



Universidade do Minho  
Escola de Engenharia

David Marcelo Duarte Lourenço

Estudo da Deformabilidade de Estruturas  
Multicamada para Pavimentos Flexíveis

David Marcelo Duarte Lourenço | Estudo da Deformabilidade de Estruturas Multicamada para Pavimentos Flexíveis

UMinho | 2014

Novembro de 2014





Universidade do Minho  
Escola de Engenharia

David Marcelo Duarte Lourenço

Estudo da Deformabilidade de Estruturas  
Multicamada para Pavimentos Flexíveis

Dissertação de Mestrado  
Ciclo de Estudos Integrados Conducentes ao  
Grau de Mestre em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação do  
Professor Doutor Hugo Manuel Ribeiro Dias da Silva  
Professor Doutor Nuno Miguel Faria Araújo

## **AGRADECIMENTOS**

Em primeiro lugar, pretendo expressar o meu agradecimento ao Professor Doutor Hugo Silva e ao Professor Doutor Nuno Araújo por terem demonstrado uma disponibilidade constante. Foi um privilégio contar com duas perspectivas complementares e espero ter correspondido da melhor forma, através do meu trabalho, ao acompanhamento que me prestaram.

Um enorme obrigado a todas as pessoas com quem convivi ou trabalhei diariamente no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho, em especial ao Engenheiro Carlos Palha, que foi um mentor cujo apoio se tornou indispensável para mim, pelos conselhos e conhecimentos transmitidos, ao Hélder Torres, pelo profissionalismo e amizade, e ao Sr. Gonçalves, pela experiência em Geotecnia.

Agradeço à minha amiga Sara Fernandes por me ter ajudado na escrita desta tese, sempre com uma atitude positiva e construtiva que admiro.

Deixo uma palavra de apreço às empresas que, ao fornecerem materiais e equipamentos, tiveram a sua intervenção, como a pedreira Bezerras Lda. e a Shell.

Ao longo dos anos tive a sorte de conhecer pessoas que tornaram a minha passagem pelo curso uma experiência inesquecível. Estou muito grato aos meus amigos Marcos Oliveira, Pedro Castro, André Gonçalves e João Cunha, que me acompanharam desde o primeiro dia, e às minhas amigas e companheiras de perfil Catarina Cupertino e Ariana Biscaia.

Obrigado aos meus pais, Graça e Marcelo, pela persistência, por me ensinarem a ser forte mas humilde na adversidade e na bonança, por liderarem por exemplo e por me ajudarem a encontrar a melhor solução em todos os desafios da minha vida. Agradeço também ao meu irmão Gonçalo por ser um fator de ponderação e estar sempre do meu lado.

Dedicado ao meu avô Delfim, a minha maior inspiração.



## **Estudo da Deformabilidade de Estruturas Multicamada para Pavimentos Flexíveis**

### **RESUMO**

Quando se considera os custos de construção, manutenção e reabilitação, o elemento mais dispendioso do sistema rodoviário é igualmente o mais preponderante: a estrutura do pavimento. O desempenho da camada de desgaste e inferiores exige uma avaliação precisa das propriedades que lhes estão inerentes, quando submetidas a diferentes temperaturas e frequências de aplicação de cargas. Nos pavimentos flexíveis, a presença de misturas betuminosas tem especificidades em vários aspetos, sendo um dos mais importantes o estudo da sua deformação permanente e recuperada, em especial na presença de temperaturas mais elevadas. Através de ensaios empíricos e fundamentais, complementados com modelação numérica, é possível quantificar os parâmetros que a caracterizam, nomeadamente o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson.

Assim, o objetivo deste trabalho consistiu em estudar a deformabilidade de misturas betuminosas e de estruturas multicamada utilizando uma triangulação de métodos para aumentar a confiança nos resultados normalmente registados nessas alternativas em separado. Nesse sentido, foram propostas alterações ao ensaio de pista que permitiram avaliar a deformação elástica em cada ciclo de carga, com vista à posterior modelação do comportamento e de estruturas monocamada e multicamada, sob diferentes condições de temperatura (T) e frequência (f) (T=30 °C e f=1 Hz, 50 °C e 1 Hz ou 50 °C e 0,5 Hz). Estes ensaios foram complementados pelo ensaio triaxial para validação das propriedades fundamentais da mesma mistura betuminosa utilizada em todos os ensaios realizados.

Os resultados finais permitiram validar as inovações propostas, por existir consistência na evolução da deformação. A modelação numérica do ensaio de pista apresentou resultados interessantes, mas sugere-se a utilização de modelos tridimensionais com carga móvel e com comportamento viscoelástico para diminuir a diferença entre o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson determinados por retroanálise e no ensaio triaxial.

#### **Palavras-Chave**

Deformação

Ensaio triaxial

Ensaio de pista

Retroanálise

Módulo de deformabilidade



## **Assessment of the Deformability of Multilayered Structures for Flexible Pavements**

### **ABSTRACT**

When the costs of construction, maintenance and rehabilitation are taken into account, the most costly element in the road system is also the most preponderant: the structure of the pavement. The performance of the surface course and the layers underneath it demands a precise evaluation of its inherent properties when subjected to different temperatures and loading cycles. In flexible pavements, the presence of bituminous mixtures brings several specificities to the table, one of the most important being deformability, especially when influenced by high temperatures. Using empiric tests, fundamental tests and simulations, complemented by backanalysis, it's possible to quantify defining parameters like the deformability modulus and the Poisson ratio.

As such, the objective of this work consisted in studying the deformability of bituminous mixtures and multilayered structures using a triangulation of methods, to increase the confidence in the results usually obtained separately. With that in mind, changes in the wheel tracking test were proposed, to enable an evaluation of overall permanent deformation, elastic deformation in every loading cycle and, afterwards, comparisons between monolayered and multilayered structures, not to mention creating models of each, under different temperature (T) and frequency (f) conditions (T=30 °C and f=1 Hz, T=50 °C and f=1 Hz or T=50 °C and f=0,5 Hz). Triaxial tests complemented the validation of the fundamental properties determined for the mixture used in all the executed tests.

The final results validate the proposed innovations, because of the consistency showed in the deformation's evolution. The finite element modelling of the wheel tracking tests displayed interesting results, but the use of tridimensional models with mobile loads and viscoelastic behavior is suggested, to reduce the difference between the deformability modulus and the Poisson ration determined through triaxial tests and backanalysis.

#### **Keywords**

Deformation

Triaxial test

Wheel tracking test

Backanalysis

Deformability Modulus



## ÍNDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1	Enquadramento temático .....	1
1.2	Objetivos.....	1
1.3	Conteúdo da dissertação .....	2
<b>2</b>	<b>ESTADO DE ARTE .....</b>	<b>5</b>
2.1	Considerações sobre o sistema rodoviário.....	5
2.2	Estrutura dos pavimentos rodoviários .....	5
2.2.1	Fatores condicionantes da estrutura .....	6
2.2.2	Tipos de estrutura.....	9
2.3	Dimensionamento de pavimentos flexíveis .....	14
2.3.1	Métodos empíricos.....	14
2.3.2	Métodos empírico-mecanicistas.....	18
2.4	Desempenho de pavimentos flexíveis .....	21
2.4.1	Propriedades fundamentais e ensaios de caracterização .....	21
2.4.2	Relação entre a deformação permanente e a rigidez.....	27
2.5	Modelação através do método dos elementos finitos .....	28
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E METODOLOGIAS .....</b>	<b>33</b>
3.1	Estudo e compactação da mistura betuminosa .....	33
3.2	Estudo e compactação da camada granular .....	36
3.3	Caracterização do betume.....	40
3.3.1	Ensaio de penetração.....	40
3.3.2	Ensaio de anel e bola.....	41
3.3.3	Ensaio de viscosidade dinâmica.....	42
3.4	Caracterização volumétrica da mistura betuminosa .....	43
3.4.1	Determinação da baridade máxima teórica.....	44
3.4.2	Determinação da baridade aparente .....	45
3.5	Caracterização da deformação permanente .....	46
3.5.1	Ensaio de pista .....	46
3.5.2	Ensaio triaxial .....	50

<b>4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....</b>	<b>55</b>
4.1 Caracterização do solo usado na camada granular .....	55
4.1.1 Ensaios Proctor .....	55
4.1.2 Ensaios de corte direto .....	57
4.1.3 Ensaio CBR .....	59
4.2 Caracterização do betume usado na camada betuminosa.....	60
4.3 Caracterização volumétrica da mistura betuminosa.....	61
4.4 Caracterização da deformação permanente.....	62
4.4.1 Ensaios de pista monocamada .....	62
4.4.2 Ensaios de pista multicamada.....	67
4.4.3 Relação entre ensaios de pista monocamada e multicamada .....	72
4.4.4 Ensaios triaxiais.....	75
4.5 Retroanálise.....	79
<b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>87</b>
5.1 Conclusões .....	87
5.2 Trabalhos futuros.....	88
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>91</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Análise de sensibilidade às condições climáticas (adaptado de Carvalho (2006)).....	7
Figura 2: Cargas diretas no pavimento (Santana, 1993).....	7
Figura 3: Comportamento de material granular sob ciclos de carga (adaptado de Araya (2011)).....	8
Figura 4: Exemplo da estrutura de um pavimento (adaptado de Azevedo (2012b)).....	10
Figura 5: Estrutura de um pavimento rígido (LNEC, 2005).....	11
Figura 6: Exemplo de um pavimento semirrígido (LNEC, 2005).....	12
Figura 7: Exemplo de um pavimento flexível (LNEC, 2005).....	13
Figura 8: Comportamento estrutural de pavimentos diferentes sob um carregamento equivalente (UFBA, 2011).....	13
Figura 9: Primeira curva CBR (adaptado de Araya (2011)).....	15
Figura 10: Índice de serventia atual (adaptado de Lenz (2011)).....	16
Figura 11: Processo empírico-mecanicista (adaptado de Elfino (2012)).....	18
Figura 12: Exemplo de uma curva resultante do método da Shell (Araya, 2011).....	19
Figura 13: Aumento da deformação permanente com os carregamentos considerando modelos distintos de comportamento da mistura betuminosa (adaptado de Al-Rub <i>et al.</i> (2011)).....	23
Figura 14: Fases da evolução da deformação permanente (Freire, 2002).....	24
Figura 15: Proвете multicamada em ensaio de pista (adaptado de Weidong <i>et al.</i> (2006)).....	25
Figura 16: Deformações permanentes por estrutura (adaptado de Weidong <i>et al.</i> (2006)).....	25
Figura 17: Comparação do módulo de deformabilidade para temperaturas diferentes (adaptado de Loulizi <i>et al.</i> (2006)).....	26
Figura 18: Curva da relação entre deformação permanente e módulo de deformabilidade (adaptado de Witczak <i>et al.</i> (2002)).....	27
Figura 19: Curva da relação entre frequência e módulo de deformabilidade (adaptado de Ahmad <i>et al.</i> (2011)).....	28
Figura 20: Deflexão a 0,6 m da superfície numa estrutura multicamada (adaptado de Hadi e Bodhinayake (2003)).....	29
Figura 21: Deformabilidade por retroanálise: a) Modelo no FLAC3D; b) Deformação vertical a 10 mil ciclos (adaptado de Harch (2011)).....	30
Figura 22: Módulos de elasticidade obtidos por retroanálise no Phase2D (Teixeira, 2012).....	31

Figura 23: Curva granulométrica e fuso da mistura AC 14 Surf (Branco, 2013).....	34
Figura 24: Caixa metálica utilizada nos ensaios de pista deste trabalho .....	34
Figura 25: Misturadora utilizada neste trabalho .....	35
Figura 26: Compactação da mistura betuminosa na caixa metálica .....	36
Figura 27: Compactador e cilindro de compactação Proctor .....	38
Figura 28: Compactação da camada granular: a) Martelo vibratório; b) Aspeto final .....	39
Figura 29: Caixa de corte .....	39
Figura 30: Ensaio CBR .....	40
Figura 31: Ensaio de penetração .....	41
Figura 32: Ensaio de anel e bola .....	42
Figura 33: Esquema do ensaio de viscosidade dinâmica .....	42
Figura 34: Parcelas de uma mistura betuminosa (Branco <i>et al.</i> , 1999) .....	44
Figura 35: Picnómetro para determinação da BMT .....	44
Figura 36: Mecanismo de determinação da baridade aparente .....	45
Figura 37: Ensaio de pista.....	47
Figura 38: Estruturas dos ensaios de pista: a) Provette monocamada; b) Provette multicamada.....	48
Figura 39: LVDT externo .....	49
Figura 40: Peças metálicas de apoio ao ensaio de pista.....	49
Figura 41: Medição da deformação radial: a) Anel de acrílico; b) Esquema de funcionamento .....	51
Figura 42: Aplicação de membrana dupla para confinamento do provete .....	52
Figura 43: Ensaio triaxial em curso .....	52
Figura 44: Curva de compactação.....	56
Figura 45: Curvas tensão de corte-deslocamento .....	58
Figura 46: Critério de rotura de Mohr-Coulomb .....	58
Figura 47: Curva CBR do solo testado .....	59
Figura 48: Viscosidade dinâmica do betume .....	61
Figura 49: Deformação permanente nos ensaios de pista monocamada a 30 °C e 1 Hz .....	62
Figura 50: Deformação permanente nos ensaios de pista monocamada a 50 °C e 1 Hz .....	63
Figura 51: Deformação permanente nos ensaios de pista monocamada a 50 °C e 0,5 Hz .....	63
Figura 52: Resumo da deformação permanente nos ensaios de pista monocamada.....	64

Figura 53: Deformação elástica no cenário 1 nos ensaios de pista monocamada .....	65
Figura 54: Deformação elástica no cenário 2 nos ensaios de pista monocamada .....	66
Figura 55: Deformação elástica no cenário 3 nos ensaios de pista monocamada .....	66
Figura 56: Deformação permanente nos ensaios de pista multicamada a 30 °C e 1 Hz .....	68
Figura 57: Deformação permanente nos ensaios de pista multicamada a 50 °C e 1 Hz .....	68
Figura 58: Deformação permanente nos ensaios de pista multicamada a 50 °C e 0,5 Hz .....	69
Figura 59: Resumo da deformação permanente nos ensaios de pista multicamada .....	69
Figura 60: Deformação elástica no cenário 1 nos ensaios de pista multicamada .....	70
Figura 61: Deformação elástica no cenário 2 nos ensaios de pista multicamada .....	70
Figura 62: Deformação elástica no cenário 3 nos ensaios de pista multicamada .....	71
Figura 63: Evolução da deformação permanente nos ensaios de pista .....	72
Figura 64: Deformação permanente final nos ensaios de pista .....	73
Figura 65: WTS dos ensaios de pista .....	74
Figura 66: Deformação elástica máxima por ciclo nos ensaios de pista monocamada .....	74
Figura 67: Deformação elástica máxima por ciclo nos ensaios de pista multicamada .....	75
Figura 68: Extensões médias em ensaio triaxial dos provetes a 30 °C e 1 Hz .....	76
Figura 69: Extensões médias em ensaio triaxial dos provetes a 50 °C e 1 Hz .....	76
Figura 70: Extensões médias em ensaio triaxial dos provetes a 50 °C e 0,5 Hz .....	77
Figura 71: Resumo da deformação permanente nos ensaios triaxiais .....	79
Figura 72: Modelo monocamada .....	80
Figura 73: Modelo multicamada .....	80
Figura 74: Exemplo de análise numérica em Phase2D no modelo monocamada .....	81
Figura 75: Exemplo de análise numérica em Phase2D no modelo multicamada .....	81
Figura 76: Variação do módulo de deformabilidade da camada betuminosa para o ciclo 10 .....	84
Figura 77: Variação do módulo de deformabilidade da camada betuminosa para o ciclo 100 .....	84
Figura 78: Variação do módulo de deformabilidade da camada betuminosa para o ciclo 1000 .....	84
Figura 79: Variação do módulo de deformabilidade da camada betuminosa para o último ciclo .....	85



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Níveis de confiança (AASHTO, 1993).....	17
Tabela 2: Fator de distribuição por via (AASHTO, 1993).....	17
Tabela 3: Granulometria e fuso da mistura AC 14 Surf.....	33
Tabela 4: Teor em água do agregado armazenado .....	37
Tabela 5: Cenários de ensaio .....	48
Tabela 6: Valores típicos e usados no ensaio triaxial.....	53
Tabela 7: Dados dos ensaios Proctor.....	55
Tabela 8: Resumo da caracterização volumétrica .....	62
Tabela 9: Propriedades elásticas da mistura betuminosa por ensaio triaxial.....	77
Tabela 10: Triangulação de métodos para a estrutura monocamada.....	82
Tabela 11: Triangulação de métodos para a estrutura multicamada .....	83



## LISTA DE ABREVIATURAS

AASHTO	– <i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i> (Associação Americana de Oficiais de Estradas Estaduais e Transportes)
BB	– Betão betuminoso
BMT	– Baridade máxima teórica
BS	– <i>British standard</i> (norma britânica)
CBR	– <i>California Bearing Ratio</i> (índice de suporte Califórnia)
CGS	– Compactador giratório Superpave
EN	– <i>European standard</i> (norma europeia)
EP	– Estradas de Portugal
ESAL	– <i>Equivalent single-axle load</i> (fator de carga equivalente)
FWD	– <i>Falling weight deflectometer</i> (defletómetro de impacto)
HMA	– <i>Hot mix asphalt</i> (mistura a quente)
InIR	– Instituto de Infraestruturas Rodoviárias
JAE	– Junta Autónoma de Estradas
LVDT	– <i>Linear variable differential transformer</i> (sensor de deslocamento)
MACOPAV	– Manual de Conceção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional
MDDG	– <i>Multi-depth deflection gauge</i> (deflectómetro mecânico)
NBR	– Norma brasileira
PRN	– Plano Rodoviário Nacional
VMA	– Volume de vazios no esqueleto dos agregados
WTS	– <i>Wheel tracking slope</i> (taxa de deformação em ensaio de pista)
WTT	– <i>Wheel tracking test</i> (ensaio de pista)



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento temático

O desenvolvimento económico e social das nações por todo o mundo e ao longo da História dependem, em larga medida, do tamanho e qualidade do sistema de transportes, que potencia a facilidade de circulação de pessoas e mercadorias. A afinidade é intrínseca, e, por conseguinte, as vias de comunicação exigem métodos de dimensionamento, construção, manutenção e reabilitação adequados.

As consequências da falta de investimento nesta área podem traduzir-se no aparecimento de degradações variadas, sendo a formação de rodeiras uma das mais visíveis, que são deformações provocadas pela sucessiva passagem de veículos e pelas condições climatéricas (Barrão, 2011). Num contexto experimental, essas solicitações podem ser simuladas com recurso a métodos mecanicistas ou empírico-mecanicistas.

O ensaio de pista (*wheel tracking test* ou WTT) é, hoje em dia, um dos mais acessíveis e fidedignos para o estudo da deformabilidade e rigidez. Por definição, está limitado à análise de camadas betuminosas; contudo, um pavimento é composto por uma estrutura multicamada, onde são utilizados materiais cujas especificidades têm um papel no comportamento em serviço da obra.

Com a evolução das novas tecnologias, a presença da informática passou a ser transversal à investigação científica. O método dos elementos finitos tem-se revelado eficaz na previsão numérica de certas degradações (Fang *et al.*, 2007). Relacionar todas estas vertentes é uma preocupação atual e tem conduzido ao aperfeiçoamento dos modelos de comportamento nos pavimentos (Antunes, 2010).

## 1.2 Objetivos

Existem vários ensaios indicados para avaliar a deformação de um pavimento e as características mecânicas dos materiais que constituem as suas camadas. Porém, a diversidade de variáveis que podem influenciar estes parâmetros inflige aos resultados obtidos um grau de

incerteza não negligenciável. O delineamento de uma estratégia que permita relacionar as conclusões auferidas a partir de origens diferentes seria uma mais-valia. Posto isto, definiu-se uma triangulação de métodos que consiste em avaliar a deformação permanente e a elástica por ensaios de pista, em calcular o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson por ensaios triaxiais e em aprimorar os resultados por retroanálise. Importa, num primeiro plano, identificar tendências comportamentais que validem esta estratégia, e, num segundo plano, chegar a um desvio final entre a componente laboratorial e a componente de modelação informática o mais baixo quanto possível.

Uma limitação identificada nos estudos comuns da deformabilidade e da rigidez nesta área prende-se com a produção exclusiva de lajes e provetes monocamada. Os pavimentos têm uma estrutura variada, cujo real comportamento não é tido em conta se os ensaios são concebidos unicamente para a mistura betuminosa. Em simultâneo com a triangulação de métodos, materializou-se e testou-se uma solução inovadora para simulações com estruturas multicamada: o ensaio de pista pelo método da caixa, que será descrito num capítulo posterior e que permitiu comparar estruturas de uma e duas camadas. Aquando da retroanálise criou-se um modelo para cada uma das estruturas atrás referidas.

### **1.3 Conteúdo da dissertação**

Esta tese divide-se em cinco capítulos, um dos quais é o atual. A introdução inclui uma breve descrição da circunstância em que se insere o trabalho desenvolvido, dos objetivos a cumprir e uma clarificação da estrutura delineada para apresentar o conteúdo recolhido.

O segundo capítulo congrega informação sobre os tipos, as propriedades e os ensaios relativos aos pavimentos, enquadrando a importância de melhorar a determinação da deformabilidade e da rigidez. As potencialidades da retroanálise são igualmente realçadas.

De seguida, no terceiro capítulo, descrevem-se os materiais utilizados e as metodologias seguidas para obter os dados pretendidos, para além das caracterizações do betume, do solo e da volumetria da mistura betuminosa, que servem de informação complementar.

Com todos os ensaios realizados, a análise dos resultados foi a fase seguinte. O quarto capítulo destina-se a esse fim, tendo uma organização semelhante ao anterior. Houve diligência quanto à facilidade de consulta e à clareza das justificações.

Por último, tendo em conta as matérias abordadas, o alcance das tarefas laboratoriais e informáticas exploradas, os resultados e a sua interpretação, retiraram-se conclusões e sugestões, com a expectativa de constituírem uma referência para investigações vindouras.



## **2 ESTADO DE ARTE**

### **2.1 Considerações sobre o sistema rodoviário**

A rede viária portuguesa registou um período de grande expansão, motivado pela mobilização de investimentos para o sector dos transportes e acessibilidades que a entrada na União Europeia possibilitou. Se o Plano Rodoviário Nacional 1985 (PRN 1985) (JAE, 1985) já tornava óbvia a falta de capacidade de resposta face aos desafios socioeconómicos que se anteviam, foi sobretudo no PRN 2000 (JAE, 1998) que, construindo sobre a experiência entretanto adquirida, se definiram objetivos relativamente ao aumento da extensão das redes principal e complementar, mais concretamente a passagem de 9900 km para 11350 km, à criação da rede regional, na qual foram incluídos 5000 km, e à definição da rede de autoestradas, com 3000 km (em 1985 havia apenas 160 km de vias com essas características).

Segundo a norma brasileira NBR 7207/82 (ABNT, 1982), o pavimento pode ser definido como “toda a estrutura apoiada sobre a camada final de terraplanagem e destinada a receber o tráfego, fornecendo ao utente segurança e conforto”. As suas funções são resistir e transmitir ao subleito as cargas verticais consequentes do tráfego, resistir às forças horizontais que nele atuam (requisitos estruturais) e melhorar as condições de circulação (requisitos funcionais).

Sendo o pavimento o elemento mais visível de uma via, torna-se vital desenvolver e aplicar materiais cada vez mais duráveis e métodos cada vez mais eficazes de análise do desempenho dos pavimentos e de como este evolui no tempo, especialmente quando em Portugal o número de veículos a circular tem também registado um grande crescimento nas últimas décadas, mais concretamente de 390% entre 1985 e 1997, por exemplo, quando a média na União Europeia nessa mesma altura era de 140% (ISCTE, 2004).

### **2.2 Estrutura dos pavimentos rodoviários**

A maioria dos pavimentos rodoviários tem uma disposição multicamada, cada uma com espessuras, materiais, utilidades e mecanismos de degradação diferentes. Consultando o Manual de Conceção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional (JAE, 1995), vulgarmente conhecido como MACOPAV, verifica-se que há quatro categorias de fatores

condicionantes essenciais para definir essa estrutura: tráfego, condições climáticas, condições de fundação e materiais de pavimentação. Conforme as características físicas adotadas, podemos considerar que existem três grupos dominantes de pavimentos: rígidos, semirrígidos e flexíveis.

### **2.2.1 Fatores condicionantes da estrutura**

Quanto maior for o volume de tráfego, maior será a degradação do nível de serviço, pelo que a distribuição de cargas é uma das principais preocupações associadas à concepção. Como os veículos ligeiros produzem tensões pequenas numa estrutura bem dimensionada, o tráfego médio anual de pesados no ano de abertura e a taxa média de crescimento anual de pesados no período de dimensionamento são dados essenciais nesta matéria.

A velocidade é outro parâmetro do tráfego que interessa considerar. Em geral, está subentendido que quanto mais baixa for e quantas mais paragens ocorrerem numa estrada, mais deterioração será imputada ao pavimento. Este comportamento é notório em paragens de autocarros sem piso diferenciado, por exemplo. Chen *et al.* (2004) mencionam que um pesado a 20 km/h provoca cerca do dobro da deformação vertical máxima em camadas betuminosas que a 80 km/h.

Carvalho (2006) estudou o impacto das condições térmicas - que afetam diretamente a rigidez de uma mistura betuminosa - e das condições hídricas - sendo que a humidade condiciona o módulo de deformabilidade do material não ligado - em três pontos diferentes numa estrada no estado de Maryland, perto da costa, numa zona central e em montanhas. Na Figura 1 está registada a deformação permanente e o fendilhamento por fadiga associados ao clima local.

O que ficou demonstrado foi que o desempenho do pavimento perde qualidade com o aumento da temperatura ou da precipitação. A exceção poderá ser relativamente ao fendilhamento térmico, fenómeno que ocorre quando é excedida a capacidade para dissipar tensões provocadas pela contração térmica (em especial a baixas temperaturas), e que não foi considerado.

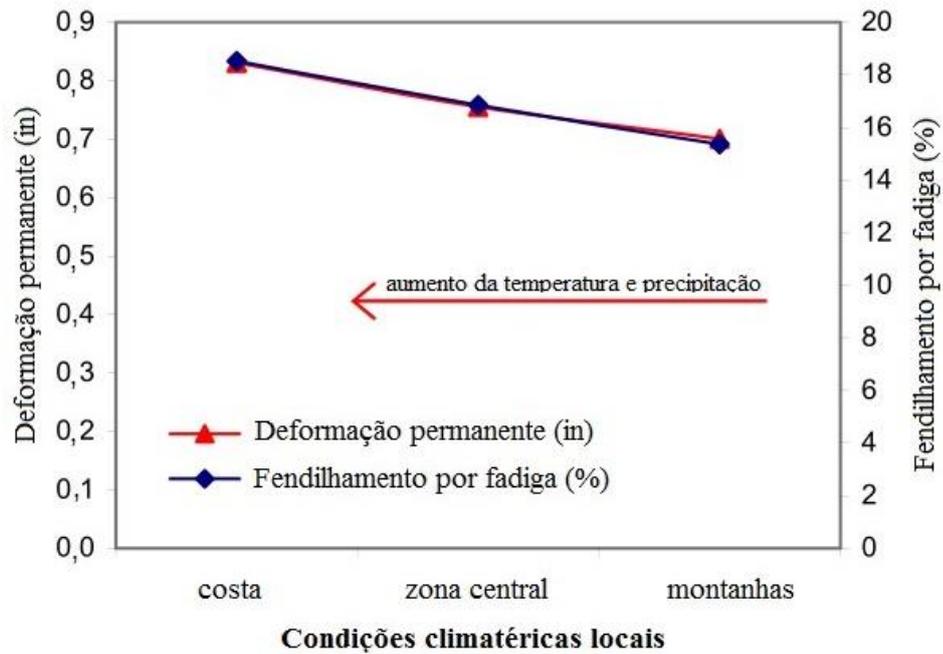


Figura 1: Análise de sensibilidade às condições climáticas (adaptado de Carvalho (2006))

Por conseguinte, os pavimentos podem ser sujeitos a solicitações diretas ou indiretas (Reis, 2009). As primeiras, como se vê na Figura 2, cingem-se aos esforços absorvidos diretamente pelo pavimento, resultantes das ações verticais ou transversais (no caso de travagem ou rolamento) do tráfego. As indiretas estão relacionadas com as deformações impostas ao pavimento, como a retração, a dilatação térmica e o empenamento, que têm maior importância nos pavimentos rígidos, sendo algumas delas típicas de estruturas de betão.

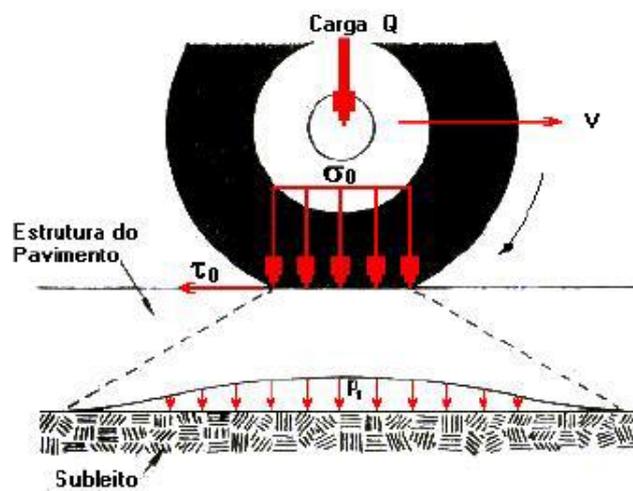


Figura 2: Cargas diretas no pavimento (Santana, 1993)

Há duas características das quais as condições de fundação estão dependentes, que são a capacidade de suporte de cargas e a variação de volume. A fundação pode ser ou não capaz de aguentar as cargas expectáveis em função da compactação, da humidade e do tipo de terreno. Por outro lado, alguns solos encolhem ou expandem consoante a água que contêm, esteja esta em estado líquido, gasoso ou sólido. Se a fundação for de má qualidade, pode-se substituí-la completamente por uma melhor, o que se revela dispendioso, pode-se estabilizá-la com uma camada de transição chamada leito do pavimento (Santos, 2010), o que, consoante a mistura escolhida, pode aumentar a rigidez e reduzir a tendência para inchar da fundação, ou pode-se sobrepor camadas de base adicionais, correndo o risco de aumentar a espessura do pavimento para níveis indesejados (Morgado, 2008).

Por último, os tipos mais comuns de materiais são: granulares, misturas betuminosas e misturas hidráulicas. Normalmente, os primeiros utilizam-se em camadas inferiores, para atuarem como uma plataforma para a construção do pavimento a curto prazo, e como uma base durável a longo prazo. Os materiais granulares não são realmente elásticos (Brown *et al.*, 2001) e experimentam alguma deformação permanente após a aplicação de uma carga, cujo incremento se vai dissipando com a repetição do carregamento (Figura 3).

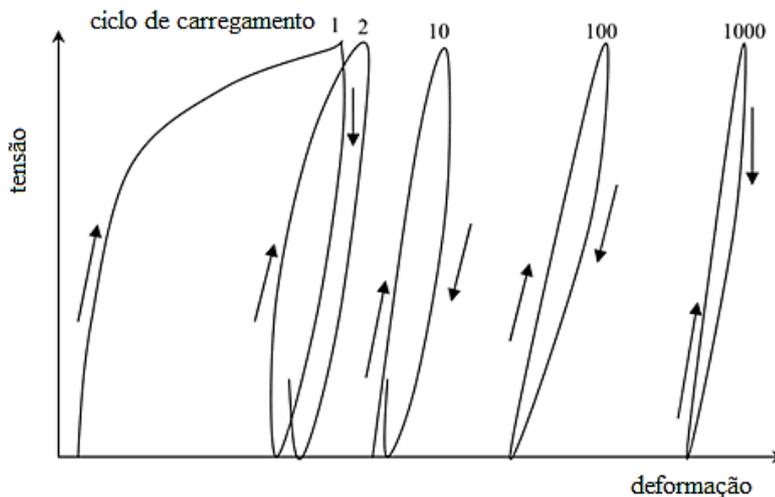


Figura 3: Comportamento de material granular sob ciclos de carga (adaptado de Araya (2011))

As misturas betuminosas contêm um agregado mineral e um ligante asfáltico, que pode ser betume ou betume modificado (fundido com polímeros ou outros). Quanto maior for a

granulometria, menor será a capacidade impermeabilizante. O seu comportamento pode ser elástico, viscoelástico ou viscoso, consoante a duração do carregamento e a temperatura (Morgado, 2008).

