



Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil  
2011

**Miguel André Moreira  
Martins De Oliveira**

**APLICAÇÃO DE MÉTODOS GEOFÍSICOS E  
MECÂNICOS A PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS**





Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil  
2011

**Miguel André Moreira  
Martins De Oliveira**

## **APLICAÇÃO DE MÉTODOS GEOFÍSICOS E MECÂNICOS A PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Professor Doutor Agostinho António Rocha Correia E Almeida Da Benta, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e co-orientação do Professor Doutor Fernando Ernesto Rocha De Almeida, Professor Associado do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro.



## **o júri**

Presidente

**Prof. Doutora Margarida João Fernandes De Pinho Lopes**  
professora auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

**Prof. Doutor Rui Miguel Vasques Moura**  
professor auxiliar convidado da Faculdade de Ciências da Universidade do Porto

**Prof. Doutor Luís Guilherme Picado Santos**  
professor catedrático do Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa

**Prof. Doutor Agostinho António Rocha Correia E Almeida da Benta**  
professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

**Prof. Doutor Fernando Ernesto Rocha De Almeida**  
professor associado do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro



## **agradecimentos**

A realização desta dissertação apenas foi possível devido à participação de diferentes intervenientes. Deste modo, desejo expressar publicamente os meus agradecimentos a todas as pessoas e entidades que me apoiaram na sua realização, nomeadamente:

Ao Prof. Doutor Agostinho Benta, pelo apoio, pelos seus ensinamentos, pela imensa disponibilidade, motivação e dedicação, transmitidos no desenvolvimento do trabalho. Acrescento ainda que os conhecimentos transmitidos ao longo do curso despertaram um especial interesse pela área dos pavimentos rodoviários, que se reflectiu na escolha do tema.

Ao Prof. Doutor Fernando Almeida pela constante disponibilidade, pelo conhecimento transmitido na área da Geofísica e pela motivação e dedicação demonstradas ao longo da dissertação. Sendo co-orientador da presente Dissertação, posso afirmar que foi um interveniente de grande importância, sobretudo na componente prática do trabalho.

Ao Eng.º João Pontes, chefe da divisão de Vias e Conservação da Câmara Municipal de Aveiro, pela disponibilidade e pelo apoio demonstrado, tendo sido determinante na escolha do local de ensaios.

Ao Prof. Doutor Luís Picado Santos, Professor Catedrático do Instituto Superior Técnico de Lisboa. Foi graças ao seu apoio, atenção e disponibilidade, que foi possível realizar o ensaio com o deflectómetro de impacto.

Ao Instituto Politécnico da Guarda, na pessoa do Eng.º Carlos Rodrigues, pela ajuda e disponibilidade demonstradas, por ter facultado o material necessário para o ensaio MASW, assim como o acompanhamento na realização do mesmo.

À empresa Dryas Arqueologia, Lda, responsável pelo equipamento georadar utilizado, especialmente ao Eng.º Pedro Garcia que foi um interveniente fundamental na fase de aquisição de dados. À Rosas Construtores, SA, pelo material facultado para a realização dos ensaios de campo.

Ao Eng.º Luís Barbosa, do DEC da UA, pela constante disponibilidade e pelo apoio prestado em várias fases do trabalho desenvolvido. Ao Técnico de Laboratório Vítor Rodrigues, à Eng.ª Maria Carlos, ao Eng.º António Figueiredo e à Eng.ª Regina Modolo, que ajudaram em diferentes etapas do trabalho laboratorial realizado. Um agradecimento especial ao Vítor Rodrigues pela imensa disponibilidade e pelo auxílio prestado em muitas ocasiões do trabalho prático.

Aos meus pais, irmão e família mais chegada, por terem estado sempre ao meu lado, pela compreensão, paciência, e pelo apoio incondicional ao longo de diferentes etapas.

À minha namorada, pela dedicação, enorme paciência e apoio demonstrado durante a realização deste trabalho. A par da minha família, a sua presença e compreensão foi fundamental.

A um grupo de amigos com quem passei vastas horas de trabalho e lazer, e que foram fundamentais em todas as fases da dissertação. Nomeadamente, R. Costa, P. Henriques, J. Romeiro, C. Bastos, C. Almeida, T. Cordeiro, F. Rebelo e H. Serrano.







**palavras-chave**

pavimentos rodoviários flexíveis, métodos geofísicos, métodos sísmicos, SASW, MASW, FWD, Microsísmica, deflectómetro de impacto, georadar, GPR, ondas de superfície, módulos de deformabilidade

**resumo**

O presente trabalho visa estudar os principais métodos geofísicos e mecânicos passíveis de serem utilizados na caracterização de pavimentos rodoviários flexíveis. Nesse contexto, apresenta duas componentes essenciais: uma fortemente ligada à área da Geofísica ; e outra mais ligada aos métodos habituais de caracterização das camadas que constituem os pavimentos rodoviários. Destacam-se como objectivos fundamentais, avaliar a utilidade dos métodos geofísicos na caracterização de pavimentos rodoviários, estudar a aplicabilidade do método MASW para estimar os módulos de deformabilidade das camadas de uma estrutura de pavimento, e correlacionar os respectivos módulos com os obtidos segundo a aplicação de ensaios mecânicos.

Em Portugal, ainda não se verifica uma utilização tão frequente dos métodos geofísicos, como acontece em alguns países europeus. Se a metodologia Georadar apresenta alguma difusão, mais não seja a nível académico, o mesmo não pode ser dito acerca dos métodos sísmicos aplicáveis a pavimentos rodoviários. Entre estes, destacam-se os métodos sísmicos de superfície, estudados por alguns investigadores com o intuito de determinar o perfil de velocidades das ondas S de uma estrutura de pavimento, e conseqüentemente, obter parâmetros elásticos dos materiais.

No que diz respeito aos ensaios mecânicos, duma maneira geral o deflectómetro de impacto tem sido o ensaio não destrutivo mais reconhecido na caracterização estrutural de pavimentos. Por sua vez, os ensaios laboratoriais continuam a desempenhar um papel importante no estudo de diferentes parâmetros que influenciam as propriedades dos materiais e dos pavimentos.

Os parâmetros mecânicos determinados com a aplicação de métodos sísmicos e mecânicos, devem ser analisados à luz dos estados de tensão-deformação mediante os quais são obtidos. Desta maneira, é normal que os módulos de deformabilidade determinados com a aplicação dos referidos métodos apresentem valores distintos.

Partindo dos pressupostos referidos no último parágrafo, no presente trabalho foram aplicadas algumas das metodologias estudadas na parte teórica desta dissertação. Desse modo, foi possível comparar os módulos de deformabilidade obtidos com a aplicação de métodos geofísicos, mecânicos e empírico-mecanicistas, e averiguar a importância dos processos geofísicos na área dos pavimentos rodoviários.







**keywords**

Flexible pavements, geophysical methods, seismic methods, SASW, MASW, FWD, Microseismic test, falling weight deflectometer, GPR, ground penetrating radar, surface waves, modulus

**abstract**

The aim of this work is to study the main geophysical and mechanical methods that can be used in the characterization of flexible road pavements. In this context, it presents two major components. One strongly linked to the Geophysics Area, and other more related to the standard methods of categorization of the layers that compose the road pavements. The most relevant purposes of the work are: to evaluate the utility of the geophysical methods in the characterization of road pavements; study the applicability of the MASW method to estimate the modulus of each layer of the pavement; and correlate the respective modulus with the ones obtained following the mechanical essays.

Portugal still doesn't show a very frequent use of the geophysical methods, as it happens in some other European countries. If the Georadar methodology presents some diffusion, at least at academic level, the same can't be said about seismic methods applied to road pavements. Among them, stands out the superficial seismic methods, which are studied by some researchers in order to determine the  $V_s$  velocity profile of a pavement system and then establish the elastic parameters of the materials.

In what concerns to the mechanical essays, the falling weight deflectometer (FWD) has been shown the most recognized nondestructive essay in the structural characterization of pavements. On the other hand, the laboratorial tests still have an important role in the study of the different parameters that influence the material and pavement properties.

The mechanical parameters determined through the application of seismic and mechanical methods, should be analyzed looking to the tension-deformation levels from which they are obtained. Thus, it's usual that the modulus determined by the application of the referred methods presents differing values.

Based on the assumptions in the final paragraph, in the present work were studied some of the methodologies applied in the theoretical part of this dissertation. Thus, it was possible to compare the modulus obtained from the application of geophysical methods, mechanical and mechanistic-empirical, and found the importance of geophysical processes in the road pavements area.



## ÍNDICE GERAL

Índice Geral .....	i
Índice de Figuras .....	iii
Índice de Tabelas .....	vii
Simbologia.....	ix
Abreviaturas.....	xi
1. Introdução.....	1
1.1.Enquadramento Geral .....	1
1.2.Motivação e objectivos .....	2
1.3.Estrutura do trabalho .....	3
2. Métodos Geofísicos Aplicados a Pavimentos Rodoviários.....	5
2.1.Métodos sísmicos .....	6
2.1.1. Enquadramento geral .....	6
2.1.2. Propagação de ondas – conceitos base .....	6
2.1.3. Princípios teóricos de equações de onda sísmicas num meio homogéneo .....	11
2.1.4. Geofones e Acelerómetros.....	14
2.1.5. SASW e MASW .....	15
2.1.6. Impact-Echo (IE) .....	18
2.1.7. Seismic Pavement Analyzer – SPA.....	21
2.2. <i>Ground penetrating radar (GPR)</i> .....	23
2.2.1. Descrição e funcionamento básico do GPR .....	24
2.2.2. Instrumentação básica e modo de operação .....	24
2.2.3. Georadar aplicado em pavimentos rodoviários .....	27
3. O Método MASW .....	31
3.1.A importância das ondas de Rayleigh .....	31
3.2.Os fenómenos da “dispersão” e “sobreposição modal”.....	32
3.3.Método das ondas de superfície.....	34
3.3.1. Aquisição .....	34
3.3.2. Processamento .....	35
3.3.3. Inversão .....	37
3.4.MASW aplicado a pavimentos rodoviários.....	37
4. Obtenção de Parâmetros Mecânicos de Misturas Betuminosas .....	43
4.1.Ensaio laboratoriais de avaliação da deformação permanente.....	44
4.1.1. Ensaio de compressão Uniaxial estático ou cíclico .....	44
4.1.2. Ensaio de compressão triaxial.....	45
4.1.3. Ensaio de compressão diametral .....	45
4.1.4. Ensaio de corte .....	46

4.1.5.	Ensaio de cilindro oco.....	46
4.1.6.	Ensaio de simulação.....	47
4.2.	Ensaio “Four Point Bending”- 4PB.....	48
4.3.	Ensaio deflectométricos.....	49
4.3.1.	Viga Benkleman.....	50
4.3.2.	Deflectómetro de impacto (FWD – Falling weight deflectometer).....	51
4.3.3.	Determinação do Módulo de deformabilidade.....	54
4.4.	Caracterização de misturas betuminosas através de métodos empírico-mecanicistas ...	55
4.4.1.	A importância da rigidez do betume.....	56
4.4.2.	Método da Shell.....	57
4.4.3.	Método Nottingham.....	59
4.5.	Correlação entre parâmetros mecânicos determinados através de ensaios sísmicos e ensaios mecânicos.....	59
4.5.1.	Comportamento dos materiais.....	60
4.5.2.	Determinação do módulo de projecto a partir dos módulos determinados pelos ensaios sísmicos.....	61
5.	Trabalho Prático Desenvolvido.....	67
5.1.	Descrição do local de ensaios.....	69
5.2.	Extracção de carotes.....	70
5.3.	Características dos materiais.....	72
5.3.1.	Bases e sub-bases granulares.....	72
5.3.2.	Camadas Betuminosas.....	74
5.4.	Medições <i>in situ</i> .....	80
5.4.1.	GPR.....	80
5.4.2.	Deflectómetro de impacto - FWD.....	85
5.4.3.	Ensaio protótipo de Microsísmica.....	92
5.4.4.	Ensaio MASW.....	101
5.5.	Método empírico-mecanicista da Shell.....	109
5.5.1.	Características volumétricas e gravimétricas das misturas.....	109
5.5.2.	Determinação do módulo de deformabilidade.....	110
6.	Discussão dos Resultados.....	113
6.1.	Camadas betuminosas.....	113
6.2.	Restantes camadas da estrutura de pavimento.....	115
7.	Conclusões e Perspectivas Futuras.....	119
	Referências Bibliográficas.....	123
	ANEXOS.....	129

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Modo de propagação das ondas volumétricas. (Adaptado: de Braile, 2010) .....	7
Figura 2.	Representação da velocidade de grupo e da velocidade de fase num sismograma. (Adaptado: de Lopes et al., 2008).....	8
Figura 3.	Esquema dos trajectos de raios reflectidos. (Adaptado: de Ferreira, 2002) .....	9
Figura 4.	Representação dos eventos sísmicos presentes num registo tempo-distância para um “tiro central”. (Adaptado: de LNEC, 2011).....	9
Figura 5.	Esquema dum levantamento de refração sísmica. (Adaptado: de Ferreira, 2002) .	10
Figura 6.	Principais componentes dum geofone. (Adaptado: de Hons, 2008) .....	14
Figura 7.	a) Exemplo dos gráficos obtidos instantaneamente <i>in situ</i> com o método SASW. (Adaptado de Rydèn, 2004) b) Instrumentação e configuração base dum ensaio SASW. (Fonte: Kim e Park, 2002) .....	16
Figura 8.	Componentes do método (IE): a) Computador; b) Transdutor de deslocamento; c) Unidade de aquisição de dados; d) Fonte de impacto. (Adaptado: de Aktas, 2007) .....	19
Figura 9.	Esquematisação do método Impact-Echo. (Adaptado: de Carino, 2001) .....	20
Figura 10.	Diferentes etapas do método IE. (Adaptado: de Aktas, 2007). Nota: Nesta esquematização, $C_p$ é a velocidade das ondas P e T e $a$ é a espessura da camada. ....	21
Figura 11.	a) Imagem ilustrativa do equipamento SPA (Fonte: Abdallah et al., 2006) b) Transdutores e fontes de impacto em situação de ensaio. (Adaptado de: Gucunski e Maher, 2002).....	22
Figura 12.	Exemplo dum equipamento GPR, no qual é possível distinguir os diferentes componentes enunciados anteriormente. (Fonte: Lopes, 2009) .....	24
Figura 13.	Componentes e modo de operação dos sistemas georadar mais recentes. (Adaptado: de Fernandes e Lourenço, 2007).....	25
Figura 14.	Aquisição de dados em modo de reflexão: (a) Metodologia de aquisição (b) Radargrama resultante. (Adaptado: de Fernandes e Lourenço, 2007) .....	26
Figura 15.	Resultados obtidos com FWD e GPR num pavimento rodoviário. (Adaptado: de Saarenketo, 2006) .....	29
Figura 16.	Propagação das Ondas Rayleigh no meio. (Fonte: Lopes et al., 2008) .....	31
Figura 17.	A curva de dispersão descreve a dispersão das ondas de superfície. (Fonte: Strobbia, 2003) .....	33
Figura 18.	A) Diferentes modos de vibração para a mesma frequência B) Curvas de dispersão dos vários modos de propagação. (Adaptado: de Lopes et al., 2003) ..	33
Figura 19.	Tipos de onda gerados com uma fonte sísmica e a sua representação num sismograma obtido com o método MASW. (Adaptado: de Park et al., 2007) .....	35
Figura 20.	Curvas de dispersão obtidas com o anterior registo sísmico. (Adaptado: de Park et al., 2007).....	36

Figura 21.	Exemplo dum perfil de velocidades $V_s$ , obtido com o processo de inversão. (Adaptado: de Strobbia, 2003).....	37
Figura 22.	Estrutura generalizada dum pavimento rodoviário e a representação dos vários eventos sísmicos. (Adaptado: de Park et al., 2001 ) .....	39
Figura 23.	Imagem exemplificativa da configuração de campo do ensaio MASW em pavimentos rodoviários. (Adaptado: de Park et al., 2001) .....	39
Figura 24.	(a) e (b) Curvas de dispersão obtidas com os geofones verticais, considerando as temperaturas medidas em dois meses distintos. c) Gráfico comparativo entre as curvas de dispersão consideradas para cada situação. (Adaptado: de Park et al., 2001).....	40
Figura 25.	a) Curva de dispersão teórica e curva de dispersão obtida; b) Módulo obtido para as diferentes camadas consideradas. (Adaptado: de Rydén et al., 2001) .....	41
Figura 26.	Esquema geral do equipamento dum ensaio triaxial. (Adaptado: de Merighi e Suzuki, 2000).....	45
Figura 27.	Provete utilizado para o ensaio de cilindro oco e dimensões utilizadas. (Adaptado: de Gardete, 2006) .....	47
Figura 28.	Imagem exemplificativa do equipamento utilizado no ensaio <i>Hamburg Wheel-Tracking Device</i> . (Adaptado: de Stuart e John S. Youtcheff, 2001) .....	48
Figura 29.	Equipamento utilizado e representação do carregamento aplicado no ensaio de flexão em 4 pontos. (Adaptado: de Fontes et al., 2008) .....	49
Figura 30.	Ensaio com a viga <i>benkleman</i> . (Adaptado: de PGI, 2011).....	50
Figura 31.	Deflectómetro de Impacto do LNEC. (Fonte: Alves, 2007).....	51
Figura 32.	Ensaio FWD e respectivos geofones. (Fonte: Gurd, 2005) .....	52
Figura 33.	a) Esquematisação do deflectómetro de impacto e das zonas de tensão. (Adaptado de Branco et al., 2006) b) Deformada em relação ao centro da área carregada. (Adaptado: de Batista, 2009).....	53
Figura 34.	Ábaco para a previsão do módulo de deformabilidade das misturas betuminosas, segundo o manual de dimensionamento da Shell. (Adaptado: de Read e Whiteoak, 2003) .....	58
Figura 35.	Curva típica de tensão-deformação para um material utilizado em pavimentação rodoviária. (Adaptado: de Nazarian et al., 1999) .....	60
Figura 36.	Gráfico exemplificativo do conceito de “curva de referência” e da determinação do módulo de projecto a partir do “módulo sísmico”. (Adaptado: de Nazarian et al., 2005). Nota: 1ksi $\approx$ 6,9 MPa.....	63
Figura 37.	Esquema exemplificativo do ajuste do módulo sísmico ao módulo de projecto, obtido através de cargas de impacto. (Adaptado: de Nazarian et al., 1999).....	63
Figura 38.	Gráfico ilustrativo da dependência do módulo de rigidez relativamente à deformação. (Adaptado: de Rydén, 2004).....	64
Figura 39.	Localização do “Arruamento 4”. (Imagem adaptada do <i>Google Maps</i> ) .....	69
Figura 40.	Localização das três zonas de ensaio. (Imagem adaptada do <i>Google Maps</i> ) .....	70
Figura 41.	Equipamento utilizado na extracção de carotes.....	71

Figura 42.	Carotes obtidos na zona C. ....	71
Figura 43.	Estrutura tipo do pavimento, de acordo com os carotes extraídos. ....	72
Figura 44.	Fotografia do material granular recolhido na carotagem. ....	72
Figura 45.	Composição granulométrica da base e sub-base granular extraídas na zona A e respectivo fuso granulométrico. ....	74
Figura 46.	Composição granulométrica da base e sub-base granular extraídas na zona C e respectivo fuso granulométrico. ....	74
Figura 47.	Picnómetro de vácuo utilizado para a determinação da baridade máxima teórica das misturas betuminosas. ....	76
Figura 48.	Imagem exemplificativa do equipamento usado para decompor as misturas betuminosas. ....	77
Figura 49.	Picnómetros em banho-maria. ....	79
Figura 50.	Equipamento utilizado na aquisição de dados Georadar. ....	81
Figura 51.	Orientação e número dos alinhamentos estabelecidos em cada zona. ....	81
Figura 52.	Diferentes fases do processamento de dados relativos a um perfil da zona A. ....	82
Figura 53.	Radargrama representativo dum perfil da zona A, obtido sob um dos alinhamentos esquematizados na Figura 51. ....	83
Figura 54.	Radargrama editado com as interfaces reflectoras realçadas a vermelho. ....	84
Figura 55.	Deflectómetro de impacto utilizado nos ensaios. ....	85
Figura 56.	Realização do ensaio FWD na zona B e representação do alinhamento do ensaio protótipo de Microsísmica pela seta a preto. ....	86
Figura 57.	Aproximação das deflexões teóricas e deflexões experimentais obtidas num dos ensaios da zona B. ....	89
Figura 58.	Fotografias da agulha utilizada e das barras de bender presentes no dispositivo. ....	93
Figura 59.	Deformação gerada nas barras de bender <b>e</b> e <b>d</b> com o registo de eventos sísmicos com diferentes direcções de deslocamento. ....	94
Figura 60.	Situação a) os sinais recebidos estão em fase para o deslocamento vertical (ondas P) sendo amplificados com a soma. Situação b) os sinais estão desfasados 180° para o deslocamento horizontal. ....	95
Figura 61.	Equipamento necessário para a aquisição de dados com o ensaio protótipo de Microsísmica. ....	96
Figura 62.	Sismogramas obtidos para a zona A. ....	96
Figura 63.	Determinação da velocidade das ondas P (a) e das ondas Rayleigh (b), através da marcação de pontos ilustrada – 1º caso. ....	98
Figura 64.	Determinação da velocidade das ondas P (a) e das ondas Rayleigh (b), através da marcação de pontos ilustrada – 2º caso. ....	99
Figura 65.	Determinação da velocidade das ondas P (a) e das ondas Rayleigh (b), através da marcação de pontos ilustrada – 3º caso. ....	99

Figura 66.	Esquema representativo duma possível configuração de ensaio, com os sismógrafos <i>RAS-24</i> e respectivos acessórios. (Adaptado: de Seistronix, 2011) .....	101
Figura 67.	Foto exemplificativa do equipamento utilizado no ensaio MASW.....	102
Figura 68.	Fonte sísmica utilizada no ensaio. ....	102
Figura 69.	Sismograma obtido na Zona C com o registo dos geofones verticais. ....	103
Figura 70.	Registo realizado com os geofones verticais e interpretação dos eventos sísmicos. (Adaptado: de Park et al., 2001). Nota: 1 ft $\approx$ 0,3 m. ....	103
Figura 71.	Curva de dispersão obtida com o programa <i>Surfseis</i> ®.....	104
Figura 72.	Curva de dispersão obtida por Park et al. (2001 para o registo sísmico da Figura 70, e respectiva interpretação. (Adaptado: de Park et al., 2001) .....	105
Figura 73.	Perfil de velocidades $V_S$ obtido no processo de inversão, considerando as espessuras medidas pelos métodos anteriores. ....	106
Figura 74.	Perfil de velocidades $V_S$ obtido no processo de inversão, considerando um novo modelo. ....	107
Figura 75.	Módulos de deformabilidade obtidos para as camadas de desgaste e regularização.....	113
Figura 76.	Gráfico comparativo dos “módulos FWD” e do “módulo sísmico” determinado pelo método MASW, para a camada granular da zona C.....	117

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.	Velocidades aproximadas das ondas P e S de diferentes materiais. (Adaptado: de Rydèn, 2004).....	7
Tabela 2.	Aplicação dos diferentes ensaios sísmicos realizados com o SPA. (Adaptado: de Gucunski e Maher, 2002).....	23
Tabela 3.	Características típicas das antenas de radar. (Fonte: Fernandes e Lourenço, 2007).....	26
Tabela 4.	Vantagens e desvantagens dos métodos utilizados para obter os módulos de deformabilidade. (Adaptado de: Nazarian et al., 1999) .....	43
Tabela 5.	Lista de posições para os sensores de deflexão (Fonte: Gurp, 2005).....	52
Tabela 6.	Valores típicos dos módulos de deformabilidade e dos coeficientes de poisson de alguns materiais utilizados em pavimentos rodoviários. (Fonte: Santos, 2009).....	55
Tabela 7.	Espessura das camadas do pavimento existente.....	71
Tabela 8.	Fuso granulométrico para sub-base ou base em agregado britado de granulometria extensa (Branco et al., 2006).....	73
Tabela 9.	Valores do factor <i>K</i> para diferentes temperaturas de ensaio. ....	75
Tabela 10.	Valores corrigidos de baridade aparente obtidos para cada provete. ....	76
Tabela 11.	Valores da baridade máxima teórica, obtidos para cada amostra.....	77
Tabela 12.	Percentagens de betume obtidas. ....	78
Tabela 13.	Valor de massa volúmica dos agregados obtidos para cada mistura. ....	80
Tabela 14.	Espessuras medidas nos radargramas representativos de cada zona, em confronto com as espessuras medidas nos carotes obtidos nas zonas A e C....	84
Tabela 15.	Dados obtidos na zona A com a realização do ensaio FWD. ....	86
Tabela 16.	Dados obtidos na zona B com a realização do ensaio FWD. ....	87
Tabela 17.	Dados obtidos na zona C com a realização do ensaio FWD. ....	87
Tabela 18.	Estrutura do pavimento adoptada para cada zona no processo de retroanálise, em função dos outros ensaios realizados. ....	89
Tabela 19.	Módulos de deformabilidade obtidos por retroanálise. ....	90
Tabela 20.	Temperaturas representativas das camadas betuminosas. ....	92
Tabela 21.	Resultados obtidos para a zona A nos três casos testados. ....	99
Tabela 22.	Resultados obtidos com a Microsísmica, relativos às camadas betuminosas das zonas B e C. ....	100
Tabela 23.	Módulos de deformabilidade determinados pelo método MASW para a 1ª situação – modelo com as espessuras medidas <i>in situ</i> . ....	108
Tabela 24.	Módulos de deformabilidade determinados pelo método MASW para a 2ª situação – modelo arbitrado.....	108

## Índices

---

Tabela 25.	Tabela de cálculo exemplificativa da determinação das grandezas $V_b$ , $V_a$ , $n$ e VMA.....	110
Tabela 26.	Resultados obtidos com o método da empírico-mecanicista da Shell.....	111
Tabela 27.	Módulos de deformabilidade determinados segundo diferentes metodologias....	113
Tabela 28.	Módulos de deformabilidade determinados com os ensaios FWD e MASW, para a camada granular, “leito do pavimento” e solo de fundação da zona C.	116

## SIMBOLOGIA

$\omega$	frequência angular
$k$	nº de onda
$V_S$	velocidade das ondas S
$V_P$	velocidade das ondas P
$V_R$	velocidade das ondas Rayleigh
$V_L$	velocidade das ondas Love
$u$	deslocamento
$\sigma$	tensão
$\rho$	densidade
$\varepsilon$	extensão
$\Delta$	coeficiente de variação volumétrica
$\nu$	coeficiente de poisson
$E$	módulo de deformabilidade
$E_m$	módulo de deformabilidade
$E_{t^{\circ}C}$	módulo de deformabilidade à temperatura de t°C
$G$	módulo de rigidez
$\Delta\theta$	diferença de fase
$V_{ph}$	velocidade de fase
ns	nanossegundos
$S_b$	rigidez do betume
tc	tempo de carregamento
IPen	índice de penetração do betume
Tab	temperatura de amolecimento do betume pelo método de anel e bola
T	temperatura a que se encontra o material
pen25	penetração do betume a 25°C

## Simbologia

---

$v_a$	percentagem volumétrica de agregado
$v_b$	percentagem volumétrica de betume
VMA	volume de vazios no esqueleto do agregado da mistura
$\emptyset$	diâmetro
$D_n$	deflexão normalizada
$D_m$	deflexão medida
n	porosidade

## ABREVIATURAS

AASHTO	American Association of State Highways and Transportation Officials
ABGE	Agregado Britado de Granulometria Extensa
ASTM	American Society for Testing and Materials
BB	Betão Betuminoso
CMP	Common Mid Point
CSW	Continuous Surface Wave
EUA	Estados Unidos da América
FWD	Falling weight deflectometer
4PB	Four Point Bending
GPR	Ground Penetrating Radar
IE	Impact Echo
IR	Impulse Response
KGS	Kansas Geological Survey
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MASW	Multi-Channel Analysis of Surface Waves
MACOPAV	Manual de Concepção de Pavimentos
MB	Macadame Betuminoso
MEMS	Micro-Electro Mechanical Systems
NDT	Nondestructive testing
RMS	Root Mean Square
SASW	Spectral Analysis of Surface Waves
SPA	Seismic Pavement Analyzer
SWM	Surface Wave Method
UBW	Ultrasonic Body Wave
USW	Ultrasonic Surface Wave



# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Enquadramento Geral

As duas grandes preocupações que se colocam na avaliação de pavimentos rodoviários prendem-se com o conhecimento das espessuras das camadas de pavimento, e as características dos materiais que as constituem. Para auxiliar nestas determinações, a aplicação de métodos não destrutivos, conhecidos pelas siglas NDT (*nondestructive testing*), vem sendo cada vez mais relevante. A crescente utilização destes métodos explica-se pelo tipo de informação que fornecem, por estarem associados a custos mais económicos do que os associados aos métodos directos normalmente utilizados, e por envolverem meios mais ligeiros, que implicam menos interferências na utilização das estruturas inspeccionadas. Um dos objectivos destes métodos em pavimentos rodoviários é o de estimar os módulos de deformabilidade e o coeficiente de Poisson de cada camada. Estas informações assumem especial importância na determinação da capacidade estrutural dum pavimento rodoviário. Sobretudo, a espessura das camadas e os respectivos módulos, são usados analiticamente para calcular a capacidade de carga e prever o futuro desempenho do pavimento.

Entre os principais NDT, destacam-se na área dos pavimentos rodoviários alguns ensaios geofísicos, e os ensaios de carga *in situ*. A aplicação de métodos geofísicos na Engenharia Civil cresceu duma maneira significativa nas últimas décadas. Esta é uma área que continua em expansão, devendo-se em parte a uma progressiva diminuição dos custos associados, a um maior conhecimento das técnicas existentes por parte da engenharia, a um maior domínio das diversas metodologias por parte dos especialistas na matéria, e ao facto de apresentarem um suporte físico-matemático bastante sólido.

Também os ensaios de carga *in situ*, onde se destaca o deflectómetro de impacto (FWD), têm sido cada vez mais recorrentes na área. São os métodos não destrutivos mais comuns para a determinação de parâmetros mecânicos de pavimentos rodoviários, sendo que na generalidade, a sua aplicação está mais vulgarizada que a dos métodos sísmicos abordados na presente dissertação. Estes últimos são ainda de uso bastante limitado, e normalmente exigem ser complementados com outros modos de avaliação mais conhecidos.

No que diz respeito aos ensaios sísmicos, salienta-se a crescente divulgação dos métodos sísmicos de superfície. Na generalidade, estes métodos permitem a dedução das velocidades de propagação de ondas de corte,  $V_s$ , em sistemas multi-camadas de pavimentos rodoviários, sendo que esse perfil de velocidades pode ser correlacionado com os parâmetros

elásticos dos materiais. Nesta categoria, é habitual a referência a siglas como SASW (*Spectral Analysis of Surface Waves*), MASW (*Multi-Channel Analysis of Surface Waves*), entre outras, que se distinguem entre si pelas diferentes técnicas de aquisição ou processamento de dados.

Um aspecto fundamental a considerar, é que o módulo de deformabilidade determinado para as diferentes camadas duma estrutura de pavimento é extremamente dependente do estado de tensão-deformação implícito ao tipo de ensaio utilizado. Neste contexto, é habitual a referência a “módulo sísmico”, “módulo FWD” e “módulo resiliente” por parte de alguns autores, no sentido de clarificar o modo como o módulo foi obtido. O “módulo resiliente” diz geralmente respeito ao módulo de deformabilidade obtido por alguns ensaios laboratoriais, que também serão abordados neste trabalho.

### **1.2. Motivação e objectivos**

Apesar de existirem diversos estudos sobre a aplicação de métodos sísmicos de superfície a pavimentos rodoviários, num nível global, estes métodos ainda não se conseguiram impor na comunidade científica internacional. Neste contexto, os ensaios mecânicos NDT, nomeadamente os deflectométricos, continuam a ser os mais usados na caracterização estrutural de pavimentos.

Uma das motivações desta dissertação passou pela pouca divulgação que os métodos sísmicos de superfície (SASW, MASW, etc.) apresentam no nosso País, sobretudo na área dos pavimentos rodoviários. Deste modo, deseja-se que o presente trabalho possa ser um contributo para a difusão destes ensaios e para o desenvolvimento de novos estudos.

Os objectivos gerais desta dissertação passam essencialmente por:

- comprovar a utilidade dos métodos geofísicos na caracterização de pavimentos rodoviários;
- estudar a aplicabilidade do método MASW para estimar os módulos de deformabilidade das diferentes camadas duma estrutura de pavimento, e correlacioná-los com os módulos de deformabilidade determinados através da aplicação de ensaios mecânicos.

### **1.3.Estrutura do trabalho**

A presente dissertação está organizada em 7 capítulos, incluindo este primeiro de carácter introdutório.

Neste primeiro capítulo faz-se um enquadramento da temática abordada, definem-se os principais objectivos e é realizada uma síntese da organização da dissertação.

O Capítulo 2 trata essencialmente dos principais métodos geofísicos aplicados a pavimentos rodoviários. Numa primeira parte do capítulo dá-se relevo a alguns conceitos importantes relativos à propagação de ondas sísmicas e à sísmica no geral, e são introduzidos alguns métodos sísmicos aplicáveis a pavimentos rodoviários, nomeadamente os métodos sísmicos de superfície. Numa segunda parte do capítulo, é dada importância ao método georadar, dada a sua relevância na componente prática do trabalho.

O Capítulo 3 centra-se essencialmente no método MASW, sendo que numa primeira fase são abordados alguns conceitos comuns a outros métodos de superfície, sem que haja uma particularização relativa à área dos pavimentos rodoviários. Tendo em conta a aplicação do método numa fase mais avançada do trabalho, numa parte final do capítulo é realizada uma pequena abordagem do método no caso específico dos pavimentos rodoviários. São inseridas algumas especificações técnicas relativas ao equipamento utilizado para realizar a aquisição de dados, e são referenciados alguns artigos importantes para o desenrolar do trabalho prático.

No Capítulo 4 são apresentados diferentes ensaios e metodologias utilizadas para a obtenção de parâmetros mecânicos de misturas betuminosas. Numa primeira fase são abordados numa forma muito geral alguns dos ensaios laboratoriais utilizados para o efeito. Seguidamente são tratados os ensaios deflectométricos, com especial destaque para o deflectómetro de impacto, que foi também preponderante no trabalho prático desenvolvido. É também apresentado um subcapítulo respeitante à caracterização de misturas betuminosas através de métodos empírico-mecanicistas, onde são abordados os métodos empírico-mecanicistas da Shell e de Nottingham. Por fim, é contemplado um subcapítulo extremamente importante na globalidade da dissertação, que aborda a correlação entre parâmetros mecânicos (particularmente, o módulo de deformabilidade) medidos com ensaios sísmicos e com ensaios mecânicos.

O Capítulo 5 incide sobre o trabalho prático realizado. Inicialmente é realizada uma breve descrição do local de ensaios, e é dada importância à caracterização dos materiais, proporcionada pela extração de carotes. Num subcapítulo intermédio são abordados os ensaios e medições de campo realizadas, designadamente, o método GPR, ensaio FWD, ensaio MASW e um ensaio protótipo de Microsísmica. Por fim, é englobado um subcapítulo com aplicação do método empírico-mecanicista da Shell.

No Capítulo 6 procura-se discutir os resultados obtidos com a aplicação dos diferentes métodos, dando especial importância à comparação do módulo de deformabilidade determinado pelo ensaio FWD, e o módulo de deformabilidade determinado pelos ensaios sísmicos realizados.

Por último, no Capítulo 7 são enumeradas as principais conclusões do trabalho desenvolvido, e são apontados alguns caminhos para o desenvolvimento de trabalhos futuros.

## 2. MÉTODOS GEOFÍSICOS APLICADOS A PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

A identificação da condição estrutural dum pavimento pode ser efectuada através de métodos destrutivos e métodos não-destrutivos. Sucintamente, a aplicação de métodos destrutivos consiste na abertura de poços de sondagem e na colheita de amostras de pavimento, posteriormente ensaiadas em laboratório. Este procedimento é realizado com o intuito de se saber algumas das características das diferentes camadas de pavimento (Lopes, 2009).

Os ensaios não destrutivos utilizam sondagens sísmicas e processos geofísicos de prospecção, e segundo Hunaidi (1998) são de extrema importância para os Engenheiros com responsabilidade na manutenção e reabilitação de infra-estruturas rodoviárias. A aplicação deste tipo de ensaios tem aumentado consideravelmente ao nível da caracterização e investigação geotécnica, e em parte isto pode ser justificado pela rapidez de execução, pela eficiência e qualidade dos resultados obtidos, sendo deste modo ideais no estudo de grandes redes rodoviárias. Estes ensaios apresentam ainda como vantagens, o facto de representarem uma pequena parte no preço global do diagnóstico de uma estrutura, e o facto das informações fornecidas permitirem uma minimização do controlo total da manutenção e inspecção (Wightman et al., 2003).

Partindo desta breve introdução, convém salientar que a monitorização das condições dum pavimento rodoviário é uma componente extremamente importante. A Geofísica tem sido bastante útil nesse sentido, ao introduzir uma rede de avaliação das condições do pavimento e ao desempenhar um papel mais interventivo na verificação da garantia de qualidade em novas construções, assim como na avaliação de pavimentos existentes (Wightman et al., 2003).

Os métodos usados na avaliação do estado dos pavimentos devem ser precisos, rápidos e não destrutivos, e tendo em conta este pressuposto, serão abordados neste capítulo os métodos geofísicos mais aplicados a pavimentos rodoviários. Neste contexto, será dada primazia a alguns métodos sísmicos e ao GPR (*Ground Penetrating Radar*), um equipamento com alguma difusão em diferentes áreas da Engenharia Civil. Por sua vez, pela importância dada aos métodos sísmicos de superfície no presente trabalho, serão abordados alguns conceitos base relativos à propagação de ondas sísmicas.

## 2.1. Métodos sísmicos

### 2.1.1. Enquadramento geral

Duma maneira geral, e não englobando apenas os métodos sísmicos aplicados a pavimentos rodoviários, é de dar destaque a dois tipos de métodos sísmicos. Os primeiros são os clássicos da refacção e reflexão, que tanto usam ondas volumétricas P de compressão, como ondas S de corte. O segundo tipo é mais moderno e tira partido do registo das ondas de Rayleigh (Fonseca et al., 2003).

Segundo Ryden e Park (2006), os métodos sísmicos de superfície começaram a ser reconhecidos como potenciais NDT para pavimentos rodoviários a partir dos estudos de Jones (1962) e Vidale (1964).

No início da década 80 foi introduzido um novo método designado por SASW (*Spectral Analysis of Surface Waves*) por um grupo de trabalho da Universidade de Austin no Texas (Park et al., 1997).

O método SASW não é mais que uma simplificação do SSRM (*Steady State Rayleigh Method*), criado por Jones nos anos 50, e de uma forma sucinta, é um ensaio não destrutivo que utiliza ondas de superfície com o intuito de se determinar os módulos de deformabilidade das camadas que formam um perfil estratificado horizontal (Contreras et al., 2009).

Posteriormente surgiu no *Kansas Geological Survey* uma adaptação deste último método, designado MASW (*Multi-Channel Analysis of Surface Waves*). É um método mais rápido e permitiu melhorar alguns dos inconvenientes do método antecessor (Park et al., 1997).

### 2.1.2. Propagação de ondas – conceitos base

#### 2.1.2.1. Ondas volumétricas

Um impacto num meio contínuo elástico gera as designadas ondas volumétricas que se propagam através do material como dois tipos diferentes de onda, as ondas P e as ondas S. As primeiras, também designadas por ondas primárias, são ondas longitudinais que fazem com que o material que atravessam vibre paralelamente à direcção da onda. Normalmente a sua velocidade de propagação é ligeiramente inferior ao dobro da que se verifica nas ondas S. As ondas S, também designadas por ondas secundárias, são ondas transversais ou de corte, o que significa que provocam um movimento perpendicular relativamente à direcção de propagação

da onda. Este tipo de ondas apenas se propaga em corpos sólidos e a sua amplitude é várias vezes maior que a das ondas P (Aktas, 2007). Na Figura 1 é ilustrado o modo de propagação das ondas P e S num meio sólido contínuo.

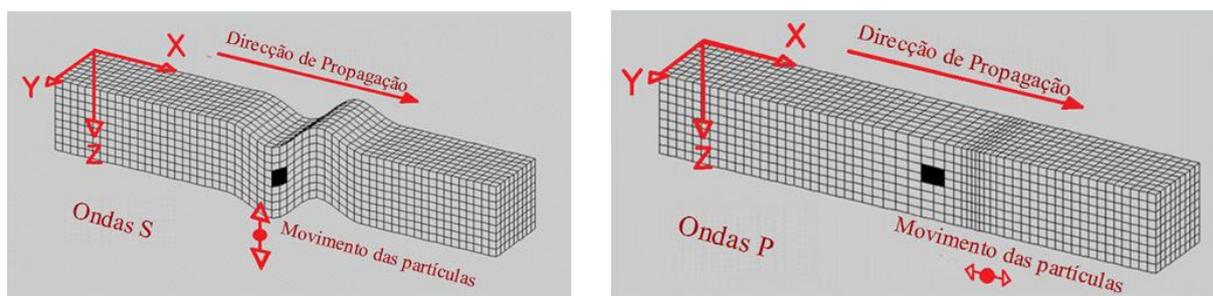


Figura 1. Modo de propagação das ondas volumétricas. (Adaptado: de Braile, 2010)

Na Tabela 1 encontram-se intervalos de velocidades destes dois tipos de onda, em diferentes materiais utilizados nas camadas subjacentes nos pavimentos rodoviários.

Tabela 1. Velocidades aproximadas das ondas P e S de diferentes materiais. (Adaptado: de Rydèn, 2004)

Material	$V_S$ (m/s)	$V_P$ (m/s)
Betão	1300-2800	2000-4600
Camadas betuminosas	600-2500	1100-4500
Base granular	250-500	350-800
Argila	40-300	100-600
Argila saturada	40-250	1450
Areia	100-500	150-1000
Areia saturada	80-450	1450

### 2.1.2.2. Ondas de superfície

As ondas de superfície formam-se pelo contacto das ondas volumétricas com a superfície livre e deslocam-se mais lentamente que as últimas. A interacção das ondas P e  $S_V$  (onda de corte com polarização vertical) dá origem às ondas Rayleigh ( $V_R$ ). As ondas de Love ( $V_L$ ) formam-se a partir das ondas  $S_H$  (onda de corte com polarização horizontal) e não são possíveis em meios homogéneos. Isto devido ao facto de apenas serem geradas quando existe uma camada superficial de baixa velocidade sobre um substrato de velocidade superior (Lopes et al., 2008). Por sua vez, as ondas de Rayleigh estão sempre presentes e podem ser criadas quer por um conjunto de ondas que se propague até à superfície, quer por qualquer fonte accionada à superfície (Lopes et al., 2008).

### 2.1.2.3. Velocidade de fase e velocidade de grupo

Geralmente as ondas propagam-se em grupo, dentro do qual existem diferentes cristas/frentes de onda. Grimshaw (2002), refere um bom exemplo para percebermos melhor estes dois conceitos, tirando partido de uma situação comum referente à projecção de uma pedra para uma lagoa. Quando a pedra é projectada um grupo de ondas propaga-se simetricamente na superfície da água, do ponto de contacto para o exterior. Contudo, dentro do grupo de ondas podem visualizar-se diferentes frentes de onda, que apresentam diferentes velocidades relativamente ao conjunto de ondas.

Partindo deste último exemplo podemos definir a velocidade de fase como a velocidade de uma frente de onda (localização de pontos de fases constantes) ou velocidade a que se propaga uma determinada frequência (Lopes et al., 2008). O seu valor pode ser definido através do quociente entre a frequência angular ( $\omega$ ) e o número de onda ( $\kappa$ ) (Stark, 2008).

Por sua vez, num meio dispersivo a velocidade de grupo pode definir-se como a velocidade da envolvente dum conjunto de ondas com diferentes frequências e comprimentos de onda, ou mais propriamente, a velocidade média dum grupo de ondas sísmicas (Stark, 2008). É ainda de salientar que num meio não dispersivo as velocidades de fase e de grupo são iguais.

Na Figura 2 é possível visualizar a representação destes dois tipos de onda num sismograma.

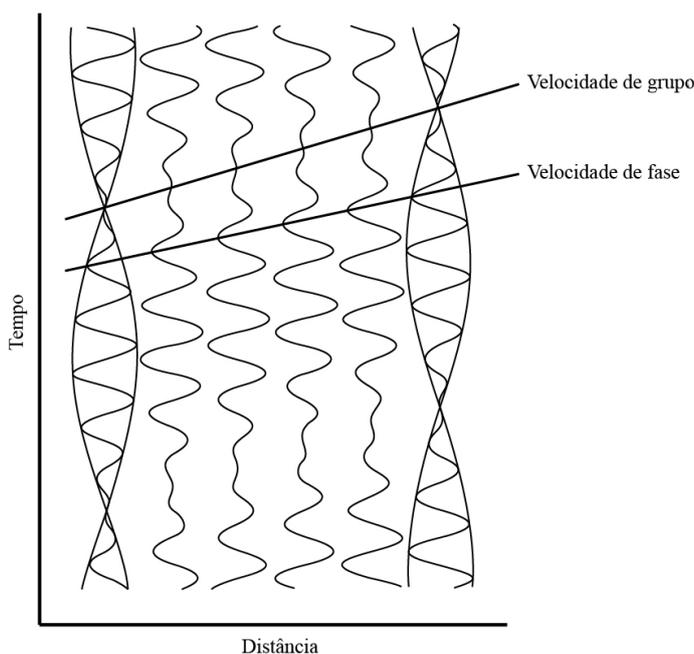


Figura 2. Representação da velocidade de grupo e da velocidade de fase num sismograma. (Adaptado: de Lopes et al., 2008)

### 2.1.2.4. Os fenómenos da Reflexão e Refracção

A maioria dos métodos sísmicos de exploração utilizam as ondas P como fonte primária de informação ao invés das ondas S, e assumem que as ondas de superfície são ruído a eliminar. Nos métodos de reflexão a consideração das ondas de superfície assume um papel importante, dado que a amplitude das ondas de superfície geradas por fontes superficiais é normalmente superior à amplitude das ondas de volumétricas (Wightman et al., 2003).

Na aquisição de dados de reflexão, são habitualmente utilizados geofones/receptores, cuja quantidade depende do âmbito e da área na qual se insere. A Figura 3 é uma esquematização da sismologia de reflexão, na qual é possível visualizar que as distâncias entre os pontos de reflexão na superfície de separação das camadas, representam metade da distância entre os geofones à superfície (Ferreira, 2002).

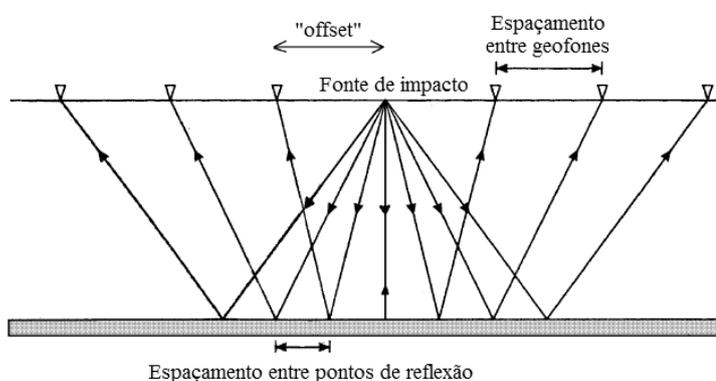


Figura 3. Esquema dos trajectos de raios reflectidos. (Adaptado: de Ferreira, 2002)

Na Figura 4 apresenta-se um registo tempo-distância (*offset*) onde é possível observar reflexões sísmicas sobrepostas às ondas de superfície.

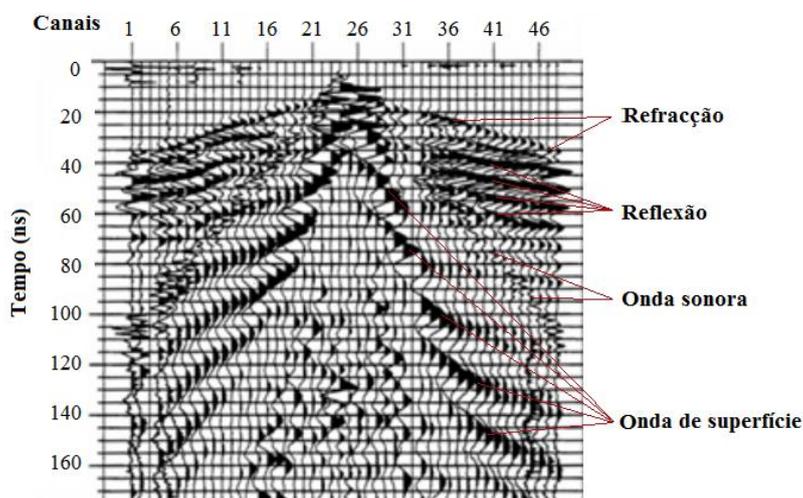


Figura 4. Representação dos eventos sísmicos presentes num registo tempo-distância para um “tiro central”. (Adaptado: de LNEC, 2011)

A refração sísmica consiste em registar o tempo de chegada das primeiras ondas sísmicas, geradas com uma fonte de impacto, utilizando um conjunto de geofones ou transdutores de deslocamento distribuídos sobre a superfície (Figura 5). A série de dados obtidos através dos métodos de refração consiste numa relação tempo versus distância, que pode ser convertida numa relação velocidade versus profundidade (Ferreira, 2002).

