Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia
FEUP



Manuel António Sobral Campos Jacinto

Caracterização Estrutural de Pavimentos

MVC
Porto, 2003

UNIVERSIDADE DO PORTO
FACULDADE DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS

MANUEL ANTÓNIO SOBRAL CAMPOS JACINTO

Dissertação apresentada na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Mestre em Vias de Comunicação

FEUP 2003

Resumo

Actualmente, dado que muitos pavimentos flexíveis se encontram no fim da sua vida de projecto, e visto não ser aconselhável ou viável o abandono destes pavimentos, há necessidade de prolongar a sua vida útil, recorrendo-se à aplicação de reforços sobre os mesmos.

Este trabalho pretende apresentar a caracterização dos vários tipos de pavimentos rodoviários, bem como a sua avaliação, funcional e principalmente estrutural.

Após apresentar a metodologia tradicional de estudo do reforço, pretende-se na sequência desta, correlacionar valores de deflexão máxima, medida no centro da área carregada, com as espessuras de reforço preconizadas em alguns projectos nacionais.

Abstract

Currently, given that many flexible pavements are close to end of their project's life, and it's not advisable or practical to simply abandon these pavements, it has been necessary draw out its useful life, and extend their lives by using overlaying.

This work intents to present the characterization of some types of road pavements, as well as evaluating their functional and mainly structural behavior.

After presenting the traditional methodology of an overlay study it is intended as a follow up, to correlate values of maximum deflection, measured at the load center, with overlay thickness, established by different pavements design.

Résumé

Actuellement, étant donné que beaucoup des chaussées flexibles arrivent au terme de leur vie, et puisque leur abandon n'est ni conseillé ni viable, il est nécessaire de prolonger leur vie utile en ayant recours à l'application de renforcements.

Ce travail a comme objectif de présenter la caractérisation des divers types de chaussées, ainsi que leur évaluation fonctionnelle et principalement structurale.

Après présenter la méthodologie traditionnelle d'étude de renforcement on vise en conséquence établir la corrélation entre les valeurs de déflection maximale, mesuré au centre de l'air chargé, et les épaisseurs de renforcement adoptés en divers projets de chaussée.

Agradecimentos

Se fui capaz de ir mais longe foi porque me apoiei em ombros de gigantes.
Isaac Newton

Concluído o trabalho que me envolveu durante um extenso período de tempo, que me reclamou empenho e dedicação, impõe-se reflectir sobre a fé de alguns que desde sempre acreditaram na concretização deste projecto.

Ao Sr. Professor Doutor Engº. Jaime Ribeiro pelo rigor científico e pelos doutos ensinamentos transmitidos.

À Doutora Engª Conceição Azevedo, um obrigado de profunda admiração pela ajuda, disponibilidade e desvelo incondicional, assim como pelos sábios conhecimentos transmitidos ao longo de toda a orientação desta dissertação.

Às empresas CAeMD, na pessoa da Doutora Engª Conceição Azevedo e da Engª Susana Vicente, Pronorsan na pessoa do Engº Rui Barros e à COBA na pessoa do Professor Engº Fernando Branco e da Engª Conceição Magalhães é extensiva a minha gratidão, pela disponibilidade e amabilidade com que me receberam e disponibilizaram dados, sem os quais não poderia ter culminado este trabalho.

À Joana um especial agradecimento pela colaboração e incentivo demonstrados durante este trabalho.

Um grande obrigado aos amigos e professores Ana Antão e Carlos Rodrigues, do Instituto Politécnico da Guarda, pelos ensinamentos transmitidos ao longo dos vários anos de trabalho conjunto e pela sua valiosa contribuição na minha formação.

Aos amigos e colegas que ansiosamente apoiaram a elaboração desta tese, um agradecimento sentido, em especial ao Dinis, ao Aquino, ao Luís Bernardo, ao João Pedro Farraia, à Carina e ao Engº António Afonso.

Os meus agradecimentos estendem-se também a todos aqueles que contribuíram para a realização deste trabalho, independentemente da magnitude da ajuda.

O meu agradecimento dirige-se de uma forma particular à família que desejou, tanto quanto eu, a concretização deste desafio:

Muito obrigado aos meus pais e irmão pelo inesgotável apoio com que sempre acarinharam a realização deste trabalho.

O agradecimento mais caloroso é sem dúvida para ti, Amália, pelo ilimitado apoio e pela permanente insistência na elaboração e conclusão deste trabalho. Não encontro palavras que descrevam o quanto te estou grato.

Ao nosso Tomás cujo recente nascimento veio dar mais uma razão de ser a este envolvente trabalho e encorajar a sua conclusão.

ÍNDICE

1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS 1

1.1 EVOLUÇÃO HISTÓRICA DOS PAVIMENTOS 1

1.2 OBJECTIVO E JUSTIFICAÇÃO DO TRABALHO 3

1.3 ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO 4

2 CARACTERIZAÇÃO DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS 6

2.1 GENERALIDADES 6

2.2 CAMADAS DOS PAVIMENTOS 7

2.2.1 Fundação 8

2.2.2 Leito do pavimento 9

2.2.3 Sub-base 10

2.2.4 Bases 11

2.2.5 Camada de desgaste 14

2.3 TIPOLOGIAS DE PAVIMENTOS 17

2.3.1 Pavimentos flexíveis 18

2.3.2 Pavimentos rígidos 20

2.3.3 Pavimentos semi-rígidos 25

2.4 DEGRADAÇÕES 26

2.4.1 Degradações dos pavimentos flexíveis 28

2.4.2 Degradações dos pavimentos rígidos 36

2.4.3 Degradações dos pavimentos semi-rígidos 42

2.5 MODELAÇÃO ESTRUTURAL E MÉTODOS DE CÁLCULO UTILIZADOS NA ANÁLISE ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS 43

2.5.1 Generalidades 43

2.5.2 Modelos de laje 46

2.5.3 Modelos de camadas 48

2.5.4 Método dos elementos finitos 51

3 AVALIAÇÃO DE PAVIMENTOS 52

3.1 GENERALIDADES 52

3.2 AVALIAÇÃO DE PAVIMENTOS COMO PARTE DE SISTEMAS DE GESTÃO DE PAVIMENTOS 53

3.3 TIPOS DE AVALIAÇÃO 56

3.4 AVALIAÇÃO FUNCIONAL DOS PAVIMENTOS 56

3.4.1 Conceito de avaliação / rating 57

3.4.2 Desenvolvimento de um Índice de Aptidão de Serviço 58

3.4.3 Regularidade dos pavimentos 59

3.4.4 Observação do atrito 69

3.5 INSPECÇÃO/OBSERVAÇÃO DAS DEGRADAÇÕES DOS PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS 73

3.5.1 Observação/Inspecção visual 73
3.5.2 Observação visual com recurso a equipamentos informáticos 75
3.5.3 Observação com recurso a registos fotográficos e vídeo 76
3.5.4 Observação com recurso a sistemas holográficos 77
3.5.5 Observação com recurso a sistemas de infra-vermelhos 77
3.5.6 Observação com recurso a sistemas radar 78
3.5.7 Observação com recurso a sistemas acústicos 85

4 AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE ESTRUTURAL 87

4.1 GENERALIDADES 87
4.2 AVALIAÇÃO ESTRUTURAL NÃO DESTRUTIVA 90
4.2.1 Equipamentos estáticos ou quase estáticos 90
4.2.2 Equipamentos de cargas repetidas ou dinâmicas 97
4.2.3 Observação de pavimentos através de ensaios de refracção sísmica 101
4.3 AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DESTRUTIVA 103
4.4 CORRELAÇÃO ENTRE AS DEFLEXÕES MEDIDAS COM A VIGA BENKELMAN E O DEFLETÓMETRO DE IMPACTO 104
4.5 FACTORES QUE INFLUENCIAM AS MEDIÇÕES DAS DEFLEXÕES 105
4.5.1 Desfasamento do pico das medidas de deflexão 106
4.5.2 Posicionamento dos sensores 107
4.5.3 Efeito da temperatura nas medidas de deflexão 107
4.5.4 Efeito da variação sazonal nas medidas de deflexão 111
4.6 DIVISÃO EM ZONAS DE COMPORTAMENTO HOMOGÉNEO 113
4.7 ENSAIOS REPRESENTATIVOS DE CADA SUB-TRECHO 115
4.8 DEFLEXÃO CARACTERÍSTICA 115

5 REFORÇO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS: DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE 118

5.1 GENERALIDADES 118
5.2 MÉTODOS PARA DETERMINAÇÃO DO MODELO DE COMPORTAMENTO ESTRUTURAL 120
5.2.1 Métodos iterativos 123
5.2.2 Métodos simplificados 124
5.3 METODOLOGIA DE ESTUDO DE REFORÇO 126
5.3.1 Tráfego 128
5.3.2 Caracterização do pavimento existente 130
5.3.3 Dimensionamento do reforço 133
5.4 REABILITAÇÃO ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS 135

6 CASO DE ESTUDO 138

6.1 GENERALIDADES 138
6.2 DESCRIÇÃO DOS TRECHOS ESTUDADOS 139
6.2.1 Projecto de Beneficiação da ER 384 – Portel/Barragem do Alqueva/Rio Ardila 140
6.2.2 Projecto de Beneficiação da EN 2 – Alferrarede/Entroncamento com a EN 118 143

6.2.3 Projecto do Reforço do Pavimento de um troço do IP1 (EN261-4 e EN264) – Alvalade/Ourique 146
6.2.4 Beneficiação/Reforço do pavimento do Sub-lanço Aveiro (Sul) – Albergaria – A1 Auto-estrada do Norte 148
6.2.5 Beneficiação do IP5 – lanço entre Mangualde e Celorico da Beira 150
6.2.6 Beneficiação da EN1 entre Vila Franca de Xira e o Carregado 152
6.2.7 Projecto de Beneficiação das EENN 218 e 317 entre Vinhas e Vimioso 154
6.2.8 Beneficiação das EE NN 222 e 313 entre Samodães e o IP3 156
6.2.9 Projecto de Beneficiação da EN 304 entre Vieira do Minho e Rossas 158
6.2.10 Projecto de Beneficiação da EN 247 entre o cruzamento com a EN 247-1 e Ribamar 160
6.2.11 Beneficiação do IP8 entre Santiago do Cacém e Grândola 162
6.2.12 Projecto de Beneficiação da EN 118 entre Ponte das Enguias e o Porto Alto 164
6.2.13 Projecto de Beneficiação da A3, sub-lanço Maia – Famalicão 166
6.3 PROCEDIMENTOS UTILIZADOS NA ANÁLISE DOS DADOS DOS PROJECTOS 168
6.4 CORRELAÇÃO ENTRE DEFLEXÕES MEDIDAS, CLASSES DE TRÁFEGO E ESPESSURAS ADOPTADAS 171
6.5 ANÁLISE DE OUTROS PARÂMETROS 174
6.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS 178
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS 179
7.1 GENERALIDADES 179
7.2 SÍNTESE E APRECIAÇÃO GLOBAL DO TRABALHO. PERSPECTIVAS FUTURAS 180
BIBLIOGRAFIA 183

Índice de Figuras

Figura 2.1 – Pavimento rodoviário: acções e solicitações
Figura 2.2 – Constituição da estrutura de um pavimento tipo
Figura 2.3 – Revestimentos superficiais: a) simples, b) simples com duplo espalhamento de gravilha, c) duplo
Figura 2.4 – Pavimento flexível - Constituição e modo de funcionamento
Figura 2.5 –Pavimento rígido – Constituição e modo de funcionamento
Figura 2.6 – Pavimento semi-rígido – Constituição e modo de funcionamento
Figura 2.17 – Encurvamento das lajes em função dos gradientes térmicos
Figura 2.20 – Mecanismo de bombagem
Figura 2.21 – Tensões actuantes num elemento devidas a uma carga pontual de acordo com Boussinesq
Figura 2.22 – Modelo de Westergaard
Figura 2.23 – Sistema elástico multi-camada
Figura 2.24 – Modelo de Burmister
Figura 2.25 – Características dos materiais: a)linearidade; b)viscosidade; c) plasticidade
Figura 3.1 – Principais tipos de resposta de um pavimento
Figura 3.2 – Previsão das características do pavimento no dimensionamento e controlo dessas previsões
Figura 3.3 – Evolução da "qualidade" de um pavimento
Figura 3.4 – Caracterização da irregularidade longitudinal
Figura 3.5 – Esquema do BPR Roughmeter
Figura 3.6 – Evolução do atrito num curto intervalo de tempo
Figura 3.7 – Evolução do CAT com o tráfego total acumulado
Figura 3.8 – SCRIM: Princípio de funcionamento
Figura 3.9 – Princípio de funcionamento do radar
Figura 3.10 – Reflexão das ondas electromagnéticas através de uma estrutura multi-camada
Figura 3.11 – Relação entre o sinal obtido com radar e a estrutura do pavimento
Figura3.12 – Princípio de funcionamento do sistema de impulsos acústicos
Figura 4.1 – Metodologia adoptada na avaliação da capacidade de carga de pavimentos com base na análise estrutural
Figura 4.2 – Esquema de funcionamento da viga Benkelman
Figura 4.3 – Ensaio de carga e descarga
Figura4.4 – Deflectogramas
Figura 4.5 – Esquema do Defletógrafo Lacroix
Figura 4.6 – Princípio de funcionamento do cmi
Figura 4.7 – Equipamento Dynaflect em posição de ensaio
Figura 4.8 – Princípio de funcionamento do Defletómetro de Impacto
Figura 4.9 – Ábaco para estimar as temperaturas no interior das camadas betuminosas, a partir das temperaturas da superfície e do ar

