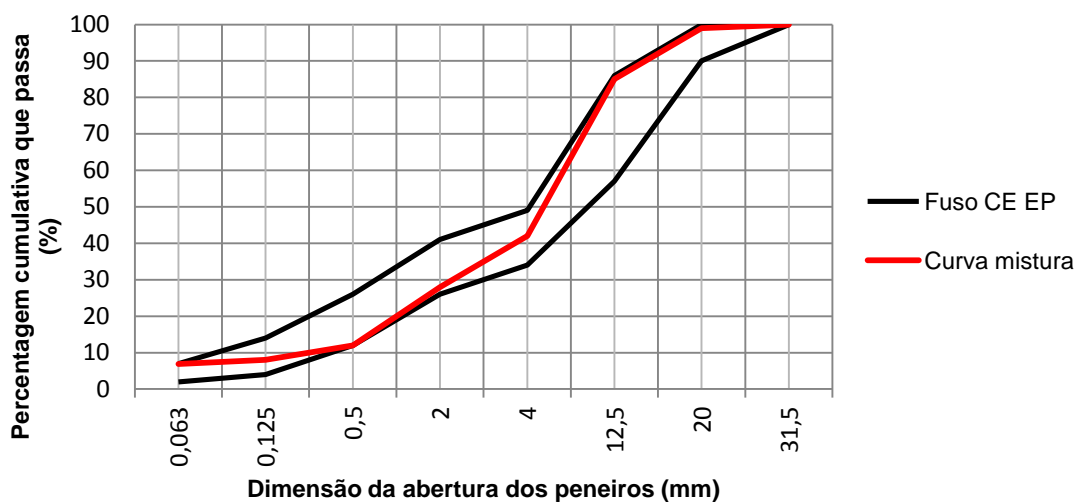


Figura 5.13 – Curva granulométrica da mistura de agregados.

Os valores da percentagem acumulada do material que passa em cada um dos peneiros pode ser observado no Quadro 5.4.

Quadro 5.4 – Granulometria dos agregados utilizados no fabrico da mistura

Dimensão da abertura dos peneiros (mm) (Série base + Série 2)	% Acumulada do material passado	Fuso Granulométrico AC20 base
31,5	100	100
20	99	90-100
16	92	-
14	87	-
12,5	85	57-86
10	79	-
8	67	-
6,3	58	-
4	42	34-49
2	28	26-41
1	18	-
0,5	12	12-26
0,25	10	-
0,125	8	4-14
0,063	6,9	2-7

5.2.6 Ensaio para a determinação da percentagem de betume

No fabrico da mistura betuminosa em estudo utilizou-se um betume corrente em Portugal, da classe de penetração 50/70.

Para a determinação da percentagem ponderal de betume aplicada na mistura betuminosa foi utilizada a norma NP EN 12697-1 (2010).

O procedimento utilizado para a determinação da percentagem de betume está sumariamente apresentado na Figura 5.14.



Figura 5.14 – Procedimento para determinação da percentagem de betume

Recorrendo ao método por centrifugação determinou-se a percentagem de betume na mistura betuminosa, que apresentou um valor de 3,5 %, correspondendo ao valor mínimo que é especificado no caderno de encargo da EP (CE EP, 2011) para a mistura betuminosa em apreço. As propriedades do betume na mistura foram as referidas no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Propriedades do betume da mistura betuminosa em estudo

Propriedades do Betume	50/70
Massa volúmica do betume (kg/m ³)	1020
Percentagem de betume (%)	3,5

O valor da percentagem de betume obtido, que corresponde ao valor mínimo especificado, revela que a mistura betuminosa poderá ter um pior desempenho à fadiga, apresentando um módulo de rigidez e uma resistência à deformação permanente superior.

5.2.7 Ensaio para determinação da baridade máxima teórica

No que se refere à baridade máxima teórica esta foi determinada segundo a norma europeia EN 12697-5 (2009), procedimento A (volumétrico).

A amostra deve ter uma massa (g), de pelo menos 50 vezes o valor numérico da dimensão nominal máxima das partículas de agregados (mm), com uma massa mínima de 250g. Esta deve ser recolhida em conformidade com a norma europeia EN 12697-27 (2000).

Para realizar o ensaio deve-se inicialmente pesar o picnómetro com tampa (m1). Depois coloca-se a amostra seca no picnómetro e pesa-se novamente com tampa (m2). De seguida enche-se o picnómetro com água destilada até um máximo de 30 mm abaixo do encaixe da tampa. Deve medir-se a temperatura da água destilada com um termómetro. Para libertar o ar aprisionado no interior da amostra aplica-se um vácuo parcial com pressão residual de 4 kPa durante 15 min, com o auxílio de uma mesa de vibração.

Depois enche-se o picnómetro até próximo da marca de referência e pesa-se o mesmo com a amostra cheia de água (m3).

Para proceder à calibração do volume do picnómetro devem-se efectuar 3 leituras.

Primeiro enche-se o picnómetro (sem amostra) com água destilada até a marca de referência, dá-se umas pancadas para libertação do ar e pesa-se o picnómetro na balança. O volume do picnómetro é a média aritmética das 3 leituras.

O procedimento para determinação da baridade máxima teórica é ilustrado na Figura 5.15.



Figura 5.15 – Determinação baridade máxima teórica

Os resultados obtidos para a baridade máxima teórica da mistura em estudo foram os apresentados no Quadro 5.6.

Quadro 5.6 – Baridade máxima teórica da mistura em estudo

Picnómetro vazio (m1)	Picnómetro com amostra seca (m2)	Picnómetro com amostra saturada (m3)	Picnómetro com água (m3)	Baridade máxima teórica (kg/m ³)
1387,4 g	2408,7 g	12291,3 g	11675,3 g	2515

5.2.8 Ensaio para a determinação da baridade e da porosidade

A baridade imersa dos provetes da mistura betuminosa foi determinada a partir da massa da amostra e do seu volume. A massa da amostra é obtida pela pesagem da

amostra seca ao ar e o seu volume a partir da sua massa ao ar e da sua massa na água.

Segundo a norma portuguesa, NP EN 12697-6 (2003 + A1: 2010), procedimento B (Bulk Density SSD), inicialmente determina-se a massa do provete seco (m_1) numa balança, de seguida mede-se a temperatura da água com um termómetro e dessa forma determina-se a massa volúmica da água através da tabela apresentada em anexo na norma. Depois colocam-se os provetes dentro de água durante 30 min para que os mesmos fiquem saturados. Determina-se a massa dos provetes saturados imersos na água prendendo os mesmos à balança com o auxílio de um fio (m_2). Removem-se os provetes da água e seca-se a sua superfície com um pano húmido e volta-se a determinar a massa do provete saturado (m_3). Desta forma é possível obter o valor da baridade imersa assim como a percentagem de absorção de água.

A Figura 5.16 ilustra o processo de determinação da baridade imersa dos provetes.



Figura 5.16 – Determinação da baridade dos provetes

Como os valores obtidos na determinação da baridade imersa de alguns dos provetes resultaram em valores de absorção de água elevados (acima dos 2%), procedeu-se à determinação da baridade geométrica.

A determinação da baridade geométrica foi realizada segundo o método D da norma NP EN 12697-6 (2003 + A1: 2010). Este cálculo é realizado através dos valores obtidos na determinação das dimensões e através da massa do provete seco pelo cálculo da baridade imersa (SSD).

Através dos valores obtidos tanto na baridade imersa dos provetes como na baridade máxima teórica da mistura, foram determinadas as características volumétricas

relacionadas com os vazios de provetes. Considerando o especificado na norma europeia EN 12697-8 (2003), calculou-se a porosidade de cada um dos provetes.

Os resultados obtidos das diversas baridades dos provetes recolhidos da fossa e as suas porosidades são os indicados nos Quadros 5.7 a 5.9.

Quadro 5.7 – Baridades e porosidades dos provetes da célula C2

Provetes	Baridade imersa (kg/m ³)	Baridade geométrica (kg/m ³)	Porosidade (%)	Absorção de água (%)
C2-1	2288	2267	9,0	1,9
C2-2	2277	2252	9,5	1,7
C2-3	2260	2218	10,1	3,8
C2-4	2265	2239	9,9	3,3
C2-5	2323	2301	7,6	1,6
C2-6	2286	2253	9,1	2,9
C2-7A	2286	2231	9,1	3,4
C2-7B	2374	2354	5,6	1,7
C2-8	2343	2340	6,8	1,3
C2-9	2361	2365	6,1	0,7
C2-10	2330	2328	7,4	1,7
C2-11	2330	2322	7,4	1,4
C2-12	2341	2332	6,9	1,2
C2-13	2308	2297	8,2	1,6

Quadro 5.8 – Baridades e porosidades dos provetes da célula C3

Provetes	Baridade imersa (kg/m ³)	Baridade geométrica (kg/m ³)	Porosidade (%)	Absorção de água (%)
C3-1	2208	2050	12,2	5,2
C3-2	2235	2152	11,1	5,0
C3-3	2184	2102	13,2	6,9
C3-4	2235	2155	11,1	5,1
C3-5	2219	2113	11,8	6,1
C3-6	2219	2042	11,8	5,5
C3-7	2229	2103	11,4	5,2
C3-8	2266	2164	9,9	4,3
C3-9	2243	2154	10,8	4,6
C3-10	2253	2165	10,4	4,1
C3-11	2231	2134	11,3	5,4
C3-12	2259	2129	10,2	4,7
C3-13	2255	2134	10,3	4,5

Quadro 5.9 – Baridades e porosidades dos provetes da célula C4

Provetes	Baridade imersa (kg/m ³)	Baridade geométrica (kg/m ³)	Porosidade (%)	Absorção de água (%)
C4-1A	2211	2114	12,1	6,0
C4-1B	2300	2274	8,5	3,1
C4-2A	2214	2107	12,0	6,2
C4-2B	2301	2267	8,5	2,7
C4-3A	2214	2144	12,0	5,3
C4-3B	2318	2276	7,8	2,7
C4-4A	2208	2132	12,2	5,7
C4-4B	2311	2284	8,1	2,1
C4-5A	2244	2131	10,8	5,9
C4-5B	2325	2300	7,6	1,4
C4-6A	2250	2142	10,5	5,8
C4-6B	2256	2213	10,3	4,3
C4-7A	2250	2152	10,5	5,2
C4-7B	2332	2295	7,3	1,6
C4-8	2251	2226	10,5	3,9
C4-9	2240	2219	11,0	4,0
C4-10	2274	2237	9,6	3,8
C4-11	2278	2250	9,4	3,1
C4-12	2226	2189	11,5	4,9
C4-13	2270	2227	9,7	3,7

Nos Quadros 5.10 e 5.11 são apresentadas as baridades e porosidades dos provetes moldados em laboratório, quer das vigas das lajetas quer dos provetes Marshall.