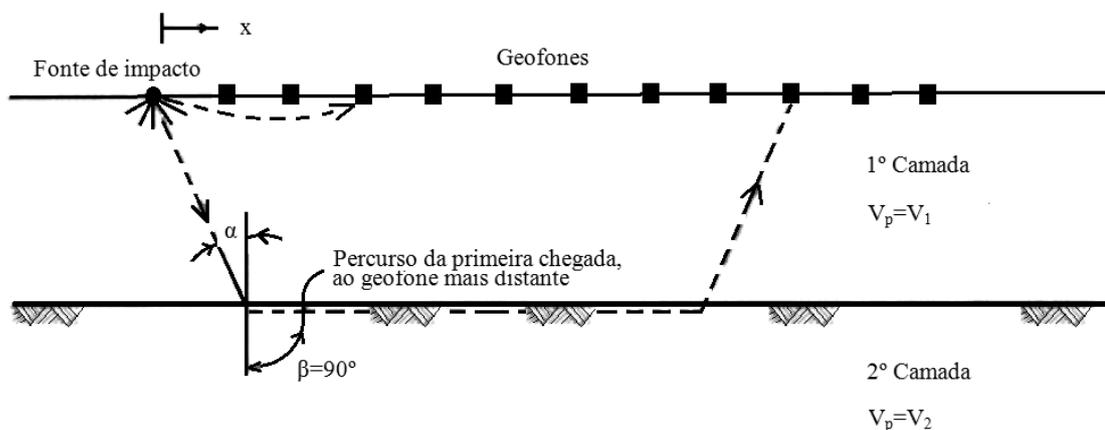


Figura 5. Esquema dum levantamento de refração sísmica. (Adaptado: de Ferreira, 2002)

Considerando que num meio homogéneo um feixe de energia sísmica se desloca em linha recta, ao atingir uma linha de descontinuidade que separa dois meios com propriedades físicas diferentes a direcção de propagação é desviada sob um certo ângulo, que de acordo com a lei de Snell depende das velocidades de onda que o novo meio possibilita. A refração sísmica serve-se desta mudança de direcção para estudar as características das camadas situadas abaixo da superfície (Ferreira, 2002). Na Figura 5 é possível visualizar que se o material abaixo da superfície de descontinuidade proporcionar velocidades superiores ( $V_2 > V_1$ ), as ondas sísmicas que se propagam ao longo da interface serão as primeiras a chegar aos geofones mais afastados da fonte de impacto (Ferreira, 2002). É ainda de realçar que este método pode ser usado num limite de 4 camadas, contudo, cada camada tem que ter uma velocidade sísmica superior à camada que lhe antecede (Wightman et al., 2003).

Nos métodos de refração as ondas de superfície não chegam a ser consideradas, uma vez que apenas interessa o tempo de chegada das primeiras ondas, e estas nunca fazem parte das primeiras chegadas.

#### 2.1.2.5. Definição do método das ondas de superfície

Este método de caracterização sísmica será abordado detalhadamente no Capítulo 3, no entanto, importa por agora tecer algumas considerações acerca da sua aplicação. Segundo

Strobbia (2003), este método baseia-se na análise da dispersão geométrica de ondas com o objectivo de estimar o módulo de rigidez dum solo/estrutura, ou das suas diferentes camadas caso se trate dum perfil estratificado. De acordo com Rodrigues et al., (2006), permite a obtenção das velocidades das ondas P e S a partir da determinação das velocidades das ondas Rayleigh.

Numa forma sintética, o procedimento consiste na aquisição e processamento de dados sísmicos de um solo/estrutura, com o intuito de estimar as suas características dispersivas. Posteriormente esses dados serão invertidos, e numa fase final o resultado obtido é o perfil de velocidades de corte  $V_s$  (Strobbia, 2003). Na inversão de dados, considerando que a relação entre  $V_s$ ,  $V_p$  e  $V_R$  depende do coeficiente de poisson e da massa volúmica dos materiais, os modelos de velocidade obtidos podem variar em função dos parâmetros utilizados no processo ( $V_p$  e  $V_s$  do modelo inicial) (Rodrigues et al., 2006).

### 2.1.3. Princípios teóricos de equações de onda sísmicas num meio homogéneo

As equações de onda num meio sólido, isotrópico, infinito e elástico, baseiam-se na segunda lei de Newton, que refere que a força é igual ao produto da massa pela aceleração (Rydèn, 2004). Considerando que a aceleração e a força podem ser expressas como derivadas parciais do deslocamento ( $u$ ) e tensão ( $\sigma$ ), dado um elemento cúbico infinitesimal com a densidade  $\rho$ , o equilíbrio impõe (Rydèn, 2004):

$$\rho \frac{\partial^2 u_1}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_{11}}{\partial x_1} + \frac{\partial \sigma_{12}}{\partial x_2} + \frac{\partial \sigma_{13}}{\partial x_3} \quad (1)$$

$$\rho \frac{\partial^2 u_2}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_{21}}{\partial x_1} + \frac{\partial \sigma_{22}}{\partial x_2} + \frac{\partial \sigma_{23}}{\partial x_3} \quad (2)$$

$$\rho \frac{\partial^2 u_3}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_{31}}{\partial x_1} + \frac{\partial \sigma_{32}}{\partial x_2} + \frac{\partial \sigma_{33}}{\partial x_3} \quad (3)$$

Sendo que:

- $x (x_1, x_2, x_3)$  representa o sistema cartesiano de coordenadas;
- $u (u_1, u_2, u_3)$  representa os deslocamentos nas três dimensões;
- $t$  é a variável tempo;
- $\sigma_{11}, \sigma_{12}, \sigma_{22} \dots$  são as componentes de tensão que actuam no cubo.

As diferentes componentes de tensão podem ser definidas de outra maneira, recorrendo para isso à lei de Hooke:

$$\sigma_{11} = \lambda\Delta + 2\mu\varepsilon_{11} \quad \sigma_{22} = \lambda\Delta + 2\mu\varepsilon_{22} \quad \sigma_{33} = \lambda\Delta + 2\mu\varepsilon_{33} \quad (4)$$

$$\sigma_{12} = \mu\varepsilon_{12} \quad \sigma_{23} = \mu\varepsilon_{23} \quad \sigma_{13} = \mu\varepsilon_{13} \quad (5)$$

em que  $\lambda$  e  $\mu$  são as constantes elásticas de Lamé e “ $\Delta$ ” é o coeficiente de variação volumétrica do elemento, correspondente a “ $\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}$ ”. As relações de deformação-deslocamento obtêm-se através das seguintes equações:

$$\varepsilon_{11} = \frac{\partial u_1}{\partial x_1} \quad \varepsilon_{22} = \frac{\partial u_2}{\partial x_2} \quad \varepsilon_{33} = \frac{\partial u_3}{\partial x_3} \quad (6)$$

$$\varepsilon_{12} = \frac{\partial u_1}{\partial x_2} + \frac{\partial u_2}{\partial x_1} \quad \varepsilon_{23} = \frac{\partial u_2}{\partial x_3} + \frac{\partial u_3}{\partial x_2} \quad \varepsilon_{13} = \frac{\partial u_1}{\partial x_3} + \frac{\partial u_3}{\partial x_1} \quad (7)$$

Relacionando as equações (4) e (5) com as equações (6) e (7) as equações de movimento podem ser escritas utilizando os deslocamentos ao invés das tensões, podendo expressar-se da seguinte maneira:

$$\rho \frac{\partial^2 u_1}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial}{\partial x_1} \left( \frac{\partial u_1}{\partial x_1} + \frac{\partial u_2}{\partial x_2} + \frac{\partial u_3}{\partial x_3} \right) + \mu \nabla^2 u_1 \quad (8)$$

$$\rho \frac{\partial^2 u_2}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial}{\partial x_2} \left( \frac{\partial u_1}{\partial x_1} + \frac{\partial u_2}{\partial x_2} + \frac{\partial u_3}{\partial x_3} \right) + \mu \nabla^2 u_2 \quad (9)$$

$$\rho \frac{\partial^2 u_3}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial}{\partial x_3} \left( \frac{\partial u_1}{\partial x_1} + \frac{\partial u_2}{\partial x_2} + \frac{\partial u_3}{\partial x_3} \right) + \mu \nabla^2 u_3 \quad (10)$$

Esta é a forma mais geral de representar as equações de onda, podendo simplificar se as expressões forem reduzidas vectorialmente da seguinte forma:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \nabla(\nabla \cdot u) + \mu \nabla^2 u, \text{ sendo } \nabla = \left( \frac{\partial}{\partial x_1}, \frac{\partial}{\partial x_2}, \frac{\partial}{\partial x_3} \right) \quad (11)$$

Em que  $\nabla$  é o vector gradiente e  $\nabla^2$  é o operador laplaciano (divergente do gradiente). Segundo Rydèn (2004), as constantes de Lamé são normalmente utilizadas nas equações onda, contudo, podem ser substituídas pelo módulo de deformabilidade (E) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), o que é de extrema relevância no estudo dos pavimentos rodoviários através de métodos sísmicos. Essa substituição é realizada da seguinte forma:

$$\lambda = \frac{Ev}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (12)$$

$$\mu = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (13)$$

Em que  $\mu$  assume o mesmo significado que o módulo de rigidez  $G$ . Uma vez que as equações de onda não podem ser resolvidas directamente, segundo Rydèn (2004), uma das soluções é assumir que a frente de onda é um plano infinito perpendicular à direcção da propagação, expressando-se esta solução da seguinte forma:

$$u_1, u_2, u_3 = Ae^{i(kx_1 - \omega t)} + Be^{i(kx_1 + \omega t)} \quad (14)$$

Em que  $k$  é número de onda e  $\omega$  é a frequência angular. O primeiro termo representa a propagação de onda na direcção  $x_1$ , no sentido positivo, e o segundo termo representa a propagação de onda no sentido oposto. Derivando a equação (14) relativamente a  $x_1$ ,  $x_2$  e  $x_3$ , e substituindo membro a membro na equação (11), obtêm-se duas possíveis soluções para a velocidade das ondas num meio elástico, infinito e isotrópico (Rydèn, 2004). A velocidade das ondas P é dada pela equação (15), enquanto a velocidade das ondas S é dada pela equação (16) (Rydèn, 2004).

$$V_P = \alpha = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (15)$$

$$V_S = \beta = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad (16)$$

Convém frisar que estas equações são válidas para um meio homogéneo nas condições referidas anteriormente. Ou seja, ao realizar ensaios sísmicos num pavimento rodoviário a análise terá de ser diferente, visto que são geradas ondas sísmicas superficiais que geralmente apresentam maior intensidade que as ondas P e S, sendo que estas últimas são mais difíceis de medir à superfície. Deste modo, a propagação de ondas em meios multicamadas com uma superfície livre deve ser estudada considerando a sobreposição das ondas P e S dentro de cada camada (Rydèn, 2004).

Os princípios teóricos das equações de onda num meio multicamadas são relativamente complexos. Deste modo, para uma abordagem mais profunda é aconselhável analisar a tese de Rydèn (2004), assim como os documentos em anexo relativos ao assunto, presentes no referido trabalho.

#### 2.1.4. Geofones e Acelerómetros

Existem diferentes tipos de transdutores de vibração, que são classificados segundo os princípios de funcionamento e segundo a grandeza medida (aceleração, velocidade, deslocamento). Segundo Hons (2008), na gama de frequências habitualmente utilizada na exploração sísmica, tanto os geofones como os acelerómetros podem ser vistos como osciladores harmónicos. Estes dispositivos diferem essencialmente no tipo de transdução utilizada no registo do deslocamento da “massa de prova” (Hons, 2008). Na generalidade, os geofones são transdutores de velocidade, e são constituídos por uma massa inercial enrolada por uma bobine de fio. Esta massa é suspensa por uma mola e envolvida por um íman cilíndrico com um campo magnético radial (Figura 6) (Lavergne, 1989).

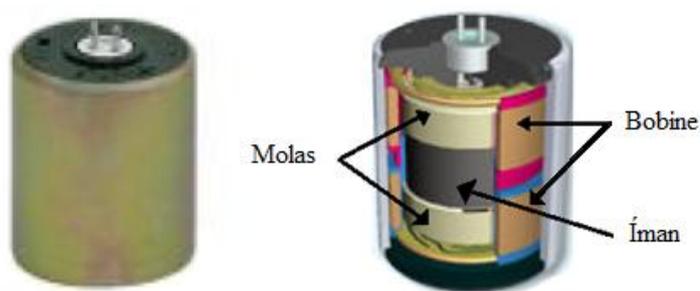


Figura 6. Principais componentes dum geofone. (Adaptado: de Hons, 2008)

Colocando o geofone no solo e originando através duma fonte de impacto o movimento relativo entre o íman e a bobine (que tende a ficar estática por inércia), origina-se uma diferença de potencial proporcional à velocidade relativa entre os mesmos (Lavergne, 1989). As frequências de ressonância destes dispositivos situam-se normalmente entre os 5-50 Hz (Hons, 2008), sendo que em altas frequências, a sua resposta é condicionada pela quantidade de movimento necessária para superar a inércia do sistema.

Os geofones têm sido utilizados na exploração sísmica ao longo dos anos, em parte devido à sua robustez, leveza, e ao facto de não necessitarem de energia eléctrica para operar (Hons, 2008). No entanto, a indústria da exploração sísmica começou a interessar-se recentemente por um novo tipo de transdutor, nomeadamente, os acelerómetros MEMS (*Micro-Electro Mechanical Systems*). Existem diferentes tipos de acelerómetros, entre os quais, os acelerómetros capacitivos, piezoeléctricos, piezoresistivos, e os microacelerómetros, onde se enquadram os MEMS (Hons, 2008; Montalvo, 2010). Tal como o nome indica, os acelerómetros são transdutores que medem acelerações, e no caso particular dos MEMS o transdutor é um par de elementos capacitivos e a massa inercial é uma estrutura em silicone.

Neste caso, o deslocamento da massa inercial é medido pelos elementos capacitivos e é convertido num sinal analógico ou digital. E uma vez que estes dispositivos apresentam elevadas frequências de ressonância (aproximadamente 1 kHz), qualquer deslocamento da massa inercial é proporcional à aceleração (Hons, 2008).

Como se irá constatar mais à frente, a utilização de geofones ou acelerómetros depende do tipo de estudo que se pretende realizar, entre outras variáveis. Contudo, considera-se que os acelerómetros são dispositivos que adquirem dados sísmicos de baixa e elevada frequência de maneira eficaz (Hons, 2008), enquanto os geofones são mais convenientes para estudos onde seja inerente uma gama de frequências mais baixas.

### 2.1.5. SASW e MASW

Neste subcapítulo será feita uma referência aos princípios básicos segundo o qual operam, sendo realizada no próximo capítulo uma abordagem mais detalhada do método MASW.

Na generalidade, são estes os dois métodos sísmicos que tiram partido do uso das ondas de Rayleigh para obter o perfil de velocidade de propagação das ondas de corte ( $V_s$ ). No entanto, apesar de poder gerar alguma controvérsia e diferentes opiniões, é habitual depararmo-nos com siglas como CSW (*Continuous Surface Wave*) e SWM (*Surface Wave Method*), que poderão estar associadas a técnicas específicas de geração, aquisição e processamento (Park et al., 1997; Lopes et al., 2008).

No caso específico dos pavimentos rodoviários, os métodos SASW e MASW são utilizados para determinar os módulos de deformabilidade das camadas de pavimento. Estes métodos baseiam-se na medição de ondas sísmicas superficiais, geradas por uma força impulsiva.

Os métodos que retiram partido das ondas de superfície baseiam-se na natureza dispersiva das mesmas em meios multicamadas. A abordagem típica destes métodos pode ser dividida em duas fases distintas. Numa primeira instância passa por medir uma curva de dispersão experimental sob a superfície de pavimento, que será abordada mais detalhadamente no próximo capítulo e é indicativa da velocidade de fase em função da frequência. A segunda fase caracteriza-se por estimar um modelo para as camadas, tentando fazer corresponder a curva de dispersão experimental medida *in situ* com uma curva de dispersão teórica dum "modelo" conhecido (Rydèn, 2004). No método SASW é medida uma diferença de fase ( $\Delta\theta$ ) entre dois receptores, através dum impulso aplicado na superfície do

pavimento (Figura 7a). A velocidade de fase ( $V_{ph}$ ) numa frequência específica das ondas de superfície é determinada com base na diferença de fase e o espaçamento entre receptores ( $D=\Delta x$ ) através da seguinte expressão:

$$V_{ph} = \frac{\omega \Delta x}{\Delta \phi} \quad (17)$$

Em que  $\omega$  é a frequência angular e os outros parâmetros foram designados no último parágrafo. De acordo com Rydèn (2004), a diferença de fase é o parâmetro mais crítico extraído na aquisição de dados, pois determina a precisão da curva de dispersão construída posteriormente.

Relativamente à instrumentação deste tipo de ensaios sísmicos, os seus principais componentes encontram-se esquematizados na Figura 7b, referente a um ensaio SASW. De referir que relativamente ao ensaio MASW, ao nível da instrumentação usada, a principal diferença é o número de geofones utilizados, que é bastante superior nesse caso. Este factor implica que o método SASW seja utilizado para estudar as propriedades da camada superficial, enquanto o método MASW é mais indicado para estudar as propriedades de todas as camadas de pavimento (Wightman et al., 2003).

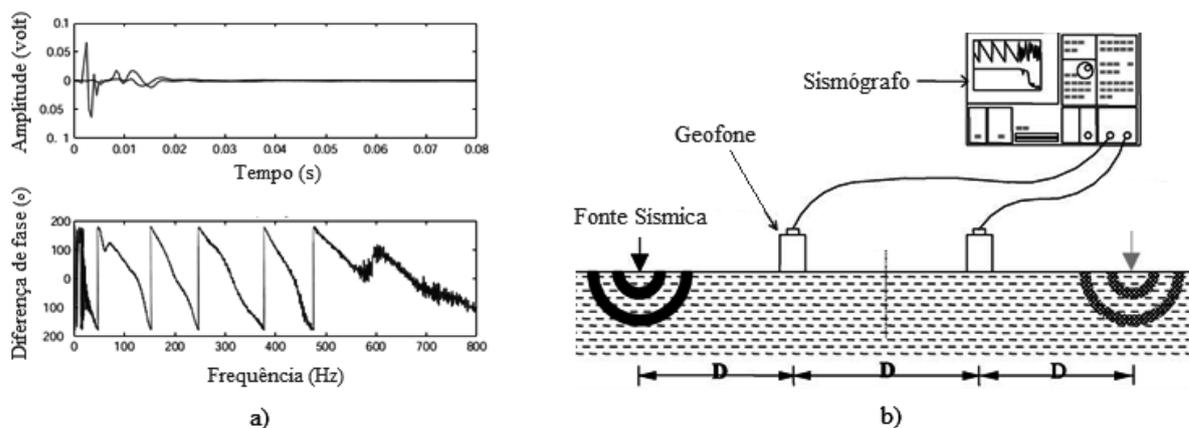


Figura 7. a) Exemplo dos gráficos obtidos instantaneamente *in situ* com o método SASW. (Adaptado de Rydèn, 2004) b) Instrumentação e configuração base dum ensaio SASW. (Fonte: Kim e Park, 2002)

Contreras et al. (2009) realizaram um estudo de caracterização de pavimentos flexíveis através da análise espectral de ondas de superfície. Aplicaram então o método SASW para obter informações da camada de desgaste do pavimento, utilizando acelerómetros de alta frequência central, ao invés dos geofones representados na Figura 7b. Os mesmos autores, referem que ao medir a velocidade de fase das ondas de superfície da camada de desgaste, é

fácil determinar a velocidade das ondas de corte S, e a partir dessas calcular o módulo de deformabilidade do material constituinte. Para tal, aplicaram as seguintes equações, bem conhecidas na respectiva área:

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad (18)$$

$$E = 2G \cdot (1 + \nu) \quad (19)$$

Onde:

$V_s$ = velocidade das ondas S;

E= módulo de deformabilidade;

G=módulo de rigidez;

$\nu$ = coeficiente de poisson;

$\rho$ = densidade;

No mesmo estudo, apesar de obtidos módulos de deformabilidade mais elevados relativamente aos ensaios mecânicos, concluiu-se que o método implementado é uma ferramenta extremamente prática na obtenção do módulo de elasticidade de misturas betuminosas densas, providenciando informação importante acerca das propriedades mecânicas das mesmas (Contreras et al., 2009).

Nesta conjectura, nos estudos realizados até ao momento ficou provado que a avaliação de parâmetros da camada de desgaste, nomeadamente o módulo de deformabilidade, é eficiente e precisa utilizando este método. Contudo, a inversão das camadas inferiores tem sido bastante desafiadora, não se obtendo resultados tão positivos e coerentes (Rydèn, 2004). Foi neste contexto que o método MASW ganhou algum relevo, sendo que no caso específico dos pavimentos rodoviários foi desenvolvido com a introdução de algumas particularidades, visando anular os defeitos do método SASW. Em outras áreas da engenharia, nas quais se lida com estruturas de outra dimensão linear, as diferenças entre as duas técnicas passam essencialmente por (Park et al., 1997):

- diferentes técnicas de campo e processamento de dados para gerarem a curva de dispersão;
- uma aquisição bastante mais rápida por parte do método MASW, que elimina a necessidade de medições repetidas, características do método SASW ( com o intuito de cobrir diferentes profundidades), proporcionando assim resultados mais coerentes.

### 2.1.6. Impact-Echo (IE)

*Impact-Echo* é um método não destrutivo utilizado em várias estruturas da Engenharia Civil, e baseia-se na utilização da resistência à propagação de ondas. Numa maneira geral caracteriza-se por induzir um impacto mecânico para gerar uma propagação de onda numa superfície, tirando partido do efeito de ressonância (Sansalone, 1997; Fortes, 2001).

Relativamente à área específica dos pavimentos rodoviários, o IE é um método utilizado para determinar a espessura de pavimentos, assim como avaliar a integridade dos mesmos (Wightman et al., 2003).

#### 2.1.6.1. Evolução do método

As pesquisas realizadas entre os anos 1940 e 1960 na área dos métodos clássicos não destrutivos eram maioritariamente destinadas a fins industriais, e portanto, foi neste período que surgiram as bases e normas técnicas para métodos raio-x, ultra-sónicos e magnéticos (Carino, 2001). Por outro lado, começaram a decorrer pequenos estudos sobre ensaios não destrutivos em estruturas de betão, sendo que alguns fracassos importantes nas construções de betão dos EUA levaram os investigadores a pesquisar com maior persistência (Carino, 2001). Em 1983, esta pesquisa desenvolveu-se na detecção de falhas e defeitos internos, e considerando os métodos disponíveis aplicáveis a estruturas de betão optou-se por incidir os estudos num método baseado nas ondas sísmicas e na relação entre a propagação de ondas e as propriedades de uma dada secção (Aktas, 2007). De acordo com Carino (2001), o salto mais útil na evolução deste método foi investigar os efeitos do impacto mecânico ao invés do método ultra-som, constatando-se que as ondas provenientes dum impacto mecânico produzem um pulso de energia capaz de penetrar eficazmente a estrutura considerada. As primeiras aplicações desta técnica surgiram na engenharia geotécnica, sob a designação de nomes como *sonic-echo* ou *seismic-echo method*. Contudo, a evolução da tecnologia e a inclusão de simulações numéricas tornaram possível a mais recente designação de *Impact-echo* (Carino, 2001).

#### 2.1.6.2. Instrumentação básica

Existem várias empresas a fabricar instrumentos para este método e os seus três principais componentes são (Aktas, 2007):

- fontes de impacto com diferentes tamanhos que permitam realizar impactos com uma duração proporcional ao respectivo tamanho;

- um transdutor de deslocamento que permita medir as ondas P reflectidas;
- sistema de aquisição, processamento, e transmissão das ondas sísmicas ao computador, como dados *output*.



Figura 8. Componentes do método (IE): a) Computador; b) Transdutor de deslocamento; c) Unidade de aquisição de dados; d) Fonte de impacto. (Adaptado: de Aktas, 2007)

O papel da fonte de impacto (Figura 8d) é habitualmente desempenhado por esferas de aço, e com o desenvolvimento do método tornou-se comum a ligação das respectivas esferas a barras de aço. Esta evolução facilita a tarefa do operador tanto ao nível do manuseamento como do transporte, e embora este factor não seja relevante no caso dos pavimentos rodoviários, permite a aplicação do método tanto a elementos verticais como horizontais (Aktas, 2007).

Apesar de alguns investigadores terem utilizado acelerómetros com o mesmo propósito dos habituais transdutores de deslocamento, e obtido sucesso nessas experiencias, acredita-se que estes últimos simplifiquem a interpretação de sinais (Carino, 2001). Os transdutores de deslocamento utilizados habitualmente neste método apresentam uma gama de frequências de 0-60 kHz e caracterizam-se por conter pequenos cristais piezoeléctricos protegidos num involucro metálico exterior. Estes cristais produzem diferenças de potencial quando são deslocados, sendo enviadas para a unidade de aquisição para posterior processamento (Aktas, 2007).

### 2.1.6.3. Principais fundamentos e funcionamento do IE em pavimentos

A realização de ensaios com o IE é mais adequada em aplicações como controlo de qualidade, medição de espessura de pavimentos e programas de manutenção de pavimentos,

não fornecendo no entanto informações sobre a resistência da estrutura. Para a realização de ensaios, é de extrema importância que o operador possua alguma perícia e experiência para lidar com o equipamento e efectue os testes com sucesso.

Sendo conhecido como um teste acústico, o IE baseia-se na utilização de ondas acústicas geradas por um impacto elástico. Em pavimentos rodoviários caracteriza-se pela utilização das referidas esferas de metal ou fontes electrónicas. De uma forma resumida, quando o impacto é realizado é enviada energia acústica para o pavimento, sendo gerada ressonância a uma frequência cujo comprimento de onda é função da espessura do pavimento (Aktas, 2007).

O impacto mecânico sobre a superfície a estudar produz ondas P, ondas S e ondas de Rayleigh que viajam para longe do ponto de impacto. As primeiras ondas referenciadas são reflectidas por defeitos internos ou fronteiras de diferentes materiais, e quando retornam à superfície geram deslocamentos que são medidos por transdutores de deslocamento (Carino, 2001). Caso o transdutor seja colocado na proximidade do ponto de impacto, a resposta é dominada pela reflexão das ondas P (Figura 9).

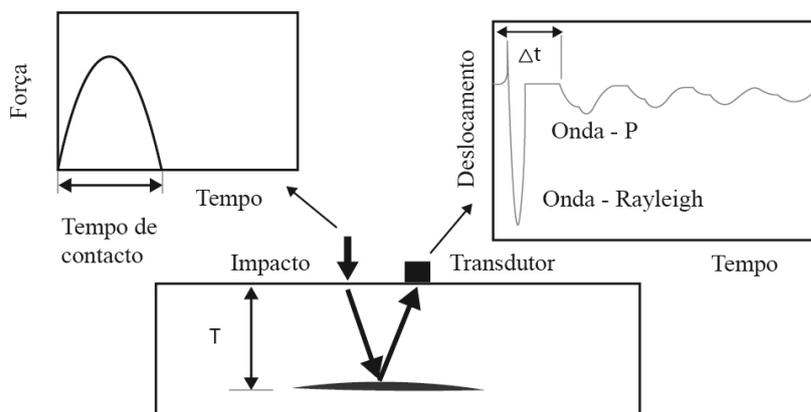


Figura 9. Esquemática do método Impact-Echo. (Adaptado: de Carino, 2001)

Na parte direita da figura é possível visualizar o padrão de deslocamentos que genericamente deverá ocorrer. O grande deslocamento inicial é causado pelas ondas Rayleigh, ao passo que a série repetitiva de deslocamentos de menor amplitude é gerada pelas ondas P devido às múltiplas reflexões ocorridas (Carino, 2001). Aktas (2007) refere que ao registar o tempo inicial de impacto e a chegada das ondas P, a duração total do percurso pode ser determinada, assim como a velocidade da onda na secção da estrutura. Com o conhecimento destas duas variáveis é possível estimar em que ponto a onda propagada encontrou um "impedimento" acústico e reflectiu, podendo desta maneira estimar quais as espessuras das diferentes camadas (Aktas, 2007).

Convém também referir que o impacto mecânico deve ser de curta duração, para que o transdutor de deslocamento possa diferenciar os tempos de saída e chegada das ondas. Resultados precisos apenas podem ser obtidos atingindo as frequências de ressonância correspondentes às diferentes espessura de pavimento.

#### 2.1.6.4. Aquisição e Processamento dos dados

A geração/aquisição de dados pode ser efectuada através de dois métodos. No primeiro são utilizadas esferas de metal de diversos tamanhos, com o intuito de obter uma frequência e força de impacto adequadas ao pavimento. Este método apresenta como inconveniente o facto de requerer uma pessoa especializada e experiente para fazer as medições. O segundo método utiliza fontes eléctricas e depende das técnicas de processamento de sinal para determinar a frequência de ressonância. As medições devem ser efectuadas cuidadosamente, e tendo em conta que é a verdadeira profundidade que é medida e não a profundidade até a um meio homogéneo (Wightman et al., 2003).

Relativamente ao processamento, após o registo dos deslocamentos da superfície realizados pelo referido transdutor, estes dados são transformados no domínio da frequência e numa fase final em gráficos "frequência vs amplitude " (Figura 10), através duma análise com transformadas de Fourier (Aktas, 2007).

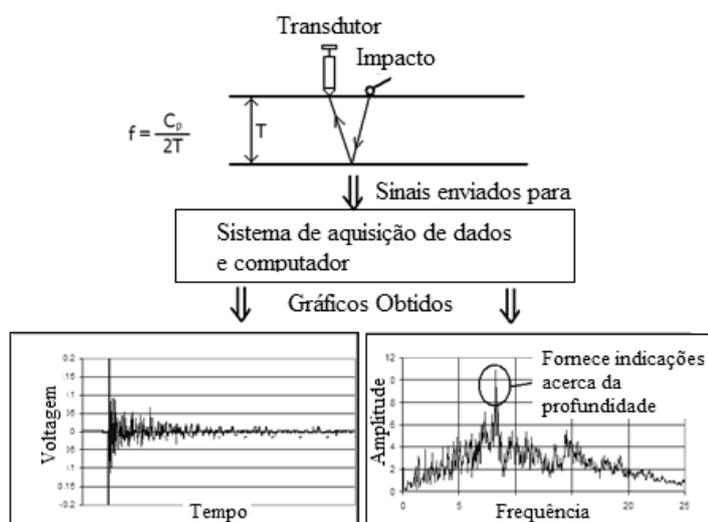


Figura 10. Diferentes etapas do método IE. (Adaptado: de Aktas, 2007). Nota: Nesta esquematização,  $C_p$  é a velocidade das ondas P e T é a espessura da camada.

#### 2.1.7. Seismic Pavement Analyzer – SPA

O SPA é um equipamento que foi desenvolvido através do programa *Strategic Highway Research Program*, na Universidade do Texas em “El Paso” (Gucunski e Maher,

2002). Os princípios de operação baseiam-se na geração e registo de ondas sísmicas em meios multicamadas, e uma das possíveis determinações é a variação do módulo de deformabilidade com a profundidade. Para tal, apresenta como particularidade a possibilidade de combinar vários métodos sísmicos, alguns dos quais citados anteriormente (Nazarian et al., 1993).

### 2.1.7.1. Descrição geral do SPA

À semelhança do deflectómetro de impacto, o dispositivo é habitualmente atrelado a um veículo (Figura 11a). Os seus diversos constituintes podem ser englobados em dois subsistemas, um mecânico no qual se enquadram os transdutores e fontes de impacto (martelos), e um subsistema com componentes eléctricos onde se inclui a unidade de controlo, aquisição de dados, e os controladores pneumáticos.



Figura 11. a) Imagem ilustrativa do equipamento SPA (Fonte: Abdallah et al., 2006) b) Transdutores e fontes de impacto em situação de ensaio. (Adaptado de: Gucunski e Maher, 2002)

Relativamente ao sistema mecânico, é de realçar a existência de cinco acelerómetros e três geofones, assim como a hipótese de escolha entre duas fontes de impacto pneumáticas (Figura 11b). Deste modo, a existência de receptores com diferentes frequências naturais e a possibilidade de escolher fontes de impacto com reduzida ou elevada frequência, permitem que sejam possíveis diferentes configurações, potencializando a implementação das seguintes metodologias (Nazarian et al., 1993; Gucunski e Maher, 2002):

- *Spectral Analysis of Surface Waves (SASW)*;
- *Impulse Response (IR)*;
- *Ultrasonic Body Wave (UBW)*;
- *Ultrasonic Surface Wave (USW)*;
- *Impact Echo (IE)*.

Relativamente aos métodos SASW e IE, os seus propósitos e limitações foram já abordados anteriormente. No que diz respeito aos restantes métodos, os princípios de operação são semelhantes, variando essencialmente nos transdutores e fontes de impacto considerados e em diferentes técnicas de processamento de dados. Assim sendo, o método IR utiliza uma gama de frequências mais propícia à estimativa do módulo de camadas inferiores, nomeadamente o solo de fundação. Para tal, considera os dados adquiridos com o registo dos geofones, com uma fonte de impacto de reduzida frequência. Por sua vez, os métodos UBW e USW são métodos que utilizam uma gama de frequências ultra-sónica, que tiram partido das ondas P e das ondas Rayleigh, respectivamente. Deste modo, consideram os dados adquiridos com os acelerómetros, com uma fonte de impacto de elevada frequência (Nazarian et al., 1993; Gucunski e Maher, 2002). Na Tabela 2, pode-se ver a aplicação que cada um dos métodos apresenta no estudo de pavimentos rodoviários.

Por fim, convém referir que este dispositivo foi utilizado em alguns estudos, sendo de realçar o relatório *Evaluation of Seismic Pavement Analyzer for Pavement Condition Monitoring* (Gucunski e Maher, 2002), em que se realizaram importantes deduções.

Tabela 2. Aplicação dos diferentes ensaios sísmicos realizados com o SPA. (Adaptado: de Gucunski e Maher, 2002)

<i>Método</i>	<i>Aplicação</i>
SASW	Módulo e espessura de cada camada
IR	Módulo do solo de fundação; Detecção de vazios
UBW	Módulo da camada superficial
USW	Variação do módulo na camada betuminosa
IE	Espessura da camada superficial; Detecção de fendas e de zonas de deterioração

Entre elas, destaca-se uma das constatações realizadas, que refere que todas as metodologias foram aplicadas com resultados positivos e relativamente precisos, à excepção da técnica SASW implementada, que não proporcionou a obtenção de “módulos” satisfatórios.

## **2.2. Ground penetrating radar (GPR)**

Segundo Costa (2009), a utilização do GPR ao nível da inspecção em contínuo de pavimentos rodoviários está mais vulgarizada em muitos países. Em Portugal o mesmo não se sucede, verificando-se que a sua aplicação está mais vulgarizada na prospecção geotécnica

(Benta et al., 2008). Em pavimentos é apenas encontrada em situações pontuais e em trabalhos de investigação. Costa (2009) refere também que a inspecção de pavimentos betuminosos foi uma das primeiras aplicações do georadar como ensaio não destrutivo.

É ainda de referir que o grande sucesso e eficácia demonstrada em outras áreas da Engenharia Civil se deve sobretudo ao facto de proporcionar uma rápida aquisição de dados e um fácil processamento dos mesmos, assim como os baixos custos de utilização quando comparados com outras técnicas de ensaio destrutivas, semi-destrutivas e não destrutivas (Cruz et al., 2006).

### 2.2.1. Descrição e funcionamento básico do GPR

O GPR é um método geofísico de prospecção que gera ondas electromagnéticas de altas frequências, que correspondem às ondas de rádio no espectro electromagnético (Lopes, 2009).

Numa forma sucinta, esta técnica passa pela transmissão de impulsos electromagnéticos na direcção do terreno ou de estruturas sob inspecção, e pela subsequente medição do tempo decorrido entre a transmissão e a recepção por uma antena georadar, após a reflexão numa interface sub-superficial entre dois meios com características dieléctricas distintas (Correia et al., 2010). Deste modo, o GPR é uma técnica que permite detectar objectos e camadas de diferentes materiais, apresentando uma flexibilidade que permite trabalhar em diversos materiais, como por exemplo, o betão armado, betuminosos, alvenarias, madeira, entre outros (Cruz et al., 2006).

### 2.2.2. Instrumentação básica e modo de operação

O sistema radar mais comum é composto por quatro componentes essenciais: antena (s) radar, unidade de controlo, unidade de visualização e um dispositivo de armazenamento de dados (Figura 12).



Figura 12. Exemplo dum equipamento GPR, no qual é possível distinguir os diferentes componentes enunciados anteriormente. (Fonte: Lopes, 2009)

As antenas georadar são provavelmente a componente mais importante do sistema descrito anteriormente (Fernandes e Lourenço, 2007). São caracterizadas por uma frequência central  $f$  que normalmente se situa entre 10 a 2000 MHz. Podem ou não estar em contacto com a superfície e são equipamentos electrónicos complexos, projectados para optimizar a interacção com o terreno e responsáveis pela emissão da radiação sobre a superfície a investigar (Correia et al., 2010).

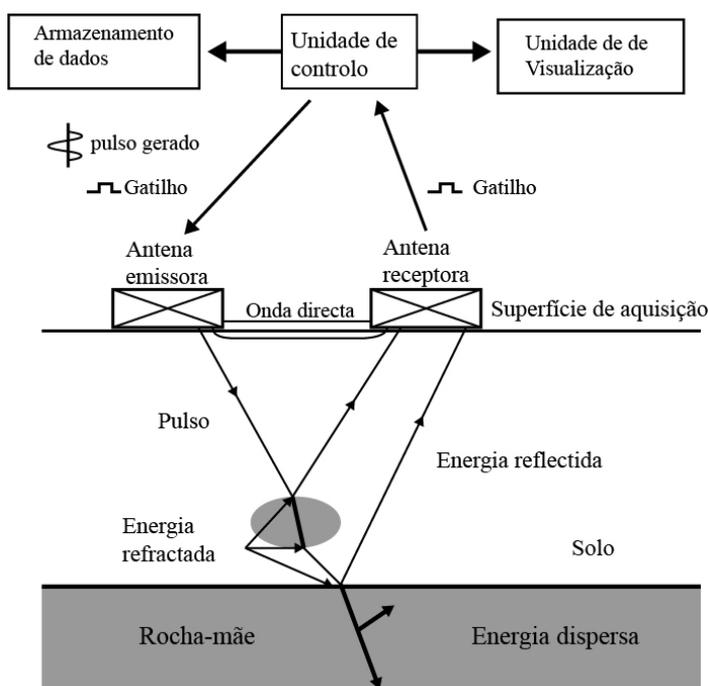


Figura 13. Componentes e modo de operação dos sistemas georadar mais recentes. (Adaptado: de Fernandes e Lourenço, 2007)

Na Figura 13, é possível verificar que a função das antenas radar é irradiar o local a estudar com energia electromagnética, e receber a energia reflectida nas interfaces entre materiais de propriedades dieléctricas diferentes. As antenas mais “básicas” são compostas por transdutores, que transformam a corrente eléctrica nos elementos metálicos da antena em energia electromagnética que é irradiada na direcção da estrutura a estudar (Correia et al., 2010). Ao visualizar a Tabela 3, podemos observar que a escolha da antena a utilizar depende do tipo de aplicação, da profundidade e das dimensões do local a estudar.

A unidade de controlo é um dispositivo electrónico constituído por um microprocessador, sendo que os sistemas mais actuais são controlados digitalmente, assim como o armazenamento da informação. O seu propósito é gerar sinais electromagnéticos de curto período e elevada voltagem, que serão transmitidos à antena de transmissão (Costa, 2009). Relativamente ao modo de operação, embora existam outros, o mais utilizado é o modo de reflexão (Figura 14).

Tabela 3. Características típicas das antenas de radar. (Fonte: Fernandes e Lourenço, 2007)

<i>Frequência</i>	<i>Penetração</i>	<i>Resolução</i>	<i>Aplicações correntes</i>
10 a 50 MHz	10 a 50 m	Baixa	Geologia, geotecnia mineira e ambiente
100 MHz	2 a 20 m	Baixa	
200 MHz	2 a 7 m	Baixa a média	Geologia, ambiente e engenharia
500 MHz	1 a 4 m	Média a alta	
1000 MHz	0.5 a 1.5 m	Alta	Engenharia
>1500 MHz	0.4 a 0,5 m	Muito alta	

Realizando a aquisição de dados com este modo, o emissor irradia o local de estudo com energia electromagnética e o receptor recebe a energia reflectida nas interfaces entre materiais de propriedades dieléctricas diferentes, tal como foi referido anteriormente.

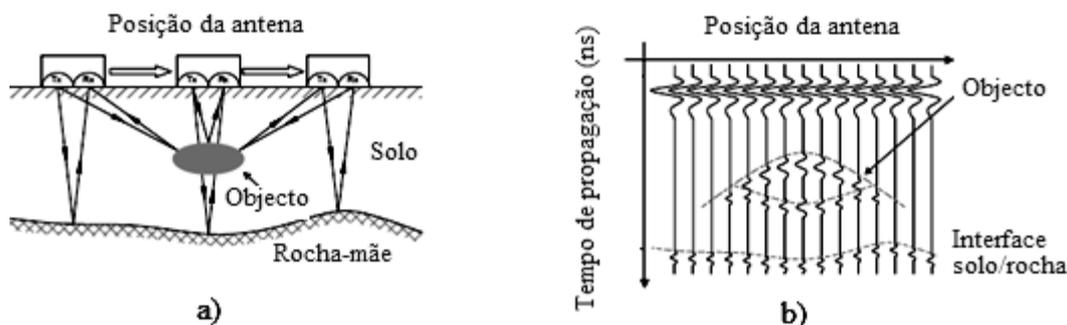


Figura 14. Aquisição de dados em modo de reflexão: (a) Metodologia de aquisição (b) Radargrama resultante. (Adaptado: de Fernandes e Lourenço, 2007)

Na maioria dos casos, o emissor e receptor encontram-se num espaço físico blindado, e à medida que são deslocados sobre a área de estudo, mantêm-se a uma distância constante. O passo seguinte deste modo de operação é obter o que habitualmente se designa por “tempo de viagem de ida e volta“, expresso em nanossegundos (ns). Este tempo não é mais que o tempo que a onda de rádio demora a percorrer a distância entre o emissor, a interface reflectora e o receptor. Em cada posição do dispositivo GPR é obtido um “traço“, que indica a evolução da amplitude do sinal emitido pela unidade ao longo da profundidade. Caso o GPR seja utilizado em várias posições ao longo dum perfil pode obter-se um radargrama. Se for aplicado em vários perfis numa zona de estudo, pode obter-se um radargrama tridimensional com o auxílio de programas de processamento e tratamento de dados (Fernandes e Lourenço, 2007).

### 2.2.3. Georadar aplicado em pavimentos rodoviários

#### 2.2.3.1. Potencialidades do método Georadar em pavimentos rodoviários

Além de ser uma técnica relativamente rápida na aquisição de dados, as principais vantagens da aplicação do GPR passam pela densidade de amostragem praticamente contínua (de ordem centimétrica) e por ser um método não destrutivo que pode operar sem grandes consequências para o tráfego.

Relativamente aos aspectos que podem ser interpretados nos dados obtidos com georadar, é de dar destaque aos seguintes: avaliação de espessura; avaliação da porosidade; detecção de segregação em misturas betuminosas; avaliação da fissuração e da descolagem entre camadas.

No entanto, se há aspectos que podem ser interpretados com alguma segurança nos dados obtidos com georadar, existem outros que não, senão complementados com outros ensaios. Este factor leva alguns autores a defender que está técnica deve ser um método complementar das habituais técnicas de prospecção (Correia et al., 2010).

Além dos conceitos genéricos abordados anteriormente, convém salientar algumas características desta técnica que dizem respeito ao caso específico dos pavimentos rodoviários. Segundo Saarenketo (2006), existem três aspectos fundamentais a considerar para avaliar a espessura das diferentes camadas de pavimento com GPR:

- numa fase inicial deve definir-se a velocidade do sinal que propaga nos diferentes materiais do pavimento;
- as reflexões presentes nos dados radar devem ser identificadas e comparadas com a estrutura do pavimento assim como possíveis estruturas físicas presentes;
- é necessário gerar contraste nas propriedades dos materiais entre diferentes camadas do pavimento rodoviário, para que se torne possível estimar as respectivas espessuras.

#### 2.2.3.2. Aquisição e Processamento de dados

A aquisição de dados deve ser devidamente planeada pelo técnico e pelo utilizador final da informação, devendo ficar esclarecido o equipamento a utilizar, o modo de operação do equipamento e o número de perfis, que devem ser concordantes com área de estudo e o objectivo do utilizador. Outra das variáveis a definir é o tempo de medição de cada traço, que dependendo da estrutura de pavimento a estudar, assume normalmente o valor de 20 ns em

sistemas de radar de auscultação de pavimentos de alta-frequência. Em sistemas mais convencionais, de 400-600MHz acoplados ao terreno, deverão utilizar-se janelas temporais entre 60 ns e 80 ns (Saarenketo, 2006; Correia et al., 2010).

No que diz respeito à fase de processamento, genericamente, podem ser englobadas três etapas, o pré-processamento, o processamento, e a interpretação e visualização dos dados. Um dos objectivos do processamento de dados é transformar os “dados em bruto”, ou seja, converter a escala de dados GPR em função do tempo, numa escala de profundidade. A evolução dos programas informáticos na área do processamento, assim como na interpretação e visualização de dados GPR, tem desempenhado um papel importante nesse processo. No entanto, apesar da progressiva evolução destes programas e de serem continuamente de utilização mais fácil, o processamento e posterior interpretação dos dados é a fase mais demorada e delicada, dependendo da experiência e perícia do responsável pela mesma (Correia et al., 2010).

### **2.2.3.3. Combinação de GPR com a carotagem e o Deflectómetro de Impacto (FWD)**

A extracção de carotes é dos recursos mais utilizados e mais importantes na caracterização de pavimentos rodoviários, permitindo não só a medição da espessura das camadas betuminosas, como: avaliar as tipologias das misturas betuminosas constituintes do pavimento; obter amostras para ensaios laboratoriais; avaliar a adesão entre camadas; detectar a presença de vazios (Correia et al., 2010).

No caso específico da combinação com a metodologia GPR, o facto de permitir estimar com maior rigor as espessuras das diferentes camadas é uma grande vantagem. De facto, numa zona de pavimento na qual sejam aplicadas as duas “metodologias” referidas, a medição das espessuras betuminosas com recurso à carotagem permite obter com maior rigor a espessuras das diferentes camadas.

Além do factor económico, as grandes desvantagens das carotagens prendem-se com o facto de prejudicarem a qualidade do nível de serviço dos pavimentos rodoviários, e de eventualmente colocarem em causa a segurança dos operadores e utilizadores da via, factores que não apresentam a mesma dimensão com a utilização isolada da técnica GPR. Contudo, apesar destas desvantagens, estas duas técnicas podem considerar-se complementares (Correia et al., 2010), e pelos motivos enunciados a extracção de carotes assume um papel fundamental na interpretação de dados georadar.

Entre as diferentes combinações de técnicas de auscultação de pavimentos, a combinação de GPR e FWD tem sido a mais popular entre a comunidade de engenheiros

rodoviários (Saarenketo, 2006). A aplicação do GPR funciona como um complemento no tratamento dos dados do FWD, dado que a retroanálise dos dados e consequente determinação dos módulos de deformabilidade, implica a introdução das espessuras das diferentes camadas de pavimento, que pode ser fornecida com algum rigor através dos radargramas obtidos com GPR (Saarenketo, 2006). Assim sendo, ainda que sejam realizados alguns carotes representativos da estrutura de pavimento, a partir de certa profundidade não seria possível garantir com rigor quais as “espessuras reais” das camadas, entre as quais a espessura do leito de pavimento. Inversamente, os dados obtidos com FWD fornecem informação extremamente importante na análise efectuada com GPR, nomeadamente acerca do solo de fundação. Salienta-se ainda, que a forma da bacia de deflexão obtida com o FWD combinada com os dados GPR permite tirar ilações acerca da proximidade entre o substrato rochoso e as camadas superficiais e aferir se o pavimento rodoviário foi construído sobre camadas de solos de boa qualidade (Saarenketo, 2006).

A título de exemplo, a Figura 15 representa os resultados obtidos com realização dos ensaios FWD e GPR num pavimento rodoviário. Nesta figura, nas pequenas células encontram-se os módulos de deformabilidade determinados por retroanálise, sendo que a), b), c) e d) representam respectivamente: bacias de deflexão representativas de cada uma das zonas de estudo; perfis GPR obtidos com uma antena de 1.0 GHz; perfis GPR obtidos com uma antena de 400 MHz; estrutura do pavimento rodoviário obtida com os dados GPR.

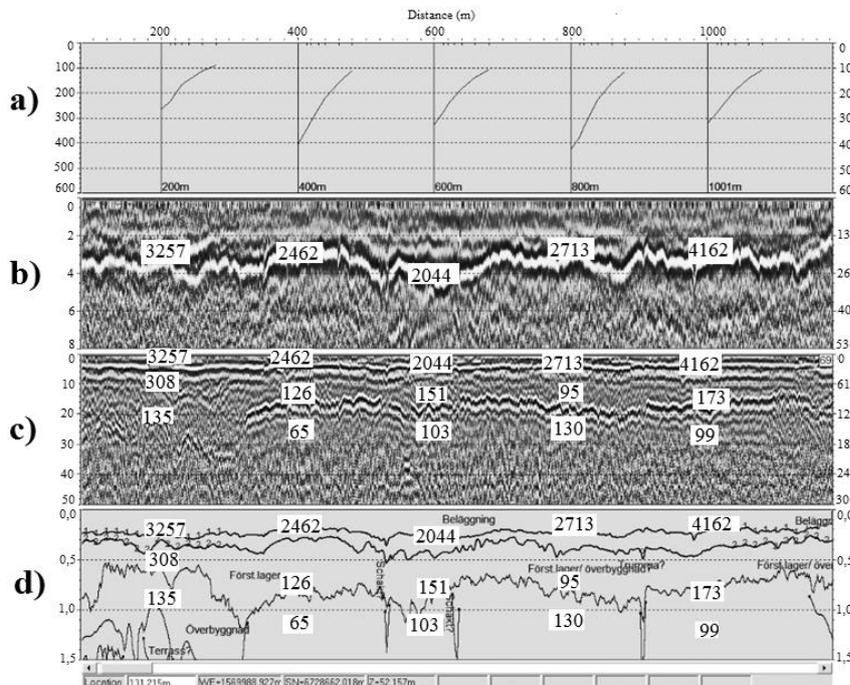


Figura 15. Resultados obtidos com FWD e GPR num pavimento rodoviário. (Adaptado: de Saarenketo, 2006)



### 3. O MÉTODO MASW

Após o aparecimento do método SASW, que foi usado em muitos projectos na área da Geotecnia, a necessidade de superar algumas das suas fragilidades potenciou o estudo de novos métodos para a aplicação das ondas de superfície. Estes estudos tiveram por base a utilização de múltiplos geofones, e não apenas um par de receptores como até então se utilizava, e deram origem à designação das siglas MASW. Tal como foi referido no Capítulo 2, este método tem um procedimento de campo mais rápido e permite maior rigor nos resultados, devido à elevada integridade espectral dos dados adquiridos (Lopes et al., 2003).