Figura 4.10 – Ábaco para relacionar módulos de deformabilidade de misturas betuminosas a diferentes temperaturas
Figura 4.11 – Obtenção de factor Fd para correcção de deflexões devidas à temperatura
Figura 4.12 – Ilustração do método das diferenças acumuladas para divisão em zonas de comportamento homogéneo
Figura 5.1 – Organigrama de dimensionamento de pavimentos flexíveis por via empírico – mecânica
Figura 5.2 –Fases da avaliação da capacidade de carga de um pavimento
Figura 5.3 – Metodologia de estudo de reforço
Figura 5.4 – Reabilitação estrutural de pavimentos
Figura 6.1 – Gráfico com espessuras médias de reforço *versus* valores médios de deflexão
Figura 6.2 – Gráfico com H equivalente média *versus* valores máximos de deflexão
Figura 6.3 – Espessura média de reforço *versus* deflexão máxima para classe de fundação F_2
Figura 6.4 – Espessura média de reforço *versus* deflexão máxima para classe de fundação F_3
Figura 6.5 – Espessura média de reforço *versus* deflexão máxima para classe de fendilhamento I-II
Figura 6.6 – Espessura média de reforço *versus* deflexão máxima para classe de fendilhamento III-IV
Figura 6.7 – Espessura média de reforço *versus* deflexão máxima para classe de fendilhamento V

Índice de Quadros

Quadro 2.1 – Classes de fundação
Quadro 2.2 – Espessura do Leito do Pavimento
Quadro 2.3 – Quadro de funções
Quadro 2.4 – Quadro de funções
Quadro 2.5 – Principais manifestações de degradação de pavimentos
Quadro 2.6 – Principais manifestações de degradação em pavimentos flexíveis (Fendas)
Quadro 2.7 – Principais manifestações de degradação em pavimentos flexíveis (Deformações e Desagregações)
Quadro 2.8 – Principais manifestações de degradação em pavimentos rígidos (Fendas)
Quadro 2.9 – Principais manifestações de degradação em pavimentos rígidos
Quadro 3.1 – Constantes dieléctricas de alguns materiais
Quadro 3.2 – Listagem de alguns materiais de construção por ordem crescente de dificuldade de penetração das ondas electromagnéticas
Quadro 4.1 – Coeficientes de correcção da deflexão devida à humidade do solo de fundação
Quadro 4.2 – Coeficientes de correcção da deflexão devida à temperatura do pavimento
Quadro 5.1 – Factores de correcção da carga em função do ν
Quadro 5.2 – Factores de agressividade
Quadro 6.1 – Listagem dos projectos analisados, projectistas e data de execução
Quadro 6.2 – Zonamento, degradações e fundação da ER 384
Quadro 6.3 – Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas ER 384
Quadro 6.4 – Zonamento, degradações e fundação da EN 2
Quadro 6.5 – Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas da EN2
Quadro 6.7 – Zonamento, degradações e fundação do IP1
Quadro 6.8 – Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas do IP1
Quadro 6.9 – Zonamento, degradações e fundação da A1
Quadro 6.10 – Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas da A1
Quadro 6.12 – Zonamento, degradações e fundação do IP5
Quadro 6.13 –Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existente e de reforço adoptadas do IP5
Quadro 6.15 – Zonamento, degradações e fundação da EN 1
Quadro 6.16 – Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas da EN1
Quadro 6.18 – Zonamento, degradações e fundação das EENN 218 e 317
Quadro 6.19 – Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas das EENN 218 e 317

Quadro 6.21 – Zonamento, degradações e fundação das EENN 222 e 313
Quadro 6.22 – Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas das EENN 222 e 313
Quadro 6.24 – Zonamento, degradações e fundação da EN 304
Quadro 6.25 – Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas da EN 304
Quadro 6.26 – Zonamento, degradações e fundação da EN 247
Quadro 6.27 – Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas da EN 247
Quadro 6.28 – Zonamento, degradações e fundação do IP8
Quadro 6.29 – Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas do IP8
Quadro 6.30 – Zonamento, degradações e fundação da EN 118
Quadro 6.31 – Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas da EN 118
Quadro 6.32 – Zonamento, degradações e fundação da A3
Quadro 6.33 – Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas da A3
Quadro 6.35 – Valores corrigidos de deflexões e respectivas espessuras de reforço
Quadro 6.36 – Valores corrigidos de deflexões e respectivas espessuras de reforço
Quadro 6.37 – Valores corrigidos de deflexões e respectivas espessuras de reforço
Quadro 6.38 – Espessuras médias de reforço por gama de deflexões para o conjunto das classes de tráfego consideradas

Glossário dos Símbolos

a	Raio de acção; distância entre pontos de aplicação de carga; agressividade do eixo de carga P
A	Amplitude; parâmetro
AE	Auto-Estrada
B	Parâmetro
C	Celeridade; parâmetro
CAT	Coeficiente de atrito transversal
CBR	California Bearing Ratio
C_h	Factor de correcção da humidade
cmi	curvature measurement instrument
C_t	Factor de correcção da temperatura
d	Espessura da camada; distância; deflexão
D	Parâmetro
D_a	Deflexão à distância a
D_c	Deflexão de cálculo
DI	Defletómetro de Impacto
d_k	Deflexão característica
DL	Defletógrafo Lacroix
E	Módulo de deformabilidade; módulo de elasticidade; especificação LNEC
E_{ensMB}	Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a Temperatura de ensaio
E_i	Amplitude da onda reflectida
E_{MB}	Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de projecto
E_{Mgb}	Módulo de deformabilidade da camada de base em material granular
EN	Estrada Nacional
EE NN	Estradas Nacionais
E_p	Módulo efectivo do pavimento
ER_1	Amplitude medida
E_{SF}	Módulo de deformabilidade do solo de fundação
E_{tp}	Módulo de deformabilidade à temperatura do pavimento
f	Vida restante
FA	Factor de agressividade
F_d	Factor de ajuste da temperatura
F_e	Factor de ajustamento do módulo das misturas betuminosas
FWD	Falling Weight Deflectometer
G	Módulo de distorção
GPR	Ground Penetrating Radar
h	Espessura da camada
h_e	Espessura equivalente
h_{Mgb}	Espessura da camada de base em material granular
H	Espessura; profundidade

IP	Itinerário Principal
IRI	International Roughness Índex
k	coeficiente
K	coeficiente
L	Comprimento
M_r	Módulo da fundação
N	Acção transversal
N_{ae}	Número admissível de passagem de eixos padrão para a estrutura do pavimento existente
N_{ar}	Número admissível de passagem de eixos padrão para a estrutura do pavimento com reforço
N_p	Número equivalente de passagens do eixo padrão correspondente ao tráfego futuro
N_{AEP}	Número admissível de eixos padrão
NBO	Notation par Bandes d'Ondes
NTD	Número de tráfego para o dimensionamento
NVP	Número de veículos pesados no período em análise
p	Carga uniformemente aplicada; pressão; grau de consumo
P	Carga; força aplicada
PSI	Present Serviceability Index
Q	Carga aplicada
r	Índice do pavimento; parâmetro
R	Reacção; parâmetro
SCRIM	Side Ways-Force Coefficient Routine Investigation Machine
S_f	Factor de correcção da carga em função do coeficiente de Poisson (ν)
t	Tempo de propagação
T	Temperatura
T_{ab}	Temperatura de anel e bola de uma mistura betuminosa
T_{ensaio}	Temperatura de ensaio
$TMDA_p$	Tráfego Médio Diário Anual de veículos pesados
TTA	Tráfego total acumulado
V	Velocidade; sentido de deslocação
V_a	Percentagem volumétrica de agregado
V_b	Percentagem volumétrica de betume
VB	Viga Benkelman
V_r	Velocidade da onda de superfície
V_s	Velocidade da onda de corte
V_v	Porosidade da mistura betuminosa
w	Deslocamento vertical; entrada de água
X	Distância; parâmetro
Y	Parâmetro
Z	Parâmetro
ΔH	Variação de altura
Δh	Variação de altura

ΔT	Variação de temperatura
α	Coeficiente
δ	Deformações
δ_{85}	Percentil de 85% dos valores das deflexões medidas no centro da carga
δ_c	Deflexão reversível máxima
δ_o-média	Valor médio de deflexão medido no centro da cargo
ε	Constante dieléctrica; extensão
ε_{ar}	Constante dieléctrica do ar
ε_f	Extensão máxima vertical de compressão admissível no topo da fundação
ε_{mb}	Constante dieléctrica dos materiais betuminosos
ε_{mg}	Constante dieléctrica dos materiais granulares
ε_s	Constante dieléctrica do solo
ε_t	Valor da extensão de tracção na mistura betuminosa; extensão máxima de tracção admissível
ε_z	Valor da extensão de compressão no topo da fundação
λ	Comprimento de onda
ν	Coeficiente de Poisson
ρ	Densidade específica; coeficiente de reflexão
σ	Desvio padrão dos valores das deflexões medidas no centro da carga
σ_t	Tensão de tracção
σ_x	Valor de tensão
σ_y	Valor de tensão
σ_z	Tensão de compressão

Abreviaturas

AASHTO	American Association of State Highway and Transport Official (EUA)
AI	Asphalt Institute (EUA
APORBET	Associação Portuguesa dos Industriais de Misturas Betuminosas
ASTM	American Society for Testing and Materials (EUA)
CEBTP	Centre d'Expérimentation pour le Bâtiment et Travaux Publics (França)
CEN	Commission Européenne de Normalisation
COST	European Co-operation in the field of Scientific and Technical research
JAE	Junta Autónoma de Estradas
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (França)
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
NRL	Danish National Road Laboratory (Dinamarca)
PCA	Portland Cement Association (EUA)
WG5	Working Group 5

1 Considerações Iniciais

1.1 Evolução histórica dos pavimentos

Os Romanos foram os primeiros grandes construtores europeus de estradas, para os quais a necessidade de movimentação rápida dentro do Império se mostrava muito importante, tanto por razões militares como civis (Watson, J., 1989).

As estradas desempenhavam um papel vital na manutenção do Império Romano. De facto podemos dizer que o Império era mantido por um sistema de estradas bem elaborado que ligava Roma, em Itália, ao resto da Europa, à Ásia Menor, Egipto e África. Estas regiões estavam divididas em 113 províncias atravessadas por 372 grandes estradas, totalizando 54.964 milhas romanas, aproximadamente 78.000 km.

O sistema de romano de grandes estradas era baseado em 29 grandes estradas saindo de Roma, até aos locais mais longínquos do Império. A primeira e provavelmente a maior destas estradas foi a *Via Appia* que ligava Roma a *Brundisium* no norte de Itália. Esta estrada com 660 km, que se iniciou em 312a.C. e chegou a *Brundisium* em 244a.C., forneceu uma melhoria das comunicações entre Roma e o norte de África e o Este. Estas estradas eram normalmente construídas com uma largura de 4,25 m, o que permitia que duas carroças se cruzassem facilmente.

As estradas romanas tinham duas particularidades, a primeira, é que estas eram construídas normalmente em aterro, o que para além de contribuir para que a superfície da estrada estivesse seca, contribuía para fornecer uma visão da área envolvente de forma a que o movimento das tropas estivesse mais protegido dos ataques surpresa. Daí o termo inglês "highway".

A segunda particularidade era a sua linearidade. A adopção de traçados rectos, pelos Romanos, era motivada pelo facto de que uma estrada recta oferecia, obviamente, uma comunicação mais directa em territórios hostis. (O'Flaherty, C.A., 1986).

Durante a Idade Média, não existiram grandes preocupações em manter ou substituir as estadas Romanas, que consequentemente se deterioraram.

Em Portugal desde o final do século XVIII que existe uma preocupação com a conservação das estradas, onde se manifestava o interesse pelo tipo de rodados e número máximo de animais de tracção em veículos de duas rodas, para que os veículos da época não transportassem carga excessiva (Mascarenhas Neto, J., 1985).