Quadro 5.10 – Baridade e porosidade dos provetes Marshall

Provetes	Diâmetro médio (mm)	Altura média (mm)	Baridade imersa (kg/m ³)	Porosidade (%)	Absorção de água (%)
A	101,6	66,6	2349	6,6	1,4
B	101,6	66,2	2335	7,2	1,4

Quadro 5.11 – Baridades e porosidades das vigas das lajetas F1 e F2

Vigas	Comprimento (mm)	Largura (mm)	Altura (mm)	Baridade imersa (kg/m ³)	Porosidade (%)	Absorção de água (%)
F1-A	399,0	51,8	54,1	2322	7,7	1,0
F1-B	399,0	50,6	53,7	2338	7,0	0,9
F1-C	399,0	51,6	53,5	2340	7,0	0,8
F1-D	399,0	50,9	53,4	2345	6,8	0,9
F1-E	399,0	53,5	52,9	2306	8,3	1,4
F2-A	399,0	54,2	51,4	2339	7,0	1,2
F2-B	399,0	50,9	51,6	2322	7,7	1,0
F2-C	399,0	51,0	51,5	2321	7,7	0,9
F2-D	399,0	51,0	51,5	2335	7,2	1,1
F2-E	399,0	50,8	51,3	2320	7,8	1,0

Na Figura 5.17 são apresentados valores médios e os respectivos desvios-padrão obtidos para as porosidades dos provetes extraídos das diversas células da fossa e produzidos em laboratório. É igualmente apresentado, a cinza, os valores limite considerados no Caderno de Encargos da EP (CE EP, 2011) para este tipo de mistura betuminosa.

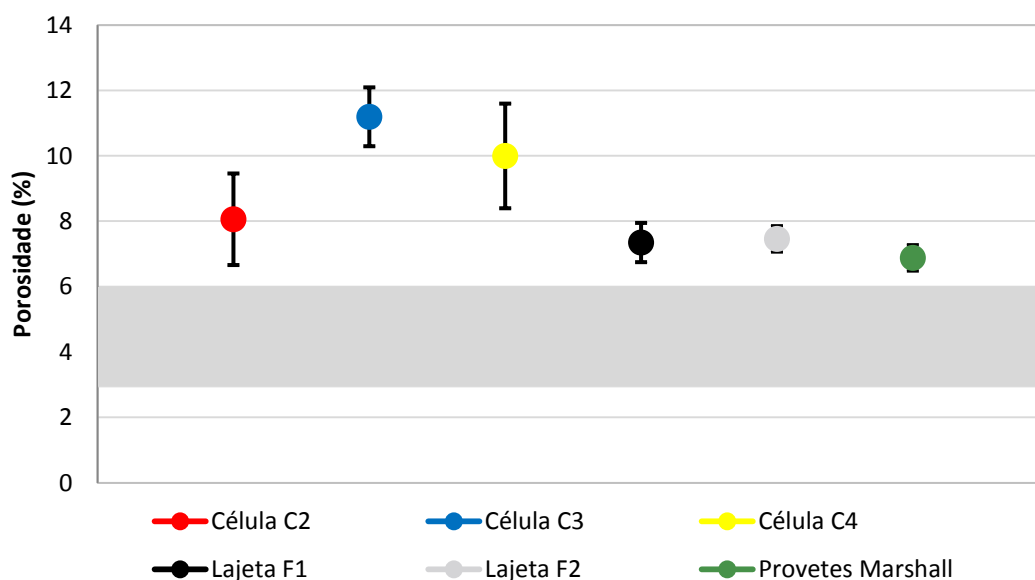


Figura 5.17 – Porosidade média e desvio padrão dos diversos provetes em estudo

Da análise dos valores apresentados nos quadros anteriores e na Figura 5.17 verifica-se que as baridades dos provetes extraídos da fossa são inferiores aos dos provetes moldados em laboratório, o que implica que os valores de porosidades sejam mais elevados. Com base na Figura 5.17, observa-se que todos os provetes, quer os recolhidos da fossa quer os moldados em laboratório, apresentam valores de porosidade fora dos limites especificados na norma EN 12697-8 (2003), principalmente os provetes recolhidos da fossa, dado que os valores limite a considerar são de 3 a 6 % para este tipo de mistura betuminosa.

Os valores da porosidade obtidos para os provetes recolhidos das células são igualmente elevados, resultando da dificuldade verificada em realizar correctamente a compactação das misturas betuminosas nas células devido à limitação das dimensões da fossa.

5.2.9 Ensaio de compressão Marshall

O ensaio de compressão utilizado na formulação de misturas betuminosas pelo método de Marshall é um ensaio empírico, isto é, não mede nenhuma propriedade fundamental da mistura, apenas a resistência mecânica dos provetes quando submetidos a condições de ensaio específicas. A selecção da composição óptima é realizada em função da composição volumétrica obtida e do comportamento mecânico obtido em ensaios de compressão Marshall.

Este ensaio consiste em comprimir diametralmente os provetes Marshall, que devem estar a uma temperatura de 60°C. Os provetes são colocados na vertical no estabilómetro e submetidos a uma carga, segundo o seu diâmetro a uma velocidade constante de 50 mm/min, levando-os até à rotura (Figura 5.18).

A força máxima medida no momento da rotura é designada por “estabilidade Marshall” e caracteriza a resistência mecânica da mistura, enquanto a deformação máxima na rotura se designa por “deformação Marshall”.

Devido às dimensões dos provetes, o ensaio tem como limitação uma dimensão máxima do agregado de 25,4 mm.

A utilização deste procedimento deve ser restringida à metodologia Marshall, não devendo ser utilizada para preparação de provetes para ensaios quer de fadiga quer de caracterização mecânica, uma vez que ensaios realizados em provetes obtidos por esta metodologia, apresentam valores muito distintos dos obtidos em carotes extraídas do pavimento.

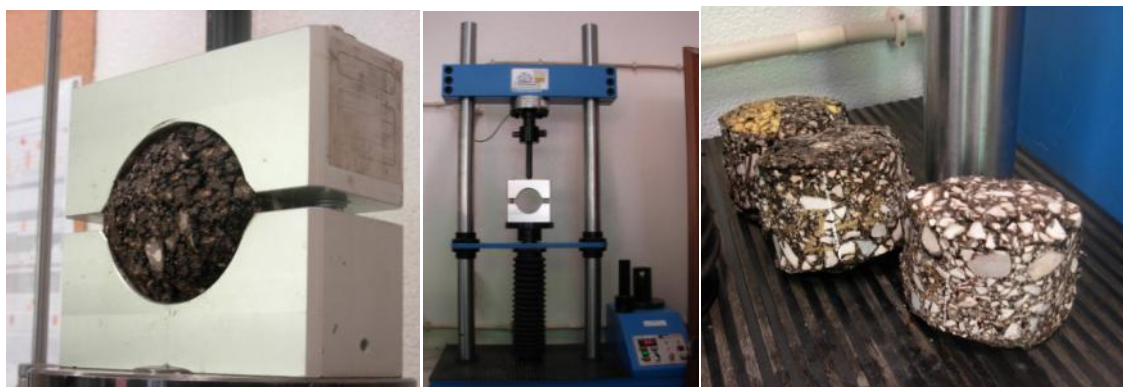


Figura 5.18 – Representação do ensaio de compressão Marshall

Os resultados obtidos no ensaio Marshall, para os provetes recolhidos das células 2 e 4, são apresentados no Quadro 5.12.

Quadro 5.12 – Resultados do ensaio de compressão Marshall

Provetes	Estabilidade média (kN)	Deformação média (mm)	Coefficiente Marshall (kN/mm)	Porosidade (%)
Célula 2	9,4	6,4	1,5	8
Célula 4	6,3	6,7	0,9	10

Os resultados obtidos apresentam alguma variabilidade em resultado da diferença de valores de porosidade dos provetes ensaiados.

5.2.10 Ensaio para a determinação da sensibilidade à água

A avaliação da sensibilidade à água das misturas betuminosas determina-se de acordo com o método A da norma europeia EN 12697-12 (2008). O seu valor obtém-

se com recurso a ensaios de resistência mecânica, realizados sobre dois grupos de provetes condicionados em condições distintas.

De acordo com a norma, dividiram-se 6 provetes em 2 grupos de 3 provetes cada, com características semelhantes, quer de baridade quer de dimensões.

O conjunto com três provetes “a seco”, foi condicionado ao ar a uma temperatura de 20°C. Os provetes do outro conjunto, provetes “imersos” foram imersos em água a 20°C e submetidos a vácuo, de forma a saturá-los (Batista, F. A., Antunes, M. L., 2009). Posteriormente foram mantidos em banho de água a 40°C, durante um período de 68 a 72 h (Figura 5.19).



Figura 5.19 – Preparação dos provetes para determinação da sensibilidade à água

Passado o tempo de condicionamento dos provetes, ao ar e na água, estes foram sujeitos a ensaios mecânicos para determinação da resistência à tracção indirecta, a uma temperatura de 15°C, conforme o especificado na NP EN 13108-20 (2008).

Para se determinar a resistência de tracção indirecta, colocou-se o provete no suporte, e este foi sujeito a uma carga de compressão, a qual origina uma tensão à tracção ao longo do plano do diâmetro vertical, causando a fissuração do provete, como se mostra na Figura 5.20.