Se o objetivo for limitar a ocorrência de deformações ou fendilhamento por fadiga e o consequente aparecimento de fendas generalizadas à superfície do pavimento, a solução pode passar por ligantes hidráulicos (Azevedo, 2012b). Estes são partículas finamente pulverizadas, que, misturadas com a água, produzem reações exotérmicas e hidratação, resultando daí produtos com uma estrutura complexa e resistente. Em Portugal, os mais usados são o cimento e a cal, com a água como solvente (Santos, 2010).

### **2.2.2 Tipos de estrutura**

No MACOPAV é sugerido um conjunto de estruturas para pavimentos sujeitos a uma temperatura de serviço de 25 °C na fase de estudo prévio, o que significa que não é tida em devida conta a localização da estrada no início de cada estudo. Por causa dessa limitação, Baptista e Santos (2002) estudaram dois métodos alternativos de pré-dimensionamento: o ZONAPAV, assente na definição de estruturas, na forma de catálogo, a partir dum zonamento climático de Portugal Continental, e o PREPAV, na forma de folha de cálculo e assente em modelos de previsão, ambos baseados no programa PaviFlex.

De resto, há certas generalidades a considerar, que se descrevem de seguida e que estão discriminadas nas Disposições Normativas do Instituto de Infraestruturas Rodoviárias – InIR (Azevedo, 2012b).

Para suportar o pavimento, o solo de fundação deve ser uma superfície regular e desempenada. É aqui que se concentram normalmente os problemas que dão origem a deformação permanente. Na eventualidade de, durante os trabalhos de terraplanagem (escavação ou aterro) o terreno natural não ter as condições desejadas, acrescenta-se uma camada de leito, representada na Figura 4, para proteger a fundação, permitir o nivelamento e facilitar a passagem dos equipamentos durante a fase construtiva, e para tornar a fundação homogénea e proteger da ação do gelo, caso necessário, durante a fase de exploração.

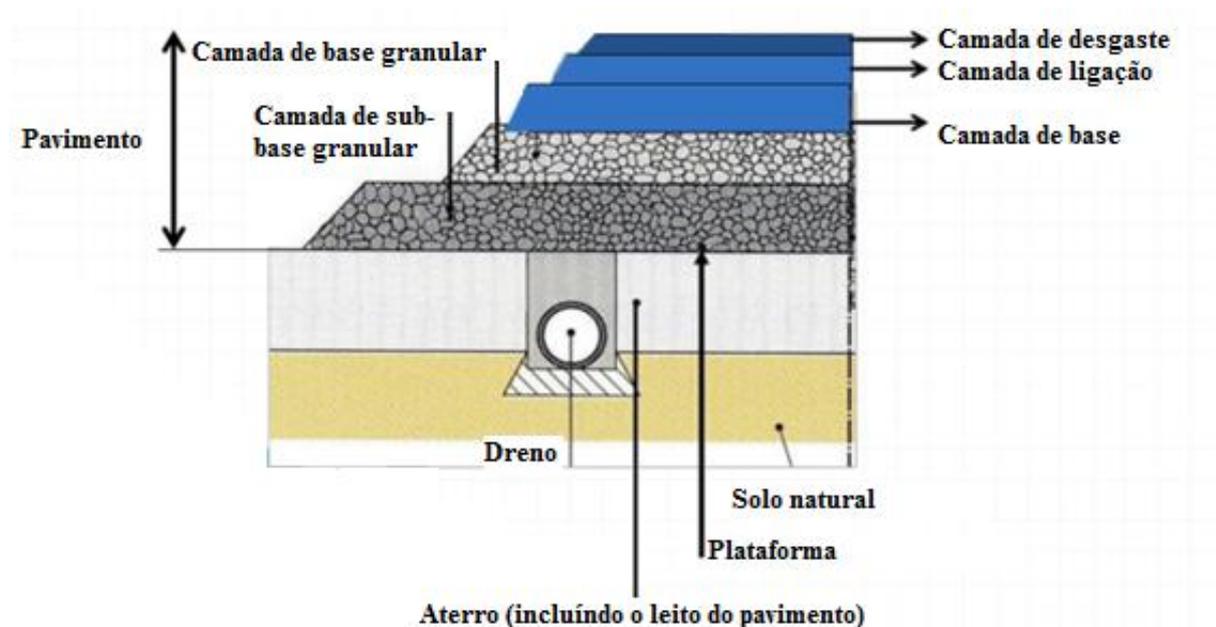


Figura 4: Exemplo da estrutura de um pavimento (adaptado de Azevedo (2012b))

Quando existe, a sub-base impede que as águas capilares subam, protege as camadas inferiores durante a construção, viabiliza a drenagem interna, serve de camada estrutural, ou seja, faz parte do corpo do pavimento, e oferece resistência à erosão. Sofre igualmente com a deformação permanente excessiva (Azevedo, 2012b). Costuma ser constituída por materiais mais nobres, de melhor qualidade, recorrendo-se para tal a solos selecionados, agregados britados de granulometria extensa ou a solos ou agregados com adição de ligantes hidráulicos, como o cimento, especialmente em caso de tráfego elevado (Reis, 2009).

A camada de base é estrutural e contribui para a degradação das cargas induzidas pelo tráfego, podendo ser formada por materiais granulares, tratados ou não (Barrão, 2011). No primeiro caso, é comum utilizar-se na interface com a camada superior dispositivos para evitar a reflexão de fendas. No segundo caso, pode haver deformação permanente excessiva (Azevedo, 2012b).

Relativamente à camada de desgaste, esta permite a adequada circulação dos veículos, a distribuição das tensões por eles induzidas e drenagem ou impermeabilização, conforme o caso. A sua degradação pode acontecer como consequência do desgaste sofrido, da deformação permanente excessiva, em casos extremos de carregamento ou temperatura, ou fendilhamento das camadas ligadas.

O mesmo documento (Azevedo, 2012b) apresenta três tipos de pavimentos (rígidos, semirrígidos e flexíveis), que variam nos materiais e no arranjo das camadas.

Pavimentos rígidos são distinguíveis por a camada de desgaste ser em betão de elevada resistência (Figura 5), normalmente entre 15 a 40 cm de espessura, o que confere rigidez estrutural, por o módulo de deformabilidade ser muito superior ao dos materiais das restantes camadas. Pode ser coberta com outra camada de desgaste em mistura betuminosa delgada. Estes pavimentos têm um custo inicial superior aos flexíveis, mas durante a sua vida útil as despesas com manutenção e as preocupações com os requisitos das fundações são inferiores (Oliveira, 2000).

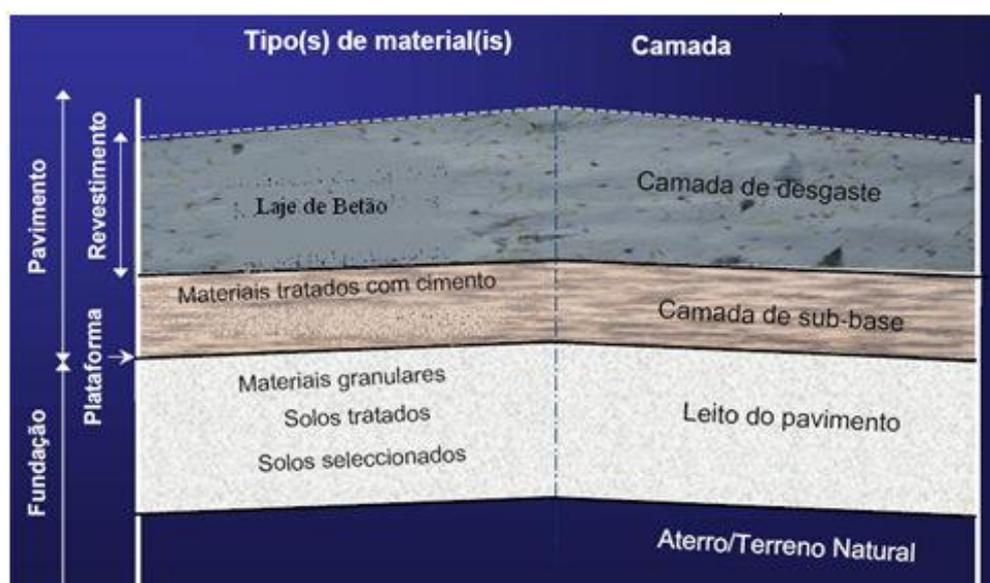


Figura 5: Estrutura de um pavimento rígido (LNEC, 2005)

A camada subjacente costuma ser em betão menos resistente, por vezes um betão pobre, outras vezes um agregado de granulometria extensa tratado com cimento (brita, por exemplo). Pode também ser colocada sobre uma camada em material de granulometria descontínua (ou seja, drenante) ou diretamente sobre a plataforma do pavimento, que é o que acontece em estradas com pouco tráfego. Contudo, se o objetivo for aumentar a resistência à erosão, entre a camada de desgaste e a sub-base deve ser interposta uma camada em mistura betuminosa (Azevedo, 2012b).

Há vários tipos de pavimentos rígidos, consoante a solução adotada para a laje de betão, que pode ter juntas, uma combinação de juntas e passadores, betão armado com juntas ou betão armado contínuo (Oliveira, 2000).

Os pavimentos semirrígidos (Figura 6), no fundo, são soluções intermédias entre os outros dois. Costumam ter uma espessura total entre 20 a 50 cm e serem constituídos por um revestimento betuminoso na camada de desgaste, assente em materiais granulares tratados com ligantes hidráulicos. É aqui que entram soluções na base como solo-cimento, solo-cal, entre outras com razoável resistência à tração (UFBA, 2011). O caso mais vulgar é a base em solo-cimento (que absorve grande parte dos esforços de tração por implicar um aumento de rigidez e, como consequência, do módulo de deformabilidade).

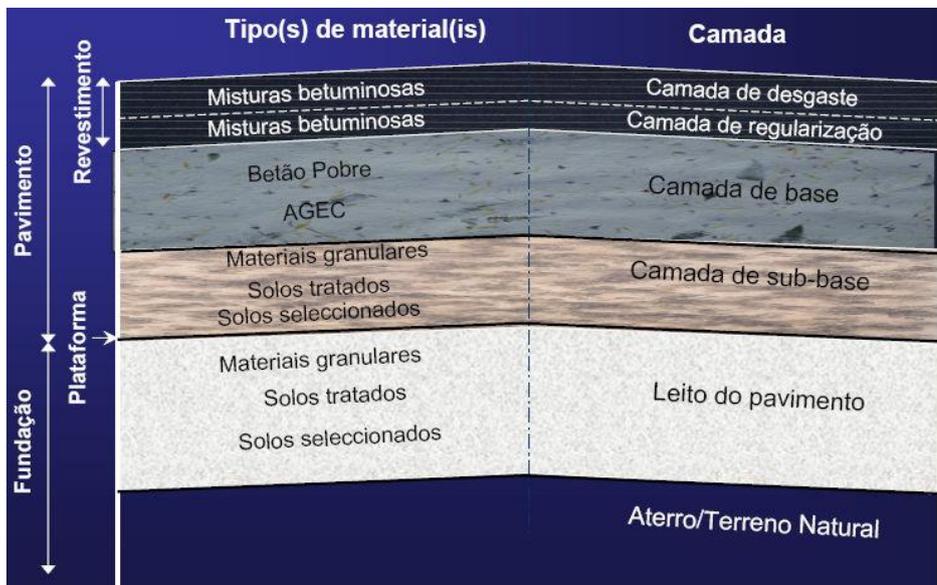


Figura 6: Exemplo de um pavimento semirrígido (LNEC, 2005)

Finalmente, temos os pavimentos flexíveis, que são constituídos por camadas de misturas betuminosas, verificável na Figura 7, e nos quais a carga vertical se distribui em parcelas aproximadamente equivalentes entre as camadas e todas sofrem deformação elástica, ou seja, todas contribuem para a resistência estrutural do pavimento, reduzindo a tensão (Figura 8). A camada mais importante é a de base (Reis, 2009), pois recebe os esforços de tráfego provenientes da camada de desgaste, uniformiza as tensões e posteriormente transmite-as para a camada de sub-base. A espessura costuma situar-se entre os 15 e 40 cm (Azevedo, 2012b).

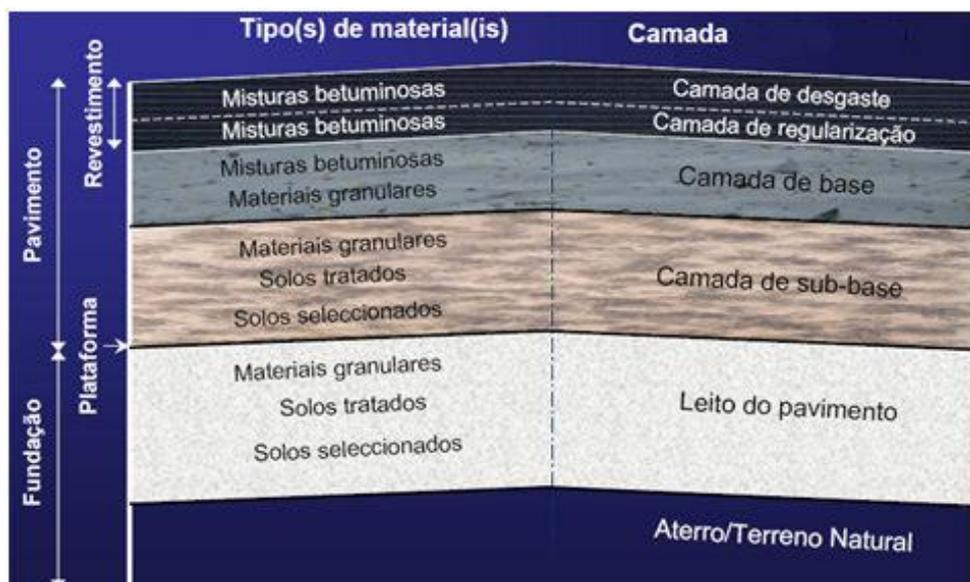


Figura 7: Exemplo de um pavimento flexível (LNEC, 2005)

Há vários tipos de misturas betuminosas, que podem ser agrupadas consoante a temperatura a que são produzidas: misturas a quente (*hot mix asphalt* - HMA), misturas temperadas (*warm mix asphalt* - WMA), misturas semi-temperadas (*half warm mix asphalt* - HWA) e misturas a frio (*cold mix asphalt* - CMA). As primeiras requerem que o betume seja aquecido a 150 °C ou mais (dependendo do betume) e são as mais comuns, ainda que a utilização das segundas esteja em expansão, especialmente nos EUA, por acarretarem uma redução do consumo de energia, de emissão de poluentes e do envelhecimento da mistura, entre outras vantagens (NAPA, 2011).

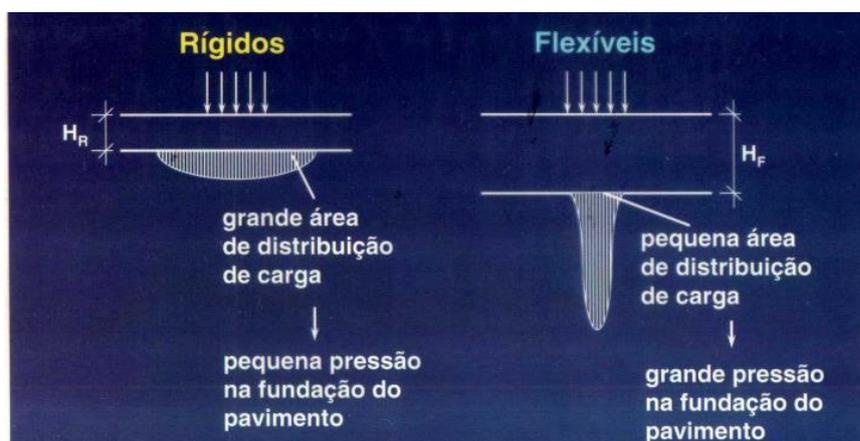


Figura 8: Comportamento estrutural de pavimentos diferentes sob um carregamento equivalente (UFBA, 2011)

## 2.3 Dimensionamento de pavimentos flexíveis

O desempenho de pavimentos flexíveis diz respeito à determinação apropriada das características físicas, das condições estruturais, funcionais, de degradação e da evolução de todas estas com o tempo. Há vários procedimentos para o dimensionamento de pavimentos, que podem ser divididos em empíricos e empírico-mecanicistas.

### 2.3.1 Métodos empíricos

Estas metodologias fundamentam-se na obtenção de resultados através de experiências em laboratório ou vias em serviço e são função de todos os índices que procuram caracterizar a estrutura do pavimento, o tráfego e o clima. Assim, podem demonstrar grande precisão, mas são apenas válidas para as condições vigentes. Não é necessário estabelecer uma base científica inexorável para relacionar os dados de entrada com os de saída, desde que as limitações de tal abordagem sejam reconhecidas. Podem incluir um ensaio de resistência do solo, como os métodos CBR (*California Bearing Ratio*), McLeod e Stabilometer, ou não, como o sistema de classificação *Highway Research Board* (Mathew, 2007). O MACOPAV pode ser inserido nesta categoria, no entanto algumas fontes consideram os catálogos como outro método separado de dimensionar pavimentos.

O método CBR, apesar da sua antiguidade, ainda é utilizado, tendo sido desenvolvido pela *California Division of Highways* através da examinação da qualidade e espessura do leito, base e sub-base sob os pavimentos flexíveis, tanto deformados como intactos, ao longo do sistema viário daquele estado americano (Araya, 2011). Com os dados recolhidos, desenvolveram a curva da Figura 9, que possibilitava determinar a espessura total da estrutura necessária para suportar o tráfego previsto.

O ensaio original apenas considerava a carga por eixo e o valor CBR do solo de fundação, sonogando a repetição dos carregamentos e a qualidade dos materiais sobrepostos. Os critérios de desempenho para desenvolver a curva baseiam-se em limitar a tensão de corte no topo da fundação a um nível inferior ao de colapso, o que, por sua vez, limita a deformação permanente da fundação. Não há um parâmetro de dimensionamento específico nem critérios

de desempenho para os outros materiais granulares ou para as misturas betuminosas no CBR (Araya, 2011).

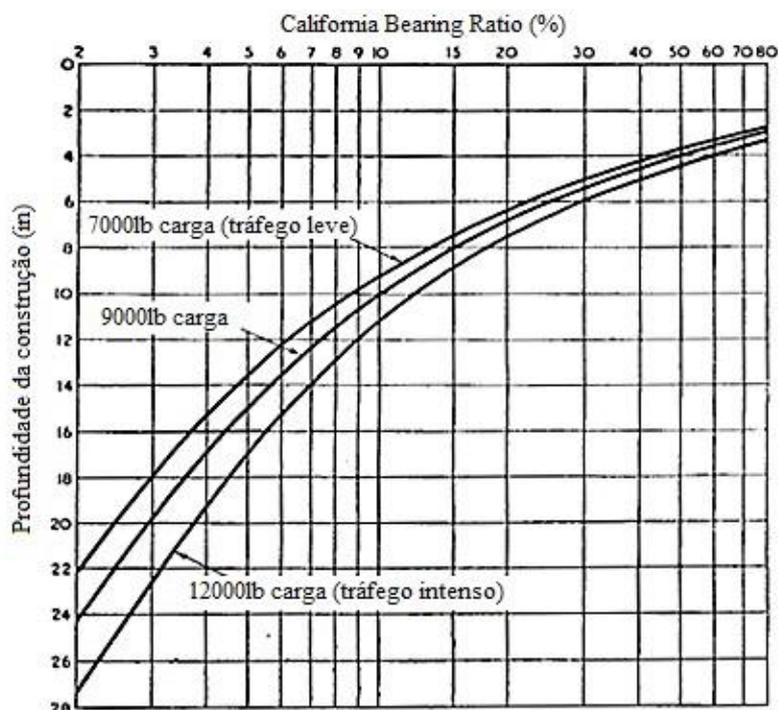


Figura 9: Primeira curva CBR (adaptado de Araya (2011))

Em 1961, a *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) patrocinou estudos viários de larga escala para avaliar o desempenho de pavimentos com materiais e espessuras conhecidos, sob o efeito de cargas rolantes com magnitude e frequência pré-definidas. Mais tarde, depois de muitas versões preliminares, surgiu o *Guide for Design of Pavement Structures* (1993), que disponibiliza um conjunto de procedimentos para construção e reabilitação. Relativamente aos flexíveis, define a seguinte expressão básica de projeto:

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R \times S_0 + 9,36 \times \log_{10}(SN + 1) - 0,2 + \frac{\log_{10}\left(\frac{\Delta PSI}{4,2 - 1,5}\right)}{0,4 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5,19}}} + 2,32 \times \log_{10}(M_R) - 8,07 \quad (2.1)$$

O dado de saída mais frequente é o índice de serventia atual (*present serviceability index* - PSI), que traduz a competência da estrutura para servir o tráfego que sobre ela circula e que varia entre 5 (perfeito) e 0 (circulação impossível), como se vê na Figura 10. Para a Equação

2.1 importa quantificar o número previsto de cargas aplicadas equivalentes a um eixo singular de 18000 lb ou 80 kN por via ( $W_{18}$ ), desvio padrão ( $Z_R$ ), erro padrão combinado da previsão do tráfego e do desempenho ( $S_0$ ), número estrutural (*structural number* - SN) e módulo de deformabilidade ( $M_R$ ). A variável  $\Delta$ PSI representa a diferença entre o PSI inicial e o terminal.

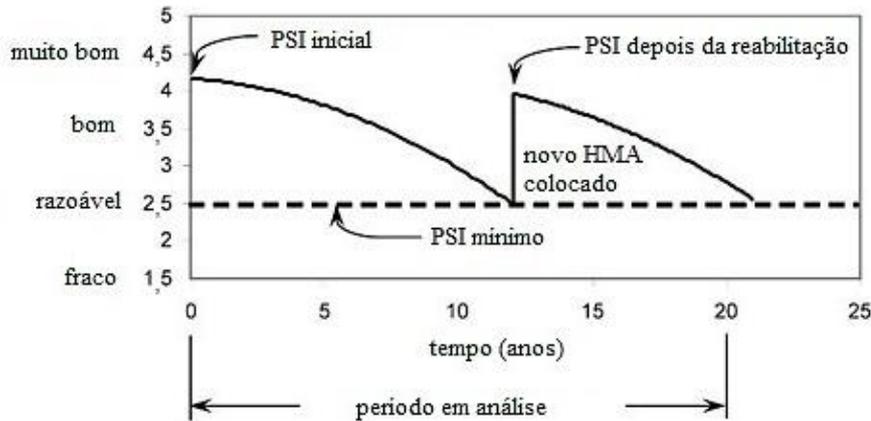


Figura 10: Índice de serventia atual (adaptado de Lenz (2011))

O número estrutural é o índice indicativo da espessura total necessária do pavimento e pode ser calculado da seguinte forma:

$$SN = a_1 \times D_1 + a_2 \times D_2 \times M_2 + a_3 \times D_3 \times M_3 \quad (2.2)$$

Em que:

- $a_1, a_2, a_3$  – Coeficiente de equivalência estrutural da camada de desgaste, base e sub-base, respetivamente;
- $D_1, D_2, D_3$  – Espessura da camada de desgaste, base e sub-base, respetivamente;
- $M_2, M_3$  – Coeficiente de drenagem da base e sub-base, respetivamente.

Os termos  $Z_R$  e  $S_0$  estão relacionados com um conceito de confiança, ou por outras palavras, com a probabilidade de a secção de um pavimento projetada segundo o processo da AASHTO ter um desempenho satisfatório sob as condições de carga e clima reais, no intervalo de tempo em consideração, o que permite amenizar qualquer nível de incerteza que esteja inerente. Apesar de serem calculáveis, o manual sugere valores para ambos, como se pode ver na Tabela 1.

Tabela 1: Níveis de confiança (AASHTO, 1993)

Hierarquia viária	Nível de confiança recomendado	
	Urbano	Rural
Coletoras	85 – 99,9	80 – 99,9
Distribuidoras principais	80 - 99	75 – 95
Distribuidoras locais	80 – 95	75 – 95
Acessos locais	50 – 80	50 – 80

O mesmo guia define a Equação 2.3 para exprimir a influência da distribuição do trânsito ao longo da estrada:

$$W_{18} = D_D \times D_L \times \widehat{W}_{18} \quad (2.3)$$

Onde:

$D_D$  – Fator de distribuição por sentido;

$\widehat{W}_{18}$  – Cargas acumuladas nos dois sentidos, previstas para uma secção em específico, num determinado intervalo de tempo;

$D_L$  – Fator de distribuição por via (Tabela 2).

Tabela 2: Fator de distribuição por via (AASHTO, 1993)

Número de vias por sentido	Porcentagem de cargas por via
1	100
2	80 a 100
3	60 a 80
4	50 a 75

O relatório da AASHTO demarca-se como a primeira instância da conversão de um fluxo de tráfego com forças e configurações de eixos variados num valor normalizado. Surgiu assim o conceito de ESAL (*equivalent single axle load*), que exprime os carregamentos associados aos veículos tendo uma carga de 80 kN por eixo simples como unidade.

### 2.3.2 Métodos empírico-mecanicistas

Um método empírico-mecanicista implica relacionar um dado de entrada, como as cargas rolantes, a um dado de saída, como a resposta do pavimento, tendo como base a mecânica dos materiais. A ligação entre fenômenos de resposta, como as tensões, as deformações ou as deflexões na estrutura, e as suas causas físicas, como as cargas e as propriedades dos materiais, são tipicamente descritas através de expressões matemáticas, o que representa a componente mecanicista dos métodos (Mathew, 2007). O colapso do pavimento é registado através de observação empírica, o que permite gerar equações que computam o número de ciclos de carregamentos necessários para o colapso; tal é explicitado na Figura 11. Resumidamente, o processo tem três momentos: um modelo mecânico, uma teoria que associa as respostas calculadas ao aparecimento e evolução de degradações e uma calibração experimental (Gonçalves, 1999).

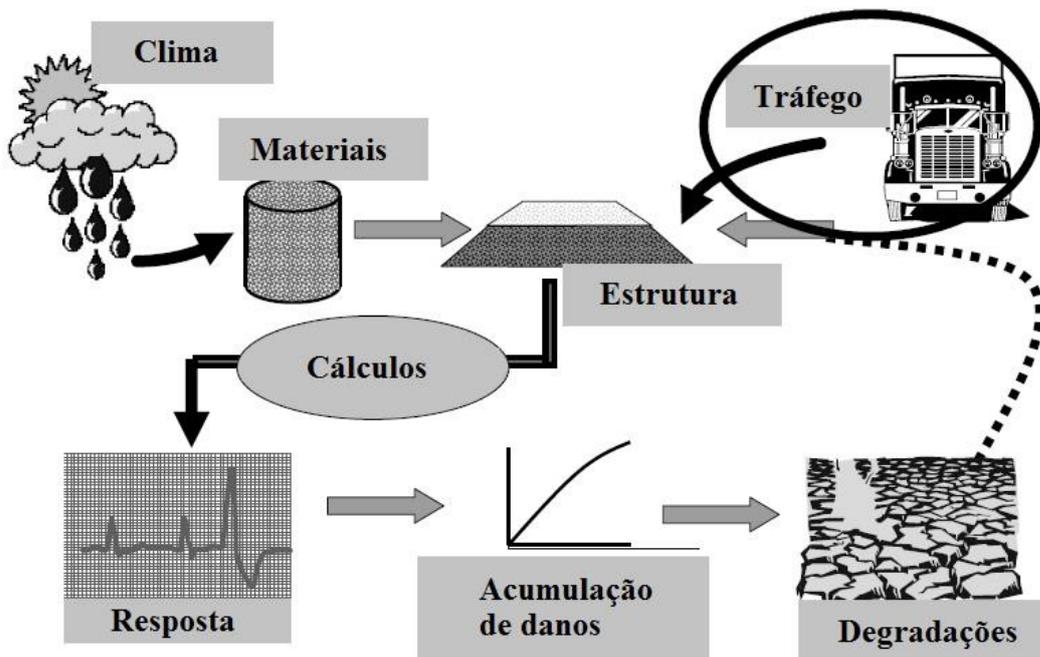


Figura 11: Processo empírico-mecanicista (adaptado de Elfino (2012))

As vantagens, segundo Mathew (2007), da abordagem empírico-mecanicista sobre a empírica para dimensionamento de pavimentos são:

- Pode ser usada tanto para construção como para reabilitação de pavimentos;
- Pode acomodar melhor as mudanças de tipo de carregamentos;
- Fornece previsões do desempenho mais fiáveis;

- Usa a dimensão de um material que se relaciona melhor com o real desempenho do pavimento;
- Permite uma melhor caracterização dos materiais, levando a uma melhor utilização dos recursos disponíveis, melhor acomodação de novos materiais e mais correta definição da dimensão de uma camada existente;
- Define melhor o papel da construção;
- Incorpora os efeitos climáticos e de envelhecimento dos materiais.

O método empírico-mecanicista mais antigo é o da Shell, tendo sido publicado em 1977, no qual as tensões e deformações causadas por eixos de carga padrão podem ser calculadas usando um programa computacional linear-elástico multicamada, por exemplo o BISAR, e os valores das tensões obtidos são comparados aos permitidos. O procedimento principia com a estimativa da espessura dos materiais que pode satisfazer os pré-requisitos da tensão, havendo um manual com os valores aceitáveis, consoante o carregamento imputado. O programa permite calcular as tensões e as deformações em qualquer ponto da estrutura. Os principais critérios a considerar são a compressão máxima vertical no topo da fundação, para prevenir o excesso de deformação permanente, e a resistência à tração máxima na camada betuminosa, geralmente na sua superfície inferior, para limitar o fendilhamento por fadiga. É comum organizarem-se os resultados numa curva como a da Figura 12, que é, no fundo, um cruzamento de duas curvas associadas aos critérios de deformação.

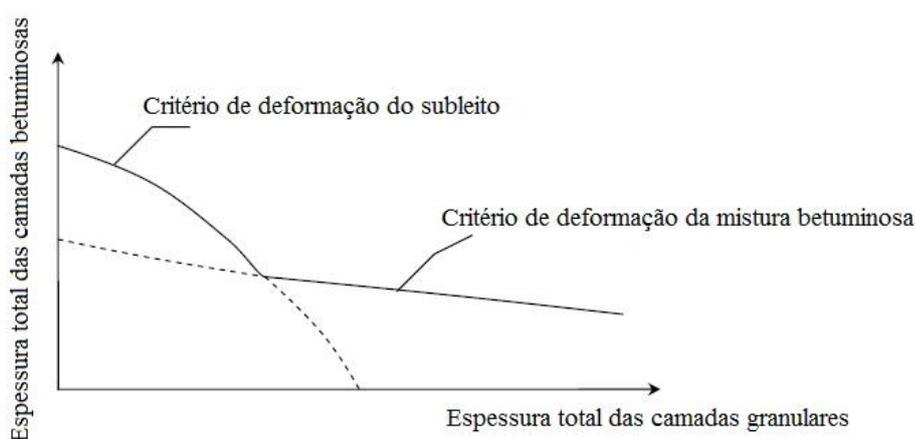


Figura 12: Exemplo de uma curva resultante do método da Shell (Araya, 2011)

Contudo, este método não dimensiona a base, que é apenas caracterizada pela sua rigidez, como se vê na Equação 2.4.

$$E_2 = k \times E_3 \quad (2.4)$$

Com:

$E_2$  – Módulo de deformabilidade da camada de base granular;

$E_3$  – Módulo de deformabilidade da fundação;

$k = 0,2 \times h_2^{0,45}$  e  $2 < k < 4$  – Sendo  $h_2$  a espessura da camada de base.