Durante os séculos XVII e XVIII, em França e na Grã-Bretanha reinicia-se a construção ou reconstrução, de uma nova rede de estradas.

No século XVIII (1775), em França, Tresaguet, codifica pela primeira vez de forma detalhada a construção dos pavimentos em 3 camadas de materiais pétreos de dimensões decrescentes, da fundação para a superfície, sendo a fundação do pavimento (elemento resistente essencial) constituída por blocos arrumados à mão (fondation en "hérisson").

No século XIX (1820) o escocês Mac Adam põe em causa a eficiência deste tipo de fundação preconizando a execução de camadas sucessivas de pedras britadas de menores dimensões.

Este método de construção teve muito êxito, continuando ainda hoje a ser utilizado para camadas de sub-base e de base, os chamados macadames, ou mais actualmente AGE – Agregado de Granulometria Extensa.

Com esta evolução na construção, também o tipo de acções a que os pavimentos estavam sujeitos muda. Com o aparecimento do automóvel, nos finais do século XIX, e devido às velocidades de circulação dos mesmos, surge a poeira e a projecção de pedras soltas, degradando-se rapidamente os pavimentos tradicionais. Era necessário proteger os peões destes perigos e incómodos, pelo que se começaram a aplicar superficialmente ligantes hidrocarbonatados, dando a esses pavimentos a estrutura dos pavimentos flexíveis actuais.

Durante a 1ª Guerra Mundial, surgem as centrais descontínuas de betão betuminoso, o que levou a uma lenta substituição dos revestimentos com ligantes hidrocarbonatados por camadas de desgaste em betão betuminoso.

No início, os pavimentos não eram calculados, empregando-se as mesmas espessuras de camadas em todas as estradas, independentemente das condições de fundação e de tráfego. Posteriormente surgiram alguns catálogos de pavimentos, onde se recomendavam constituições e espessuras do pavimento em função da natureza da fundação e do volume de tráfego.

Um dos primeiros métodos de dimensionamento foi o método do CBR, desenvolvido na década de 30, que com determinados aperfeiçoamentos e adaptações ainda hoje é utilizado.

Durante a 2ª Guerra Mundial e devido ao rápido desenvolvimento da aviação militar, verificou-se a necessidade de dimensionar pavimentos de aeródromos, os quais estavam submetidos a condições de cargas mais severas do que as estradas.

Foi ainda durante a 2ª Guerra Mundial, em 1943, que Burmister apresentou a sua teoria de cálculo das tensões e deformações em sistemas de camadas e a sua aplicação ao dimensionamento de aeródromos.

Após a 2ª Guerra Mundial, na década de 50, os Estados Unidos da América tomaram a dianteira no desenvolvimento de métodos de dimensionamento e construção de pavimentos, tendo efectuado ensaios em grande escala para o estudo do comportamento dos pavimentos (ensaios WASHO e AASHO).

Desde a década de 50 que várias entidades, incluindo os produtores de ligantes ou associações como por exemplo a SHELL e a PCA, desenvolveram métodos de dimensionamento de pavimentos.

Devido ao tráfego e às cargas actuantes, os pavimentos degradam-se, sendo necessário a sua reconstrução ou reforço, dependendo dos níveis de degradação, tendo-se desenvolvido diversos métodos de reforço de pavimentos. Métodos estes que se baseiam em primeiro lugar numa rectroanálise, para determinação da resistência do pavimento actual com recurso a vários tipos de ensaio e análise e posteriormente na determinação de espessuras de camadas ou técnicas de reforço para "elevar" a vida útil dos pavimentos em análise.

Além do dimensionamento e conservação dos pavimentos, também várias entidades se dedicaram à avaliação do estado dos pavimentos, tanto superficial, como estrutural, desenvolvendo várias metodologias de avaliação.

1.2 Objectivo e justificação do trabalho

Actualmente, e como muitos pavimentos flexíveis se encontram no fim da sua vida de projecto, e dado não ser aconselhável ou viável o abandono destes

pavimentos, há necessidade de prolongar a sua vida útil, recorrendo-se à construção de reforços sobre os mesmos.

Assim, e face à necessidade crescente de reforço dos pavimentos rodoviários, considerou-se justificado e oportuno o desenvolvimento deste trabalho, de forma a facilitar a correlação entre os resultados obtidos através de ensaios de carga não destrutivos e as espessuras de reforço a utilizar nos métodos de cálculo para obtenção das espessuras de reforço finais.

O objectivo deste trabalho é essencialmente a correlação entre as deflexões obtidas através de ensaios de carga não destrutivos, e as espessuras de reforço obtidas, tendo em atenção a classe de tráfego a que os pavimentos estavam sujeitos, a fundação e o tipo de degradação.

A fim de não restringir o âmbito do presente trabalho ao reforço de pavimentos, houve também necessidade de fazer um "state of the art" sobre todo o tipo de "inputs" e "outputs" a que os pavimentos rodoviários, especialmente os flexíveis, estão sujeitos.

Estes "inputs" referem-se essencialmente à constituição, modo de funcionamento e solicitações a que estes estão submetidos. Os "outputs" estão relacionados com o tipo de degradações que estes apresentam, tornando o seu reforço ou reconstrução necessários.

1.3 Estruturação do trabalho

Com o intuito de atingir os objectivos acima descritos, este trabalho foi estruturada em 7 capítulos a seguir descritos.

- Capítulo 1 – Considerações Iniciais

Este próprio capítulo, onde é apresentada de forma resumida a evolução dos pavimentos desde a época romana até aos dias de hoje. São também apresentados a contextualização deste trabalho e os objectivos propostos;

- Capítulo 2 – Caracterização de Pavimentos Rodoviários

Neste capítulo encontram-se descritos os tipos de pavimentos rodoviários actualmente em uso em Portugal. Esta descrição passa pela definição e descrição das várias camadas dos pavimentos, pelo modo de funcionamento e degradações a que estes estão sujeitos. No final deste capítulo encontra-se

descrita a modelação estrutural e métodos de cálculo utilizados na análise estrutural de pavimentos.

- Capítulo 3 – Avaliação de Pavimentos

Encontram-se descritos vários equipamentos, técnicas e métodos de avaliação de pavimentos do ponto de vista funcional. Como este trabalho se desenvolve no âmbito da avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis, este tema é aprofundado no capítulo 4.

- Capítulo 4 – Avaliação da Capacidade Estrutural

Na primeira parte do capítulo encontram-se descritos equipamentos e técnicas de avaliação estrutural, enquanto que na segunda parte deste capítulo se descrevem as acções e etapas essenciais para avaliação dos pavimentos, tendo como objectivo final a avaliação da necessidade de reforço destes.

- Capítulo 5 – Reforço de Pavimentos Flexíveis: Dimensionamento e Análise

Encontram-se descritos métodos de dimensionamento de reforço de pavimentos flexíveis e de rectroanálise, apresentando-se também a metodologia do estudo de reforço.

- Capítulo 6 – Caso de Estudo

Apresentam-se dados recolhidos de diversos projectos de reforço, esquematizando seguidamente o processo de normalização dos dados obtidos (em especial das deflexões), correlacionando-os com as espessuras de reforço obtidas para cada tipo de tráfego, fundação e tipo de degradação existente.

- Capítulo 7 – Considerações Finais

A apresentação deste trabalho termina procurando resumir todo o trabalho realizado bem como os principais objectivos a atingir e as conclusões que foram possíveis obter com o caso de estudo.

São também indicadas sugestões para futuros trabalhos a realizar nesta área..

2 Caracterização de Pavimentos Rodoviários

2.1 Generalidades

Entende-se um pavimento como sendo "parte da estrada, rua ou pista, que suporta directamente o tráfego e transmite as respectivas solicitações à infraestrutura: terreno, obras de arte, etc. Pode ser constituído por uma ou mais camadas tendo, no caso geral, uma camada de desgaste e camadas de fundação. Cada uma destas camadas pode ser composta e constituída por camadas elementares" (LNEC-E1,1962).

Um pavimento rodoviário é uma estrutura que se destina a proporcionar a circulação do tráfego em condições adequadas de segurança, conforto, ambiente e economia (em termos de economia e de custos de manutenção de estradas) (Azevedo, M.C., 2001).

Os pavimentos rodoviários consistem na associação de várias camadas (Watson, J., 1989), camadas estas que desempenham várias funções e que contribuem para que o pavimento se mantenha seguro, estável e durável por um determinado período de tempo e sob a acção do tráfego e dos agentes climatéricos.

Os pavimentos são projectados para suportar as acções previsíveis, tráfego e agentes climatéricos, durante um dado período de vida útil (geralmente 20, no caso dos pavimentos flexíveis, e 40 anos, no caso dos pavimentos rígidos).

A superfície do pavimento é a que mais directamente afecta as condições de circulação, devendo esta camada ser suficientemente uniforme para, a velocidades razoáveis, permitir a circulação dos veículos de uma forma confortável e segura em qualquer condição climática. Deverá apresentar uma certa rugosidade, de forma a garantir uma boa aderência entre o pavimento e os pneumáticos e deverá assegurar uma rápida eliminação da água do pavimento em tempo de chuva (Watson, J., 1989).

Sob a superfície, é colocada uma ou mais camadas de materiais tratados, cuja função é fornecer um suporte para a superfície e proteger o solo de fundação. Estas camadas devem ser capazes de suportar os efeitos agressivos do tráfego e do clima, e devem proteger o solo de fundação das cargas que este não pode suportar (Watson, J., 1989).

Assim, um pavimento consiste na sobreposição de várias camadas de material. Na generalidade dos casos, os pavimentos são constituídos por uma ou mais camadas de materiais estabilizados com ligantes (hidrocarbonados ou hidráulicos) colocadas sobre uma ou mais camadas de materiais granulares, estabilizados mecanicamente.

Um exemplo é mostrado na Figura 2.1, onde é representada a constituição esquemática de um pavimento tipo onde são indicadas as diferentes camadas constituintes e as principais acções e solicitações desenvolvidas (Pereira, P. e Miranda, C., 1999).

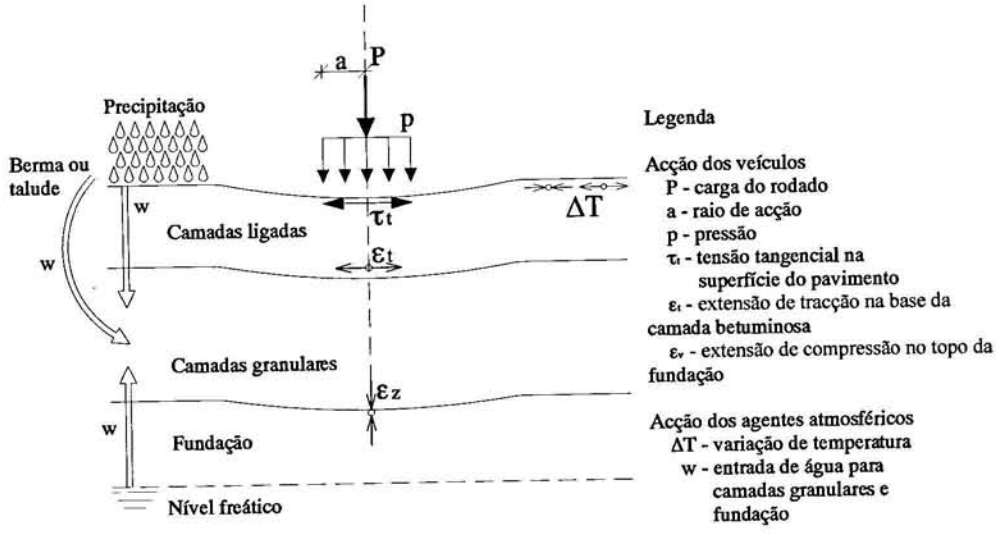


Figura 2.1 – Pavimento rodoviário: acções e solicitações

A seguir, caracterizam-se as diferentes camadas, bem como os seus materiais e funções.

2.2 Camadas dos Pavimentos

Os pavimentos são estruturas laminares estratificadas em que os materiais são dispostos em camadas a partir da fundação por ordem crescente de resistência.

Cada uma dessas camadas desempenha determinadas funções no pavimento, bem como pode ser constituída por diferentes materiais, podendo em alguns casos ou tipos de pavimentos nem todas estarem presentes. A estrutura tipo de um pavimento encontra-se esquematizada na Figura 2.2.