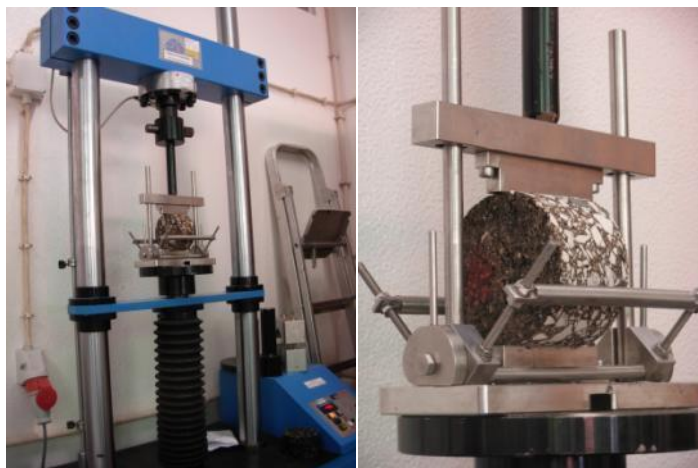


Figura 5.20 – Representação do ensaio de tracção indirecta

Após se ter determinado a resistência de tracção indirecta média de cada conjunto de provetes, determinou-se a resistência conservada em tracção indirecta (ITSR) através da equação 5.1.

$$ITSR = \frac{ITS_w}{ITS_d} \times 100 (\%) \quad (5.1)$$

Em que:

ITS_w - valor médio da resistência à tracção indirecta dos provetes “imersos”.

ITS_d - valor médio da resistência à tracção indirecta dos provetes “a seco”.

Na folha de registo do ensaio é também registado o tipo de fractura, inspeccionando-se a aparência das superfícies de modo a evidenciarem-se agregados rachados ou quebrados.

Os resultados obtidos apresentam-se no Quadro 5.13, concluindo-se que a mistura apresenta um bom comportamento à sensibilidade à água, com um valor de ITSR acima dos 80%, valor especificado nas normas EN 12697-12 (2008) e CRD-C 652-95 (1995) (antiga MIL-STD 620A).

Quadro 5.13 – Resultados da determinação da sensibilidade à água

Mistura Betuminosa	Grandezas	Provetes "a seco"	Provetes "imersos"
AC 20 base 50/ 70	Baridade "geométrica" média (kg/m ³)	2282	2277
	ITS (kPa)	2180	2200
	ITSR (%)	100 (101)	

5.2.11 Ensaio de flexão em quatro pontos (Módulo e Fadiga)

Como referido no item 4.1.4 os ensaios, quer de determinação do módulo de rigidez quer da resistência à fadiga, consistem em sujeitar um provete prismático apoiado em quatro apoios, a um carregamento cíclico transmitido por intermédio dos dois apoios internos, localizados a um terço dos extremos da viga e simétricos em relação ao centro do provete. O carregamento deve ser realizado na direcção vertical, perpendicularmente ao eixo longitudinal do provete (Figura 5.21).

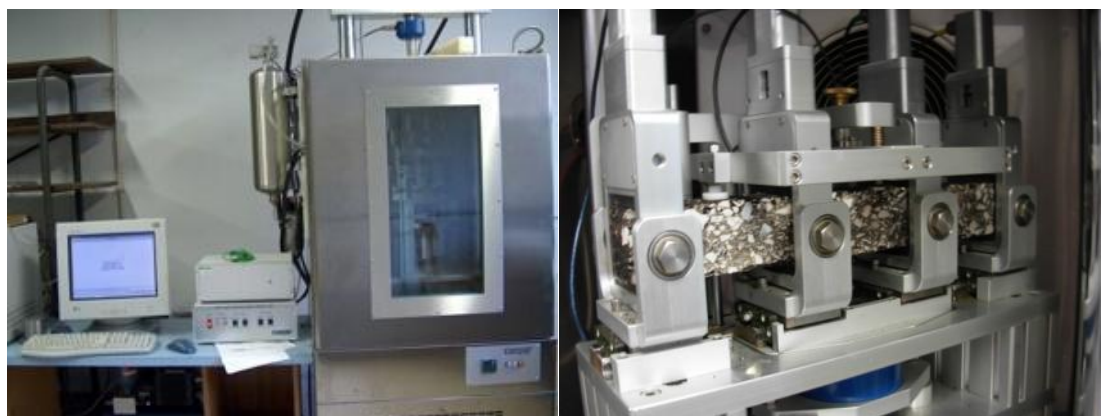


Figura 5.21 – Representação do ensaio de flexão

Para realizar os ensaios é necessário estabelecer as condições de ensaio (frequência, temperatura, níveis de extensão ou tensão) a serem utilizadas.

Módulo de Rigidez

O módulo de rigidez foi determinado de acordo com a norma europeia EN 12697-26 (2004).

As condições de ensaio adoptadas consistiram na aplicação de um carregamento sinusoidal repetido, tendo-se aplicado uma extensão máxima de tracção de 50 μm .

Os ensaios foram realizados à temperatura de 20°C em ordem crescente de frequências tendo-se aplicado 1, 4, 8, 10, 30 e novamente 1 Hz. Para cada uma das frequências foram aplicados 100 ciclos, com excepção da frequência de 30 Hz onde foram aplicados 200 ciclos.

No Quadro 5.14, é apresentado um resumo das condições de ensaio utilizadas para determinação do módulo de rigidez da mistura betuminosa em estudo.

Quadro 5.14 – Condições de ensaio para determinação do módulo de rigidez

Condições de Ensaio (Ensaio de extensão controlada)	
Temperatura (°C)	20
Frequência (Hz)	1, 4, 8, 10, 30
Níveis de extensão (µm)	50

O módulo de rigidez e respectivo ângulo de fase para as várias frequências de carregamento são apresentados nos Quadros 5.15 e 5.16, respectivamente para as vigas das lajetas F1 e F2.

Para a frequência de 10 Hz, as vigas da lajeta F1 apresentam um valor médio de módulo de 7833 MPa e as da lajeta F2 apresentam um módulo de 7925 MPa, valores considerados normais para misturas betuminosas com este tipo de betume.

Quadro 5.15 – Módulo de rigidez e ângulo de fase para vigas da lajeta F1

Provete	Frequência (Hz)	Módulo Rigidez (MPa)	Ângulo de Fase (graus)
F1A	1	4398	22
	4	5864	16
	8	6510	12
	10	6506	12
	30	7453	3
F1B	1	5160	24
	4	6953	17
	8	7541	13
	10	7793	12
	30	9001	2
F1C	1	5605	24
	4	7415	16
	8	8320	12
	10	8433	10
	30	9583	3
F1D	1	5506	25
	4	7321	17
	8	8260	13
	10	8599	13
	30	9345	2

Quadro 5.16 - -- Módulo de rigidez e ângulo de fase para vigas da lajeta F2

Provete	Frequência (Hz)	Módulo Rigidez (MPa)	Ângulo de Fase (graus)
F2A	1	4540	27
	4	6121	18
	8	6867	12
	10	7100	12
	30	8274	4
F2B	1	5186	26
	4	7030	19
	8	7908	14
	10	8174	13
	30	9515	3
F2C	1	5296	26
	4	7152	19
	8	8062	14
	10	8263	12
	30	9672	5
F2D	1	5418	25
	4	7088	18
	8	7935	13
	10	8164	11
	30	9502	2

Nas Figuras 5.22 e 5.23 é apresentada a evolução do módulo de rigidez da mistura betuminosa e a evolução do ângulo de fase em função da frequência de carregamento, respectivamente.

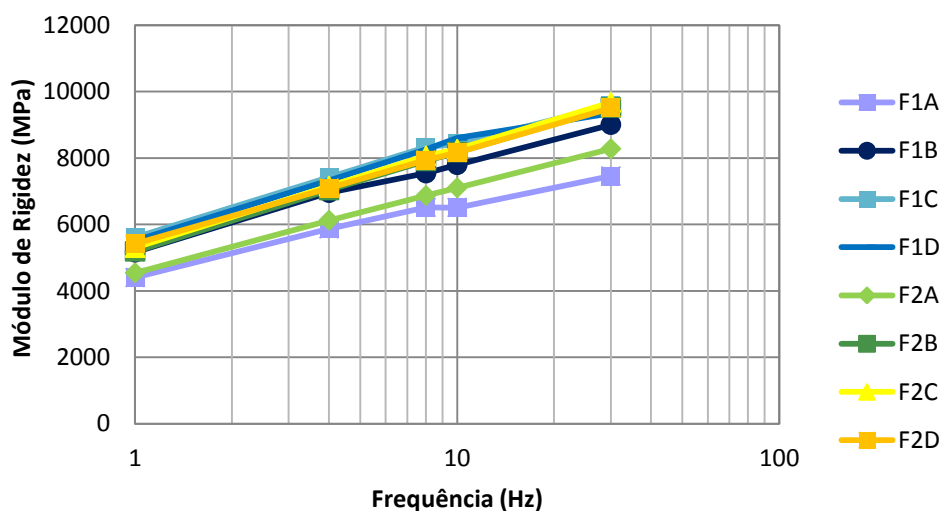


Figura 5.22 – Evolução do módulo de rigidez das vigas das lajetas F1 e F2

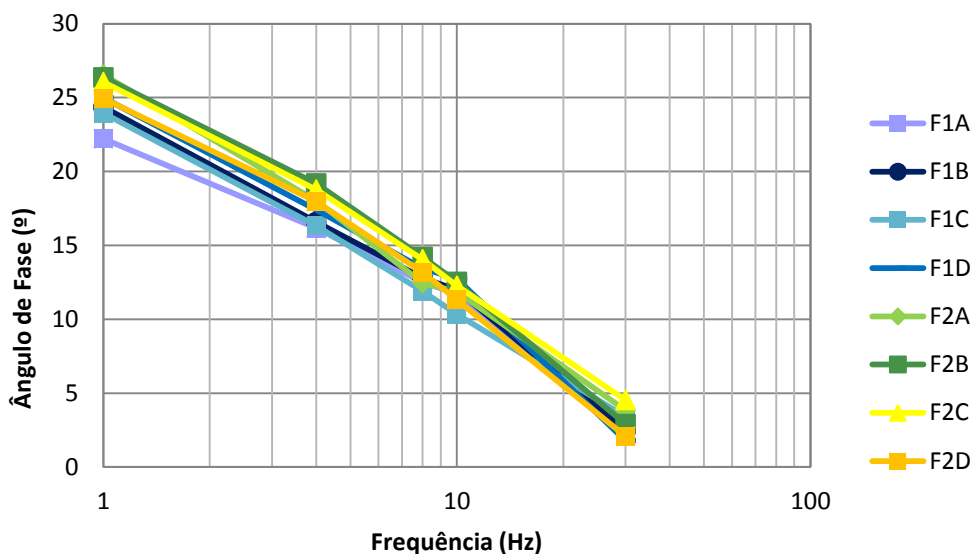


Figura 5.23 – Evolução do ângulo de fase das vigas das lajetas F1 e F2

Através das Figuras 5.24 e 5.25 é possível comparar os módulos das vigas das lajetas F1 e F2, para as frequências de 8 e 10 Hz, verificando-se em ambos, não existir uma diferença significativa do valor de módulo de rigidez obtido em ensaio com frequência de carregamento de 8 ou de 10 Hz.