Como Sweere (1990) notou, esta abordagem pode estar incorreta hoje em dia, por deduzir que uma base de alta qualidade pode ter a mesma rigidez que uma base de baixa qualidade, desde que seja assumida a mesma espessura na fundação.

Semelhante em natureza, com base na análise da tensão, o método *Asphalt Institute* surgiu sensivelmente na mesma altura. Tem o mesmo modelo matemático que o método Shell (Equação 2.5), pelo que as diferenças entre ambos centram-se nos coeficientes de regressão laboratoriais e no fator de ajustamento laboratório/*in situ* (NCHRP, 2004).

$$N_f = C \times k_1 \times \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{k_2} \times \left(\frac{1}{E}\right)^{k_3} \quad (2.5)$$

Sendo:

$N_f$  – Número de carregamentos até ao fendilhamento por fadiga;

$\varepsilon_t$  – Resistência à tração no ponto crítico;

$E$  – Módulo de deformabilidade do material;

$k_1, k_2, k_3$  – Coeficientes de regressão laboratoriais;

$C$  – Fator de ajustamento laboratório/*in situ*.

Posteriormente, o *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) preparou o *Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures* (2004), por vezes abreviado como MEPDG, onde o cálculo da ESAL foi transposto de uma base puramente empírica, apenas relacionando o dano acumulado às degradações registadas, para uma dimensão igualmente mecanicista, onde este fator é obtido pelo rácio entre a vida útil do pavimento considerando um eixo simples e a vida útil do pavimento tendo em conta a

carga real (Pais *et al.*, 2013). Este manual constitui um grande avanço na matéria, com grande probabilidade de vir a ser utilizado em todo o mundo nos próximos anos, com as devidas adaptações feitas a cada país/região.

## **2.4 Desempenho de pavimentos flexíveis**

As misturas a quente têm dois ingredientes essenciais: agregados e ligante. A quantidade a usar de cada e a sua combinação adequada podem ser apuradas por várias metodologias de formulação, das quais as mais correntes eram a Hveem e a Marshall. Porém, têm sido substituídas pela Superpave, que foi desenvolvida no âmbito do *Strategic Highway Research Program*, um projeto norte-americano levado a cabo entre 1988 e 1993 que visava apoiar a avaliação do desempenho de pavimentos, a monitorização dos efeitos de cada opção de dimensionamento e a criação de uma base de dados para investigação.

O procedimento Superpave engloba as seguintes fases: seleção dos agregados e do ligante, produção da mistura, compactação de provetes com recurso ao compactador giratório Superpave (CGS) e análise volumétrica (Witczak *et al.*, 2002). Os dois principais méritos são o elevado esforço de compactação aplicável com o CGS e a escolha de agregados de qualidade potenciada por um estudo de granulometria. Por outro lado, não inclui ensaios de desempenho específicos, como o Hveem, que mede a estabilidade e a coesão, e o Marshall, mede a estabilidade (Tia, 2005).

Assim, para acompanhar esta metodologia de formulação, é comum realizarem-se outros ensaios de desempenho, descritos de seguida.

### **2.4.1 Propriedades fundamentais e ensaios de caracterização**

Independentemente das características da estrada a dimensionar, é necessário garantir fiabilidade económica, técnica e administrativa da mesma. Impõe-se a definição dos seguintes parâmetros-chave do desempenho de pavimentos flexíveis com misturas betuminosas a quente: durabilidade, trabalhabilidade, resistência à fadiga, resistência à tração, aderência, susceptibilidade à humidade, deformabilidade e rigidez (estes dois últimos estão relacionados com a estabilidade).

A durabilidade é a capacidade de duração das misturas betuminosas, e é influenciada pelo envelhecimento do betume, oxidação, volatilização, polimerização, tixotropia, sinérese e separação de óleos, resinas e asfaltenos. O envelhecimento pode ser de curto prazo, se o agregado e o ligante são misturados em central, ou de longo prazo, após a construção do pavimento, consoante o tráfego e clima. O envelhecimento não pode ser medido diretamente, mas é verificável submetendo-se o betume a simulações como a *thin-film oven* (TFO), a *rolling thin-film oven* (RTFO) ou a *pressure aging vessel* (PAV).

Define-se a trabalhabilidade como a qualidade de um material ser facilmente preparado e aplicado. Segundo Roberts *et al.* (1991), os problemas de trabalhabilidade são usualmente descobertos durante as operações de pavimentação, mas podem ser resolvidos com simples ajustes na granulometria, no teor em betume e no tipo de agregados ou betume, que são três variáveis que influenciam esta propriedade, para além da temperatura.

A resistência à fadiga é a magnitude da tensão flutuante necessária para gerar o colapso após um número máximo de ciclos de carga, que nos pavimentos é originada pela passagem dos veículos (Branco *et al.*, 2006). O ensaio de resistência à fadiga por flexão é o mais habitual na sua avaliação e pode ser consultado na norma EN 12697-24.

A resistência à tração é indicada pelo ponto máximo numa curva tensão-deformação e é importante por ser um bom indicador do potencial de rotura. Adicionalmente, medi-la antes e depois do pavimento entrar em contacto com água pode dar indicações sobre a susceptibilidade à humidade. Se a resistência à tração após esse processo for elevada comparativamente com o que era antes, é lógico assumir que a mistura não terá grandes problemas causados pela humidade. O ensaio de compressão diametral, descrito na norma EN 12697-26, é frequentemente aplicado na caracterização deste parâmetro.

Ao avaliar a segurança rodoviária, um aspeto primordial a ter em conta é a aderência pneu-pavimento, devendo ser permitida a ocorrência de viragens e travagens sem que um veículo derrape (Fernandes, 2013). Para que tal aconteça, a camada de desgaste não deve conter betume em excesso e deve-se avaliar a micro e a macrotextura da superfície do pavimento.

Têm-se utilizado inúmeros ensaios para avaliar a susceptibilidade à humidade dum pavimento flexível, já que grande parte dos ensaios supramencionados podem ser considerados para esse

objetivo, se realizados por comparação dum provete molhado ou submerso com o seu estado seco. O mais consensual é o Lottman modificado (AASHTO, 2000).

A deformabilidade é a propriedade do solo para alterar a sua forma como resposta à ação de forças. Dependendo da intensidade das mesmas e das características mecânicas do solo, a deformação será elástica ou permanente (Vallejo, 2002). Como consequência da última, surgem rodeiras de pequeno ou grande raio, consoante afetem apenas as camadas superiores ou também as inferiores. Verifica-se mais frequentemente nos primeiros anos de vida, enquanto o betume é jovem e, por isso, menos viscoso, e é consequência do somatório de duas componentes, a compactação que provoca uma diminuição de vazios e correspondente assentamento à superfície, e as deformações provocadas por tensões de corte na camada betuminosa devido aos carregamentos.

Voltando ao *Guide for Design of Pavement Structures* (AASHTO, 1993), a principal conclusão foi que a relação entre a carga por eixo e o dano infligido ao pavimento não é linear, mas sim exponencial. Por exemplo, uma carga de 44,4 kN num eixo único precisa de ser aplicada mais de 12 vezes para causar o mesmo dano que uma de 80 kN. Para além da carga e da configuração de cada eixo, ficou claro que a repetição das passagens é igualmente importante (Figura 13).

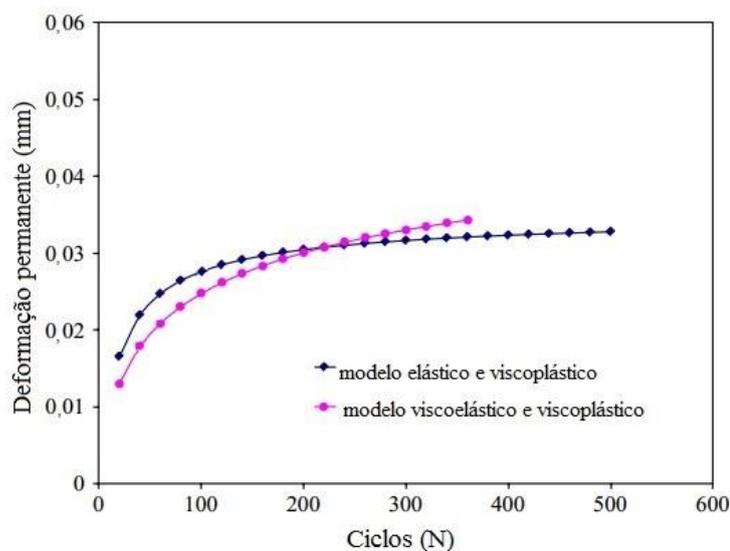


Figura 13: Aumento da deformação permanente com os carregamentos considerando modelos distintos de comportamento da mistura betuminosa (adaptado de Al-Rub *et al.* (2011))

A evolução da deformação permanente em camadas betuminosas apresenta três fases, representadas na Figura 14. Na primeira, o acréscimo de deformação por carregamento é elevado e deve-se a ambas as componentes anteriormente referidas. Na fase seguinte, esse acréscimo é menor, quase constante e unicamente consequência das tensões de corte. A deformação evolui de forma quase linear com o número de carregamentos. Na terceira e última, ocorre a rotura e entra-se no domínio das grandes deformações por corte, com o aumento repentino do acréscimo da deformação por carregamento (Teixeira, 2012).

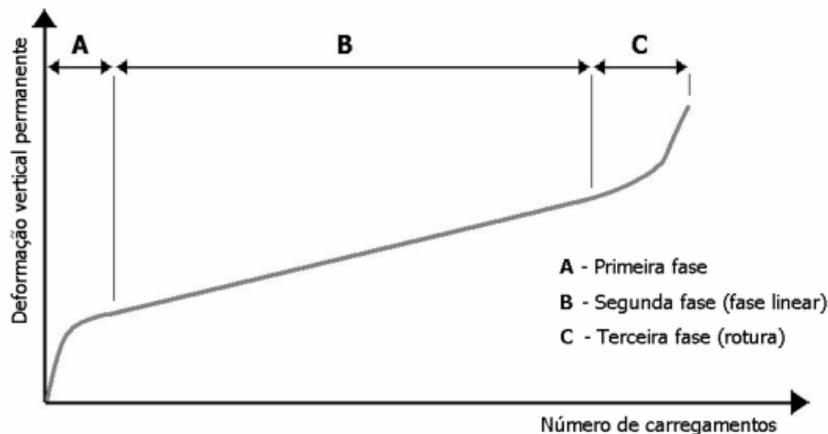


Figura 14: Fases da evolução da deformação permanente (Freire, 2002)

Pode-se enumerar vários fatores com influência neste parâmetro:

- Excesso de ligante, que contribuirá para facilitar o movimento relativo das partículas, atuando como lubrificante;
- Granulometria dos agregados, sendo que quando são de maior dimensão e granulometria contínua apresentam melhor resistência, por haver melhor contacto entre partículas;
- Agregados britados, que são mais resistentes que os rolados, por haver mais atrito;
- Compactação insuficiente, porque porosidade inicial exagerada vai gerar assentamentos indesejáveis a longo prazo;
- Viscosidade do betume, devendo optar-se por betumes mais duros ou modificados.

São muitos os ensaios que medem a deformação permanente, dividindo-se em empíricos (Hveem e Marshall), fundamentais (compressão uniaxial, compressão triaxial, corte, compressão diametral e cilindro oco) e simulações (ensaio de pista em laboratório e ensaio de pista à escala real - *wheel tracking test* ou WTT).

Por definição, o ensaio de pista em laboratório é realizado com uma laje de mistura betuminosa. Em pesquisa por precedentes de utilização de provetes multicamada, um dos pontos de inovação explorados no contexto desta dissertação, foi encontrado um único exemplo anterior, levado a cabo por Weidong *et al.* (2006). A amostra (Figura 15), recolhida *in situ*, quadrada, de 30 cm de lado e cuidadosamente tratada para caber num molde modificado, respeitando a combinação de espessuras das camadas, foi testada a várias temperaturas (60 e 65 °C) e cargas (0,7, 0,9 e 1,1 MPa).

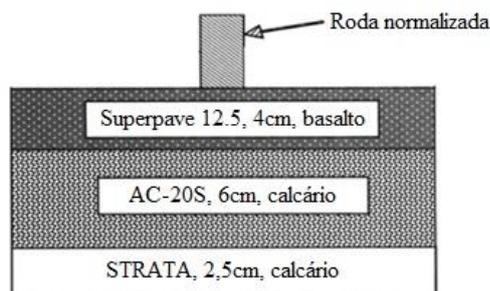


Figura 15: Proвете multicamada em ensaio de pista (adaptado de Weidong *et al.* (2006))

Os valores da deformação permanente e da profundidade das rodeiras retirados com o auxílio do ensaio de pista foram os registados na Figura 16 e são apresentados em comparação com um provete padrão monocamada, retirado do mesmo local e com as mesmas dimensões em planta. Verificou-se que a deformação na camada betuminosa é 22% menor no provete multicamada, mas é maior considerando todo o conjunto. Através do uso do ensaio de pista conseguiu-se obter valores mais realistas da acumulação de deformação permanente.

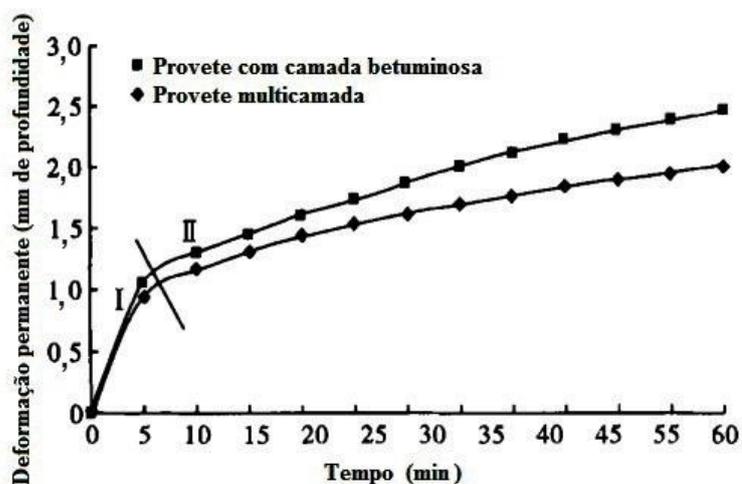


Figura 16: Deformações permanentes por estrutura (adaptado de Weidong *et al.* (2006))

Por fim, inerente à rigidez está o conceito de módulo de deformabilidade, que é a capacidade de um material absorver energia quando deformado elasticamente e libertá-la quando é descarregado e representa uma relação entre esforços aplicados e deformações produzidas. Apesar de a experiência com muitos tipos diferentes de misturas permitir a definição de um valor coerente, há ensaios que ainda são utilizados para verificar valores, para determinar valores em testes forenses ou para novas misturas. A maioria dos ensaios com compressão axial pode ser utilizada para avaliar o módulo a diferentes temperaturas, como o triaxial. Também podem ser utilizadas configurações de ensaio de flexão em 3 ou 4 pontos para determinar o módulo, mas não são fáceis de adaptar para temperaturas elevadas.

A repetição de carregamentos é definida como um pulso de carga tipo *haversine* curto aplicado ao provete, seguido de um período de repouso. A frequência refere-se ao tempo total entre cada repetição e tem, assim, influência na rigidez; as mais usadas são 0,33, 0,5 e 1,0 Hz - por exemplo, para uma carga com duração de 0,1 s, o período de repouso seria de 2,9, 1,9 e 0,9 s, respetivamente. Ou seja, os dados que aproximam os valores das simulações aos reais são precisamente as frequências e as temperaturas, como se pode examinar na Figura 17.

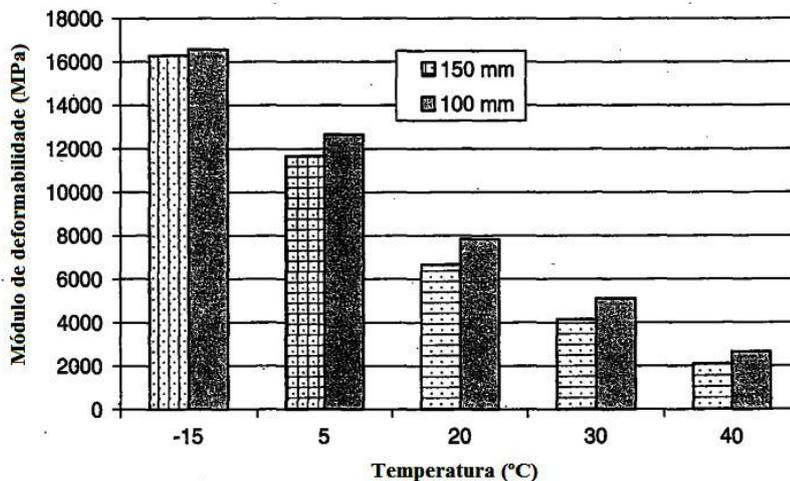


Figura 17: Comparação do módulo de deformabilidade para temperaturas diferentes (adaptado de Loulizi *et al.* (2006))

O módulo de deformabilidade difere do módulo de elasticidade na medida em que implica considerar a parte recuperável e a não recuperável de uma curva tensão-deformação e é a divisão de tensão pela deformação para uma carga aplicada rapidamente (como são as experimentadas por um pavimento), ao contrário do segundo (Goodman, 1989).

## 2.4.2 Relação entre a deformação permanente e a rigidez

Nas especificações relacionadas com o desempenho, a aceitação ou rejeição de um modelo estrutural é baseada no desempenho previsto de um pavimento em relação a contrariedades como o fendilhamento por fadiga ou deformações permanentes. O MEPDG permite avaliar o efeito da variação de parâmetros de qualidade como os vazios na mistura, percentagem de betume, vazios nos agregados, dados do ensaio FWD (*falling weight deflectometer*), etc., quantificando o aumento ou a redução da vida do pavimento expectáveis, o que, com a aplicação correta de ferramentas de análise do custo do ciclo de vida, pode ser traduzido em custos monetários.

No NCHRP *Report 465* (Witczak *et al.*, 2002), o módulo de deformabilidade, que é o principal dado de entrada do MEPDG, a altas temperaturas (54,4 °C, neste caso) apresenta-se relacionável com a resistência à deformação permanente das misturas usadas em experiências no *Federal Highway Administration Pavement Testing Facility* (laboratório de ensaio de pavimentos em McLean, Virginia), donde resultou a Figura 18. Verifica-se que a resistência à deformação permanente aumenta à medida que o módulo de deformabilidade previsto, calculado por uma equação, aumenta.

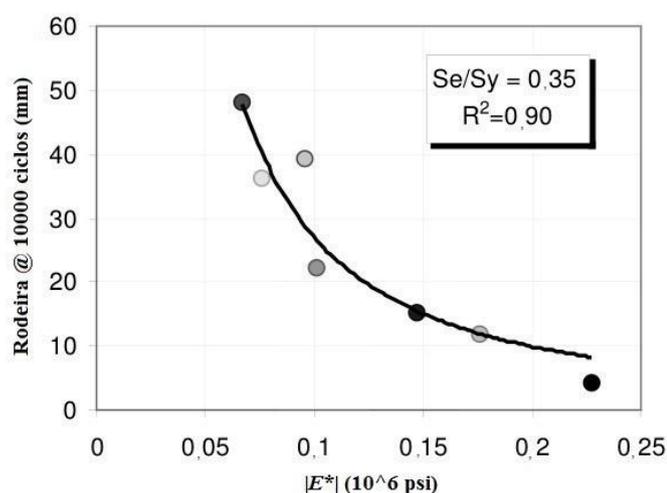


Figura 18: Curva da relação entre deformação permanente e módulo de deformabilidade (adaptado de Witczak *et al.* (2002))

Ahmad *et al.* (2011) avaliaram a deformação permanente em HMA usando, em várias amostras, o módulo de deformabilidade previsto, alterando a temperatura e a frequência. Na

Figura 19 vê-se as curvas de evolução do módulo com a frequência para as misturas Superpave produzidas através do CGS (compactador giratório Superpave). Os autores sublinham que o módulo de deformabilidade varia menos a temperaturas mais altas e é maior a temperaturas mais baixas, mantendo-se a frequência constante.

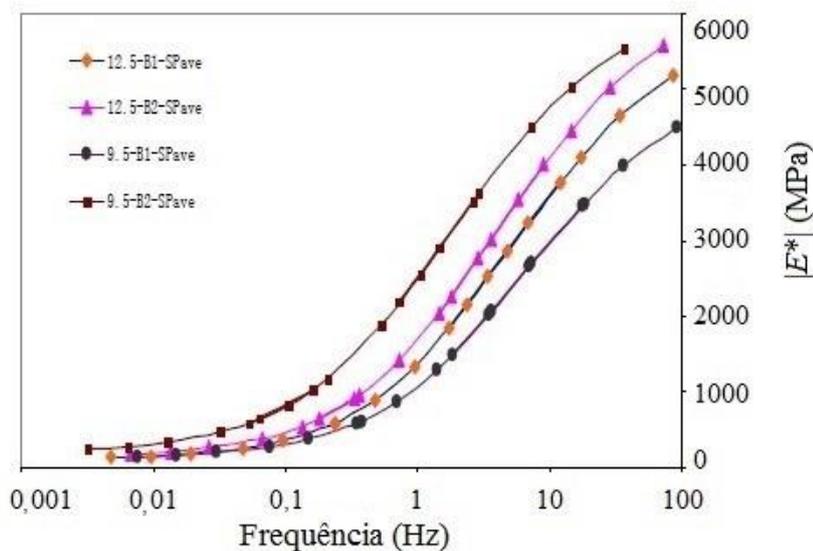


Figura 19: Curva da relação entre frequência e módulo de deformabilidade (adaptado de Ahmad *et al.* (2011))

## 2.5 Modelação através do método dos elementos finitos

A condição estrutural dum pavimento pode ser avaliada através de ensaios destrutivos ou não destrutivos, com o objetivo de estimar a sua vida restante e de estudar estratégias de reabilitação ou reconstrução. Enquanto para uns é necessária a recolha de amostras *in situ*, os outros podem ter como elemento principal o levantamento defletométrico, isto é, a medição das deformações ocorridas no pavimento quando sujeito à ação do tráfego - métodos da bacia de deflexão -, ou a propagação na superfície das ondas Rayleigh induzidas pelas cargas - métodos das ondas de superfície (Goktepe *et al.*, 2005). Usar as deflexões registadas para obter a condição estrutural em termos de rigidez, essencial para as abordagens empírico-mecanicistas, pode ser possível através da caracterização inversa duma hipótese teórica da resposta do pavimento; por outras palavras, uma retroanálise.

Um dos modelos numéricos de retroanálise possíveis é o método dos elementos finitos e existem vários programas computacionais que o podem processar. Chen *et al.* (1995)

avaliaram cinco programas diferentes para chegarem à conclusão que o ABAQUS, para além de ser adequado para esta área, é um dos mais versáteis, por permitir resolver problemas elásticos, viscoelásticos ou viscosos e fornecer cálculos a um nível 2D e 3D.

Hadi e Bodhinayake (2003), considerando o comportamento linear e não-linear dos materiais numa estrutura multicamada, contrapuseram os resultados obtidos no ABAQUS com medições *in situ* da deformabilidade usando o defletómetro MDDG (*multi depth deflection gauges*). A Figura 20 mostra que, considerando todo o pavimento como elástico linear, a deformação é semelhante, seja o carregamento estático ou cíclico, e também que, num ponto no topo da fundação, a 0,6 m de profundidade, as deflexões aumentam ligeiramente com o aumento do número de ciclos de carregamento, mas a partir dos 0,2 m de distância do mesmo já não há grande variação.

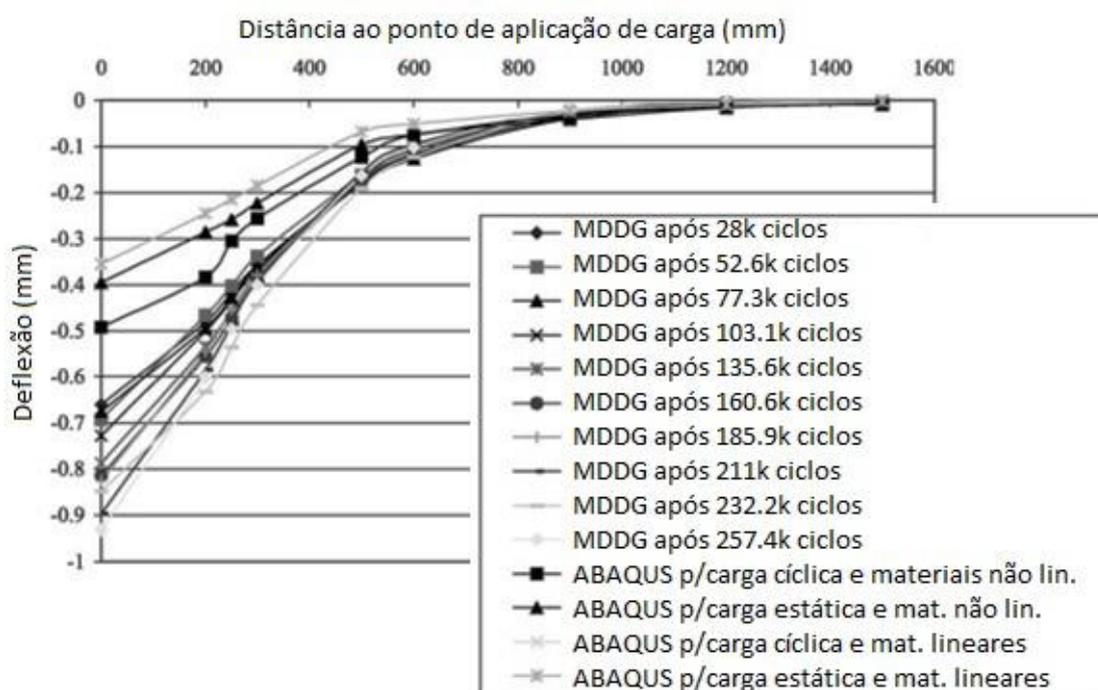


Figura 20: Deflexão a 0,6 m da superfície numa estrutura multicamada (adaptado de Hadi e Bodhinayake (2003))

Pelo uso generalizado na análise geotécnica de solos, rochas e suportes estruturais, o programa FLAC3D assume-se também como uma alternativa prática. Harch (2011) confirmou que este programa se adequa para prever o módulo de deformabilidade de materiais moderadamente estabilizados de base ou subleito granulares, se for adotado um

modelo elástico isotrópico. Com um modelo de duas camadas, simulou a deformação vertical ao fim de 10 mil ciclos para retirar os módulos de deformabilidade respectivos e comparar com aqueles que havia obtido por ensaios triaxiais. Na Figura 21 pode ver-se a estrutura multicamada introduzida no FLAC3D e a comparação entre a deformação vertical registada no modelo experimental e no modelo numérico.

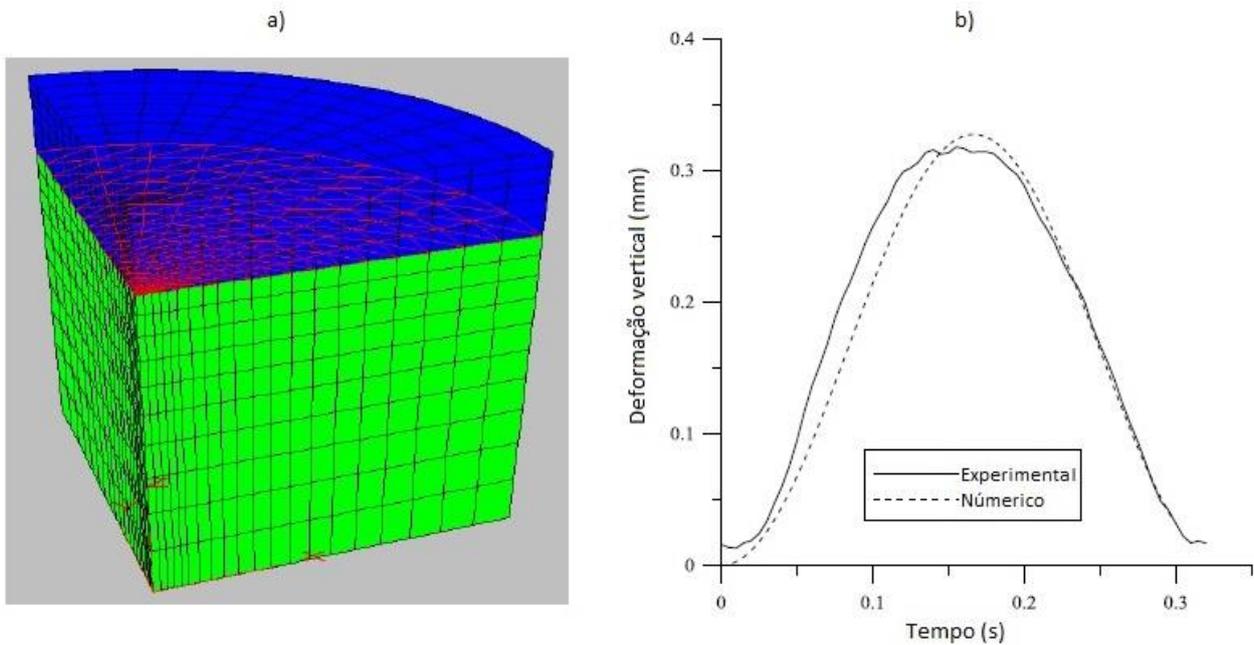


Figura 21: Deformabilidade por retroanálise: a) Modelo no FLAC3D; b) Deformação vertical a 10 mil ciclos (adaptado de Harch (2011))

O *software* Phase2D oferece análises do estado de tensão mais simplistas, através de modelos numéricos a duas dimensões. Primariamente concebido para estudar escavações superficiais ou subterrâneas, pode ser utilizado numa grande variedade de projetos de engenharia, incluindo na área de vias de comunicação. Inclui o planeamento do suporte de cada obra, estabilidade de taludes por elementos finitos, infiltração de águas subterrâneas e análises probabilísticas.

Teixeira (2012) criou uma malha de cem nós com a geometria de duas lajetas com misturas betuminosas diferentes para ensaio de pista, sujeitas a um carregamento de 400 MPa, equivalente à carga aplicada pela roda normalizada. Recorrendo a iterações, o módulo de elasticidade foi sendo alterado até a deformação máxima estimada ser igual à deformação máxima medida com sensores no ensaio de pista. Na Figura 22 reproduz-se o resultado final.

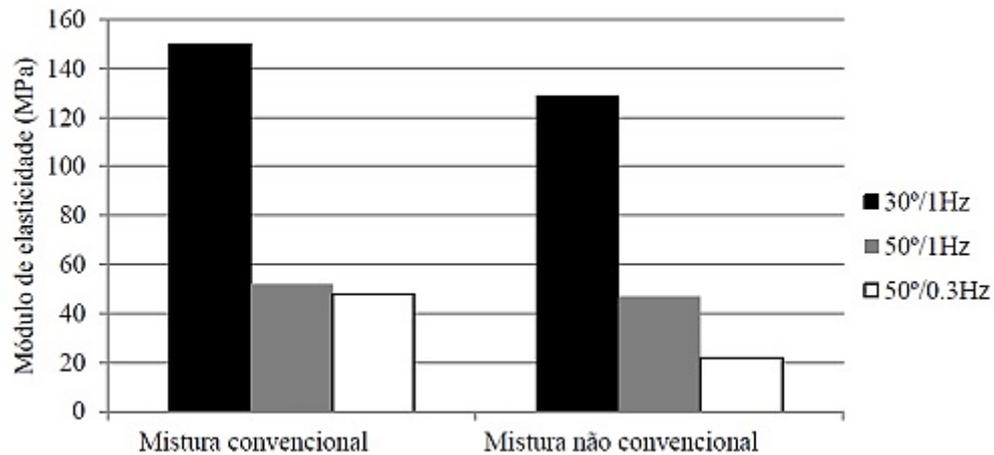


Figura 22: Módulos de elasticidade obtidos por retroanálise no Phase2D (Teixeira, 2012)

O trabalho desenvolvido por Teixeira (2012) foi uma referência importante no que refere à definição de uma estratégia que visa obter dados relativos à deformabilidade de pavimentos com recurso a ensaios diferentes, podendo, conseqüentemente, avaliar-se os desvios detetados nas medições, melhorando a sua confiança. Apesar da ausência de soluções que pudessem conduzir a uma maior homogeneização da componente fundamental (ensaio triaxial), da simulação (ensaio de pista) e da modelação (retroanálise), algo que se pretende alcançar nesta tese, foram legadas ideias primordiais.