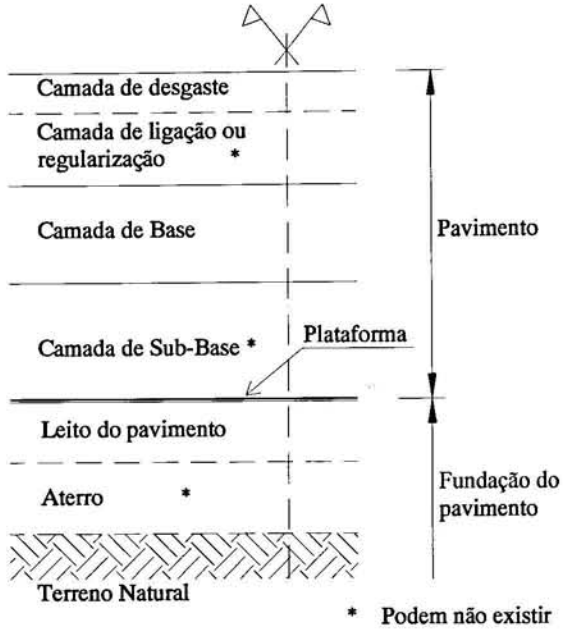


Figura 2.2 – Constituição da estrutura de um pavimento tipo (Azevedo, M. C., 2001)

Cada uma destas camadas tem a função de fornecer suporte e proteger as camadas subjacentes. Devem também ser capazes de suportar as solicitações das acções climatéricas e do tráfego, devendo degradar as cargas aplicadas para valores compatíveis com a resistência das camadas subjacentes (Watson, J., 1989).

2.2.1 Fundação

Em princípio a fundação dos pavimentos pode ser constituída por quase todo o tipo de solos ou rocha. Contudo, no caso da existência de solos finos e plásticos, podem existir algumas dificuldades no suporte do tráfego de estaleiro e exibir pequena capacidade de carga quando em presença de água, tanto a curto como a longo prazo.

A estas limitações pode ainda acrescer uma variação das características dos materiais ao longo do traçado, ou variações das características dos materiais nas manchas de empréstimo, o que poderá implicar uma certa heterogeneidade da fundação.

O Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional (JAE, 1995), prevê a consideração de quatro classes de fundação como se indica no Quadro 2.1.

Classe de fundação	Módulo de fundação (MPa)		Classe de tráfego
	GAMA	Valor de cálculo	
F_1	>30 a ≤ 50	30	T_5, T_6
F_2	>50 a ≤ 80	60	T_3, T_4, T_5, T_6
F_3	>80 a ≤ 150	100	T_1, T_2, T_3, T_4, T_5, T_6
F_4	>150	150	T_1, T_2, T_3, T_4, T_5, T_6

Quadro 2.1 – Classes de fundação (JAE, 1995)

2.2.2 Leito do pavimento

Esta camada surge como forma de eliminar ou reduzir os problemas decorrentes da heterogeneidade dos materiais de fundação. Esta camada designa-se por "leito do pavimento" (Azevedo, M. C., 2001).

Existem várias formas de executar esta camada, variando de acordo com o tipo de fundação e com o facto de se tratar ou não de zonas de aterro ou de escavação.

Esta camada está assim integrada ainda nos trabalhos de terraplenagem e visa os seguintes objectivos:

- A curto prazo, permitir o tráfego de equipamento de obras e assegurar a capacidade de suporte para a construção das camadas dos pavimentos e proteger o solo subjacente contra a acção dos agentes climatéricos;
- A longo prazo, garantir uma plataforma com capacidade de suporte homogénea e compatível com o valor tomado no dimensionamento do pavimento, fornecer uma protecção térmica aos solos sensíveis à acção do gelo, assegurar a drenagem da água que percula através do pavimento ou evitar a ascensão capilar das águas internas e impedir a contaminação da sub-base ou da base pelos finos do solo.

Correntemente, na execução desta camada, utilizam-se materiais granulares não tratados, ou materiais tratados através de misturas com outros solos, com ligantes hidráulicos (cal e/ou cimento).

De acordo com a E242-LNEC (1971), a espessura da camada do leito do pavimento é fixada conforme indicado no Quadro 2.2, em função da natureza do tráfego, devendo este ser classificado através do "número de tráfego para o dimensionamento" (NTD).

Natureza do tráfego	espessura (cm)
leve	15 a 30
médio	30 a 40
pesado	45 a 60

Quadro 2.2 – Espessura do Leito do Pavimento (E242, LNEC, 1971)

Frequentemente quando se recorre a materiais granulares não tratados, utilizam-se simultaneamente geotêxteis com o objectivo de evitar a contaminação pelos finos de solo natural exercendo também funções drenantes.

Esta camada também serve de base construtiva, possibilitando uma melhor compactação das camadas superiores e uma melhor traficabilidade do equipamento de obra.

2.2.3 Sub-base

As funções desta camada podem ser variadas e podem ser analisadas sob vários pontos de vista. Como elemento estrutural do pavimento, a sub-base ajuda a distribuir para a fundação as cargas aplicadas.

A sub-base é uma camada de fundação, menos resistente do que a base, situada entre esta e o solo de fundação (E1, LNEC, 1962).

Esta camada pode, durante a fase construtiva, proteger a fundação (Azevedo, M. C., 2001) ajudando a manter a necessária traficabilidade durante a execução da obra, garantindo ainda um apoio regular das camadas superiores.

Outra função desta camada prende-se com as suas funções drenantes, ajudando a proteger as camadas superiores da água capilar funcionando como barreira, ajudando também a drenagem interna do pavimento, quando é concebida para tal (Azevedo, M. C., 2001).

Os materiais utilizados nesta camada devem possuir melhores características do que os da fundação e devem ser capazes de resistir às tensões transmitidas pelo tráfego.

As espessuras desta camada dependem do tipo de tráfego e da resistência do solo de fundação, realizando-se por aplicação de sucessivas camadas compactadas.

Os materiais a aplicar nestas camadas podem ser solos seleccionados, agregados não britados (material aluvionar), ou agregados britados de granulometria extensa (APORBET, 1998), devendo estes respeitar determinadas características físicas e mecânicas.

2.2.4 Bases

A camada de base é uma camada de fundação situada entre a camada de desgaste e a sub-base ou o solo de fundação (E1, LNEC, 1962).

Estruturalmente, a camada de base é a camada mais importante. Desta camada é esperado que suporte e degrade as cargas aplicadas de forma a que a capacidade de suporte das camadas subjacentes não seja excedida (O'Flaherty, C.A., 1988).

As camadas de base são constituídas por agregados que podem ser aglutinados, sendo a sua resistência mobilizada fundamentalmente pelo atrito e pelo efeito de aglutinação. Quando existe aglutinante, esta camada contribui para que a estrutura apresente uma maior resistência à fadiga. Como esta camada pode apresentar uma espessura significativa, os materiais utilizados nesta camada devem ser de boa qualidade (Yoder, E. J., Witczak, M.W., 1975).

Existem vários tipos de bases que se distinguem pelo tipo e granulometria do agregado e pela natureza e forma como o ligante penetra na camada ou liga o agregado.

Assim, a camada de base pode ser constituída por várias sub-camadas, podendo mesmo algumas serem constituídas por agregados não tratados e outras por agregados não tratados, em conformidade com o dimensionamento efectuado.

2.2.4.1 Macadame hidráulico

De acordo com a especificação E1 do LNEC (1962), um macadame é uma "camada de pavimento, fortemente comprimida, essencialmente constituída por pedra britada aglutinada. Pode ser de vários tipos, conforme a natureza do aglutinante".

No caso das bases em macadame hidráulico, estas são executadas com material de granulometria uniforme (brita), sendo posteriormente compactadas e

colocado o material de preenchimento, de forma a conseguir-se uma certa aglutinação.

Actualmente este tipo de camada é usado principalmente como base, embora já tenha sido utilizado como camada de desgaste, devido à sua razoável resistência ao desgaste em condições de tráfego pouco intenso.

2.2.4.2 Base de agregado de granulometria extensa

É uma das bases granulares não tratadas mais utilizadas, designada correntemente por "tout-venant". Os materiais utilizados resultam do aproveitamento completo do material pétreo, tendo assim custos inferiores aos das outras bases onde os materiais de maiores dimensões são evitados.

Este tipo de base ajuda também à drenagem e fornece uma protecção adicional à acção do gelo, quando necessário (Yoder, E. J., Witczak, M.W., 1975).

2.2.4.3 Macadame betuminoso

Este tipo de material apresenta características granulométricas muito idênticas aos anteriores, mas o seu fabrico é feito a quente numa central, resultando assim maior rigor e uniformidade no fabrico.

A composição destes macadames deve ser estudada para cada caso, em função dos agregados disponíveis, pois as características destas misturas são influenciadas por pequenas variações dos teores de betumes.

Nos pavimentos flexíveis, a execução da camada de base em material betuminoso apresenta grandes vantagens, tanto a nível económico como a nível técnico. A nível económico, pois devido às espessuras das camadas (9 a 15cm) permite a utilização de material pétreo de maiores dimensões (0/25 a 0/40), conduzindo assim a misturas com teores em betume relativamente mais baixos.

Dada a sua composição volumétrica e do esqueleto mineral apresentam um excelente comportamento às deformações permanentes e uma elevada resistência à fadiga (Azevedo, M.C., 1993).

Por outro lado, com o avanço da tecnologia nos equipamentos de fabrico, transporte, colocação e compactação, é possível dispensar actualmente a camada de regularização betuminosa, o que devido à regularidade conseguida

na execução das camadas granulares e à elevada espessura da camada de base betuminosa, permite assegurar à camada de desgaste a regularidade necessária para que a circulação se processe nas melhores condições de segurança e conforto (Azevedo, M.C., 1993).

2.2.4.4 Base granular estabilizada com cimento

Este tipo de material consiste na mistura de agregados com água e cimento, recomposta em obra ou fabricada em betoneiras ou centrais em que a coesão é aumentada pela utilização do ligante.

Estas bases diferem do betão normal devido às diferenças nas granulometrias dos agregados, ao teor de cimento ser inferior e à relação água/cimento ser muito baixa. Estas quantidades são determinadas de forma a permitirem a compactação da camada em condições análogas às dos ensaios de compactação de referência ou as resistências mecânicas pretendidas.

Apesar da reduzida relação água/cimento, o aparecimento de fissuras de retracção torna problemática a sua utilização em determinados tipos de pavimentos, pois estas fissuras são transmitidas às camadas superiores.

Os materiais e dosagens utilizados deverão ser objecto de um estudo cuidadoso e a mistura deverá apresentar resistências à compressão e à tracção acima de valores pré-estabelecidos.

2.2.4.5 Penetração e semi-penetração betuminosas

De acordo com a E1 do LNEC (1962), por penetração betuminosa entende-se uma "camada de pavimento constituída por agregado de granulometria conveniente, sobre o qual, depois de cilindrado é feita uma rega superficial betuminosa imediatamente seguida de espalhamento de areia ou gravilha e de novo cilindramento". As semi-penetrações betuminosas verificam-se quando o aglutinante não atinge a totalidade da espessura da camada.

Neste tipo de camadas, as britas deverão possuir granulometrias abertas para que os aglutinantes penetrem nos vazios por gravidade, devendo ser utilizados betumes moles do tipo 160/220 (APORBET, 1998) ou emulsões do tipo catiónico de rotura rápida.

2.2.5 Camada de desgaste

Esta camada é a que se encontra mais à superfície de um pavimento, em contacto directo com o tráfego, devendo ser adequada à circulação do tráfego com conforto e segurança. Tem também funções de drenagem e impermeabilização das camadas inferiores, bem como de distribuição das tensões induzidas pelo tráfego (Azevedo, M.C., 2001).

Nos pavimentos rígidos, esta camada é constituída por lajes de betão de cimento, enquanto noutros tipos de pavimentos consiste normalmente em betões betuminosos (tradicionais, rugosos ou drenantes) ou revestimentos superficiais betuminosos.

A nível estrutural, o betão betuminoso, devido à sua espessura, apresenta comportamentos muito superiores aos revestimentos superficiais betuminosos, principalmente os tradicionais.

A seguir indicam-se alguns tipos de camadas de desgaste mais utilizadas.

2.2.5.1 Betões e argamassas betuminosas

Os betões e argamassas betuminosas são misturas fabricadas em centrais betuminosas onde os agregados, depois de doseados são aquecidos, adicionando-se de seguida o betume quente realizando-se a mistura até esta se apresentar homogénea, sendo posteriormente transportadas para o local de aplicação para compactação.

Quando as misturas betuminosas são aplicadas sobre bases não betuminosas é necessário efectuar regas de impregnação de forma a melhorar a ligação entre as camadas. No caso destes materiais serem aplicados sobre outras camadas betuminosas é necessário efectuar regas de colagem.

Nos casos das regas de impregnação, deverão ser utilizadas emulsões de impregnação do tipo catiónico de baixa viscosidade (APORBET, 1998), ou betumes fluidificados, normalmente MC-30 ou MC-70 (APORBET, 1998).

Nas regas de colagem deverão ser utilizadas emulsões catiónicas de rotura rápida (APORBET, 1998).