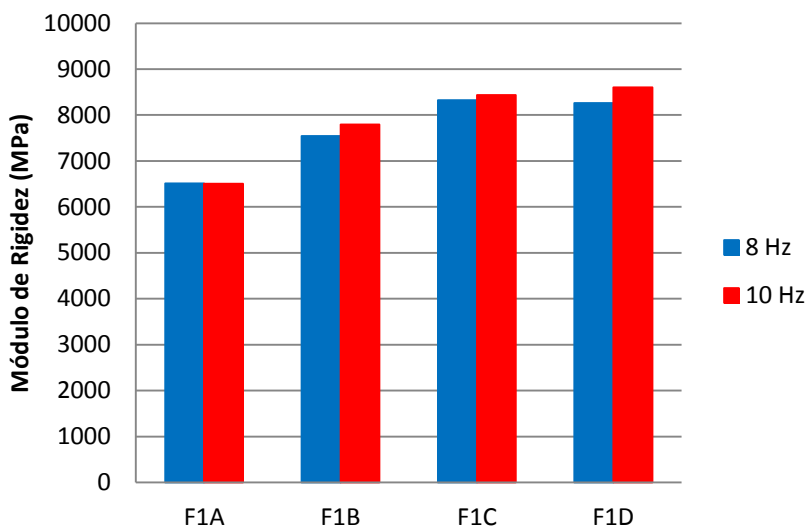


Figura 5.24 – Módulos de rigidez das vigas da lajeta F1

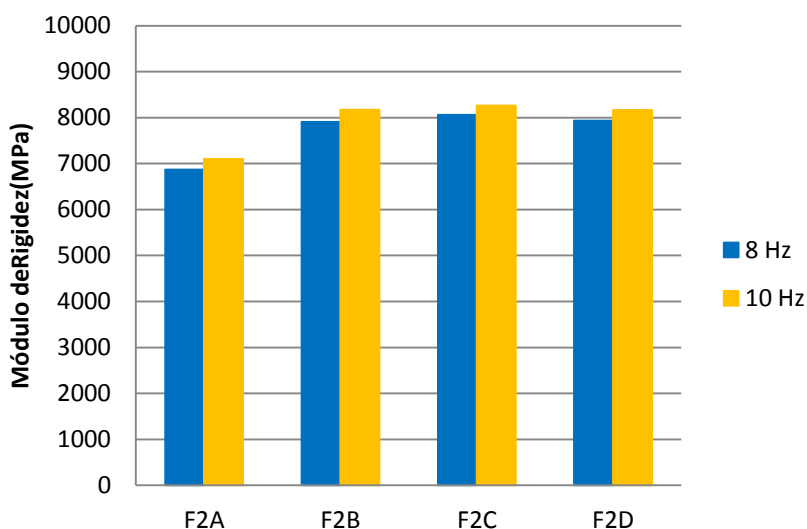


Figura 5.25 – Módulos de rigidez das vigas da lajeta F2

Resistência à Fadiga

A resistência à fadiga da mistura betuminosa foi determinada de acordo com a norma europeia EN 12697-24 (2004 + A1 (2007)).

As condições de ensaio adoptadas consistiram na aplicação de um carregamento sinusoidal repetido, com uma frequência de 10 Hz, a extensão controlada.

A temperatura de ensaio adoptada foi uma temperatura de 20°C, sendo que o ensaio foi conduzido para quatro níveis de extensão (600, 400, 200 e 100 µm), com duas repetições por nível.

No Quadro 5.17, são apresentadas, resumidamente, as condições de ensaio adoptadas para a avaliação da resistência à fadiga.

Quadro 5.17 – Condições de ensaio para avaliação da resistência à fadiga

Condições de ensaio (Ensaio de extensão controlada)	
Temperatura (°C)	20
Frequência (Hz)	10
Níveis de extensão (µm)	600, 400, 200, 100

Os resultados obtidos para cada um dos conjuntos de vigas das lajetas F1 e F2 são apresentados, respectivamente, nos Quadros 5.18 e 5.19.

Quadro 5.18 – Resistência à fadiga das vigas da lajeta F1

Provete	Frequência (Hz)	Extensão (µm)	Módulo (MPa)	Vida à fadiga (ciclos)
F1A	10	600	62	607
F1B		400	3569	1122
F1C		200	4350	27090
F1D		100	4022	214027

Quadro 5.19 – Resistência à fadiga das vigas da lajeta F2

Provete	Frequência (Hz)	Extensão (µm)	Módulo (MPa)	Vida à fadiga (ciclos)
F2A	10	600	2160	271
F2B		400	3511	2027
F2C		200	3997	33187
F2D		100	4146	805914

Com base nestes resultados foi possível determinar a lei de fadiga para cada um dos conjuntos de vigas das lajetas F1 e F2, (Figura 5.26).

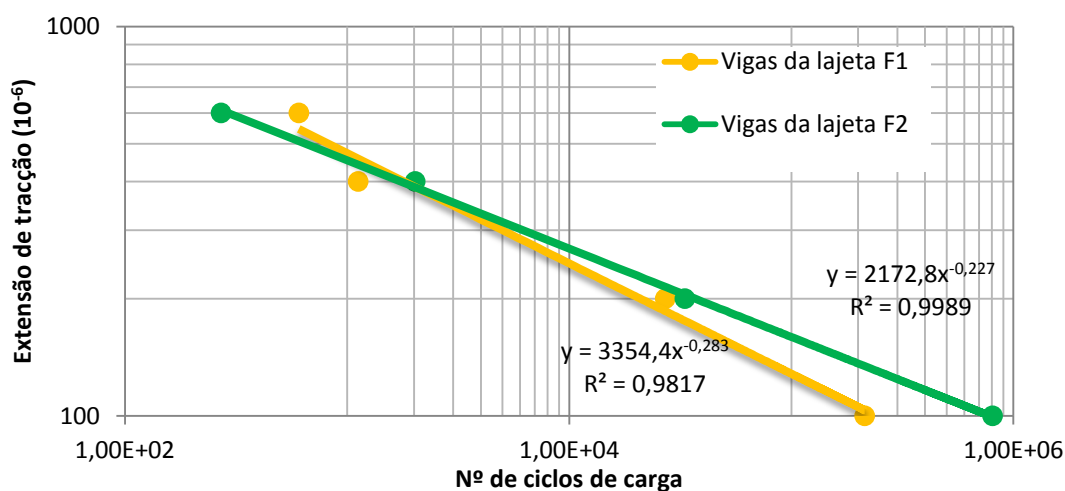


Figura 5.26 – Lei de fadiga da mistura betuminosa - vigas das lajetas F1 e F2

Como se pode verificar, a vida à fadiga da mistura betuminosa aplicada nas vigas das lajetas F1 e F2 encontra-se dentro do intervalo (10000 e 2×10^6 ciclos de carga) especificado na norma de ensaio, EN 12697-24 (2004 + A1: 2007).

A partir das leis de fadiga indicadas foram calculados os parâmetros apresentados no Quadro 5.20.

Quadro 5.20 – Parâmetros das leis de fadiga da mistura betuminosa

Lajetas	a	b	R ²	N ₁₀₀ (ciclos)	ϵ_6 ($\times 10^{-6}$ m/m)
F1	3354,4	-0,283	0,98	2,46E+05	67
F2	2172,8	-0,227	1,00	7,76E+05	94

Desta forma pode-se concluir que a mistura betuminosa em estudo apresenta uma resistência à fadiga dentro dos valores considerados normais para uma mistura desse tipo.

5.2.12 Ensaio de tracção indirecta

Neste trabalho o ensaio de tracção indirecta também foi utilizado para a determinação do módulo de rigidez. Este ensaio foi realizado segundo a norma europeia EN 12697-26 (2004) – Anexo C.

A Figura 5.27 apresenta um dos provetes ensaiados a ser submetido a uma carga de compressão segundo o seu eixo diametral.

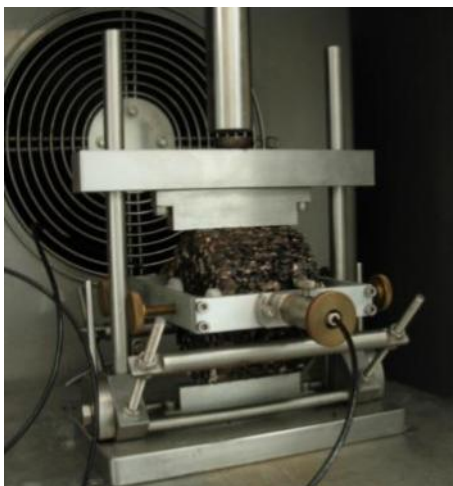


Figura 5.27 – Representação do ensaio de tracção indirecta

Durante o ensaio é registada a curva de deformação medida no provete, segundo a direcção diametral perpendicular ao plano da actuação da carga e a curva correspondente ao impulso da força (Neves, J. M., Correia, A. G., 2006). A representação de uma curva desse tipo pode ser observada na Figura 5.28 (EN 12697-26, 2004).