Tendo em consideração a informação apresentada e os trabalhos mencionados relativamente ao estudo das propriedades dos pavimentos, mais concretamente da sua deformabilidade, foi possível delinear uma estratégia e contrariar limitações anteriores para alcançar os objetivos propostos, como se verá nos próximos capítulos.



### 3 MATERIAIS E METODOLOGIAS

#### 3.1 Estudo e compactação da mistura betuminosa

Este estudo procura estabelecer pontos de comparação entre vários procedimentos, pelo que se assume como lógica a utilização da mesma mistura betuminosa em todas as fases. Assim, foi adotada a mistura AC 14 Surf (BB), pelas suas características de desgaste, sendo normalmente aplicada em camadas com 4 a 6 cm de espessura em obras novas ou em repavimentações sobre bases com deformações ínfimas (EP, 2009).

Para a sua produção foram adquiridos agregados graníticos britados e filer calcário, bem como um betume convencional 50/70. Foram utilizadas quatro frações granulométricas distintas, conforme um estudo anterior da composição de uma mistura (Branco, 2013) realizado na Universidade do Minho, que pode ser conferido na Tabela 3 e na Figura 23, incluindo os limites do fuso impostos pelo Caderno de Encargos.

Tabela 3: Granulometria e fuso da mistura AC 14 Surf

Abertura (mm)	Brita 6/14	Brita 4/8	Brita 4/6	Pó 0/4	Filer comercial	Mistura AC 14 Surf	Fuso AC 14 Surf	
	50%	0%	8%	40%	2%	100%	Mín.	Máx.
20	100	100	100	100	100	100	100	100
16	99	100	100	100	100	99,6		
14	94	100	100	100	100	96,9	90	100
12,5	80	100	100	100	100	90,2		
10	53	99	100	100	100	76,6	68	77
6,3	10	40	87	100	100	53,9		
4	2	3	6	94	100	40,9	40	52
2	1	1	3	71	100	31,2	25	40
0,5	1	1	2	39	100	18,3	11	19
0,125	1	0	2	17	99	9,1	6	11
0,063	0	0	1	11	0	6,5	5	8

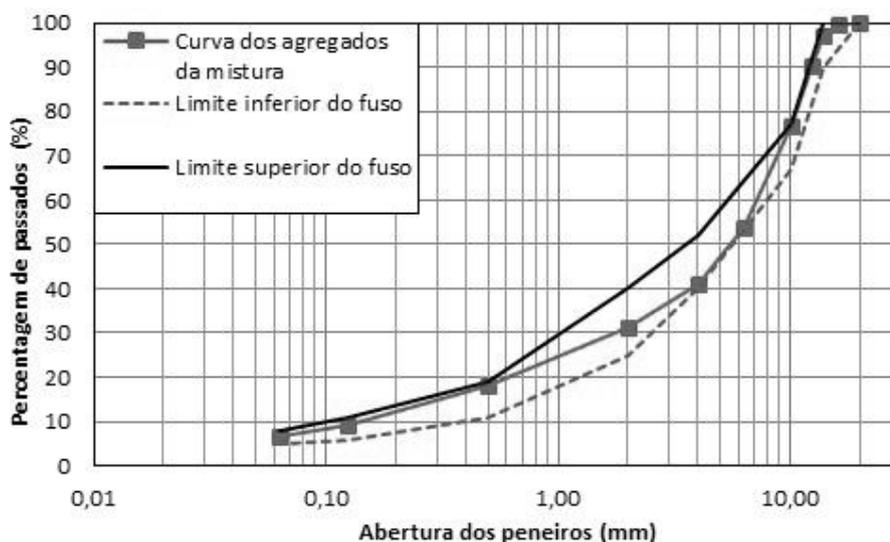


Figura 23: Curva granulométrica e fuso da mistura AC 14 Surf (Branco, 2013)

Um dos maiores desafios que se apresentava à partida dizia respeito à preparação dos ensaios de pista no sentido de controlar aspetos que pudessem viabilizar a comparação dos resultados monocamada com os multicamada. Era forçoso utilizar não só a mesma mistura betuminosa como garantir que a camada betuminosa teria sempre a mesma espessura e condições de fronteira consistentes, sem tornar o acondicionamento, a compactação e a medição de valores impossíveis. A solução encontrada foi a execução de uma caixa metálica quadrada (Figura 24) com 30 cm de lado e 11 cm de altura dentro da qual seriam executadas as lajes, uma a uma, ao invés de se executar uma de grandes dimensões para ser cortada em outras mais pequenas. Esse procedimento apenas foi seguido para obter os provetes para os ensaios triaxiais. A ideia da caixa metálica desafiava alguns parâmetros das normas europeias em vigor, mais concretamente no que diz respeito às dimensões dos provetes, mas, concomitantemente, previa-se uma homogeneização nos processos que deveria levar a resultados pioneiros.

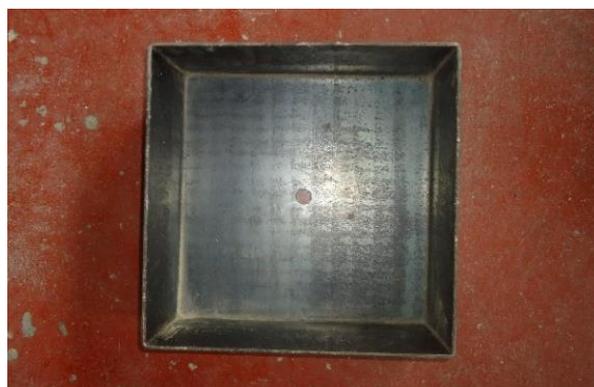


Figura 24: Caixa metálica utilizada nos ensaios de pista deste trabalho

Para os ensaios de pista foram considerados provetes de mistura betuminosa com as medidas 30x30x7 cm ( $V = 6300 \text{ cm}^3$ ) e para os ensaios triaxiais 37,5x49x12 cm ( $V = 22050 \text{ cm}^3$ ). Assim, nos ensaios de pista monocamada foi colocado um fundo falso metálico amovível para reduzir em 4 cm a altura da caixa, que foi retirado para os ensaios de pista multicamada, já que a camada de material granular ocuparia esse espaço. Nos ensaios triaxiais, da laje produzida foram cortados seis cilindros com 10 cm de diâmetro e 13 cm de altura.

A compactação é um método de estabilização que depende da aplicação de alguma forma de energia, seja impacto, vibração, compressão estática ou compressão dinâmica. Os efeitos correspondentes são o aumento do peso específico e resistência ao corte e a redução do índice de vazios, permeabilidade e compressibilidade. Quanto se trabalha com mistura betuminosa, a compactação é precedida pela produção da própria mistura.

O procedimento de produção principiou sempre com a colocação dos diferentes agregados numa estufa, para secagem a 180 °C. Quando tal se verificou, foram pesadas e introduzidas as quantidades de agregados necessárias num balde único. O betume foi igualmente aquecido, à temperatura de 160 °C, para se reduzir a sua viscosidade e aumentar a sua trabalhabilidade. Posto isto, procedeu-se à mistura dos materiais a 150 °C, como apurado no ensaio de viscosidade, durante 120 s, com recurso ao equipamento da Figura 25.



Figura 25: Misturadora utilizada neste trabalho

A mistura resultante foi colocada dentro do molde existente no laboratório, na fase dos ensaios triaxiais, ou dentro da caixa, inserida nesse mesmo molde maior, nas fases dos ensaios de pista (Figura 26). O objetivo era compactar sempre com a mesma facilidade utilizando o cilindro de rastos lisos disponível, garantindo o mínimo de volume de vazios recorrendo sempre ao mesmo sistema de compactação. De realçar que a quantidade de material era muito superior aquando dos ensaios triaxiais, pois foi produzida uma laje da qual se retiraram seis provetes, ao invés de se realizar um de cada vez, como aconteceu quando se utilizou a caixa. A remoção de 2 kg de mistura para baridade máxima teórica (BMT) foi regra comum.



Figura 26: Compactação da mistura betuminosa na caixa metálica

### 3.2 Estudo e compactação da camada granular

Os ensaios de pista multicamada exigiram ainda uma fase anterior: o estudo do material granular e a sua compactação numa camada com 4 cm de espessura, que tinha de ser garantida antes da colocação na caixa da mistura betuminosa. Ficou definido, por conveniência em termos de dimensões e disponibilidade de material em laboratório, e verosimilhança, em relação a um solo incoerente granítico, empregar pó 0/4 como solo. Foi considerada uma rega de colagem, mas optou-se por a dispensar – normalmente é executada entre camadas betuminosas, com o intuito de modificar a interface e melhorar a ligação entre as mesmas,

assegurando um melhor funcionamento estrutural conjunto em serviço (EP, 2009). O primeiro passo foi determinar o teor em água do pó 0/4 armazenado. Duas cápsulas de tara conhecida foram pesadas com uma quantidade aleatória de agregado húmido e depois colocadas na estufa a 110 °C durante 15 h (DNER, 1994). As amostras foram sendo pesadas, até o valor ser constante. Os valores foram registados na Tabela 4, com recurso à Equação 3.1, que envolve o peso da toma húmida ( $m_h$ ) e da toma seca ( $m_s$ ).

Tabela 4: Teor em água do agregado armazenado

<b>Número da cápsula</b>	<b>1A</b>	<b>1B</b>
<b>Peso da cápsula (g)</b>	13,4	15,7
<b>Peso da cápsula + toma húmida (g)</b>	77,2	85,2
<b>Peso da cápsula + toma seca (g)</b>	75,1	83,9
<b>Teor em água – W (%)</b>	1,99	1,96
<b>Teor em água médio – W (%)</b>	1,975	

$$W = \frac{m_h - m_s}{m_s} \times 100 \quad (3.1)$$

A caracterização dos solos pode incidir na definição de parâmetros físicos ou geométricos (obtidos em amostras remexidas), ou de parâmetros geomecânicos (idealmente obtidos em amostras indeformadas). No primeiro grupo, são incluídas as análises granulométricas, a densidade, os limites de consistência e o ensaio de compactação Proctor. Relativamente ao segundo grupo, pode incluir-se a consolidação em edómetro, o ensaio de corte direto, a compressão simples e o ensaio triaxial corrente.

Como tal, de seguida veio a realização de quatro ensaios Proctor. Estes surgiram da necessidade de monitorizar os resultados conseguidos em obra e permitem obter a relação entre o teor em água e a massa específica seca de um solo quando compactado com determinada energia. Podem ser de compactação leve (normal) em molde pequeno (esquema usado e mostrado na Figura 27), de compactação leve (normal) em molde grande, de compactação pesada (modificado) em molde pequeno ou de compactação pesada (modificado) em molde grande. A compactação leve ou pesada traduz a energia despendida e que se aplica na forma de um certo número de pancadas com um soquete de um peso conhecido a cair de uma altura pré-definida sobre o solo (Santos, 2008).



Figura 27: Compactador e cilindro de compactação Proctor

Os ensaios foram realizados com quantidades de água adicionada diferentes, para se desenhar uma curva de compactação, com um ramo húmido e outro seco, e se determinar o teor em água ótimo, que corresponde à maior massa específica seca ( $\gamma_s$ ). Também aqui as amostras foram colocadas em estufa a 110 °C até haver constância de massa.

Adicionou-se água, guardaram-se as quatro amostras em sacos de plástico, esperou-se 24 h e compactou-se o solo num molde, como é descrito na norma E 197-1966. Pesou-se o molde com o provete húmido e encheram-se duas cápsulas com material de cada uma das amostras, uma do fundo e outra do topo do molde.

Com todos os dados obtidos, um valor de teor em água ótimo determinado e os cálculos realizados para saber que quantidades de pó 0/4 e de água usar, avançou-se para a compactação da camada granular na caixa metálica em duas camadas de 2 cm, utilizando um martelo vibratório, também designado por compactador de solo com sapata quadrada – visível na Figura 28. Depois juntou-se em cima a camada betuminosa, perfazendo, então, os 11 cm de altura da caixa metálica. Havia a possibilidade de secar o solo em estufa, só que isso dificultava o processo de mistura com água, porque ocorreria um fenómeno de evaporação.



Figura 28: Compactação da camada granular: a) Martelo vibratório; b) Aspeto final

Estudos mais pormenorizados do comportamento tensão-deformação de um solo podem aperfeiçoar o dimensionamento e a compreensão de uma obra, especialmente a nível de geotecnia. Logo, após a compactação, foi um passo lógico incluir uma fase de caracterização mecânica, que se resumiu a três ensaios de corte direto (norma EN 12957-1). Estes realizaram-se num equipamento de corte direto (Figura 29) constituído por duas metades metálicas, no meio das quais é inserida uma amostra de solo. Há um deslocamento relativo controlado entre ambas, para se apurar a resistência de pico e a resistência de rotura, que é atingida quando o solo não consegue resistir a mais acréscimos de carga horizontal. Recorrendo a pesos, foram aplicadas tensões verticais de 50, 125 e 200 kPa.



Figura 29: Caixa de corte

Por último, um fator essencial para relacionar os ensaios que caracterizam a deformação permanente com a retroanálise proposta era o módulo de deformabilidade desta camada. Se a mistura betuminosa seria submetida a compressão cíclica, para o solo optou-se por determinar o módulo de forma indireta através do ensaio CBR, processo habitual em dimensionamento de pavimentos. Mantendo o teor em água ótimo como referência, tal como no enchimento da caixa para os ensaios de pista, uma amostra de pó 0/4 foi compactada em cinco camadas no molde Proctor disponível em laboratório, com 11,40 cm de altura e 15,15 cm de diâmetro ( $V = 2055,04 \text{ cm}^2$ ). Após esse processo de compactação, e não fazendo sentido realizar a fase de embebição para os fins experimentais deste trabalho, um pistão é forçado a penetrar no solo, como representado na Figura 30. Estabelecendo um paralelismo entre a pressão exercida e a necessária para o mesmo acontecer numa brita-padrão, determina-se o índice de suporte de cargas CBR. Para chegar indiretamente ao módulo de deformabilidade há várias propostas de equações, que serão deliberadas mais à frente, na análise de resultados.



Figura 30: Ensaio CBR

### 3.3 Caracterização do betume

#### 3.3.1 Ensaio de penetração

Normalizado pela EN 1426, o ensaio de penetração é dos mais antigos utilizados em aglutinantes para camadas de pavimentos e mede, de forma indireta, a viscosidade do betume.

Pode ser usado para definir a classe de penetração de um betume e para registrar mudanças na dureza devido ao endurecimento por envelhecimento ou variações de temperatura (Figura 31).



Figura 31: Ensaio de penetração

Um pequeno recipiente contendo uma amostra de betume foi colocado em banho-maria à temperatura de 25 °C. Quando esse fator ficou controlado, o recipiente foi transposto para o dispositivo de ensaio, que inclui uma agulha padronizada e com um peso de 100 g. Esta penetrou na amostra três vezes em pontos diferentes, durante 5 s, e mediu-se a profundidade média de penetração. O betume é tão mais viscoso quanto menor for a penetração.

### 3.3.2 Ensaio de anel e bola

Como os materiais betuminosos não têm um ponto de fusão fixo e variam de muito duros para moles lentamente à medida que se aumenta a temperatura, torna-se mais prático determinar o ponto de amolecimento. Tal é possível recorrendo a este simples ensaio, que consiste na colocação de uma pequena amostra de betume num anel imerso em água, com uma esfera metálica por cima. A água é aquecida, geralmente variando entre os 30 e os 100 °C, até o betume amolecer e cair  $25 \pm 0,4$  mm, desde o suporte que segura o anel até uma placa colocada no fundo do recipiente onde o ensaio está a ser realizado, como se pode conferir na Figura 32. Nesse momento em que o betume começa a fluir livremente é atingido o ponto de amolecimento, ao qual corresponde uma temperatura de amolecimento.



Figura 32: Ensaio de anel e bola

Devem ser respeitadas as especificações da norma EN 1427. Em betumes com classe de penetração convencional a temperatura de amolecimento tem um efeito aproximadamente igual a uma penetração de  $800 \times 0,1$  mm.

### 3.3.3 Ensaio de viscosidade dinâmica

A viscosidade dum mistura betuminosa produzida ou aplicada a altas temperaturas é relevante por influenciar o seu bombeamento das instalações de armazenamento para as centrais de produção, a facilidade com que é aglomerada com os agregados e a trabalhabilidade final. A norma EN 13302 diz que o viscosímetro rotacional permite medir esta característica através do torque necessário para rodar um cilindro (*spindle*) imerso numa amostra de betume quente a uma velocidade que se deve manter constante (Figura 33).

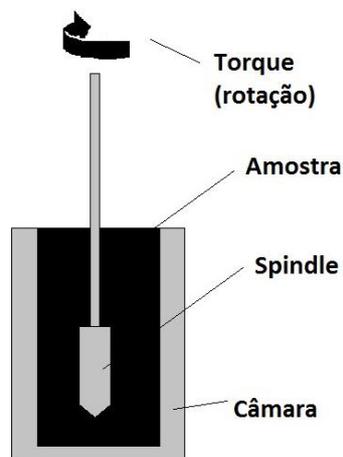


Figura 33: Esquema do ensaio de viscosidade dinâmica

Seguindo o procedimento aplicado por Silva *et al.* (2009), aumentou-se a temperatura em patamares de 10 °C, esperando-se a estabilização dos valores de viscosidade em cada antes de se passar ao seguinte, até aos 180 °C. Uma mola inserida no aparelho determina o torque provocado pela rotação do *spindle*. Utilizando as Equações 3.2, 3.3 e 3.4 chega-se à viscosidade dinâmica, posteriormente utilizada para definir as temperaturas de produção e compactação das misturas betuminosas.

$$\eta = \frac{\tau}{\gamma} \quad (3.2)$$

$$\tau = \frac{T}{2\pi R_s^2 L} \quad (3.3)$$

$$\gamma = \frac{2\omega R_s^2 R_c^2}{x^2 (R_c^2 - R_s^2)} \quad (3.4)$$

Onde:

- $\eta$  – Viscosidade dinâmica (Pa.s);
- $\tau$  – Tensão de cisalhamento (N/cm<sup>2</sup>);
- $\gamma$  – Taxa de cisalhamento (s<sup>-1</sup>);
- $\omega$  – Velocidade de rotação (rad/s);
- T – Torque (N.m);
- L – Comprimento efetivo do *spindle* (m);
- $R_s$  – Raio do *spindle* (m);
- $R_c$  – Raio da câmara (m).

### 3.4 Caracterização volumétrica da mistura betuminosa

O estudo da relação massa-volume da camada betuminosa formulada é importante pela influência no comportamento mecânico. As parcelas intervenientes são o betume, os agregados e o ar. A sua presença é ilustrada pela Figura 34 e pode ser quantificada recorrendo a vários ensaios estabelecidos. Regra geral, é seguido o método de Marshall, que engloba uma fase não destrutiva, para o estudo da formulação mediante a determinação das baridades e de características relacionadas com os vazios de provetes, e uma destrutiva, para o estudo da estabilidade, que encerra menor interesse no contexto desta tese.

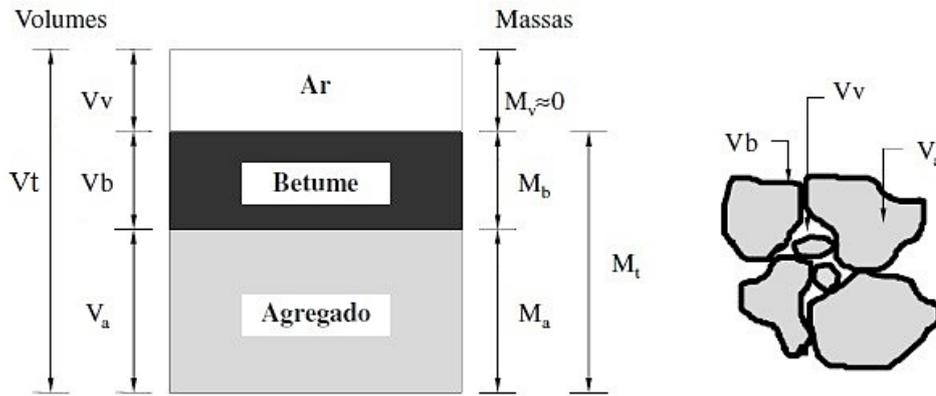


Figura 34: Parcelas de uma mistura betuminosa (Branco *et al.*, 1999)

### 3.4.1 Determinação da baridade máxima teórica

Este parâmetro diz respeito à baridade da mistura excluindo os vazios, o que significa que, em teoria, se todos os vazios fossem eliminados, a baridade combinada dos agregados e do betume seria igual à BMT (baridade máxima teórica). A norma EN 12697-5 aquiesce a três métodos de determinação: volumétrico (A), hidrostático (B) e matemático (C). Recorrendo ao primeiro, mediu-se o volume da amostra com o picnómetro da Figura 35 (Fonseca, 2011).



Figura 35: Picnómetro para determinação da BMT

Neste utensílio, limpo e pesado com tampa, inseriu-se 2 kg de mistura e água até cerca de 3 cm da superfície. Colocou-se sobre uma mesa vibratória e evacuou-se o ar do seu interior por um tubo que ligava a tampa a uma bomba com pressão de vácuo de 3,5 kPa. O procedimento demorou 15 minutos, no fim dos quais o picnómetro foi para um banho-maria a 25 °C e se adicionou água lentamente até à superfície. Esperou-se mais 30 minutos, secou-se o equipamento e pesou-se. A BMT calcula-se pela Equação 3.5.

$$\text{BMT} = \rho_{\text{mv}} = \frac{m_2 - m_1}{1000 \times \left( V_p - \frac{m_3 - m_2}{\rho_w} \right)} \quad (3.5)$$

Em que:

- BMT ou  $\rho_{\text{mv}}$  – Baridade máxima teórica pelo método volumétrico ( $\text{kg/m}^3$ );  
 $m_1$  – Massa do picnómetro vazio (g);  
 $m_2$  – Massa do picnómetro com a amostra (g);  
 $m_3$  – Massa do picnómetro com a amostra e água (g);  
 $V_p$  – Volume do picnómetro ( $\text{m}^3$ );  
 $\rho_w$  – Massa volúmica da água à temperatura do ensaio ( $\text{kg/m}^3$ ).

### 3.4.2 Determinação da baridade aparente

A baridade aparente é a massa por volume total ocupado, incluindo os espaços entre as partículas dos agregados, dependendo, por isso, da forma como estas se encontram arranjadas, isto é, da granulometria e do volume de vazios (Saraiva, 2009). Os ensaios de averiguação da baridade aparente estão descritos na norma EN 12697-6. Um deles visa relacionar a massa de um provete seco com a de um provete imerso em água, de forma análoga à da Figura 36.



Figura 36: Mecanismo de determinação da baridade aparente

Desta forma, é necessário verificar a temperatura a que se encontra a água aquando da imersão, pois esta vai afetar a baridade aparente, como se pode perceber pela Equação 3.6.

$$BA = \rho_s = \frac{m_1}{m_1 - m_2} \times \rho_w \quad (3.6)$$

Com:

- BA ou  $\rho_s$  – Baridade aparente ou baridade a seco ( $\text{kg/m}^3$ );  
 $m_1$  – Massa do provete seco (g);  
 $m_2$  – Massa do provete húmido (g);  
 $\rho_w$  – Massa volúmica da água à temperatura do ensaio ( $\text{kg/m}^3$ ).

Após conhecer BMT e BA é possível saber o volume de vazios ( $V_v$ ), o volume de betume ( $V_b$ ) e o volume de vazios no esqueleto dos agregados (VMA) seguindo estas fórmulas:

$$V_v = \frac{BMT - BA}{BMT} \times 100 \quad (3.7)$$

$$V_b = \frac{\%_b \times BA}{\rho_b} \times 100 \quad (3.8)$$

$$VMA = V_v + V_b \quad (3.9)$$

A densidade do betume ( $\rho_b$ ) deve ser apurada e explicitada pelo produtor (Azevedo, 2012a). No caso do betume 50/70 utilizado neste trabalho a densidade é igual a  $1030 \text{ kg/m}^3$ .

### 3.5 Caracterização da deformação permanente

#### 3.5.1 Ensaio de pista

O ensaio de pista tem como objetivo examinar a deformabilidade de uma mistura betuminosa, recorrendo-se a um provete criado em laboratório especificamente para esse fim ou a uma amostra recolhida de um pavimento flexível, tal como está definido na norma europeia EN 12697-22. No equipamento necessário consta uma roda e uma mesa móvel, à qual está associado um motor que controla a frequência dos movimentos de ida e volta que constituem cada ciclo. Estes elementos têm de ser confinados por uma instalação que permita definir a temperatura de ensaio e controlá-la através de um sensor, não podendo variar para além de

$\pm 1$  °C. A passagem da roda pela superfície do provete vai criando uma rodeira, simulando a passagem de veículos. Na Figura 37 é possível ver a máquina existente no laboratório.

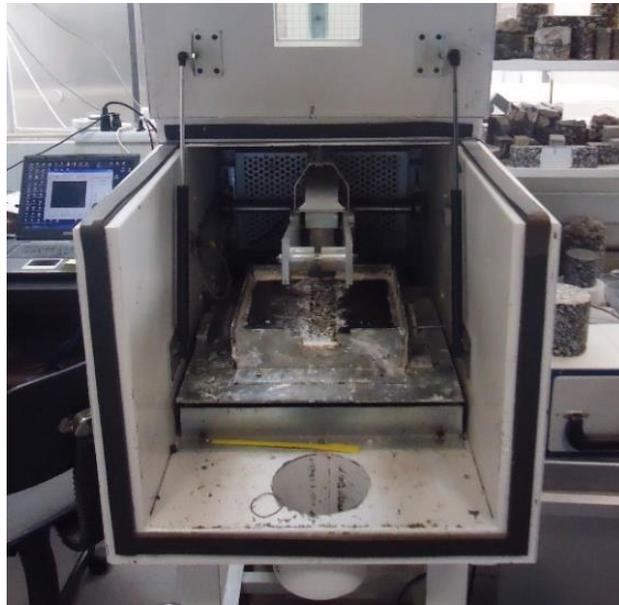


Figura 37: Ensaio de pista

As variáveis que condicionam as deformações elástica e permanente registadas são a frequência do carregamento e a temperatura, ou seja, os fatores condicionantes da estrutura de um pavimento. O peso da roda normalizada utilizada era 706 N e a área de influência apurada tinha  $9,6402 \times 10^{-6} \text{ m}^2$ . Esta carga transmite uma tensão vertical da Equação 3.10. O cálculo da tensão é importante para ser reproduzida nos ensaios triaxiais.

$$\sigma_v = \frac{N}{A} = \frac{706}{9,6402 \times 10^{-6}} = 732213 \text{ Pa} \approx 730 \text{ kPa} \quad (3.10)$$

A norma sugere dois procedimentos (A e B) para dispositivos de tamanho pequeno, como o utilizado. Seguiu-se o B, que obriga a registar o deslocamento vertical no início, seis ou sete vezes na primeira hora de ensaio e no mínimo uma vez por cada 500 ciclos daí para a frente. O final deve acontecer aos 10000 ciclos ou quando se atingir 20 mm de rodeira. Neste trabalho ficou definido guardar esse valor do seguinte modo: em todos os primeiros 15 ciclos, visto que os cinco iniciais são movimentos condicionados e desprezáveis, a cada dez no intervalo entre o 11º e o 100º ciclos e de 100 em 100 a partir daí. Convém reforçar que, na fase experimental desta tese, foi vital definir condições para assegurar que os dados da

deformabilidade e rigidez nos vários ensaios de desempenho realizados eram relacionáveis entre si e os dos provetes monocamada com os dos provetes multicamada (Figura 38).

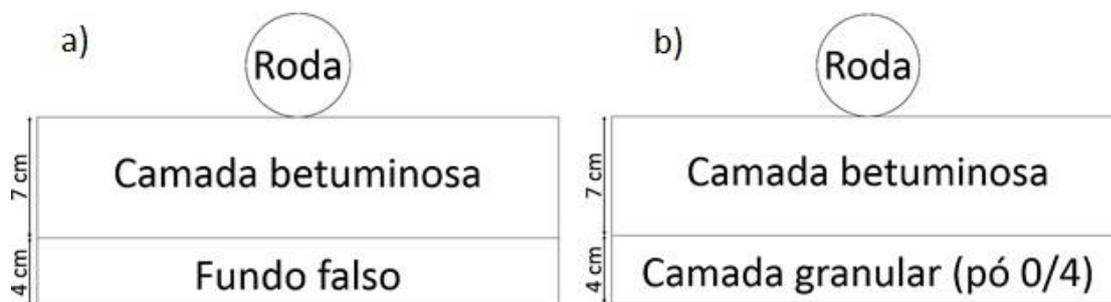


Figura 38: Estruturas dos ensaios de pista: a) Provete monocamada; b) Provete multicamada

Para além disso, era importante testar diferentes cenários. Assim, foram definidos três cenários de ensaio, consoante a Tabela 5. O primeiro é mais favorável, pois conjuga a temperatura mais baixa com a velocidade mais elevada. O terceiro é o mais desfavorável, pelas razões inversas. Para cada foram efetuadas duas repetições, com o intuito de validar as medições obtidas, tal como é imposto na norma EN 12697-22.

Tabela 5: Cenários de ensaio

Cenário	Temperatura (°C)	Frequência do carregamento (Hz)
1	30	1,0
2	50	1,0
3	50	0,5

Outras questões surgiram quanto à instrumentação. A máquina disponibilizada para realizar os ensaios era volumosa o suficiente para conter a caixa metálica (apesar da altura desta), a roda e o braço que a segurava e outros dispositivos de menores dimensões, como um potenciómetro que registava a posição da mesa, permitindo assim relacionar a deformação elástica com o movimento da roda por ciclo. O aparato inclui um LVDT externo (Figura 39) que, apoiado sobre o braço da roda, variava com a deformação vertical imputada na laje. Todavia, foi imperioso complementar este sistema com a colocação de um sensor interno, que permitisse medir a deformação elástica recuperável em cada ciclo de ensaio e que estivesse solidarizado com a estrutura escolhida e que sofresse com a alteração do arranjo das partículas devido à carga aplicada.



Figura 39: LVDT externo

Uma possibilidade era replicar o sistema descrito por Teixeira (2012), que abriu uma fenda no centro das suas lajes onde colocou uma peça que permitia a roda passar por cima e que incluía apoios para dois sensores. Estes registavam o deslocamento da peça a cada passagem da carga móvel. A própria autora assume, como conclusão, que devia ser procurada outra solução e ao longo do seu estudo pode ver-se como a peça funciona como uma lombá, desvirtuando o propósito do ensaio.

Então, surgiu a ideia de abrir um furo no centro da laje a partir da base, onde um sensor pudesse ser introduzido quase até à superfície e ir acompanhando o movimento descendente da estrutura consoante a rodeira criada. O seu diâmetro rondaria os 16 mm, apenas o suficiente para inserir os instrumentos necessários. Foram produzidas três peças de apoio: uma para selar o furo e não permitir que o sensor fosse envolvido pelo rearranjo das partículas, outra para apoiar o sensor dentro do furo e uma última para facilitar o contacto entre o sensor e a camada betuminosa. Estas podem ser conferidas na Figura 40. Os fios passariam do furo para um módulo condicionador de sinal por uma ranhura no fundo da caixa. Após os ensaios, as lajes foram desmoldadas, para se reutilizar a caixa.