2.2.5.2 Revestimentos superficiais betuminosos

Os revestimentos superficiais são uma camada de desgaste delgada, sem funções estruturais, destinando-se a impermeabilizar as camadas inferiores e garantir determinados níveis de atrito da superfície.

Os revestimentos superficiais consistem essencialmente no espalhamento de uma ou mais camadas de aglutinante betuminoso (betume ou emulsão betuminosa), espalhando seguidamente agregado grosso e/ou fino que é cilindrado de modo a ficar incrustado no ligante.

Na Figura 2.3 mostram-se esquematicamente três tipos de revestimentos superficiais.

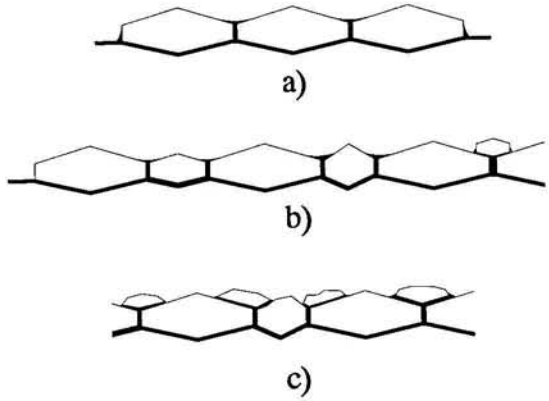


Figura 2.3 – Revestimentos superficiais (Kraemer et al, 1996): a) simples, b) simples com duplo espalhamento de gravilha, c) duplo

Para este tipo de revestimentos deverão ser utilizados betumes tipo 160/220 ou emulsões catiónicas de rotura rápida, ECR-3 (APORBET, 1998).

2.2.5.3 Lama asfáltica ("Slurry Seal")

As lamas asfálticas são misturas betuminosas fabricadas geralmente a frio com emulsões betuminosos de rotura controlada, constituídas por agregados finos, que não ultrapassa os 2 cm de espessura depois de colocada, destacando-se de entre as suas principais vantagens a colmatação de fissuras, impermeabilizando-as e conferindo-lhes boas características de rugosidade.

Dado que estas camadas são aplicadas com pequenas espessuras, uma das suas principais características deverá ser uma boa resistência ao desgaste, pelo que a dosagem das lamas deve ser estabelecida em função de ensaios

laboratoriais de abrasão por via húmida (Wet Track Abrasive Testing-WTAT) (APORBET, 1998).

A grande vantagem na utilização de lamas asfálticas reside na facilidade de espalhamento da mistura e no grande rendimento obtido.

2.2.5.4 Microaglomerado betuminoso a frio

O microaglomerado betuminoso a frio é constituído por uma mistura betuminosa a frio com emulsão betuminosa, normalmente modificada, espalhada sobre o pavimento existente, em estado fluido, numa camada delgada (com espessura média de 1 cm ou inferior).

As duas operações (mistura e espalhamento) são realizadas directamente sobre o pavimento e de forma contínua.

O interesse desta técnica reside no grande rendimento de aplicação e nas características de impermeabilização, conseguindo também características superficiais elevadas a um custo reduzido. Uma outra vantagem desta técnica é que como se trata de uma técnica a frio, existe uma poupança energética significativa, bem como também não existe necessidade de compactação, o que contribui para esta poupança.

É uma técnica indicada também para locais urbanos, dado que não provoca aumento significativo da espessura, originando também baixo ruído de circulação.

2.2.5.5 Lajes de betão de cimento

O betão de cimento resulta do endurecimento da pasta de cimento após mistura de cimento, de agregados grossos e finos e de água, podendo ainda conter aditivos e adjuvantes.

Os betões de cimento aplicados em camada de desgaste devem possuir, entre outras características, boas resistências mecânicas em especial à flexão, de máxima importância neste tipo de camada.

O betão é aplicado no seu estado "fresco", passando à fase de betão endurecido durante o período de cura, havendo que controlar as suas propriedades em qualquer das duas etapas (Pereira, P., Picado, L., 2002).

As lajes de betão de cimento que constituem este tipo de camada podem ser curtas, longas ou contínuas, rondando a sua espessura entre os 20 a 25 cm, dependendo esta de vários factores, como sejam a qualidade da fundação, a agressividade do tráfego (PCA, 1984) ou existência de fibras (Cachim, P., Figueiras, J., Pereira, P., 1995) ou armaduras no betão.

Este tipo de camada é constituído normalmente por placas quadradas ou rectangulares com dimensões geralmente da ordem dos 3,5 a 5 metros, sendo separadas por juntas longitudinais e transversais, necessárias dados os esforços devidos a movimentos térmicos ou por razões de natureza construtiva, como seja por exemplo a largura das máquinas espalhadoras ou juntas de trabalho (Azevedo, M.C, 2001).

Estas camadas em betão de cimento apresentam uma superfície texturada de forma a apresentar uma alta resistência ao deslizamento (O'Flaherty, C.A., 1988), sendo esta textura induzida na fase construtiva, pois a superfície das lajes de betão apresenta-se lisa imediatamente após a sua colocação em obra.

2.2.5.6 Betão de cimento contínuo

O betão de cimento contínuo, designado por BAC, distingue-se dos anteriores pela menor densidade de juntas, especialmente as juntas transversais de retracção, pois é colocada uma armadura longitudinal e transversal a meio da espessura da camada.

2.3 Tipologias de Pavimentos

Os pavimentos são geralmente agrupados, consoante a deformabilidade e características dos materiais utilizados na sua constituição, em três categorias: pavimentos flexíveis, rígidos e semi-rigídos.

Quanto ao tipo de materiais utilizados, podem considerar-se genericamente duas componentes: materiais estabilizados com ligantes (hidrocarbonados ou hidráulicos) geralmente nas camadas superiores, e materiais granulares estabilizados mecanicamente, em regra nas camadas inferiores do pavimento.

A principal diferença entre estas duas famílias de materiais quanto, ao seu comportamento mecânico, reside fundamentalmente no facto dos materiais

tratados com ligantes terem capacidade para resistir a esforços de tracção, enquanto que os materiais granulares resistem essencialmente a esforços de compressão.

Analisam-se a seguir as três tipologias de pavimentos, caracterizando-as em termos de funcionalidade e desempenho das diferentes camadas constituintes.

2.3.1 Pavimentos flexíveis

A constituição de um pavimento flexível pode ser muito diversa, em função da intensidade do tráfego, da capacidade de suporte do solo de fundação, das condições climáticas e das características dos materiais disponíveis.

Um pavimento flexível é um pavimento capaz de manter a sua estrutura inicial quando é submetido a pequenos deslocamentos à superfície (Watson, J., 1989).

De acordo com a AIPCR (Dictionnaire Technique Routier, 6ème Edition – Français-Anglais), um pavimento flexível é um pavimento com camada de desgaste em mistura betuminosa, cuja camada de base é não tratada ou tratada por um ligante betuminoso.

A estrutura destes pavimentos está intimamente ligada à fundação, transmitindo-lhe as cargas aplicadas à superfície. Este tipo de estruturas depende do embricamento, do atrito e da coesão dos agregados para a sua estabilidade (O'Flaherty, C. A., 1988).

Quando as solicitações são pouco intensas e há a possibilidade de dispor de materiais granulares de boa qualidade a custo favorável, podem ser projectados e construídos pavimentos nos quais predominem bases granulares estabilizadas mecanicamente. Em contrapartida, perante acções de tráfego mais intensas, em regiões com reduzidos recursos quanto a materiais granulares de qualidade, e face a fundações de reduzida capacidade de suporte, será necessário projectar e construir pavimentos que integrem na sua estrutura camadas com materiais tratados com ligantes betuminosos.

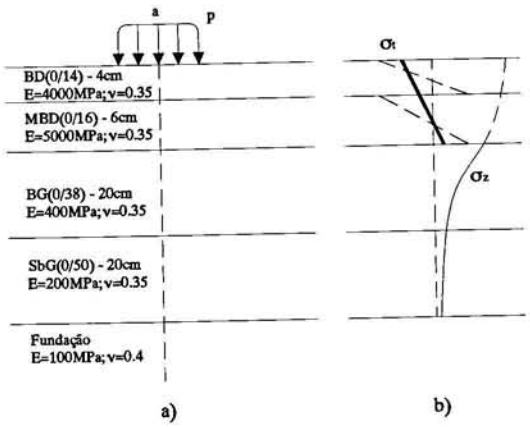
Nos pavimentos flexíveis, as diferentes camadas, já indicadas em 2.2, e de acordo com a Figura 2.1, podem existir na sua totalidade, ou dependendo de factores relacionados com as solicitações e os materiais disponíveis, algumas

dessas camadas podem não estar presentes na estrutura do pavimento. Esse é o caso da camada de regularização, ou da camada de sub-base.

Um dos factores que podem justificar a eliminação da camada de regularização é a melhoria dos processos construtivos, conseguindo garantir uma regularidade que permite a eliminação de uma camada com estas características.

Das camadas de desgaste e de regularização espera-se, nestes pavimentos, normalmente que: a) contribuam para a capacidade estrutural do pavimento; b) que forneçam uma maior resistência ao fendilhamento térmico e por fadiga sob a acção do tráfego e c) que a camada de desgaste mantenha boas condições superficiais de atrito, drenagem e baixo ruído de circulação (O'Flaherty, C. A., 1988).

Na Figura 2.4 é ilustrada uma estrutura típica de um pavimento flexível, indicando-se no Quadro 2.3 as funções de cada uma dessas camadas na estrutura.



BD: Betão betuminoso em camada de desgaste
MBD: Mistura betuminosa densa, em camada de regularização
BG: Base granular
SbG: Sub-base granular em material britado sem recomposição ("tout-venant")
σ_t: tensão de tracção
σ_z: tensão de compressão

Figura 2.4 – Pavimento flexível - Constituição e modo de funcionamento (Pereira, P., Miranda, C., 1999)

Camada	Função
Desgaste	-Impermeabilização -Superfície adequada à circulação de veículos em condições de conforto e segurança -Distribuição das tensões induzidas pelo tráfego
Regularização	-Superfície regular e desempenada, com vista à execução da camada de desgaste -Distribuição das tensões induzidas pelo tráfego
Base	-Distribuição das tensões induzidas pelo tráfego
Sub-base	-Distribuição das tensões induzidas pelo tráfego -Possibilidade de compactação da base em boas condições -Garantir a traficabilidade do equipamento de obra

Quadro 2.3 – Quadro de funções (Azevedo, M.C., 2001)

Este tipo de pavimentos, em relação ao seu modo de funcionamento, está dependente das características dos materiais de cada camada, da espessura das camadas e das respectivas condições das interfaces.

Assim, procura-se que as camadas betuminosas estejam "ligadas" entre si, o que se consegue através de disposições construtivas, as quais compreendem a realização de uma rega de colagem entre estas camadas, geralmente com emulsões betuminosas.

Quando as camadas betuminosas se encontram "descoladas" entre si, para cada uma delas ocorrem tensões máximas de tracção na face inferior, como está representado na Figura 2.4 b) a traço descontínuo. Esta situação de interfaces "descoladas" corresponde a um estado de tensão muito mais severo que aquele que se verifica numa situação de interfaces "coladas".

Uma interface, considerada "colada" no projecto, pode passar a "descolada" essencialmente por duas vias, ou na fase construtiva ou por deficiente ligação após algum tempo de serviço. Estas situações contribuem para a evolução acelerada das degradações do pavimento. As tensões máximas de tracção na face inferior da última camada betuminosa são superiores às tensões admissíveis consideradas no projecto, passando esta a estar submetida a esforços de tracção, para os quais não foi concebida.

Relativamente às camadas granulares, tendo em conta que estas não têm capacidade para resistir a esforços de tracção, verifica-se uma evolução dos esforços de compressão, que são máximos à superfície reduzindo-se em profundidade, em função das características resistentes das camadas do pavimento, como está ilustrado na Figura 2.4 b).

2.3.2 Pavimentos rígidos

Um pavimento rígido é um tipo de pavimento no qual a camada de desgaste é constituída por betão de cimento de alta resistência (AIPCR, 1991).

A classificação destes pavimentos é baseada no tipo de comportamento, rígido, destes pavimentos

Consistindo estes pavimentos numa laje de betão de cimento apoiada numa camada de sub-base (Watson, J., 1989), e como o módulo de elasticidade da laje de betão de cimento é muito superior ao do material da fundação, a

contribuição estrutural provém essencialmente da laje de betão de cimento (Yoder, E. J., Witczak, M.W., 1975).

Neste tipo de pavimentos a laje de betão é o elemento estrutural essencial, pois a laje resiste aos esforços de tracção por flexão da laje, sob a acção das cargas e variações térmicas. No caso das sub-bases estabilizadas com ligantes hidráulicos, estes suportarão alguns esforços de tracção na sua face inferior, enquanto que no caso de sub-bases granulares o seu contributo para a resistência global é reduzido. A flexão de uma laje de betão sob a acção das cargas, produz tensões de compressão e de flexão. Contudo, as tensões de compressão são muito pequenas para influenciar a espessura da laje. Para determinação da espessura da laje, são utilizados os valores da tensão de tracção por flexão da laje (PCA, 1984).