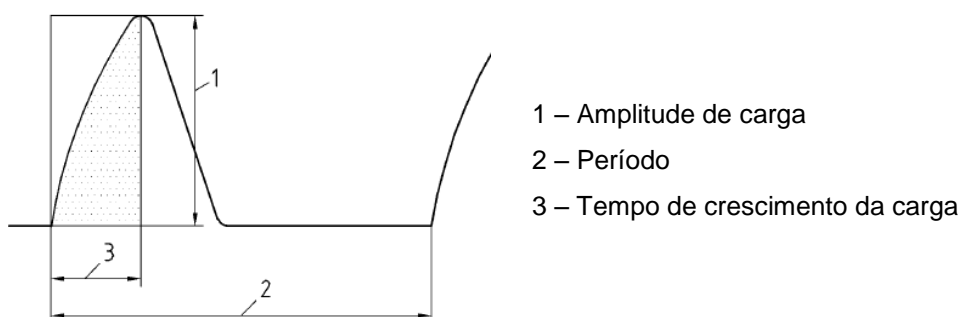


Figura 5.28 – Curva representativa do impulso da força

De acordo com o preconizado na norma EN 12697-26 (2004) o tempo de crescimento da carga é de 124 μs e o coeficiente de Poisson (ν) de 0,35.

Antes do início do carregamento, o provete foi submetido a um pré-carregamento com repetições de carga de valor igual, durante 10 ciclos para ajustamento do sistema de aplicação de cargas, tal como referido na norma.

O ensaio foi realizado segundo duas direcções diametraes perpendiculares e obtido o valor do módulo de rigidez através do valor médio dos dois ensaios (Neves, J. M., Correia, A. G., 2006).

As condições de ensaio adoptadas são apresentadas no Quadro 5.21.

Quadro 5.21 – Condições de ensaio para o ensaio de tracção indirecta

Ensaio de Tracção Indirecta	
Temperatura (°C)	10, 20
Condicionamento (ciclos)	10
Tempo de crescimento da carga (μ s) (3)	124
Amplitude de carga (μ m) (1)	5

Os resultados obtidos no ensaio são apresentados nos Quadros 5.22 e 5.23, respectivamente, para as temperaturas de ensaio de 10°C e 20°C.

Quadro 5.22 – Resultados do ensaio de tracção indirecta para temperatura de ensaio de 10°C

Provetes	Temperatura (°C)	Baridade (kg/m³)	Porosidade (%)	Módulo de rigidez (MPa)
C4-5B	10	2325	7,6	11053
C4-6B		2256	10,3	15451
A		2349	6,6	27080
B		2335	7,2	25135

Quadro 5.23 – Resultados do ensaio de tracção indirecta para temperatura de ensaio de 20°C

Provetes	Temperatura (°C)	Baridades (kg/m ³)	Porosidades (%)	Módulo de rigidez (MPa)
C4-5B	20	2325	7,6	8016
C4-6B		2256	10,3	7652
A		2349	6,6	15744
B		2335	7,2	17050

É possível verificar a influência da temperatura de ensaio adoptada na rigidez das misturas betuminosas, obtendo-se módulos de rigidez inferiores para temperaturas mais elevadas.

Além disso a influência das características de compactação da mistura betuminosa, expressas pela porosidade, também afecta o módulo de rigidez, observando-se uma diminuição do módulo de rigidez para os provetes com maior porosidade, tal como é o caso dos provetes extraídos da fossa.

5.2.13 Ensaio de “Wheel Tracking”

O ensaio de “Wheel Tracking” foi utilizado para determinação da resistência à deformação permanente, de acordo com a norma europeia EN 12697-22 (2003 + A1: 2007).

Para a realização do ensaio foi utilizado o equipamento de ensaio pequeno (Figura 5.29) com condicionamento dos provetes ao ar (procedimento B da norma).



Figura 5.29 – Ensaio de Wheel Tracking

Como condições de ensaio foi adoptada uma temperatura de 60°C, tal como referido na norma NP EN 13108-1 (2011) e uma aplicação de carga de 10 000 ciclos sobre as duas lajetas, simultaneamente.

As dimensões das lajetas assim como as suas baridades foram determinadas segundo as respectivas normas e podem ser observadas no Quadro 5.24.

Quadro 5.24 – Baridades das lajetas para o ensaio de Wheel Tracking

Lajetas	Comprimento (mm)	Largura (mm)	Altura (mm)	Baridade imersa (kg/m ³)	Porosidade (%)
WT1	305,0	305,0	54,0	2257	10,3
WT2	305,0	305,0	51,0	2318	7,8

O ensaio só terminou após os 10 000 ciclos, não atingindo a profundidade de rodeira de 20 mm, um dos critérios de paragem do ensaio referido na norma.

Os resultados obtidos no ensaio, quer para a taxa de deformação média ao ar (WTS_{AIR}) quer para a média da percentagem da profundidade de rodeira (PRD_{AIR}) são apresentados no Quadro 5.25 e na Figura 5.30. Através da curva representativa da evolução da deformação obtida no ensaio, não é possível observar a fase 3 (rotura) da curva, dado que não se verificou a rotura das lajetas ensaiadas.

Quadro 5.25 – Resultados do ensaio de Wheel Tracking

Provetes	WTS _{AIR} média (mm/10 ³ ciclos)	PRD _{AIR} média (%)	Profundidade de rodeira média (mm)
WT1	0,07	5,7	3,0
WT2			

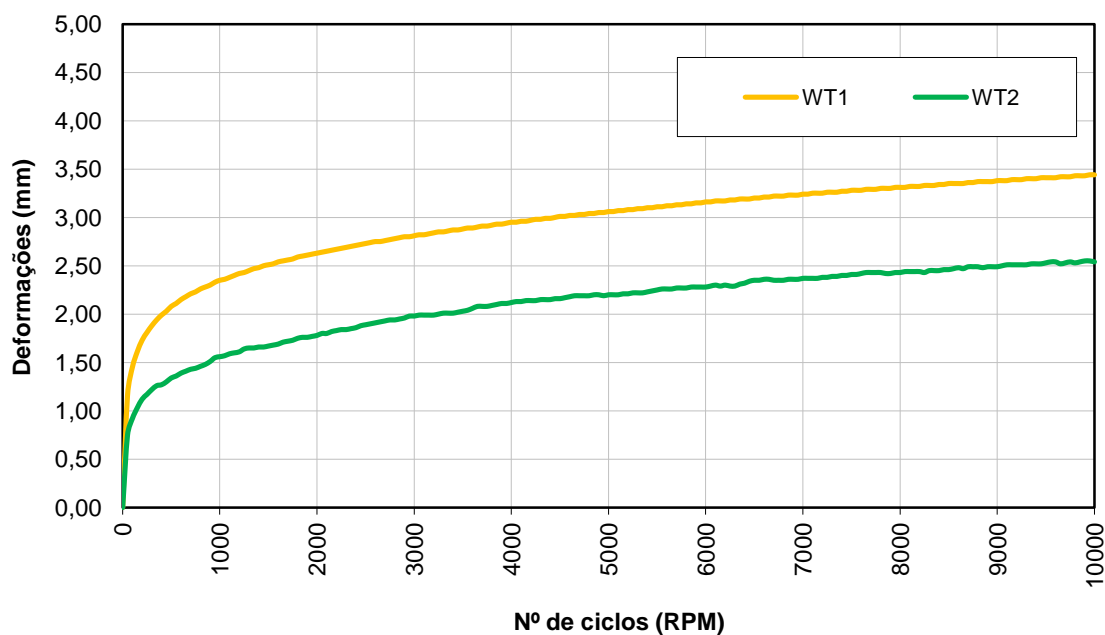


Figura 5.30 – Curvas representativas da deformação no ensaio de Wheel Tracking

Da análise da Figura 5.30, verifica-se existir uma elevada influência da porosidade das lajetas nos valores de deformação obtidos, observando-se que a lajeta WT1 cujo valor de porosidade é superior se deformou ligeiramente mais do que a lajeta WT2, apresentando também um valor superior relativamente à percentagem da profundidade de rodeira. Observa-se ainda que a fase 1 das curvas de deformação permanente apresentadas é superior para a lajeta WT1, o que poderá justificar o maior valor de profundidade de rodeira apresentado.

Os valores obtidos enquadram-se dentro dos valores esperados para uma mistura deste tipo. Atendendo às categorias apresentadas na norma NP EN 13108-1 (2011) para os parâmetros determinados, pode considera-se que a mistura betuminosa em estudo se enquadra nas categorias de WTS_{AIR} de 0,10 e de PRD_{AIR} de 7,0.

5.2.14 Ensaio de compressão triaxial com aplicação de cargas cíclicas

Foram realizados ensaios de compressão triaxial com aplicação de cargas cíclicas para determinar o comportamento da mistura betuminosa em estudo às deformações permanentes. Para tal, aplicaram-se os procedimentos de ensaio preconizados na norma EN 12697-25 (2005) (método B) e recorreu-se às condições de ensaio especificadas na norma NP EN 13108-20 (2008).

A temperatura de ensaio utilizada foi a temperatura de 40°C, conforme indicado na norma NP EN 13108-20 (2008).

Antes do início do ensaio foi aplicada uma tensão de pré-carga de 5kPa (0,02 (carga axial cíclica+tensão de confinamento)) durante 120 s, tal como recomendado na norma.

O provete cilíndrico foi sujeito a uma carga axial cíclica de 200 kPa com um carregamento rectangular, com 1 s de carga e 1 s de repouso e também a uma tensão de confinamento lateral de 50 kPa, estática, através da aplicação parcial de vácuo. O esquema do equipamento utilizado assim como o tipo de carregamento efectuado é apresentado na Figura 5.31 (EN 12697-25, 2005).

O ensaio foi realizado para um total de 10 000 ciclos.