Figura 40: Peças metálicas de apoio ao ensaio de pista

### 3.5.2 Ensaio triaxial

Descrito na norma EN 12697-25, permite a definição de frequência, temperatura e tensões verticais ( $\sigma_v$ ) e de confinamento ( $\sigma_c$ ) que, através de carregamentos cíclicos, geram deformação permanente num provete cilíndrico. Esse parâmetro pode depois ser utilizado para avaliar a rigidez, calculando-se o módulo de deformabilidade (Equações 3.13 e 3.14). Para lá chegar é necessário desenvolver um sistema que meça a deformação radial e a deformação axial, para se calcularem as extensões correspondentes (Equações 3.11 e 3.12). No fundo, é um ensaio donde podem ser extraídos vários dados para descrever a deformação na mistura (Gardete *et al.*, 2008).

$$\varepsilon_{\text{radial}} = \frac{\text{Deformação axial}/2}{\text{Diâmetro do provete}} \quad (3.11)$$

$$\varepsilon_{\text{axial}} = \frac{\text{Deformação axial}}{\text{Altura do provete}} \quad (3.12)$$

$$\nu = -\frac{\varepsilon_{\text{radial}}}{\varepsilon_{\text{axial}}} \quad (3.13)$$

$$E = \frac{\text{Tensão de desvio (Pa)}}{\varepsilon_{\text{axial}}} \quad (3.14)$$

Legenda:

- $\nu$  – Coeficiente de Poisson;
- $\varepsilon_{\text{radial}}$  – Extensão radial;
- $\varepsilon_{\text{axial}}$  – Extensão axial;
- E – Módulo de deformabilidade (MPa).

O Laboratório de Transportes da Universidade do Minho dispõe de uma prensa adequada para a realização de ensaios triaxiais. Dentro desta há um sensor que mede a deformação axial, ou seja, faz uma medição exterior ao provete. Por surgirem tensões entre os pratos que confinam o provete e o topo e a base do mesmo é aconselhável prever um sensor interior, eventualmente apoiado na sua superfície lateral. Não obstante, por falta de espaço as medições de deformação axial resumiram-se às do atuador de pressão. Quanto à deformação radial, foi criado um anel de acrílico (Figura 41), para ser colocado a meio da altura total, com dois pontos de apoio ao cilindro e uma abertura cujo aumento ao longo do ensaio pode ser registado com um LVDT estrategicamente colocado.

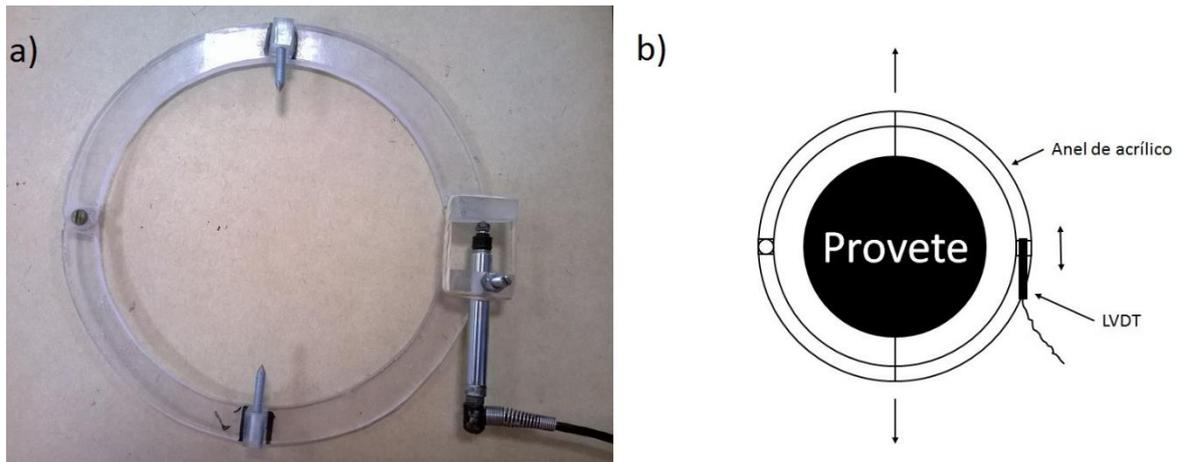


Figura 41: Medição da deformação radial: a) Anel de acrílico; b) Esquema de funcionamento

Há dois métodos de ensaio na norma EN 12697-25, o uniaxial cíclico e o triaxial cíclico, que se distinguem logo pela forma das curvas de carregamento respetivas, sendo periódica no A e seguindo a fórmula de *haversine* no B, e pela ausência de confinamento lateral no A. Esta pressão de confinamento é indispensável, por simular as condições a que o provete estaria sujeito no pavimento, e pode ser simulada com uma bomba de vácuo, ligada por um tubo ao prato superior e controlada através dum manómetro no prato inferior, pressupondo assim a passagem do ar pelos vazios.

Garantir que isso acontecia seguindo a norma minuciosamente mostrou-se difícil. Teixeira (2012) registou problemas neste aspeto que agora foram removidos. Por regra, envolve-se o provete com uma membrana de látex; todavia, concluiu-se que a pressão não se distribuía uniformemente e iniciou-se um processo para melhorar esta situação antes de se realizarem os ensaios triaxiais.

Foi testada a ideia de colar tiras de papel intermédias na face lateral a 90° umas das outras, mas o resultado foi a criação de canais preferenciais de passagem de ar, pelo que a solução desenvolvida deveria circundar o provete. Então, foi colocada uma membrana de nylon por baixo da membrana de látex, criando-se um esquema de membrana dupla, visível na Figura 42. Como exemplo, uma pressão de 500 mbar na bomba passou a corresponder a cerca de 50 kPa no manómetro, o valor exato esperado, quando anteriormente havia um desvio de 5 a 10 kPa.



Figura 42: Aplicação de membrana dupla para confinamento do provete

Foi necessário definir os parâmetros de ensaio, sendo que dois eram óbvios: para replicar os cenários da Tabela 5, teve-se frequências de 0,5 ou 1 Hz e temperaturas de 30 ou 50 °C. Quanto à tensão vertical, se na Equação 3.16 se calculou como sendo 732213 Pa para o ensaio de pista, aqui usou-se a mesma, para se poder comparar os ensaios. A força vertical é que foi diferente, em virtude da área ativa sobre o topo do provete ser de 0,008 m<sup>2</sup>, isto porque é aplicada de forma pontual, numa esfera metálica que assenta no meio do prato (Figura 43). Como tal, invertendo essa expressão,  $N = 732213 \times 0,008 = 5,858 \text{ kN}$ .

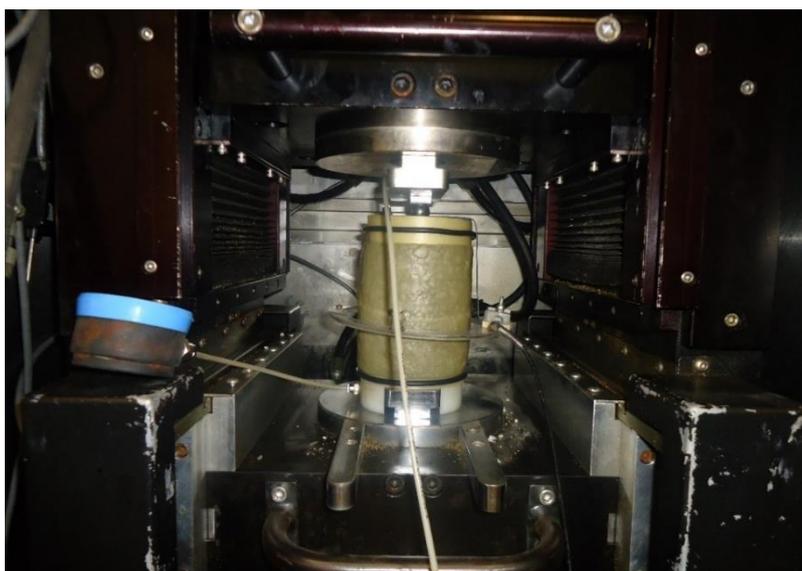


Figura 43: Ensaio triaxial em curso

No seu estudo, Teixeira (2012) optou por uma tensão de confinamento igual a 50 kPa. Devido à elevada tensão vertical, preferiu-se aplicar 80 kPa (existindo um limite máximo de 100 kPa imposto pela configuração utilizada), tendo como uma referência os valores típicos explicitados na EN 12697-25. A Tabela 6 resume todas estas opções. De notar que o número de ciclos requer ajustamento, pois cada um dos 10 mil ciclos do ensaio de pista engloba dois movimentos, a ida e a volta da roda sobre a laje. Os triaxiais terão de acabar aos 20 mil ciclos ou antes, caso a deformação permanente seja tão alta que o atuador atinja o seu limite ou haja risco de danificar o equipamento.

Tabela 6: Valores típicos e usados no ensaio triaxial

	Valores típicos	Valores usados
<b>Frequência (Hz)</b>	1 a 5	0,5 e 1
<b><math>\sigma_c</math> (kPa)</b>	50 a 200	80
<b><math>\sigma_v</math> (kPa)</b>	100 a 300	732,213
<b>Temperatura (°C)</b>	30 a 50	30 e 50

Outro aspeto importante é a aplicação de pré-carga por 120 s antes do início de cada ensaio, que deve respeitar a Equação 3.15 e é igual a 30,889 kPa. O objetivo é ajustar os pratos, de forma a mitigar qualquer desvio no paralelismo vertical que deve existir entre ambos.

$$0,02 \times (2 \times \sigma_v + \sigma_c) \quad (3.15)$$

Depois de concluída a descrição dos materiais e procedimentos de ensaio, no próximo capítulo vão ser apresentados e analisados os resultados dos ensaios, de modo a conseguir dar resposta aos objetivos deste trabalho.



## 4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

### 4.1 Caracterização do solo usado na camada granular

#### 4.1.1 Ensaio Proctor

A camada granular prevista nos ensaios de pista multicamada era composta exclusivamente de pó 0/4 e a sua caracterização física foi levada a cabo através da realização de quatro ensaios Proctor, cujos resultados foram resumidos na Tabela 7. A compactação foi leve e o molde Proctor tinha tamanho pequeno, atribuindo a estes ensaios um cariz normal, onde são colocadas três camadas de solo e cada é sujeita a 25 pancadas do soquete. Os Proctor de cariz modificado recomendam-se quando já se sabe, de antemão, que a obra em estudo irá suportar cargas muito elevadas e não fariam sentido no contexto experimental desta tese. A reutilização de material foi evitada.

Tabela 7: Dados dos ensaios Proctor

Número do molde		1		2		3		4	
Volume do molde (cm <sup>3</sup> )		945,49		945,49		945,49		945,49	
Água adicionada (%)		2,2		4,4		6,6		8,5	
Compactação	Peso do provete húmido + molde (g)	4141,9		4239		4296		4234	
	Peso do molde (g)	2184,33		2184,33		2184,33		2184,33	
	Peso do provete húmido (g)	1958		2055		2112		2050	
	Baridade húmida – $\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,0704		2,1731		2,2334		2,1678	
	Baridade seca – $\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,9900		2,0509		2,0665		1,9770	
	Número da cápsula	1A	1B	1D	2B	1E	1G	1G	2
Teor em água	Peso da cápsula + toma húmida (g)	73	65	72	76	64	62	65	71
	Peso da cápsula + toma seca (g)	71	63	69	72	60	58	59,8	67
	Água na toma (g)	2,3	1,9	3,1	3,7	3,7	3,7	5,2	4,8
	Peso da cápsula (g)	13	16	16	11	16	11	11,1	11
	Toma seca (g)	57	48	53	61	45	47	48,7	56
	Teor em água – W (%)	4	4,1	5,9	6,1	8,3	7,9	10,7	8,6
	Teor em água médio – W (%)	4,04		5,96		8,07		9,66	

A diferença entre eles foi a quantidade de água adicionada, para que a curva de compactação fosse clara quanto ao ponto ótimo, e aumentar cerca de 2% em cada repetição revelou-se

frutífero, como se percebe pela Figura 44. Conhecendo-se o peso do provete húmido e o volume do molde, foi possível saber as baridades húmida, pela divisão de um pelo outro, e seca, pela Equação 3.6. As amostras retiradas para as cápsulas possibilitaram chegar ao teor em água médio de cada ensaio.

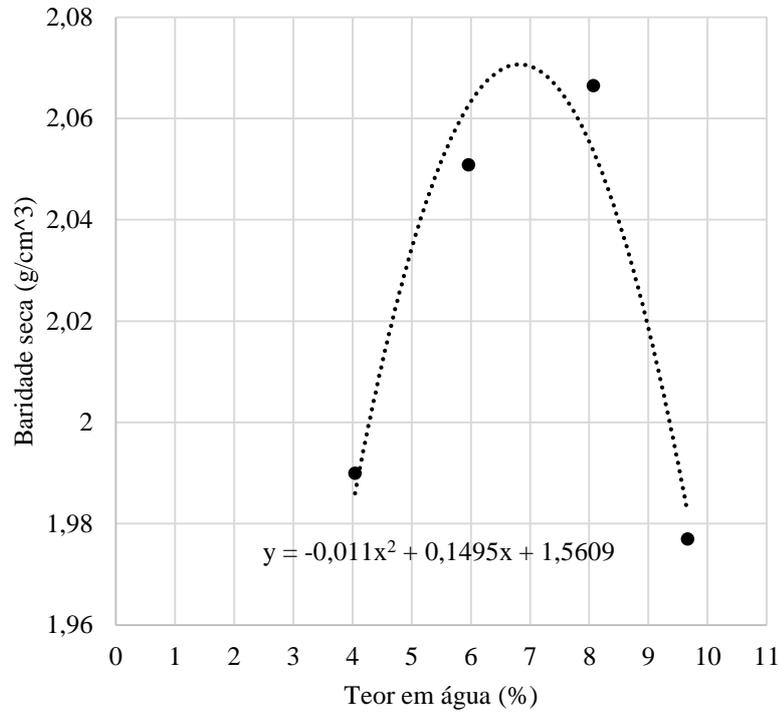


Figura 44: Curva de compactação

Adotou-se 7% como o valor ótimo. Considerando que o espaço reservado à camada granular dentro da caixa era 30x30x4 cm ( $V = 3600 \text{ cm}^3$ ), tinha-se a situação explicitada pelas seguintes equações:

$$w_{pó} = 1,975\%$$

$$w_{ótimo} = 7\%$$

$$\begin{aligned} \gamma_s &= -0,011 \times w_{ótimo}^2 + 0,1495 \times w_{ótimo} + 1,5609 \\ &= 2,068 \text{ g/cm}^3 \end{aligned} \quad (4.1)$$

$$\gamma_s = \frac{\gamma_h}{100 + w_{ótimo}} \times 100 \Leftrightarrow \gamma_h = 2,213 \text{ g/cm}^3 \quad (4.2)$$

$$\begin{aligned} 2,213 \text{ g} - 1 \text{ cm}^3 \\ x - 3600 \text{ cm}^3 \end{aligned} \quad (4.3)$$

$$x = 7966,8 \text{ g}$$

$$\text{Água no pó: } 7966,8 \times 0,01975 = 157,3 \text{ g} \quad (4.4)$$

$$\text{Água adicionada: } 7966,8 \times (0,07 - 0,01975) = 400,3 \text{ g} \quad (4.5)$$

$$\text{Pó 0/4: } 7966,8 \times 0,93 = 7409,2 \text{ g} \quad (4.6)$$

Sendo que este agregado foi retirado sempre da mesma origem, a quantidade de água nele presente foi considerada constante e tomou-se os valores das Equações 4.4, 4.5 e 4.6 como referência para a produção de todos os provetes com estrutura multicamada. Efetivamente, após a compactação, os 4 cm de espessura foram obtidos de modo invariável.

#### 4.1.2 Ensaios de corte direto

Qualquer solo é um meio anisotrópico composto por uma matriz rochosa, que representa a maior parte do volume, e as suas descontinuidades, que são superfícies naturais onde a resistência é baixa ou nula (Miguel, 2011). Em análises de estabilidade, é comum assumir-se que a teoria de Mohr-Coulomb, com a sua descrição da resposta de materiais britados a tensões normais ( $\sigma_n$ ) e de corte ( $\tau$ ), é válida. Os ensaios de corte direto conjugam ambas as solicitações para produzir um deslocamento ( $\delta$ ) e se determinar a coesão ( $c$ ) e o ângulo de atrito ( $\phi$ ), características da resistência de um solo.

Para pequenos deslocamentos, a amostra comporta-se elasticamente e a tensão de corte aumenta até alcançar um máximo, que corresponde a uma resistência de pico. Posteriormente, a tensão decresce e encontra um valor constante, que se chama resistência residual e corresponde aos grandes deslocamentos. Esta situação foi verificada no trabalho realizado, como se vê pela Figura 45, com os três valores de  $\sigma_n$  testados – 50, 125 e 200 kPa. A velocidade da metade inferior da caixa é regulável por um motor e foi sempre ajustada para 0,05 mm/min no início. O peso do material utilizado equivalia a 160 g.

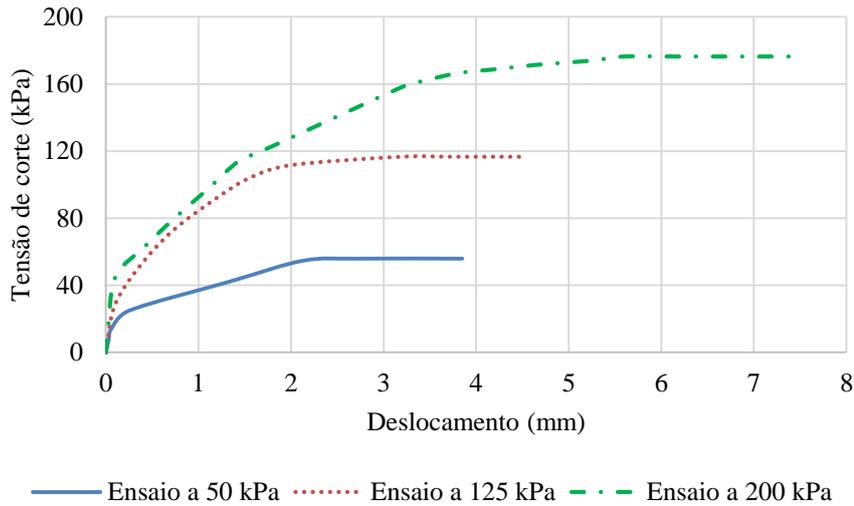


Figura 45: Curvas tensão de corte-deslocamento

Com a tensão de corte calculada através da divisão entre a força exercida (multiplicando-se as leituras feitas por um fator de calibração do anel que lhe está inerente igual a 7,02) e a área de corte em planta, que começa por ser  $A = 0,0028 \text{ m}^2$  e varia ao longo do ensaio, podemos traçar também uma curva  $\tau-\sigma_n$ . O modelo deve, então, ser linear e ter uma linha de tendência que passe por zero, ou seja, a coesão é nula e a resistência ao corte é apenas ditada pelo ângulo de atrito, que está, como referido, relacionado apenas com o tamanho e forma dos grãos na superfície de fratura. A Figura 46 corrobora estas conjeturas: a coesão corresponde ao parâmetro  $b$  da equação da linha de tendência, sendo 19,59 kPa (valor residual), e o ângulo de atrito é análogo à inclinação, correspondendo a  $37^\circ$ .

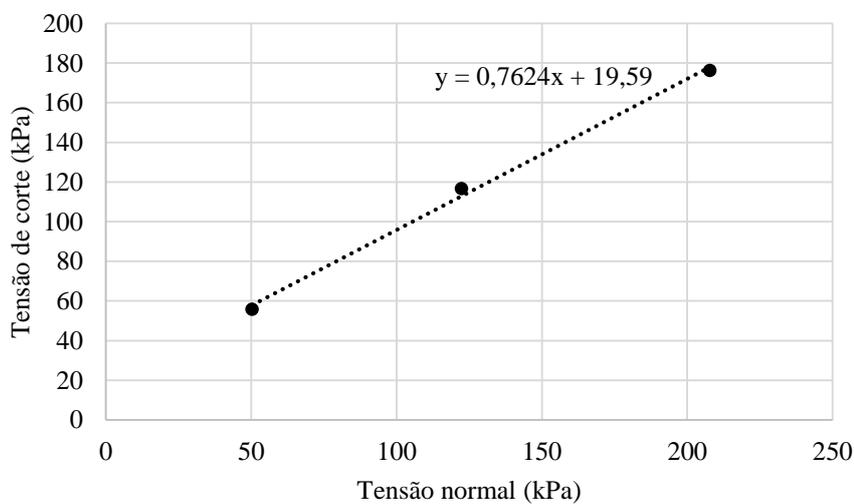


Figura 46: Critério de rotura de Mohr-Coulomb

Segundo Carvalho (1991), os limites típicos do ângulo de atrito de materiais britados inserem-se no intervalo que vai de 36 a 50 graus, dependendo da compactação. Tomando esta fonte como referência, o resultado é válido.

### 4.1.3 Ensaio CBR

O conhecimento do módulo de deformabilidade é possível com recurso ao ensaio CBR. O índice final encerra em si uma avaliação da capacidade de suporte de cargas do solo e os valores típicos são: 20-100 para britas, 4-40 para areias, 3-15 para silte, 3-10 para argilas e 1-5 para matéria orgânica.

O molde foi colocado na prensa, o carregamento efetuou-se à velocidade de 1,27 mm/min e a curva carga-penetração da Figura 47 (a azul e traço contínuo) formou-se em pouco tempo. A tangente (a vermelho e traço interrompido) foi adicionada a posteriori, sobre o ponto de inflexão, para encontrar uma nova origem a 1,2 mm, levando a uma translação do sistema de eixos.

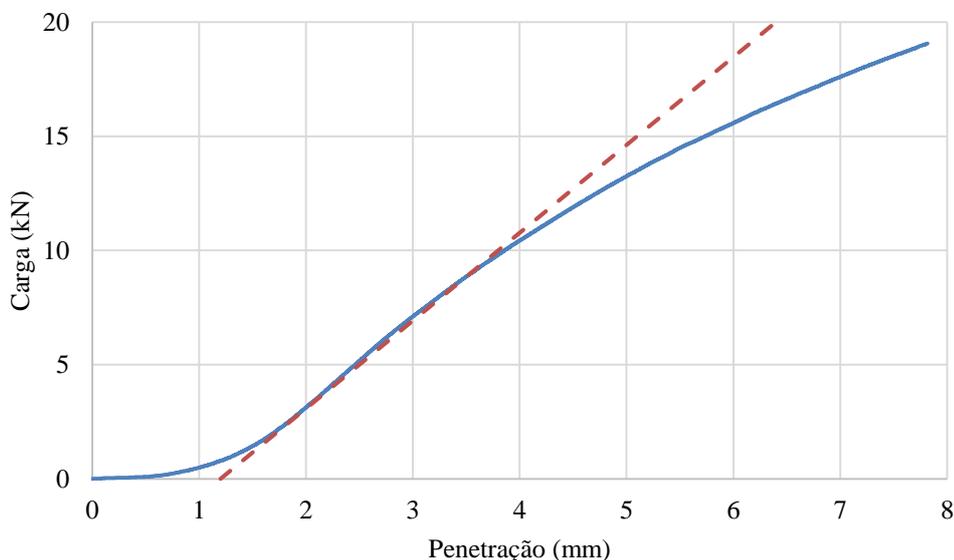


Figura 47: Curva CBR do solo testado

Por interpolação, obtiveram-se as cargas associadas às penetrações de referência 2,5 e 5,0 mm, que neste caso, correspondem a 9,495 e 13,242 kN. Considerando pressões-padrão

de 13,2 e 20 kN (Palha, 2008), executou-se o cálculo do índice CBR para as duas penetrações evocando a Equação 4.7, que eram equivalentes a 71,9 e 66,2.

$$\text{CBR} = \frac{\text{Pressão encontrada}}{\text{Pressão padrão}} \times 100 \quad (4.7)$$

Apesar de não haver uma relação direta, o módulo de deformabilidade pode ser estimado com base nesta informação. A Shell propõe a Equação 4.8, enquanto Powell preconizou a Equação 4.9. Pereira e Picado-Santos (2002) apontam a primeira para solos incoerentes e a segunda para solos coerentes. Assumindo o agregado utilizado na camada granular como incoerente, retiramos um módulo médio de 690,7 MPa. Pela outra fórmula vale 264,6 MPa. Uma referência para o teor em água, que foi calibrado para 7%, seguindo as indicações dos ensaios Proctor.

$$E = 10 \times \text{CBR} \quad (4.8)$$

$$E = 17,6 \times \text{CBR}^{0,64} \quad (4.9)$$

## 4.2 Caracterização do betume usado na camada betuminosa

O betume utilizado nas lajes para os ensaios de pista e nos provetes dos ensaios triaxiais foi sempre o 50/70 da Shell, o que significa que, no ensaio de penetração a 25 °C, a agulha padronizada devia atingir uma profundidade algures entre 50 e 70 dmm. Foram feitas três medições no mesmo recipiente e a média equivalia a 50,9 dmm, respeitando as imposições.

Relativamente ao ponto de amolecimento pelo ensaio de anel e bola, a norma EN 12591 especifica como limites inferior e superior as temperaturas de 46 a 54 °C. Quando o betume de ambas as amostras preparadas atingiu a base do recipiente utilizado, o termómetro registava 52,7 °C, cumprindo assim os requisitos.

Quanto à viscosidade, o comportamento do betume é visível na Figura 48. Importa saber que a temperatura de compactação deve corresponder a uma viscosidade entre 2 e 20 Pa.s (SHELL, 1991) e para a temperatura de mistura ronda os 0,3 Pa.s. Conclui-se que, idealmente, a mistura deve acontecer a 150 °C e a compactação a 115 °C.

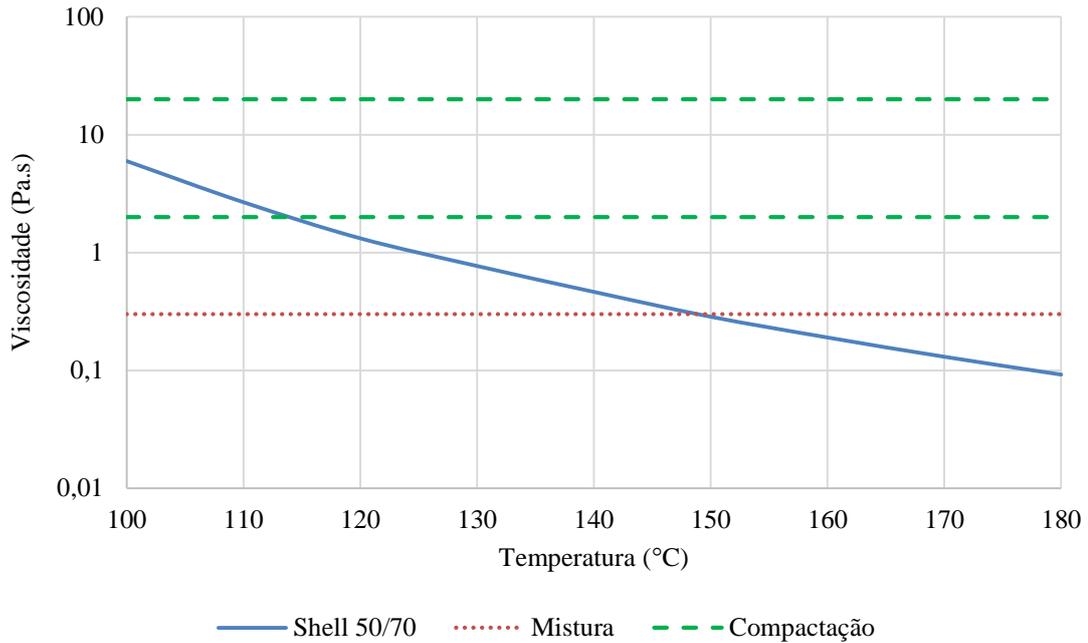


Figura 48: Viscosidade dinâmica do betume

### 4.3 Caracterização volumétrica da mistura betuminosa

Esta análise passou pela determinação da BMT, recorrendo-se a um picnómetro com 2066 g de massa e com 0,00464 m<sup>3</sup> de volume. Aquando da produção da mistura betuminosa para o primeiro ensaio de pista, previram-se mais 2 kg no peso total para este fim. A água usada neste ensaio estava a 25 °C, pelo que lhe correspondia uma massa volúmica de 997,1 kg/m<sup>3</sup>. Voltando atrás à Equação 3.5, obteve-se um valor de  $\rho_{mv} = 2491,5 \text{ kg/m}^3$ .

A baridade aparente a seco foi apurada por pesagem dos provetes cilíndricos para os ensaios triaxiais, pois a mistura betuminosa era a mesma, sendo as suas dimensões 13 cm de altura e 10 cm de diâmetro. Considerando uma temperatura de água igual à anterior, chegámos a seis baridades diferentes pela Equação 3.6, das quais resultou uma média de 2426,3 kg/m<sup>3</sup>.

Assim, torna-se possível concluir a caracterização volumétrica com o cálculo do volume de vazios, do volume de betume e da soma de ambos, também designada por volume de vazios no esqueleto do agregado, recorrendo às Equações 3.7, 3.8 e 3.9. Pela metodologia Superpave, o VMA deve ser igual ou superior a 14%, o que é conferível na Tabela 8.

Tabela 8: Resumo da caracterização volumétrica

Parâmetro	Valor
$\rho_{mv}$ (kg/m <sup>3</sup> )	2491,5
$\rho_s$ (kg/m <sup>3</sup> )	2426,3
$V_v$ (%)	2,6
$V_b$ (%)	11,8
VMA (%)	14,4

#### 4.4 Caracterização da deformação permanente

As secções que se apresentam de seguida ampliam o estudo da deformabilidade à comparação das bacias de deflexão e rodeiras entre diferentes estruturas de pavimento, com módulos deduzidos, materializando as inovações laboratoriais previamente exploradas.

##### 4.4.1 Ensaios de pista monocamada

Foram examinados os registos de três sensores (um interno e dois externos) e nas curvas das Figuras 49 a 51 representam-se as médias das leituras, nas duas repetições, em cada cenário de ensaio, consoante foi explicitado na Tabela 5. Os ensaios de pista a 1 Hz demoraram cerca de 5 horas e meia, confirmando a duração de um segundo por movimento (ou 2 s por ciclo); a 0,5 Hz despenderam-se 11 horas, isto é, dois segundos por movimento (ou 4 s por ciclo).