Neste capítulo serão abordadas as diferentes etapas deste método, que embora apresente algumas particularidades, são semelhantes às fases de outros métodos sísmicos de superfície.

#### 3.1. A importância das ondas de Rayleigh

Tal como foi referido anteriormente, as ondas Rayleigh estão sempre presentes em fenómenos sísmicos, pelo que a sua utilização em métodos sísmicos constitui uma grande vantagem. Quando são geradas por uma fonte pontual transportam 2/3 do total da energia transmitida, sendo que outra das vantagens é o facto de atenuarem mais lentamente com a distância que as ondas volumétricas.

As ondas de Rayleigh provocam vibração no sentido contrário à propagação da onda (propagam-se paralelamente à superfície), e o movimento das partículas caracteriza-se por uma órbita elíptica à superfície (Figura 16), apresentando uma componente vertical e uma horizontal de movimento, razão pela qual são registadas por qualquer tipo de receptor (Xia et al., 2000).

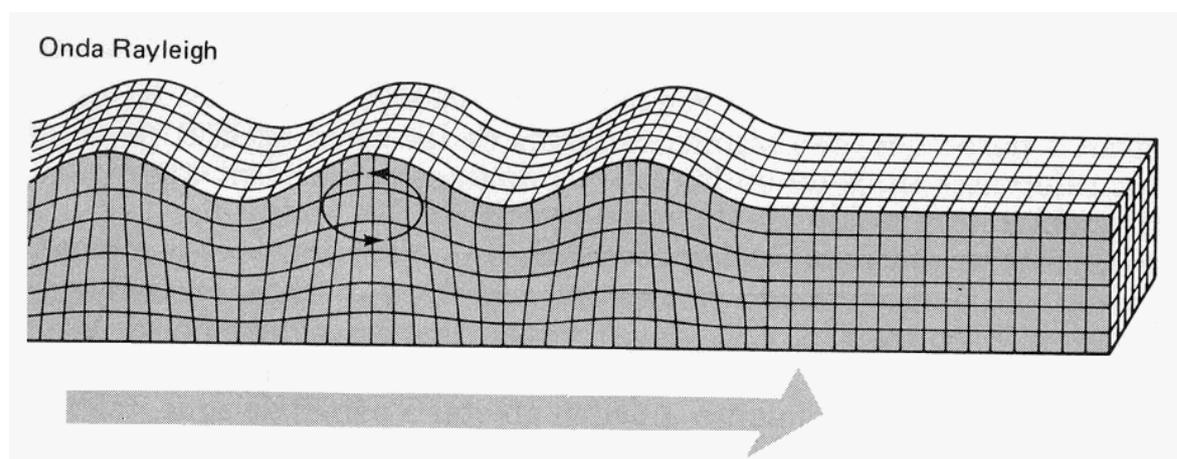


Figura 16. Propagação das Ondas Rayleigh no meio. (Fonte: Lopes et al., 2008)

### 3.2. Os fenómenos da “dispersão” e “sobreposição modal”

O fenómeno que caracteriza as ondas de Rayleigh é a dispersão, um fenómeno extremamente importante para percebermos os métodos sísmicos referidos no último capítulo. A dispersão é uma das principais propriedades das ondas de superfície, e refere-se à variação da velocidade de fase com o comprimento de onda, ou seja, é a mudança da forma da onda inicial quando esta passa por um meio cuja velocidade depende do comprimento de onda (Contreras et al., 2009).

As ondas de superfície de diferente comprimento de onda mostram diferentes camadas dum perfil estratificado, desta forma, quando o comprimento de onda  $\lambda$  aumenta o movimento das partículas estende-se a profundidades maiores do perfil. De acordo com Contreras et al. (2009), as velocidades das ondas de superfície são representativas da rigidez do material em profundidades em que haja um movimento de partícula significativo. Exemplificativamente, e no caso específico dum pavimento rodoviário com várias camadas, o movimento de partícula dum onda que apresente um comprimento de onda menor que a espessura da primeira camada (camada de desgaste do pavimento), está confinado nessa camada a  $\lambda < \lambda_1$ . Sendo assim, a velocidade de onda está muita mais afectada pela rigidez da camada superficial do que pela rigidez das camadas inferiores. No entanto, se o objectivo passar por determinar as propriedades dos materiais das camadas inferiores, terão que ser avaliadas velocidades de onda com comprimentos de onda de muitos centímetros. Neste caso, as velocidades de onda estarão influenciadas pelas propriedades das  $n$  camadas presentes (camada superficial, base, sub-base), dado que parte do movimento das partículas de onda se situa nessas camadas (Contreras et al., 2009).

Deste modo, este comportamento dispersivo das ondas de superfície implica que em meios verticalmente homogéneos, cada comprimento de onda se propague a uma velocidade de fase que depende das características das camadas envolvidas na propagação.

A relação entre a velocidade de fase e a frequência denomina-se “curva de dispersão”, que descreve a dispersão das ondas de superfície (Figura 17).

Num meio heterogéneo, a dispersão denomina-se geométrica uma vez que é um fenómeno gerado pela variação das propriedades elásticas dos materiais em profundidade (Lopes et al., 2008).

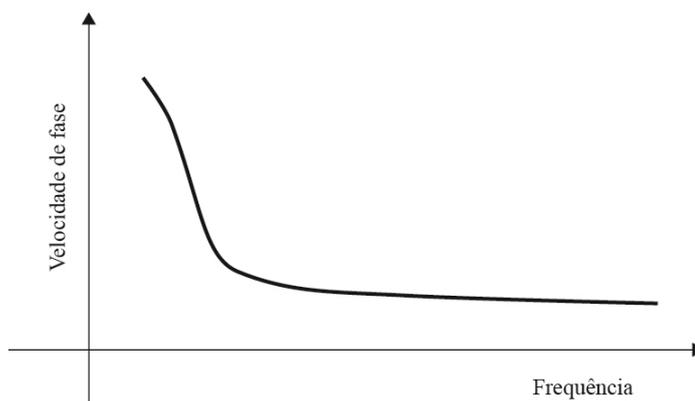


Figura 17. A curva de dispersão descreve a dispersão das ondas de superfície. (Fonte: Strobbia, 2003)

Strobbia (2003), expõe que a propagação de ondas Rayleigh em meios verticalmente heterogêneos é um fenómeno multimodal. Ou seja, para a mesma frequência podem coexistir múltiplos modos de propagação (Figura 18).

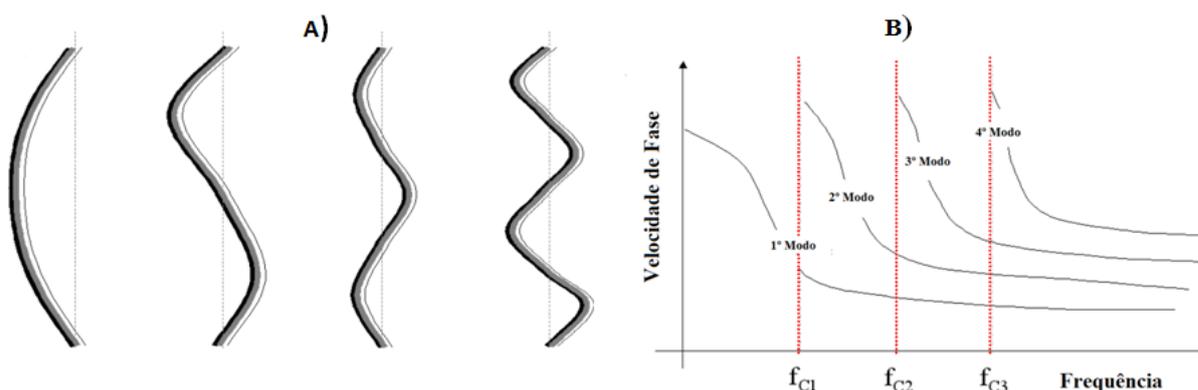


Figura 18. A) Diferentes modos de vibração para a mesma frequência B) Curvas de dispersão dos vários modos de propagação. (Adaptado: de Lopes et al., 2003)

Diferentes velocidades de fase são então possíveis em cada frequência, correspondendo cada uma delas a um modo de propagação, podendo existir diferentes modos simultaneamente (Strobbia, 2003).

É de salientar que, excluindo-se o modo fundamental, os restantes modos existem apenas para frequências acima da sua frequência limite (representadas a vermelho na Figura 18B), e que a energia associada a cada modo depende do perfil do solo/estrutura estudada, assim como a fonte sísmica utilizada na aquisição (Lopes et al., 2003). Outro aspecto importante é o facto de todos os modos de vibração convergirem para uma mesma assíptota, à medida que a frequência vai aumentando.

### 3.3. Método das ondas de superfície

#### 3.3.1. Aquisição

As três fases que serão descritas de seguida correspondem às etapas delineadas no Capítulo 2 na definição do método das ondas. Ainda que de uma maneira muito geral, serão abordadas algumas especificidades relativas ao método MASW.

A aquisição não é mais que a observação e gravação da propagação das ondas de Rayleigh em ordem ao tempo e ao espaço, sendo que os dados gravados devem corresponder às ondas de Rayleigh numa ampla faixa de frequências. Deste modo, um factor a ter em atenção na obtenção de dados sísmicos de qualidade é a necessidade de recorrer uma janela temporal relativamente longa, que possibilite registar o conjunto de ondas de superfície em toda a linha de aquisição (Lopes et al., 2008). Outros dos factores importantes, e que pode influenciar a qualidade dos dados obtidos é a presença de ruído no sinal sísmico. Na tese de Strobbia (2003) é possível encontrar a referência a dois tipos de ruído, o coerente e o incoerente, que dependem da origem e possibilidade de repetição. O primeiro é fruto da própria aquisição, gerado pela fonte de impacto ou pelas características do local de ensaio, e não pode ser retirado ou diminuído pela repetição da aquisição (Strobbia, 2003). Neste tipo de ensaios, uma das principais origens deste ruído é a presença das ondas volumétricas, nomeadamente, a ocorrência de ondas P directas, reflectidas, refractadas, onda sonora, entre outras (Lopes et al., 2003).

Por sua vez, o ruído incoerente advém de fontes externas, como por exemplo, o tráfego circundante, o vento, a actividade humana e problemas provenientes do equipamento de aquisição (Strobbia, 2003). Uma forma de diminuir o impacto deste tipo de ruído nos dados adquiridos é aumentar a energia da fonte utilizada. Outra solução é realizar várias aquisições registadas separadamente, e excluir da soma dos sinais os registos mais representativos deste tipo de ruído (Lopes et al., 2003).

No Capítulo 2 foi ilustrado de uma maneira geral o tipo de equipamento utilizado nos métodos sísmicos de superfície, nomeadamente, nos ensaios SASW e MASW. Tal como se referiu, a principal diferença passa pelo número de receptores utilizados, sendo que na maioria dos casos o equipamento se resume a um ou dois sismógrafos multicanais, geofones e uma fonte de impacto. A escolha do equipamento é muito dependente do tipo de estudo a realizar. Frequentemente, o método MASW utiliza geofones de baixa frequência, na ordem dos 4,5 Hz, e martelos com 5 a 10 Kg de massa como fontes sísmicas (Lopes et al., 2003). Isto pode ser

explicado pelo facto das baixas frequências permitirem adquirir dados a maiores profundidades, e os martelos pesados serem fontes impulsivas que permitem obter um grande conteúdo em baixas frequências, com uma boa razão sinal/ruído (Strobbia, 2003). Usualmente, assim que é dado o impacto com o martelo o comando que é transmitido ao sismógrafo para iniciar o registo é concretizado por um sistema de *trigger*, que opera segundo o contacto eléctrico entre o martelo e uma chapa metálica utilizada para o impacto (Lopes et al., 2003).

Relativamente aos sismógrafos, de acordo com Lopes et al. (2003), devido à elevada interacção entre as diferentes frequências das ondas de Rayleigh e os vários modos de propagação, a capacidade de resolução dinâmica do sismógrafo pode não ser suficientemente alta para detectar os diferentes modos. Desta maneira, a qualidade dos dados obtidos pode ser também influenciada por este factor.

Na Figura 19 é possível visualizar os diferentes eventos sísmicos que podem ocorrer numa aquisição multicanal, assim como a sua interpretação num dado sismograma.

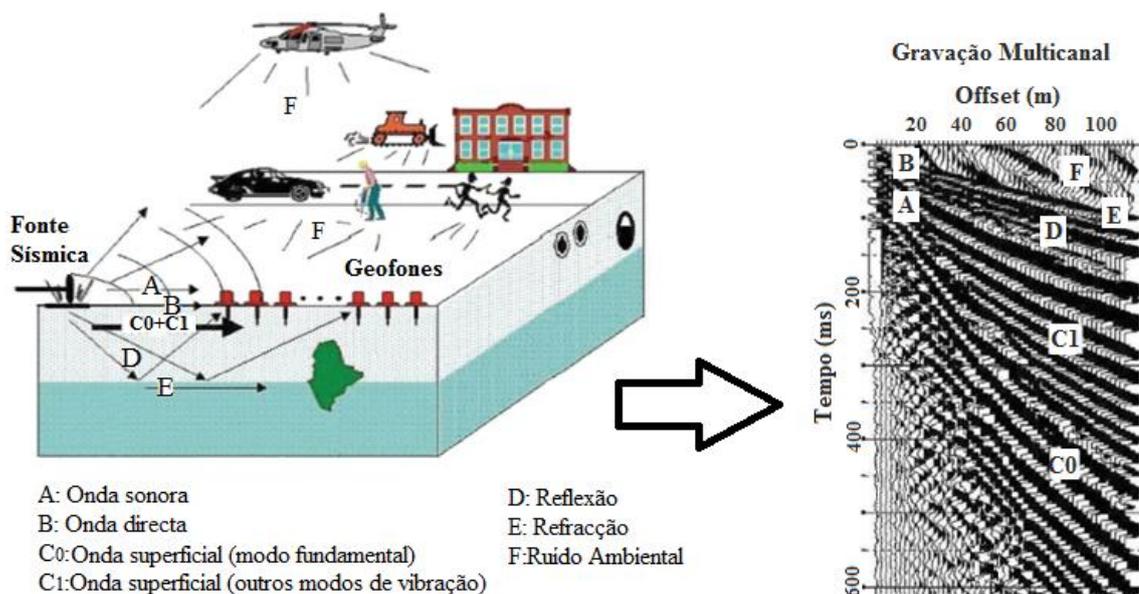


Figura 19. Tipos de onda gerados com uma fonte sísmica e a sua representação num sismograma obtido com o método MASW. (Adaptado: de Park et al., 2007)

### 3.3.2. Processamento

O processamento consiste em utilizar os dados sísmicos adquiridos para obter as características dispersivas do local/estrutura que se pretende estudar. Os geofones ou receptores são dispostos numa linha de aquisição e registam o movimento das partículas, originado por uma fonte impulsiva. Os sismogramas traduzem este registo, sendo necessário

usar uma formulação que permita transformar este registo na curva de dispersão experimental, ou seja, na relação entre a velocidade de fase e a frequência, que posteriormente será usada na “inversão” (Lopes et al., 2008).

No trabalho de Strobbia (2003) são descritas algumas técnicas de processamento de aquisições multicanal, sendo que a análise espectral dos dados é um aspecto comum entre elas. Algumas das técnicas mais conhecidas baseiam-se na aplicação da transformada de Fourier, que é correntemente utilizada no tratamento de sinais (Strobbia, 2003). Esta metodologia baseia-se na decomposição dos diversos componentes harmónicos dum sinal adquirido, transformando o domínio do tempo no domínio da frequência (Lopes et al., 2003).

Uma das principais dificuldades no processamento das ondas de superfície é a separação entre diversos modos de propagação, dado que os dados obtidos podem gerar algumas incertezas na diferenciação. Outras dificuldades passam por uma aquisição de deficiente resolução, que poderá influenciar na interpretação dos modos de propagação (Lopes et al., 2003).

Para se perceber como os diferentes eventos sísmicos podem ser interpretados numa curva de dispersão, a Figura 20 é de extrema utilidade, e vem na continuidade do sismograma da Figura 19.

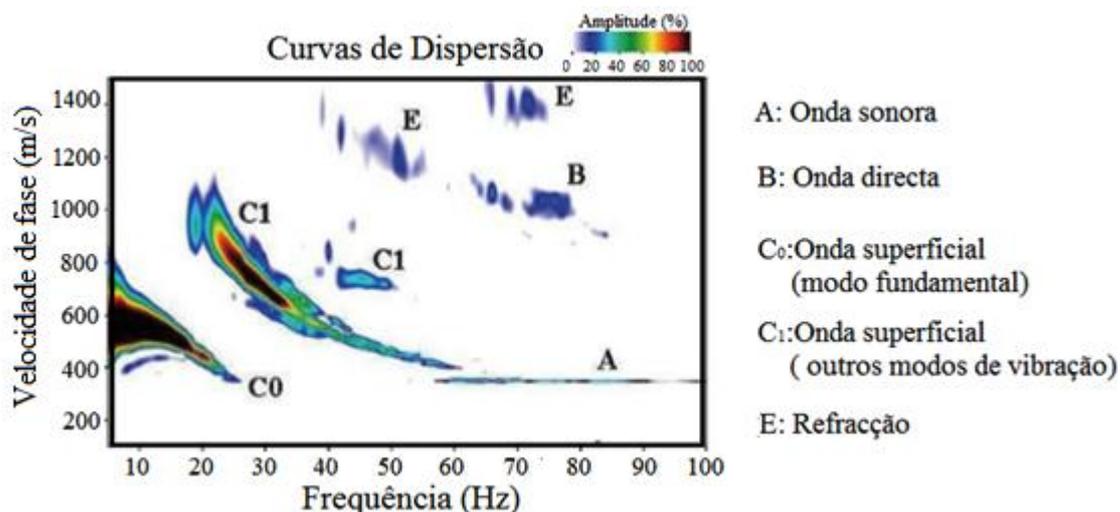


Figura 20. Curvas de dispersão obtidas com o anterior registo sísmico. (Adaptado: de Park et al., 2007)

Convém referir que as últimas duas figuras dizem respeito a uma aquisição multicanal comum, sendo que para a aplicação do método MASW a pavimentos rodoviários é necessário trabalhar noutra banda de frequências, como será abordado mais à frente.

### 3.3.3. Inversão

Esta é a última etapa do método das ondas de superfície, e consiste em inferir as propriedades mecânicas dum modelo estratificado a partir da curva de dispersão experimental. Para tal, baseia-se em tentar corresponder um modelo aos dados experimentais determinados, que neste caso são as velocidades de fase obtidas (Lopes et al., 2008), conforme se pode visualizar na Figura 21.

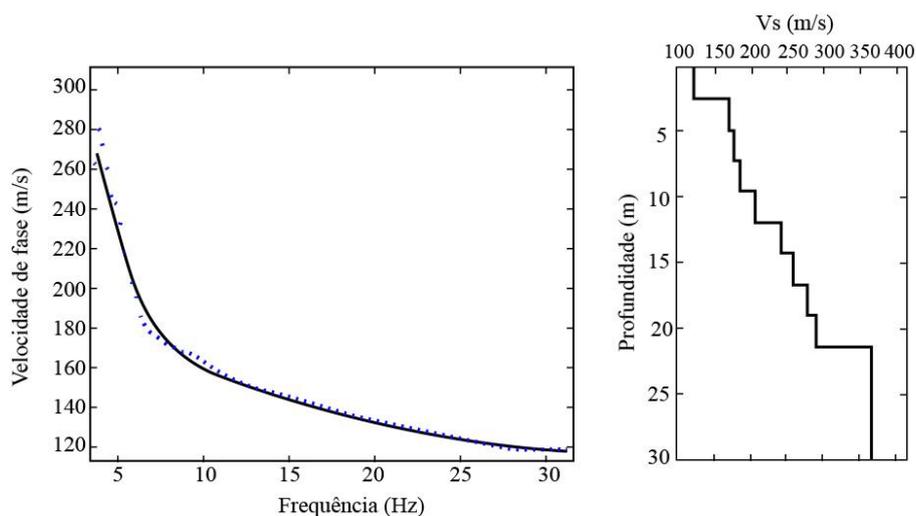


Figura 21. Exemplo dum perfil de velocidades  $V_s$ , obtido com o processo de inversão. (Adaptado: de Strobbia, 2003)

É de realçar, que nos casos comuns (profundidades superiores) em que se aplica o método MASW, considerando que cada comprimento de onda recebe informação acerca de todas as camadas atravessadas, as camadas superficiais têm influência sobre todas as frequências. Deste modo, na realização do processo de inversão a informação superficial é superior à que se obtém em profundidade (Lopes et al., 2008).

Para finalizar esta abordagem ao método das ondas de superfície, importa referir que têm sido implementados uma série de algoritmos para o processamento e inversão de dados (Strobbia, 2003).

### 3.4. MASW aplicado a pavimentos rodoviários

Tal como já foi referido anteriormente, o método SASW e suas variantes apenas usam um par de geofones. É também assumido que a energia sísmica registada é devida a um tipo específico de onda sísmica, como modo fundamental da onda de Rayleigh (Park et al., 2001). No entanto, o fenómeno sísmico numa estrutura de pavimento é normalmente mais complicado do que numa primeira instância se possa pensar, e tal como foi referido no último

capítulo, estimar o módulo de deformabilidade da camada superficial dum pavimento é significativamente mais fácil que estimar os módulos das camadas inferiores. Existem diferentes tipos de ondas sísmicas geradas simultaneamente no momento do impacto, e a dominância de cada uma delas depende de muitos parâmetros, como a fonte sísmica, a condição do ponto de origem, distância da fonte, e o modelo de camadas que inclui os parâmetros elásticos do meio.

Considerando estes factores, qualquer método sísmico tradicional pode ser bastante insuficiente, e foi neste contexto que o método MASW foi inicialmente desenvolvido em pavimentos rodoviários, numa cooperação entre o KGS (KGS, 2011) e o departamento de geotecnia da Universidade de Lund (Park et al., 2001). Este método que foi criado pelo referido KGS, e cuja eficiência já foi comprovada na últimas décadas em algumas áreas de engenharia, assim como nas indústrias de exploração de petróleo, caracteriza-se por permitir a identificação de diferentes tipos de onda sísmicas e por assegurar uma boa aquisição e processamento de dados (Park et al., 2001). Contudo, numa primeira fase o referido trabalho de cooperação foi desenvolvido tendo como objectivos principais verificar a aplicabilidade do método, as condições necessárias de trabalho e as respectivas limitações, e não o de obter propriedades mecânicas das camadas de pavimento como se afigura no presente trabalho.

Devido ao facto das profundidades serem menores que as habituais, e uma vez que o perfil de velocidades sísmicas característico é mais invulgar, uma estrutura de pavimento é bastante desafiadora no âmbito dos métodos sísmicos. Geralmente a camada superior do pavimento apresenta velocidades das ondas S e P maiores do que as camadas inferiores, e cada camada possui um contraste de velocidades significativo relativamente às camadas adjacentes. É ainda de realçar que a dominância de ondas de superfície no modo fundamental foi prevista por via teórica e prática, e que o facto dum pavimento rodoviário ser um modelo de camadas bem definido com um contraste de velocidades significativo, indica uma possível dominância da energia proveniente da reflexão e refacção de ondas volumétricas (Figura 22) (Park et al., 2001). Na Figura 22, encontra-se também o perfil tipo de velocidades sísmicas numa estrutura do pavimento. Fazendo um contraponto com a Tabela 1 presente no segundo capítulo, denota-se uma coerência com o intervalo de velocidades das ondas P e S em diferentes materiais de pavimentação rodoviária.

Partindo dos últimos sobrepostos, e sobretudo do facto das camadas de pavimento apresentarem espessuras muito reduzidas, serão necessárias altas e invulgares frequências de geração, assim como a implementação de eficazes receptores, eficientes fontes sísmicas e uma boa logística de campo.

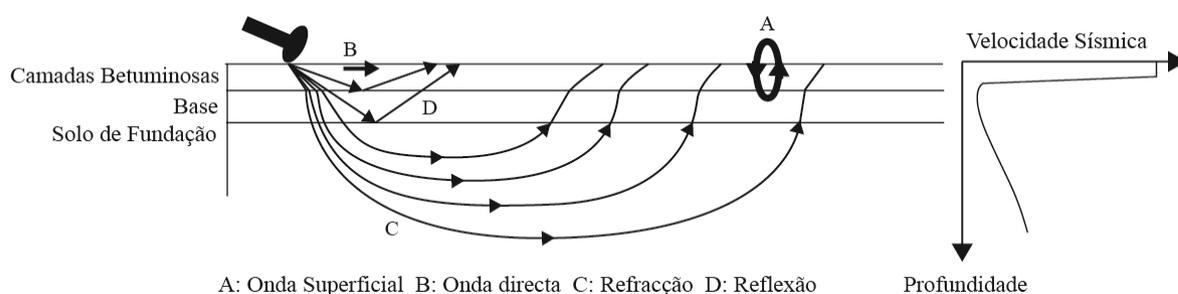


Figura 22. Estrutura generalizada dum pavimento rodoviário e a representação dos vários eventos sísmicos. (Adaptado: de Park et al., 2001 )

Assim sendo, após aplicarem o método com o equipamento demonstrado na Figura 23, onde se destaca a utilização duma linha vinte geofones verticais com uma frequência central de 100-Hz e uma linha de vinte geofones horizontais uma frequência central de 14-Hz, Park et al. (2001) concluíram que a gravação multicanal pode ser muito útil para uma confiável identificação de eventos sísmicos em pavimentos rodoviários.

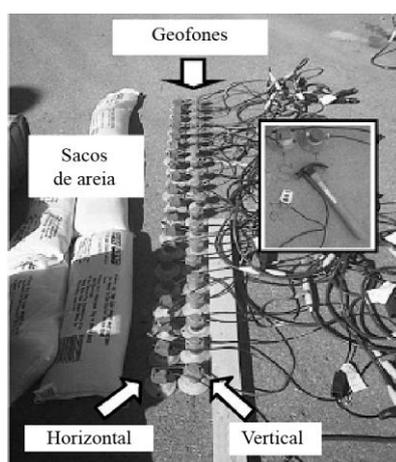


Figura 23. Imagem exemplificativa da configuração de campo do ensaio MASW em pavimentos rodoviários. (Adaptado: de Park et al., 2001)

No entanto, através dos resultados obtidos verificaram que a partir de frequências mais elevadas, representativas duma profundidade equivalente à transição entre a camada superficial e a camada de base granular, o modo fundamental desaparece, verificando-se uma maior dominância de modos mais altos de vibração. Segundo os respectivos autores, isto pode ser atribuído a uma previsão teórica que refere que o modo fundamental não existe na proximidade das camadas betuminosas, em que a velocidade sísmica é extremamente elevada. Deste modo, dada a baixa definição das curvas de dispersão para modos mais altos de vibração, e dado que os modos de vibração convergem de maneira assintótica com o aumento da frequência, os autores estimaram o perfil de velocidades  $V_S$  tendo por base o modo fundamental. Concluíram dessa maneira que para uma análise mais detalhada e

confiável, é necessário um equipamento que proporcione a geração de altíssimas frequências (> 2000 Hz).

Outros dos factores de extrema importância que foi analisado nesse estudo, foi a influência da temperatura na aquisição e processamento de dados. Uma vez que a velocidade das ondas de superfície e das ondas P nas camadas betuminosas varia consideravelmente com a temperatura, foram realizados ensaios em dois meses distintos, cujos resultados se encontram na Figura 24.

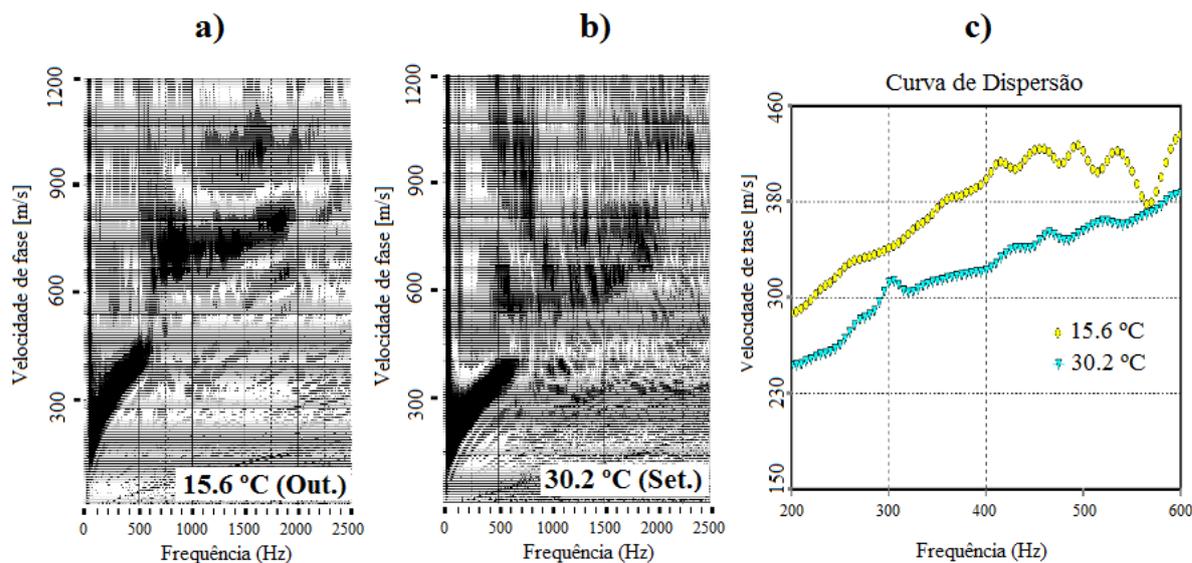


Figura 24. (a) e (b) Curvas de dispersão obtidas com os geofones verticais, considerando as temperaturas medidas em dois meses distintos. c) Gráfico comparativo entre as curvas de dispersão consideradas para cada situação. (Adaptado: de Park et al., 2001)

Ao analisar as curvas de dispersão obtidas, pode-se verificar que para temperaturas mais altas a velocidade de fase das ondas é inferior, o que tem repercussão nos parâmetros físicos que podem ser determinados com este método.

Partindo das conclusões retiradas neste primeiro trabalho, Rydén et al. (2001) realizaram posteriormente um novo estudo, no qual tentaram colmatar as falhas verificadas anteriormente. Essencialmente, tentaram estudar fenómenos sísmicos que habitualmente não são considerados na aquisição e processamento de dados. Para tal, utilizaram um novo sistema de aquisição, caracterizado por possibilitar a geração de altas frequências, e permitindo desse modo obter com melhor resolução as curvas de dispersão para modos mais altos de vibração. Para esse efeito, foi idealizada a utilização de acelerómetros como receptores de alta frequência. No entanto, uma vez que o custo dum sistema constituído por vários acelerómetros a adquirir simultaneamente seria extremamente alto, a equipa baseou-se no princípio da reciprocidade dos efeitos e na simetria do sistema, para utilizar um acelerómetro

fixo e fontes de impacto geradas a diferentes distâncias do mesmo. Por sua vez, à semelhança do primeiro trabalho e ao contrário do que é aplicado em outras áreas, foram utilizadas fontes sísmicas de pequena massa, neste caso de 0,5 kg. Isto porque segundo Keiswetter e Steeples, citados em (Rydén et al., 2001), uma fonte de impacto com menos massa e menor área deverá gerar frequências mais altas.

Neste trabalho, a avaliação do módulo de deformabilidade foi apresentado como um dos parâmetros passíveis de ser calculado. Na Figura 25 encontram-se os resultados obtidos nesse âmbito, tendo por base uma estrutura de pavimento formada por uma camada betuminosa de 9.5 cm, uma camada de base de 78 cm e um substrato argiloso.

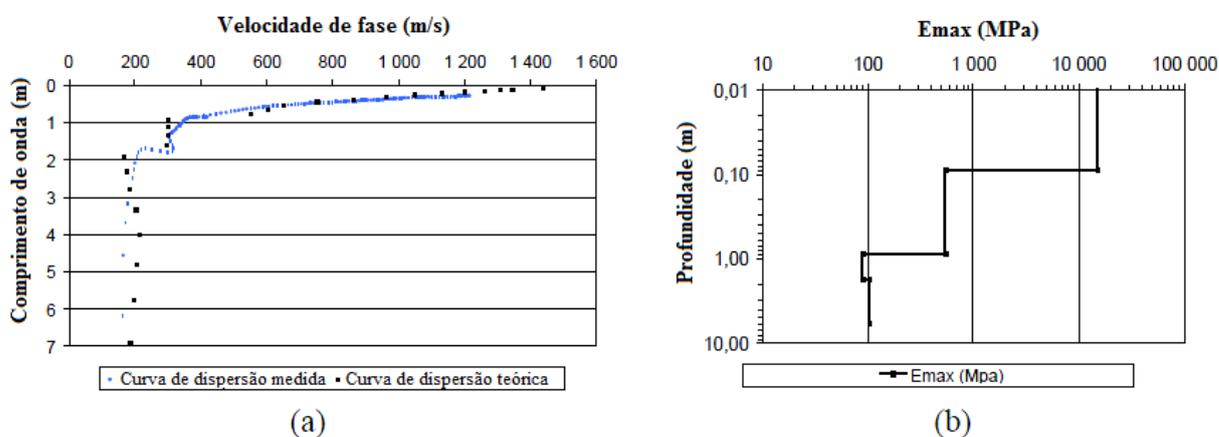


Figura 25. a) Curva de dispersão teórica e curva de dispersão obtida; b) Módulo obtido para as diferentes camadas consideradas. (Adaptado: de Rydén et al., 2001)

Embora os resultados obtidos tenham sido relativamente positivos, nas conclusões enunciadas os autores destacaram os seguintes aspectos:

- uma maior taxa de amostragem e uma melhoria de sinal poderiam melhorar significativamente as medições realizadas;
- o acoplamento do receptor é um parâmetro crítico para o sucesso do método;
- os resultados obtidos indicaram que a utilização dum sistema de gravação multicanal não é estritamente necessário, visto que uma abordagem simples com apenas um receptor apresentou resultados positivos;
- numa estrutura de pavimento, a aquisição em alta frequência permite uma melhor compreensão dos diferentes fenómenos sísmicos, uma vez que podem ser obtidas as curvas de dispersão correspondentes a modos mais altos de vibração, assim como informação sobre a velocidade das ondas P na camada superficial.



## 4. OBTENÇÃO DE PARÂMETROS MECÂNICOS DE MISTURAS BETUMINOSAS

Os métodos sísmicos de superfície abordados anteriormente, nomeadamente os ensaios MASW e SASW, poderiam também ser incluídos neste capítulo, uma vez que também permitem a obtenção de parâmetros mecânicos de misturas betuminosas. No entanto, considerando a sua especificidade, aqui serão apenas tratados os ensaios laboratoriais e os ensaios deflectométricos. A Tabela 4 permite analisar algumas das vantagens e desvantagens de cada um dos métodos mencionados, na obtenção dos módulos de deformabilidade.

Tabela 4. Vantagens e desvantagens dos métodos utilizados para obter os módulos de deformabilidade. (Adaptado de: Nazarian et al., 1999)

<i>Tipo de ensaio</i>	<i>Principais vantagens</i>	<i>Principais desvantagens</i>
Ensaio laboratoriais	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Permitem analisar a variação do módulo com o estado de tensão-deformação, para o material constituinte de cada camada.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dificuldade em obter amostras com as mesmas características dos materiais <i>in situ</i>.</li> <li>- Ensaio demorados.</li> </ul>
Ensaio deflectométricos	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Impõem cargas de impacto que simulam de forma aproximada a passagem dos rodados.</li> <li>- Permitem a obtenção de resultados com uma amostragem mais representativa do pavimento.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- O estado de tensão-deformação é relativamente difícil de perceber.</li> <li>- Uma determinação precisa do módulo de deformabilidade das diferentes camadas depende do processo de retroanálise que nem sempre é bem idealizado.</li> </ul>
Ensaio sísmicos	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Possibilitam a medição do módulo linear elástico, sob um estado de tensões facilmente interpretável.</li> <li>- Permitem a obtenção de resultados para uma amostra mais representativa do pavimento.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- O estado de tensão-deformação durante um ensaio sísmico difere do estado de tensão-deformação gerado a partir duma carga de impacto, ou passado de rodados.</li> <li>- Não existe singularidade de resultados no processo de inversão abordado no último capítulo.</li> </ul>

Os ensaios laboratoriais são de extrema importância para estudar os parâmetros que afectam as propriedades dos materiais, contudo, o módulo de deformabilidade calculado por estes ensaios apresenta habitualmente valores mais baixos do que os relativos aos ensaios *in situ*. Esta discrepância será explicada posteriormente, mas duma forma resumida tem a ver com: diferenças nos estados de tensão entre a amostra representativa e o pavimento *in situ*;

realização de ensaios com amostras que não representam a realidade; erros inerentes aos procedimentos laboratoriais e de campo (Nazarian et al., 1999). Por sua vez, os ensaios de campo, entre os quais se enquadram os ensaios sísmicos mencionados noutros capítulos e os ensaios deflectométricos, são geralmente mais apelativos.

#### **4.1. Ensaios laboratoriais de avaliação da deformação permanente**

Uma das anomalias que apresenta uma enorme influência na degradação dos pavimentos rodoviários é a formação de rodeiras devido à deformação permanente.

Este fenómeno, cujas causas têm vindo a agravar-se, levou ao desenvolvimento de novos métodos de avaliação de desempenho de misturas betuminosas. Estes métodos não permitem quantificar a deformação permanente, no entanto, permitem quantificar parâmetros mecânicos que representam o respectivo fenómeno (Gardete, 2006).

##### **4.1.1. Ensaio de compressão Uniaxial estático ou cíclico**

Estes ensaios têm sido utilizados para estimar a susceptibilidade de misturas betuminosas convencionais à deformação permanente, imposta através de diferentes condições de carregamento e temperatura. Apesar do trabalho desenvolvido nesta vertente se ter iniciado pelos investigadores da SHELL, o modelo teórico deste ensaio foi desenvolvido por Hills (1973), citado em (Neto e Fabbri, 2004).

Geralmente caracterizam-se por serem realizados em provetes cilíndricos em que a carga de compressão, que pode ser estática ou cíclica, é aplicada na direcção do eixo do provete. Os ensaios estáticos têm como objectivo simular o efeito das cargas de grande duração, como é o exemplo dos veículos estacionados. O ensaio de compressão uniaxial estático consiste então em submeter provetes cilíndricos de mistura betuminosa a uma carga axial de compressão, durante um certo intervalo de tempo. O resultado deste ensaio é uma curva que representa a deformação axial do provete em ordem ao tempo, sendo que o módulo de rigidez da mistura é uma das propriedades que pode ser determinada (Gardete, 2006).

O ensaio de compressão estático não simula a passagem do tráfego, foram então desenvolvidos ensaios de compressão uniaxial em que a amostra é submetida a carregamentos repetidos. Estes ensaios denominam-se ensaios de compressão uniaxial cíclica, apresentam uma metodologia igual aos anteriores, mas a aplicação da carga é cíclica, permitindo simular de forma mais eficiente as acções a que uma mistura betuminosa está sujeita devido ao tráfego (Gardete, 2006).

#### 4.1.2. Ensaios de compressão triaxial

Nos ensaios desta categoria é possível aplicar ao provete uma tensão de confinamento, permitindo realizar o ensaio a temperaturas e tensões superiores. A tensão de confinamento pode ser gerada com a aplicação de água ou com a utilização duma membrana sujeita a vácuo, aproximando o estado de tensões no ensaio ao que se verifica na realidade, e suprimindo desse modo uma das lacunas do ensaio uniaxial (Gardete, 2006).

Tal como nos ensaios uniaxiais, também existem ensaios triaxiais (Figura 26) estáticos e cíclicos. Os ensaios triaxiais estáticos consistem em aplicar cargas de compressão estática em provetes, ao longo dum determinado tempo. Os cíclicos consistem em aplicar pulsos de carga aos provetes, num tempo de aplicação de carga definido, e reproduzem as condições de carregamento impostas às misturas betuminosas quando se encontram submetidas ao tráfego (Berti e Reis, 2004).

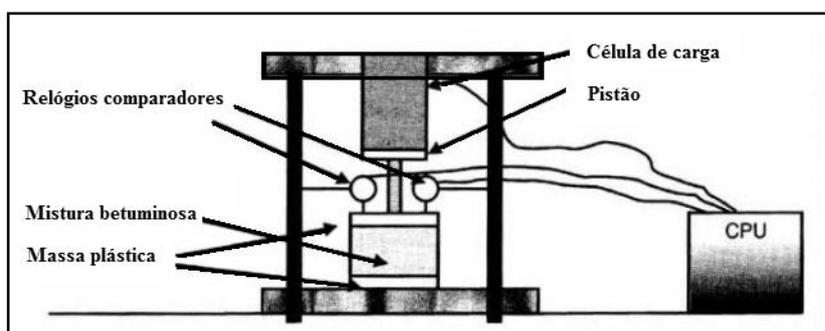


Figura 26. Esquema geral do equipamento dum ensaio triaxial. (Adaptado: de Merighi e Suzuki, 2000)

O resultado dos ensaios triaxiais cíclicos, que são aqueles que melhor simulam a realidade, é uma curva que relaciona a deformação vertical permanente com o número de carregamentos (Gardete, 2006).

#### 4.1.3. Ensaios de compressão diametral

Os ensaios de compressão diametral podem também ser realizados de forma estática ou com a aplicação de cargas cíclicas, e diferem dos anteriores na medida em que a carga é aplicada diametralmente, ficando o provete sujeito a tensões de tracção. Tendo em conta esta diferença, os parâmetros mecânicos obtidos também serão diferentes. O módulo de deformabilidade das misturas é um dos parâmetros possíveis de ser calculado, devido ao facto de relacionar a extensão sofrida na mistura com a tensão aplicada (Gardete, 2006; Júnior, 2007).

O facto da respectiva norma indicar temperaturas de ensaio com um limite superior de 40°C (valor que em muitos casos não representa a realidade) é uma das restrições deste ensaio, impedindo que a caracterização à deformação permanente se realize da melhor forma. Assim sendo, este ensaio é mais utilizado para a determinação das características das misturas betuminosas à tracção, e módulos de deformabilidade a baixas e médias temperaturas (Gardete, 2006; Júnior, 2007).

#### 4.1.4. Ensaio de corte

Tendo em conta que um rodado gera também tensões de corte, e que são estas que estão mais relacionadas com as deformações permanentes desenvolvidas nas misturas betuminosas, foram desenvolvidos alguns métodos que aplicam tensões de corte aos provetes (Gardete, 2006).

Para analisar o comportamento das misturas à deformação permanente o procedimento de ensaio mais utilizado é o ensaio de corte cíclico a altura constante (RSST-CH). O ensaio RSST-CH permite estabelecer uma lei de deformação permanente das misturas betuminosas em função da temperatura à qual a mistura estará submetida no pavimento (Fontes et al., 2009).

Este ensaio é realizado sobre provetes cilíndricos, nos quais é aplicado repetitivamente um esforço de corte durante um determinado tempo e a determinada temperatura, consoante as especificidades das normas aplicáveis (Fontes et al., 2009).

É de salientar que o facto deste ensaio se processar a volume constante, implica que a deformação do provete ocorra também a volume constante, sendo que estas deformações são as principais responsáveis pela ocorrência de rodeiras nos pavimentos rodoviários. Outra vantagem deste ensaio prende-se com o facto de simular o que ocorre quando um rodado circula no pavimento, através da rotação dos eixos principais (Gardete, 2006).

#### 4.1.5. Ensaio de cilindro oco

Devido à sua complexidade, este ensaio é realizado sobretudo na área da investigação. Permite simular com rigor as solicitações a que as camadas betuminosas estão sujeitas na presença de tráfego, uma vez que proporciona a aplicação simultânea de forças axiais e de corte.

O provete utilizado neste ensaio é um cilindro oco obtido através da carotagem do interior dum provete cilíndrico (Figura 27). A máxima dimensão de agregado do provete não

pode ser superior a 19mm, o que de certa forma corresponde a uma limitação no que diz respeito a prática construtiva portuguesa (Gardete, 2006).

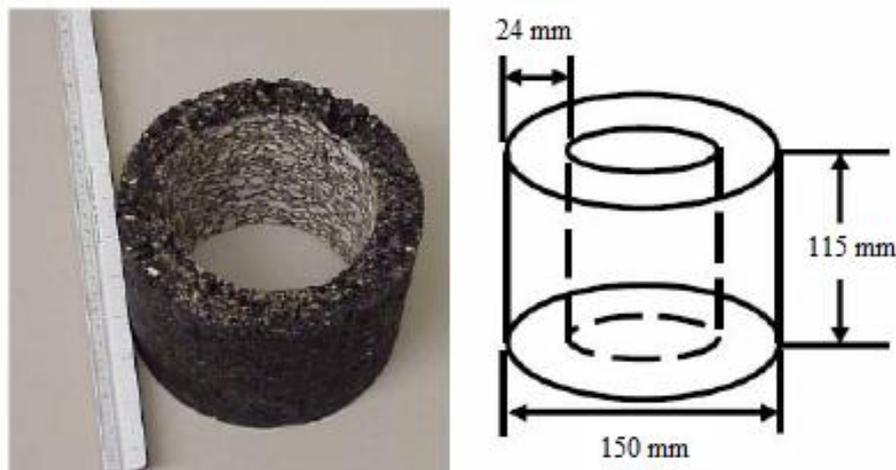


Figura 27. Provete utilizado para o ensaio de cilindro oco e dimensões utilizadas. (Adaptado: de Gardete, 2006)

Os resultados obtidos após a realização do ensaio permitem calcular a resistência à fadiga e o módulo de deformabilidade das misturas, não sendo comum a caracterização à deformação permanente (Gardete, 2006).

#### 4.1.6. Ensaios de simulação

Os simuladores de tráfego podem dividir-se em dois grupos, os destinados a simular o tráfego em condições reais e os destinados a simular o tráfego em laboratório (*wheel tracking*), por aproximação duma roda ou conjunto de rodas em escala reduzida. Os ensaios de simulação à escala real são equipamentos complexos e dispendiosos, ao contrário dos ensaios de simulação em laboratório, que por serem equipamentos mais simples podem no futuro ser utilizados para a caracterização de misturas betuminosas (Merighi et al., 2001).

Considerando o último parágrafo, e uma vez que existem inúmeros ensaios de simulação, será descrito apenas o ensaio *Hamburg Wheel-Tracking Device*, que é um dos ensaios laboratoriais mais conhecidos para o efeito. Este equipamento (Figura 28) é utilizado para estudar a deformação permanente, e consiste numa roda de aço que aplica uma carga sobre uma placa de mistura betuminosa, que por sua vez fica submersa em água à temperatura de 50°C (Merighi et al., 2001).



Figura 28. Imagem exemplificativa do equipamento utilizado no ensaio *Hamburg Wheel-Tracking Device*. (Adaptado: de Stuart e John S. Youtcheff, 2001)

Apesar de todos os ensaios laboratoriais de simulação serem semelhantes ao *Hamburg Wheel-Tracking Device*, existem algumas diferenças, entre as quais, a forma como a carga é aplicada, o diâmetro e o tipo de roda, a velocidade da roda, e o facto do ensaio se poder realizar em imersão ou no ar. É ainda de referir que os resultados deste tipo de ensaios também podem ser representados graficamente, obtendo-se curvas com forma semelhante à indicada em alguns dos ensaios descritos anteriormente (Gardete, 2006).

## 4.2. Ensaio “Four Point Bending”- 4PB

A resistência à fadiga representa um das mais importantes características de desempenho de camadas betuminosas nos pavimentos rodoviários. Nas últimas décadas surgiram então diversas geometrias de teste com o intuito de simular o comportamento à fadiga de camadas betuminosas, culminando na difusão do ensaio 4PB (Figura 29) (Hartman e Gilchrist, 2004).

Este ensaio pode ser usado para a determinação do módulo de rigidez e da resistência ao fendilhamento por fadiga, e nesta vertente tem sido o mais utilizado no nosso país. As normas mais utilizadas para avaliar a resistência à fadiga de misturas asfálticas incluem a norma AASHTO:2003 e a norma EN 12697-24:2004 (Pais et al., 2009).

Relativamente à determinação do módulo de rigidez, a norma EN 12697-26:2004 define oito tipos de ensaios (diferem na configuração de carga, na forma dos provetes e nos equipamentos), nos quais se encontra o 4PB. Por sua vez, no caso específico deste ensaio a norma EN 13108-20:2006 estabelece uma temperatura de 20 °C e a frequência de 8 Hz (embora se utilize habitualmente o valor de 10 Hz) para determinar o respectivo módulo. Este ensaio caracteriza-se pela introdução das amostras num dispositivo composto por duas

amarras externas (corresponde às reacções) e duas amarras internas (correspondem às acções) (Ferreira, 2009). Por sua vez, o dispositivo deve estar inserido numa câmara climática e acoplado a um sistema servo-hidráulico que permita a aplicação duma carga cíclica sinusoidal às duas amarras internas (Figura 29).

No caso da resistência ao fendilhamento por fadiga, o procedimento é semelhante, mas os ensaios são normalmente executados em misturas betuminosas compactadas, nas quais é aplicada uma carga sinusoidal até se atingir a ruptura por fadiga. A norma estabelece que o ensaio seja feito à temperatura de 20 °C e a uma frequência de 30 Hz, e em geral, determina-se o número de ciclos de aplicação de carga até que o provete atinja a ruptura, segundo parâmetros previamente estipulados (Ferreira, 2009).