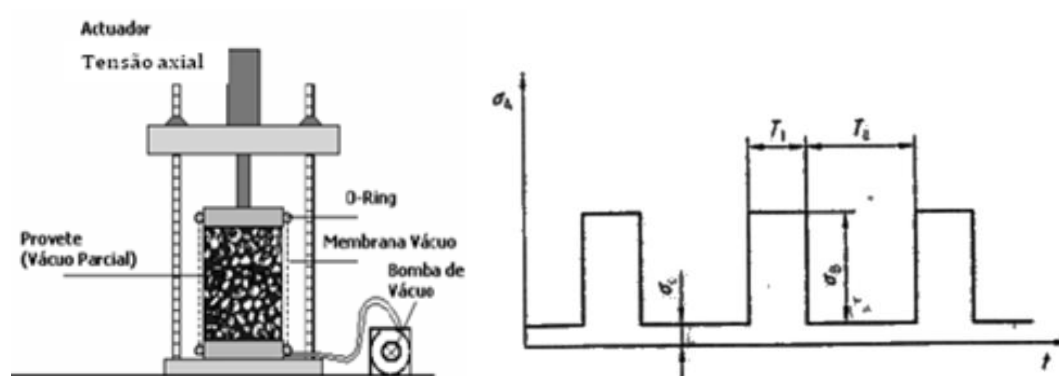


Figura 5.31 – Representação do equipamento e do tipo de carregamento utilizado (EN 12697-25, 2005)

O resumo das condições de ensaio aplicadas aos provetes ensaiados é apresentado no Quadro 5.26.

Quadro 5.26 – Condições de ensaio para o ensaio de compressão triaxial

Condições de ensaio (Carregamento rectangular)	
Temperatura (°C)	40
Tensão de confinamento, σ_C (kPa)	50
Carga axial cíclica, σ_B (kPa)	200
Frequência de aplicação de carga	1s (carga), 1s (repouso)
Tensão de pré-carga, (kPa)	0,02 ($\sigma_B + \sigma_C$) = 5
Tempo de pré-carga (s)	120 s

Na Figura 5.32 apresenta-se o equipamento de ensaio utilizado para os ensaios de compressão triaxial realizados, assim como a bomba de vácuo utilizada para introduzir a tensão de confinamento.



Figura 5.32 – Equipamento utilizado no ensaio de compressão triaxial

Os resultados obtidos podem ser expressos através das curvas de fluência apresentadas na Figura 5.33, que relacionam a extensão axial do provete verificada durante o ensaio com o número de aplicações de carga.

Como se pode observar, em nenhum dos provetes ensaiados, ocorreu a fase 3, que corresponde à ocorrência da rotura do provete.

Da análise da mesma figura também é possível constatar que os provetes recolhidos da fossa com porosidades mais reduzidas (célula 2), apresentam valores de extensão superiores aos provetes recolhidos das células 3 e 4.

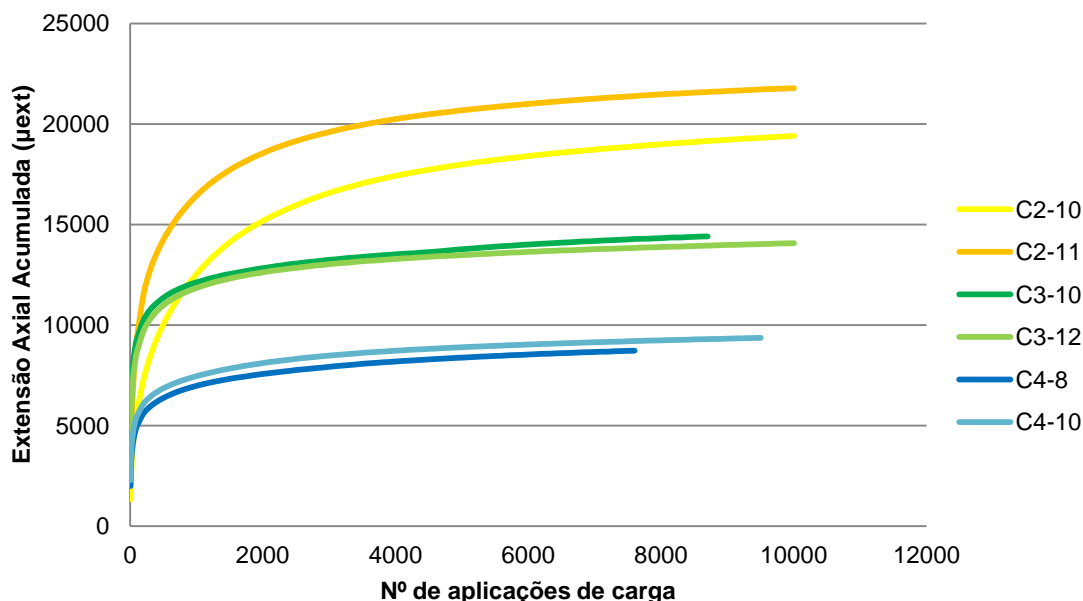


Figura 5.33 – Evolução da extensão vertical da mistura betuminosa em estudo

De acordo com a norma EN 12697-25 (2005), através das medições efectuadas no decorrer do ensaio são determinados alguns parâmetros que podem ser usados para avaliar o comportamento da mistura betuminosa.

Um dos parâmetros é a velocidade de deformação ou taxa de fluência, f .

Através da equação da recta que corresponde à segunda fase da curva de deformação (fase quase linear) e utilizando uma regressão linear do tipo (equação 5.2):

$$\epsilon_N = A_1 + B_1 \times N \quad (5.2)$$

A taxa de fluência, f , pode ser determinada através da seguinte expressão (equação 5.3).

$$f = 10^4 \times B_1 \quad (5.3)$$

A taxa de fluência pode ser utilizada para avaliar a resistência da mistura à deformação permanente. Este parâmetro corresponde à velocidade de deformação na fase quase linear da curva e foi calculado para todas as curvas entre os 4700 e os 7500 ciclos. Contudo este parâmetro tem a desvantagem de só entrar em consideração com a parte quase linear da curva e não com a sua globalidade.

Outros parâmetros determinados foram o B e o $\epsilon_{1000, \text{calc}}$.

Estes parâmetros são determinados através da curva de fluência num gráfico com ambas as escalas logarítmicas, através de uma equação do tipo da equação 5.4:

$$\epsilon_N = A \times N^B \quad (5.4)$$

Ou do tipo:

$$\log \epsilon_N = \log A + B \times \log N \quad (5.5)$$

O parâmetro B determina-se directamente de uma das equações anteriores. O parâmetro $\epsilon_{1000, \text{calc}}$ que é a deformação após 1000 ciclos é determinado pela equação 5.6.

$$\epsilon_{1000, \text{calc}} = A \times 1000^B \quad (5.6)$$

Estes parâmetros também podem ser utilizados para avaliar o comportamento da mistura. Embora permitam uma informação mais completa que a taxa de fluência, pois incluem a totalidade da curva, estes tem a desvantagem de incluir na avaliação diferentes causas de deformação, não permitindo uma análise somente das deformações a volume constante (Gardete, D. C., 2006).

Embora a norma EN 12697-25 (2005) não indique a utilização de nenhum módulo, foi determinado o valor do módulo de fluência, S_N , através da equação 5.7.

$$S_N = \frac{\sigma_d}{\epsilon_N} \times 1000 \quad (5.7)$$

Em que:

S_N – módulo de fluência no ciclo N (MPa)

ϵ_N – extensão acumulada aos N ciclos, neste caso 7500 ciclos

σ_d – tensão desviante aplicada, $\sigma_d = \sigma_B - \sigma_C$ (kPa)

Os valores obtidos para os parâmetros mencionados estão apresentados no Quadro 5.27.

Quadro 5.27 – Parâmetros obtidos no ensaio de compressão triaxial

Provete	P _b (%)	V _v (%)	σ _B (kPa)	σ _C (kPa)	ε ₇₅₀₀	f	S _N (MPa)	B	ε _{1000,calc} (μext)
C2-10	3,5	7,4	200	50	18859	3617	7,953	0,119	14859,5
C2-11	3,5	7,4	200	50	21371	2853	7,018	0,0821	18123,8
C3-10	3,5	10,4	200	50	14263	2021	10,516	0,0873	11968,1
C3-12	3,5	10,2	200	50	13829	1420	10,846	0,0628	12186,7
C4-8	3,5	10,5	200	50	8717	1378	17,207	0,0975	7165,6
C4-10	3,5	9,6	200	50	9186	1211	16,329	0,081	7803,4

Legenda:

P_b – percentagem de betume

V_v – volume de vazios

σ_B – carga axial cíclica

σ_C – tensão de confinamento

ε₇₅₀₀ – extensão de tracção para 7500 ciclos

f – factor de fluência

S_N – módulo de fluência

B – coeficiente determinado experimentalmente

ε_{1000,calc} – extensão de tracção calculada após 1000 ciclos

Os resultados apresentados no Quadro 5.27 permitem analisar os resultados obtidos e representados graficamente na Figura 5.33.

Os provetes recolhidos da célula 2, embora com menores valores de porosidade, apresentaram um pior comportamento à deformação permanente, eventualmente em resultado de uma maior evolução da deformação axial durante a fase 1.

A variabilidade de resultados obtidos, para um mesmo tipo de mistura betuminosa, embora com diferentes valores de porosidade, pode ser indiciadora da necessidade de realizar um maior número de ensaios para a mistura a caracterizar, eventualmente com provetes com diferentes valores de porosidade.

No entanto, atendendo à simplicidade de aplicação desta metodologia de ensaio, quando comparada com o ensaio de Wheel Tracking, torna-se evidente a vantagem da utilização do ensaio triaxial com aplicação de cargas cíclicas na caracterização do comportamento à deformação permanente de misturas betuminosas.

6 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

Neste capítulo apresentam-se as principais conclusões obtidas durante o desenvolvimento do estudo efectuado, tendo em vista a caracterização mecânica de uma mistura betuminosa aplicada numa infra-estrutura de transporte. Para esta avaliação foi estudada uma mistura do tipo AC20 base 50/70, da qual se utilizaram provetes moldados em laboratório e provetes extraídos de um modelo físico construído para análise do comportamento estrutural.

Foram realizados diversos ensaios quer para determinação das características volumétricas da mistura quer para avaliação do seu comportamento à fadiga e às deformações permanentes.

Para determinação do módulo de rigidez, foram efectuados ensaios de flexão em 4 pontos e ensaios de tracção indirecta segundo a norma EN 12697-26 (2004).

O comportamento à fadiga foi avaliado recorrendo ao ensaio de flexão em 4 pontos realizado segundo a norma EN 12697-24 (2004 + A1: 2007).