As tensões nos pavimentos rígidos têm a mais variada origem, como sejam as cargas dos rodados, as variações de temperatura, as mudanças do estado hídrico e a mudança da volumetria da sub-base. Estas mudanças tendem a deformar a laje, causando tensões com uma grande variação de intensidade. Além disto, a magnitude de tensões depende da continuidade da sub-base, continuidade esta que pode ser destruída por fenómenos de bombagem de finos e deformação plástica da sub-base (Yoder, E. J., Witczak, M.W., 1975).

De acordo com a PCA (1984), para que estes pavimentos desempenhem as suas funções de forma satisfatória é necessário:

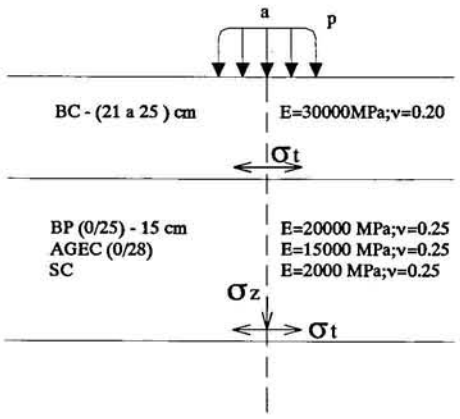
a) Fornecer um suporte uniforme adequado à laje em betão de cimento;
b) Prevenir a bombagem de finos com uma camada de sub-base, não tratada ou tratada com cimento, em estradas onde se espere que o tráfego de veículos pesados seja elevado;
c) Utilizar juntas que controlem as tensões devidas à deformação da laje, e/ou produtos que assegurem uma adequada transferência de cargas e previnam degradações devidas a infiltrações;
d) Assegurar uma espessura que mantenha as tensões devidas às cargas dentro de limites de segurança.

Nos pavimentos rígidos as diferentes camadas, já indicadas no ponto 2.2, e de acordo com a Figura 2.2, não existem na sua totalidade.

A elevada resistência deste tipo de pavimento está relacionada com a resistência do betão de cimento, fazendo com que se trate de um tipo de

pavimento muito resistente às elevadas pressões de contacto dos pneus dos veículos pesados.

Ilustra-se na Figura 2.5 uma estrutura típica de um pavimento rígido, indicando-se no Quadro 2.4 as funções de cada uma destas camadas na estrutura.



BC: Betão de cimento
BP: Betão pobre (em central)
AGEC: Agregado de granulometria extensa estabilizado com cimento
Sc: Solo-cimento (em central)
σ_t: tensão de tracção
σ_z: tensão de compressão

Figura 2.5 –Pavimento rígido – Constituição e modo de funcionamento (Pereira, P., Miranda, C., 1999)

Camada	Função
Laje de betão de cimento	-Impermeabilização -Superfície adequada à circulação de veículos em condições de conforto e segurança -Distribuição das tensões induzidas pelo tráfego
Sub-base	-Apoio regular da laje -Resistência à erosão -Garantir a traficabilidade do equipamento de obra

Quadro 2.4 – Quadro de funções (Azevedo, M.C., 2001)

Em relação às características superficiais dos pavimentos rígidos, a respectiva resistência ao deslizamento é obtida através da indução de rugosidade na superfície do pavimento enquanto o betão ainda está fresco.

No entanto, em termos de características superficiais estes pavimentos oferecem elevadas propriedades ópticas reflectoras ao pavimento, pois a visibilidade nocturna melhora com a cor clara, reduzindo assim os equipamentos e o consumo de energia para a iluminação da estrada.

Em relação à tipologia estes pavimentos podem agrupar-se em cinco categorias diferentes (Kraemer et al, 1996):

- pavimentos de betão vibrado, formando lajes em betão não armado, com juntas transversais e longitudinais, dotadas ou não de barras de transferência de carga;
- pavimentos em betão vibrado armado contínuo;
- pavimentos de betão pré-esforçado;
- pavimentos formados por elementos pré-fabricados.

- *Pavimentos de betão vibrado, formado por lajes em betão não armado, com juntas transversais e longitudinais, dotadas ou não de barras de transferência de cargas*, são constituídos por lajes de betão simples. Estas lajes possuem juntas longitudinais e transversais, formando em geral lajes quadrangulares ou rectangulares, podendo estas juntas serem construtivas. Nestas juntas longitudinais podem ser colocadas barras de ligação em varões de aço, de forma a manter a união das lajes, permitindo o encurvamento da laje devido aos gradientes térmicos, impedindo a abertura das juntas e o assentamento diferencial das lajes sob a acção do tráfego. As juntas transversais, em geral, apresentam um espaçamento de3 a 5 metros e são um obstáculo à manutenção de uma solução de continuidade estrutural do pavimento, tendo em conta que os movimentos verticais das lajes, sob a acção do tráfego são diferentes no centro das lajes e nos bordos. O método mais usual para melhorar a transmissão de cargas entre lajes contíguas, consiste na colocação de passadores, ou seja, de barras de aço de forma a permitir os deslocamentos relativos das lajes, e são colocados a meio da espessura da laje, paralelos ao eixo da via.
- *Pavimentos de betão vibrado armado contínuo*, constituídos por lajes longas ou contínuas, reduzindo assim o número de juntas, zonas criticas dos pavimentos. A introdução de armaduras ou fibras na laje serve para controlar a fendilhação que necessariamente se formará na laje (Cachim, P. et al, 1995), sendo utilizada uma baixa densidade de armadura. Como estas lajes apresentam grandes deslocamentos nas zonas terminais (normalmente junto a obras de arte), é necessária a colocação de vigas de ancoragem ou juntas de dilatação nestas zonas (Miranda, C., 1988, Cardoso, M., 1990). Os pavimentos em betão armado com fibras de aço, possuem maior ductilidade devido à incorporação de fibras de aço (Paillere, A. M., Bonnet, G., 1975, Vandewalle, M., 1990). As fibras incorporadas no betão ajudam a controlar a abertura de fendas, quando o betão se encontra fissurado, e este sistema de controlo de fendilhação só deixa de funcionar quando a aderência entre as fibras e o betão deixa de existir (Canovas, M. F., Martinez, I.L., 1984, Jalil, W., 1994). Com a introdução destas fibras, consegue-se também um aumento da resistência à fadiga e ao lasqueamento, o que, associado ao

aumento da ductilidade, permite reduções de espessuras quando comparado com os pavimentos de betão simples. Para dosagens elevadas de fibras, a resistência ao corte a à tracção podem ser substancialmente aumentadas (Vandewalle, M., 1990).

- *Pavimentos de betão pré-esforçado*, que devido aos seus elevados custos têm uma utilização quase exclusiva em aeroportos. O pré-esforço é normalmente longitudinal e pode ser de dois tipos: externo (através de juntas activas) ou interno (através de armaduras pré ou pós tensionadas), fornecendo o primeiro melhores resultados (ENPC, 1984). Este tipo de pavimentos apresenta resistências elevadas, mesmo para espessuras de lajes reduzidas. Estes pavimentos apresentam como principais vantagens: a redução da espessura da laje devido às elevadas resistências; a redução do número de juntas, simplificando a construção e melhorando o conforto de circulação; a redução do fendilhamento, aumentando a vida útil e reduzindo a manutenção necessária. As maiores desvantagens decorrentes da utilização do pré-esforço relacionam-se com as dificuldades de aplicação do pré-esforço em curvas (horizontais e verticais) e com o seu elevado custo inicial (O'Flaherty, C. A., 1988). Outra dificuldade encontrada deve-se à modificação do comportamento do pavimento devido às grandes variações de temperatura que podem alterar as condições do pré-esforço (Jeuffroy, G., 1983).
- *Pavimentos formados por elementos pré-fabricados*, em que a "camada de desgaste" é constituída por elementos pré-fabricados, os quais são em geral blocos rectangulares ou placas de betão de cimento, podendo ou não possuir algum tipo de encaixe entre si.

  Dado o tipo de comportamento e desempenho destes pavimentos, não se podem considerar estes pavimentos com rígidos, antes se devendo designar por pavimentos de blocos, empregando-se principalmente em zonas urbanas, portuárias ou industriais.

2.3.3 Pavimentos semi-rígidos

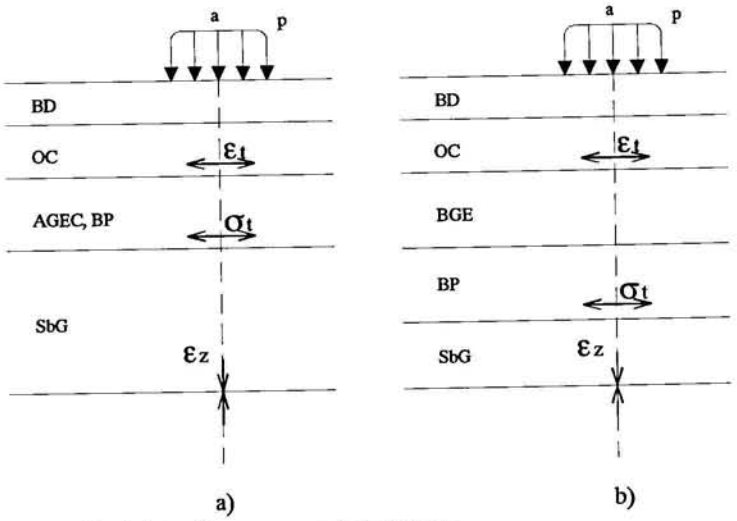
Os pavimentos semi-rígidos são pavimentos em que a camada superior é constituída por misturas betuminosas aplicadas sobre camada (s) de materiais tratados com ligantes hidráulicos (AIPCR, 1991)

As camadas betuminosas superiores (camada de desgaste e camada de regularização) têm uma constituição idêntica à dos pavimentos flexíveis, sendo a camada de base que diferencia este tipo de pavimentos.

Nestes pavimentos, as camadas de base são constituídas por materiais granulares tratados por ligantes hidráulicos, e as camadas de sub-base são geralmente constituídas por materiais granulares não tratados.

Há ainda um outro tipo de pavimento semi-rígido, designado por pavimento inverso, no qual entre as camadas betuminosas e a camada de base, estabilizada com ligantes hidráulicos, existe a interposição de uma camada em material granular, não tratada

Estes tipos de estruturas podem ser observados na Figura 2.6.



BD: Betão betuminoso em camada de desgaste
OC: Outras camadas betuminosas
BP: Betão pobre (em central)
AGE: Agregado de granulometria extensa
SbG: Sub-base granular em material britado sem recomposição ("tout-venant")

Figura 2.6 – Pavimento semi-rígido – Constituição e modo de funcionamento

Nestes tipos de pavimentos é a camada de base, devido à sua rigidez, que absorve a maior parte dos esforços verticais que deste modo atingem o solo de fundação com valores muito reduzidos.

Dada a utilização de materiais estabilizados com ligantes hidráulicos, a ocorrência de fendilhamento devido à retracção do betão reflecte-se à superfície.

No caso das estruturas "inversas" este problema é reduzido, pois como existe a interposição de uma camada granular, as fissuras não se propagam nesta camada, não se reflectindo à superfície.

2.4 Degradações

Os pavimentos começam a ser submetidos a diversas acções logo após a sua construção, acções estas que contribuem para a sua degradação e que se traduz numa redução progressiva da qualidade inicial do pavimento. É assim necessário identificar os tipos de degradação e, se possível, as suas causas, de forma a estabelecer e implementar programas de manutenção (Atkinson, K., 1997).

Para melhor compreender os mecanismos de degradação, é necessário ter em conta o modo de funcionamento de um pavimento, as acções externas, as propriedades dos materiais constituintes e os estados de deformação induzidos no conjunto da estrutura "pavimento – fundação".

As degradações nos pavimentos podem dividir-se em dois tipos: degradação das características estruturais e degradação das características superficiais.

Da evolução das degradações estruturais, pode verificar-se fendilhamento por fadiga e/ou deformações permanentes.

O fendilhamento por fadiga pode manifestar-se por fendas do tipo "pele de crocodilo", as quais propiciam a acumulação e penetração de água e conduzem ao desprendimento de blocos.

Uma ruptura por fadiga ocorre quando um material "rompe" sob repetições de carga inferiores à capacidade resistente desse material para um único carregamento.

O fendilhamento dos pavimentos flexíveis é essencialmente resultante da fadiga das misturas betuminosas por acção do tráfego que solicita o pavimento. Esta fadiga traduz-se no aparecimento de fendas nas camadas betuminosas, que se iniciam na base da camada e se desenvolvem através da espessura destas camadas.