A existência neste tipo de ensaios, duma zona central de momento flector constante e esforço transversal nulo, influi no facto de ser um dos ensaios mais indicados para a realização de ensaios de resistência à fadiga (Fontes et al., 2008).

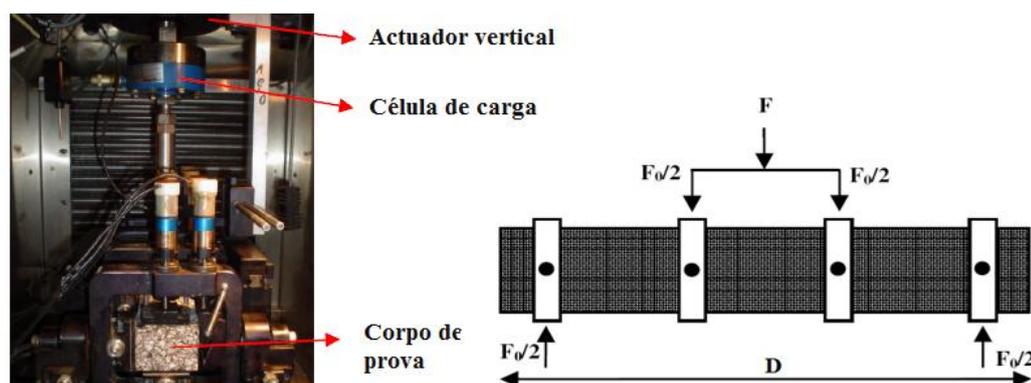


Figura 29. Equipamento utilizado e representação do carregamento aplicado no ensaio de flexão em 4 pontos. (Adaptado: de Fontes et al., 2008)

### 4.3. Ensaio deflectométricos

Os ensaios laboratoriais referidos anteriormente são métodos destrutivos, uma vez que invalidam para futuros testes as áreas de pavimento onde foram feitas as remoções para obter os respectivos provetes (Borges, 2001).

Relativamente a métodos não destrutivos, para além dos métodos geofísicos referidos no segundo capítulo, os métodos mais conhecidos para avaliação estrutural de pavimentos apoiam-se em levantamentos deflectométricos da estrutura. Neste subcapítulo serão abordados dois dos equipamentos mais correntes em levantamentos deflectométricos, a viga *Benkleman* e o deflectómetro de impacto, dando-se uma maior importância ao deflectómetro de impacto uma vez que foi um dos equipamentos utilizados na componente prática do

trabalho. No entanto, vários ensaios do mesmo tipo poderiam ser introduzidos, nomeadamente: ensaio de placa; deflectómetro *Lacroix*; curvômetro; *High speed deflectometer*, entre outros (Borges, 2001).

Este tipo de equipamentos caracteriza-se por simular as solicitações de carga a que o pavimento está sujeito, e apresentam diversas aplicações, entre as quais: caracterização mecânica dos materiais *in situ*; definição da capacidade estrutural do pavimento; previsão da vida do pavimento com emprego de modelos de fadiga; divisão dos trechos em segmentos homogêneos; detecção de vazios em pavimentos rígidos (Borges, 2001; Batista, 2009).

#### 4.3.1. Viga Benkleman

Este dispositivo foi desenvolvido na década de 50 (Jacinto, 2003), e em alguns países chegou a ser o ensaio deflectométrico mais popular na avaliação estrutural de pavimentos (Borges, 2001). De certa forma, a introdução deste tipo de ensaios deveu-se à necessidade de reduzir os custos das avaliações de pavimentos através de testes de carga, o que levou à substituição dos morosos ensaios de placa, assim como outros do mesmo género (Borges, 2001).

Caracteriza-se por ser um equipamento versátil e fácil de operar, destinado a medir a deflexão dum pavimento quando sobre este é aplicado um carregamento de forma quase estática, com os pneus dum camião carregado, de eixo simples e roda dupla (Figura 30).



Figura 30. Ensaio com a viga *benkleman*. (Adaptado: de PGI, 2011)

Por sua vez, a deflexão é medida por um transdutor de deslocamento que mede o deslocamento gerado pela passagem do rodado. Relativamente às desvantagens deste tipo de ensaios, podem ser enunciadas: baixa velocidade de ensaio comparativamente à velocidade normal do tráfego, sabendo que a resposta do pavimento ao carregamento é influenciada pela diferença de velocidades; baixo rendimento devido às reduzidas velocidades de execução;

reduzida repetibilidade dos testes, gerando assim uma dispersão elevada nas leituras (Borges, 2001; Jacinto, 2003). Partindo das desvantagens enunciadas, Jacinto (2003) refere que a viga-benkleman não é o ensaio mais apropriado para a determinação de características de deformabilidade dos materiais.

#### 4.3.2. Deflectómetro de impacto (FWD – Falling weight deflectometer)

##### 4.3.2.1. Descrição geral

O deflectómetro de impacto é um equipamento projectado para simular o efeito da passagem dum rodado num pavimento, permitindo avaliar a capacidade estrutural do pavimento em função da medição da sua resposta a uma carga vertical de impacto. Esta força de impulso é provocada pela queda dum conjunto de massas, a partir de alturas pré-fixadas, sobre um sistema de amortecedores. O principal intuito do ensaio baseia-se na medição das deflexões resultantes na respectiva superfície (Batista, 2009).

Numa forma resumida, o aparelho consiste num atrelado (Figura 31) no qual estão inseridos um sistema de geração de carga e os dispositivos para medição das deflexões, sendo que no interior do veículo rebocador se encontram os equipamentos informáticos e electrónicos necessários para aquisição de resultados e controlo do ensaio. A deflexão é lida por geofones ou transdutores de deslocamentos, que permitem medir deflexões de  $1\mu\text{m}$  até  $2200\mu\text{m}$ . É de salientar que o equipamento pode ainda registar a distância percorrida e as temperaturas do pavimento e do meio-ambiente (Batista, 2009).



Figura 31. Deflectómetro de Impacto do LNEC. (Fonte: Alves, 2007)

Para uma boa interpretação das medições FWD os dados deverão ser precisos, e para tal, antes do respectivo ensaio algumas escolhas operacionais devem ser realizadas. Deste modo, devem ser dadas especificações acerca do impulso de carga, placa de carga, sensores de deflexão e célula de carga, que entre outros aspectos, podem ser alterados em função da rigidez, das

espessuras do pavimento em análise e do objectivo do trabalho (Gurp, 2005; Branco et al., 2006).

Relativamente ao impulso de carga, importa referir que depende do tipo de FWD utilizado. Porém, nos equipamentos mais comuns podem ser obtidas forças de impacto entre os 30 e 240 kN, através de quatro alturas de queda diferentes e valores de massa cadente variáveis (Branco et al., 2006). O diâmetro da placa varia normalmente entre 300 mm e 450 mm, sendo que o primeiro caso é habitual na avaliação de pavimentos flexíveis, enquanto o segundo está mais associado à avaliação de pavimentos rígidos.

No que diz respeito aos sensores de deflexão, é importante que haja um número suficiente, que permita descrever a forma da bacia de deflexão em cada uma das áreas de estudo. Existem dois tipos de sensores mais utilizados nos dispositivos FWD, os geofones e os sismógrafos, sendo que o tipo de sensor depende da marca do equipamento (Gurp, 2005).



Figura 32. Ensaio FWD e respectivos geofones. (Fonte: Gurp, 2005)

Tal como é possível visualizar na Figura 32, os sensores de deflexão distribuem-se segundo a direcção do eixo do reboque que contém o equipamento. O primeiro geofone é posicionado no centro da placa, enquanto os restantes se encontram a distâncias normalizadas e referenciadas pelo primeiro sensor. Segundo o relatório presente em (Gurp, 2005), os dispositivos FWD devem possuir pelo menos seis sensores, que podem ser posicionados no intervalo 0-2500 mm, e cuja posição pode ser escolhida a partir da Tabela 5.

Tabela 5. Lista de posições para os sensores de deflexão (Fonte: Gurp, 2005).

<i>Posição</i>	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11
<i>Distância do sensor ao centro de placa (mm)</i>	0	200	300	450	600	900	1200	1500	1800	2100	2400

O mesmo relatório relata que os sensores de deflexão deverão ter no mínimo quatro posições obrigatórias, distanciadas da seguinte forma: 0-300-600-900 mm. Devido ao facto da rigidez do solo de fundação apresentar influência na forma da bacia da deflexão, deve haver pelo

menos dois sensores situados a uma certa distância do centro de carga, que possibilitem avaliar a mesma (Gurp, 2005). Na pesquisa bibliográfica realizada constatou-se que nos estudos mais recentes realizados em Portugal é bastante comum a utilização de FWD's com nove geofones, cujas distâncias ao centro da área carregada são variáveis.

Na realização do ensaio, a cada geofone corresponde um valor do assentamento da superfície do pavimento, que fornece indicações acerca da contribuição específica dum certo conjunto de camadas (Branco et al., 2006). Independentemente do número de sensores utilizados, os geofones mais afastados do centro de carga fornecem informações sobre as camadas mais profundas, sendo que os geofones mais próximos do centro de carga permitem avaliar as camadas superficiais.

Ao visualizar a Figura 33, pode constatar-se que as tensões produzidas num pavimento devido à queda duma massa proveniente dum FWD se degradam com a profundidade (Branco et al., 2006).

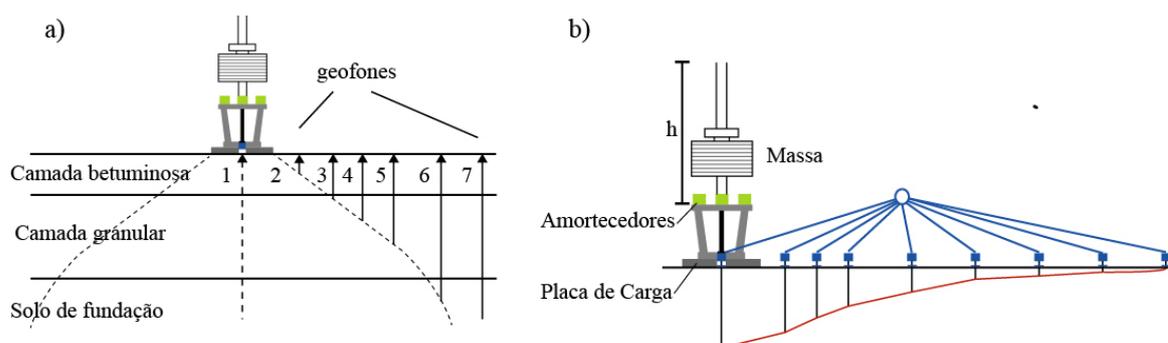


Figura 33. a) Esquemática do deflectómetro de impacto e das zonas de tensão. (Adaptado de Branco et al., 2006) b) Deformada em relação ao centro da área carregada. (Adaptado: de Batista, 2009)

Analisando a Figura 33a pode verificar-se mais detalhadamente o que foi referido uns parágrafos acima. Ou seja, o sensor de deflexão 1 mede a deformação reversível máxima do conjunto pavimento-solo de fundação, e o sensor 7 mede apenas a deformação reversível relativa ao solo de fundação (Branco et al., 2006). O comportamento descrito anteriormente só é válido caso o pavimento não apresente degradações superficiais, sendo que o fendilhamento se assume como a degradação que mais influencia o valor máximo de deflexão e a bacia de deflexão dum pavimento rodoviário (Branco et al., 2006).

Realizando um apanhado de diferentes autores sobre algumas vantagens deste método, podem ser enunciadas as seguintes:

- Os resultados obtidos são bastante fiáveis, de rápida aquisição e com um elevado rendimento (Branco et al., 2006);

- Possibilita a aplicação de vários níveis de carga no mesmo ponto e gera pequenas dispersões nas medições (Jacinto, 2003);
- Permite simular as características de carga do tráfego pesado, proporcionando uma aproximação entre os resultados obtidos e os resultados reais que seriam causados por uma carga real dinâmica, a velocidade entre os 60 a 80 km/h (DNIT, 2006).

Por último, importa destacar que as deflexões medidas durante o ensaio são influenciadas por diversos factores entre os quais: condições ambientais; pequenas variações das cargas aplicadas relativamente à carga de referência; magnitude do carregamento; geometria do carregamento. Em (Jacinto, 2003) estas questões são abordadas numa forma detalhada e é possível encontrar algumas soluções que reduzem significativamente a influência destes factores. Pode constatar-se também que o efeito da temperatura e o efeito do desfasamento das cargas aplicadas prevalecem sobre os outros na medida em que podem condicionar significativamente as deflexões medidas no terreno. Jacinto (2003) menciona mesmo que a temperatura é um dos parâmetros mais importantes que afectam as medidas de deflexão, e desse modo, os valores obtidos devem ser corrigidos em função de uma temperatura de referência. Outra maneira de contornar o problema é corrigir o módulo de deformabilidade obtido no tratamento dos dados, através de relações simplificadas que permitem relacionar módulos de deformabilidade das camadas betuminosas para diferentes temperaturas.

#### 4.3.3. Determinação do Módulo de deformabilidade

Os módulos de deformabilidade das diferentes camadas de pavimento podem ser determinados partindo das deflexões registadas. Para tal, podem ser aplicadas expressões matemáticas, cujos resultados finais carecem de precisão, ou optar pela utilização de métodos de retroanálise (Gurp, 2005). Este último processo é realizado com programas de cálculo do estado tensão-deformação, entre os quais se destaca um programa de simples “manipulação” designado *Elsym5*, que considera um comportamento elástico-linear. Neste processo, é possível estabelecer uma deformada do pavimento com base na atribuição de módulos de deformabilidade às diferentes camadas, sendo necessário:

- conhecer a estrutura do pavimento em causa;
- ter indicações acerca do equipamento utilizado, assim como o valor da carga que provocou o respectivo deflectograma;
- admitir algumas características mecânicas (coeficiente de poisson).

Neste contexto, o objectivo do método de retroanálise é o de obter um deflectograma que se aproxime do deflectograma obtido com os resultados de campo. E nesse caso, admite-se que a estrutura mecânica introduzida no programa e os diferentes módulos de deformabilidade atribuídos, se aproximam da situação real verificada na altura do ensaio FWD (Branco et al., 2006)

Convém referir que o método de retroanálise pode ser bastante moroso, uma vez que o procedimento descrito acima deve ser repetido até à obtenção duma deformada calculada tão próxima quanto possível da deformada medida no ensaio de campo (Batista, 2009).

Dado que na parte prática desta dissertação foram realizados ensaios com FWD e que os módulos de deformabilidade foram determinados segundo o processo referido anteriormente, na Tabela 6 encontram-se intervalos de valores para os módulos de deformabilidade e coeficientes de poisson, para diferentes materiais utilizados em pavimentos rodoviários.

Tabela 6. Valores típicos dos módulos de deformabilidade e dos coeficientes de poisson de alguns materiais utilizados em pavimentos rodoviários. (Fonte: Santos, 2009)

<i>Material</i>	<i>Módulos de deformabilidade típicos (E) (MPa)</i>	<i>Coefficiente de Poisson (ν)</i>	
		<i>Valores típicos</i>	<i>Adoptados pelo MACOPAV</i>
Misturas betuminosas	1500 a 10000	0,35 a 0,4	0,35
Materiais granulares	50 a 1500	0,3 a 0,4	0,35
Solos	5 a 300	0,35 a 0,45	0,4
Materiais tratados com cimento	1000 a 40000	0,25	0,25

#### 4.4. Caracterização de misturas betuminosas através de métodos empírico-mecanicistas

Estes métodos conduzem à obtenção das características “elásticas” das camadas betuminosas (mais propriamente o módulo de deformabilidade ( $E_m$ ) que é a característica mais condicionante), relacionando-as com o desempenho dos pavimentos. Habitualmente, não existe uma grande preocupação com a escolha do valor do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), que para alguns autores deve assumir o valor 0.35 (Branco et al., 2006).

Existem expressões empíricas que traduzem o valor do módulo de deformabilidade em ordem a alguns parâmetros possíveis de medir através de ensaios, tendo em consideração as condições de serviço dos pavimentos. O comportamento tensão-deformação dum material

betuminoso é altamente dependente da temperatura a que se encontra, assim como do tempo de carregamento, e do material que o constitui (Branco et al., 2006).

#### 4.4.1. A importância da rigidez do betume

Dum modo geral, os métodos de dimensionamento empírico-mecanicistas tiram partido da regressão dos resultados dos ensaios de cargas repetidas para desenvolver fórmulas de previsão dos módulos de deformabilidade das misturas betuminosas. Neste cálculo pelas fórmulas de previsão, um dos conceitos relevantes é a “rigidez do betume” ( $S_b$ ) introduzido por Van der Poel em 1954, que define a sua relação entre a tensão e a extensão, sob determinadas condições de temperatura e tempo de carregamento. Este parâmetro pode ser determinado através do ábaco de Van der Poel, desenvolvido a partir de resultados experimentais (Branco et al., 2006). Contudo, torna-se mais prático utilizar a seguinte expressão, obtida por Ullidtz e Peattie (Branco et al., 2006):

$$S_b = 1,157 \times 10^{-7} \cdot t_c^{-0,368} \cdot 2,718^{-IPEN} \cdot (Tab - T)^5 \quad (20)$$

Em que:

$S_b$ - rigidez do betume (MPa);

$t_c$  – tempo de carregamento (s);

$IPen$  – índice de penetração do betume;

$Tab$  – temperatura de amolecimento (°C) pelo método de anel e bola;

$T$  – temperatura a que se encontra o material.

O tempo de carregamento “ $t_c$ ” pode calcular-se através da seguinte expressão:

$$t_c = \frac{1}{vt} \quad (21)$$

Onde  $vt$  é a velocidade média da corrente do tráfego de pesados em km/h, e assume normalmente o valor de 50 km/h (Branco et al., 2006).

O índice de penetração do betume “ $IPen$ ” pode ser calculado com a seguinte expressão:

$$IPen = \frac{20 \cdot Tab + 500 \cdot \log(\text{pen}25) - 1955,55}{Tab - 50 \cdot \log(\text{pen}25) + 120,15} \quad (22)$$

Onde “ $\text{pen}25$ ” é a penetração (10<sup>-1</sup> mm) do betume a 25°C, sendo também um indicador empírico da viscosidade do betume (Branco et al., 2006).

Uma vez que a caracterização de misturas betuminosas através de métodos empírico-mecanicistas deve corresponder à situação de serviço, ou seja, após a ocorrência dum certo endurecimento, existem relações que permitem estimar as características do betume nessa situação. Essas expressões costumam ser aplicadas nos métodos previsionais que serão abordados de seguida, e são as seguintes:

$$pen25_r = 0.65 \cdot pen25 \quad (23)$$

$$Tab_r = 99,13 - 26,35 \log(pen25_r) \quad (24)$$

Em que as variáveis assumem o significado apresentado anteriormente, mas referentes a um betume envelhecido, simulando assim uma situação real.

Por fim, convém referir que a equação (20) só é válida nas seguintes situações:

- $0,01 \text{ s} \leq tc \leq 0,1 \text{ s}$ ;
- $20^\circ\text{C} \leq Tab - T \leq 60^\circ\text{C}$
- $-1 \leq Ipen \leq 1$ .

#### 4.4.2. Método da Shell

Aplicando o método empírico-mecanicista da Shell a previsão do referido módulo é efectuada de acordo com uma expressão do tipo “ $E_m = 10^X$ “. Nesta equação o expoente  $x$  é um parâmetro que pode simbolizar duas expressões distintas, dependendo se o valor da rigidez do betume ( $S_b$ ) determinado se situa no intervalo [5 MPa; 1000 MPa] ou [1000 MPa; 3000 MPa]. No primeiro caso o expoente designa-se por A, ao passo que para o segundo intervalo deve ser utilizado um expoente B. Estes expoentes são expressos da seguinte maneira:

$$A = \frac{S89 + S68}{2} \cdot (\log Sb - 8) + \frac{S89 - S68}{2} \cdot |\log Sb - 8| + Sm108 \quad (25)$$

$$B = (Sm3109 - Sm108 - S89) \cdot \frac{\log Sb - 9}{\log 3} + Sm108 + S89 \quad (26)$$

Em que:

$$S89 = 1,12 \cdot \frac{(Sm3109 - Sm108)}{\log 30} \quad (27)$$

$$S68 = 0,6 \cdot \log \frac{1,37 \cdot v_b - 1}{1,33 \cdot v_b - 1} \quad (28)$$

$$Sm3109 = 10,82 - \frac{1,342 \cdot (100 - v_a)}{v_a + v_b} \tag{29}$$

$$S108 = 8 + 5,68 \times 10^{-3} \cdot v_a + 2,35 \times 10^{-4} \cdot v_a^2 \tag{30}$$

Nestas últimas equações  $v_a$  e  $v_b$  são as percentagens volumétricas de agregado e de betume, respectivamente, ao passo que as outras variáveis já foram definidas anteriormente.

A Shell apresenta no seu manual de dimensionamento (Read e Whiteoak, 2003) um método alternativo e expedito, baseado na leitura dum ábaco, que permite avaliar o módulo de deformabilidade das misturas betuminosas com base na rigidez de betume e nas percentagens volumétricas referidas no último parágrafo (Figura 34).

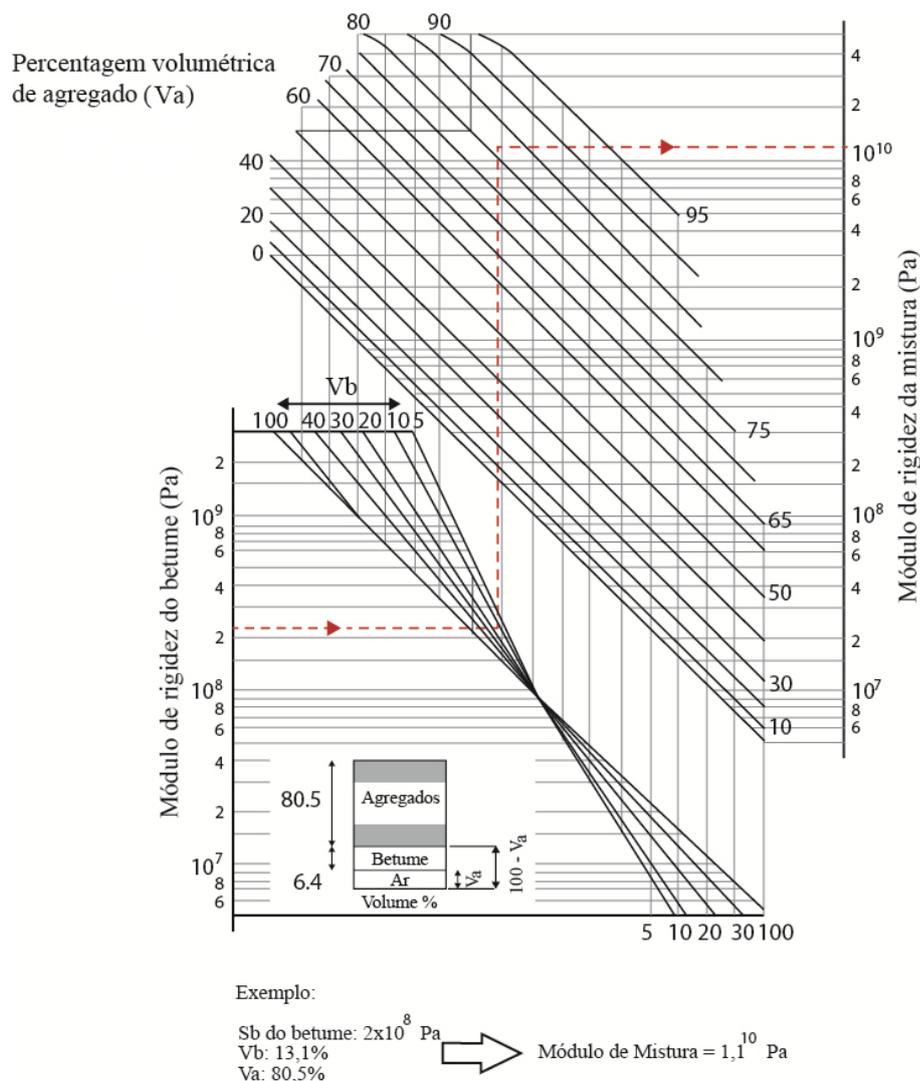


Figura 34. Ábaco para a previsão do módulo de deformabilidade das misturas betuminosas, segundo o manual de dimensionamento da Shell. (Adaptado: de Read e Whiteoak, 2003)

#### 4.4.3. Método Nottingham

Outro dos métodos empírico-mecanicistas é o método criado na Universidade de Nottingham, que propôs uma expressão (31) para estimar o módulo de deformabilidade de misturas betuminosas, com betume de rigidez superior a 5 MPa (Branco et al., 2006).

$$E_m = \left[ 1 + \frac{257,5 + 2,5 \cdot VMA}{n \cdot (VMA - 3)} \right]^n \quad (31)$$

Em que o significado das variáveis é o seguinte:

$E_m$ -Módulo de deformabilidade

$S_b$ -Rigidez do betume (MPa)

VMA- volume de vazios no esqueleto do agregado da mistura (%)

$$n = 0,83 \cdot \log \frac{4 \cdot 10^4}{S_b}$$

Convém ainda salientar que a utilização de fórmulas previsionais para o módulo de deformabilidade se deve enquadrar no âmbito dos respectivos métodos, uma vez que só assim se cumprem as condições de previsão de comportamento, que foram consideradas pelos devidos autores (Branco et al., 2006).

#### 4.5. Correlação entre parâmetros mecânicos determinados através de ensaios sísmicos e ensaios mecânicos

Tal como foi visto anteriormente, os métodos sísmicos aplicados a pavimentos rodoviários baseiam-se na utilização de fontes de impacto com reduzida massa, e portanto, pode dizer-se que módulos obtidos por estes métodos são elásticos e lineares (Nazarian et al., 2005). Deste modo, para poderem ser incorporados no dimensionamento de pavimentos e correlacionados com os módulos obtidos através de ensaios deflectométricos e laboratoriais, os módulos obtidos com a sísmica para as diferentes camadas, devem ser reajustados de forma a representarem os módulos de deformabilidade em níveis de tensão-deformação próximos dos gerados pelo tráfego pesado. Para tal, segundo Nazarian et al. (2005) os comportamentos não lineares e viscoelásticos das diferentes camadas devem ser considerados. Em (Nazarian et al., 1999), os autores fundamentam o seu estudo assumindo que o estado de tensão-deformação pode ser melhor compreendido a partir dos métodos sísmicos. Referem ainda, que

ajustar o módulo obtido na sísmica para um estado de tensão-deformação próximo do real, pode ser mais simples que compreender inteiramente o regime de tensões desenvolvido durante o ensaio FWD.

#### 4.5.1. Comportamento dos materiais

Em algumas situações, como por exemplo no tratamento dos dados FWD, é habitual considerar que as camadas de pavimento têm um comportamento elástico-linear. No entanto, os materiais utilizados em pavimentação apresentam comportamento viscoelástico (Nazarian et al., 1999; Rydèn, 2004), ou seja, o seu comportamento depende da temperatura e da frequência com que é aplicada a carga. Deste modo, é fácil perceber que a análise elástica nem sempre permite simular o comportamento real da estrutura ao longo do tempo.

De acordo com (Nazarian et al., 1999), o comportamento da maioria dos solos e dos materiais utilizados em pavimentação rodoviária, quando submetidos a uma carga, pode ser representado por uma curva que relaciona a tensão gerada com a deformação (Figura 35).

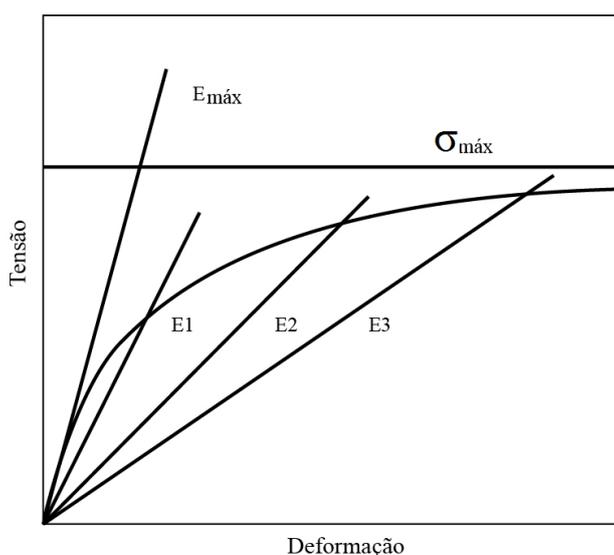


Figura 35. Curva típica de tensão-deformação para um material utilizado em pavimentação rodoviária. (Adaptado: de Nazarian et al., 1999)

Em que:

$E_{máx}$ - módulo tangencial ou módulo máximo;

$\sigma_{máx}$ -tensão máxima do material, correspondente à assíntota para a qual tende a curva;

$E_1$ ,  $E_2$  e  $E_3$ - módulos secantes.

O módulo tangente é directamente afectado pelo estado de tensão e pela densidade do material, ao passo que os módulos secantes são fortemente afectados pelo nível de deformação associado (Nazarian et al., 1999). Para estimar o módulo secante de forma aceitável, a curva de tensão-deformação para cada material deve ser convenientemente estudada. Diferentes parâmetros são utilizados para definir os módulos de deformabilidade obtidos através de diferentes métodos, e no relatório elaborado por Nazarian et al. (1999) encontra-se a referência de três designações, o módulo resiliente, “o módulo FWD” e o “módulo sísmico”. O primeiro é obtido através de ensaios laboratoriais, correspondendo normalmente a um dos módulos secantes representados na Figura 35. Como referido anteriormente, o “módulo FWD” é determinado através da retroanálise de deflexões medidas *in situ* e corresponde a um módulo secante para materiais próximos da carga de impacto (camadas betuminosas, base granulares e substratos rochosos pouco profundos), e a um módulo tangente para materiais situados a maior profundidade. Por sua vez, o “módulo sísmico” determinado com os métodos abordados anteriormente corresponde ao módulo tangente, desde que a carga de impacto seja pequena. Estas ilações têm alguma relação com um fenómeno abordado na Engenharia Civil e Geológica, denominado “degradação do módulo com a deformação”. Neste contexto, torna-se fácil perceber o motivo pelos quais os módulos calculados a partir de métodos sísmicos são relativamente altos comparativamente a outros métodos.

#### 4.5.2. Determinação do módulo de projecto a partir dos módulos determinados pelos ensaios sísmicos.

##### 4.5.2.1. Camadas betuminosas (modelo viscoelástico)

Tal como no tratamento de resultados FWD, nos métodos sísmicos a temperatura também deve ser considerada, uma vez que influencia significativamente o valor dos módulos de deformabilidade obtidos. À semelhança de outros investigadores, Li e Nazarian, citados em (Nazarian et al., 2005), estudaram a variação do módulo com a temperatura no presente contexto, e sugerem a seguinte expressão para uma temperatura de referência de 77°F (25°C):

$$E_{77^{\circ}\text{F}} = \frac{E_t}{1.35 - 0.0078(t - 32)} \quad (32)$$

Em que:

$E_{77^{\circ}\text{F}}$  = módulo à temperatura de 77°F;

$E_t$  = módulo à temperatura  $t$ ;

$t$  = temperatura de ensaio.

Além da temperatura, a resposta dum material viscoelástico, como é o caso dos materiais betuminosos, é também dependente da frequência do carregamento. Daniel e Kim (1998), citados em (Celaya et al., 2009), comprovaram esse facto utilizando resultados de ensaios laboratoriais e ensaios *in situ* (ensaios FWD entre outros), para verificar a dependência do módulo com a frequência. Por sua vez, as medições realizadas com os ensaios sísmicos são obtidas segundo elevadas frequências e reduzidas deformações, comparativamente às elevadas deformações e as baixas frequências provocadas pelo tráfego. Devido a esta diferença, houve a preocupação por parte dos investigadores da área em estudar alternativas que permitam implementar os “módulos sísmicos” na fase de projecto dum pavimento (Celaya et al., 2009). Esta preocupação foi atenuada através da implementação do conceito de “curva de referência”, que acompanha o valor do módulo ao longo duma faixa de frequências. Segundo Celaya et al. (2009) a forma mais eficaz para determinar o módulo de projecto a partir dum “módulo sísmico” é desenvolver a referida curva, baseando-se nas recomendações de Witczac. Este autor aconselha como prática, realizar testes com várias temperaturas e frequências de carregamento semelhantes, e utilizar factores de transformação para gerar a curva para uma temperatura de referência. Ferri, citado em (Celaya et al., 2009), propõe a seguinte expressão para obter a “curva de referência”:

$$\log(E^*) = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta + \gamma \times \log t_r}} \quad (33)$$

Em que:

$E^*$  - módulo “dinâmico”;

$t_r$  - tempo de carga;

$\delta$  - valor mínimo determinado para o módulo sísmico;

$\delta + \alpha$  - máximo valor para o “módulo sísmico”;

$\beta$  e  $\gamma$  = parâmetros de forma dependentes de algumas características da mistura betuminosa, cujas expressões podem ser consultadas em (Nazarian et al., 2005).

O procedimento para determinar o módulo de projecto a partir duma “curva de referência” encontra-se esquematizado na Figura 36. Definindo uma temperatura de projecto para o local, uma frequência de projecto pode ser determinada a partir da velocidade de projecto

considerada (Nazarian et al., 2005). Através destes dois parâmetros e da curva obtida, o “módulo sísmico” pode ser reduzido e correlacionado com o módulo obtido noutros ensaios.

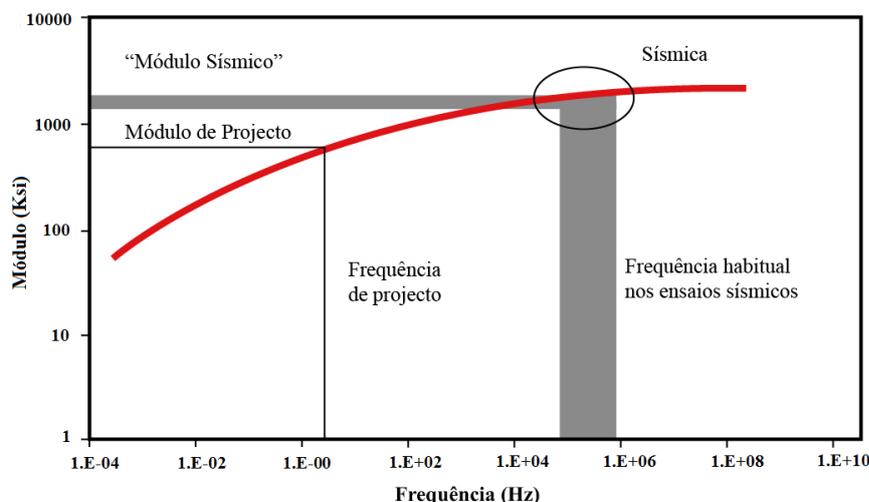


Figura 36. Gráfico exemplificativo do conceito de “curva de referência” e da determinação do módulo de projecto a partir do “módulo sísmico”. (Adaptado: de Nazarian et al., 2005). Nota: 1ksi ≈ 6,9 MPa.

#### 4.5.2.2. Camadas de base

No presente contexto, a característica mais importante a ser considerada nos materiais utilizados como base é o comportamento não linear das camadas (Nazarian et al., 1999). O módulo obtido por métodos sísmicos para estas camadas deve ser analisado segundo as considerações para o comportamento não linear de pavimentos, esquematizadas na Figura 37.

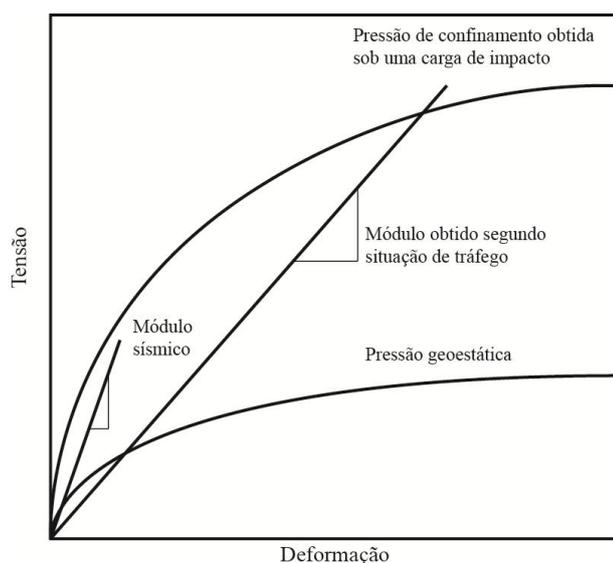


Figura 37. Esquema exemplificativo do ajuste do módulo sísmico ao módulo de projecto, obtido através de cargas de impacto. (Adaptado: de Nazarian et al., 1999)

Como se pode perspectivar por esta última figura, o módulo “sísmico” correspondente a uma camada de base é medido para baixos níveis de deformação e para uma pressão de confinamento relativamente pequena (segundo a bibliografia, também designada por pressão geostática). Contudo, a pressão de confinamento e o nível de deformação aumentam quando é aplicada uma carga de impacto (simula a passagem de rodados) à superfície do pavimento, traduzindo-se deste modo numa diminuição do módulo obtido. A título de curiosidade, em (Nazarian et al., 1999) pode ler-se que para uma camada de base característica da zona do Texas (EUA), o módulo obtido com uma carga de 40 kN por eixo padrão pode ser cerca de 1.5 a 3 vezes inferior ao módulo obtido por um método sísmico.

Outra forma de abordar o assunto é apresentada por Rydèn (2004). À semelhança do que foi dito anteriormente, o autor refere que os métodos que tiram partido da propagação de ondas sísmicas, fornecem propriedades acerca da rigidez para baixos níveis de deformação. Sendo o módulo de rigidez ( $G$ ) o parâmetro mais importante para caracterizar a rigidez dum solo num nível de baixas deformações, Tawfiq, citado em (Rydèn, 2004), combinou os resultados obtidos com ensaios sísmicos e ensaios deflectométricos para obter a curva presente na Figura 38, relativa ao material que constitui a base numa estrutura de pavimento.

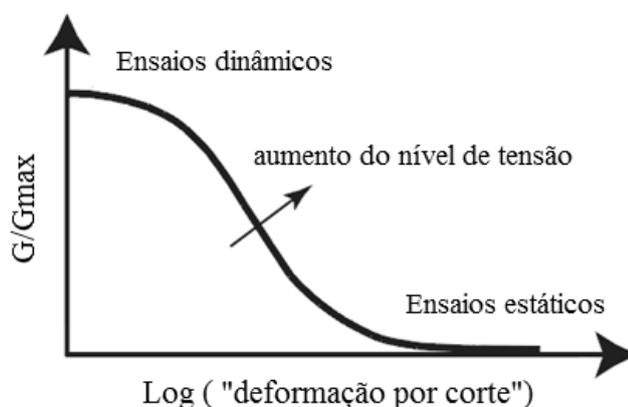


Figura 38. Gráfico ilustrativo da dependência do módulo de rigidez relativamente à deformação. (Adaptado: de Rydèn, 2004)

A Figura 38 evidencia a forte dependência do módulo de rigidez com o nível de deformação. Assim, é possível perceber a diferença entre o módulo de rigidez obtido por um ensaio sísmico (no grupo dos ensaios dinâmicos) ou por um ensaio deflectométrico (que se aproxima mais dum ensaio estático). Dado que o módulo de deformabilidade pode ser determinado a partir do módulo de rigidez e do coeficiente de poisson do material, segundo Rydèn (2004) a Figura 38 poderia ser também relativa ao módulo de deformabilidade ( $E$ ).

As expressões relativas à obtenção do módulo de projecto das camadas de base, a partir dos módulos sísmicos, não serão introduzidas na presente dissertação. No entanto, é possível encontrar as mesmas em (Abdallah et al., 2006), podendo ser considerados diferentes modelos de comportamento (modelo elástico-linear, modelo não linear).

Por último, é importante referir que as considerações tecidas para as camadas de base poderão também ser relevantes para o solo de fundação (Nazarian et al., 1999).



## 5. TRABALHO PRÁTICO DESENVOLVIDO

Atendendo aos objectivos delineados inicialmente, o trabalho prático desenvolvido pode dividir-se fundamentalmente em três etapas, que dum modo sucinto a seguir se descrevem. A etapa inicial correspondeu a um “trabalho de campo”, em que foram aplicados os seguintes ensaios:

- GPR;
- FWD;
- Protótipo de Microsísmica;
- MASW.

Uma vez que o ensaio protótipo de Microsísmica foi introduzido dum modo inovador neste trabalho, convém referir que corresponde a um ensaio com princípios de operação semelhantes aos métodos sísmicos de superfície abordados nos Capítulos 2 e 3, apresentado no entanto algumas variantes no que diz respeito à aquisição e processamento de dados. O desenvolvimento deste ensaio foi impulsionado por algumas razões de ordem técnica, nomeadamente, o facto do equipamento de MASW disponível ser teoricamente insuficiente, para por si só chegar a resultados conclusivos (partindo das especificações técnicas presentes no capítulo 3).

Relativamente à aplicação do GPR, tal como será verificado posteriormente, os resultados obtidos foram de extrema importância para definir a estrutura do pavimento em cada uma das zonas consideradas. Deste modo, acabaram por influir na determinação dos módulos de deformabilidade obtidos pelos ensaios FWD e MASW.

Para finalizar este pequeno resumo do “trabalho de campo”, importa salientar que foram realizados carotes em algumas das zonas estipuladas, permitindo determinar com precisão as espessuras das camadas superficiais, assim como caracterizar os diferentes materiais do pavimento rodoviário considerado.

A segunda etapa do trabalho prático correspondeu à realização de alguns ensaios laboratoriais, que viabilizaram a caracterização (tipificação) dos diferentes materiais da estrutura de pavimento. Possibilitaram ainda a determinação de alguns índices físicos determinantes para a caracterização das misturas betuminosas.

A terceira e última etapa do trabalho passou pela análise integrada dos resultados obtidos pelos diferentes métodos, nomeadamente:

- caracterização das misturas betuminosas e do material granular extraído, com base nos ensaios laboratoriais realizados e das observações de campo;
- processamento e interpretação dos dados obtidos com os ensaios geofísicos, e posterior determinação dos módulos de deformabilidade “sísmicos”;
- normalização dos dados obtidos com o FWD e determinação dos módulos de deformabilidade por retroanálise;
- aplicação do método empírico-mecanicista da Shell para uma estimativa, ainda que aproximada, dos módulos de deformabilidade das misturas betuminosas.

## 5.1. Descrição do local de ensaios

Numa primeira fase, foi de extrema importância descobrir um local na região de Aveiro que nos possibilitasse realizar os ensaios pretendidos. Tendo em conta a particularidade dos mesmos, sobretudo dos ensaios sísmicos, era importante escolher um pavimento rodoviário que reunisse as seguintes características:

- relativamente recente e em bom estado de conservação;
- enquadrado numa zona em que não se verificasse muito tráfego e muito ruído;
- que permitisse a ocupação temporária duma das vias sem comprometer o tráfego existente;
- que tivesse nas suas imediações uma zona que pudesse ser ocupada pelas viaturas e pelo material de ensaio, sem interferir com o tráfego existente.

Após alguma pesquisa de campo e algumas conversas com diferentes intervenientes, optou-se por realizar os ensaios de campo no denominado “Arruamento 4”. Esta estrada começou a ser construída no ano de 2005 e foi concluída em 2006, com a finalidade de ser um acesso ao Estádio Municipal, e situa-se na zona de Azurva em Aveiro.

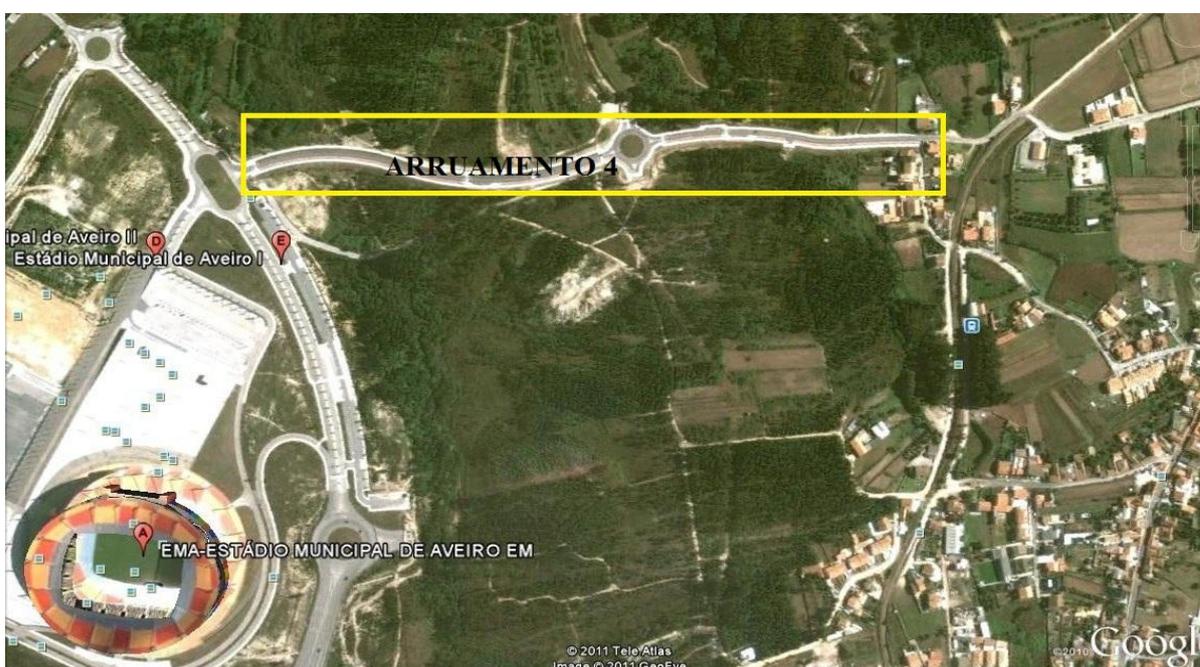


Figura 39. Localização do “Arruamento 4”. (Imagem adaptada do *Google Maps*)

Tendo encontrado um local que reunia as características enunciadas anteriormente, importava agora decidir os locais do arruamento mais convenientes para a realização dos ensaios de campo. Assim sendo, foram estabelecidas duas zonas A e C, adjacentes à rotunda visível na Figura 40, e estabeleceu-se uma zona B em plena via.



Figura 40. Localização das três zonas de ensaio. (Imagem adaptada do *Google Maps*)

Para a escolha destas zonas foram tidos alguns factores em atenção, como a localização de condutas de águas residuais e pluviais que interferissem na aquisição dos dados sísmicos, e a garantia que teríamos um espaço físico suficiente para a realização dos ensaios. Este último factor enunciado justifica a escolha das zonas A e C, uma vez que possibilitam a realização dos ensaios sem comprometer o tráfego circundante.

No que diz respeito à morfologia do terreno, destaca-se o facto da zona A se encontrar numa zona de escavação e das zonas B e C se encontrarem em aterro.

## 5.2. Extracção de carotes

Tal como foi referido no Capítulo 2, a propósito da importância da carotagem na interpretação de dados GPR e FWD, em trabalhos realizados para estudar pavimentos rodoviários, e neste caso particular, trabalhos realizados com o intuito de se determinar o módulo de deformabilidade das diferentes camadas de pavimento, a carotagem é de extrema importância e permite obter importantes indicadores de qualidade. Tendo este pressuposto, foram realizadas extracções de carotes na zona A e na zona C. Para tal, foi utilizada uma caroteadora eléctrica munida de coroas diamantadas de 98 mm e 148 mm de diâmetro interno, sendo também utilizado um recipiente com água (servindo como fluido de arrefecimento) e um gerador eléctrico para alimentar a caroteadora (Figura 41).



Figura 41. Equipamento utilizado na extracção de carotes.

Em cada uma das zonas designadas anteriormente foram então extraídos dois carotes, com diâmetros de 9,8 cm e 14,8 cm (Figura 42).



Figura 42. Carotes obtidos na zona C.

Na Tabela 7 são apresentadas as espessuras das camadas betuminosas, obtidas em cada uma das zonas sujeitas a carotagem. No mesmo quadro encontram-se também as espessuras das camadas granulares determinadas *in situ*. Esta última determinação foi possível através da medição da profundidade de ocorrência do solo do leito de pavimento, após a extracção do material granular.

Tabela 7. Espessura das camadas do pavimento existente.

Camada	Zona A		Zona C	
	Carote Ø 9,8	Carote Ø 14,8	Carote Ø 9,8	Carote Ø 14,8
Camada de desgaste (cm)	7,0	7,0	7,0	6,5
Camada de regularização (cm)	7,0	9,0	8,0	7,0
Base granular + Sub-base granular (cm)	36,0		30,0	

Com o conhecimento das espessuras de pavimento foi possível estabelecer uma “estruturamento” do mesmo. Estipulou-se então a estrutura presente na Figura 43, constituída por uma camada de betão betuminoso com características de desgaste e uma camada betuminosa de regularização, assentes em camadas de base e sub-base de granulometria extensa. É importante referir que foram utilizadas as designações anteriores ao CEEP (EP, 2009), que não estão em acordo com a norma EN 13108-1:2006 . Optou-se por enquadrar os materiais nas especificações em vigor à data da construção do pavimento (JAE, 1998), e deste modo serão utilizadas as designações presentes na Figura 43.

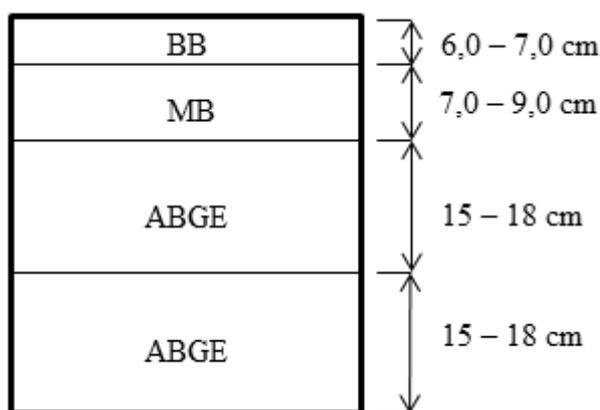


Figura 43. Estrutura tipo do pavimento, de acordo com os carotes extraídos.