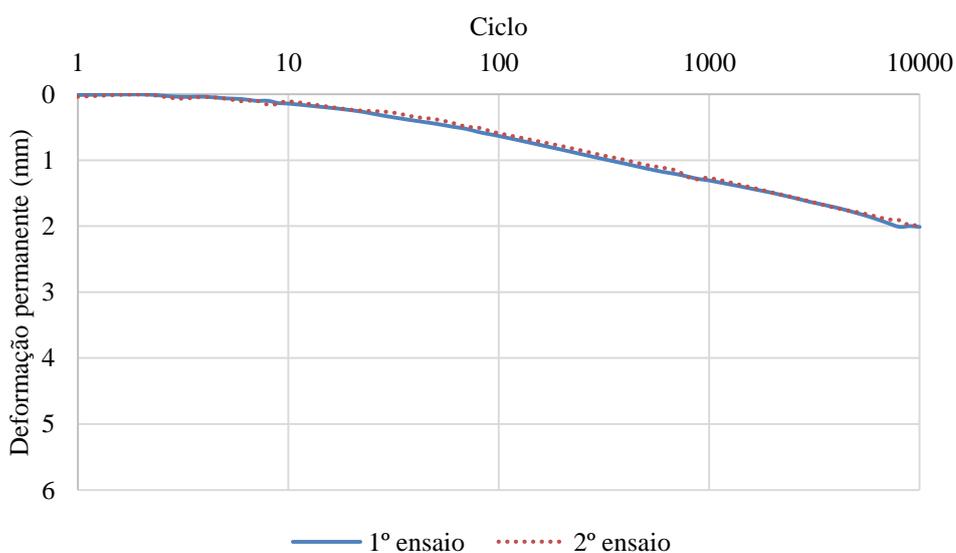


Figura 49: Deformação permanente nos ensaios de pista monocamada a 30 °C e 1 Hz

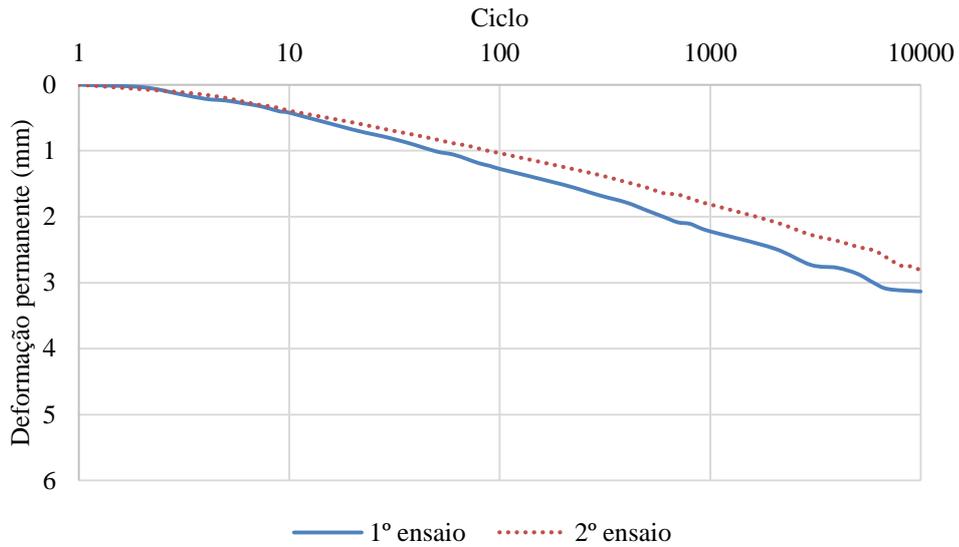


Figura 50: Deformação permanente nos ensaios de pista monocamada a 50 °C e 1 Hz

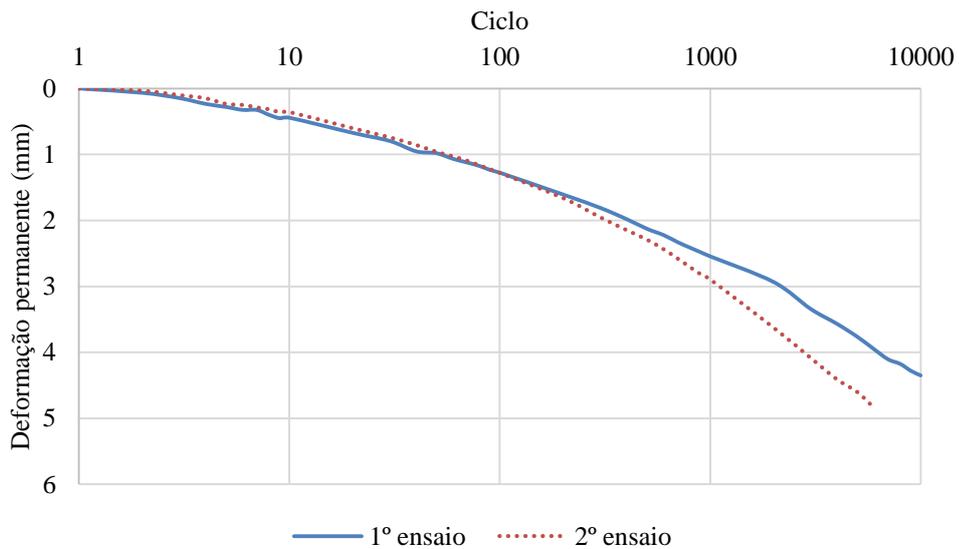


Figura 51: Deformação permanente nos ensaios de pista monocamada a 50 °C e 0,5 Hz

As divergências relativamente à norma EN 12697-22 neste novo processo de ensaio foram verificadas, e essa é a razão principal para cada cenário ter sido testado duas vezes. Numa tentativa de provar a repetibilidade do ensaio de pista pelo método da caixa desenvolvido neste trabalho, apresentam-se as curvas de cada repetição de ensaio.

Na Figura 49, a semelhança é evidente: correspondendo às condições mais favoráveis (cenário de ensaio 1), por a temperatura ser a menor e a frequência a maior, a deformação permanente

ao fim de 10 mil ciclos é de 2,012 mm no primeiro e 1,970 mm no segundo, o que representa uma variação de valores de apenas 0,041 mm, a mais baixa registada. Com 50 °C/0,5 Hz (cenário de ensaio 3) a deformação permanente é, como se previa, a mais elevada, passando os 4 mm (Figura 51).

O eixo dos ciclos foi apresentado em escala logarítmica, evidenciando a elevada deformação que ocorre na primeira centena de ciclos. Por exemplo, na Figura 49 essa deformação equivale a algo como 25% da rodeira total. Esta circunstância indica que, mesmo depois do processo de compactação, ainda há algum rearranjo das partículas até a consolidação ser completada. Para facilitar a visualização da evolução das rodeiras geradas nestes ensaios e para se comparar o efeito que a variação da temperatura e da frequência entre os vários cenários na deformação da mistura betuminosa, pode-se consultar a deformação média por cenário na Figura 52.

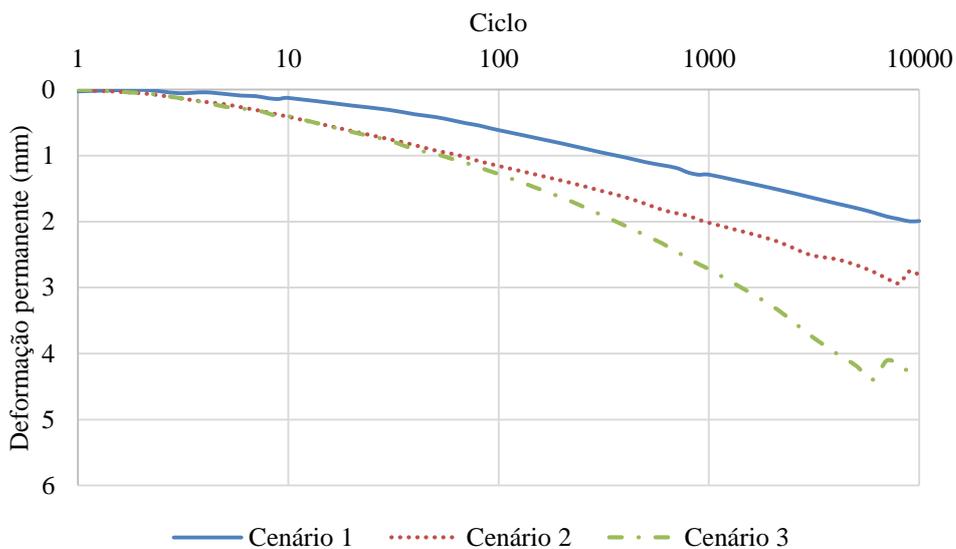


Figura 52: Resumo da deformação permanente nos ensaios de pista monocamada

Na Figura 52 verifica-se que os resultados dos vários ensaios de pista monocamada seguiram a tendência esperada. De facto, a mistura deformou-se mais quando se aumentou a temperatura e reduziu a frequência de aplicação da carga. Aparentemente, o efeito da temperatura foi superior nos primeiros 1000 ciclos (pois as diferenças entre o cenário 1 e 2 são superiores às verificadas entre os cenários 2 e 3). No entanto, com o aumento do número

de aplicações de carga, o efeito da redução da frequência mostrou a sua relevância com o aumento significativo da deformação verificada a partir dos 1000 ciclos no cenário 3.

A deformação elástica é um dado que habitualmente não se pode extrair dum ensaio de pista. Aliás, uma vantagem do método desenvolvido neste trabalho é permitir obter esta caracterização adicional da deformação elástica, que acontece na passagem da roda em cada ciclo de carga (resultado fundamental para a modelação deste ensaio, realizada posteriormente). De facto, a deformação vertical que os sensores experimentam com a passagem da roda na superfície é recuperável, ou seja, a carga aplicada é parcialmente contrariada pelas propriedades viscoelásticas da mistura betuminosa. Assim, a cada ciclo corresponde uma curva da deformação que pode ser associável às extensões registadas nos ensaios triaxiais. Da Figura 53 à Figura 55 declara-se a deformação elástica de quatro ciclos de referência, numa média das duas repetições realizadas em cada cenário de ensaio. Nestes casos dos ensaios monocamada, o último ciclo corresponde sempre a 10 mil ciclos. Apesar da caixa metálica criada ter 30 cm de comprimento, a mesa de ensaio tem um espectro de ação máximo de aproximadamente 25 cm, pois a roda não chega diretamente às extremidades da caixa, onde ficaria sem apoio.

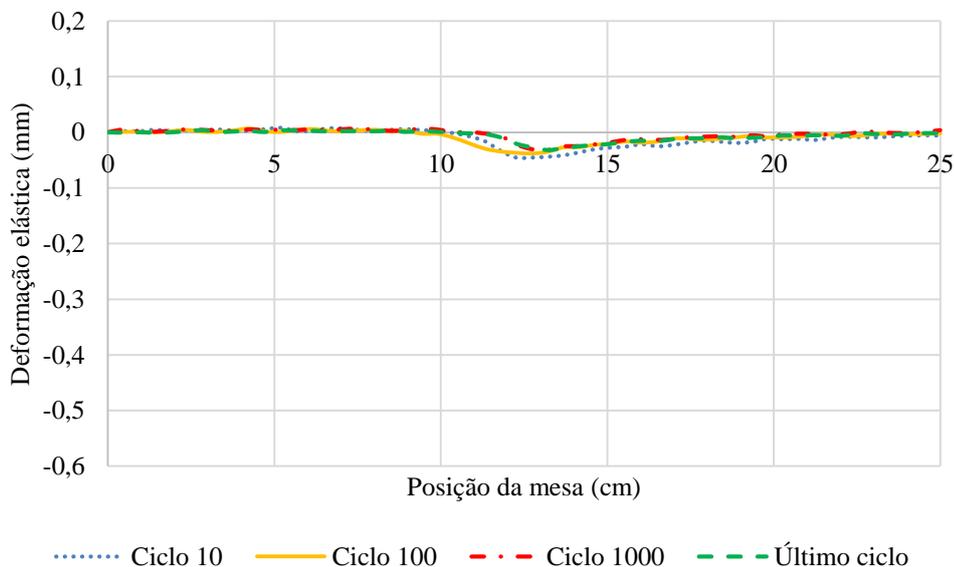


Figura 53: Deformação elástica no cenário 1 nos ensaios de pista monocamada

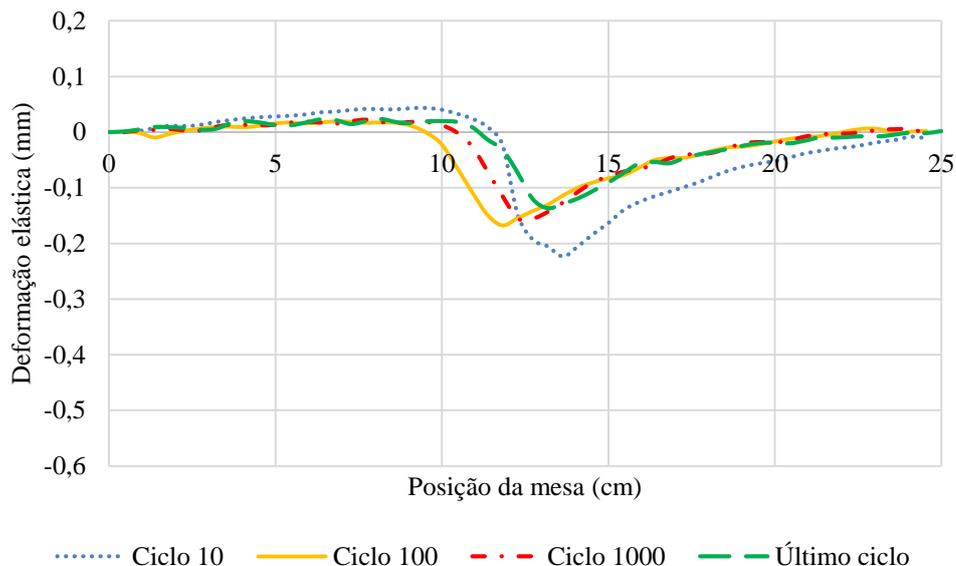


Figura 54: Deformação elástica no cenário 2 nos ensaios de pista monocamada

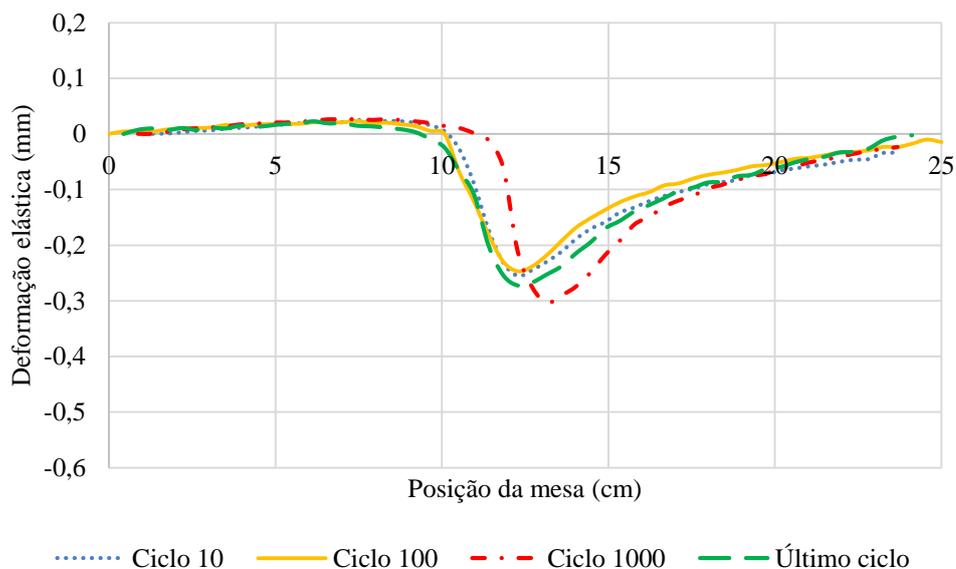


Figura 55: Deformação elástica no cenário 3 nos ensaios de pista monocamada

Na Figura 54 e na Figura 55 nota-se um fenómeno de deformações elásticas positivas antes da deformação elástica negativa máxima no centro da laje, devido a um esforço de tração que ocorre no momento imediatamente antes da roda passar sobre o sensor interno. Este fenómeno é associado a tensões de tração por flexão nas extremidades da zona de ação da roda, sendo mais evidente a altas temperaturas devido à maior deformabilidade da mistura nessas condições, como é o caso nos cenários de ensaio 2 e 3 (50 °C). A deformação elástica é

notoriamente maior quanto mais desfavoráveis são as condições de ensaio. Além disso, verifica-se que a curvatura da bacia de deformação na zona de deformação máxima reduz o seu raio quando a temperatura aumenta e a frequência diminui, o que confirma as rodeiras de pequeno raio habitualmente associadas a problemas de deformação de misturas betuminosas. Também foi possível verificar que a deformação elástica se mantém aproximadamente constante ao longo dos vários ciclos de ensaio, após uma fase inicial de algum rearranjo das partículas. Apesar disso, há uma ligeira tendência para a deformação elástica reduzir à medida que os ciclos se sucedem (na Figura 53 e na Figura 54 em especial é visível como no último ciclo a deformação elástica máxima é a menor do ensaio).

#### **4.4.2 Ensaios de pista multicamada**

Como o sensor interior atravessa as duas camadas, ao invés de estar inserido apenas na camada betuminosa, e em especial porque houve um aumento da espessura das camadas a ensaiar (neste caso a camada granular foi adicionada à espessura já utilizada nos ensaios monocamada), não se espera aqui uma evolução da deformação permanente igual à verificada no trabalho de Weidong *et al.* (2006). Sendo que uma carga vertical se distribui com homogeneidade por um pavimento flexível, ao testar uma estrutura deste género, mantendo as características da camada betuminosa e as condições de ensaio, é expectável que a deformação permanente total seja maior, sabendo que esse efeito se deve apenas à adição de uma camada granular.

Mais uma vez, também nestes ensaios multicamada foram consubstanciadas duas repetições, como se esclarece da Figura 56 à Figura 58. Apresenta-se um resumo desta fase na Figura 59.

Nestes ensaios também se verifica uma boa homogeneidade dos resultados entre ambas as repetições, o que permite validar a amplitude de deformações medidas nestes ensaios. A amplitude máxima dos valores acontece perto dos 10 mil ciclos na Figura 56 e na Figura 57 e cifra-se nos 0,261 e 0,993 mm, respetivamente. A diferença continua a ser residual, aumentando a confiança na inovação que o ensaio de pista com caixa representa.

Existe uma dispersão de resultados ligeiramente superior no cenário menos favorável, (Figura 58), o que seria expectável pela maior complexidade na preparação dos provetes nesta

configuração. A maior divergência, neste caso, é de 1,739 mm, ou seja, 21,6% de margem de variação das medições para as curvas serem condizentes. Uma causa possível para esta maior diferença pode ser ter-se atingido um grande nível de instabilidade por compressão nos LVDTs utilizados, que não eram compridos o suficiente sequer para, a 50 °C/0,5 Hz, se completarem os ciclos previstos.

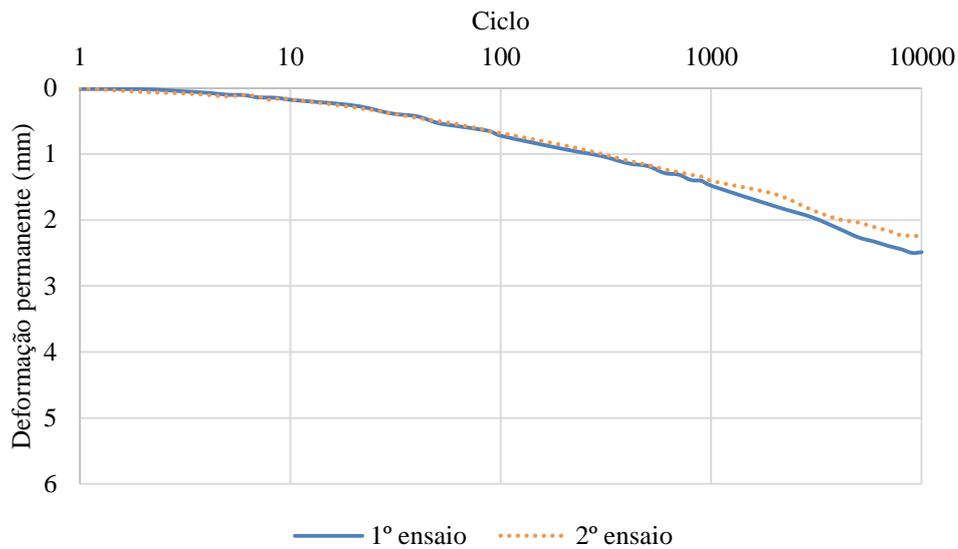


Figura 56: Deformação permanente nos ensaios de pista multicamada a 30 °C e 1 Hz

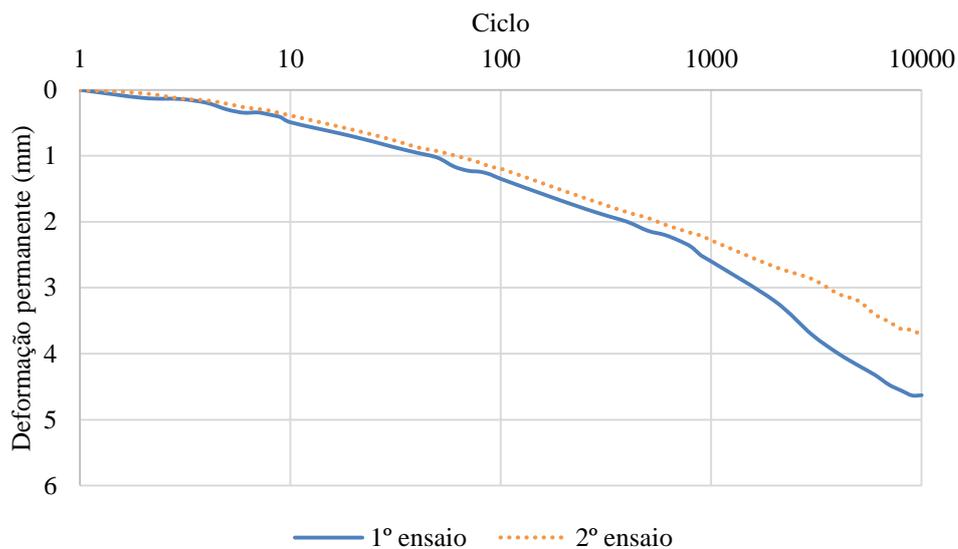


Figura 57: Deformação permanente nos ensaios de pista multicamada a 50 °C e 1 Hz

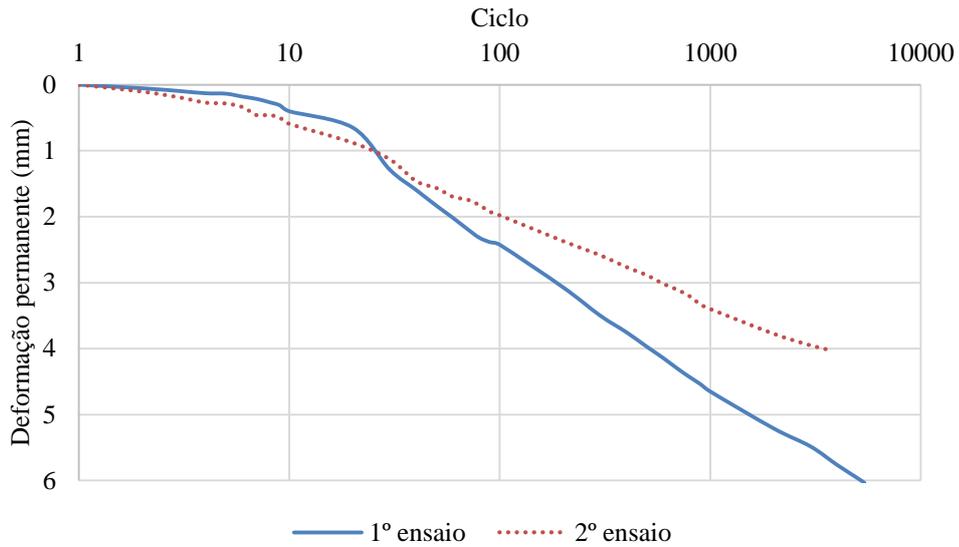


Figura 58: Deformação permanente nos ensaios de pista multicamada a 50 °C e 0,5 Hz

Finalmente, para se comparar os vários cenários de ensaio realizados sobre estruturas multicamada, apresenta-se um resumo desta fase na Figura 59.

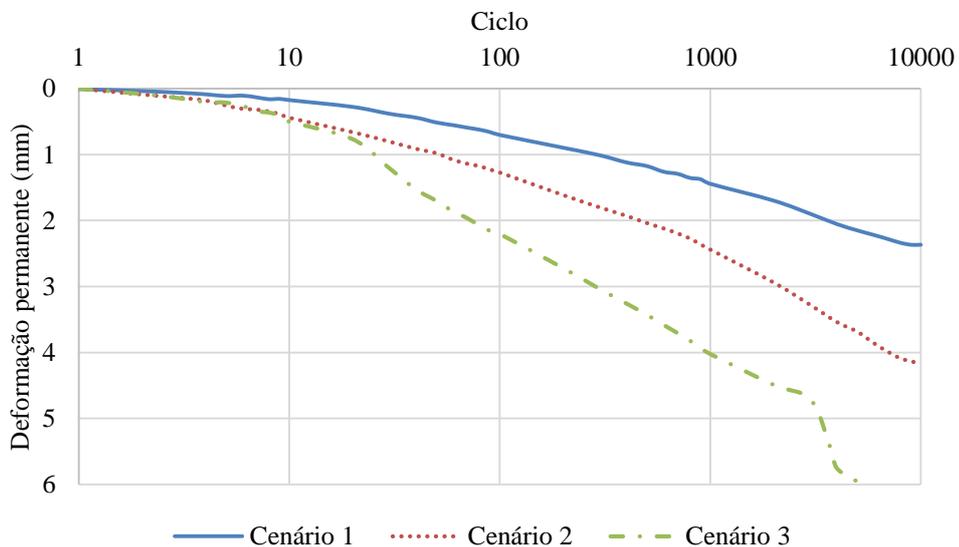


Figura 59: Resumo da deformação permanente nos ensaios de pista multicamada

Ao comparar os resultados obtidos nos ensaios de pista multicamadas para os três cenários diferentes, voltou a observar-se o efeito esperado da temperatura e da frequência na deformabilidade das estruturas multicamada. No entanto, e por comparação com os resultados

dos ensaios monocamada, aparentemente a frequência de aplicação de carga parece ter aumentado o seu efeito numa forma mais evidente do que a temperatura (a diferença entre o cenário 2 e 3 aumentou de forma mais evidente do que entre o cenário 1 e 2). Essa alteração resulta da camada granular não ser sensível à temperatura, mas ser sensível à frequência de aplicação da carga, o que poderá ter feito aumentar a influência deste último parâmetro na deformação das estruturas multicamada.

A deformação elástica foi igualmente apurada e pode ser conferida da Figura 60 à Figura 62.

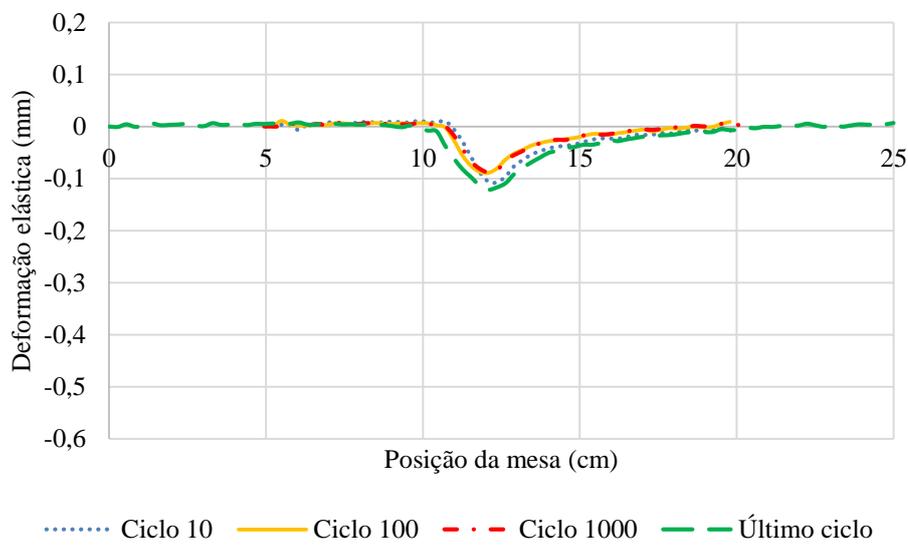


Figura 60: Deformação elástica no cenário 1 nos ensaios de pista multicamada

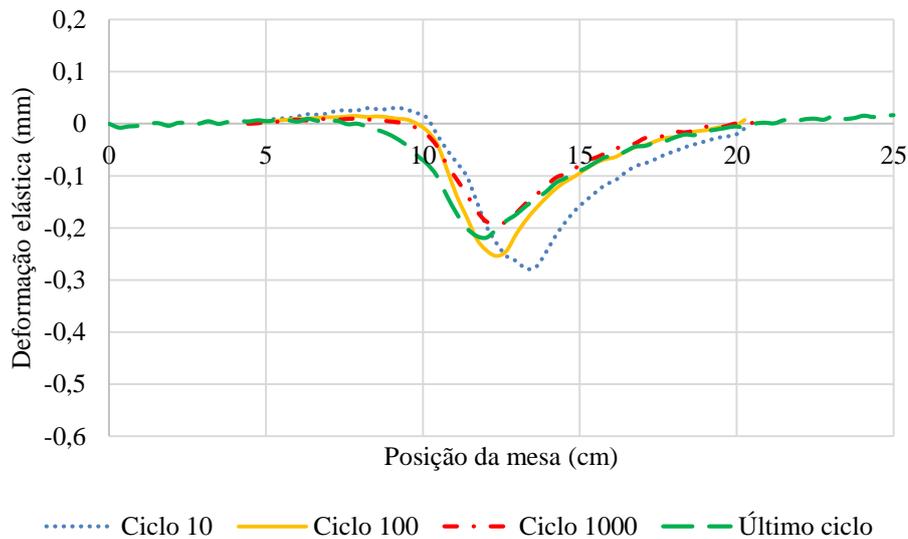


Figura 61: Deformação elástica no cenário 2 nos ensaios de pista multicamada

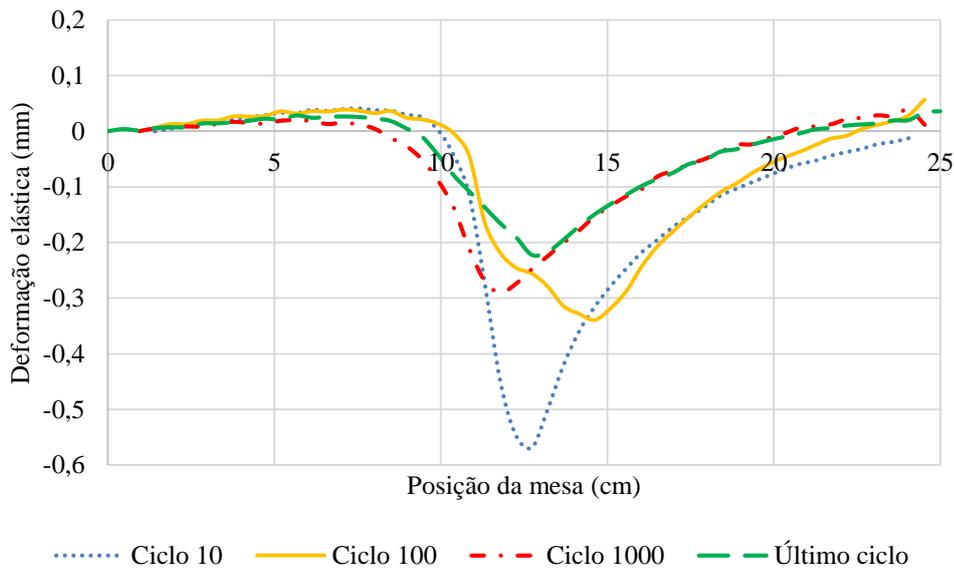


Figura 62: Deformação elástica no cenário 3 nos ensaios de pista multicamada

A rigidez global da estrutura multicamada nos cenários de ensaio 1 e 2 aparentam manter-se inalteradas ao longo do ensaio, pois a deformação elástica é praticamente a mesma no ciclo 10 e no último ciclo (Figura 60 e Figura 61). Porém, notou-se mais variabilidade nos resultados da deformação elástica das estruturas multicamadas submetidas a cargas que circulavam a menor velocidade (cenário 3), em especial nos primeiros ciclos de carga que chegaram a apresentar deformações elásticas máximas de 0,57 mm (Figura 62). Esta variabilidade diminui ao longo do ensaio, e deve-se à maior complexidade das estruturas multicamadas, que são mais sensíveis a cargas mais lentas.

As diferenças em relação aos ensaios de pista monocamada são visíveis, embora não sejam normalmente significativas, verificando-se um aumento generalizado da deformação elástica máxima nos vários cenários em estudo (como consequência da contribuição adicional da camada granular para essa deformação). Em comparação com os ensaios monocamada, nestes ensaios parece haver uma ligeira redução da área de influência máxima da carga (nos ensaios monocamada ainda se verificava alguma deformação elástica na posição da mesa igual a 20 cm, enquanto nos ensaios multicamada esse valor já é próximo de zero). Isto deve acontecer pelo facto de haver uma maior profundidade de dissipação da carga nestes novos ensaios. A redução da deformação recuperável à medida que o ensaio evolui mantém-se.

#### 4.4.3 Relação entre ensaios de pista monocamada e multicamada

A comparação entre os gráficos monocamada e os multicamada (Figura 63) torna óbvio o aumento da deformação permanente de uma estrutura para a outra, que é cada vez mais acentuado à medida que as condições se tornam mais desfavoráveis (e em especial quando se reduz a frequência de aplicação de carga, tal como explicado anteriormente). Entre a Figura 49 e a Figura 56, há um desnível médio de 0,4 mm, mas da Figura 51 para a Figura 58 esse desfaseamento já ultrapassa os 1,6 mm. No cenário 2 essa diferença ronda os 1,2 mm.