As deformações permanentes traduzem-se normalmente por cavados de rodeira à superfície e propiciam a acumulação de água no pavimento. A evolução destas degradações estruturais vai ter consequências na perda das características superficiais, traduzida pela redução das condições de segurança, conforto e economia.

No Quadro 2.5 estão indicadas as principais manifestações de degradação em pavimentos.

Manifestação	**Causas Gerais**	**Causas Específicas**
Fendas	-associadas ao tráfego	-eixos sobrecarregados -repetida aplicação de cargas (fadiga) -deslizamento/escorregamento entre camadas (resultante de forças de travagem) -propagação de fendas de camadas inferiores (podem ser aceleradas pelo tráfego)
	-não associadas ao tráfego	-variações térmicas -variações do teor em água -retracção dos materiais subjacentes
Deformações	-associadas ao tráfego	-rodeiras (resultante da repetida aplicação das cargas) -deformações por fluência (resultante de uma única ou poucas aplicações de carga) -erosão das camadas de suporte (escalonamento de lajes)
	-não associadas ao tráfego	-empolamento (resultante da expansão de argilas ou da acção de gelo/degelo) -assentamentos (resultantes de consolidação da fundação ou de drenagem insuficiente)
Desagregações	-qualidade e formulação dos materiais -processos construtivos	

Quadro 2.5 – Principais manifestações de degradação de pavimentos (Azevedo, M. C., 2001)

Nos pontos seguintes indicam-se as principais causas e evolução das degradações nos tipos de pavimentos já atrás focados.

2.4.1 Degradações dos pavimentos flexíveis

Um pavimento flexível apresenta ao longo da sua vida uma evolução que, em geral, se traduz no aparecimento de uma vasta diversidade de degradações, as quais contribuem para uma contínua redução da qualidade do pavimento.

As manifestações de degradação mais frequentes nos pavimentos flexíveis, que conduzem à sua ruína, são as fendas, as deformações e as desagregações, cujas principais causas estão indicadas nos Quadros 2.6 e 2.7.

Os principais mecanismos de ruína associados às degradações das misturas betuminosas são os seguintes (Azevedo, M. C., 1993):

- fendilhamento por fadiga;
- formação de rodeiras (deformações permanentes);
- fendilhamento devido às acções térmicas;
- desagregações provocadas por:
  - endurecimento e envelhecimento do ligante betuminoso
  - sensibilidade à água
  - deficiente adesividade agregado/ligante betuminoso
  - deficiências ocorridas durante a construção (processos construtivos)

Degradação	Causa provável	Evolução
Fendas longitudinais	-capacidade de carga insuficiente	-desagregação dos bordos da fenda -penetração de água e enfraquecimento das camadas inferiores -aparecimento de outras fendas, incluindo as do tipo "pele de crocodilo" -eventual bombagem
Fendas tipo "pele de crocodilo"	-capacidade de carga insuficiente	-desagregação dos bordos da fenda -penetração de água e enfraquecimento das camadas inferiores -aparecimento de outras fendas -eventual bombagem -desprendimento de blocos e formação de ninhos e peladas
Fendas ao longo das juntas de construção	-deficiência durante o processo construtivo	-desagregação dos bordos da fenda -penetração da água e enfraquecimento das camadas inferiores -eventual bombagem -formação de ninhos e peladas
Fendas transversais	-reflexão de fendas -deficiência durante o processo construtivo (proximidade das OA)	-desagregação dos bordos da fenda -penetração de água e enfraquecimento das camadas inferiores -eventual bombagem -formação de ninhos e peladas

Quadro 2.6 – Principais manifestações de degradação em pavimentos flexíveis (Fendas) (Azevedo, M.C., 2003)

Degradação	Causa provável	Evolução
Cavados de rodeira	-capacidade de carga insuficiente -fluência das camadas betuminosas (deficiência na formulação ou execução)	-irregularidade transversal -acumulação de água na superfície
Ondulações da superfície, Deformações	-empolamento (resultante da expansão de argilas) -assentamentos (consolidação de solos; deficiências na compactação de aterros ou das misturas betuminosas)	-irregularidade longitudinal -acumulação de água na superfície
Desagregações superficiais	-emprego inadequado de materiais -deficiente formulação dos materiais -deficiências de construção	-irregularidades -desprendimento de materiais -formação de ninhos e peladas
Ninhos e peladas	-desagregação superficial -emprego inadequado de materiais -tensões excessivas na interface -falta de aderência entre as duas camadas -deficiência de construção	-irregularidades -acumulação de água -penetração de água e enfraquecimento das camadas inferiores

Quadro 2.7 – Principais manifestações de degradação em pavimentos flexíveis (Deformações e Desagregações) (Azevedo, M.C., 2003)

- Fendilhamento

Esta família de degradações é a mais frequente nos pavimentos flexíveis, resultando na maioria dos casos da fadiga dos materiais das camadas betuminosas, devido à solicitação repetida de esforços de tracção por flexão das camadas.

O aparecimento do fendilhamento num pavimento constitui em geral um dos primeiros sinais aparentes da redução da qualidade estrutural de um pavimento.

Esta degradação ocorre apenas nas camadas superiores, constituídas por misturas betuminosas, sendo as fendas mais comuns as resultantes da fadiga do pavimento, constituídas por fendas irregulares localizadas na zona de passagem dos rodados dos veículos, geralmente iniciadas na direcção longitudinal, progredindo na direcção transversal noutras direcções irregulares (Figura 2.7).



Figura 2.7 – Fendas de fadiga (JAE, 1998)

O fendilhamento de uma camada de desgaste betuminosa, apoiada noutra camada betuminosa, poderá ter origem na propagação de fendas entretanto formadas na camada inferior, devido ao facto de as extensões de tracção máximas ocorrerem na base do conjunto das camadas betuminosas.

O mais importante grupo de fendilhamento é constituído pela "pele de crocodilo", resultante da evolução das fendas de fadiga, que passam a formar uma malha ou grelha. São fendas localizadas, inicialmente na zona de passagem dos veículos, formando uma malha de dimensão variável, abrangendo progressivamente toda a largura da via de tráfego (Figura 2.8).



Figura 2.8 – Pele de crocodilo (JAE, 1998)

Outro tipo de fendilhamento é constituído pelas fendas longitudinais, localizadas ao longo da via, geralmente junto à berma e por vezes junto ao eixo, tendo como causas possíveis as deficiências de construção, drenagem deficiente, originando diferencial capacidade de suporte junto à berma, ou misturas betuminosas muito rígidas originando abertura de fendas por retracção (Figura 2.9).

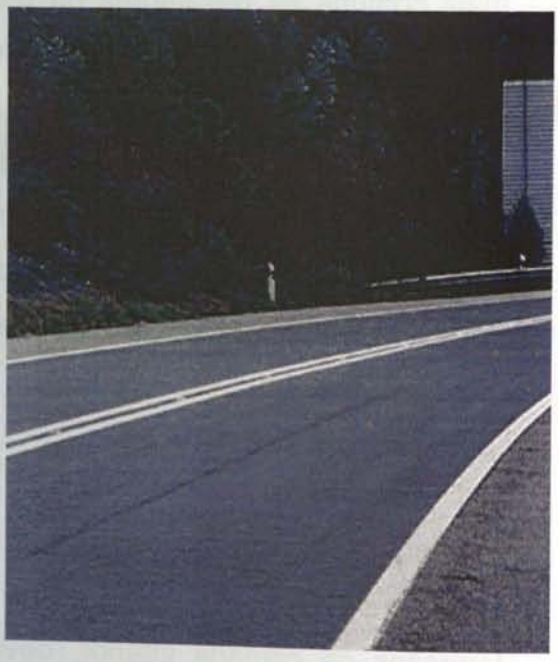


Figura 2.9 – Fendas longitudinais (JAE, 1988)

As fendas transversais (Figura 2.10) existentes nas estradas podem ser devidas a deficiências construtivas ou a retracção térmica da camada de desgaste.



Figura 2.10 – Fendas transversais (JAE, 1988)

- Deformações

A família das deformações permanentes observáveis na superfície de um pavimento flexível apresenta como principais degradações as deformações localizadas e os cavados de rodeira.

As deformações localizadas (Figura 2.11) consistem em alterações de nível do pavimento formando depressões, podendo surgir isoladamente em diferentes pontos do pavimento. Este tipo de deformação pode surgir devido a capacidade deficiente em zonas pontuais do pavimentos, em particular das camadas granulares, falta de capacidade do solo de fundação (bolsada de argila, drenagem insuficiente) ou contaminação localizada das camadas granulares.



Figura 2.11 – Deformações localizadas (JAE, 1988)

Outro tipo de deformações são os cavados de rodeira (Figura 2.12), que consistem na deformação transversal localizada na zona de passagem dos rodados dos veículos pesados. Os cavados de rodeira são o tipo de degradação mais significativo da família das deformações. As rodeiras podem resultar de um adensamento das camadas betuminosas, em particular da camada de desgaste, sob a acção de condições particularmente severas de tráfego e das condições climáticas, ou podem ser devidas a deformações das camadas granulares inferiores e, em particular, do solo de fundação, em condições desfavoráveis, eventualmente devidas ao respectivo estado hídrico.



Figura 2.12 – Cavados de rodeira (JAE, 1988)

Os cavados de rodeira podem ainda resultar de uma baixa resistência a esforços de corte das misturas betuminosas da camada de desgaste (Azevedo, M.C., 1993).

As ondulações da superfície são deformações transversais que se repetem com uma determinada frequência ao longo do pavimento. Pode ocorrer nas camadas de desgaste constituídas por revestimento superficial, devido a deficiências na distribuição do ligante. Pode verificar-se também em camadas de betão betuminoso em que ocorra o arrastamento da mistura por excessiva deformação plástica, devido à acção do tráfego (Pereira, P., Picado, L., 2002). Estas ondulações da superfície podem também ser consequência de processos construtivos (ex. arranques e paragens das espalhadoras, frequência de vibração dos compactadores, etc.) ou da deformabilidade da fundação.

- Desagregações superficiais

Esta família de degradações reflecte-se essencialmente na perda da qualidade superficial da camada de desgaste, resultante da perda de estabilidade da ligação entre os materiais constituintes da mistura.

Uma das degradações mais importantes desta família é a desagregação superficial, resultante do desprendimento dos agregados grossos, em parte resultante da evolução do fendilhamento.

- Ninhos e peladas

Estas degradações podem ser incluídas nas degradações anteriores, pois são tipos de desagregações superficiais. Os ninhos são cavidades localizadas na camada de desgaste, podendo progredir para as camadas inferiores, resultantes da evolução de outras degradações do pavimento (Figura 2.13).



Figura 2.13 – Ninhos (JAE, 1988)

Os ninhos podem dever-se à evolução de outras degradações, em particular do fendilhamento ou da deficiente qualidade dos materiais da camada de desgaste.

As peladas são uma degradação em que existe desprendimento da camada de desgaste relativamente à camada inferior (Figura 2.14), sendo as causas mais influentes para o seu aparecimento a espessura reduzida da camada de desgaste, a deficiente ligação entre a camada de desgaste e a camada betuminosa inferior e finalmente a falta de estabilidade da camada de desgaste.



Figura 2.14 – Peladas (JAE, 1988)

2.4.2 Degradações dos pavimentos rígidos

Um pavimento rígido pode ser deteriorado devido à acção de mecanismos que em último caso podem levar à ruptura do pavimento, sendo um dos objectivos do dimensionamento deste tipo de pavimentos o controlo destes mecanismos de ruptura.

As manifestações de degradação mais frequentes nos pavimentos rígidos constituídos por lajes, que conduzem à sua ruína, são as fendas, as desagregações e o escalonamento das lajes, cujas principais causas são indicadas nos Quadros 2.8 e 2.9.