### 5.3. Características dos materiais

#### 5.3.1. Bases e sub-bases granulares

Ao extrair o material granular *in-situ* não foi perceptível uma “linha” de separação entre o material de base-granular e o material de sub-base granular. Como tal, o material foi recolhido para o mesmo tabuleiro como se do mesmo tipo se tratasse. O material extraído é de natureza calcária, parecendo numa primeira análise, de boa qualidade.



Figura 44. Fotografia do material granular recolhido na carotagem.

### 5.3.1.1. Análise granulométrica

Dada a especificidade do presente trabalho, foi apenas avaliado um indicador de qualidade das camadas granulares, a granulometria das amostras. É uma das propriedades mais importantes dos agregados, uma vez que é uma das bases para a caracterização dum agregado de granulometria extensa. A análise granulométrica é traduzida pela curva granulométrica, que relaciona a percentagem de material passado em cada peneiro com a abertura do peneiro em milímetros.

A peneiração é o método mais divulgado para efectuar a análise granulométrica de agregados grosseiros. Sucintamente, consiste em passar as amostras após secagem em estufa, por uma série de peneiros de malhas quadradas e dimensões padronizadas, pesando o material retido em cada um dos peneiros.

Posto isto, foi realizado um ensaio de granulometria por peneiração com a série de peneiros ASTM disponível no laboratório do Departamento. Posteriormente os resultados obtidos foram comparados com o fuso granulométrico de referência para este tipo de material, presente em (Branco et al., 2006).

Tabela 8. Fuso granulométrico para sub-base ou base em agregado britado de granulometria extensa (Branco et al., 2006).

<i>Abertura das malhas de peneiros ASTM</i>	<i>Percentagem acumulada do material que passa</i>
37,5 mm (1 1/2")	100
31,5 mm (1")	75-100
19,0 mm (3/4")	55-85
9,5 mm (3/8")	40-70
6,3 mm (1/4")	33-60
4,74 mm (nº 4)	27-53
2,00 mm (nº 10)	22-45
0,425 mm (nº 40)	11-28
0,180 mm (nº 80)	7-19
0,075 mm (nº 200)	2-10

De seguida apresentam-se as curvas granulométricas determinadas para cada uma das zonas (Figura 45 e Figura 46), conjuntamente com a representação do fuso granulométrico presente na Tabela 8.

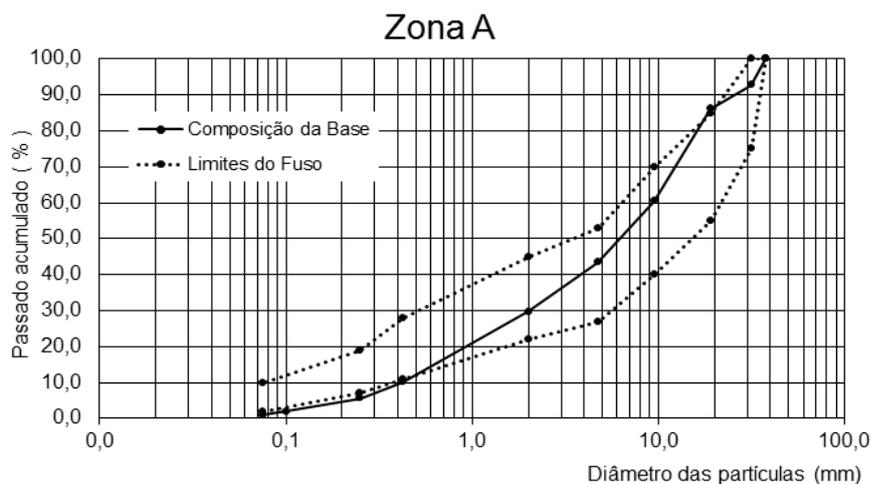


Figura 45. Composição granulométrica da base e sub-base granular extraídas na zona A e respectivo fuso granulométrico.

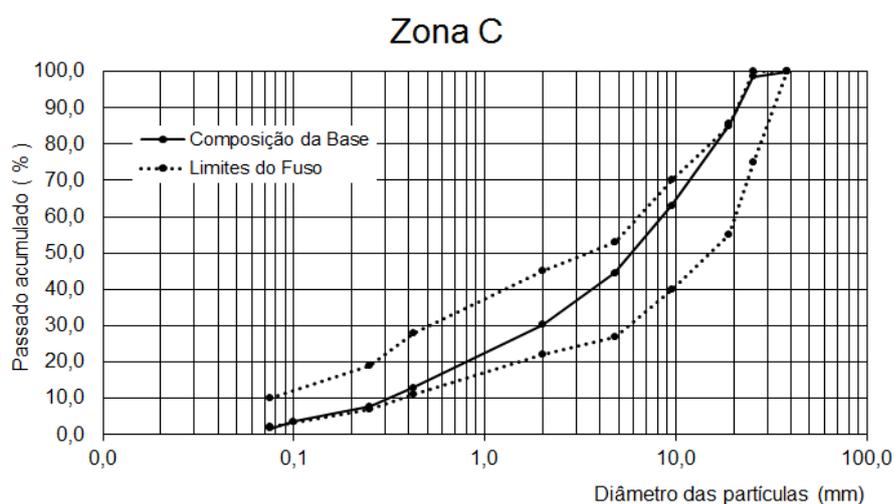


Figura 46. Composição granulométrica da base e sub-base granular extraídas na zona C e respectivo fuso granulométrico.

Ao visualizar as duas curvas granulométricas, pode constatar-se que duma maneira geral as curvas obtidas se encontram entre os limites do fuso. Deste modo, podemos considerar que o material das camadas granulares é formado por agregado britado de granulometria extensa (ABGE), de natureza calcária, e cumpre os requisitos granulométricos exigidos para este tipo de aplicação.

### 5.3.2. Camadas Betuminosas

Com o objectivo de avaliar a qualidade das camadas betuminosas, e sobretudo, determinar alguns parâmetros essenciais para o cálculo do módulo de deformabilidade pelos

métodos empírico-mecanicistas, foram realizados alguns ensaios com os provetes de 9,8 cm das zonas referidas anteriormente.

Para cada um dos provetes foi determinada a baridade aparente pelo método hidrostático e a baridade máxima teórica da mistura. Posteriormente foi realizada uma decomposição da mistura, com o intuito de calcular a percentagem de betume. Tendo as fracções de agregados e betume separadas, foi possível determinar a massa volúmica dos agregados.

### 5.3.2.1. Baridade Aparente

A determinação da baridade aparente dos provetes foi realizada segundo a norma EN 12697-6:2007, –“Determinação da baridade aparente de provetes de mistura betuminosa, método B”. Segundo a respectiva norma, a baridade aparente dos provetes é dada por:

$$\rho_{bssd} = \frac{m_1}{m_3 - m_2} \tag{34}$$

Em que:

$\rho_{bssd}$  = Baridade aparente (g/cm<sup>3</sup>);

$m_1$  = massa do provete seco (g);

$m_2$  = massa do provete saturado dentro de água (g);

$m_3$  = massa do provete saturado com a superfície seca (g).

A temperatura da água foi também registada, uma vez que o seu valor tem influência no cálculo final da baridade aparente. Deste modo, verificando-se que a temperatura da água assumia o valor de 21,5°C aquando da realização do ensaio, a densidade da água foi corrigida para uma temperatura de referência de 25°C (Tabela 9). O valor final da baridade aparente foi dado pela multiplicação do factor de correcção *K*, pelo valor calculado pela equação (34).

Tabela 9. Valores do factor *K* para diferentes temperaturas de ensaio.

Temperatura (°C)	<i>K</i>
...	...
20	1.001162
21	1.000950
22	1.000728
23	1.000495
24	1.000253
25	1.000000
...	...
26	0.999738

Os diferentes parâmetros medidos no ensaio encontram-se no anexo A, sendo que os resultados finais se encontram na Tabela 10.

Tabela 10. Valores corrigidos de baridade aparente obtidos para cada provete.

Zona	Camada	$\rho_{bssd} (g/cm^3)$
A	BB	2.235
	MB	2,346
C	BB	2.281
	MB	2.351

### 5.3.2.2. Baridade Máxima Teórica

A baridade máxima teórica da mistura foi determinada conforme a norma EN 12697-5:2010, –“determinação da baridade máxima teórica de misturas betuminosas pelo método volumétrico”. Para tal foi utilizado um equipamento denominado “picnómetro de vácuo” (Figura 47). Convém salientar que para realizar este ensaio os provetes de 9.8 cm foram levados à estufa com o objectivo de facilitar a sua desagregação, sendo que esta última operação foi efectuada cuidadosamente para que as propriedades dos agregados e do betume não fossem significativamente afectadas.



Figura 47. Picnómetro de vácuo utilizado para a determinação da baridade máxima teórica das misturas betuminosas.

Segundo a referida norma o valor da baridade máxima teórica obtém-se através da seguinte expressão:

$$G_A = \frac{A}{A + D - E} \quad (35)$$

Em que:

$G_A$  = Baridade máxima teórica ( $\text{g/cm}^3$ );

$A$  = Massa da amostra seca no ar (g);

$D$  = Massa do picnómetro cheio de água (g);

$E$  = Massa do picnómetro cheio de água contendo a amostra (g).

Na Tabela 11 encontram-se os valores  $G_A$  determinados, sendo de referir que tal como descrito no ponto 5.3.2.2, relativo à baridade aparente, os valores foram corrigidos com o mesmo factor  $K$ , tendo em conta a temperatura da água medida na altura do ensaio.

Tabela 11. Valores da baridade máxima teórica, obtidos para cada amostra.

Zona	Camada	$G_A$ ( $\text{g/cm}^3$ )
A	BB	2.372
	MB	2,525
C	BB	2.412
	MB	2.526

As medições efectuadas para determinar a baridade máxima teórica de cada mistura encontram-se no anexo B.

### 5.3.2.3. Extracção de betume

Este ensaio foi realizado de acordo com o método presente na norma ASTM D2172:2005, (método B), utilizando o extractor de refluxo e tictloroetileno como solvente (Figura 48).



Figura 48. Imagem exemplificativa do equipamento usado para decompor as misturas betuminosas.

Após a determinação da baridade máxima teórica, cada uma das misturas betuminosas foi levada à estufa a 60°C, até à completa secagem do material. O cálculo da percentagem de betume foi realizado através da seguinte expressão:

$$p_b = 100 \times \frac{M_b}{M_t} \quad (36)$$

Onde:

$p_b$  = percentagem de betume da mistura betuminosa;

$M_b$  = massa de betume asfáltico utilizada numa certa quantidade de mistura;

$M_t$  = massa total da mistura betuminosa.

Na Tabela 12 encontram-se os valores de percentagem de betume determinados em cada uma das extracções realizadas. Ao visualizar o tipo de agregado obtido na decomposição das amostras pôde constatar-se que em todos os casos as misturas são constituídas por agregados graníticos, o que já se tinha verificado pela análise visual dos carotes retirados.

Tabela 12. Percentagens de betume obtidas.

<i>Zona</i>	<i>Camada</i>	<i>p<sub>b</sub> (%)</i>
A	BB	5.5
	MB	3.7
C	BB	5.1
	MB	3.6

No anexo C é possível visualizar os resultados intermédios, utilizados para a determinação das percentagens de betume.

#### **5.3.2.4. Análise granulométrica**

Tal como para os materiais granulares, foram realizados ensaios de granulometria por peneiração, com a série de peneiros ASTM disponível no laboratório do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro. Numa fase posterior os resultados obtidos foram comparados com os fusos granulométricos presentes em (Branco et al., 2006). A amostra representativa da primeira camada foi enquadrada no fuso relativo a “ Betão betuminoso com características de desgaste”, e embora não se enquadre totalmente no fuso, considerou-se que amostra representativa é de betão betuminoso com características de desgaste. Relativamente à segunda camada, numa primeira instância os resultados foram enquadrados no fuso

“Misturas betuminosas densas para camadas de regularização”. Tendo concluído que a curva granulométrica não se enquadrava minimamente nesse fuso, a curva foi enquadrada com sucesso no fuso relativo a “Macadame betuminoso com características de regularização”, podendo ser considerada como uma mistura de macadame betuminoso.

As curvas granulométricas obtidas e respectivos fusos encontram-se no anexo D.

### 5.3.2.5. Ensaio de massa volúmica

Este ensaio foi realizado com o intuito de determinar a massa volúmica dos agregados e realizou-se conforme a norma NP EN 1097-6:2003, -“Ensaio para a determinação das propriedades mecânicas e físicas dos agregados: Parte 6: Método para determinação da Massa Volúmica e Absorção de Água”. Com estes ensaios é possível determinar massa volúmica do material impermeável das partículas, a massa volúmica das partículas secas em estufa, a massa volúmica das partículas saturadas com superfície seca e a absorção de água. Neste caso específico interessava determinar a massa volúmica do material impermeável das partículas ( $\rho_a$ ), e para tal foi utilizado o método do picnómetro (Figura 49).



Figura 49. Picnómetros em banho-maria.

Segundo a referida norma, a massa volúmica do material impermeável das partículas pode ser calculada a partir da seguinte fórmula:

$$\rho_a = \rho_w \times \frac{m_4}{m_4 - (m_2 - m_3)} \quad (37)$$

Em que:

$\rho_a$  = massa volúmica do material impermeável das partículas ( $\text{Mg/m}^3$ );

$\rho_w$  = densidade da água à temperatura do ensaio.

$m_2$  = massa do picnómetro contendo a amostra saturada em água (g);

$m_3$  = massa do picnómetro cheio de água (g);

$m_4$  = massa no ar da amostra seca em estufa (g).

Tal como nas situações anteriores, os restantes resultados obtidos na realização do ensaio encontram-se em anexo (Anexo E). Os resultados finais encontram-se na Tabela 13.

Tabela 13. Valor de massa volúmica dos agregados obtidos para cada mistura.

Zona	Camada	$\rho_a$ (Mg/m <sup>3</sup> )
A	BB	2,641
	MB	2,687
C	BB	2,643
	MB	2,689

## 5.4. Medições *in situ*

### 5.4.1. GPR

Numa primeira fase, o trabalho prático desenvolvido nesta dissertação passou por decidir quais os ensaios passíveis de serem aplicados em cada uma das zonas de estudo referidas anteriormente. Deste modo, tendo como objectivo primordial a realização dos ensaios MASW e FWD, a definição das espessuras de pavimento assumia um carácter primordial. Apesar das carotagens terem proporcionado o registo das espessuras das camadas betuminosas e granulares nas zonas A e C, a utilização do método GPR possibilitaria caracterizar a estrutura de pavimento ao longo de vários perfis, fornecer indicações acerca da profundidade do leito de pavimento e estimar as espessuras das camadas na zona B. Este factor geométrico das camadas é de extrema importância no tratamento de dados FWD, em que os valores de módulos de deformabilidade obtidos no tratamento de dados são dependentes das espessuras consideradas no processo. Salienta-se também o facto de este método permitir detectar objectos de diversas naturezas que possam influenciar os dados sísmicos obtidos. Somando a isto, o facto de no método MASW a introdução dum modelo inicial com a estrutura do pavimento ser importante na inversão da curva de dispersão obtida, a aplicação do GPR tornou-se relevante.

#### 5.4.1.1. Aquisição de dados

O equipamento utilizado para aquisição de dados, pertencente à empresa *Dryas Arqueologia, Lda*, é constituído pelos componentes básicos descritos no Capítulo 2. Mais especificamente, um sistema *ProEx (Professional Explorer)* da *MALA GeoScience*, com antenas blindadas com frequências centrais de 500 MHz e 800 MHz (Figura 50). A primeira antena foi usada com o objectivo de visualizar com maior definição as camadas mais profundas, sendo que a utilização da antena de 800 MHz proporcionou a visualização das camadas betuminosas com maior definição.



Figura 50. Equipamento utilizado na aquisição de dados Georadar.

Após a calibração do equipamento, e definição dos parâmetros de aquisição de dados por parte do operador, o método de trabalho baseou-se no percurso com o GPR ao longo de alinhamentos pré-estabelecidos. Na Figura 51 é possível visualizar o sentido em que se desenvolveram os respectivos percursos e o número de perfis estabelecidos em cada zona.

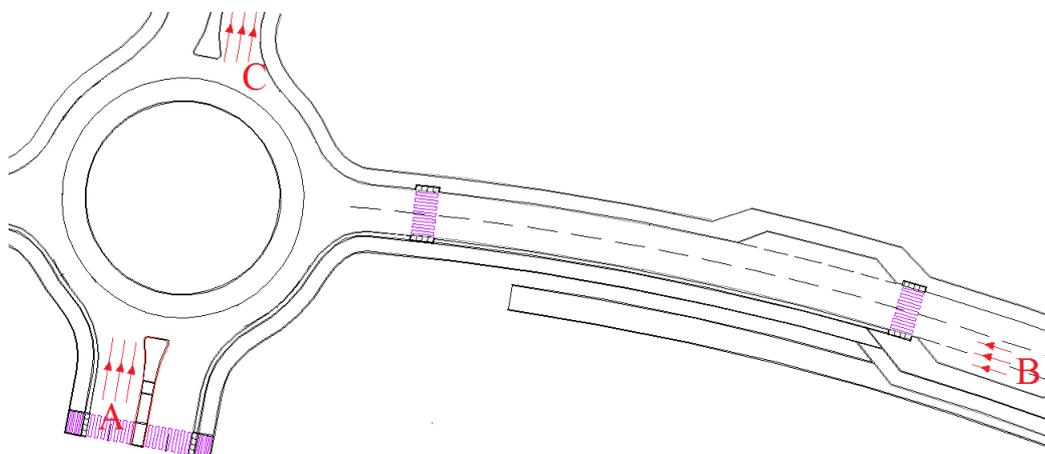


Figura 51. Orientação e número dos alinhamentos estabelecidos em cada zona.

A aquisição foi realizada com um intervalo entre leituras de 2 cm e com um espaçamento entre perfis de 25 cm. Nas zonas A e C foram adquiridos dados segundo perfis de 7 metros, enquanto na zona B os alinhamentos estipulados foram de 1,5 metros.

#### 5.4.1.2. Processamento de dados

Esta fase foi levada a cabo através da utilização do programa informático *Reflexw*, especialmente concebido para o processamento de dados GPR. Este programa caracteriza-se ainda por incorporar diversas ferramentas para a interpretação de dados em 2D e por conseguir gerar modelos tridimensionais através de vários perfis 2D.

De uma forma resumida, a fase de processamento para cada local de estudo desenvolveu-se segundo as fases ilustradas na Figura 52.

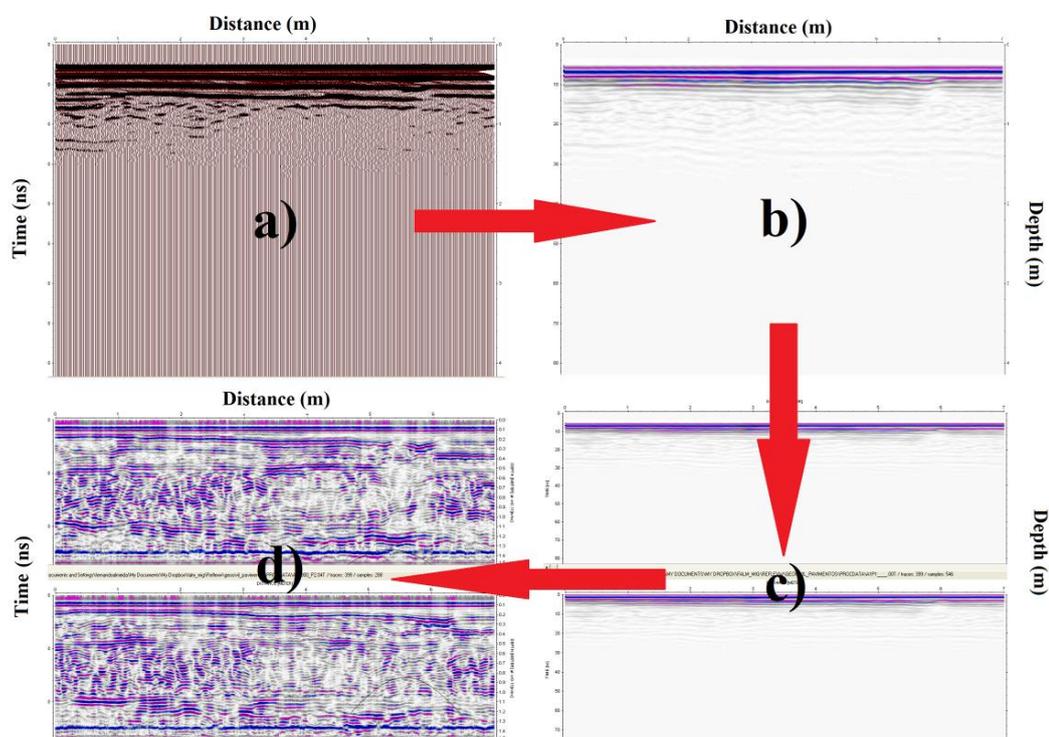


Figura 52. Diferentes fases do processamento de dados relativos a um perfil da zona A.

As fases a) e b), dizem respeito aos dados em bruto e à subsequente visualização em modo *point mode*, respectivamente. A fase c) corresponde ao “ajuste do tempo 0”, e a fase d) corresponde à obtenção do radargrama final, após filtragem de dados e utilização das ferramentas de interpretação (entre as quais a função de “ganho”).

Como seria de esperar, ao processar os dados georadar obtidos com as duas antenas referidas, verificou-se que a antena de 500 MHz não permite a diferenciação das camadas betuminosas com nitidez. Pelo contrário, apesar de nas camadas mais profundas a resolução

ser relativamente inferior, a antena de 800 MHz permite diferenciar com distinção todas as camadas da estrutura de pavimento, assim como o “leito de pavimento”.

### 5.4.1.3. Interpretação dos dados

Relativamente às zonas A e C, a interpretação dos dados georadar passou por comprovar as espessuras medidas *in situ* e estimar a profundidade do leito de pavimento devido às razões apontadas anteriormente. No que diz respeito à zona B, uma vez que não foi realizada qualquer carotagem e que as espessuras medidas no radargrama seriam englobadas nos restantes ensaios, a interpretação foi realizada numa forma mais cautelosa, em sintonia com o observado nos outros dois locais.

Convém frisar, que no presente trabalho uma das camadas é referenciada como “leito do pavimento”. Porém, em algumas situações a referida camada poderá englobar outro tipo de materiais, nomeadamente, materiais constituintes das camadas superiores de aterro (zonas B e C), ou do topo da escavação (zona A).

De seguida será demonstrado como foi realizada a interpretação de dados a partir dum dos radargramas obtidos para a zona A (Figura 53).

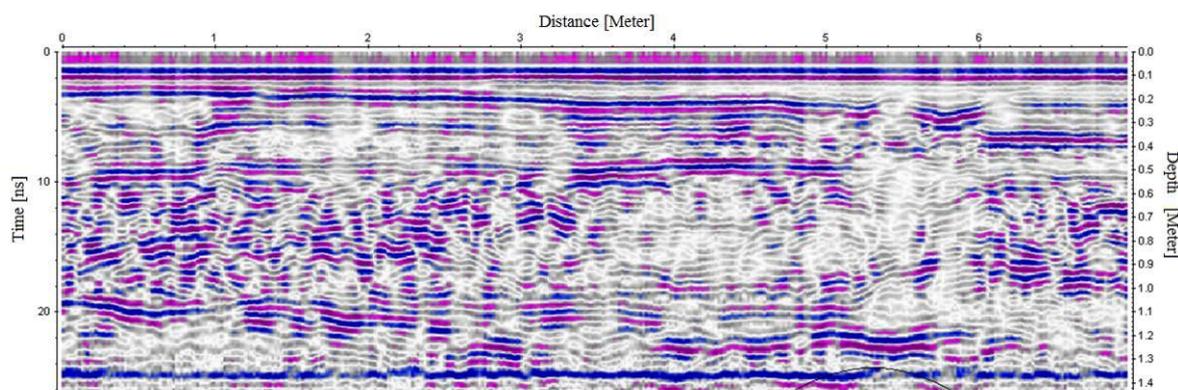


Figura 53. Radargrama representativo dum perfil da zona A, obtido sob um dos alinhamentos esquematizados na Figura 51.

Tal como se observa na Figura 53, os resultados obtidos com o GPR estão relacionados com a estruturação e espessura das camadas do pavimento. Apesar das interfaces reflectoras serem visíveis no radargrama obtido, a imagem foi adaptada num editor de imagens para uma melhor percepção por parte do leitor (Figura 54).

Ao visualizar ambas as figuras, a interface entre as duas camadas betuminosas ao longo do perfil de sete metros é de fácil observação, assim como a interface entre a segunda camada betuminosa e a camada granular. Pode constatar-se que a primeira está variavelmente posicionada entre 0.06 e 0.08 metros de profundidade, enquanto a camada granular surge

entre os 0.16 e os 0.22 metros, entrando assim em consonância com as medidas realizadas após carotagem.

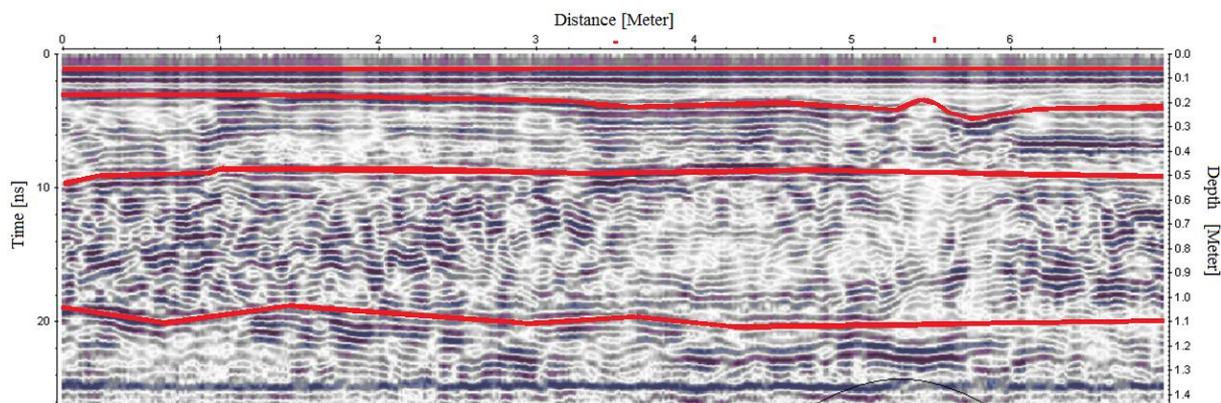


Figura 54. Radargrama editado com as interfaces reflectoras realçadas a vermelho.

Relativamente à interface entre a camada granular de sub-base e o leito de pavimento, apesar duma maior dificuldade na observação, podem estimar-se profundidades entre os 0.48 e os 0.54 metros. A partir destas profundidades pode visualizar-se que as respostas obtidas não geram um comportamento regular, resultando em reflexões representadas por hipérbolas consecutivas, características dum meio de menor homogeneidade e compactação. A partir dos 1.05/1.15 metros de profundidade as superfícies reflectidas voltam a apresentar uma forma mais homogênea e compacta, o que leva a concluir que o “leito do pavimento” estará compreendido entre os 0.48 metros e os 1.15 metros.

Esta interpretação foi realizada para os outros locais de estudo, contudo, uma vez que a descrição do processo seria repetitiva, irá apenas ser apresentado uma tabela (Tabela 14) com as espessuras medidas nas outras zonas, sendo que no anexo F se encontram dois radargramas representativos das zonas B e C.

Tabela 14. Espessuras medidas nos radargramas representativos de cada zona, em confronto com as espessuras medidas nos carotes obtidos nas zonas A e C.

Camada	Espessuras (m)				
	GPR			Carotes	
	Zona A	Zona B	Zona C	Zona A	Zona C
BB	0.06 a 0.08	0.06 a 0.09	0.07 a 0.1	0,07	0,065 a 0,07
MB	0.08 a 0.14	0.1 a 0.13	0.08 a 0,09	0,07 a 0,09	0,07 a 0,08
Camada granular	0.32 a 0.36	0.35 a 0.38	0.29 a 0.34	0.36	0.3
Leito do pavimento	0.61 a 0.67	0.6 a 0.82	0.54 a 0.62	-	-

#### 5.4.2. Deflectómetro de impacto - FWD

O deflectómetro de impacto utilizado neste estudo foi o Dynatest 8000 (Figura 55), pertencente ao Laboratório de Mecânica de Pavimentos do DEC da FCT da Universidade de Coimbra, e ao DEC da Universidade do Minho.

No que diz respeito à configuração do FWD para a realização do ensaio, a posição dos sensores de deflexão (geofones) em relação ao centro da placa de carga foi a seguinte: 0 – 300 – 450 – 600 – 900 – 1200 – 1500 -1800 – 2100 mm. Por sua vez, a força de pico de ensaio gerada foi de 70 kN, e os deslocamentos verticais foram induzidos por uma placa de carga de 30 cm de diâmetro. Habitualmente, o método de trabalho passa por realizar o ensaio na rodovia externa dum pavimento nos dois sentidos, ao passo que em estradas com mais que uma via por sentido, os ensaios se realizam geralmente na via mais solicitada. A distância entre pontos de ensaio é variável, utilizando-se com frequência o valor padrão de 100 metros. Contudo, se o trabalho implicar muito rigor são adoptados valores muito inferiores que proporcionam um conjunto de deflexões mais representativos do pavimento rodoviário em questão.



Figura 55. Deflectómetro de impacto utilizado nos ensaios.

No entanto, dada a especificidade do presente trabalho, o método de trabalho idealizado foi relativamente diferente. Considerando que os ensaios de Microsísmica tinham sido realizados na mesma tarde de trabalho, para efeito de comparação de módulos de deformabilidade pelos dois métodos, os ensaios FWD incidiram nas três zonas referidas anteriormente sob os mesmos alinhamentos realizados com a Microsísmica. Nas zonas A e C foram estabelecidos três “pontos de ensaio” e realizados dois ensaios por ponto, enquanto para a zona B o procedimento foi idêntico, mas foram estabelecidos seis “pontos de ensaio” (Figura 56). Para

cada ponto de ensaio a placa de carga e os sensores foram posicionados na superfície do pavimento, procedendo-se à queda da massa sobre a placa de carga. Após o registo das deflexões o equipamento foi posicionado no ponto de ensaio seguinte.



Figura 56. Realização do ensaio FWD na zona B e representação do alinhamento do ensaio protótipo de Microsísmica pela seta a preto.

No Capítulo 4 foi referida a influência que a temperatura assume nos dados obtidos com ensaios de carga, que se por sua vez se reflecte na determinação dos módulos de deformabilidade das misturas betuminosas. Assim sendo, a temperatura do ar e da superfície do pavimento foi determinada utilizando um termómetro de infravermelhos, tendo-se anotado vários valores para cada zona e determinado uma média para cada uma das temperaturas referidas.

Nas tabelas seguintes encontram-se as deflexões medidas para cada uma das zonas, assim como a força aplicada em cada ensaio e as temperaturas do ar e da superfície do pavimento.

Tabela 15. Dados obtidos na zona A com a realização do ensaio FWD.

Zona A	Ponto de ensaio	Força (kN)	Deflexões medidas ( $\mu\text{m}$ )									Temperaturas ( $^{\circ}\text{C}$ )	
			D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	Ar	Sup.
	1a	70,6	351,2	285,1	242,8	201,5	137,5	98,4	75,1	61,4	53,0	14,6	21
	1b	70,4	342,6	280,6	239,9	197,8	134,8	100,2	74,6	64,3	53,7		
	2a	70,6	360,8	292,1	247,5	206,3	139,9	99,9	75,8	62,5	53,8		
	2b	70,3	351,6	283,8	240,0	200,0	136,1	98,1	75,4	62,8	54,2		
	3a	69,9	405,5	321,5	267,8	210,2	142,1	93,1	78,9	62,4	56,0		
	3b	69,5	392,5	306,5	252,6	206,7	136,4	100,4	75,0	64,2	56,4		

Tabela 16. Dados obtidos na zona B com a realização do ensaio FWD.

	<i>Deflexões medidas (<math>\mu\text{m}</math>)</i>											<i>Temperaturas (<math>^{\circ}\text{C}</math>)</i>	
	Ponto de ensaio	Força (kN)	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	Ar	Sup.
<b>Zona B</b>	1a	70,2	338,4	269,7	226,4	187,3	127,2	88,8	67,4	51,7	43,8	11.2	18.6
	1b	69,6	325,0	258,8	217,4	180,2	123,7	87,9	67,7	53,0	45,3		
	2a	69,6	338,2	264,6	222,0	182,8	123,2	87,1	65,5	52,1	43,0		
	2b	69,2	326,9	254,5	212,7	175,8	119,2	85,1	65,1	52,1	43,4		
	3a	69,6	333,5	263,1	219,4	181,1	120,9	85,3	64,7	51,5	42,2		
	3b	69,0	322,9	254,2	211,6	175,0	117,3	83,6	63,9	51,3	42,2		
	4a	70,0	324,9	262,7	219,9	181,5	120,9	83,8	63,2	49,6	41,6		
	4b	69,6	312,6	253,5	212,5	175,9	119,1	84,7	64,9	52,0	43,5		
	5a	69,4	317,0	255,7	213,9	177,0	119,6	85,1	63,8	53,0	42,2		
	5b	68,9	307,3	247,0	207,2	171,3	116,4	83,7	63,3	51,1	42,6		
	6a	69,4	318,3	254,9	212,3	175,8	117,8	83,3	63,9	51,0	42,3		
	6b	69,2	309,9	247,4	206,1	170,5	115,1	81,9	63,5	51,0	42,4		

Tabela 17. Dados obtidos na zona C com a realização do ensaio FWD.

	<i>Deflexões medidas (<math>\mu\text{m}</math>)</i>											<i>Temperaturas (<math>^{\circ}\text{C}</math>)</i>	
	Ponto de ensaio	Força (kN)	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	Ar	Sup.
<b>Zona C</b>	1a	69,89	361,5	290,9	240,5	192,8	123,0	84,7	61,6	49,5	41,2	12.2	20.2
	1b	69,10	344,1	276,2	229,2	183,4	117,6	83,0	60,9	47,8	41,9		
	2a	69,10	415,0	311,8	254,3	206,7	134,1	91,2	66,0	52,3	45,1		
	2b	68,48	397,8	296,9	242,4	197,2	129,7	90,0	65,9	53,1	45,7		
	3a	69,36	410,9	315,2	261,4	212,6	139,0	95,0	68,2	53,9	46,3		
	3b	68,94	395,8	300,1	249,3	203,9	134,5	94,7	68,8	55,1	46,7		

Numa primeira análise global destas medições, ainda que a temperatura tenha alguma influência e que a sua normalização modifique ligeiramente os valores de deflexão obtidos, pode concluir-se que o pavimento rodoviário se encontra num bom estado de conservação.

#### 5.4.2.1. Correção das deflexões devido à variação das cargas aplicadas relativamente à carga de referência

No Capítulo 4 foi referido que um dos factores que influencia as deflexões medidas durante o ensaio, é a variação das cargas aplicadas relativamente à carga de referência. Com o intuito de minimizar este efeito, que poderá ter alguma influência na determinação dos módulos de deformabilidade, realizou-se a normalização das deflexões medidas através da seguinte expressão (Santos, 2009):

$$D_n = \frac{F_t \times D_m}{F_m} (\mu m) \quad (38)$$

Em que:

$D_n$ - deflexão normalizada;

$D_m$ - deflexão medida;

$F_t$ - força padrão;

$F_m$ -força medida;

No presente caso de estudo as deflexões foram normalizadas para uma força de 65kN, correspondente a um eixo-padrão de 130 kN. O impacto que a normalização teve nas deflexões medidas *insitu* traduziu-se numa diminuição máxima de 8% relativamente ao valor inicial, dado que as forças medidas nos respectivos ensaios foram sempre superiores a 65kN.

#### **5.4.2.2. Cálculo dos módulos de deformabilidade através do processo de retroanálise**

Como se mencionou no ponto 5.4.2, dadas as circunstâncias e o objectivo do trabalho o método de trabalho utilizado não foi o habitual. Este aspecto reflectiu-se também no tratamento dos dados e consequente determinação do módulo de deformabilidade. Assim sendo, não foi realizado o habitual tratamento estatístico dos dados obtidos, assim como a divisão em trechos uniformes de pavimento, dado que apenas foram avaliadas 3 zonas do arramento. O processo de retroanálise referido no Capítulo 4 foi então realizado para todos os ensaios efectuados, com o objectivo de determinar iterativamente o módulo de deformabilidade das diferentes camadas de pavimento. Este processo foi efectuado com a utilização do programa *Elsym5*, já citado anteriormente, que implica para cada zona de estudo a introdução dos seguintes dados:

- o número de camadas elásticas e as suas espessuras;
- o número de cargas circulares e o número de pontos para os quais o programa executa o cálculo em profundidade ( $z$ );
- o módulo de deformabilidade e o coeficiente de poisson das diferentes camadas;
- definição do ponto onde se localiza a carga, assim como o número de pontos em que se executa o cálculo e as suas localizações relativamente a esse ponto.

No que diz respeito aos dados inseridos para cada zona de estudo, apenas o módulo de deformabilidade pode ser alterado em função da aproximação da curva prática e das curvas teóricas obtidas. Esta aproximação é conseguida através dum processo repetitivo, dado que os

módulos “arbitrados” apenas se consideram válidos quando o erro entre as deflexões medidas e as deflexões calculadas é mínimo, implicando numa fase inicial várias tentativas. Contudo, neste caso específico em que o processo é realizado para diferentes ensaios, uma vez que os módulos de deformabilidade das camadas inferiores são relativamente constantes, a experiência acumulada permite que se torne mais fácil ajustar os módulos das camadas superficiais.

Relativamente a outros dados introduzidos, convém referir que foi arbitrado um coeficiente de poisson de 0.4 para o leito de pavimento e solo de fundação, e 0.35 para as restantes camadas. Foram adoptadas cinco camadas elásticas (Tabela 18), dado que foi considerada a camada de “leito de pavimento” cujas espessuras foram medidas através do método GPR.

Tabela 18. Estrutura do pavimento adoptada para cada zona no processo de retroanálise, em função dos outros ensaios realizados.

Zona	BB (cm)	MB (cm)	Camada Granular (cm)	Leito do Pavimento (cm)	Solo de fundação (cm)
A	0,07	0,09	0,36	0,67	semi-infinito
B	0,07	0,12	0,36	0,8	semi-infinito
C	0,07	0,08	0,30	0,6	semi-infinito

A título de curiosidade, o processo de retroanálise foi realizado em alguns ensaios com a exclusão da camada de leito de pavimento, e embora não seja extremamente significativa, constatou-se alguma diferença nos módulos obtidos. Na Figura 57 pode visualizar-se a aproximação entre a curva teórica e a curva prática, obtida para um dos ensaios da zona B.

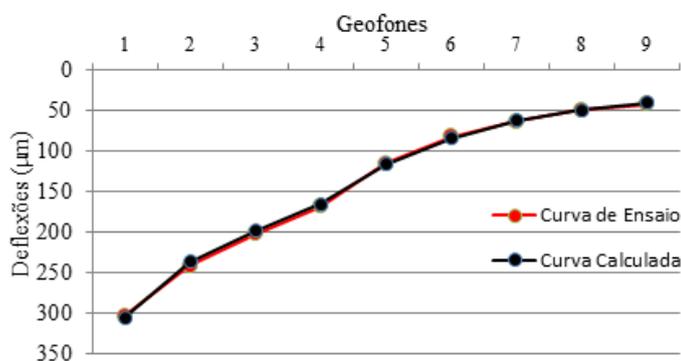


Figura 57. Aproximação das deflexões teóricas e deflexões experimentais obtidas num dos ensaios da zona B.

Sendo de referir que foi estabelecido para todos os casos um erro máximo absoluto de 20 µm em cada um dos nove pontos de ensaio, tal como se pode visualizar na Figura 57 as curvas são

praticamente coincidentes, à semelhança do obtido para os outros ensaios. Desta maneira, assumindo que a estrutura do pavimento adoptada é a que se verifica na realidade e que o pavimento se apresenta num bom estado de conservação, podemos admitir que os módulos de deformabilidade arbitrados pela retroanálise são representativos do pavimento rodoviário estudado.

Na Tabela 19 encontram-se os módulos de deformabilidade obtidos para todos os ensaios. No anexo G é possível visualizar os deflectogramas obtidos com a retroanálise, para os restantes ensaios.

Tabela 19. Módulos de deformabilidade obtidos por retroanálise.

Zona	<i>Módulos de Deformabilidade (MPa)</i>					
	Ensaio	BB	MB	Camada Granular	Leito do Pav.	Solo Fundação
<b>A</b>	1 <sub>a</sub>	12000	10500	240	130	190
	1 <sub>b</sub>	12000	11000	220	150	180
	2 <sub>a</sub>	11000	10000	220	140	180
	2 <sub>b</sub>	11500	10500	230	140	180
	3 <sub>a</sub>	9000	8000	230	125	170
	3 <sub>b</sub>	8200	6400	230	140	180
<b>B</b>	1 <sub>a</sub>	6800	6000	280	120	220
	1 <sub>b</sub>	7500	6800	260	140	210
	2 <sub>a</sub>	6800	6000	280	120	220
	2 <sub>b</sub>	7500	6800	260	140	210
	3 <sub>a</sub>	7000	6000	220	160	210
	3 <sub>b</sub>	7500	6500	220	160	210
	4 <sub>a</sub>	8500	7800	180	160	220
	4 <sub>b</sub>	8000	7000	230	150	220
	5 <sub>a</sub>	9000	8000	200	150	220
	5 <sub>b</sub>	9500	8500	210	150	220
	6 <sub>a</sub>	9000	8000	200	150	220
	6 <sub>b</sub>	9500	8500	210	150	220
<b>C</b>	1 <sub>a</sub>	11500	10000	180	160	215
	1 <sub>b</sub>	12500	11000	180	170	215
	2 <sub>a</sub>	6500	6000	280	125	200
	2 <sub>b</sub>	7000	6500	280	140	200
	3 <sub>a</sub>	8500	7000	200	140	200
	3 <sub>b</sub>	8500	7500	220	140	200

Pode considerar-se que o processo de retroanálise é a fase mais crítica na determinação do módulo de deformabilidade através do ensaio FWD. Como tal, de seguida serão feitas algumas considerações importantes. Constatou-se que é possível obter a mesma curva deflectométrica para diferentes combinações de módulos, e como tal, existem diferentes soluções. Neste contexto, é imprescindível um elevado nível de coerência na atribuição dos

módulos de deformabilidade, tentando estar em conformidade com os valores teóricos admissíveis para as diferentes camadas de pavimento.

Tendo em conta que o *Elsym5* admite que o pavimento se encontra isento de fissurações, em muitas situações esta condição é bastante limitativa. Contudo, dado que o “Arruamento 4” é relativamente recente e aparentemente apresenta um bom estado de conservação, este factor não assume muita importância neste caso.

Ao analisar os módulos de deformabilidade determinados, é interessante reparar que existe maior uniformidade nos valores obtidos para a zona B. Uma das explicações possíveis, é o facto de ser a única zona de estudo sujeita ao tráfego constante. Assim sendo, pode especular-se que é uma zona mais compacta e regular, contrariamente às zonas A e C que apresentam maior dispersão de valores. Considerando que a zona A é a única situada em escavação, um aspecto interessante de analisar é o facto dos módulos de deformabilidade determinados para o solo de fundação da respectiva zona, serem ligeiramente inferiores comparativamente às outras zonas de estudo.

#### 5.4.2.3. Cálculo da temperatura representativa das camadas betuminosas

Dada a influência que a temperatura assume no valor dos módulos de deformabilidade das camadas betuminosas, foi determinada a temperatura de ensaio representativa em cada uma das zonas. Tendo em conta a pesquisa bibliográfica relativa ao assunto, a expressão utilizada neste cálculo foi preconizada por Park (2001), mencionado em (Santos, 2009), e traduz-se por:

$$T_d = T_{sup} + (-0.3451d - 0.0432d^2 + 0.00196d^3) \cdot \text{sen}(-6.3252t_d + 5.0967) \quad (39)$$

Em que:

d – profundidade à qual se pretende determinar a temperatura (cm);

$T_d$  – temperatura à profundidade d (°C);

$T_{sup}$  – temperatura da superfície do pavimento (°C);

sen – função seno (rad);

$t_d$  – horário em que a temperatura da superfície do pavimento foi medida (dias).

As temperaturas representativas das camadas betuminosas deveriam ser calculadas a meia espessura, dado que a temperatura decresce com a profundidade. No entanto, simplificando o cálculo, as duas camadas foram tratadas em conjunto, determinando apenas uma temperatura representativa para cada zona (Tabela 20).

Tabela 20. Temperaturas representativas das camadas betuminosas.

Zona	Temperatura (°C)		Hora			Espessura (cm)		Temperatura Representativa (°C)
	Ar	Sup.Pavimento	Ensaio	Decimal	“Dias”	Total	Representativa	
A	14.6	21	18h02	18,03	0,7508	16	8	19,6
B	11.2	18.6	18h15	18,25	0,7604	19	9.5	17,2
C	12.2	20.2	18h25	18,42	0,7675	15	7.5	19,3

Após esta determinação é possível abordar esta questão através de duas maneiras distintas. Uma delas seria utilizar expressões que convertem os módulos de deformabilidade obtidos em ensaios de carga, para os módulos à temperatura de projecto. Jacinto (2003), refere como exemplo a relação proposta por Ullidtz e Peattie (1982), que apresenta como referência o valor do módulo a 15°C. Contudo, neste caso ter-se-ia que corrigir também os “módulos sísmicos” utilizando expressões menos “acessíveis”. Assim sendo, tendo em atenção que um dos objectivos do trabalho é comparar os módulos de deformabilidade obtidos através de diferentes metodologias, optou-se por resolver a questão de outro modo. Uma vez que os ensaios de Microsísmica começaram a ser realizados na mesma tarde de trabalho, admitiu-se de forma simplificada que as temperaturas representativas das camadas betuminosas são as mesmas que as determinadas com as medições do ensaio FWD. Por sua vez, na aplicação do método empírico-mecanicista da Shell foi realizada uma estimativa dos módulos de deformabilidade, tendo por base as temperaturas representativa das camadas betuminosas presentes na Tabela 20. Desta forma, torna-se possível comparar os resultados obtidos com os diferentes métodos com alguma coerência.

#### 5.4.3. Ensaio protótipo de Microsísmica

Tal como foi referido no Capítulo 3, a aplicação do método MASW em pavimentos rodoviários apenas é praticável se for utilizado um equipamento que permita realizar medições de alta frequência (> 2000 Hz). Tendo em conta o que foi citado no referido capítulo, sobretudo as especificações fornecidas por Park et al. (2001), os condicionamentos de ordem técnica passaram essencialmente pela aquisição dum equipamento com as características necessárias para realizar o método MASW. O equipamento multicanal que se dispunha é geralmente utilizado para outros fins, e como tal, os geofones integrantes são próprios para trabalhar em baixas frequências, a profundidades superiores. Foi equacionada a

aquisição de acelerómetros à semelhança do preconizado por Rydén et al. (2001), mas o elevado custo, o tempo de espera e outras dúvidas levantadas, levaram a um novo rumo.

Neste contexto, esta fase do trabalho prático foi fruto destas condicionantes de ordem técnica, da pesquisa bibliográfica elaborada, e da iniciativa do Prof. Fernando Almeida em idealizar um sistema de aquisição que permitisse resolver o problema, tirando partido do registo de impulsos sísmicos para sucessivos *offset*'s.

Optou-se então por realizar um ensaio protótipo de Microsísmica, em alta frequência, que permitisse estudar as camadas superficiais. Um dos objectivos seria numa fase posterior, integrar os resultados obtidos com a Microsísmica, no processamento e inversão de dados MASW obtidos com o equipamento disponível para o efeito.

#### 5.4.3.1. Modo de funcionamento dos transdutores de deslocamento idealizados

Tendo em conta a nota introdutória anterior, serão explicados de seguida os princípios de funcionamento do transdutor utilizado. O transdutor surgiu da adaptação de uma agulha dum “gira-discos”, que apresenta duas componentes essenciais que serão aqui designadas por barras de “bender” (Figura 58).

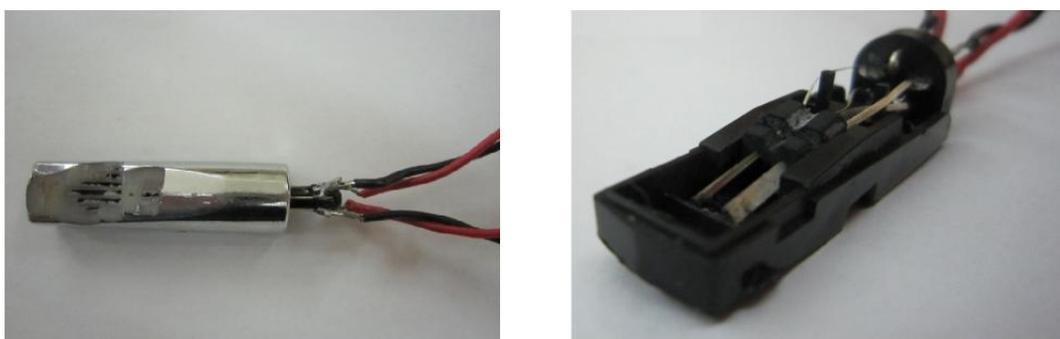


Figura 58. Fotografias da agulha utilizada e das barras de bender presentes no dispositivo.