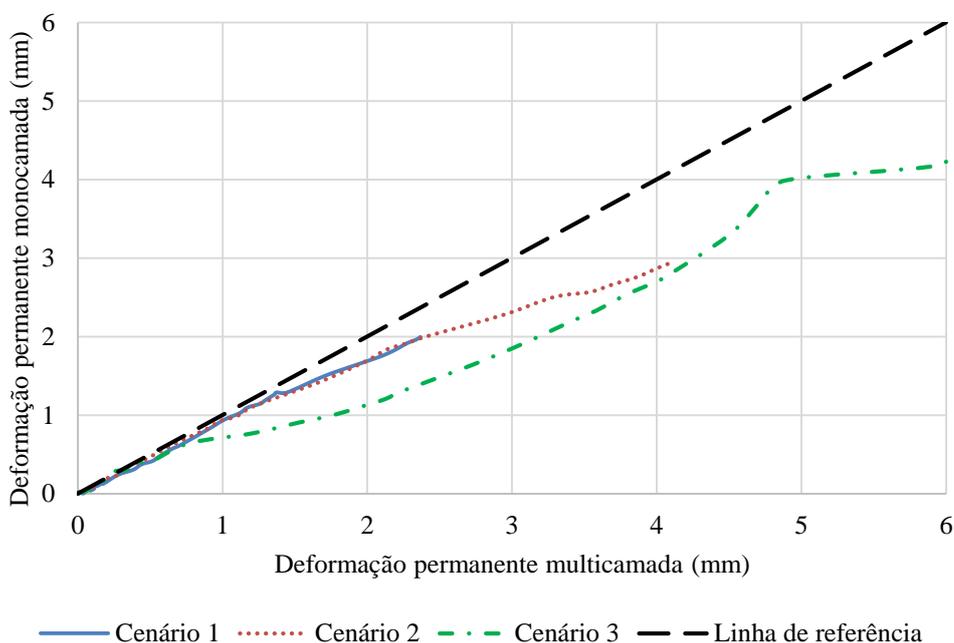


Figura 63: Evolução da deformação permanente nos ensaios de pista

A evolução da deformação permanente, da estrutura monocamada para a multicamada, é coincidente. A Figura 63 prova que, por outras palavras, a velocidade com que a rodeira foi cavada no cenário 3 foi muito superior à do cenário 1, mas a relação entre a deformação permanente dos ensaios monocamada com os multicamada é semelhante. Graficamente, as curvas estão quase sobrepostas, em especial as que correspondem a 30 °C/1 Hz (cenário 1) e a 50 °C/1 Hz (cenário 2), não obstante acabarem a uma distância de zero cada vez maior. Como as medições estão abaixo da linha de referência é óbvio que há mais deformação com uma estrutura multicamada. Na Figura 64 analisa-se o valor final de cada ensaio realizado.

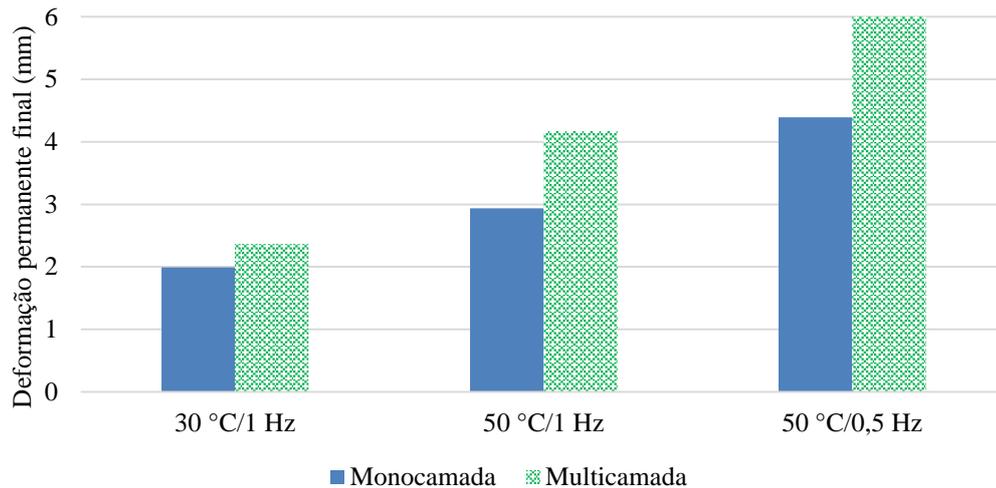


Figura 64: Deformação permanente final nos ensaios de pista

Não há linearidade na taxa de crescimento da deformação permanente final. O fosso entre o valor final nos ensaios monocamada e multicamada aumenta cada vez mais do cenário mais favorável para o mais desfavorável.

A norma EN 12697-22 referente ao ensaio de pista define um parâmetro para especificar o desempenho das misturas betuminosas em relação à deformação permanente, que será neste trabalho usado para ambas as estruturas em geral, chamado taxa de deformação permanente, ou *wheel tracking slope* (WTS) na denominação anglo-saxónica. Consiste em dividir a diferença entre a deformação no ciclo 10 mil e no ciclo 5 mil por cinco, resultando daí uma taxa de evolução da deformação permanente a cada mil ciclos mais realista do que se fossem considerados os primeiros ciclos, com todas as particularidades anteriormente mencionadas, como o rearranjo das partículas. Neste trabalho, os valores WTS obtidos nos ensaios de pista monocamada e multicamada foram os representados na Figura 65. Quando não foi possível realizar o número de ciclos habitual, a diferença fez-se entre os últimos 2 mil ciclos, como aconselha a norma, no mínimo.

No geral, é possível dizer que a taxa de deformação permanente tem pouca variação da estrutura monocamada para a multicamada. A maior divergência é no cenário 2 e cifra-se em 0,035 mm/1000 ciclos. O valor aumenta de cada vez que as condições pioram. Isto é muito importante, pois é outro fator que determina a consistência das hipóteses delineadas e das soluções adotadas, mostrando qual a grande influência que os dois parâmetros de ensaio

tiveram na evolução da deformação da permanente da mistura ao longo dos vários ciclos do ensaio de carga.

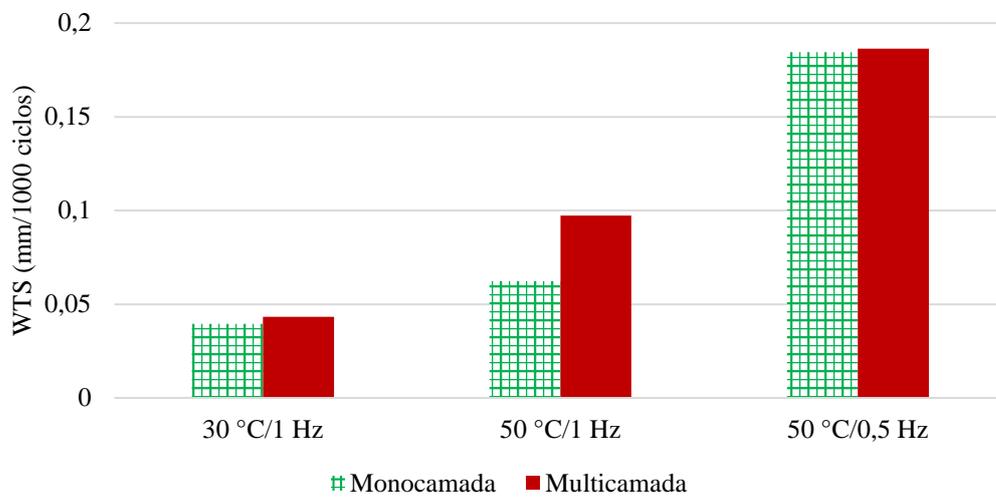


Figura 65: WTS dos ensaios de pista

Por último, compararam-se as deformações elásticas registadas nos ensaios e que serão valiosas para o processo de retroanálise. Depois de se ter explorado o valor em cada ciclo e o seu significado, é ainda relevante perceber se há uma tendência na evolução da deformação elástica em cada cenário e por comparação entre monocamada e multicamada, com o apoio da Figura 66 e da Figura 67.

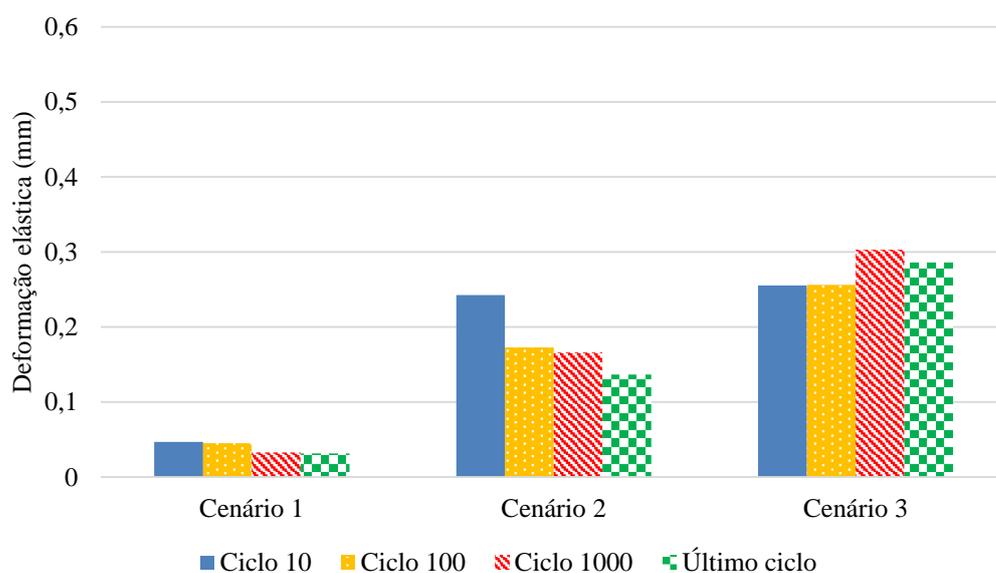


Figura 66: Deformação elástica máxima por ciclo nos ensaios de pista monocamada

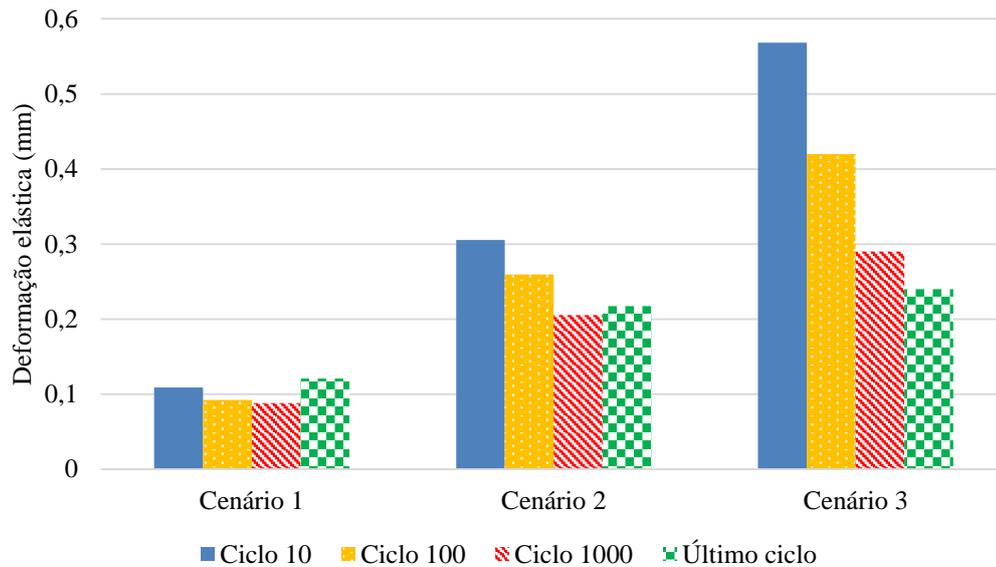


Figura 67: Deformação elástica máxima por ciclo nos ensaios de pista multicamada

Cada barra representa a média entre as duas repetições de cada cenário de ensaio. Há alguma inconsistência quanto aos valores do último ciclo em ambas as estruturas, nos dois ensaios mais favoráveis; tirando isso, a redução da deformação elástica instantânea é bastante semelhante nos ensaios de pista monocamada e multicamada, apesar do desfasamento na proporção (sendo os valores superiores nos ensaios multicamada, pelas razões já indicadas anteriormente). Quanto ao cenário 3, há alguma dificuldade em verificar uma tendência dos resultados, visto que as deformações foram elevadas e eventualmente poderão ter influenciado a forma como o sensor interno estava a medir a deformação elástica.

#### 4.4.4 Ensaios triaxiais

Para a realização destes ensaios, foram sujeitos às condições pré-definidas seis provetes de mistura betuminosa com 130 mm de altura e 100 mm de diâmetro. Os sensores foram dispostos de maneira a ser possível medir as deformações axial e a radial. Reduziram-se os valores desta última para metade por uma questão de efeito de escala (Figura 41). A tensão de desvio é obtida dividindo-se a força pela área horizontal a meio do provete, que vai aumentando ao longo do ensaio.

Para analisar corretamente as extensões ciclo a ciclo foi necessário considerá-las isoladamente; como se apresenta da Figura 68 à Figura 70), em alguns ciclos selecionados

(compressão com sinal positivo, tração negativo). À medida que as condições se anunciam mais desfavoráveis, a amplitude de valores cresce notoriamente.

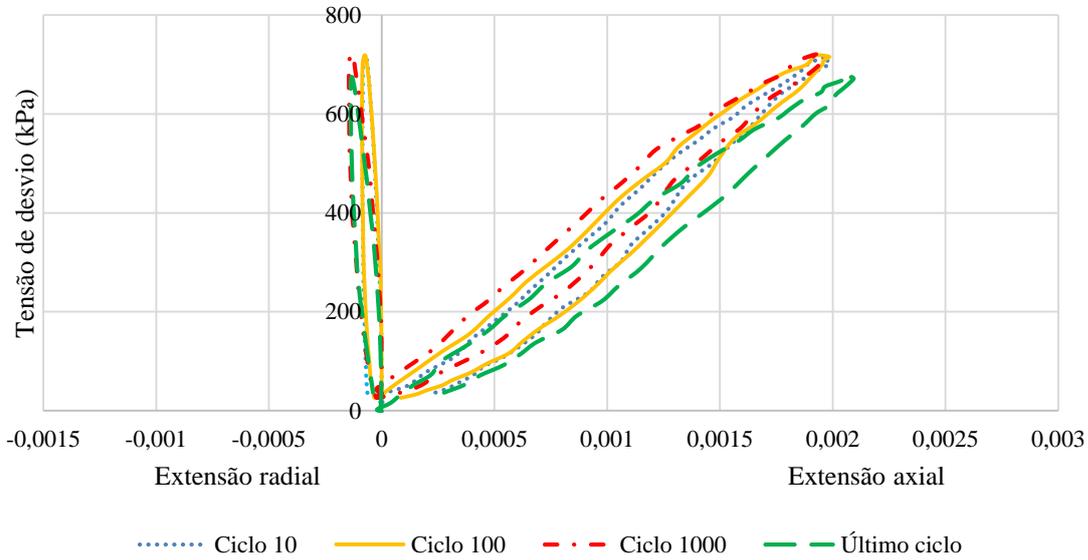


Figura 68: Extensões médias em ensaio triaxial dos provetes a 30 °C e 1 Hz

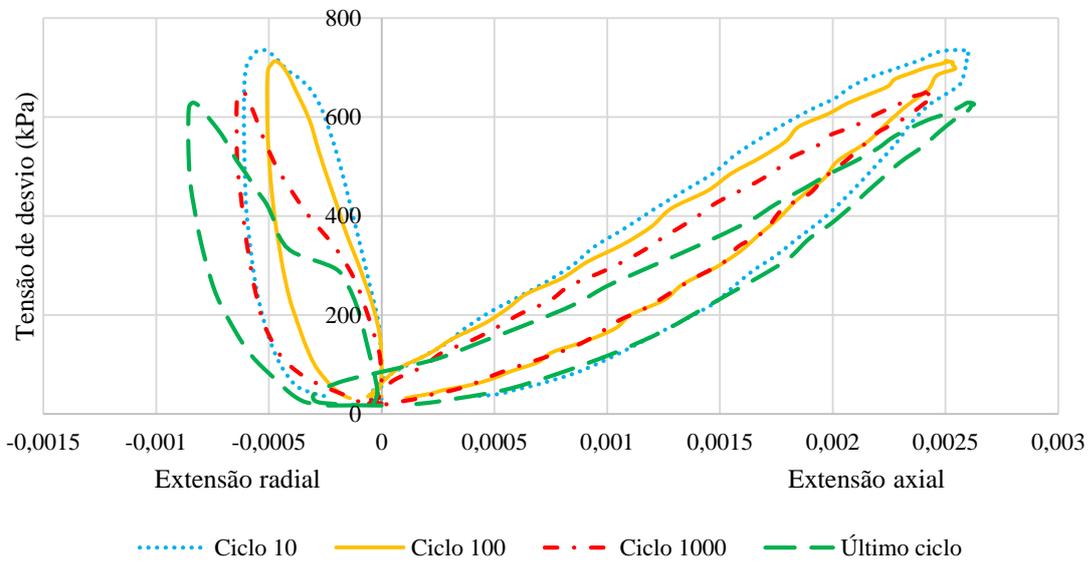


Figura 69: Extensões médias em ensaio triaxial dos provetes a 50 °C e 1 Hz

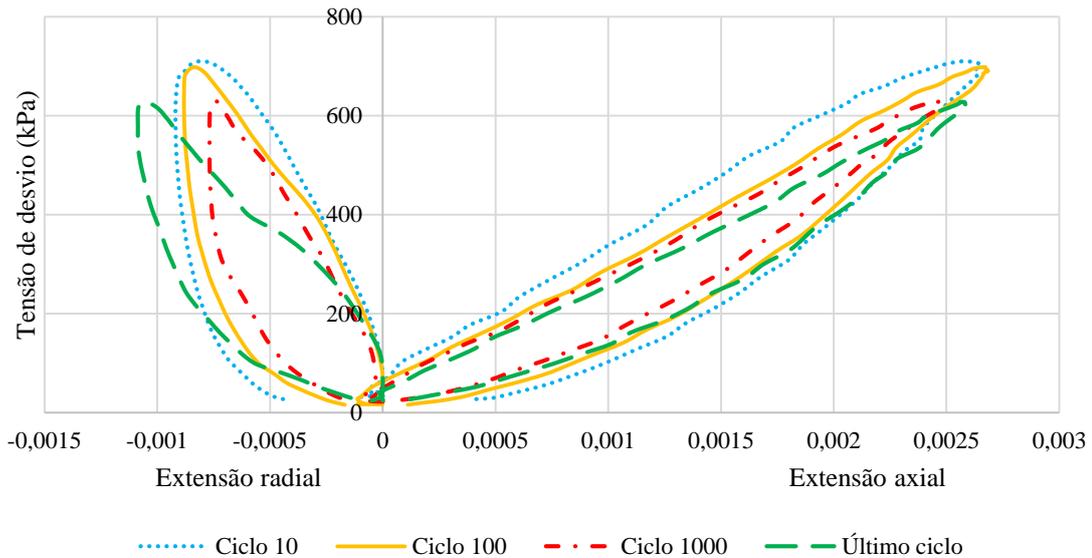


Figura 70: Extensões médias em ensaio triaxial dos provetes a 50 °C e 0,5 Hz

À medida que as condições de ensaio se anunciam mais desfavoráveis, a amplitude de valores de extensão cresce notoriamente. Devido à natureza do ensaio triaxial, a deformação permanente não é comparável com a dos ensaios de pista, basta assinalar que, apesar dos sensores utilizados serem maiores, nesta fase apenas no cenário 1 (mais favorável) se completaram 20 mil ciclos, o correspondente à meta dos 10 mil ciclos realizados no ensaio de pista.

No ponto com maior extensão axial em cada ciclo dos ensaios triaxiais regista-se também a maior tensão de desvio. O significado físico de tal ocorrência tem relação direta com o instante em que a roda normalizada passa pelo centro da laje nos ensaios de pista, e o facto de a tensão de desvio nos ensaios triaxiais variar de 0 a 730 kPa mostra que se garantiu a simulação desse carregamento. Deste modo, o cálculo do módulo de deformabilidade (em MPa) e do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) é deduzido para esses pontos, voltando atrás às Equações 3.13 e 3.1.4. Apresentam-se os dados na Tabela 9, divididos por cenário de ensaio e por ciclo.

Tabela 9: Propriedades elásticas da mistura betuminosa por ensaio triaxial

Ciclo	Cenário 1				Cenário 2				Cenário 3			
	10	100	1000	Último	10	100	1000	Último	10	100	1000	Último
<b>E</b>	352	359	362	319	279	277	263	246	265	259	252	240
<b><math>\nu</math></b>	0,025	0,041	0,072	0,064	0,219	0,193	0,258	0,301	0,319	0,319	0,315	0,422

O módulo de deformabilidade tem uma redução mais acentuada com o aumento da temperatura do que com a redução da frequência. Esta tendência é evidente nos ensaios triaxiais, já que o mesmo pode ser dito quando se analisa as extensões, repare-se como as curvas na Figura 69 apresentam maior histerese que na Figura 68, logo, com o aumento da temperatura de ensaio o material aumenta a sua capacidade de dissipação de energia.

No que diz respeito aos coeficientes de Poisson, quando se trata de misturas betuminosas é costume assumir que este parâmetro varia entre 0,3 e 0,5 (material incompressível). Isso não se verifica aqui. Com efeito, confirma-se que há um acréscimo à medida que o material perde rigidez, mas apenas no cenário 3 se constata coeficientes de Poisson dentro do esperado.

A influência do módulo de deformabilidade na análise estrutural dum pavimento do módulo de deformabilidade é muito superior. Não obstante, a possibilidade de esta proporção entre extensão axial e radial poder baixar quase até zero motivou pesquisa bibliográfica adicional, para encontrar exemplos que pudessem indicar alguma simplificação exagerada nesta matéria.

Tayebali *et al.* (1994) relatavam a dificuldade em determinar com precisão a deformação axial de que o coeficiente de Poisson depende e ponderaram duas hipóteses: deformação excessiva na vizinhança dos pratos ou inadequação da teoria da elasticidade linear. Seja como for, a temperaturas baixas e frequências altas, este coeficiente chegou até 0,1.

De forma análoga, Quintus *et al.* (1991) haviam sido previamente confrontados com variações extremas nas medições desta propriedade em HMA, ao ponto de concluírem que o seu estudo era pouco prático, exatamente por a explicação do comportamento dum mistura betuminosa ser limitado pela teoria da elasticidade linear. Assim, sugeriam assumir valores correntes.

Tendo estas referências em consideração para o efeito deste estudo, os resultados discriminados na Tabela 9 foram transpostos, por uma questão de consistência e por haver confiança nos procedimentos seguidos e repetidos, para o estudo iterativo por retroanálise que complementa o procedimento de avaliação da deformabilidade em estruturas multicamada inicialmente projetado, onde, ainda assim, será assumido um comportamento elástico das misturas betuminosas, independentemente das temperaturas e frequências utilizadas.

O ponto de maior extensão axial em cada ciclo dos ensaios triaxiais condiz com o ponto de maior deformação elástica em cada ciclo dos ensaios de pista. Portanto, por exemplo, para a primeira coluna da Tabela 9 temos associada a passagem da roda normalizada pelo centro da caixa nas lajes monocamada e multicamada para o cenário de ensaio 1 e no ciclo 10, que se representaram na Figura 66 e na Figura 67. Este facto é importante para efeitos de verificação dos resultados da modelação numérica realizada mais à frente neste trabalho.

Quanto à deformação vertical permanente, a configuração dos ensaios triaxiais é completamente diferente dos ensaios de pista e os provetes utilizados nem tinham a mesma altura, pelo que não é prudente tirar comparações. Interessa, contudo, verificar a variabilidade entre cenários de ensaio, ao utilizar o ensaio triaxial (Figura 71).

O que se conclui destes resultados, mais uma vez, é que a variação da temperatura condicionou mais o aumento da deformação permanente do que a variação da frequência, tal como já se tinha verificado com os resultados da deformação elástica. Este resultado é consistente com o verificado no ensaio de pista monocamada, o que demonstra a grande influência que a temperatura tem na formação de rodeiras em misturas betuminosas.

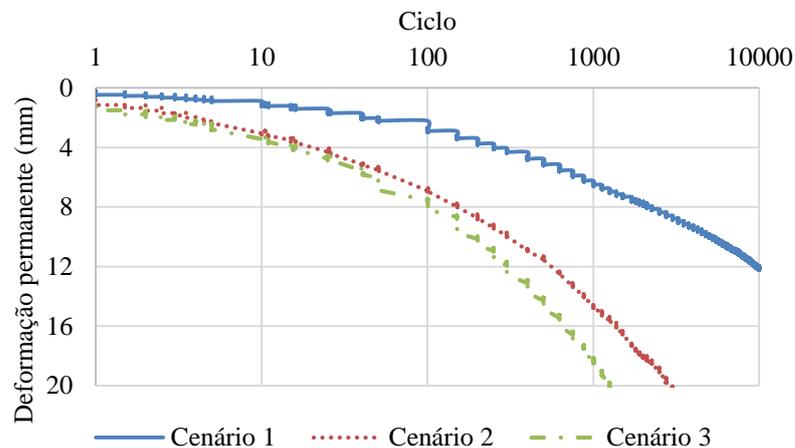


Figura 71: Resumo da deformação permanente nos ensaios triaxiais

#### 4.5 Retroanálise

A retroanálise completa este estudo da deformabilidade por triangulação de métodos. O objetivo era medir a deformação elástica em modelos das estruturas monocamada (Figura 72)

e multicamada (Figura 73) testadas utilizando como dados de entrada os módulos de elasticidade e os coeficientes de Poisson determinados, com o intuito de comparar com a deformação elástica examinada nos ensaios de pista. O *software* utilizado foi o Phase2D, no qual se desenhou um modelo para cada estrutura, considerando condições de simetria, já que a caixa metálica era quadrada. A carga gerada pela roda foi colocada no centro, aparecendo, então, com metade da sua espessura (2 cm) no canto superior esquerdo, e gerou-se uma malha interior de cem nós. Considerou-se um rácio de 0,5 entre tensões horizontais e verticais, por ser o mais habitual neste tipo de estruturas.

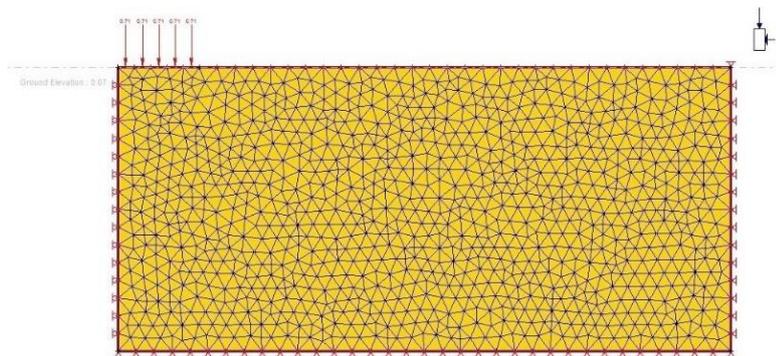


Figura 72: Modelo monocamada

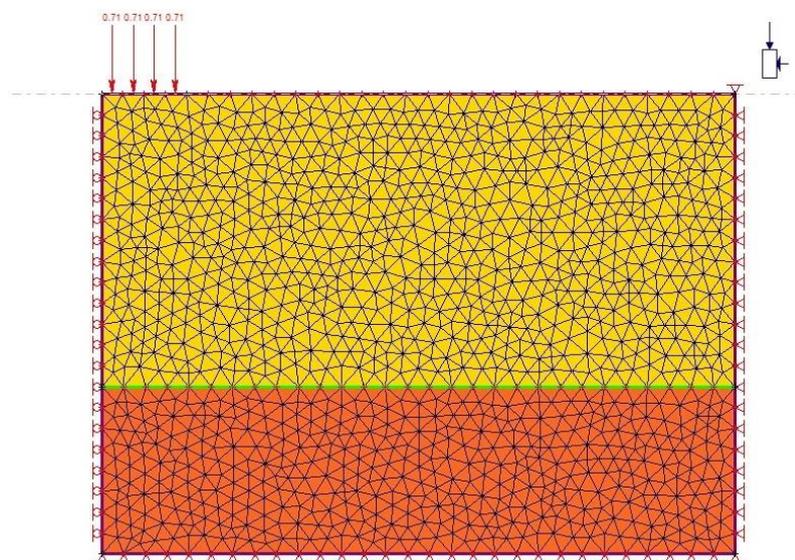


Figura 73: Modelo multicamada

Na Figura 74 deteta-se que a deformação elástica no ciclo 10 para a primeira repetição a 30 °C/1 Hz com a estrutura monocamada na superfície é 0,108 mm (Figura 74), diminuindo em profundidade. Na estrutura multicamada é 0,072 mm (Figura 75).

A altura aumenta 4 cm do monocamada para o multicamada, devido à inclusão da camada granular. As propriedades elásticas desse material foram consideradas constantes. O coeficiente de Poisson foi arbitrado para 0,3, o que é habitual com agregados britados de granulometria extensa (Lopes, 2009).

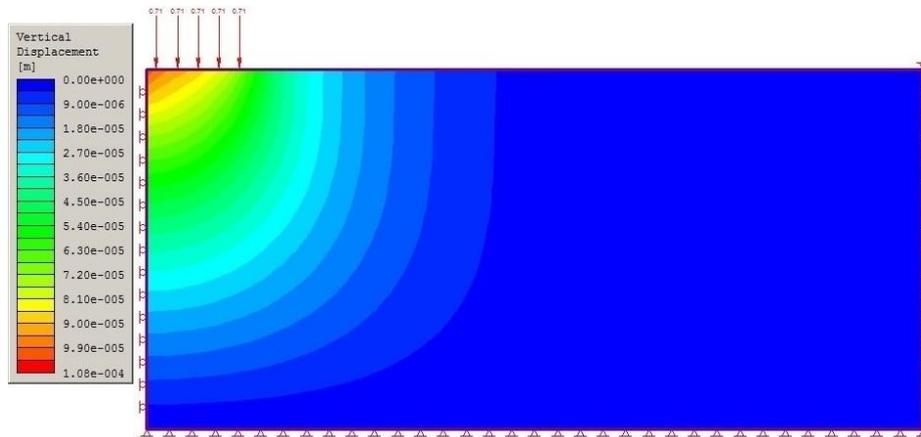


Figura 74: Exemplo de análise numérica em Phase2D no modelo monocamada

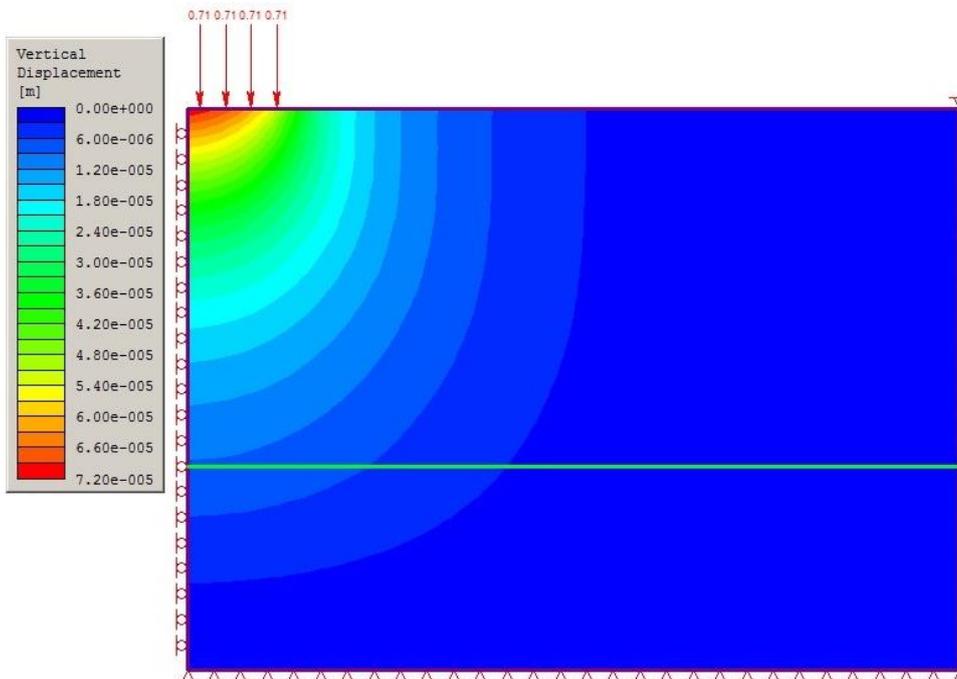


Figura 75: Exemplo de análise numérica em Phase2D no modelo multicamada

O módulo devia ser 690,7 MPa, pela razão dada anteriormente no ensaio CBR, mas como a camada betuminosa tem módulo mais baixo é lógico utilizar o resultado da fórmula de Powell: 264,6 MPa. De qualquer forma, verificou-se que esta alteração não tinha um grande

impacto nos resultados, visto que o reduzido nível de tensão nesta camada também reduzia a sua contribuição para a deformação permanente da estrutura multicamada.