Quanto ao comportamento às deformações permanentes, foram realizados ensaios de simulação (Wheel Tracking test) segundo a norma EN 12697-22 (2003 + A1: 2007) e ensaios de compressão triaxial com aplicação de cargas cíclicas, segundo a norma EN 12697-25 (2005).

Os resultados dos ensaios realizados permitiram obter as seguintes conclusões:

A mistura betuminosa em estudo, apresentou valores de porosidade bastante elevados, acima dos valores limites inicialmente previstos. Este facto verificou-se nos provetes extraídos *in situ*, devido à dificuldade de compactação das misturas betuminosas, pelas reduzidas dimensões da fossa onde o material em estudo foi aplicado.

No que se refere à sensibilidade à água, a mistura não se mostrou afectada pelos valores de porosidade obtidos, tendo-se obtido um valor excelente para a resistência conservada em tracção indirecta, quando comparado com outros resultados alcançados em ensaios semelhantes (Freire, A. C. *et al.*, 2009; Batista, F.A., Antunes, M. L., 2009).

Os valores de módulo de rigidez obtidos para a mistura betuminosa em estudo, pelo ensaio de flexão em quatro pontos, foram de cerca de 7850 MPa.

No ensaio de tracção indirecta os valores de módulo de rigidez obtidos foram bastante mais elevados do que os obtidos no ensaio de flexão em quatro pontos. Da análise dos resultados do ensaio de tracção indirecta foi possível constatar que os provetes produzidos em laboratório apresentaram valores de módulo de rigidez superiores aos provetes extraídos *in situ*, facto esse que estará relacionado com a diferença verificada nos valores das porosidades obtidas para os provetes compactados em laboratório. Também foi possível analisar que a um aumento da temperatura corresponde uma redução do módulo de rigidez, em resultado do comportamento visco-elástico da mistura.

A mistura betuminosa avaliada apresentou um bom comportamento à fadiga. As vigas obtidas a partir da lajeta F2 apresentaram uma maior resistência à fadiga do que as vigas da lajeta F1, tendo-se obtido uma extensão correspondente a uma vida à fadiga de ϵ_6 de 94×10^6 para a lajeta F2. Os resultados obtidos revelaram ser compatíveis com o tipo de mistura ensaiada.

Para a avaliação do comportamento às deformações permanentes, com a realização do ensaio de Wheel Tracking, não se verificou a rotura dos provetes, o que é comprovado pela inexistência da fase 3 (rotura) da curva de evolução da deformação em função do número de aplicações de carga.

No ensaio de compressão triaxial com aplicação de cargas cíclicas, os provetes que apresentam valores porosidade superiores apresentam valores de extensão de tracção inferiores. De qualquer forma os valores obtidos revelaram estar de acordo com o tipo de mistura aplicada.

Como foi possível compreender da análise dos resultados dos vários ensaios de caracterização mecânica efectuados, os valores de porosidade dos provetes influenciaram os resultados dos diversos ensaios realizados.

Com o presente trabalho procurou-se contribuir para o melhor conhecimento do comportamento à fadiga e à deformação permanente de misturas betuminosas a quente para aplicação em infra-estruturas de transportes, nomeadamente infra-estruturas ferroviárias.

De acordo com a experiência adquirida no estudo efectuado, da caracterização mecânica de misturas betuminosas e dos resultados alcançados, pode-se concluir que os principais objectivos deste trabalho foram atingidos.

Contudo, considera-se que a metodologia proposta neste trabalho constitui apenas um ponto de partida para o desenvolvimento futuro de estudos onde se poderá avaliar o comportamento à fadiga e à deformação permanente de outro tipo de misturas betuminosas, nomeadamente com diferentes tipos de ligante betuminoso, diferentes composições, outras percentagens de betume, tendo em vista a sua aplicação em infra-estruturas de transportes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO TP7-01 (2001). *Test method for determining the permanent deformation and fatigue cracking characteristics of hot mix asphalt (HMA) using the simple shear test (SST) device*. AASHTO Provisional Standards. Washington, D.C.

Alves, J. (2010). *Avaliação de dimensionamento da subestrutura ferroviária de linhas de alta velocidade*. Tese de Mestrado. Universidade Técnica de Lisboa. IST. Lisboa.

Azevedo, M. C. (1993). *Características mecânicas de misturas betuminosas para camadas de base de pavimentos*. Tese de Doutoramento. Universidade Técnica de Lisboa. IST. Lisboa.

Baptista, A. (2006). *Misturas betuminosas recicladas a quente em central. Contribuição para o seu estudo e aplicação*. Tese de Doutoramento. Faculdade de Ciências e Tecnologia. Universidade de Coimbra. Coimbra.

Baptista, A., Picado-Santos, L. (2006). *Reciclagem de misturas betuminosas a quente em central. Contribuição para a sua caracterização mecânica*. Publicação nº26. Universidade do Minho. Guimarães.

Barreno, I., Saiz, A., Duenas, A. (2004). *Relationships between bituminous binder rheological properties and wheel tracking rutting resistance of asphalt mixtures*. Proceedings of the 3rd Euraspalt and Eurobetume Congress, Viena.

Batista, F. A. (2004). *Novas técnicas de reabilitação de pavimentos – Misturas betuminosas densas a frio*. Tese de Doutoramento. Faculdade de Engenharia. Universidade do Porto. Porto.

Batista, F.A., Antunes, M. L., Fonseca, P. (2008). *Avaliação da sensibilidade à água de misturas betuminosas com betume modificado com alta percentagem de borracha*. Estrada 2008.

Batista, F.A., Antunes, M. L. (2009). *Ensaios de comparação interlaboratorial para avaliação da sensibilidade à água de misturas betuminosas compactadas*. Relatório DT/09. LNEC. Lisboa.

Branco, F., Pereira, P., Picado-Santos, L. (2008). *Pavimentos Rodoviários*. Almedina. Coimbra.

Capitão, S. (1996). *Misturas betuminosas de alto módulo de deformabilidade. Contribuição para a caracterização do seu comportamento*. Tese de Mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia. Universidade de Coimbra. Coimbra.

Capitão, S., Picado-Santos, L. P. (2005). *Laboratory fatigue performance assessment of high modulus bituminous mixtures*. 4th International Symposium Maintenance and Rehabilitation of Pavements and Technological Control. Belfast Hilton Hotel. Northern Ireland. 18-19th August 2005.

CE EP (2011). *Caderno de Encargos Tipo Obra.14.03 – Pavimentação*. Estradas de Portugal S. A. (EP). Almada.

Chen, J., Lin, C., Stein, E., Hothan, J., (2004). *Development of a Mechanistic-Empirical Model to Characterize Rutting in Flexible Pavements*. Journal of Transportation Engineering, American Society of Civil Engineers.

COST 333 (1999). *Development of New Bituminous Pavement Design Method*. Final Report of the Action. European Commission. Luxembourg.

COST 334 (2000). *Effects of Wide Single Tyres and Dual Tyres*. Final Report of the Action. European Commission. Luxembourg.

CRD-C 652-95 (1995). *Standard test method for measurement of reduction in Marshall stability of bituminous mixtures caused by immersion in water*. (antiga MIL-STD-620A, método 104 (1966)), Construction Criteria Base – Handbook for concrete and cement, Whole Building Design Guide, <http://www.wbdg.org/> (consultados em Junho de 2011).

Di Benedetto, H., De la Roche, C. (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.

Doucet, F., Auger, B. (2007). *Essai de tension-compression cyclique pour la détermination du comportement mécanique des enrobés*. 42^{ème} Congrès Annuel de l'AQTR Association Québécoise du Transport et des Routes. Montréal.

EAPA. (2003). *Asphalt in Railway Tracks*. European Asphalt Pavement Association. The Netherlands.

EN 933 – 1: 1997 + A1: 2005. *Tests for geometrical properties of aggregates. Part 1: Determination of particle size distribution. Sieving method*. Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas.

EN 933 – 4: 2008. *Tests for geometrical properties of aggregates. Part 4: Determination of particle shape. Shape index*. Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas.

EN 933 – 9: 2009. *Tests for geometrical properties of aggregates. Part 9: Assessment of fines. Methylene blue test*. Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas.

EN 1097 – 1: 2011. *Tests for mechanical and physical properties of aggregates. Part 1: Determination of the resistance to wear (micro-Deval)*. Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas.

EN 1097 – 2: 2010. *Tests for mechanical and physical properties of aggregates. Part 2: Methods for the determination of resistance to fragmentation*. Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas.

EN 1097 – 8: 2009. *Tests for mechanical and physical properties of aggregates. Part 8: Determination of the polished stone value*. Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas.

EN 1367 – 5: 2011. *Tests for thermal and weathering properties of aggregates. Part 5: Determination of resistance to thermal shock*. Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas.

EN 12591: 2009. *Bitumen and bituminous binders. Specification for paving grade bitumens*. Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas.

EN 12593: 2007. *Bitumen and bituminous binders. Determination of the Fraass breaking point*. Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas.

EN 12606 – 2: 1999. *Bitumen and bituminous binders. Determination of the paraffin wax content. Part 2: Method by extraction*. Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas.

EN 12697 – 5: 2009. *Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt. Part 5: Determination of the maximum density.* Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas.

EN 12697 – 8: 2003. *Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt. Part 8: Determination of void characteristics of bituminous specimens.* Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas.

EN 12697 – 11: 2005. *Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt. Part 11: Determination of the affinity between aggregate and bitumen.* Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas.

EN 12697 – 12: 2008. *Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt. Part 12: Determination of the water sensitivity of bituminous specimens.* Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas.

EN 12697 – 22: 2003 + A1: 2007. *Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt. Part 22: Wheel Tracking.* Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas.

EN 12697 – 24: 2004 + A1: 2007. *Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt. Part 24: Restistance to fadigue.* Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas.

EN 12697 – 25: 2005. *Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt. Part 25: Cyclic compression test.* Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas.

EN 12697 – 26: 2004. *Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt. Part 26: Stiffness.* Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas.

EN 12697 – 27: 2000. *Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt. Part 27: Sampling.* Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas.

EN 12697 – 29: 2002. *Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt. Part 29: Determination of the dimensions of a bituminous specimen.* Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas.

EN 12697 – 33: 2003 + A1: 2007. *Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt. Part 33: Specimen preparation by roller compactor.* Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas.

EN 13927: 2003. *Non-destructive testing. Visual testing. Equipment*. Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas.