Nestas duas barras reside o ponto fundamental do processo. Alguns materiais são conhecidos por terem propriedades piezoeléctricas (à semelhança dos materiais utilizados nos receptores mencionados no ponto 2.1.4), ou seja, geram diferenças de potencial quando se encontram sob tensões impostas mecanicamente (transdutor/receptor). São exemplo disso, alguns materiais cerâmicos alterados quimicamente e os cristais de quartzo. Por outro lado, estes materiais deformam-se quando estão sujeitos a uma diferença de potencial, o que torna possível a sua utilização como transdutores do tipo “emissor”, que convertem sinais eléctricos em vibrações mecânicas. Um material muito utilizado com este propósito é referido em diversas situações como “bender”, e caracteriza-se por ser fabricado em material cerâmico com espessuras

reduzidas. Quando uma barra composta por este material é fixa numa das extremidades e é induzida uma força mecânica no sistema, verifica-se que a flexão da barra à custa das propriedades piezoeléctricas do material gera uma diferença de potencial entre as duas faces opostas, que se encontram à tracção e à compressão.

Na Figura 59 encontram-se esquematizadas as duas barras de bender utilizadas no presente trabalho, e a deformação à flexão a que as barras estão sujeitas quando é gerada uma fonte de impacto. São representadas duas situações distintas, sendo que na situação a) a direcção do deslocamento é perpendicular ao plano horizontal, e na situação b) a direcção do deslocamento é paralela ao mesmo plano.

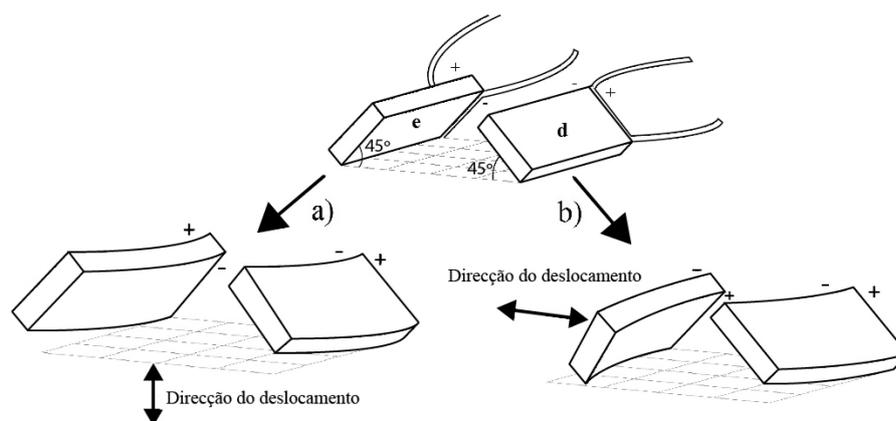


Figura 59. Deformação gerada nas barras de bender **e** e **d** com o registo de eventos sísmicos com diferentes direcções de deslocamento.

Esta figura é extremamente importante para se perceber como serão interpretados os sinais obtidos segundo este método. As barras de bender são colocadas perpendicularmente à direcção de propagação, de modo a potencializarem a flexão nas barras, registando sinais verticais (Figura 59a), e sinais segundo a direcção de propagação (Figura 59b). No subcapítulo 2.1 foi referido o modo como se propagam os diferentes eventos sísmicos. As ondas P são longitudinais e vibram segundo a direcção de propagação de onda. Estas mergulham no pavimento e emergem à superfície, devido a um efeito de refacção gerado por um aumento gradual da velocidade em profundidade, dentro da respectiva camada. A deformação vertical na fonte sísmica mergulha e emerge à superfície, sendo possível detectar uma componente vertical através da soma dos dois sinais no transdutor.

As ondas Rayleigh apresentam um movimento de partículas que pode ser caracterizado por uma órbita elíptica à superfície, apresentando componentes verticais e horizontais segundo a direcção de deslocamento. Apesar das ondas Rayleigh poderem ser identificadas nas duas situações esquematizadas na Figura 59, é de esperar que a sua amplitude seja

superior na situação b), em que as ondas P estão presentes com menor intensidade. Neste contexto, através da soma ou subtração dos sinais obtidos com cada uma das barras de bender, podemos obter sismogramas em que se verificam diferentes eventos sísmicos, mas em que num caso o sinal das ondas P esteja amplificado (sendo mais evidente a presença de ondas P), e noutro caso o sinal das ondas Rayleigh esteja amplificado (seja mais evidente a presença de ondas Rayleigh). A Figura 60 pretende exemplificar estas constatações.

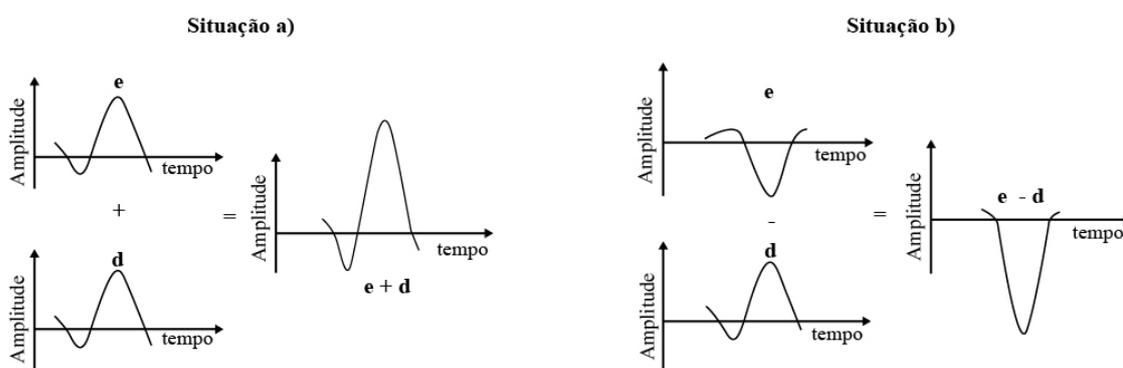


Figura 60. Situação a) os sinais recebidos estão em fase para o deslocamento vertical (ondas P) sendo amplificados com a soma. Situação b) os sinais estão desfasados 180° para o deslocamento horizontal.

Na fase de processamento que será descrita mais à frente foi possível enquadrar as duas situações esquematizadas na Figura 60. Tendo em conta o que foi referido no último parágrafo, na situação a) é possível amplificar os sinais provenientes das ondas P, ao passo que na situação b) se amplificam os sinais provenientes das ondas Rayleigh.

#### 5.4.3.2. Aquisição de dados

O ensaio protótipo de Microsísmica, desenvolvido pelo Professor Fernando Almeida, integra os seguintes elementos (Figura 61):

- Computador portátil tipo PC portátil, destinado à supervisão geral do sistema e à aquisição de dados através dum programa desenvolvido em *LabView*;
- Placa de aquisição NI USB-6218 16-Bit, 250 kS/s;
- Transdutor de deslocamento (pormenorizado anteriormente);
- Martelo de 0,1 Kg;
- Sistema de *trigger*.

À semelhança do que realizaram Rydén et al. (2001) no seu estudo, ao invés de serem utilizados diversos receptores e um ponto de impacto fixo (característico das reflexões sísmicas), foi tido em conta o princípio da reciprocidade dos efeitos e da simetria do sistema, para utilizar um transdutor de deslocamento fixo e fontes de impacto geradas a diferentes

distâncias do transdutor. Deste modo, o método de trabalho baseou-se no pré-estabelecimento de alinhamentos, e o transdutor foi acoplado perpendicularmente aos mesmos (a  $90^\circ$  com a direcção de propagação), numa posição definida como “posição 0”. Por sua vez, foram definidos pontos de impacto espaçados 1 cm, e em cada ponto foi gerada uma carga de impacto com o martelo de 0,1 Kg.

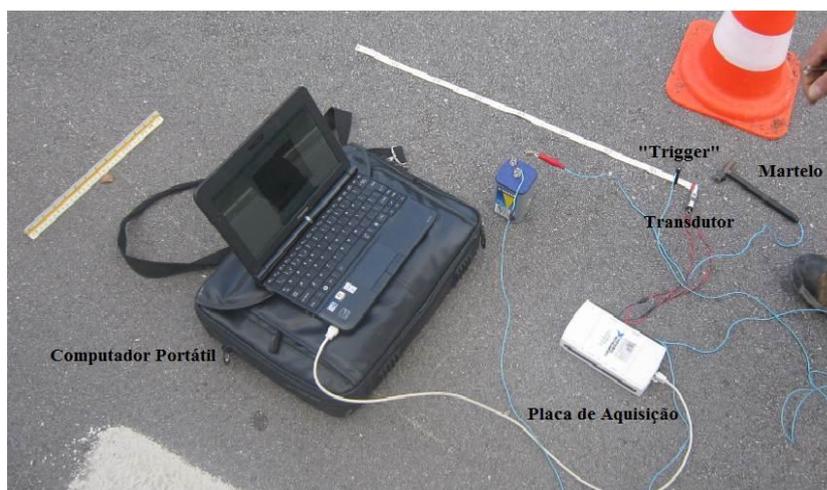


Figura 61. Equipamento necessário para a aquisição de dados com o ensaio protótipo de Microsísmica.

### 5.4.3.3. Processamento de dados

Esta etapa foi realizada com recurso a um programa elaborado em *MATLAB*. Os dados obtidos através do sistema de aquisição foram descarregados no programa e foram processados conforme as situações a) e b) referidas anteriormente. A título de exemplo, na Figura 62 encontra-se os sismogramas obtidos com os dados adquiridos na zona A. Os sismogramas obtidos para as zonas B e C encontram-se no anexo H.

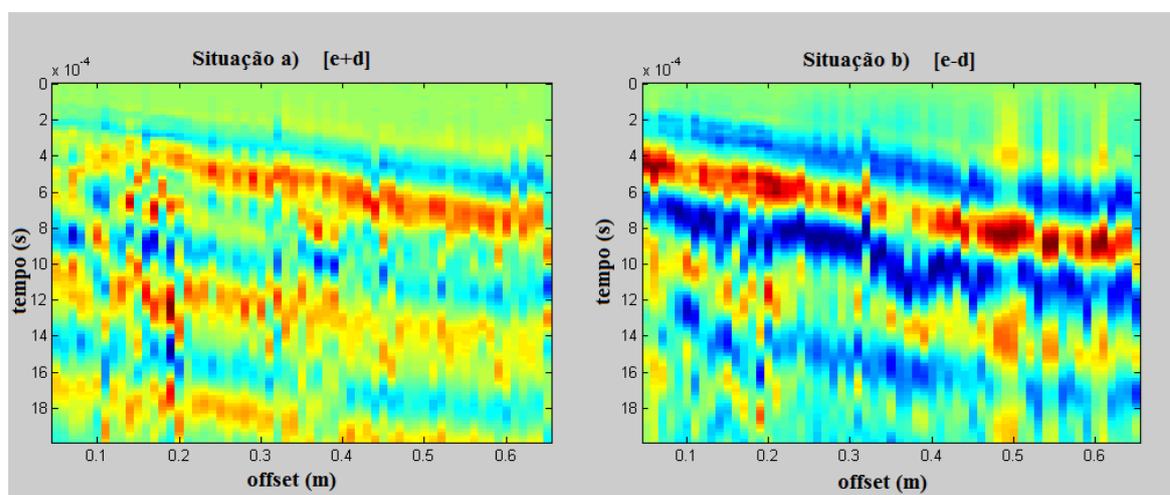


Figura 62. Sismogramas obtidos para a zona A.

Como se pode visualizar na Figura 62, e partindo do princípio que não foi utilizado um programa “comercial”, os dados não se encontram muito trabalhados ao nível do processamento de imagem. No entanto, apesar de serem perceptíveis diferentes eventos sísmicos, partindo das ilações anteriores e da Figura 19 (que ilustra os tipos de onda gerados com uma fonte sísmica), presumiu-se que no sismograma da esquerda as ondas P estejam presentes nas primeiras chegadas, uma vez que são as mais rápidas. Por sua vez, no sismograma da direita as ondas Rayleigh estão presentes na zona que apresenta tons de vermelho, representativa duma maior amplitude de sinal.

#### 5.4.3.4. Cálculo do módulo de deformabilidade das camadas betuminosas

Considerando que a aplicação deste método visa estudar as camadas betuminosas, considerando o modelo de uma interface entre o ar e um meio homogéneo, a equação utilizada foi a seguinte (Grant e West, 1965).

$$\frac{c^6}{\beta^6} - 8 \frac{c^4}{\beta^4} + c^2 \left( \frac{24}{\beta^2} - \frac{16}{\alpha^2} \right) - 16 \left( 1 - \frac{\beta^2}{\alpha^2} \right) = 0 \quad (40)$$

Em que  $c$  é a velocidade das ondas de Rayleigh,  $\beta$  a das ondas S e  $\alpha$  das ondas P. Esta equação pode ser convertida num polinómio de oitavo grau da seguinte maneira:

$$\begin{aligned} & \frac{c^6}{\beta^6} - 8 \frac{c^4}{\beta^4} + c^2 \left( \frac{24}{\beta^2} - \frac{16}{\alpha^2} \right) - 16 \left( 1 - \frac{\beta^2}{\alpha^2} \right) = 0 \\ \Leftrightarrow & \beta^6 \left( \frac{c^6}{\beta^6} \right) - \beta^6 \left( 8 \frac{c^4}{\beta^4} \right) + \beta^6 c^2 \left( \frac{24}{\beta^2} - \frac{16}{\alpha^2} \right) - \beta^6 16 \left( 1 - \frac{\beta^2}{\alpha^2} \right) = 0 \\ \Leftrightarrow & c^6 - (8\beta^2 c^4) + (24\beta^4 c^2) - (16 \frac{\beta^6 c^2}{\alpha^2}) - 16\beta^6 + 16 \frac{\beta^8}{\alpha^2} = 0 \\ \Leftrightarrow & 16 \frac{\beta^8}{\alpha^2} - 16 \left( \frac{c^2}{\alpha^2} + 1 \right) \beta^6 + 24c^2 \beta^4 - 8c^4 \beta^2 + c^6 = 0 \end{aligned}$$

Sendo possível a determinação da velocidade das ondas P e das ondas Rayleigh a partir dos sismogramas obtidos para cada zona, este polinómio está enquadrado no programa de *MATLAB* com o objectivo de obter a velocidade das ondas S, e por sua vez, determinar o módulo de deformabilidade das camadas superficiais através da aplicação das equações (18) e (19), enunciadas no Capítulo 2. Uma das variáveis presentes na equação (19) é o coeficiente de poisson  $\nu$ , como tal, o programa contempla uma equação que relaciona este parâmetro com a velocidade das ondas P e S:

$$\left(\frac{\alpha}{\beta}\right)^2 = \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} \quad (41)$$

Em que  $\alpha$  e  $\beta$  assumem o mesmo significado físico que na equação (40). O processo usado para determinar a velocidade das ondas P e das ondas Rayleigh, e por sua vez, os restantes parâmetros, será descrito de seguida. É um processo pouco refinado e tal como será constatado mais à frente, nem sempre as velocidades das ondas P e das ondas Rayleigh determinadas graficamente são coerentes, sendo necessário repetir o processo algumas vezes e apelando por isso ao bom senso na interpretação dos resultados. A partir dos sismogramas obtidos, o programa permite determinar a velocidade das ondas segundo a forma esquematizada na Figura 63.

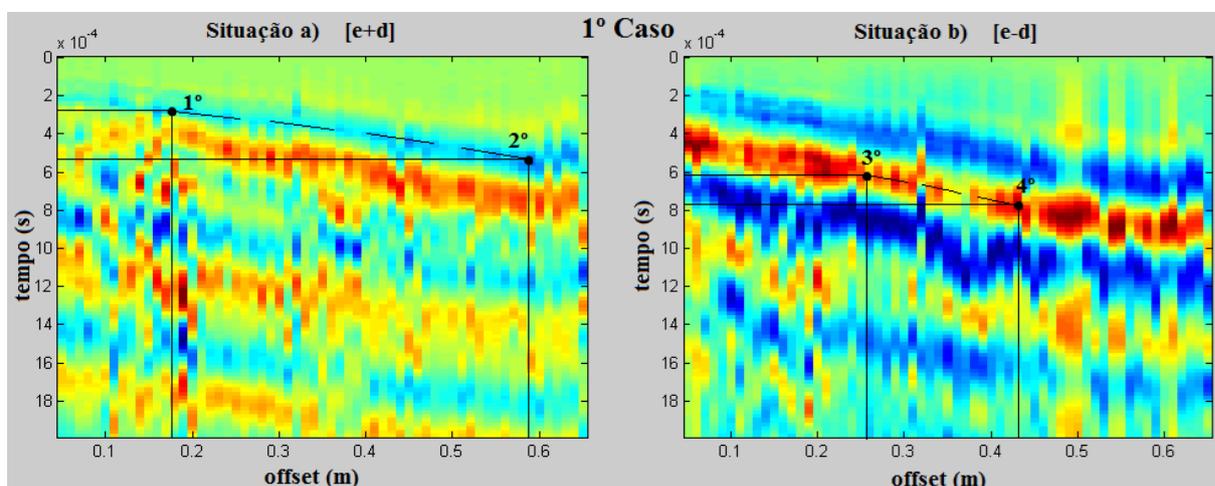


Figura 63. Determinação da velocidade das ondas P (a) e das ondas Rayleigh (b), através da marcação de pontos ilustrada – 1º caso.

Ou seja, como ilustrado nesta última figura, marcando os quatro pontos nessa sequência, o programa calcula a velocidade das ondas P para a situação a), a velocidade das ondas Rayleigh para a situação b), e resolve automaticamente o polinómio deduzido anteriormente. São então obtidas oito soluções possíveis para a velocidade das ondas S, sendo assumido o valor mais coerente, que dá origem a resultados teoricamente admissíveis no conjunto  $V_P$  versus  $V_R$ . Para que melhor se perceba que os valores obtidos para os diferentes parâmetros podem dispersar com ligeiros desfasamentos na marcação dos pontos, a Figura 64 e a Figura 65 traduzem mais dois cenários possíveis. Na Tabela 21 estão presentes os resultados obtidos nas três situações.

Tabela 21. Resultados obtidos para a zona A nos três casos testados.

Casos testados	$V_P$ (m/s)	$V_R$ (m/s)	$V_S$ (m/s)	$\nu$	$E$ (MPa)
1º Caso	1547.3	996.4	-1212.5 + 54.3i	-0.266 + 0.18i	5063.6 + 769i
2º Caso	2280	996,4	1062,8	0,36	7066,4
3º Caso	1817.7	1097.5	1236.9	0.07	7521.9

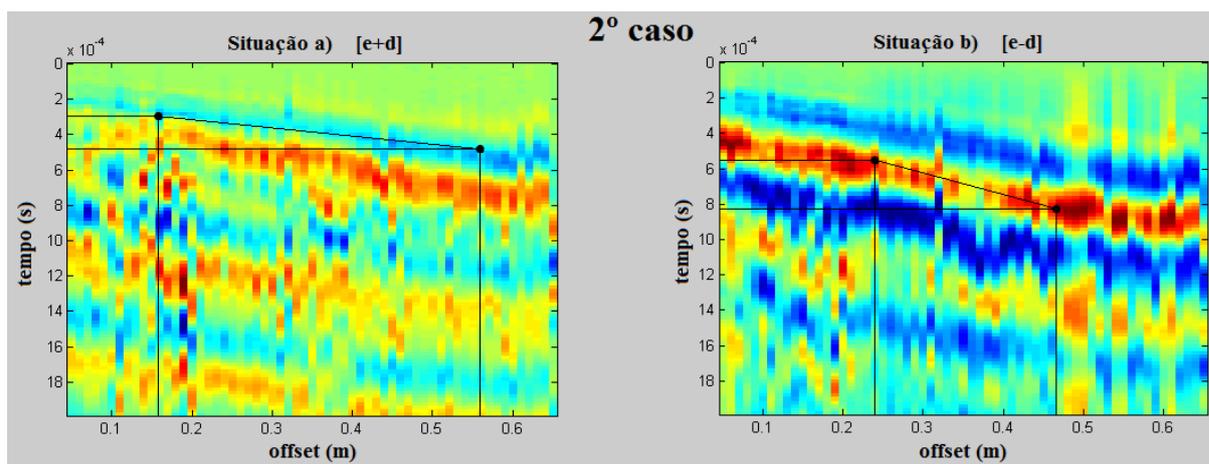


Figura 64. Determinação da velocidade das ondas P (a) e das ondas Rayleigh (b), através da marcação de pontos ilustrada – 2º caso.

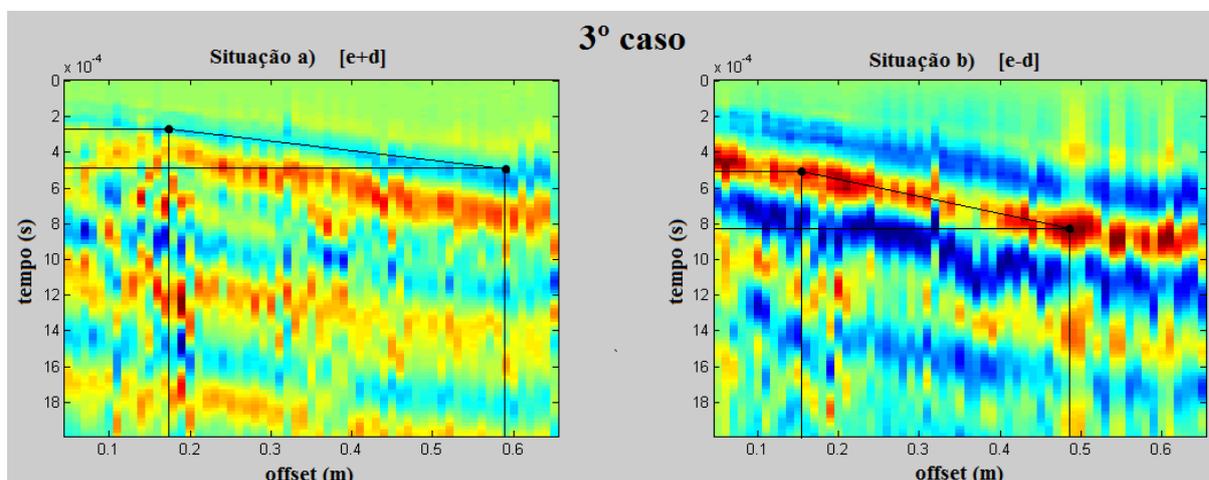


Figura 65. Determinação da velocidade das ondas P (a) e das ondas Rayleigh (b), através da marcação de pontos ilustrada – 3º caso.

Analisando a Tabela 21, o primeiro caso testado é um bom exemplo para se concluir que nem todos os resultados podem ser considerados válidos. Uma vez que a solução (de oito possíveis) admitida para a velocidade das ondas S tem uma parcela imaginária, os resultados obtidos apresentam também uma parcela imaginária, resultando assim em valores incoerentes.

Relativamente aos outros casos, verifica-se o que foi enunciado uns parágrafos acima, ou seja, uma pequena variação na escolha dos pontos do sismograma resulta numa diferença substancial nos resultados obtidos. Outro aspecto relevante que convém salientar, é que se parte do princípio que os pontos marcados dizem respeito aos eventos sísmicos referidos, contudo, existe a possibilidade das velocidades determinadas corresponderem a outro tipo de eventos.

Relativamente às zonas B e C, os sismogramas obtidos podem ser visualizados no anexo H, e os resultados obtidos com diferentes tentativas encontram-se na Tabela 22.

Tabela 22. Resultados obtidos com a Microsísmica, relativos às camadas betuminosas das zonas B e C.

	<i>Casos testados</i>	$V_P$ (m/s)	$V_R$ (m/s)	$V_S$ (m/s)	$\nu$	$E$ (MPa)
Zona B	1º Caso	2644.7	1265.01	1359.4	0.32	11224.7
	2º Caso	2373.5	963.8	1024.8	0.38	6692.9
	3º Caso	2883.6	1236.7	1319.1	0.37	10946.4
Zona C	1º Caso	2341.4	1759.4	-1910.2 +330.8i	0.008+ 0.7i	20173.9+4635.01i
	2º Caso	2183.2	1013.8	1086.8	0.34	7255.7
	3º Caso	2465.6	1334.0	1455.5	0.23	12011.8

Ao analisar a Tabela 22, pode observar-se novamente como uma variação das velocidades das ondas de Rayleigh e das ondas P, determinadas graficamente, gera valores de módulos de deformabilidade relativamente diferentes. Deste modo, a validação do processo deve ser realizada tendo em conta o conjunto de resultados obtidos, comparando-os com valores teóricos expectáveis. A título de exemplo, partindo da pesquisa bibliográfica realizada, é de esperar que a velocidade das ondas P seja ligeiramente inferior ao dobro da verificada nas ondas S, que as ondas de Rayleigh apresentem velocidades inferiores às obtidas nas ondas volumétricas, e que o valor do coeficiente de poisson nas camadas betuminosas se aproxime do valor de 0.35. Tendo em conta estes últimos pressupostos, entre os valores de módulos de deformabilidade determinados é possível analisar quais os valores aceitáveis. Pode então presumir-se que os resultados mais plausíveis correspondem ao 2º caso da zona A, ao 1º e 3º caso da zona B, e ao 2º caso da zona C.

Um aspecto fundamental que convém referir, é que o facto dos ensaios de Microsísmica terem sido realizados em horas diferentes, e consequentemente a temperaturas diferentes, poderá ter alguma influência nos resultados obtidos.

#### 5.4.4. Ensaio MASW

De acordo com as constatações proferidas por Park et al. (2001) relativas a aspectos técnicos deste ensaio, tal como foi mencionado anteriormente, o equipamento MASW disponível para o efeito não era de todo o mais conveniente para a obtenção de resultados positivos. Neste contexto, partindo das ilações referidas no subcapítulo respeitante ao ensaio protótipo de Microsísmica, o ensaio foi realizado na zona C conforme o procedimento habitual, surgindo uma “inovação” ao nível da inversão dos dados. A novidade passou por cruzar os dados MASW obtidos, com os dados obtidos com a Microsísmica para as camadas betuminosas.

##### 5.4.4.1. Aquisição de dados

O equipamento utilizado na aquisição de dados, pertencente ao Instituto Politécnico da Guarda, apresenta como componentes principais os seguintes elementos: dois sismógrafos *RAS-24* de 24 canais da empresa *Seistronix* e respectivos acessórios (cabos e baterias); 24 geofones verticais de 4,5 Hz e 24 geofones horizontais de 4,5 Hz, com as respectivas bases de acoplamento; computador portátil; martelo de 5 Kg. Na Figura 66 é possível visualizar um esquema, que sugere uma configuração de ensaio com o equipamento descrito.

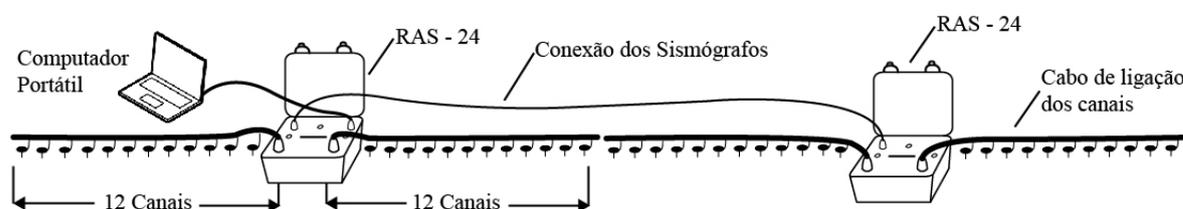


Figura 66. Esquema representativo duma possível configuração de ensaio, com os sismógrafos *RAS-24* e respectivos acessórios. (Adaptado: de Seistronix, 2011)

O dispositivo *RAS-24* caracteriza-se por ser um sismógrafo de grande resolução, e foi projectado com o intuito de ser aplicado na sísmica de reflexão e de refacção, assim como na exploração geofísica na generalidade (Seistronix, 2011).

O método de trabalho consistiu numa primeira fase em estabelecer uma linha com os geofones verticais espaçados 25 cm, e paralelamente, uma linha com os geofones horizontais com o mesmo espaçamento (Figura 67). O acoplamento dos mesmos é realizado através da fixação em bases metálicas que apoiam no pavimento. Como se pôde constatar anteriormente, é um dos pontos críticos na aquisição de dados, e como tal, foi realizado de maneira rigorosa. Após serem definidos alguns parâmetros de ordem técnica, a fonte foi accionada pelo

respectivo martelo, e o comando que é dado ao sismógrafo para iniciar o registo foi transmitido por um sistema de trigger (à semelhança do ensaio de Microsísmica), que funcionou por contacto eléctrico entre uma chapa metálica e o martelo (Figura 68).

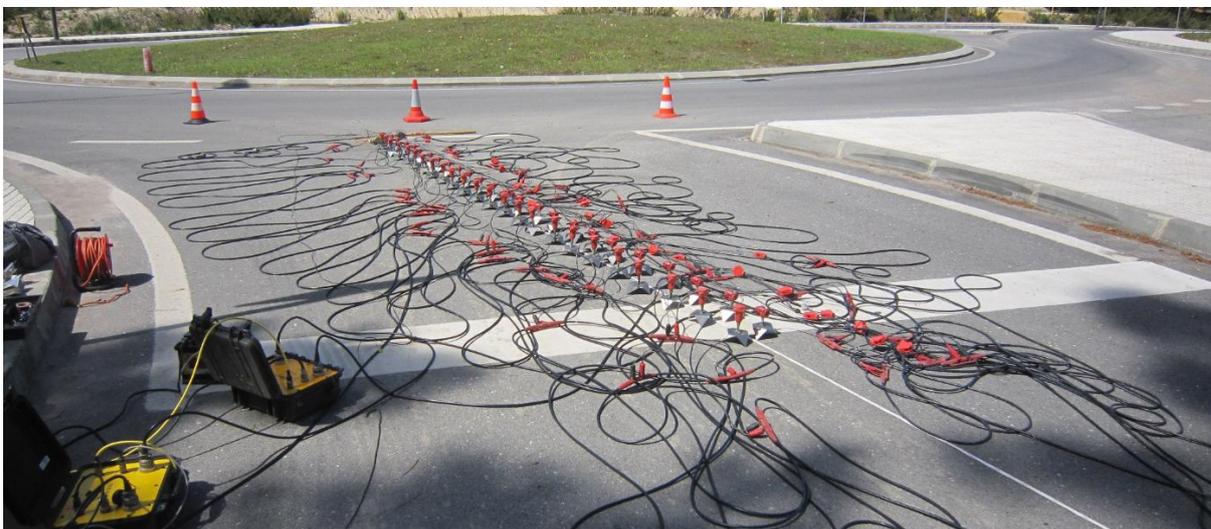


Figura 67. Foto exemplificativa do equipamento utilizado no ensaio MASW.

Dado que nos primeiros impactos o registo sísmico visualizado no computador não foi muito claro, foram realizados vários “disparos”, e foi introduzido material arenoso entre a chapa metálica e o pavimento (Figura 68), de forma a amortecer o impacto e proporcionar uma melhor aquisição, como se comprovou nos registos seguintes.



Figura 68. Fonte sísmica utilizada no ensaio.

Na Figura 69 encontra-se um sismograma obtido com o RAS24, com os geofones verticais. Partindo do princípio que as ondas Rayleigh são melhor identificadas com as leituras destes

geofones, e considerando os pressupostos anteriores, na fase de processamento e inversão não foram consideradas as medições realizadas com os geofones horizontais.

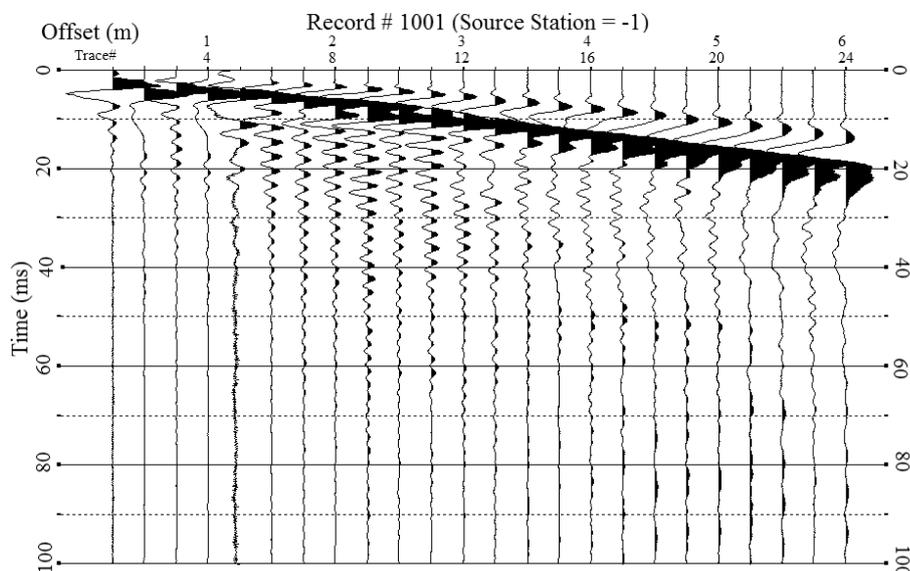


Figura 69. Sismograma obtido na Zona C com o registo dos geofones verticais.

Apesar dos geofones utilizados no estudo realizado por Park et al. (2001) apresentarem frequências centrais mais elevadas, e portanto, sejam mais favoráveis à aquisição de melhores resultados, como forma de auxílio na interpretação deste sismograma, será feito um paralelismo com o referido trabalho. Assim sendo, na Figura 70 encontra-se o registo dos geofones verticais desse mesmo estudo, e a interpretação dos respectivos autores. Convém salientar que a imagem relativa à interpretação foi adaptada, uma vez que apresentava dados respeitantes a fenómenos sísmicos captados pelos geofones horizontais e transversos.

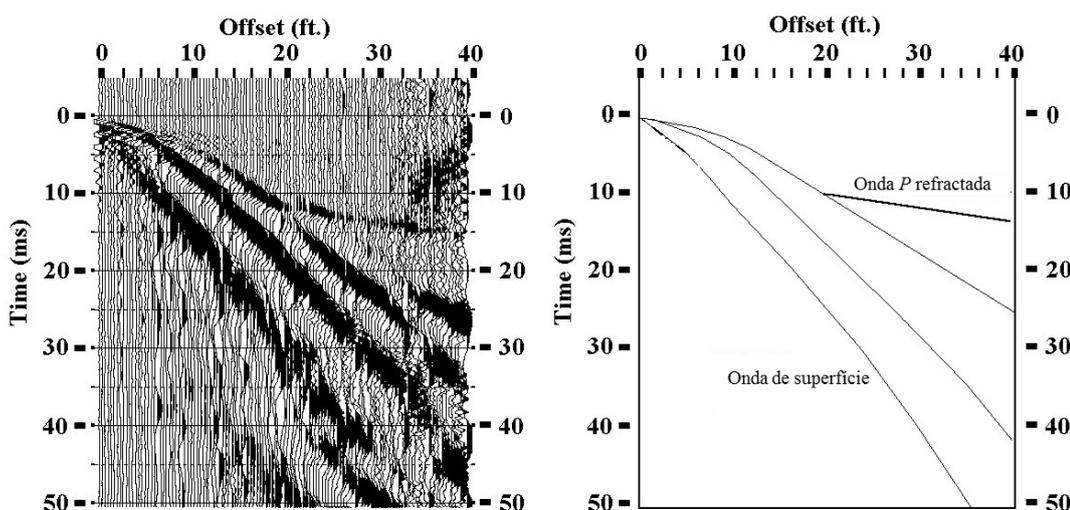


Figura 70. Registro realizado com os geofones verticais e interpretação dos eventos sísmicos. (Adaptado: de Park et al., 2001). Nota: 1 ft  $\approx$  0,3 m.

Embora os dois sismogramas considerados aparentem ser significativamente “diferentes”, é preciso ter em atenção a janela temporal em cada um dos casos. À semelhança do sismograma presente na Figura 70, no presente caso parece evidente a presença duma envolvente de ondas Rayleigh, com maior amplitude na zona mais escura do sismograma. Por sua vez, denota-se a presença dum evento sísmico numa zona mais superficial. Mas sendo visível que se encontra presente ao longo de todo o *offset*, não se pode assegurar que seja representativo de uma onda P refractada.

#### 5.4.4.2. Processamento e inversão dos dados

Esta fase de trabalho baseou-se na utilização dum *software* chamado *Surfseis*®, desenvolvido no KGS com a finalidade de processar dados sísmicos registados através do método MASW. O programa implementa as etapas de processamento abordadas no Capítulo 3, e é habitualmente utilizado para a obtenção de perfis de velocidade das ondas S num intervalo de profundidades entre 1 a 100 m (KGS, 2011).

Após a importação dos registos sísmicos realizados com os geofones verticais, o programa gerou automaticamente a curva de dispersão presente na Figura 71.

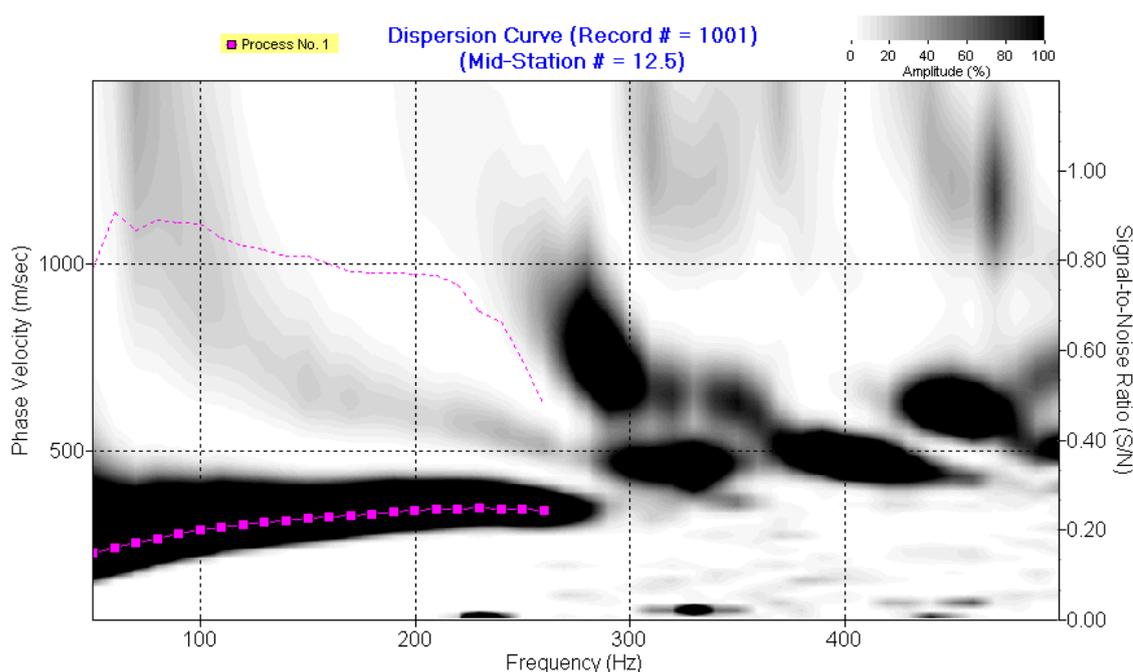


Figura 71. Curva de dispersão obtida com o programa *Surfseis*®.

Tal como realizado para a fase relativa à aquisição de dados, neste caso também será útil comparar a curva de dispersão obtida com a curva de dispersão determinada por Park et al. (2001), assim como a interpretação da mesma (Figura 72). Numa primeira observação, um dos aspectos relevantes é a banda de frequências medidas em cada uma das situações. Tal

como foi referido no Capítulo 3, neste primeiro trabalho os autores verificaram a necessidade de realizar este tipo de ensaios com transdutores de alta frequência, e ainda assim conseguiram medir frequências até aos 600 Hz no modo fundamental, e até 2000 Hz em outros modos de vibração.

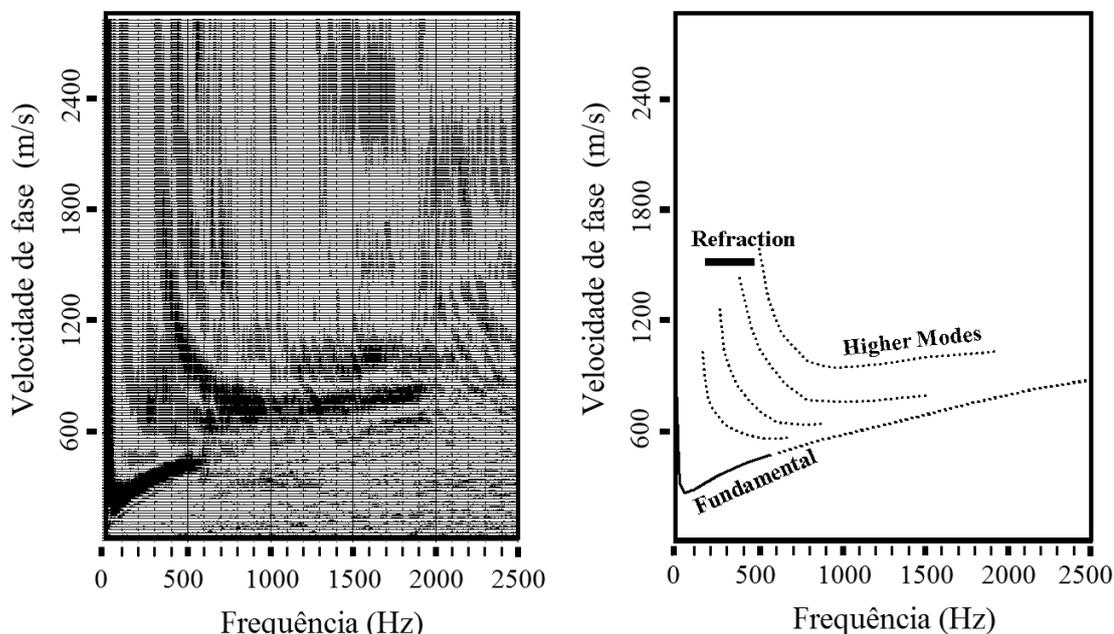


Figura 72. Curva de dispersão obtida por Park et al. (2001 para o registo sísmico da Figura 70, e respectiva interpretação. (Adaptado: de Park et al., 2001)

No presente estudo, uma vez que os geofones usados apresentam frequências centrais ainda mais baixas, é possível delinear o modo fundamental das ondas Rayleigh até aos 300 Hz, mas os outros eventos sísmicos não se encontram bem definidos. Contudo, pode inferir-se que correspondem a modos mais altos de vibração, cuja continuidade (se fosse possível medir frequências superiores) seria representativa das camadas betuminosas.

Neste contexto, podemos perceber duma maneira clarividente a importância que a Microsísmica assume na próxima fase. Considerando que a curva de dispersão é mais representativa das camadas inferiores, e que o ensaio de Microsísmica permitiu a medição de registos sísmicos em alta frequência, referentes às duas camadas betuminosas, o cruzamento dos resultados será de extrema importância no processo de inversão, como se verá de seguida.

Na fase de inversão, temos duas alternativas. Podemos permitir que o programa escolha um modelo de partida com base na curva de dispersão obtida, ou, estipular um modelo com base nos resultados obtidos com a carotagem, GPR e Microsísmica. Um indicador fornecido pelo programa, que é indicativo da aproximação da curva de dispersão determinada por via experimental com a curva teórica modelada, é o RMS (*Root Mean Square*), ou, média quadrática dos valores. Este indicador pode ser usado como “medida de confiança”, e quando

o seu valor é reduzido, significa que a inversão realizada é coerente. Posto isto, numa primeira abordagem consentiu-se que o programa escolhesse o seu próprio modelo de partida, contudo, nunca convergiu para uma solução aceitável, de baixo erro RMS. Optou-se então por definir uma estrutura do pavimento igual à utilizada na retroanálise de dados FWD, e utilizar os valores medidos pela Microsísmica na zona C, impondo no programa a velocidade das ondas P. Na Figura 73 encontra-se o perfil de velocidades  $V_S$  para a inversão realizada para este último caso, considerando uma velocidade das ondas P de 2200 m/s nas duas primeiras camadas (valor coerente com as medições realizadas com o ensaio de Microsísmica).

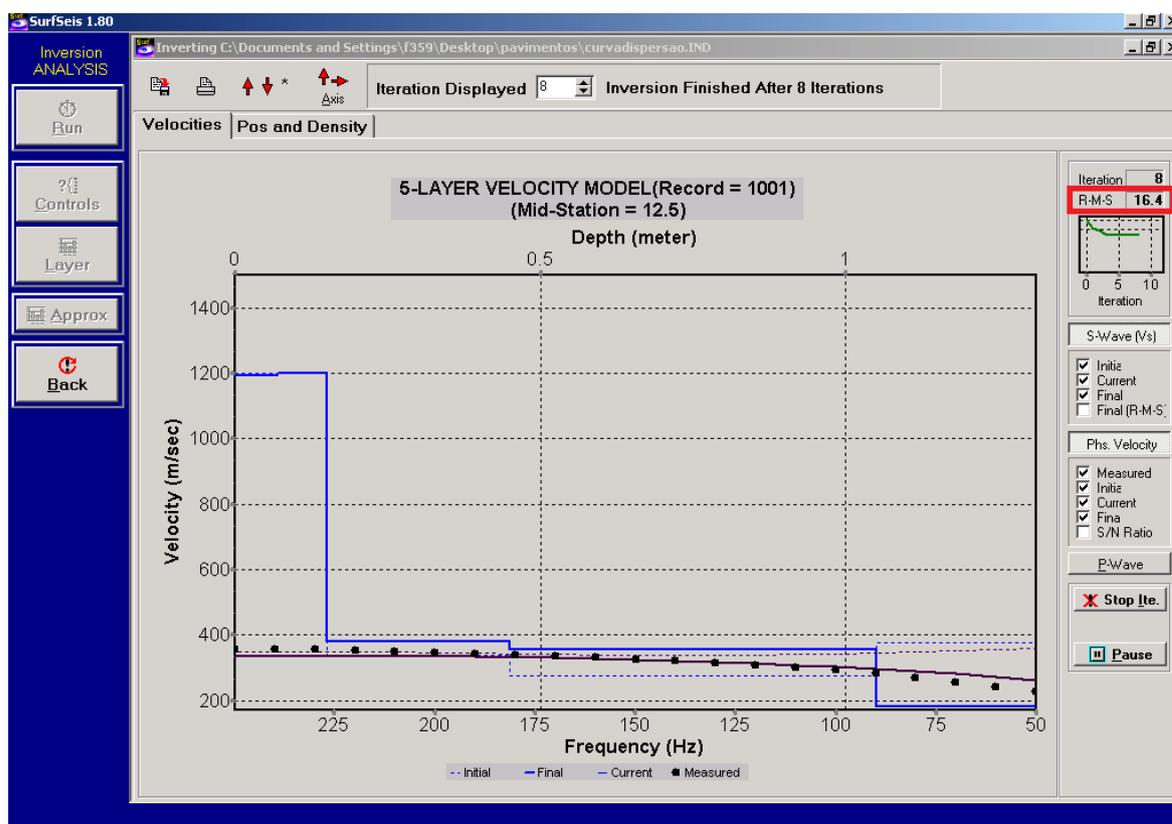


Figura 73. Perfil de velocidades  $V_S$  obtido no processo de inversão, considerando as espessuras medidas pelos métodos anteriores.

No quadrado vermelho representado nesta última figura, encontra-se o valor RMS alcançado. Ao visualizar as diferentes velocidades do perfil e a Tabela 1, respeitante à velocidade das ondas S e P em diferentes materiais usados na pavimentação, pode ser reconhecida alguma coerência nos valores. Na tentativa de obter um valor de RMS mais baixo, e obter uma curva de dispersão que se aproxime da real, foram testadas várias soluções. O modelo que mais se aproximou foi um modelo com seis camadas, relativamente diferente do anterior (com as espessuras medidas *in situ*), em que foi imposta uma velocidade de ondas P de 1850 m/s (Figura 74). Neste modelo foi considerada apenas uma camada betuminosa, e a camada de

leito do pavimento foi dividida em duas, dado que nos dados GPR especulou-se a existência duma heterogeneidade vertical. O RMS nesta tentativa foi de 6.2, que já é um valor extremamente aceitável. Porém, a estrutura de pavimento adoptada não é totalmente condizente com a estrutura real, e o valor de  $V_P$  não corresponde ao que foi medido através da Microsísmica.

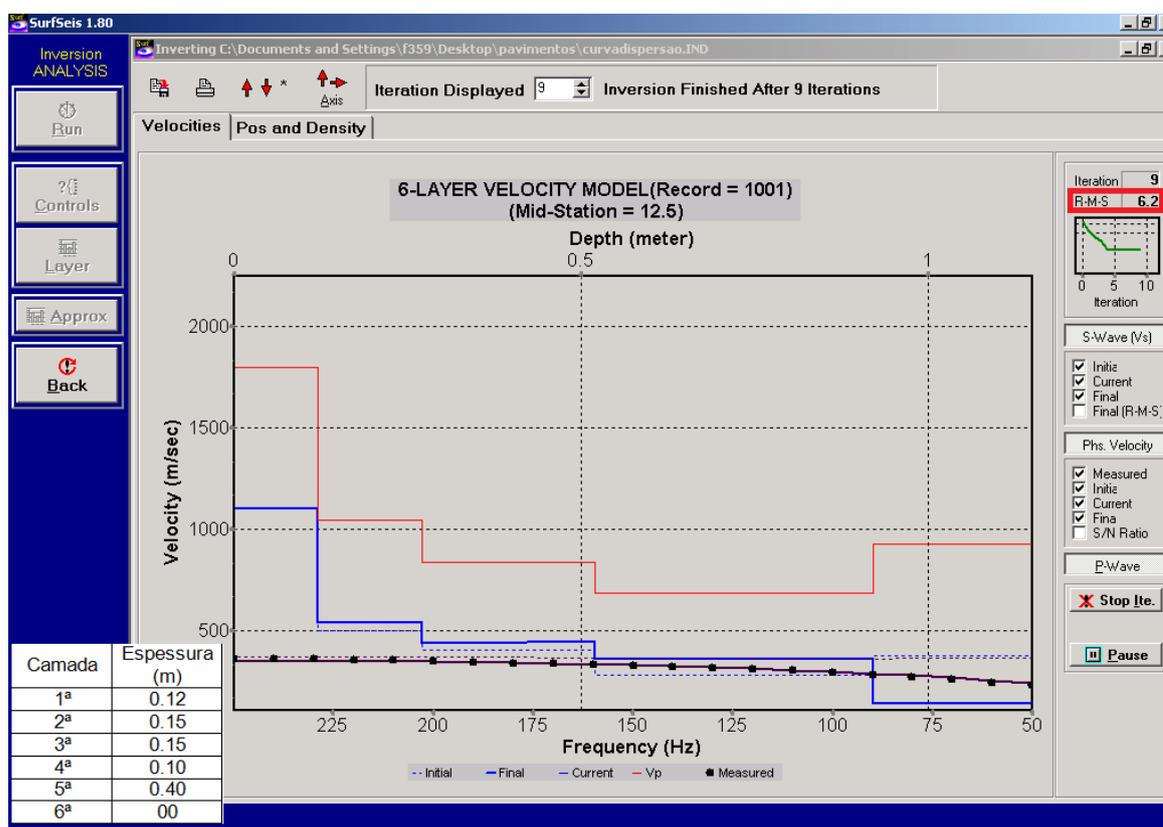


Figura 74. Perfil de velocidades  $V_S$  obtido no processo de inversão, considerando um novo modelo.