Voltando à Figura 53, lê-se uma deformação de 0,037 mm, isto é, existe uma disparidade com a retroanálise. Por iteração do módulo de deformabilidade, aproximou-se os valores do programa aos do ensaio de pista. Para isso acontecer neste caso, o módulo aumentou de 357,9 MPa nesta repetição do cenário 1 para 1100 MPa, o que representa uma diferença enorme de 207%. Este exemplo corresponde ao pior ajuste entre o modelo numérico e os resultados da deformação elástica medida no ensaio de pista. Os resultados finais podem ser observados nas Tabelas 10 e 11, estando divididos de acordo com as repetições realizadas.

Tabela 10: Triangulação de métodos para a estrutura monocamada

Propriedades elásticas da camada betuminosa				Deformação elástica inicial no Phase2D (mm)	Deformação elástica máxima no ensaio de pista (mm)	Iterações no Phase2D	
Cenário	Ciclo	E (MPa)	$\nu$			E (MPa)	Deformação elástica (mm)
30 °C e 1 Hz (1° ensaio)	10	357,9	0,052	0,108	0,037	1100	0,036
	100	363,1	0,046	0,108	0,037	1100	0,036
	1000	366,5	0,057	0,108	0,034	1100	0,036
	Último	315,0	0,035	0,120	0,030	1100	0,036
30 °C e 1 Hz (2° ensaio)	10	346,0	0,025	0,108	0,057	700	0,060
	100	354,2	0,035	0,108	0,053	700	0,060
	1000	357,8	0,086	0,108	0,032	1100	0,036
	Último	323,0	0,093	0,120	0,033	1100	0,036
50 °C e 1 Hz (1° ensaio)	10	253,4	0,232	0,144	0,212	170	0,204
	100	271,0	0,227	0,132	0,126	271,0	0,132
	1000	256,2	0,253	0,132	0,096	310	0,108
	Último	283,1	0,209	0,132	0,093	360	0,096
50 °C e 1 Hz (2° ensaio)	10	305,2	0,206	0,120	0,274	150	0,228
	100	282,6	0,160	0,132	0,220	170	0,216
	1000	270,2	0,264	0,132	0,236	150	0,228
	Último	208,6	0,393	0,132	0,181	150	0,180
50 °C e 0,5 Hz (1° ensaio)	10	272,9	0,312	0,120	0,289	130	0,240
	100	258,5	0,336	0,120	0,296	130	0,240
	1000	264,6	0,246	0,132	0,361	130	0,360
	Último	248,0	0,513	0,084	0,358		
50 °C e 0,5 Hz (2° ensaio)	10	257,2	0,327	0,120	0,222	160	0,204
	100	258,7	0,302	0,132	0,217	160	0,204
	1000	240,3	0,366	0,120	0,245	130	0,228
	Último	231,3	0,331	0,132	0,214	150	0,204

Tabela 11: Triangulação de métodos para a estrutura multicamada

Propriedades elásticas da camada granular		E (MPa)	$\nu$	Deformação elástica inicial no Phase2D (mm)	Deformação elástica máxima no ensaio de pista (mm)	Iterações no Phase2D (camada betuminosa)	
Cenário	Ciclo					E (MPa)	Deformação elástica (mm)
30 °C e 1 Hz (1° ensaio)	10	264,6	0,3	0,072	0,143	180	0,144
	100			0,072	0,124	220	0,120
	1000			0,072	0,121	220	0,120
	Último			0,084	0,192	130	0,192
30 °C e 1 Hz (2° ensaio)	10			0,072	0,075	346	0,072
	100			0,072	0,061	420	0,060
	1000			0,072	0,055	520	0,048
	Último			0,084	0,050	521	0,048
50 °C e 1 Hz (1° ensaio)	10			0,096	0,231	110	0,204
	100			0,096	0,189	130	0,180
	1000			0,096	0,201	110	0,204
	Último			0,084	0,215	110	0,216
50 °C e 1 Hz (2° ensaio)	10			0,084	0,380	95	0,360
	100			0,084	0,330	95	0,360
	1000			0,084	0,210	110	0,204
	Último			0,096	0,220	95	0,216
50 °C e 0,5 Hz (1° ensaio)	10	0,084	0,334	80	0,360		
	100	0,084	0,360	80	0,360		
	1000	0,096	0,300	90	0,360		
	Último	0,072	0,270				
50 °C e 0,5 Hz (2° ensaio)	10	0,084	0,803	30	0,720		
	100	0,084	0,480	50	0,480		
	1000	0,096	0,280	90	0,230		
	Último	0,096	0,210	100	0,216		

As propriedades referidas nas primeiras colunas da Tabela 10 são válidas no contexto da Tabela 11, pois pertencem à mesma mistura betuminosa. Os coeficientes de Poisson foram mantidos constantes. Não se considerou o último ciclo da primeira repetição do cenário 3 porque o coeficiente era irrealista, ultrapassando o limite de 0,5. Os dados estão explicitamente divididos por repetição, para ser perceptível a semelhança entre as mesmas. Apenas em duas ocasiões o módulo de deformabilidade dos ensaios triaxiais e da retroanálise coincidiram. Para facilitar a compreensão do desvio em percentagem desse parâmetro na retroanálise em relação ao calculado pelos ensaios triaxiais, as Figuras 76 a 79 demonstram de forma clara quais as variações percentuais desse parâmetro observadas para as diferentes condições de ensaio nos quatro ciclos de carregamento analisados.

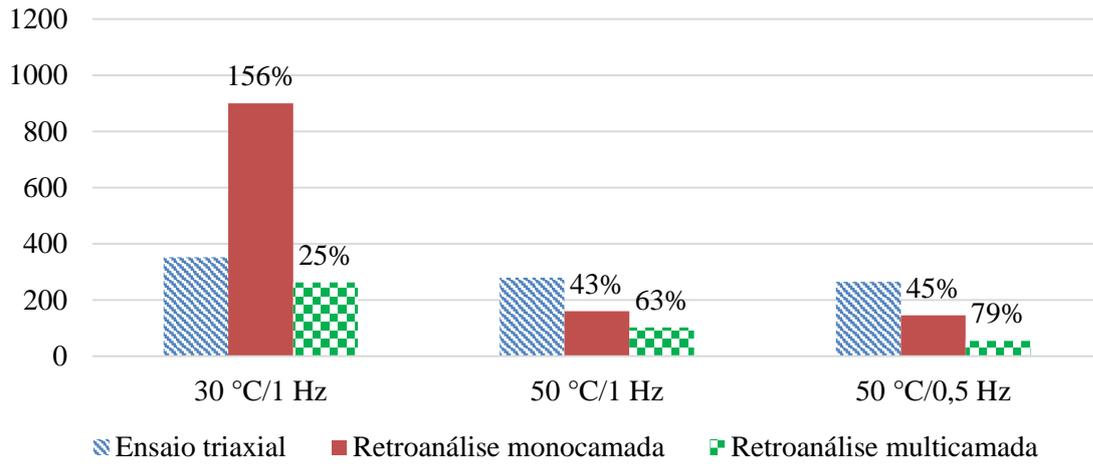


Figura 76: Variação do módulo de deformabilidade da camada betuminosa para o ciclo 10

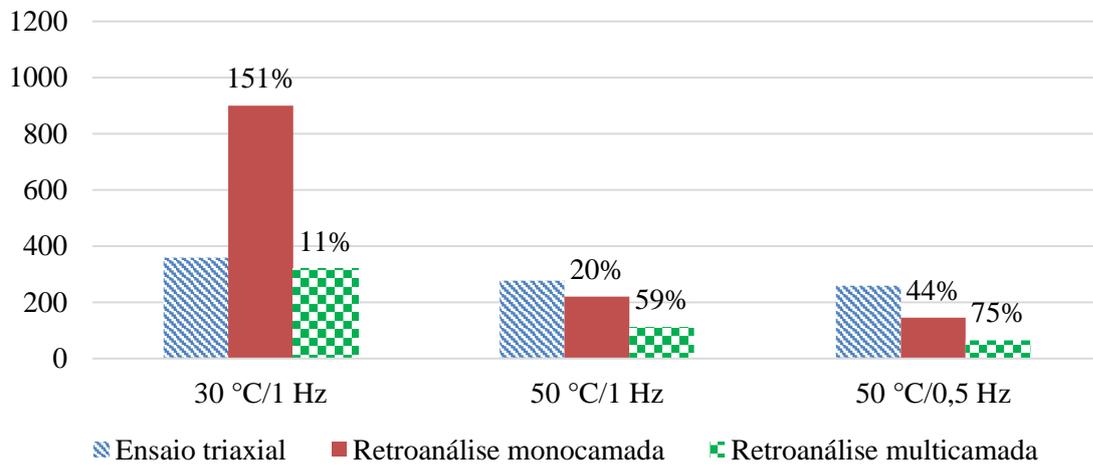


Figura 77: Variação do módulo de deformabilidade da camada betuminosa para o ciclo 100

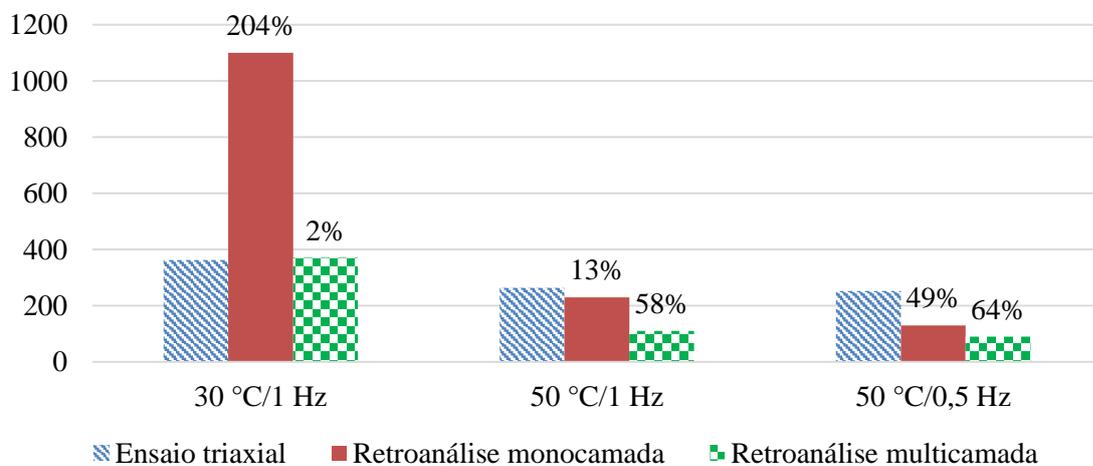


Figura 78: Variação do módulo de deformabilidade da camada betuminosa para o ciclo 1000

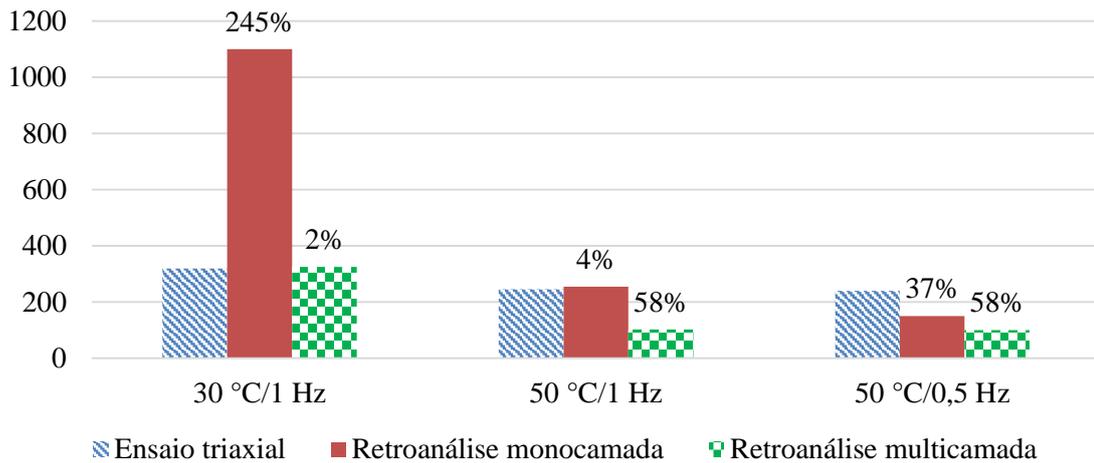


Figura 79: Variação do módulo de deformabilidade da camada betuminosa para o último ciclo

Um aspeto óbvio é a grande diferença no primeiro cenário do ensaio triaxial para a retroanálise monocamada, que aumenta ainda mais com o passar dos ciclos. Entre o menor e o maior valor do coeficiente de Poisson há uma amplitude avultada (de 0,025 a 0,393) e quando a camada betuminosa é considerada separadamente o *software* sugere módulos exagerados nas situações de pouca deformação. O modelo elástico parece desadequado nessas situações: se voltarmos ao estado de arte, mais concretamente à Figura 14, é verosímil deduzir que 30 °C de temperatura e 1 Hz de frequência no ensaio de pista são condições tão inofensivas que os reduzidos valores de deformação medidos acabam por ser influenciados de forma significativa pelos fatores externos que originam sempre alguma variabilidade dos resultados.

Entre o segundo e o terceiro cenário de ensaio, temos resultados mais fáceis de interpretar. A variação do módulo de deformabilidade é menor para 50 °C/1 Hz, pois a deformação elástica também é menor. Depois do rearranjo das partículas, há um patamar, que foi explorado durante a análise dos ensaios de pista, e esta triangulação de métodos mostra que os ensaios mecanicistas e os modelos informáticos se aproximam à medida que o tempo passa. Veja-se como na Figura 78, ocorridos mil ciclos, a diferença do valor do módulo é de apenas 13% na estrutura monocamada. O segundo cenário em especial transmite muita confiança quanto a toda esta estratégia.

A Figura 79 encerra uma particularidade, pois refere-se ao último ciclo, mas estes não têm correspondência perfeita do ensaio de pista para o triaxial. Alguns foram interrompidos em

momentos diferentes por se ter atingido o limite dos LVDTs ou para não arriscar danos nos equipamentos do laboratório, pelo que serve mais de referência.

Apesar de todas estas particularidades, no contexto das misturas betuminosas, onde as propriedades dos materiais facilmente assumem valores muito diferentes, os resultados são encorajadores. Mesmo sem pensar em melhorias futuras, a proximidade revelada em certas colunas das figuras anteriores pode ser explicada simplesmente por a acumulação de deformação permanente afetar a elasticidade real na rodeira formada, algo que não entra em consideração na retroanálise, pois esta apenas fornece uma previsão imediatista do efeito de uma carga na estrutura desenhada.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1 Conclusões

Estudar a deformação de estruturas multicamada em laboratório é agora possível com uma consistência assinalável. O ensaio de pista pelo método da caixa foi repetido vezes suficientes, em três cenários de temperatura e frequência desiguais, e pode-se afirmar que a formação das rodeiras se coaduna com o que era esperado, particularmente por se ter um termo de comparação com estruturas monocamada, onde a camada betuminosa era análoga. A caixa metálica produzida é uma inovação simples, versátil e que se revelou válida na eliminação de problemas associados às condições de fronteira. Poder inserir um sensor interno que mede a deformação sem a influenciar atribui ao ensaio de pista um potencial até agora inexistente na determinação indireta das propriedades viscoelásticas das misturas betuminosas, com recurso às bacias de deflexão.

A quantidade de ensaios realizados transformou num desafio o relacionamento de dados, já que as origens eram diferentes e exigiam alguns ajustes. Verificou-se grande diversidade dos coeficientes de Poisson, com valores distantes do intervalo entre 0,3 e 0,5 que, normalmente, serve de referência. Este caso tem precedentes e gerou repercussões a nível da avaliação da deformação por retroanálise.

Por essa razão, na retroanálise monocamada pelo programa Phase2D e no cenário menos desfavorável (30 °C e 1 Hz), o módulo divergiu imenso. No cenário intermédio (50 °C e 1 Hz) e no mais desfavorável (50 °C e 0,5 Hz), tivemos tendências expectáveis em ambas as estruturas: a mistura perde qualidade e o módulo diminui com o desenrolar dos ciclos. A variação em percentagem aumenta se as condições pioram, pois há mais instabilidade na mistura. Foi ainda possível verificar que o facto de se refinarem os registos da deformação melhora a confiança nos mesmos.

Nos ensaios de pista monocamada e nos ensaios triaxiais, nota-se que a variação de temperatura gera discrepâncias maiores do que a variação da frequência, quer no que diz respeito à deformação permanente, quer no que concerne à deformação elástica (diretamente relacionada com o módulo de deformabilidade).

No entanto, ao realizar ensaios multicamada verificou-se um aumento da influência da frequência de ensaio, o que é compreensível visto que a camada granular não é sensível à temperatura. Além disso, verificou-se um ligeiro aumento da deformação permanente nos ensaios multicamada em comparação com os ensaios monocamada, como resultado do aumento da espessura total da estrutura que estava a ser solicitada. Assim, as deformações adicionais foram causadas pela camada granular.

## 5.2 Trabalhos futuros

O maior desafio desta triangulação de métodos é o ajustamento dos ensaios mecanicistas para que as mesmas condições de temperatura, frequência e carregamento sejam replicadas com precisão. A introdução da caixa nos ensaios de pista levanta novas questões a nível de confinamento e condições de fronteira que, seguindo a norma europeia respetiva, não têm a mesma preponderância, especialmente quando se trata de estruturas multicamada.

O módulo de deformabilidade não é constante ao longo do ciclo de vida de uma obra, e o ensaio triaxial simula esse efeito. Por outro lado, o rácio entre extensão radial e axial acaba por atribuir uma grande instabilidade no coeficiente de Poisson e torna-se difícil ajuizar a sua adequabilidade numa conjectura de dimensionamento de pavimentos, daí que usualmente sejam utilizados valores entre 0,3 e 0,5. Seria interessante repetir as iterações feitas no Phase2D com um coeficiente de Poisson assumido na mistura betuminosa, especialmente para cenários pouco desfavoráveis. No entanto, a utilização de modelos mais complexos, nos quais haja uma representação tridimensional do modelo físico do ensaio com aplicação duma carga móvel, e nos quais se utilize modelos de comportamento viscoelásticos mais complexos, será fundamental para uma análise mais detalhada das potencialidades desta abordagem.

A aplicação de membrana dupla nos provetes cilíndricos para manutenção da tensão lateral nos ensaios triaxiais resultou. Há matéria para futuras investigações no ajuste confinamento/carregamento para estabelecimento de um paralelismo claro com os ensaios de pista. Neste estudo, a tensão vertical foi igual à imputada pela roda normalizada no WTT e a tensão lateral foi simplesmente arbitrada para 80 kPa. As consequências desta opção têm de ser apuradas com mais rigor, porque a tensão de confinamento certamente vai alterar os módulos determinados no ensaio triaxial e a respetiva deformação permanente.

Iterações com recurso a outros programas de modelação, que interpretem o comportamento viscoelástico da mistura betuminosa, poderão aproximar os valores dos módulos de deformabilidade com os obtidos em laboratório. O uso do FLAC3D na área da pavimentação não seria pioneiro, contudo é uma sugestão a considerar. A utilização de um modelo tridimensional com carga móvel é fundamental para uma análise mais detalhada.

Com a triangulação de métodos e o ensaio de pista pelo método da caixa aprovados, resta apenas reforçar a tolerância destas inovações a outros materiais, a outras condições de ensaio e a outras estruturas. A deformabilidade e a rigidez são propriedades cuja influência física é das mais visíveis, pelo que a possibilidade de melhorar a sua previsão e/ou avaliação, seja em que tipo de pavimento for, é decisiva.



**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

AASHTO (1993). *Guide for Design of Pavement Structures*, American Association of Highways and Transportation Officials, Washington D.C.

AASHTO (2000). *Resistance of Compacted Bituminous Mixture Induced Damage*, AASHTO T 283-89, Washington D.C.

ABNT (1982). *NBR 7207/82*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

Ahmad, J., Rahman, M.Y.A., Hainin, M.R. (2011). Rutting Evaluation of Dense Graded Hot Mix Asphalt Mixture, *International Journal of Engineering & Technology*, Vol. 11 (5).

Al-Rub, R.K.A., Darabi, M.K., Huang, C.-W., Masad, E.A., Little, D.N. (2011). Comparing Finite Element and Constitutive Modelling Techniques for Predicting Rutting of Asphalt Pavements, *International Journal of Pavement Engineering*, pp. 17.

Antunes, M.d.L. (2010). *Modelação do Comportamento de Pavimentos*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Araya, A.A. (2011). *Characterization of Unbound Granular Materials for Pavements*, Delft University of Technology.

Azevedo, M.d.C. (2012a). *Construção e Reabilitação de Pavimentos - Ligantes Betuminosos*.

Azevedo, M.d.C. (2012b). *Directivas para a Concepção de Pavimentos - Critérios de Dimensionamento*.

Baptista, A.M., Santos, L.P. (2002). *Estruturas de Pavimento Rodoviário Flexível*.

Barrão, L.C.S.P.d.C. (2011). *Avaliação do Comportamento de Misturas Betuminosas sob Elevadas Temperaturas*, Universidade Nova de Lisboa.

Branco, D. (2013). *Estudo de Misturas Betuminosas Semi-Temperadas por Injeção de Água*, Universidade do Minho.

Branco, F., Pereira, P., Santos, L.P. (2006). *Pavimentos Rodoviários*, 2 ed, Coimbra.

Branco, F., Santos, L.P., Capitão, S. (1999). *Vias de Comunicação: Volume 2*, 1999/2000 ed, Universidade de Coimbra, Coimbra.

Brown, E.R., Kandhal, P.S., Zhang, J. (2001). *Performance Testing for Hot Mix Asphalt*, National Center for Asphalt Technology.

Carvalho, P.A.S.d. (1991). *Taludes de Rodovias: Orientação Para Diagnóstico e Solução de Seus Problemas*, Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo, São Paulo.

Carvalho, R.L.E.d. (2006). *Mechanistic-Empirical Design of Flexible Pavements: A Sensitivity Study*, University of Maryland.

CEN (2002). *Bituminous Mixtures - Test Methods for Hot Mix Asphalt - Part 5: Determination of the Maximum Density*, EN 12697-5, Bruxelas.

CEN (2003). *Bituminous Mixtures - Test Methods for Hot Mix Asphalt - Part 22: Wheel Tracking*, EN 12697-22, Bruxelas.

CEN (2005a). *Bituminous Mixtures - Test Methods for Hot Mix Asphalt - Part 25: Cyclic Compression Test*, EN 12697-25, Bruxelas.

CEN (2005b). *Geosynthetics - Determination of Friction Characteristics - Part 1: Direct Shear Test*, European Committee for Standardization, Bruxelas.

CEN (2007a). *Bitumen and Bituminous Binders. Determination of Needle Penetration.*, EN 1426, Bruxelas.

CEN (2007b). *Bitumen and Bituminous Binders. Determination of the Softening Point. Ring and Ball Method.*, EN 1427, Bruxelas.

CEN (2010). *Bitumen and Bituminous Binders - Determination of Dynamic Viscosity of Bituminous Binder Using a Rotating Spindle Apparatus*, EN 13302, Bruxelas.

CEN (2012). *Bituminous Mixtures - Test Methods for Hot Mix Asphalt - Part 6: Determination of Bulk Density of Bituminous Specimens*, EN 12697-6, Bruxelas.

Chen, D.-H., Zaman, M., Laguros, J., Soltani, A. (1995). Assessment of Computer Programs for Analysis of Flexible Pavement Structures, *Transportation Research Record* (1482).

Chen, J.-S., Lin, C.-H., Stein, E., Hothan, J. (2004). Development of a Mechanistic-Empirical Model to Characterize Rutting in Flexible Pavements, *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 130 (4).

Diew, W.Y. (2001). *Laboratory - Pavement Materials*, Nanyang Technological University, Singapura.

DNER (1994). *Solos - Determinação do Teor de Humidade*, DNER-ME 213/94, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem.

Elfino, M. (2012). *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide*, Virginia Department of Transportation.

EP (2009). *Caderno de Encargos Tipo Obra - 14.03 - Pavimentação*, Estradas de Portugal, Almada.

Fang, H., Hand, A.J., Haddock, J.E., White, T.D. (2007). An Object-Oriented Framework for Finite Element Pavement Analysis, *Advances in Engineering Software*, Vol. 38.

Fernandes, S.R.M. (2013). *Desenvolvimento de Betumes Inovadores Modificados com Resíduos*, Universidade do Minho.

Fonseca, P.M.L. (2011). *Propriedades Volumétricas de Misturas Betuminosas (Com e Sem Fibras)*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Freire, A.C.F.O.R. (2002). *Deformações Permanentes de Misturas Betuminosas em Pavimentos Rodoviários*, Universidade de Coimbra.

Gardete, D., Santos, L.P., Pais, J., Luzia, R. (2008). Ensaio Laboratoriais para Caracterização de Misturas Betuminosas à Deformação Permanente, *5º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia*, Maputo, Moçambique.

Goktepe, A.B., Agar, E., Lav, A.H. (2005). Advances in Backcalculating the Mechanical Properties of Flexible Pavements, *Advances in Engineering Software*, Vol. 37.

Gonçalves, F.P. (1999). *O Desempenho dos Pavimentos Flexíveis*.

Goodman, R.E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*, Second ed, John Wiley & Sons, USA.

Hadi, M.N.S., Bodhinayake, B.C. (2003). Non-Linear Finite Element Analysis of Flexible Pavements, *Advances in Engineering Software*, Vol. 34.

Harch, T.J. (2011). *Analysis of Accelerated Model Pavement Testing for the Characterization of Pavement Materials*, University of New South Wales.

ISCTE (2004). *O automóvel: Usos e desusos do transporte individual*, Instituto Universitário de Lisboa, Lisboa.

JAE (1985). *Plano Nacional Rodoviário 1985*, Junta Autónoma de Estradas, Almada.

JAE (1995). *MACOPAV*, Junta Autónoma de Estradas, Almada.

JAE (1998). *Plano Nacional Rodoviário 2000*, Junta Autónoma de Estradas, Almada.

Lenz, R.W. (2011). *Pavement Design Guide*, Texas Department of Transportation.

LNEC (1967). *Solos - Ensaio de Compactação*, E197-1966, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.

LNEC (2005). *Observação e Reabilitação de Pavimentos Rodoviários*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.

Lopes, Ó.M.M. (2009). *Misturas Betuminosas - Determinação das Características Para o Cálculo dos Pavimentos*, Universidade do Porto.

Loulizi, A., Flintsch, G., Al-Qadi, I., Mokarem, D. (2006). Comparing Resilient Modulus and Dynamic Modulus of Hot Mix Asphalt as Material Properties for Flexible Pavement Design, *Journal of the Transportation Research Record*, Vol. 1970.

Mathew, T.V. (2007). *Introduction to Transportation Engineering*, Indian Institute of Technology Bombay.

Miguel, Â.M.M.F. (2011). *Correlação Entre a Rugosidade e o Ângulo de Atrito em Superfícies de Descontinuidade Abertas*, Instituto Superior Técnico.

Morgado, P.R.d.S. (2008). *Concepção e Dimensionamento de Pavimentos em Blocos*, Universidade Técnica de Lisboa.

NAPA (2011). *Warm Mix Asphalt - The Future of Flexible Pavements*, National Automotive Parts Association.

- NCHRP (2004). *Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*, Transportation Research Board.
- Oliveira, P.L.d. (2000). *Projecto Estrutural de Pavimentos Rodoviários e de Pisos Industriais de Concreto*, Universidade de São Paulo.
- Pais, J.C., Amorim, S.I.R., Minhoto, M.J.C. (2013). Impact of Traffic Overload on Road Pavement Performance, *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 139 (9), pp. 7.
- Palha, C. (2008). *Solos: Caracterização, Classificação e Utilização*, Universidade do Minho.
- Pereira, P., Picado-Santos, L. (2002). *Pavimentos Rodoviários*, Universidade do Minho, Braga.
- Quintus, H.L.V., Scherocman, J.A., Hughes, C.S., Kennedy, T.W. (1991). *Asphalt-Aggregate Mixture Analysis System*, Transportation Research Board, Washington.
- Reis, N.F.d.S. (2009). *Análise Estrutural de Pavimentos Rodoviários - Aplicação a um Pavimento Reforçado com Malha de Aço*, Universidade Técnica de Lisboa.
- Roberts, F.L., Brown, E.R., Lee, D., Kennedy, T.W. (1991). *Hot Mix Asphalt Materials, Mixtures Design and Construction*, National Asphalt Pavement Association.
- Santana, H. (1993). *Manual de Pré-Misturado a Frio*, Instituto Brasileiro de Petróleo, Rio de Janeiro.
- Santos, J.A.d. (2008). *Compactação - Elementos Teóricos*, Insitituto Superior Técnico.
- Santos, J.M.R.d. (2010). *Materiais Utilizados na Construção de Pavimentos Rodoviários*, Universidade de Aveiro.
- Saraiva, M.I.E. (2009). *Controlo de Qualidade: Agregados e Obra Rodoviária*, Universidade de Aveiro.
- SHELL (1991). *Shell Bitumen Handbook*, Shell Bitumen UK, Chertsey.
- Silva, H., Oliveira, J., Peralta, E. (2009). Evaluation of the Rheological Behaviour of Warm Mix Asphalt (WMA) Modified Binders, *7th International RILEM Symposium on Advanced Testing and Characterization of Bituminous Materials*.

Sweere, G.T.H. (1990). *Unbound Granular Bases for Roads*, Universidade Técnica de Delft.

Tayebali, A.A., Tsai, B.-w., Monismith, C.L. (1994). *Stiffness of Asphalt-Aggregate Mixes*, Institute of Transportation Studies, Washington.

Teixeira, S.d.S. (2012). *Caracterização Geomecânica de Misturas Betuminosas por Meio de Ensaios Mecanicistas*, Universidade do Minho.

Tia, M. (2005). Fundamentals and Practice of Asphalt Mixture Design Procedures to Assure Adequate Performance, *13th Conference on Pavement Engineering*, Hsin Chu, Taiwan.

UFBA (2011). *A Superestrutura Rodoviária - Uma Abordagem Panorâmica*, Universidade Federal da Bahia, Salvador, Brasil.

Vallejo, L.G.d. (2002). *Ingeniería Geológica*, Prentice Hall, Madrid.

Weidong, L., Zheng, C., Shaopeng, W., Liantong, M., Gang, L. (2006). Rutting Resistance of Asphalt Overlay With Multilayer Wheel Tracking Test, *Journal of Wuhan University of Technology*, Vol. 21 (3), pp. 4.

Witczak, M.W., Kaloush, K., Pellinen, T., El-Basyouny, M., Quintus, H.v. (2002). *Simple Performance Test for Superpave Mix Design*, Transportation Research Board, Washington D.C.