EN ISO 2592: 2001. *Determination of flash and fire points. Cleveland open cup method (ISO2592: 2000)*. Comissão Europeia de Normalização (CEN). Bruxelas.

Erkens, S. (2002). *Asphalt Concrete Response (ACRe) – Determination, Modeling and Prediction*. Delft University Press. Delft.

Ferreira, T. (2007). *Influence of incorporating a Bituminous Sub-Ballast Layer on the deformation of Railway Track bed*. Tese de Mestrado. Universidade Técnica de Lisboa. IST. Lisboa.

Ferreira, T.M., Teixeira, P.F., Cardoso, R. (2010). *Impact of Bituminous Subballast on Railroad Track Deformation Considering Atmospheric Actions*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.

Fontul, S. (2011) *Modelação física de subestruturas ferroviárias com sub-balastro betuminoso. Construção de modelo físico*. Seminário internacional BITU-RAIL. LNEC. Lisboa.

Fortunato, E. (2005). *Renovação de plataformas ferroviárias. Estudos relativos à capacidade de carga*. Tese de Doutoramento. Universidade do Porto. Porto.

Fortunato, E. (2006). *Caracterização físico-mecânica de plataformas ferroviárias. 9º Ciclo de palestras em Engenharia Civil. UNIC2006*. Faculdade de Ciências e Tecnologia. Universidade Nova de Lisboa. Lisboa.

Fortunato, E., Pinelo, A., Hadjadjji, T., Lobo da Costa, A. (2000). *Aspecto geotécnico da reabilitação de infra-estruturas ferroviárias*. VII Congresso Nacional de Geotecnia. Porto.

Fortunato, E., Resende, R., Pinelo, A. (2006). *Modelação numérica do comportamento mecânico de vias-férreas*. 10º Congresso Nacional de Geotecnia.

Freire, A. C. (2002). *Deformações Permanentes de Misturas Betuminosas em Pavimentos Rodoviários*. Tese de Doutoramento. Universidade de Coimbra. Coimbra.

Freire, A. C. (2004). *Agregados para misturas betuminosas*. Palestra na Faculdade de Ciências e Tecnologia. Universidade Nova de Lisboa. Almada.

Freire, A. C., Antunes, M. L., Maricato, S., Moura, J. (2009). *Estudo do comportamento de misturas betuminosas resistentes aos carburantes*. XV Congresso Ibero-Latino Americano do Asfalto. Portugal.

Gardete, D. C. (2006). *Comparação de ensaios laboratoriais para a caracterização de misturas betuminosas à deformação permanente*. Tese de Mestrado. Universidade de Coimbra. Coimbra.

IT.GEO.001 (2008). Fornecimento de balastro e gravilha. REFER.

IT.GEO.006 (2007). Características técnicas de sub-balastro. REFER.

Miranda, H. M., Neves, J., Batista, F., Antunes, M. L., Fonseca, P. (2006). *Desempenho de misturas betuminosas com borracha – Estudo da resistência à fadiga segundo a norma EN 12697-24*. Estrada 2006.

Miranda, H. M. (2008). *Resistência à fadiga de misturas betuminosas com betume modificado com alta percentagem de borracha*. Tese de Mestrado. Universidade Técnica de Lisboa. IST. Lisboa.

Miranda, H. M. (2010). *Slides da disciplina de Pavimentação*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. Lisboa.

Neves, J. M. (2001). *Contribuição para a modelação do comportamento estrutural de pavimentos rodoviários flexíveis*. Dissertação para a obtenção do Grau de Doutor pela Universidade Técnica de Lisboa. IST. Lisboa.

Neves, J. M., Correia, A. G. (2006). *Caracterização da rigidez de misturas betuminosas em ensaios de tracção indirecta por compressão diametral de provetes cilíndricos*. Publicação nº26. Universidade do Minho. Guimarães.

NP 143: 1969. *Solos. Determinação de limites de consistência*. Instituto Português da Qualidade (IPQ). Portugal.

NP EN 933 – 3: 2011. *Ensaio das propriedades geométricas dos agregados. Parte 3: Determinação da forma das partículas. Índice de achatamento*. Instituto Português da Qualidade (IPQ). Portugal.

NP EN 933 – 5: 2010. *Ensaaios das propriedades geométricas dos agregados. Parte 5: Determinação da percentagem de superfícies esmagadas e partidas nas partículas dos agregados grossos*. Instituto Português da Qualidade (IPQ). Portugal.

NP EN 933-8: 2002. *Ensaaios das propriedades geométricas dos agregados. Parte 8: Determinação do teor de finos - Ensaio do equivalente de areia*. Instituto Português da Qualidade (IPQ). Portugal.

NP EN 1097 – 3: 2002. *Ensaaios das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Parte 3: Determinação da baridade e do volume de vazios*. Instituto Português da Qualidade (IPQ). Portugal.

NP EN 1097 – 6: 2003 + A1: 2010. *Ensaaios das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Parte 6: Determinação da massa volúmica e da absorção de água*. Instituto Português da Qualidade (IPQ). Portugal.

NP EN 1426: 2010. *Betumes e ligantes betuminosos. Determinação da penetração com agulha*. Instituto Português da Qualidade (IPQ). Portugal.

NP EN 1427: 2010. *Betumes e ligantes betuminosos. Determinação da temperatura de amolecimento. Método do Anel e Bola*. Instituto Português da Qualidade (IPQ). Portugal.

NP EN 12592: 2010. *Betumes e ligantes betuminosos. Determinação da solubilidade*. Instituto Português da Qualidade (IPQ). Portugal.

NP EN 12595: 2010. *Betumes e ligantes betuminosos. Determinação da viscosidade cinemática*. Instituto Português da Qualidade (IPQ). Portugal.

NP EN 12607 – 1: 2010. *Betumes e ligantes betuminosos. Determinação da resistência ao envelhecimento sob a influência do calor e do ar. Parte 1: Método RTFOT*. Instituto Português da Qualidade (IPQ). Portugal.

NP EN 12697 – 2: 2002 + A1: 2010. *Misturas betuminosas. Métodos de ensaio para misturas betuminosas a quente. Parte 2: Determinação da granulometria*. Instituto Português da Qualidade (IPQ). Portugal.

NP EN 12697 – 6: 2003 + A1: 2010. *Misturas betuminosas. Métodos de ensaio para misturas betuminosas a quente. Parte 6: Determinação da baridade de provetes betuminosos*. Instituto Português da Qualidade (IPQ). Portugal.

NP EN 12697 – 30: 2004 + A1: 2009. *Misturas betuminosas. Métodos de ensaio para misturas betuminosas a quente. Parte 30: Preparação de provetes por compactador de impacto*. Instituto Português da Qualidade (IPQ). Portugal.

NP EN 12697 – 34: 2004 + A1: 2010. *Misturas betuminosas. Métodos de ensaio para misturas betuminosas a quente. Parte 34: Ensaio Marshall*. Instituto Português da Qualidade (IPQ). Portugal.

NP EN 13043: 2004 / AC: 2010. *Agregados para misturas betuminosas e tratamentos superficiais para estradas, aeroportos e outras áreas de circulação*. Instituto Português da Qualidade (IPQ). Portugal.

NP EN 13108 – 1: 2011. *Misturas betuminosas. Especificações dos materiais. Parte 1: Betão betuminoso*. Instituto Português da Qualidade (IPQ). Portugal.

NP EN 13108 – 20: 2008. *Misturas betuminosas. Especificações dos materiais. Parte 20: Ensaio de Tipo*. Instituto Português da Qualidade (IPQ). Portugal.

NP EN 13450: 2005 / AC: 2010. *Agregados para balastro de via férrea*. Instituto Português da Qualidade (IPQ). Portugal.

Owende, P. M. O., Hartman, A. M., Ward, S. M., Gilchrist, M. D., O'Mahony, M. J. (2001). *Minimizing distress on flexible pavements using variable tire pressure*. Journal of Transportation Engineering. American Society of Civil Engineers.

Pais, J., Pereira, P., Azevedo, M. (2000). *Ensaio Mecânicos para Caracterização de Misturas Betuminosas*. Comunicação apresentada ao 1º Congresso Rodoviário Português. Estrada 2000, LNEC. Lisboa.

Pais, J., Pestana, C., Pereira, P. A. A. (2006). *Reabilitação de pavimentos utilizando misturas betuminosas com betumes modificados*. Publicação nº26. Universidade do Minho. Guimarães.

Paixão, A., Fortunato, E. (2009). *Novas soluções de superestrutura de via para a alta velocidade ferroviária. Comparação com a via balastrada tradicional*. LNEC. Lisboa.

Paixão, A., Fortunato, E. (2010). *Rail track structural analysis using three dimensional numerical models*. LNEC. Lisboa.

Pinelo, A., Fortunato, E., Hadjadji, T. (2000). *Caracterização de plataformas ferroviárias antigas visando a sua reabilitação. O caso particular da linha do Norte*. VII Congresso Nacional de Geotecnia. Porto.

Rose, J., Anderson, J. (2006). *Long-term performance of asphalt under layment trackbeds for special trackbed applications*. Annual Conference and Exposition. Louisville. Kentucky.

Santos, A. F., Fontul, S., Fortunato, E., Freire, A. C. (2010) *Optimization of high-speed railway track using bituminous sub-ballast*. Progress report of project PDTC/ ECM/ 70571/ 2006-2009. Proc.º 0704/14/16576. LNEC. Lisboa.

Santos, B., Cruz, A. (2009). *Apontamentos de Caminhos-de-Ferro – Volume 1*. ISEL. Lisboa.

Shell (2003). *The Shell bitumen handbook*. Fifth Edition. Thomas Telford Publishing. London. UK.

Teixeira, A. (2000). *Caracterização da resistência à fadiga de misturas betuminosas em equipamento servo-pneumático*. Tese de Mestrado. Universidade do Porto. Faculdade de Engenharia. Porto.

Teixeira, P. F. (2005). *Sebenta da cadeira de Caminhos-de-Ferro*. Universidade Técnica de Lisboa. IST. Lisboa.

UIC. (2006). *Ouvrages en terre et couches d'assise ferroviaires*. Code UIC 719 R 3^{ème} édition. International Union of Railway.