A posterior determinação dos módulos para estes dois casos será também indicativa da coerência dos resultados, contudo, podemos já constatar que existe uma pluralidade de soluções, devendo prevalecer o bom senso na definição modelo adoptado. Deste modo, podemos constatar que a inversão é uma fase crítica do método MASW, e neste estudo específico é possível verificar que o *software* utilizado não consegue por si só convergir para resultados aceitáveis.

#### 5.4.4.3. Determinação dos módulos de deformabilidade

Realizada a fase de inversão, os módulos foram determinados de maneira simples, tirando partido das velocidades das ondas P e S determinadas pela inversão. À semelhança do realizado no capítulo respeitante ao ensaio de Microsísmica, as expressões utilizadas foram as equações (18) e (19). Na Tabela 23 e na Tabela 24 encontram-se os valores determinados para

as duas situações descritas anteriormente. Salienta-se o facto do módulo de deformabilidade das camadas betuminosas não ser muito valorizado nesta situação, uma vez que o seu valor é fruto da velocidade das ondas P imposta na inversão.

Tabela 23. Módulos de deformabilidade determinados pelo método MASW para a 1ª situação – modelo com as espessuras medidas *in situ*.

<i>Camada</i>	<i>Espessura Adoptada (m)</i>	<i>Módulo (MPa)</i>
BB	0.07	8603
MB	0.08	8697
Camada Granular	0.3	740
Leito do Pavimento	0.6	743
Solo de Fundação	-	220

Tabela 24. Módulos de deformabilidade determinados pelo método MASW para a 2ª situação – modelo arbitrado.

<i>camada</i>	<i>Espessura Adoptada (m)</i>	<i>Módulo (MPa)</i>
Camada Betuminosa	0.12	6678
Camada Granular	0.15	1744
Camada Granular	0.15	1138
Leito do Pavimento	0.10	1180
Leito do Pavimento	0.40	766
Solo de fundação	-	290

Deste modo, a discussão dos resultados obtidos com o método MASW deve ser realizada dando especial atenção às camadas granulares, ao “leito do pavimento” e ao solo de fundação. Numa primeira análise, podemos constatar que os módulos de deformabilidade obtidos são relativamente altos. Porém, após a leitura do subcapítulo 4.5 convém não esquecer que os parâmetros determinados são “módulos sísmicos”, obviamente superiores aos módulos de deformabilidade determinados através de ensaios de carga. Uma vez que as expressões que correlacionam os “módulos sísmicos” não foram convenientemente estudadas no presente trabalho, os resultados obtidos em ambos os casos não podem ser comparados com exactidão

com os “módulos FWD” determinados. Porém, tendo em conta o carácter exploratório da aplicação do ensaio de Microsísmica e do método MASW, pode-se constatar numa primeira análise que os módulos de deformabilidade determinados são prometedores.

## 5.5. Método empírico-mecanicista da Shell

No Capítulo 4, a propósito dos métodos empírico-mecanicistas, verificou-se que através das características dos materiais constituintes das misturas betuminosas é possível estimar os módulos de deformabilidade. Neste caso, será aplicado o método empírico-mecanicista da Shell, como tal, foram utilizadas expressões que relacionam algumas características volumétricas e gravimétricas determinadas através dos resultados dos ensaios de laboratoriais. Convém referir que este método não foi realizado para a zona B, dado que não foram extraídos carotes.

### 5.5.1. Características volumétricas e gravimétricas das misturas

As misturas betuminosas apresentam na sua constituição três componentes essenciais, betume, agregados e ar. A partir destes três componentes podem ser obtidas relações básicas entre massa ou volumes, como por exemplo, a percentagem de betume determinada anteriormente com os resultados da extracção realizada. Neste subcapítulo apenas serão apresentadas quatro expressões deduzidas a partir das relações básicas referidas anteriormente, que foram essenciais para a estimativa dos módulos de deformabilidade pelo método da Shell. As expressões são as seguintes:

$$n = \frac{\rho_{\max} - \rho_t}{\rho_{\max}} \times 100 \quad (42)$$

$$V_b = \frac{P_b \times \rho_t}{\rho_b} \quad (43)$$

$$V_a = \left(1 - \frac{n}{100} - V_b\right) \quad (44)$$

$$VMA = n + (V_b \times 100) \quad (45)$$

Nestas expressões, as variáveis assumem o seguinte significado:

$n$  - porosidade;

$V_b$  - percentagem volumétrica de betume;

$V_a$  - percentagem volumétrica de agregado;

$p_b$  - percentagem de betume (determinada anteriormente);

$\rho_b$  - densidade do betume;

$\rho_t$  - massa volúmica da mistura (determinada com o ensaio de baridade aparente)

$\rho_{max}$  - baridade máxima teórica da mistura (determinada pelo método volumétrico, em que foi utilizado o picnómetro de vácuo);

VMA - volume de vazios no esqueleto da mistura;

Apesar de não entrar directamente nas fórmulas do método da Shell, o volume de vazios no esqueleto da mistura foi determinado, dado que é um indicador importante na caracterização da mesma. Na Tabela 25 encontram-se os diferentes parâmetros determinados para as zonas A e C.

Tabela 25. Tabela de cálculo exemplificativa da determinação das grandezas  $V_b$ ,  $V_a$ ,  $n$  e VMA.

Zona	Camada	$\rho_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\rho_b$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\rho_a$ (kN/m <sup>3</sup> )	$p_b$ (%)	$n$ (%)	$V_b$	$V_a$	VMA (%)
A	BB	2,23	10,30	26,50	5,48	5,78	0,119	0,824	17,6
	MB	2,34	10,30	26,90	3,60	7,17	0,082	0,846	15,4
C	BB	2,27	10,30	26,50	5,04	5,80	0,111	0,831	16,9
	MB	2,35	10,30	26,90	3,60	7,01	0,082	0,848	15,2

### 5.5.2. Determinação do módulo de deformabilidade

Uma vez determinadas as grandezas designadas na Tabela 25, importa definir os parâmetros necessários para o cálculo da rigidez do betume ( $S_b$ ). Dada a inexistência de condições laboratoriais para determinar os respectivos parâmetros, foi assumido um betume do tipo 50/70, e foram adoptados os seguintes valores:

- $T_{ab} = 50$  °C, correspondente à media entre o valor máximo e mínimo que cumprem as exigências relativas a um betume 50/70 (Branco et al., 2006);
- $T$  = temperatura a que se encontra o material, como tal, para cada zona de estudo é assumida a temperatura representativa das camadas betuminosas determinada anteriormente;

- $t_c = 0,014$  (s), correspondente a uma velocidade de tráfego 70 km/h. Esta foi a velocidade adoptada, partindo do pressuposto que o equipamento simula as características de carga do tráfego pesado a velocidades entre os 60 a 80 km/h.
- $pen_{25} = 6,0$  mm, correspondente à media entre o valor máximo e mínimo que cumprem as exigências relativas a um betume 50/70 (Branco et al., 2006).

Utilizando a expressão (20), relativa ao cálculo da rigidez do betume ( $S_b$ ), foram determinados valores de 48,9 MPa e 50,9 MPa para a zonas A e C, respectivamente. Por sua vez, aplicando as expressões presentes no ponto 4.4.2 referentes ao método empírico-mecanicista da Shell, foram obtidos os resultados presentes na Tabela 26.

Tabela 26. Resultados obtidos com o método da empírico-mecanicista da Shell.

Zona	Camada	Vb (%)	Va (%)	Sm108	Sm3109	S68	S89	A	$E_m$ (MPa)
A	BB	11,87	82,35	10,06	10,57	0,67	0,38	9,85	7145
	MB	8,19	84,64	10,16	10,60	0,58	0,33	9,98	9658
C	BB	11,10	83,10	10,09	10,58	0,65	0,37	9,90	8011
	MB	8,20	84,78	10,17	10,60	0,58	0,33	10,0	10025

Tendo em conta os parâmetros medidos e adoptados, nomeadamente o tempo de carregamento e a temperatura de ensaio em cada uma das zonas, pode constatar-se que os módulos de deformabilidade estimados são coerentes. Comparando os módulos de deformabilidade da Tabela 26 com os “módulos FWD” determinados anteriormente, verifica-se que apresentam a mesma ordem de grandeza. Porém, por razões que serão apontadas no subcapítulo 6.1, ao contrário do determinado com os resultados do ensaio FWD, o módulo estimado para a mistura de macadame betuminoso é superior ao módulo estimado para a mistura de betão betuminoso.



## 6. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Partindo dum dos objectivos principais desta dissertação, que é comparar os módulos de deformabilidade determinados através de métodos geofísicos e mecânicos, neste capítulo os resultados obtidos serão discutidos numa forma geral, reforçando algumas considerações tecidas ao longo do Capítulo 5.

### 6.1. Camadas betuminosas

A Tabela 27 pretende expor os módulos de deformabilidade das camadas de desgaste (BB) e regularização (MB), determinados com o ensaio FWD, Microsísmica e método empírico-mecanicista da Shell, para as três zonas de estudo.

Tabela 27. Módulos de deformabilidade determinados segundo diferentes metodologias.

Camada	Zona A (MPa)			Zona B (MPa)			Zona C (MPa)		
	FWD	Shell	Microsís.	FWD	Shell	Microsís.	FWD	Shell	Microsís.
BB	8200 a 12000	7145	7066	6800 a 9500	-	10900; 11200	6500 a 11500	8011	7300
MB	6400 a 10500	9658	7066	6000 a 8500	-	10900; 11200	6000 a 11000	10025	7300

Na Figura 75, encontram-se dois gráficos comparativos dos “módulos” apresentados na Tabela 27, para cada uma das camadas consideradas, sendo de referir que foram englobados todos os “módulos FWD” determinados por retroanálise. Uma vez que o “módulo sísmico” determinado é representativo das duas camadas betuminosas, o mesmo valor é assumido na camada de desgaste e na camada de regularização.

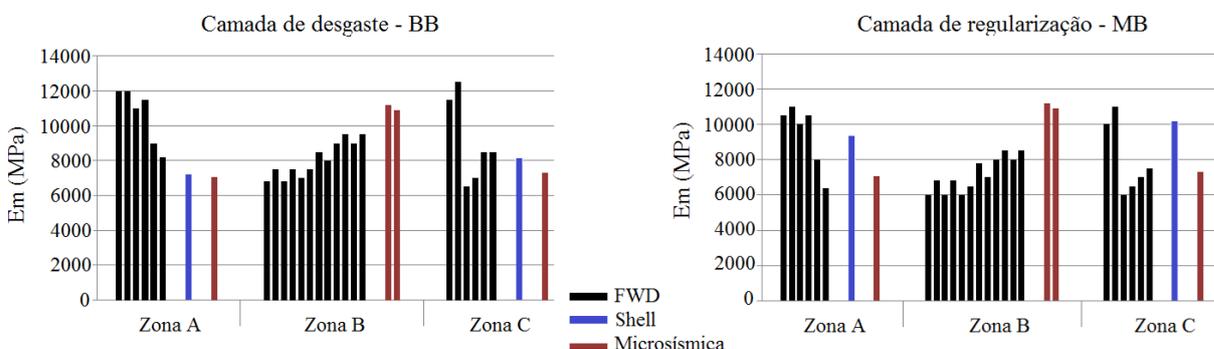


Figura 75. Módulos de deformabilidade obtidos para as camadas de desgaste e regularização.

Relativamente aos “módulos FWD”, é clarividente que existe maior uniformidade de valores na zona B. Tal como foi sugerido no ponto 5.4.2.2, uma possível justificação é o facto de ser a única zona de estudo sujeita a tráfego constante, correspondendo a uma estrutura de pavimento constituída por camadas mais compactas e com resposta mais regular. Um factor importante que não foi mencionado anteriormente, foi verificado no processo de retroanálise, numa fase final do trabalho. Se os módulos de deformabilidade atribuídos às camadas de BB e MB forem invertidos, a resposta deflectométrica é praticamente idêntica. Ou seja, ao contrário do exposto no capítulo respeitante ao ensaio FWD, o “módulo” da camada de regularização poderá eventualmente ser superior ao “módulo” da camada de desgaste, como estimado pelo método da Shell. Caso a referida inversão seja efectuada, é interessante constatar que os resultados obtidos com o método da Shell se encontram no intervalo de “módulos FWD” da Tabela 27. Neste contexto, uma hipótese que poderia ter sido considerada no processo de retroanálise, seria somar as espessuras das camadas betuminosas para cada situação e determinar o módulo de deformabilidade considerando apenas uma camada betuminosa.

No que diz respeito aos módulos de deformabilidade determinados com o ensaio de Microsísmica (“módulos sísmicos”), tal como se constata pela visualização dos resultados, apenas foram englobados os valores mais coerentes. Como se expôs anteriormente, esta escolha foi sustentada por relações teoricamente expectáveis entre as velocidades de onda determinadas, e pelo valor de coeficiente de Poisson calculado (valores próximos de 0,35), que apenas em alguns “casos” é representativo de materiais betuminosos.

Tendo por base o suporte bibliográfico presente no subcapítulo 4.5, em que se menciona a dependência do módulo com a frequência de carregamento, seria de esperar que o “módulo sísmico” apresentasse valores superiores ao “módulo FWD”. Porém, isto apenas se verifica de forma evidente na zona B. Várias especulações podem ser realizadas relativamente a este propósito, nomeadamente:

- baixa representatividade dos módulos “sísmicos” determinados pela Microsísmica. Essa determinação foi efectuada através da marcação gráfica de pontos, conforme mencionado no respectivo capítulo, o que levou a um processo de “tentativa e erro”. Deste modo, foram realizadas poucas determinações, sendo que para uma maior representatividade de resultados o programa utilizado terá que ser substancialmente aperfeiçoado;
- o facto da temperatura de ensaio não ser garantidamente constante. A título de exemplo, o ensaio protótipo de Microsísmica começou por ser realizado na zona A às 14h30, numa altura de maior incidência solar. No entanto, presume-se que

a diferença de temperatura para a Zona B, não deva ser significativa ao ponto de justificar módulos de deformabilidade significativamente mais baixos;

- o facto das zonas A e C não serem continuamente sujeitas ao tráfego, factor que também poderá ter influenciado na dispersão de resultados do ensaio FWD, como se referenciou anteriormente;
- uma fase de processamento pouco aprimorada . Contudo, convém não esquecer o carácter exploratório desta fase de trabalho, e conseqüente colocação de dúvidas e incertezas nos resultados obtidos.
- a aquisição de resultados na zona C foi menos eficiente que nas restantes zonas. Entre outros aspectos, coincidiu com uma fase de maior ruído ambiental, que se reflectiu no sismograma obtido, conforme se pode visualizar no anexo H.

Para finalizar esta discussão respeitante às camadas betuminosas, podemos afirmar que os resultados obtidos com a Microsísmica são promissores. Em parte, porque os “módulos sísmicos” determinados não são desprovidos de coerência, quando comparados com os obtidos pelo método da Shell e pelo ensaio FWD. Com o aperfeiçoamento dos sistemas de aquisição e processamento de dados será possível realizar uma discussão mais profunda e precisa sobre o assunto. Nomeadamente, através da implementação do conceito de “ curva de referência”, abordado no subcapítulo 4.5, que permitirá comparar com maior exactidão os módulos de deformabilidade obtidos com o ensaio de Microsísmica e com o ensaio FWD.

## **6.2. Restantes camadas da estrutura de pavimento**

Finalizada a análise de resultados relativa às camadas betuminosas, importa agora comparar os módulos de deformabilidade obtidos para as restantes camadas. Assim sendo, serão tidos em conta os parâmetros determinados com a aplicação dos ensaios FWD e MASW na zona C.

Relembrando o ponto 5.4.4, no processo de inversão foram apresentados dois possíveis modelos que garantem a aproximação da curva de dispersão “prática” e teórica (real), com diferentes níveis de “confiança” (avaliados pelo índice RMS). Teoricamente, o segundo modelo exposto é mais representativo da realidade, como se constatou anteriormente. Porém, considerando que a estrutura de pavimento adoptada nesse modelo não condiz com as medições realizadas com o GPR e carotagem, para efeito de comparação, apenas serão discutidos os “módulos sísmicos” obtidos com o primeiro modelo proposto. Estes resultados

encontram-se na Tabela 28, em confronto com os “módulos FWD” determinados para as camadas granulares, “leito de pavimento” e solo de fundação.

Tabela 28. Módulos de deformabilidade determinados com os ensaios FWD e MASW, para a camada granular, “leito do pavimento” e solo de fundação da zona C.

<i>Zona C (MPa)</i>		
<i>Camada</i>	<i>FWD</i>	<i>MASW</i>
<i>Camada Granular</i>	180 a 280	740
<i>“Leito do pavimento”</i>	125 a 170	743
<i>Solo Fundação</i>	200 a 215	220

Tal como mencionado em 5.4.4, os “módulos sísmicos” determinados apresentam valores substancialmente elevados. No entanto, reavivando novamente o subcapítulo 4.5 e particularmente a Figura 37, é importante não esquecer que as medições do ensaio MASW são realizadas sob um estado de tensão-deformação diferente. E à semelhança do que habitualmente ocorre para as camadas betuminosas, é de esperar que os “módulos sísmicos” determinados apresentem valores superiores aos “módulos FWD”.

Como referido anteriormente, existem expressões que permitem correlacionar o módulo sísmico determinado para as camadas de base com o módulo de deformabilidade obtido a partir de ensaios de carga. Estas expressões não foram introduzidas na presente dissertação, destacando-se o facto de englobarem parâmetros físicos que não foram quantificáveis neste trabalho. Neste contexto, os resultados da Tabela 28 serão comparados recorrendo a uma constatação enunciada por Nazarian et al. (1999), já citada no subcapítulo 4.5. Relativamente a uma camada de base “típica” do Texas (EUA), estes autores referem que o módulo de deformabilidade obtido segundo uma carga de 40 kN por eixo padrão, pode ser cerca de 1.5 a 3 vezes inferior ao módulo de deformabilidade obtido por um método sísmico. Seguindo a mesma linha de raciocínio e tendo em conta as condições de carregamento no presente caso, os módulos de deformabilidade relativos à camada granular da zona C, ilustrados na Figura 76, podem também ser correlacionados. Se relacionarmos o “módulo sísmico” com os “módulos FWD” determinados para a camada granular (Base + Sub-base), podemos constatar que o “módulo sísmico” é cerca de 2.5 a 4 vezes superior ao “módulo FWD”, que é perfeitamente enquadrável com o intervalo de valores sugerido por Nazarian et al. (1999). Deste modo, pode-se concluir que existe alguma concordância nos resultados obtidos.

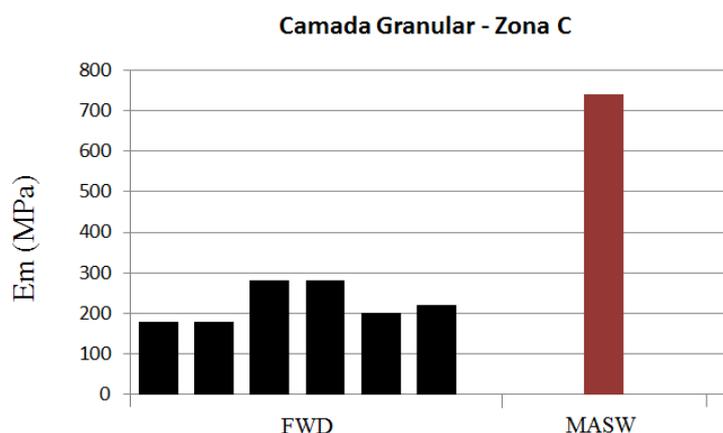


Figura 76. Gráfico comparativo dos “módulos FWD” e do “módulo sísmico” determinado pelo método MASW, para a camada granular da zona C.

As considerações tecidas nos últimos parágrafos, assim como a correlação dos módulos de deformabilidade determinados, podem também ser aplicadas para o “leito do pavimento” e para o “solo de fundação”.

No caso particular do solo de fundação pode-se verificar que os módulos determinados segundo os dois métodos são semelhantes. Isto pode ser explicado recorrendo novamente ao exposto no ponto 4.5.2.2, onde se menciona que o módulo “sísmico” correspondente a uma camada de base é medido para baixos níveis de deformação e para uma pressão de confinamento relativamente pequena. Contudo, a pressão de confinamento e o nível de deformação aumentam quando é aplicada uma carga de impacto à superfície do pavimento. Acrescenta-se ainda que “o módulo “FWD” corresponde a um módulo secante para materiais próximos da carga de impacto (camadas betuminosas, base granulares e substratos rochosos pouco profundos), e a um módulo tangente para materiais situados a maior profundidade. Partindo das últimas ilações, na aplicação dum ensaio de carga pode-se assumir que o “módulo FWD” correspondente ao solo de fundação é medido para um nível de deformação mais baixo e uma pressão de confinamento mais pequena, quando comparados com os verificados numa camada de base. E desta maneira, pode especular-se que os “módulos sísmicos” e os “módulos FWD” do solo de fundação dum pavimento rodoviário apresentem valores mais próximos, comparativamente às restantes camadas.

Relativamente ao “leito do pavimento”, o “módulo sísmico” é 4.5 a 6 vezes superior ao “módulo FWD”, ao contrário do esperado. Comparando com a camada granular, presumindo que o estado de tensão-deformação induzido nesta camada é mais “baixo”, seria expectável que a correlação se efectuasse segundo valores inferiores. No entanto, o “módulo sísmico” determinado para esta camada apresenta um valor claramente discutível, dado que é

semelhante ao obtido para a camada granular, estando em discordância com os “módulos FWD” determinados. Este factor influi na correlação realizada, e neste contexto, no caso específico desta camada não se pode dizer que exista consonância nos módulos de deformabilidade obtidos.

Um factor que ainda não foi mencionado e que pode ter sido significativo na fase de inversão do método MASW, é o facto da densidade dos materiais ter sido considerada constante ao longo das camadas, o que obviamente não se verifica na realidade.

Para finalizar este subcapítulo, é de frisar que apesar do equipamento utilizado no ensaio MASW não ter sido o mais “conveniente”, a integração dos resultados provenientes da Microsísmica, GPR e carotagem, permitiram um melhor ajustamento no processo de inversão. Deste modo, embora os resultados obtidos com este método não possam ser comparáveis com a devida exactidão, não deixam de ser promissores.

## 7. CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS

Duma forma geral comprovou-se a utilidade dos ensaios geofísicos na caracterização de pavimentos rodoviários. No entanto, particularizando para a conjectura do nosso país, se a metodologia georadar tem tido alguma difusão na respectiva área, sobretudo ao nível da investigação, o mesmo não se pode dizer dos métodos sísmicos de superfície (SASW, MASW, etc.).

Há algumas décadas atrás os métodos sísmicos de superfície começaram a ser identificados como potenciais métodos NDT para pavimentos rodoviários. Porém, apesar de terem sido realizados diversos estudos, até à data ainda não foi gerado consenso que permita a sua aplicação para além dos trabalhos de investigação. E desta forma, duma maneira global os ensaios deflectométricos continuam a ser mais apreciados para a caracterização estrutural de pavimentos, particularmente o deflectómetro de impacto (FWD).

Apesar do método MASW ser aplicado com sucesso em diferentes áreas da Engenharia Civil, na área dos pavimentos rodoviários a abordagem deve ser substancialmente diferente. Tendo em conta que as profundidades são menores que as habituais, e que a estrutura-tipo dum pavimento rodoviário implica perfis de velocidade sísmica significativamente diferentes dos que se medem em outras áreas, a fase de aquisição de dados deve ser delineada de maneira distinta. Neste contexto, segundo alguns autores é aconselhável a utilização de “receptores” de alta frequência ( $> 2000$  Hz), e uma vez que a utilização de apenas um “receptor” proporciona a obtenção de resultados positivos, a utilização dum sistema de gravação multicanal não é fundamental.

A obtenção de parâmetros mecânicos de pavimentos rodoviários é de extrema importância, nomeadamente o módulo de deformabilidade de cada camada. Estes parâmetros são indicadores da qualidade do pavimento em causa e podem ser estimados a partir de diferentes metodologias (ensaios laboratoriais, sísmicos e FWD).

O deflectómetro de impacto é um equipamento bastante credível para a determinação das deflexões dos pavimentos. Em parte, devido à capacidade de simular de forma aproximada as características de carga do tráfego pesado, a velocidades entre os 60 a 80 km/h.

Por sua vez, as deflexões registadas podem ser utilizadas em processos de retroanálise, com o objectivo de determinar o módulo de deformabilidade de cada camada.

Os módulos de deformabilidade obtidos a partir de ensaios sísmicos podem ser correlacionados com os módulos de deformabilidade determinados através da aplicação de ensaios de carga. Existem expressões que consideram o comportamento não linear e viscoelástico das diferentes camadas e que permitem preceder a essa correlação, tanto nas camadas betuminosas como nas restantes camadas. Os estados de tensão-deformação característicos destes dois tipos de ensaio são relativamente diferentes, sendo que para o mesmo pavimento rodoviário a tendência é que os “módulos sísmicos” de cada uma das camadas sejam superiores aos “módulos FWD”.

O método empírico-mecanicista da Shell permite a estimativa aproximada do módulo de deformabilidade de misturas betuminosas.

Considerando que o estudo do GPR tem sido mais habitual nesta área, foi agora dada especial atenção aos métodos sísmicos aplicados. Contudo, apesar da interpretação dos respectivos radargramas ter sido realizada numa forma menos aprofundada, à semelhança do concluído em outros trabalhos da área confirmou-se o potencial do método na avaliação das espessuras das camadas do pavimento. Por sua vez, a integração destes resultados em conjunto com as medições provenientes da carotagem, permite fornecer dados para a retroanálise das deflexões obtidas com os ensaios FWD.

No contexto do último parágrafo, embora a experiência acumulada permita interpretar com alguma exactidão os radargramas obtidos com o GPR, a extracção de carotes proporciona maior segurança nessa mesma interpretação.

No que diz respeito aos resultados obtidos com o ensaio FWD, tal como em outros estudos da área constatou-se que o processo de retroanálise é uma fase crítica. Na utilização do programa *Elsym5* verifica-se que é possível obter a mesma curva deflectométrica para diferentes combinações de módulos de deformabilidade. Desta forma, em função de valores teoricamente expectáveis é necessária coerência na atribuição dos respectivos módulos.

Relativamente ao ensaio protótipo de Microsísmica, que resultou da insuficiência do equipamento MASW disponível, apesar da baixa representatividade de resultados pode considerar-se que foi implementado com sucesso. Contudo, para uma análise de resultados mais fundamentada será necessário melhorar a metodologia utilizada, particularmente ao nível do processamento de dados.

À semelhança do comprovado por outros autores, para aplicar o método MASW a pavimentos rodoviários o tipo de receptores deve ser diferente do normalmente utilizado nas habituais áreas de prospecção. É por isso aconselhável a utilização de acelerómetros, ao invés dos tradicionais geofones, na medida em que permitem a medição de uma banda superior de frequências.

Com a utilização de geofones, a definição das curvas de dispersão para modos mais altos de vibração (representativas das camadas superiores) é muito reduzida. Contudo, uma vez que os modos de vibração convergem de maneira assintótica com o aumento da frequência, é possível estimar os parâmetros das diferentes camadas tendo por base o modo fundamental.

O “módulo FWD” determinado para o solo de fundação aproxima-se dum módulo tangente, uma vez que é determinado para um nível de deformação mais baixo. Deste modo, é normal que os “módulos sísmicos” e os “módulos FWD” do solo de fundação apresentem valores mais próximos (comparativamente às restantes camadas), dependendo obviamente das respectivas profundidades.

Duma forma geral, os módulos de deformabilidade determinados com aplicação dos diferentes métodos abordados neste trabalho são perfeitamente comparáveis. No entanto, para uma comparação mais exacta e fundamentada de resultados, numa perspectiva futura seria interessante:

- aplicar o método MASW recorrendo à utilização de outro tipo de equipamento. Nomeadamente no que diz respeito aos receptores, em que é aconselhável a utilização de acelerómetros;
- aplicar o método MASW em diferentes zonas de estudo, de forma a obter maior representatividade nos resultados obtidos;

- desenvolver o protótipo de Microsísmica idealizado para o decurso deste trabalho, principalmente a fase de processamento de dados;
- estudar com o devido rigor as expressões que correlacionam os módulos sísmicos com os módulos “módulos FWD”, tanto para as camadas betuminosas como as restantes camadas do pavimento;
- prever a utilização de ensaios laboratoriais para determinar os parâmetros mecânicos das diferentes camadas do pavimento rodoviário;
- realizar os ensaios sísmicos com um controlo mais eficiente das temperaturas de ensaio.

Como nota final, é de realçar que a comunhão entre a Engenharia Civil e a Geofísica pode trazer inúmeros benefícios em diferentes áreas de investigação, esperando-se que o presente trabalho sirva de motivação para o desenvolvimento de novos estudos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AASHTO:2003 "AASHTO Standard Specifications for Transportation Materials And Methods of Sampling and Testing". T321-03: Determining the Fatigue Life of Compacted Hot-Mix Asphalt (HMA) Subjected to Repeated Flexural Bending. Washington.
2. Abdallah, I., S. Nazarian e D. Yuan (2006). "Design Moduli for Flexible Pavements Using Seismic Tests." General Geophysical - NDE Methodologies.
3. Aktas, C. B. (2007). "Determining the Thickness of Concrete Pavements Using the Impact-echo Test Method". Graduate School of Natural and Applied Sciences, Middle East Technical University. Master of Science in Civil Engineering. 124págs.
4. Alves, T. S. F. (2007). "Metodologias de Auscultação de Pavimentos Rodoviários". Instituto Superior Técnico Universidade Técnica de Lisboa
5. ASTM D2172:2005 "Standard Test Methods for Quantitative Extraction of Bitumen From Bituminous Paving Mixtures".
6. Batista, F. G. d. M. R. (2009). "Reabilitação de Pavimentos Flexíveis Através de Reciclagem com Cimento ". Instituto Superior Técnico. Lisboa, Universidade Técnica de Lisboa. Mestrado: 119 págs.
7. Benta, A., H. Tareco e H. Maranhão, Cardoso (2008). "Pesquisa da Profundidade de Ocorrência de uma Camada Argilítica Através de GPR". CLM 2008 - 5.º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia. Maputo, Moçambique: 6 págs.
8. Berti, C. e M. d. Reis (2004). "Ensaio Triaxial de Carga Repetida em Misturas Asfálticas". 6º Simpósio De Iniciação Científica E Tecnológica da FATEC-SP. São Paulo, Brasil.
9. Borges, C. B. (2001). "Estudo Comparativo entre Medidas de Deflexão com Viga-Benkelman e FWD em Pavimentos da Malha Rodoviária Estadual de Santa Catarina". Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Florianópolis, Universidade Federal De Santa Catarina. Programa De Pós-Graduação Em Engenharia Civil.
10. Borges, C. B. S. (2001). "Estudo Comparativo entre Medidas de Deflexão com Viga Benkelman e FWD em Pavimentos da Malha Rodoviária Estadual de Santa Catarina ". Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Florianópolis, Universidade Federal de Santa Catarina. Programa De Pós-Graduação Em Engenharia Civil: 185.
11. Braile, L. (2010). "Seismic Wave Demonstrations and Animations." from <http://web.ics.purdue.edu>.
12. Branco, F., P. Pereira e L. Picado-Santos (2006). "Pavimentos Rodoviários." Coimbra.
13. Carino, N. J. (2001). "The Impact-echo method : An overview." Structures Congress & Exposition, Washington, D.C.

14. Celaya, M., G. Young e S. Nazarian (2009). "Portable Seismic Property Analyzer-Identification of Asphalt Pavement Layers", Geomeia Research and Development.
15. Contreras, J. N., D. C. Fresno, Á. V. Zamanillo, M. Á. Calzada-Pérez e J. R. Hernandez (2009). "Caracterización de Pavimentos Flexibles Mediante el Análisis Espectral de Ondas Superficiales ". XV Congresso Ibero-LatinoAmericano do Asfalto. Lisboa: 943-952.
16. Correia, A., A. G. Correia e F. P. Figueiredo (2010). "Georadar Aplicado a Pavimentos Rodoviários - Potencialidades e Dificuldades na sua Implementação". Geotecnia e Desenvolvimento Sustentável : actas do 12º Congresso Nacional de Geotecnia. Guimarães, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 2010: 185-194.
17. Costa, A. J. D. V. (2009). "Utilização do Georadar na Caracterização de Pavimentos Rodoviários". Faculdade de Ciências e Tecnologia - Departamento de Engenharia Civil da Universidade De Coimbra: 243 págs.
18. Cruz, P. J. S., L. Topczewski, F. M. Fernandes e P. B. Lourenço (2006). "Utilização do Radar de Prospecção Geotécnica na Localização das Bainhas de Pré-Esforço nas Pontes da Barra e de Lanheses". 4as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas. Lisboa.
19. DNIT (2006). "Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos". Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, Diretoria de Planejamento e Pesquisa and Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Rio de Janeiro, Brasil.
20. EN 12697-5:2010 "Test methods for hot mix asphalt - Part 5: Determination of the maximum density".
21. EN 12697-6:2007 "Bituminous mixtures – Test methods for hot mix asphalt – Part 6: Determination of bulk density of bituminous specimens".
22. EN 12697-24:2004 "Bituminous mixtures – Test methods for hot mix asphalt – Part 24: Resistance to fatigue".
23. EN 12697-26:2004 "Bituminous mixtures – Test methods for hot mix asphalt – Part 26: Stiffness". Bituminous mixtures – Test methods for hot mix asphalt – Part 26: Stiffness.
24. EN 13108-1:2006 "Bituminous mixtures - Material specifications. Part 1: Asphalt."
25. EN 13108-20:2006 "Bituminous mixtures – Material specifications. Part 20: Type testing".
26. EP (2009). "Caderno de Encargos Tipo Obra". 14.03 - Pavimentação. V: 125.
27. Fernandes, F. M. e P. B. Lourenço (2007). "Aplicações do Georadar na Reabilitação e Detecção de Anomalias." Congresso Construção 2007, Coimbra, Portugal, Universidade de Coimbra.

28. Ferreira, C. I. G. (2009). "Avaliação do Desempenho de Misturas Betuminosas Temperadas". Escola de Engenharia. Guimarães, Universidade do Minho. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Área de especialização Engenharia Rodoviária: 116 págs.
29. Ferreira, F. J. F. (2002). "Curso de Pós-Graduação em Geologia". Laboratório de Pesquisas em Geofísica Aplicada, Universidade Federal do Paraná: 49 págs.
30. Fonseca, J. A., C. Xavier, S. Cardoso, M. Braun e F. Almeida (2003). "Sas - Sistema de Aquisição de Sísmica com Barramento." 3º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia, Maputo, Moçambique, DET – IEETA; Universidade de Kiel , Alemanha.
31. Fontes, L., G. Trichês, P. Pereira e J. Pais (2009) "Desempenho de Misturas Betuminosas com Betume Modificado com Borracha Através do Processo Húmido."
32. Fontes, L. P. T. L., G. Trichês, P. Pereira e J. C. Pais (2008). "Comportamento à Fadiga e à Deformação Permanente de Misturas Asfálticas Confeccionadas Com Asfalto-borracha Brasileiro". 19º Encontro de Asfalto. Rio de Janeiro, Instituto Brasileiro de Petróleo, Gás e Biocombustíveis - IBP.
33. Fortes, R. M. (2001). "Proposta de Ensaio de Resistência ao Cisalhamento Direto para Determinação da Aderência Entre Duas Camadas." 33ª Reunião Anual De Pavimentação, Florianópolis/Sc.
34. Gardete, D. C. (2006). "Comparação de Ensaios Laboratoriais para a Caracterização de Misturas Betuminosas à Deformação Permanente". Faculdade de Ciências e Tecnologia. Coimbra, Universidade de Coimbra. Mestre em Engenharia Rodoviária: 161 págs.
35. Grant, F. S. e G. F. West (1965). "Interpretation Theory in Applied Geophysics." McGraw-Hill.
36. Grimshaw, R. (2002). "Group velocity." A short and largely traditional review of the concept of group velocity, prepared for the forthcoming Encyclopedia of Nonlinear Science.
37. Gucunski, N. e A. Maher (2002). "Evaluation of Seismic Pavement Analyzer for Pavement Condition Monitoring". FHWA-NJ-2002-012, New Jersey Department of Transportation: 117 págs.
38. Gurr, C. v. (2005). "Use of Falling Weight Deflectometers in Pavement Evaluation". n. Edition. The Netherlands, European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research: 392 págs.
39. Hartman, A. M. e M. D. Gilchrist (2004). "Four-point Bend Fatigue of Asphalt Mix Using Image " Journal of Materials in Civil Engineering 16: p. 60-68.

40. Hons, M. S. (2008). "Seismic Sensing: Comparison of Geophones and Accelerometers Using Laboratory and Field data". Faculty of Graduate Studies - Department of Geoscience, University of Calgary. Degree of Master of Science.
41. Hunaidi, O. (1998). "Evolution-based Genetic Algorithms for Analysis of Non-destructive Surface Wave Tests on Pavements " *NDT&E International* 31(4): 273-280.
42. Jacinto, M. A. S. C. (2003). "Caracterização Estrutural de Pavimentos ". FEUP-Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto: 206 págs.
43. JAE (1998). "Caderno de Encargos: 03-Pavimentação". Almada. Volume V.
44. Júnior, G. (2007). "Estudo do Comportamento de Estruturas de Pavimentos com Materiais Alternativos Visando a Redução dos Custos de Pavimentação no Estado de Santa Catarina". Departamento de Engenharia Civil. Florianópolis, Universidade Federal de Santa Catarina. Mestre em Engenharia Civil: 208 págs.
45. KGS (2011). Março de 2011, de [www.kgs.ku](http://www.kgs.ku).
46. Kim, D.-S. e H.-C. Park (2002). "Determination of Dispersive Phase Velocities for SASW Method Using Harmonic Wavelet Transform." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*: 675–684.
47. Lavergne, M. (1989). "Seismic Methods." Sterling House 66 Wilton Road London, Institut français du pétrole publications.
48. LNEC (2011). Maio de 2011, de [www.lnec.pt](http://www.lnec.pt).
49. Lopes, I., J. A. Santos e I. M. d. Almeida (2008). "The Surface Wave Method: Acquisition, Processing and Inversion." *Revista Geotecnia, Revista Luso-Brasileira de Geotecnia da SPG, ABMS e ABGE* 112: 79-109.
50. Lopes, I., C. Strobbia, J. Santos e I. M. d. Almeida (2003). "O Estudo das Ondas Sísmicas Superficiais como Método de Caracterização Dinâmica de Solos". VI Congresso Nacional de Geologia. Lisboa, Ciências da Terra (UNL). V: 38-41.
51. Lopes, O. (2009). "Uso do GPR (Ground Penetrating Radar) em Trechos de Pavimentos da Cidade Universitária da UFRJ". Instituto Alberto Luiz Coimbra (COPPE). Rio de Janeiro, Universidade Federal do Rio De Janeiro: 185 págs.
52. Merighi, J. V., R. M. Fortes, E. S. L. Teixeira e D. C. Lima (2001). "A Study of HMA Rutting Performance Using Accelerated Pavement Testing." *Second International Symposium on Maintenance and Reahabilitation of Pavements and Technological Control*, Auburn, Alabama ,USA.
53. Merighi, J. V. e C. Y. Suzuki (2000). "O Ensaio de Creep Dinâmico na Previsão de Deformação Permanente de Misturas Asfálticas." *Revista Mackenzie de Engenharia e Computação* 1(Julho-Dezembro de 2000): 93-107.

54. Montalvo, A. R. (2010). "Sistema Automatizado para la Calibración de Acelerómetros Según Norma ISO 16063-21:2003". Ingeniería Electrónica, Universidade Politécnica Da Catalunha.
55. Nazarian, S., I. Abdallah, A. Meshkani e D.Yuan (2005). "Design Modulus Values Using Seismic Data Collection", Center for Transportation Infrastructure Systems, The University of Texas at El Paso: 49 págs.
56. Nazarian, S., I. Abdallah, D. Yuan e L.Ke (1999). "Design Modulus Values Using Seismic Data Collection", Texas Department of Transportation.
57. Nazarian, S., M. R. Baker e K. Crain (1993). "Development and Testing of a Seismic Pavement Analyzer", Strategic Highway Research Program, National Academy of Sciences.
58. Neto, B. C. e G. T. P. Fabbri (2004). "Ensaio de Fluência Uniaxial Estático - Avaliação do Efeito Devido à Redução do Diâmetro do Prato de Aplicação de Carga". XVIII ANPET -Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes. Florianópolis, ANPET- Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes: p.127-138.
59. NP EN 1097-6:2003 "Ensaios para a determinação das propriedades mecânicas e físicas dos agregados - Parte 6: Método para determinação da Massa Volúmica e Absorção de Água".
60. Pais, J., M. Minhoto, P. Pereira, L. Fontes, D. S. N. V. A. Kumar e B. T. A. Silva (2009). "Analysis of the Variation in the Fatigue Life Through Four-point Bending Tests." Proceedings of the Second Workshop on Four-point Bending, University of Minho, Guimarães, Portugal.
61. Park, C. B., J. Ivanov, R. D. Miller, J. Xia e N. Ryden (2001). "Seismic Investigation of Pavements by MASW method - Geophone Approach." Proceedings of the SAGEEP, Denver, Colorado.
62. Park, C. B., R. D. Miller e J. Xia (1997). "Multi-channel analysis of surface waves (MASW) - "A summary report of technical aspects, experimental results, and perspective"", Kansas Geological Survey.
63. Park, C. B., R. D. Miller, J. Xia e J. Ivanov (2007). "Multichannel analysis of surface waves (MASW)—active and passive methods." The Leading Edge: 60-64.
64. PGI (2011). "Pavement Guide Interactive." de:<http://training.ce.washington.edu/PGI/>.
65. Read, J. e D. Whiteoak (2003). "The Shell Bitumen Handbook." Thomas Telford Ltd.
66. Rodrigues, C., F. Bonito, F. Almeida, R. Moura, C. Cardoso e F. Constantino (2006). "Ondas de superfície na avaliação de parâmetros elásticos de solos: Estudo comparativo com outros métodos sísmicos". 10.º Congresso Nacional de Geotecnia. Lisboa.

67. Rydén, N. (2004). "Surface Wave Testing of Pavements". Department of Engineering Geology - Lund Institute of Technology. Lund, Lund University: 139 págs.
68. Ryden, N. e C. B. Park (2006). "Fast Simulated Annealing Inversion of Surface Waves on Pavement Using Phase-velocity Spectra." *Geophysics* 71: 49-61.
69. Rydén, N., C. B. Park, R. D. Miller, J. Xia e J. Ivanov (2001). "High Frequency MASW for Non-destructive Testing of Pavements - Accelerometer Approach." *Proceedings of the SAGEEP 2001, Denver, Colorado, RBA-5.*
70. Saarenketo, T. (2006). "Electrical Properties of Road Materials and Subgrade Soils and the Use of Ground Penetrating Radar in Traffic Infrastructure Surveys". Faculty Of Science, Department Of Geosciences, University Of Oulu: 127 págs.
71. Sansalone, M. (1997). "Impact-echo: The complete story." *ACI Structural Journal* 94: 777-787.
72. Santos, M. J. L. d. (2009). "Dimensionamento de Camadas de Reforço de Pavimentos Rodoviários Flexíveis". Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro: 146 págs.
73. Seistronix (2011). Maio de 2011, from [www.seistronix.com](http://www.seistronix.com).
74. Stark, A. (2008). "Seismic Methods and Applications : A guide for the detection of geologic structures, earthquake zones and hazards, resource exploration, and Geotechnical Engineering". Boca Raton, Florida - USA, Brown Walker Press.
75. Strobbia, C. (2003). "Surface Wave Methods - Acquisition, Processing and Inversion". *Geingegneria Ambientale, Politecnico Di Torino.*
76. Stuart, K. D. e John S. Youtcheff (2001). "Understanding the Performance of Modified Asphalt Binders in Mixtures: Evaluation of Moisture Sensitivity", Federal Highway Administration and Civil and Environmental Engineering Department - University of Massachusetts Dartmouth.
77. Wightman, W. E., F. Jalinoos, P. Sirles e K. Hanna (2003). "Application of Geophysical Methods to Highway Related Problems", Blackhawk GeoSciences, A Division Of Blackhawk GeoServices.
78. Xia, J., R. D. Miller e C. B. Park (2000). "Advantages of Calculating Shear-wave Velocity From Surface Waves With Higher Modes." *Seg Technical Program Expanded Abstracts* 19(1): 1295-1298.

# **ANEXOS**

**Anexo A: Determinação da baridade aparente dos provetes**

**Anexo B: Determinação da baridade máxima teórica**

**Anexo C: Determinação da percentagem de betume**

**Anexo D: Curvas granulométricas das camadas betuminosas**

**Anexo E: Determinação da massa volúmica dos agregados**

**Anexo F: Radargramas representativos das zonas B e C**

**Anexo G: Retroanálise dos dados FWD**

**Anexo H: Microsísmica – Sismogramas obtidos nas zonas B e C**



## **ANEXO A**

## Anexo A

---

Determinação da baridade aparente dos provetes de 9,8 cm segundo a norma EN 12697-6 (determinação da baridade aparente de provetes de mistura betuminosa, método B).

### Zona A:

<i>BB</i>	<i>m1 (g)</i>	1000,9
	<i>m2 (g)</i>	557,9
	<i>m3 (g)</i>	1006,1
	<i>Temperatura da água (°C)</i>	21,5
	<i>K</i>	1,00084
	$\rho_{bssd} (g/cm^3)$	2.233

<i>MB</i>	<i>m1 (g)</i>	1232,1
	<i>m2 (g)</i>	711,5
	<i>m3 (g)</i>	1237
	<i>Temperatura da água (°C)</i>	21,5
	<i>K</i>	1,00084
	$\rho_{bssd} (g/cm^3)$	2,344

### Zona C:

<i>BB</i>	<i>m1 (g)</i>	1053,7
	<i>m2 (g)</i>	592,8
	<i>m3 (g)</i>	1055
	<i>Temperatura da água (°C)</i>	21,5
	<i>K</i>	1,00084
	$\rho_{bssd} (g/cm^3)$	2.279

<i>MB</i>	<i>m1 (g)</i>	1135,5
	<i>m2 (g)</i>	653,3
	<i>m3 (g)</i>	1136,6
	<i>Temperatura da água (°C)</i>	21,5
	<i>K</i>	1,00084
	$\rho_{bssd} (g/cm^3)$	2.349

## **ANEXO B**

Determinação da baridade máxima teórica da mistura conforme a EN 12697-5 (determinação da baridade máxima teórica de misturas betuminosas pelo método volumétrico).

**Zona A**

<i>BB</i>	<i>A (g)</i>	987,6
	<i>D (g)</i>	6736,8
	<i>E (g)</i>	7308
	<i>Temperatura da água (°C)</i>	21,5
	<i>K</i>	1,00084
	<i>G<sub>A</sub> (g/cm<sup>3</sup>)</i>	2.372

<i>MB</i>	<i>A (g)</i>	1222,7
	<i>D (g)</i>	6736,8
	<i>E (g)</i>	7475,0
	<i>Temperatura da água (°C)</i>	21,5
	<i>K</i>	1,00084
	<i>G<sub>A</sub> (g/cm<sup>3</sup>)</i>	2,525

**Zona C**

<i>BB</i>	<i>A (g)</i>	1030,7
	<i>D (g)</i>	6736,8
	<i>E (g)</i>	7339,8
	<i>Temperatura da água (°C)</i>	21,5
	<i>K</i>	1,00084
	<i>G<sub>A</sub> (g/cm<sup>3</sup>)</i>	2,412

<i>MB</i>	<i>A (g)</i>	1126,4
	<i>D (g)</i>	6736,8
	<i>E (g)</i>	7416,8
	<i>Temperatura da água (°C)</i>	21,5
	<i>K</i>	1,00084
	<i>G<sub>A</sub> (g/cm<sup>3</sup>)</i>	2.525

Nota: Para a determinação do parâmetro D (massa do picnómetro cheio de água), foram realizadas dez medições, e realizada uma média das mesmas.

## ANEXO C

Determinação da percentagem de betume conforme a norma ASTM D 2172 (método B), utilizando o extractor de refluxo e o tetracloreto de carbono como solvente.

- Cada uma das amostras foi dividida em duas, conforme o indicado pela norma.

### Zona A – camada de BB

	<i>1ª Amostra</i>	<i>2ª Amostra</i>
Massa do filtro (g)	6,46	6,44
Cone + Filtro (g)	86,25	86,29
Filtro + cone + amostra (g)	339,55	338,34
<b>M<sub>t</sub> (g)</b>	253,3	252,05
<i>Após destilação e “estufa”</i>		
Massa (cone + filtro + amostra) (g)	325,1	325,1
Massa de agregado (g)	238,85	238,81
<b>M<sub>b</sub> (g)</b>	14,45	13,24
P <sub>b</sub> (%)	5,7	5,3
P <sub>b</sub> mistura (%)	5,5	

### Zona A – camada de MB

	<i>1ª Amostra</i>	<i>2ª Amostra</i>
Massa do filtro (g)	6,46	6,43
Cone + Filtro (g)	-	-
Filtro + cone + amostra (g)	-	-
<b>M<sub>t</sub> (g)</b>	420,87	557,04
<i>Após destilação e “estufa”</i>		
Massa tabuleiro (g)	216,5	205,3
Massa (tab. + filtro + amostra) (g)	626,88	749,97
Massa de agregado (g)	403,92	538,24
<b>M<sub>b</sub> (g)</b>	16,95	18,8
P <sub>b</sub> (%)	4,0	3,4
P <sub>b</sub> mistura (%)	3,7	

**Zona C – camada de BB**

	<i>1ª Amostra</i>	<i>2ª Amostra</i>
Massa do filtro (g)	6,50	6,46
Cone + Filtro (g)	-	-
Filtro + cone + amostra (g)	-	-
<b>M<sub>t</sub> (g)</b>	300,45	257,72
<i>Após destilação e “estufa”</i>		
Massa tabuleiro (g)	211,3	205,72
Massa (tab. + filtro + amostra) (g)	502,5	457,2
Massa de agregado (g)	284,7	245,02
<b>M<sub>b</sub> (g)</b>	15,75	12,7
P <sub>b</sub> (%)	5,3	4,9
P <sub>b</sub> mistura (%)	5,1	

**Zona C – camada de MB**

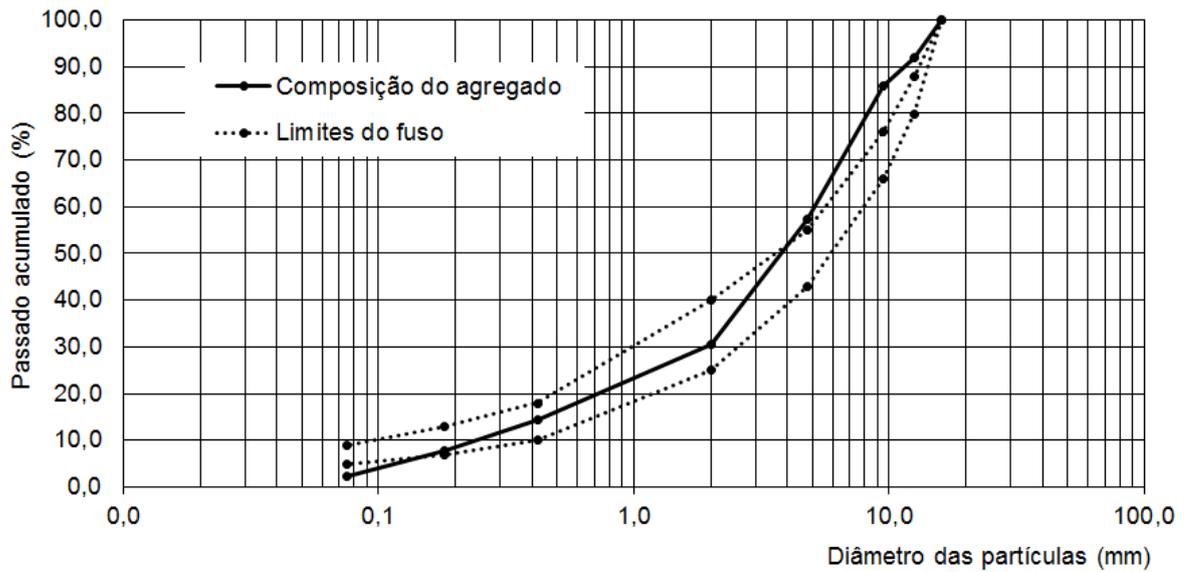
	<i>1ª Amostra</i>	<i>2ª Amostra</i>
Massa do filtro (g)	6,66	6,58
Cone + Filtro (g)	-	-
Filtro + cone + amostra (g)	-	-
<b>M<sub>t</sub> (g)</b>	411,8	219,04
<i>Após destilação e “estufa”</i>		
Massa tabuleiro (g)	322,29	652,8
Massa (tab. + filtro + amostra) (g)	724,3	871,4
Massa de agregado (g)	395,35	211,98
<b>M<sub>b</sub> (g)</b>	16,45	7,06
P <sub>b</sub> (%)	4,0	3,2
P <sub>b</sub> mistura (%)	3,6	



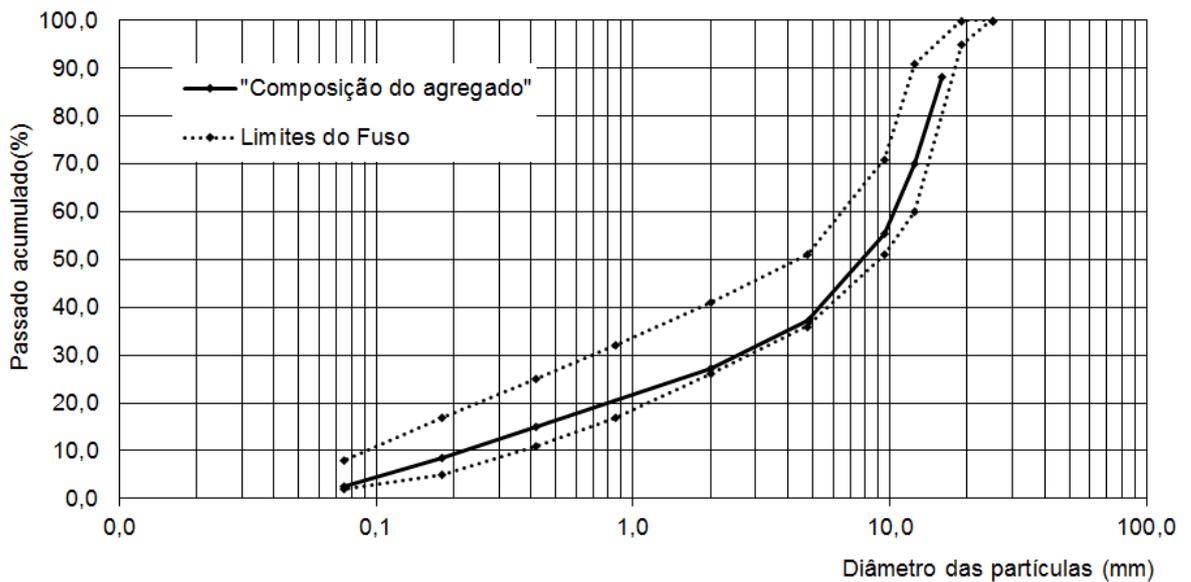
## **ANEXO D**

**Curvas granulométricas das camadas betuminosas e respectivos fusos**

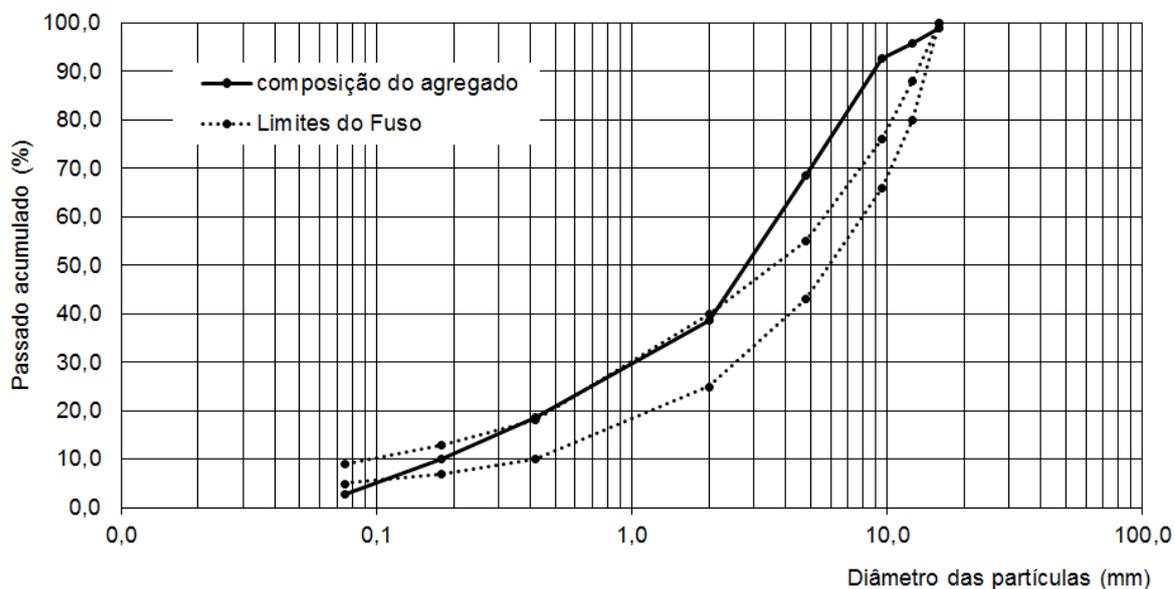
**Zona A** – Amostra de **BB** integrada no fuso “*Betão betuminoso com características de desgaste*”



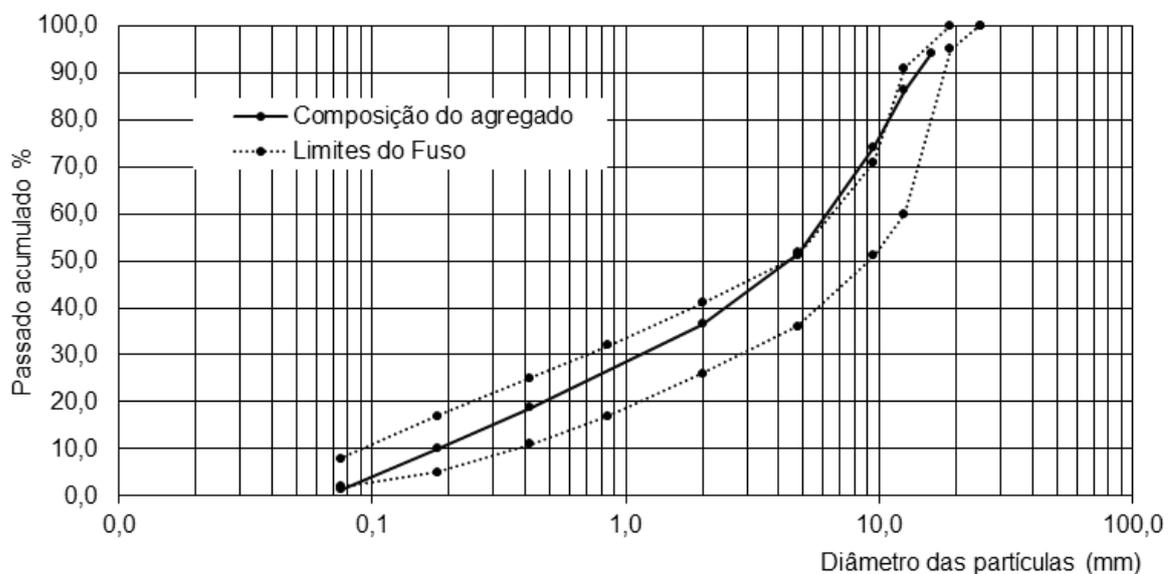
**Zona A** – Amostra de **MB** integrada no fuso “*Macadame betuminoso com características de base e de regularização*”



**Zona C** – Amostra de **BB** integrada no fuso “*Betão betuminoso com características de desgaste*”



**Zona C** – Amostra de **MB** integrada no fuso “*Macadame betuminoso com características de base e de regularização*”





## **ANEXO E**

Ensaio de massa volúmica conforme a norma NP EN 1097-6: Ensaio para a determinação das propriedades mecânicas e físicas dos agregados: Parte 6: “Método para determinação da Massa Volúmica e Absorção de Água”

<i>Temperatura de ensaio da água (°C)</i>	24
$\rho_w$	0,99733

**Zona A:**

<i>BB</i>	<i>m2 (g)</i>	1162,9
	m3 (g)	894
	m4 (g)	432,1
	$\rho_a (Mg/m^3)$	2,641

<i>MB</i>	<i>m2 (g)</i>	1159,5
	m3 (g)	893,3
	m4 (g)	423,3
	$\rho_a (Mg/m^3)$	2,687

**Zona C:**

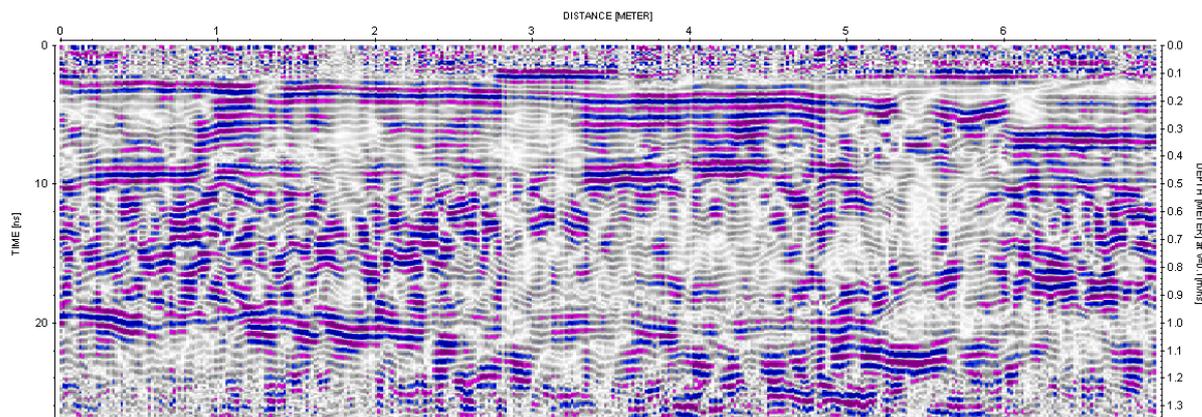
<i>BB</i>	<i>m2 (g)</i>	1157,8
	m3 (g)	887,3
	m4 (g)	434,4
	$\rho_a (Mg/m^3)$	2,643

<i>MB</i>	<i>m2 (g)</i>	1128,8
	m3 (g)	894
	m4 (g)	373,2
	$\rho_a (Mg/m^3)$	2,689

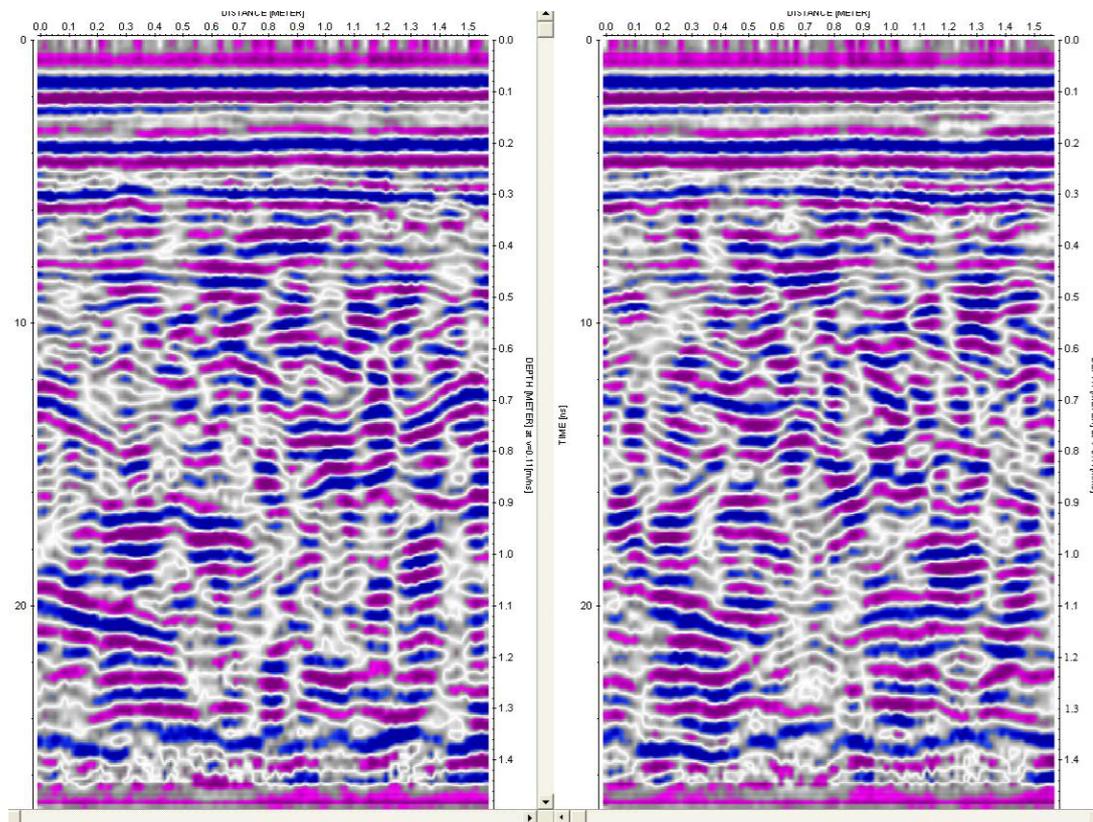
## **ANEXO F**

**Radargramas representativos das zonas B e C, obtidos com as antenas de 800 MHz.**

**Zona B**



**Zona C**



## ANEXO G

## Retroanálise dos dados FWD

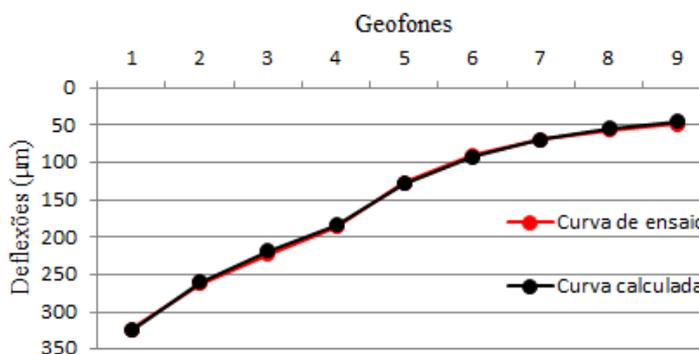
## Zona A

Estrutura de pavimento e coeficientes de poisson adoptados.

	<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
Poisson	0,35	0,35	0,35	0,40	0,4
Espessura (m)	0,07	0,09	0,36	0,67	semi-infinito

Ensaio 1<sub>a</sub>

<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
12000	10500	240	130	190

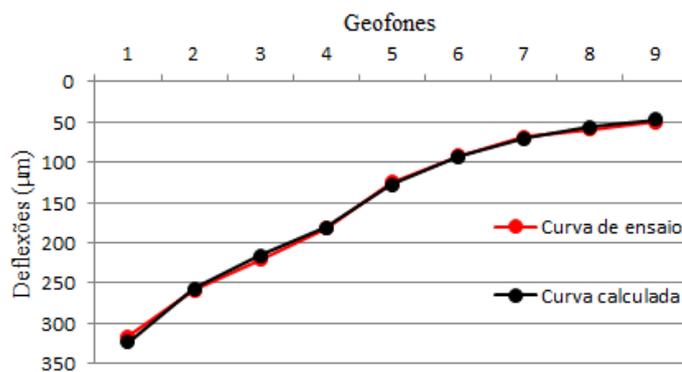


<i>Deflexões In Situ (μm)</i>	323,3	262,4	223,5	185,5	126,6	90,6	69,1	56,5	48,8
<i>Deflexão calculada (μm)</i>	325,3	259,8	218,9	183,2	128,5	92,5	68,9	54,2	44,5
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

NOTA : As “Deflexões *In Situ*” são as deflexões medidas no local, mas corrigidas para uma carga padrão de 65 kN.

**Ensaio 1<sub>b</sub>**

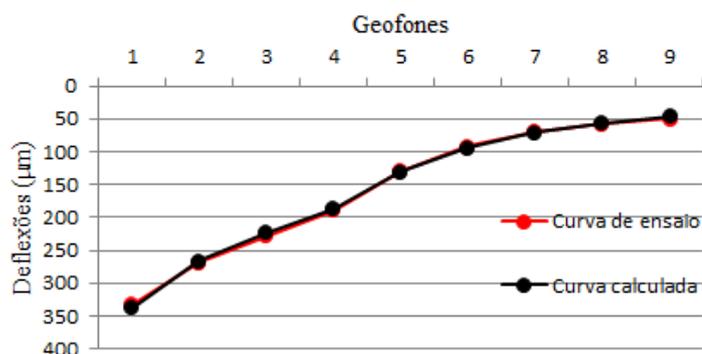
<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
12000	11000	220	150	198



<i>Deflexões In Situ (μm)</i>	316,1	258,9	221,3	182,5	124,4	92,4	68,8	59,3	49,5
<i>Deflexão calculada (μm)</i>	323,0	256,8	216,4	181,1	127,4	92,5	69,9	56,0	46,5
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

**Ensaio 2<sub>a</sub>**

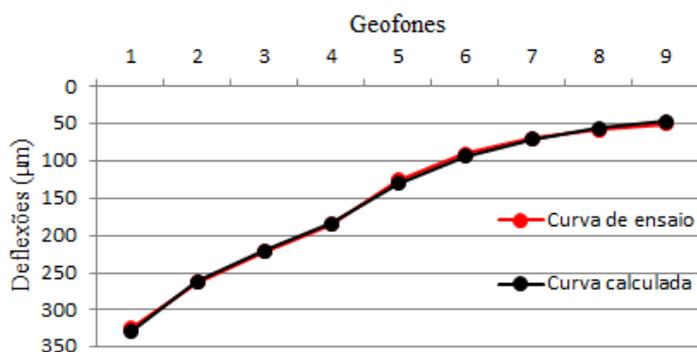
<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
11000	10000	220	140	180



<i>Deflexões In Situ (μm)</i>	331,9	268,7	227,7	189,8	128,7	91,9	69,7	57,5	49,5
<i>Deflexão calculada (μm)</i>	337,4	266,6	223,7	186,4	130,2	93,8	70,6	56,3	46,6
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

**Ensaio 2<sub>b</sub>**

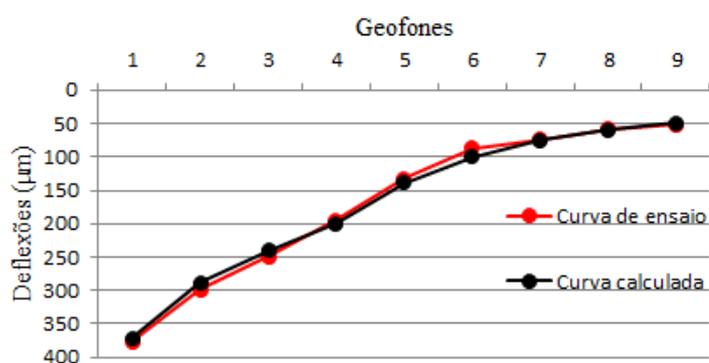
<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
11500	10500	230	140	180



<i>Deflexões In Situ (µm)</i>	325,1	262,4	221,9	184,9	125,8	90,7	69,7	58,1	50,1
<i>Deflexão calculada (µm)</i>	329,4	261,7	220,4	184,4	129,7	93,8	70,6	56,3	46,6
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

**Ensaio 3<sub>a</sub>**

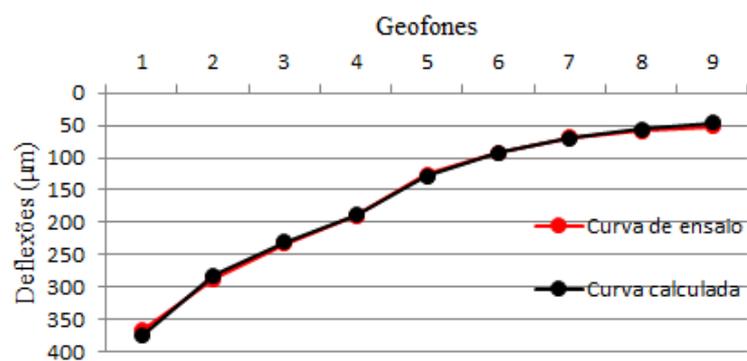
<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
9000	8000	230	125	170



<i>Deflexões In Situ (µm)</i>	376,9	298,8	248,9	195,4	132,1	86,5	73,3	58,0	52,1
<i>Deflexão calculada (µm)</i>	371,0	288,6	240,4	199,4	138,7	100,0	75,2	59,8	49,8
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Ensaio 3<sub>b</sub>

<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
8200	6400	230	140,00	180



<i>Deflexões In Situ (<math>\mu\text{m}</math>)</i>	367,0	286,6	232,5	190,3	125,5	92,4	69,0	59,1	51,9
<i>Deflexão calculada (<math>\mu\text{m}</math>)</i>	374,7	281,5	230,3	188,2	128,4	92,0	69,3	55,6	46,2
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

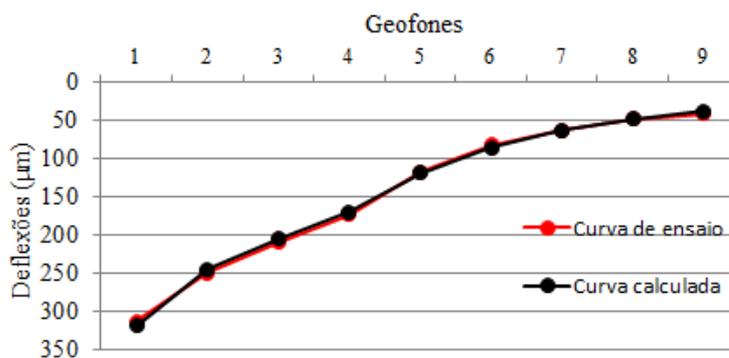
## Zona B

*Estrutura de pavimento e coeficientes de poisson adoptados.*

	<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
Poisson	0,35	0,35	0,35	0,40	0,4
Espessura (m)	0,07	0,12	0,36	0,8	semi-infinito

### Ensaio 1<sub>a</sub>

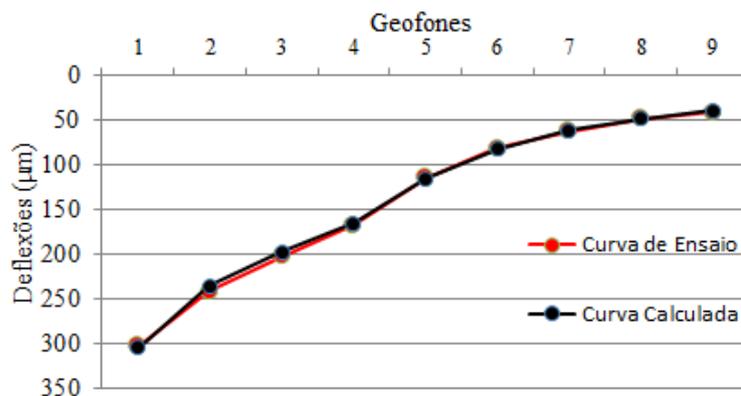
<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
6800	6000	280	120	220



<i>Deflexões In Situ (µm)</i>	313,3	249,7	209,6	173,4	117,8	82,2	62,4	47,9	40,5
<i>Deflexão calculada (µm)</i>	318,6	245,0	204,6	170,0	118,0	85,0	62,0	48,0	38,0
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

**Ensaio 1<sub>b</sub>**

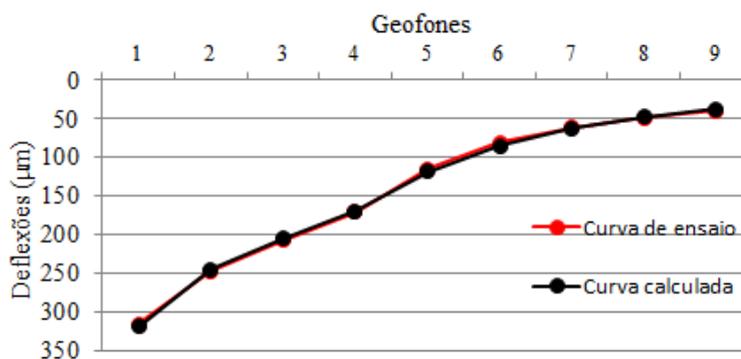
<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
7500	6800	260	140	210



<i>Deflexões In Situ (µm)</i>	303,5	241,7	203,0	168,3	115,5	82,1	63,2	49,5	42,3
<i>Deflexão calculada (µm)</i>	305,5	236,6	198,4	165,7	116,1	83,7	62,4	49,1	40,2
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

**Ensaio 2<sub>a</sub>**

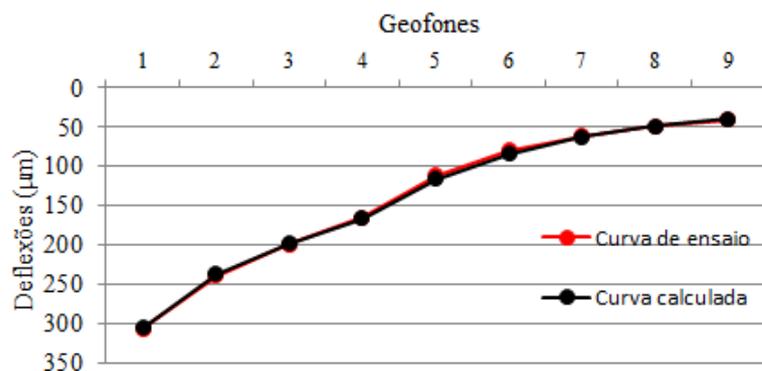
<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
6800	6000	280	120	220



<i>Deflexões In Situ (µm)</i>	315,5	246,8	207,1	170,5	114,9	81,3	61,1	48,6	40,1
<i>Deflexão calculada (µm)</i>	318,6	245,0	204,6	170,0	118,0	85,0	62,0	48,0	38,0
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

**Ensaio 2<sub>b</sub>**

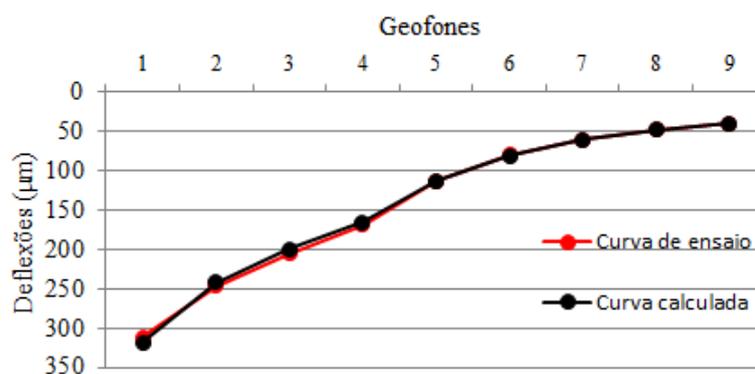
<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
7500	6800	260	140	210



<i>Deflexões In Situ (µm)</i>	307,0	239,0	199,7	165,1	111,9	79,9	61,1	48,9	40,8
<i>Deflexão calculada (µm)</i>	305,5	236,6	198,4	165,7	116,1	83,7	62,4	49,1	40,2
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

**Ensaio 3<sub>a</sub>**

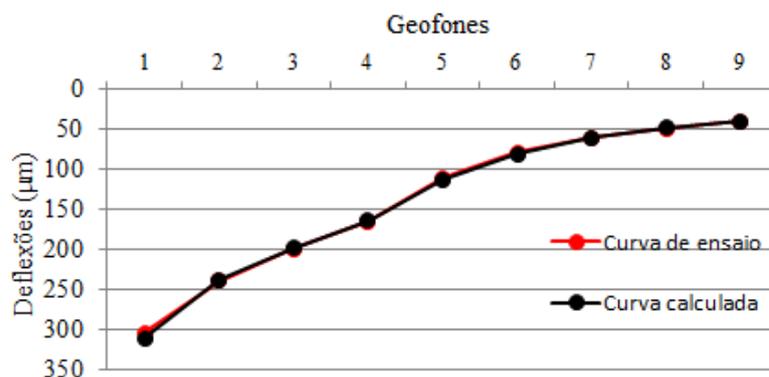
<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
7000	6000	220	160	210



<i>Deflexões In Situ (µm)</i>	311,3	245,6	204,8	169,1	112,9	79,6	60,4	48,1	39,4
<i>Deflexão calculada (µm)</i>	318,0	241,0	199,6	164,6	112,5	80,6	60,1	47,8	39,6
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Ensaio 3<sub>b</sub>

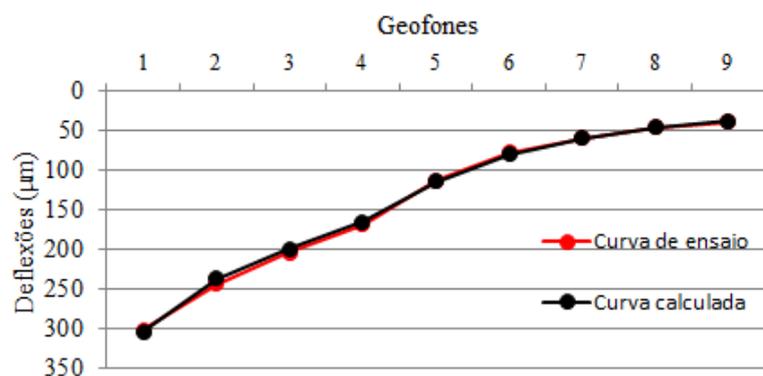
<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
7500	6500	220	160	210



<i>Deflexões In Situ (μm)</i>	304,1	239,4	199,3	164,8	110,5	78,7	60,2	48,3	39,7
<i>Deflexão calculada (μm)</i>	310,9	237,5	197,8	163,8	113,2	80,9	60,4	47,8	39,6
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Ensaio 4<sub>a</sub>

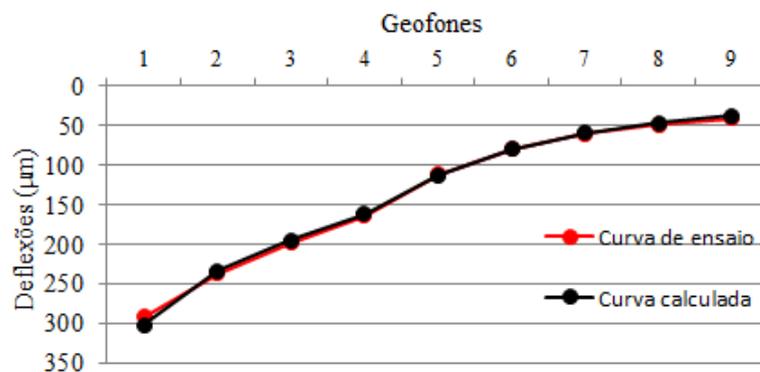
<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
8500	7800	180	160	220



<i>Deflexões In Situ (μm)</i>	301,5	243,8	204,1	168,4	112,2	77,8	58,7	46,0	38,6
<i>Deflexão calculada (μm)</i>	303,8	237,2	198,9	165,3	113,7	80,1	58,7	45,9	37,6
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Ensaio 4<sub>b</sub>

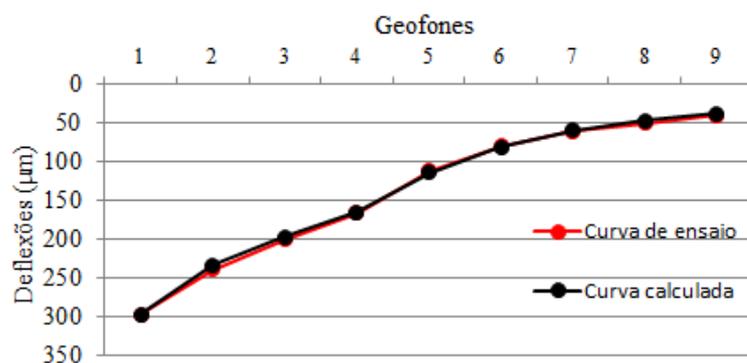
<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
8000	7000	230	150	220



<i>Deflexões In Situ (µm)</i>	292,0	236,8	198,5	164,3	111,2	79,1	60,6	48,6	40,6
<i>Deflexão calculada (µm)</i>	301,4	233,0	194,8	162,0	112,2	79,9	59,1	46,4	37,9
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Ensaio 5<sub>a</sub>

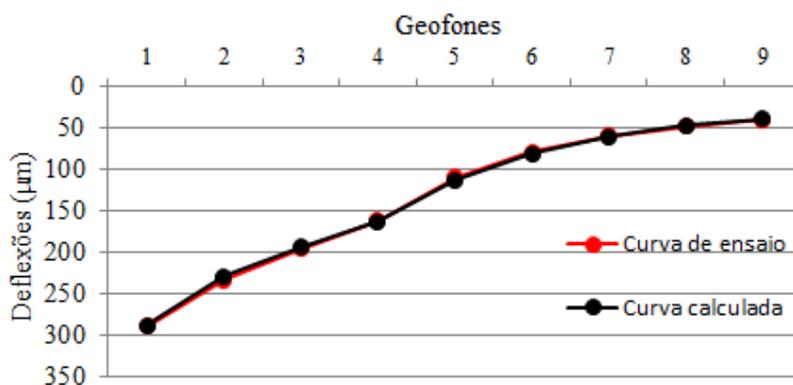
<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
9000	8000	200	150	220



<i>Deflexões In Situ (µm)</i>	296,9	239,5	200,3	165,8	112,0	79,7	59,8	49,6	39,5
<i>Deflexão calculada (µm)</i>	297,0	234,0	197,1	164,6	114,4	80,9	59,1	46,4	37,8
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Ensaio 5<sub>b</sub>

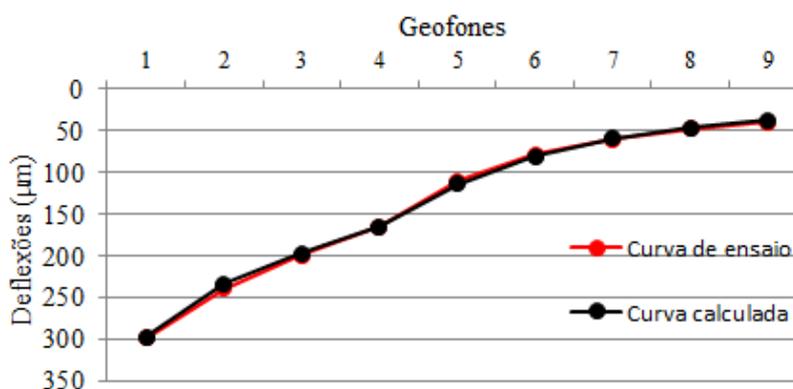
<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
9500	8500	210	150	220



<i>Deflexões In Situ (μm)</i>	289,8	233,0	195,4	161,6	109,8	78,9	59,7	48,2	40,2
<i>Deflexão calculada (μm)</i>	288,2	228,6	193,4	162,3	113,0	81,2	59,9	46,8	38,1
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Ensaio 6<sub>a</sub>

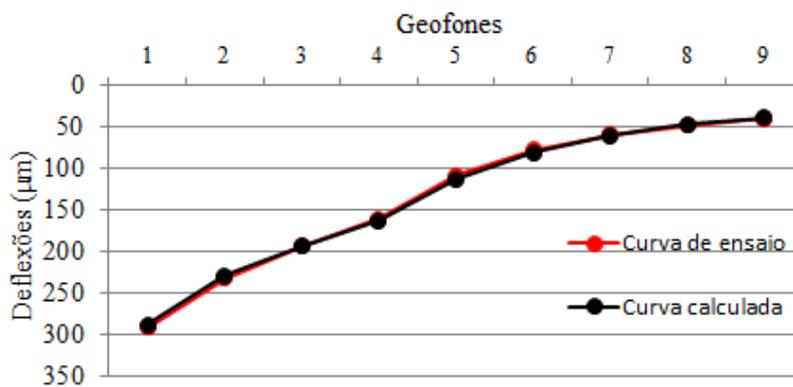
<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
9000	8000	200	150	220



<i>Deflexões In Situ (μm)</i>	298,1	238,7	198,8	164,6	110,3	78,0	59,8	47,8	39,6
<i>Deflexão calculada (μm)</i>	297,0	234,0	197,1	164,6	114,4	80,9	59,1	46,4	37,8
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

**Ensaio 6<sub>b</sub>**

<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
9500	8500	210	150	220



<i>Deflexões In Situ (µm)</i>	291,1	232,4	193,6	160,2	108,1	76,9	59,6	47,9	39,8
<i>Deflexão calculada (µm)</i>	288,2	228,6	193,4	162,3	113,0	81,2	59,9	46,8	38,1
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

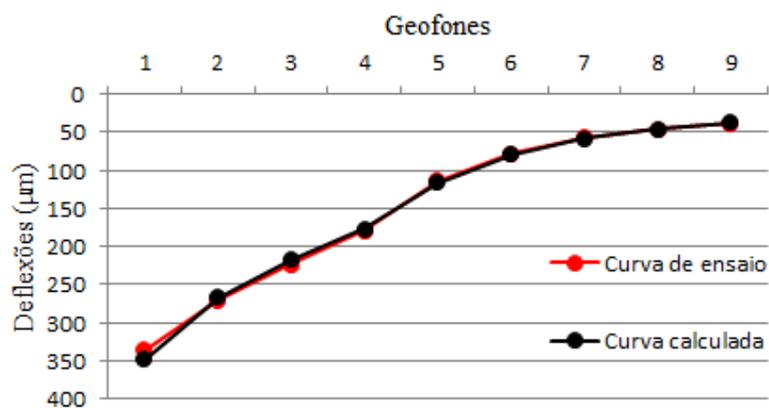
## Zona C

Estrutura de pavimento e coeficientes de poisson adoptados.

	<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
Poisson	0,35	0,35	0,35	0,40	0,4
Espessura (m)	0,07	0,08	0,30	0,60	semi-infinito

### Ensaio 1<sub>a</sub>

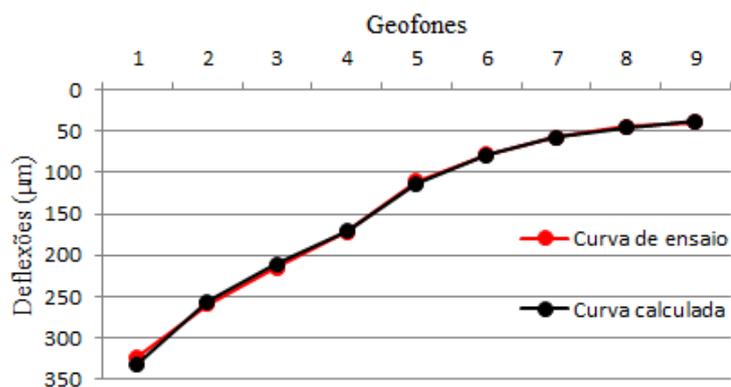
<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
11500	10000	180	160	215



<i>Deflexões In Situ (µm)</i>	336,2	270,5	223,7	179,3	114,4	78,8	57,3	46,0	38,3
<i>Deflexão calculada (µm)</i>	347,8	266,7	218,0	176,4	116,2	79,5	58,0	45,7	37,8
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

**Ensaio 1<sub>b</sub>**

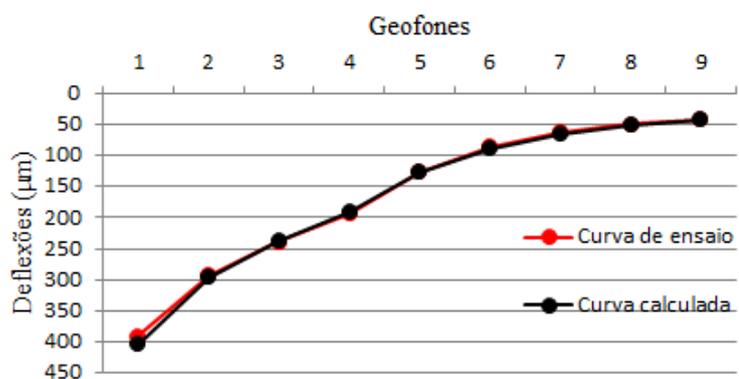
<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
12500	11000	180	170	215



<i>Deflexões In Situ (µm)</i>	323,7	259,8	215,6	172,5	110,6	78,1	57,3	45,0	39,4
<i>Deflexão calculada (µm)</i>	332,3	256,6	210,8	171,4	113,8	78,8	57,8	45,7	38,1
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

**Ensaio 2<sub>a</sub>**

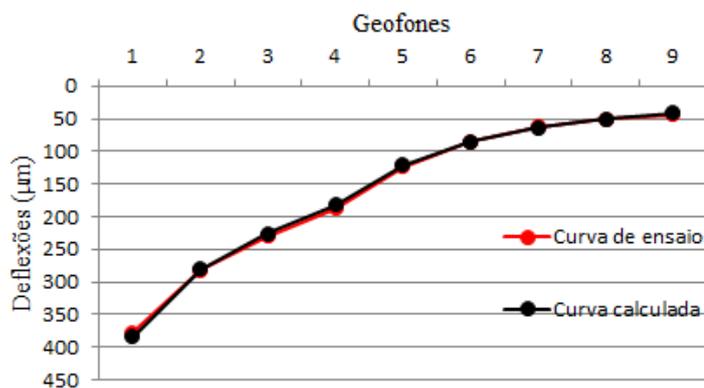
<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
6500	6000	280	125	200



<i>Deflexões In Situ (µm)</i>	390,4	293,3	239,2	194,4	126,1	85,8	62,1	49,2	42,4
<i>Deflexão calculada (µm)</i>	404,5	296,0	238,0	191,5	127,1	88,4	64,7	50,6	41,3
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Ensaio 2<sub>b</sub>

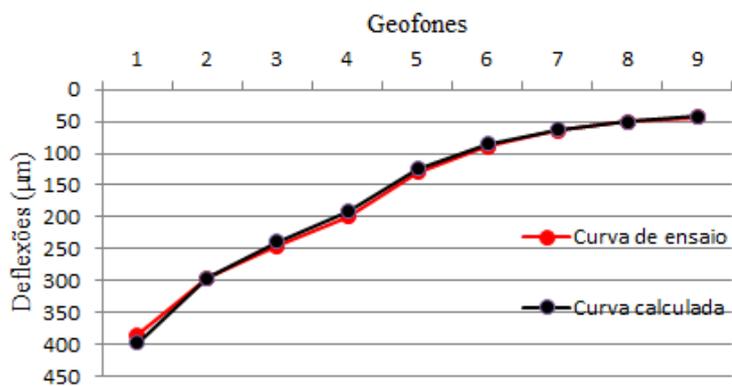
<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
7000	6500	280	140	200



<i>Deflexões In Situ (μm)</i>	377,6	281,8	230,1	187,2	123,1	85,4	62,6	50,4	43,4
<i>Deflexão calculada (μm)</i>	383,4	280,7	225,7	181,8	121,2	85,3	63,3	50,2	41,4
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Ensaio 3<sub>a</sub>

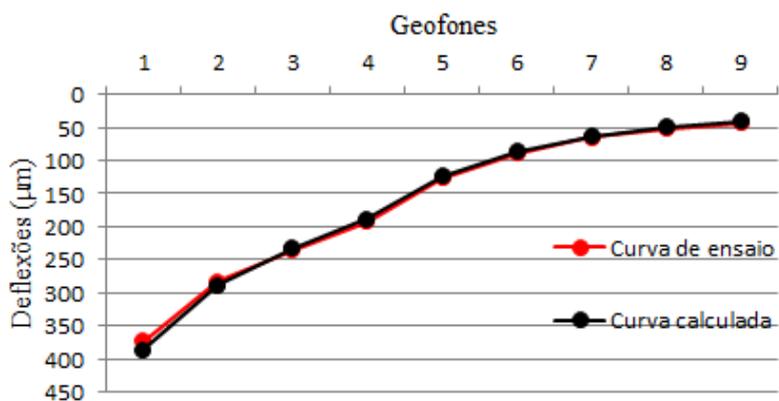
<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
8500	7000	200	140	200



<i>Deflexões In Situ (μm)</i>	385,1	295,4	245,0	199,2	130,3	89,0	63,9	50,5	43,4
<i>Deflexão calculada (μm)</i>	397,9	296,0	238,3	190,8	124,5	85,7	62,7	50,2	41,4
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

**Ensaio 3<sub>b</sub>**

<i>BB</i>	<i>MB</i>	<i>Base e Sub-Base granular</i>	<i>Leito do Pavimento</i>	<i>Solo Fundação</i>
8500	7500	220	140	200

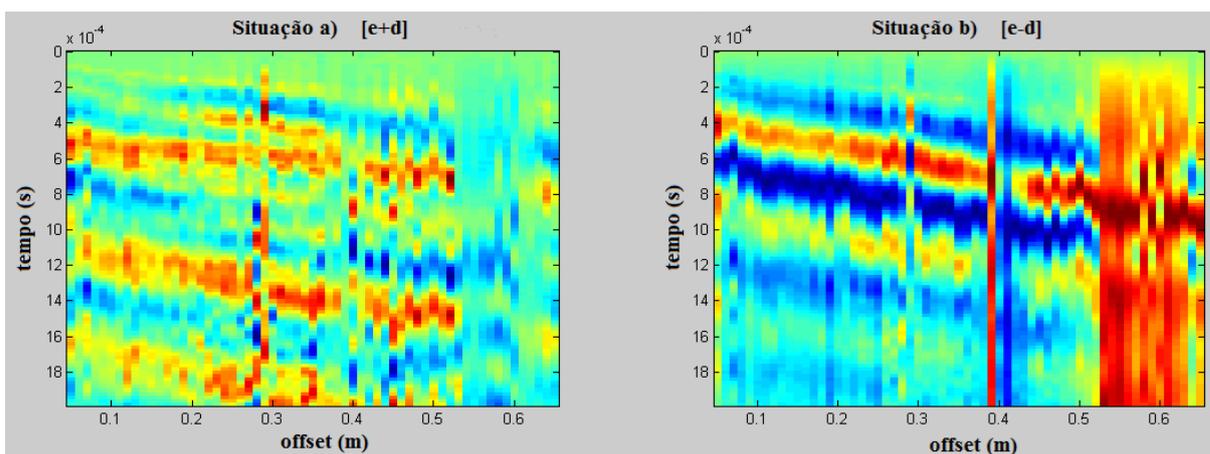


<i>Deflexões In Situ (µm)</i>	<i>373,2</i>	<i>282,9</i>	<i>235,1</i>	<i>192,2</i>	<i>126,8</i>	<i>89,3</i>	<i>64,9</i>	<i>52,0</i>	<i>44,0</i>
<i>Deflexão calculada (µm)</i>	385,0	288,0	233,0	187,8	123,8	85,9	63,1	49,8	41,0
<i>Verificação</i>	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

## **ANEXO H**

## Sismogramas obtidos com a Microsísmica

### ZONA B



### ZONA C