Degradação	Causa provável	Evolução
Fendas transversais	-capacidade de carga insuficiente -assentamentos diferenciais -serragem tardia das juntas -fenda de simpatia (junta em laje adjacente)	-lasqueamento dos bordos da fenda -eventual bombagem na fenda -aparecimento de outras fendas -penetração de água e enfraquecimento das camadas inferiores -desagregação
Fendas transversais, ou de canto, próximo da junta	-bombagem na junta	-lasqueamento nos bordos da fenda -eventual bombagem na fenda -aparecimento de outras fendas -penetração de água e enfraquecimento das camadas inferiores -desagregação
Fendas longitudinais	-bombagem na junta longitudinal	-lasqueamento dos bordos da fenda -penetração de água e enfraquecimento das camadas inferiores -desagregação
Fendas de retracção	-falta de protecção eficaz do betão fresco	-desagregação -lasqueamento dos bordos da fenda -penetração de água e enfraquecimento das camadas inferiores

Quadro 2.8 – Principais manifestações de degradação em pavimentos rígidos (Fendas) (Azevedo, M.C., 2003)

Degradação	Causa provável	Evolução
Expulsão do selante	-dimensões insuficientes da parte superior da junta -características deficientes do produto de selagem	-penetração de água na junta -eventual bombagem na junta
Lasqueamento nas juntas	-mau acabamento do betão próximo das juntas	-penetração de água na junta -eventual bombagem na junta
Desagregação superficial	-má qualidade do betão -má trabalhabilidade do betão	-degradação da textura superficial
Peladas	-falta de protecção eficaz do betão fresco	-degradação da textura superficial -desagregação
Lavagem do betão	-falta de protecção eficaz do betão fresco à acção da água	-degradação da textura superficial -desagregação
Bombagem de finos	-tipo de fundação inadequado -mau funcionamento dos dispositivos de transferência de cargas -mau estado da juntas -drenagem deficiente	-fendilhamento (falta de apoio da laje) -escalonamentos -degradação do selante -bombagem através das fendas -desagregação

Quadro 2.9 – Principais manifestações de degradação em pavimentos rígidos (Azevedo, M.C., 2003)

- Fendilhamento

O fendilhamento das lajes de betão deriva normalmente das tensões elevadas aplicadas no betão, quer devidas ao tráfego, quer devidas às variações de temperatura.

As tensões devidas ao tráfego podem derivar de cargas de elevada amplitude, fadiga ou perda de suporte da fundação.



Figura2.15 – Fendas transversais (Vicente. A.. 2002)

O fendilhamento não é uma causa directa da ruptura do pavimento, mas pode acarretar um grande número de problemas. Por exemplo, a água pode penetrar para a sub-base, levando à sua deformação e perda de capacidade de suporte e, em climas frios, acelerar a formação de fissuras (O'Flaherty, C.A., 1988).

Este tipo de degradação pode ser devido a diversos factores, dos quais a seguir se indicam os mais significativos.

- Fadiga

Tal como outros materiais de construção, o betão está sujeito a fenómenos de fadiga.

Para pavimentos correctamente dimensionados, o fendilhamento por fadiga apenas ocorrerá na fase final da vida do pavimento.



Figura 2.16 – Fendas longitudinais (Vicente A., 2002)

Estas fendas podem surgir prematuramente caso se verifique um sub dimensionamento da laje, uma deficiente qualidade de materiais ou de processo construtivo ou ainda por insuficiência estrutural da laje de betão.

- Retracção

O fendilhamento das lajes pode também ser consequência de fenómenos de retracção térmica das lajes. No entanto, mesmo em pavimentos bem projectados e executados quanto às juntas, ainda poderão aparecer fendas de retracção.

- Fenómenos Térmicos

Dependendo da altura do dia, as faces superior e inferior da laje de betão podem encontrar-se a temperaturas diferentes (Figura 2.17). Esta diferença de temperatura provoca uma curvatura da laje, o que conduz a esforços suplementares na laje, quer na face superior, quer na face inferior, dependendo do período considerado.

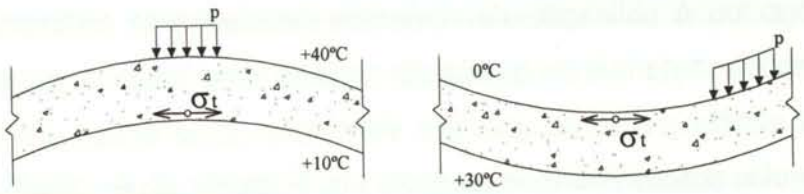


Figura 2.17 – Encurvamento das lajes em função dos gradientes térmicos (Pereira, P, Picado, L., 2002)

Estes fenómenos são limitados por disposições construtivas das juntas, nomeadamente através da colocação de "barras de transferência de cargas".

- Desagregação superficial

Este tipo de desagregação pode ocorrer em dois pontos distintos numa laje de betão. Pode ocorrer próximo das juntas ou no centro da laje, indicando-se a seguir as principais causas para a ocorrência destas duas situações:

-Desagregação nas juntas (Figura 2.18) pode verificar-se devido a deficiente selagem destas, originando assim a acumulação de detritos nas juntas e fissuras que provocam uma redução de funcionalidade da junta (Cachim, P., Figueiras, J., Pereira, P., 1995), esmagando o betão por acção mecânica dos pneus. A desagregação das juntas também poderá ocorrer quando se verifica o escalonamento das lajes devido a fenómenos de bombagem.



Figura 2.18 – Desagregação nas juntas (Vicente, A., 2002)



Figura 2.19 – Desagregação na laje (Vicente, A., 2002)

-Desagregação na laje (Figura 2.19) pode verificar-se devido à acção do desgaste do

tráfego ou à utilização de materiais de qualidade deficiente. Se forem utilizados materiais de qualidade deficiente no betão, a superfície sofrerá uma rápida perda progressiva de textura, criando-se assim condições propícias à ocorrência de acidentes (O'Flaherty, C. A., 1988).

- Bombagem de finos (escalonamento das lajes)

Este tipo de degradação é um fenómeno que se traduz pela ejecção forçada de uma mistura do solo de fundação da laje e água, através das juntas e fissuras, durante a passagem dos rodados dos veículos. A ocorrência continuada do mecanismo de bombagem resulta na ocorrência de escalonamento das lajes.

Esta degradação ocorre quando, sob a acção repetida das cargas, se reúnem as seguintes condições:

- camada de sub-base ou solo de fundação com materiais granulares não tratados e plásticos;
- mau funcionamento dos dispositivos de transferência de cargas;
- mau estado das juntas;
- drenagem insuficiente

O fenómeno de bombagem (Figura 2.20) é um fenómeno que se verifica junto ao bordo de uma das lajes, quando a carga se aproxima e a transferência de carga para a laje consecutiva é deficiente. Com a passagem do rodado para a laje seguinte, a primeira recupera bruscamente a sua posição inicial, aspirando água eventualmente misturada com finos (bombagem), enquanto que a segunda laje por sua vez deforma bruscamente a fundação, impulsionando água e eventualmente materiais. Numa próxima passagem de um rodado, este vai deformar gradualmente a fundação, expulsando a água existente sob as lajes, criando condições para que quando o rodado passa para a laje seguinte, continue este fenómeno de bombagem.

Com a repetição deste fenómeno, a granulometria da fundação na zona da junta ou fissura é alterada, fazendo com que exista uma acumulação de agregados debaixo do bordo da primeira laje e falta dos mesmos debaixo do bordo da segunda, provocando o escalonamento.

Este movimento de materiais deve-se à velocidade de expulsão da mistura água mais agregado. Enquanto que na situação de deformação brusca das lajes a mistura é expulsa a uma velocidade elevada arrastando água e finos, na situação de deformação gradual da fundação a velocidade de expulsão é naturalmente menor, o que se traduz por uma expulsão da água e um depósito dos finos, situação que provoca o escalonamento.

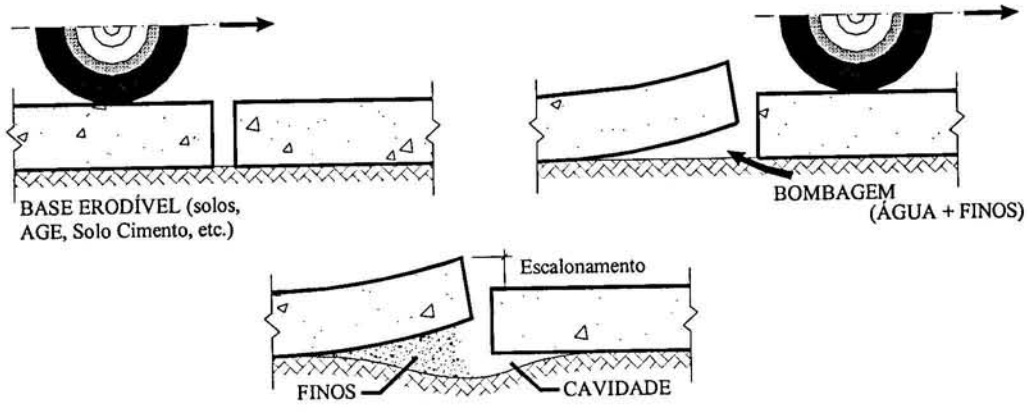


Figura 2.20 – Mecanismo de bombagem

Os principais factores que influenciam este fenómeno são a deformação e a velocidade de deformação da laje, a permeabilidade, a erodibilidade e características resistentes do solo de fundação, as características de drenagem do pavimento e a frequência e magnitude das cargas por eixo devidas ao tráfego (Wijk, A.J., Larralde, J., Lovell, C.W., Chen, W.F., 1989, Hansen, E.C., Johannesen, R., Armaghani, J.M, 1991). Este efeito também é agravado quando as lajes se encontram com os bordos levantados devido à acção da temperatura.

Uma vez que a água é a principal causa de bombagem, é essencial reduzir a sua permanência nas sub-bases e na fundação (Christory, J.P., Ray, M., 1990, Christory, J.P., 1990) através da respectiva drenagem, da impermeabilização do pavimento e do uso de materiais não erodíveis nas camadas subjacentes à camada em betão de cimento.

Em geral consideram-se como limites de escalonamento valores de 3 a 5mm (Majidzadeh, K., 1988).

2.4.3 Degradações dos pavimentos semi-rígidos

Devido à sua constituição, estes pavimentos, além da degradação por fadiga, apresentam um modo de degradação específico, constituído pelo fendilhamento decorrente do processo de retracção na camada de base estabilizada com ligantes hidráulicos, processo que gera esforços de tracção superiores à sua resistência à tracção.

Indicam-se seguidamente alguns tipos de degradações comuns nestes tipos de fendilhamento:

- Fendilhamento por fadiga

Este tipo de fendilhamento pode ocorrer nas camadas superiores betuminosas ou nas camadas granulares tratadas com ligantes hidráulicos, e tem como causa principal a acção do tráfego.

A fadiga das camadas constituídas por materiais tratados com ligantes hidráulicos tem como causa principal a acção do tráfego, combinada eventualmente com as acções de origem térmica.

- Fendilhamento por retracção

O fendilhamento por retracção é uma consequência da utilização de ligantes hidráulicos nas camadas de base subjacentes às camadas betuminosas. Este tipo de fendilhamento é também função da composição da mistura, das características dos materiais, com destaque para o ligante, e da qualidade de execução da camada.

Qualquer fenda numa camada com ligantes hidráulicos, quer seja esta devida à fadiga, quer seja devida à retracção, provoca uma distribuição de tensões desfavorável ao bom comportamento estrutural da camada superior, o que conduz a uma propagação da fenda até à superfície, através das camadas betuminosas ("reflexão de fendas").

Assim quanto maior a espessura das camadas betuminosas menor é a influência da temperatura ao nível das camadas com materiais com ligantes hidráulicos e maior o caminho a percorrer pela fenda.

De forma a minimizar este problema podem ser utilizados pavimentos semi-rígidos de estrutura inversa, os quais, como já atrás foi descrito, possuem entre as camadas betuminosas e as camadas sujeitas a fendilhamento por retracção uma camada granular. Esta camada granular tem como principal característica a não propagação das fendas

devida tanto à retracção como a fadiga das camadas de materiais tratados com ligantes hidráulicos.

Este tipo de estrutura (inversa) serve, assim, para ajudar a controlar ou minimizar o processo de fendas por reflexão.

2.5 Modelação estrutural e métodos de cálculo utilizados na análise estrutural de pavimentos

2.5.1 Generalidades

O dimensionamento por via analítica dos pavimentos rodoviários, tal como para qualquer estrutura de Engenharia Civil, consiste genericamente nas seguintes etapas (Pereira, P., Picado, L., 2002):

- definição das acções actuantes;
- adopção de uma estrutura inicial composta por materiais com determinadas propriedades mecânicas;
- análise do comportamento da estrutura, usando métodos de cálculo e módulos de comportamento;
- comparação do estado de tensão/deformação, resultante da análise estrutural, com aquele que constitui o estado limite ou critico, para o qual os materiais ainda podem resistir em condições de segurança.

Assim, para se proceder ao dimensionamento de uma estrutura, há que proceder a idealizações de comportamento da estrutura de forma a que seja possível estudar os efeitos das acções a que essa estrutura está sujeita. Esta idealização de comportamento da estrutura faz-se através da modelação estrutural. No caso dos pavimentos, esses modelos, permitem em geral calcular tensões, deformações e deslocamentos na estrutura do pavimento e respectiva fundação, induzidos pela passagem dos rodados dos veículos (Antunes, M.L., 1993).

A tensão vertical em qualquer camada de um pavimento, devida às cargas transmitidas pelos rodados dos veículos, é distribuída por uma área consideravelmente maior do que a área de contacto entre o pneu e o pavimento. A tensão vertical máxima verifica-se directamente sob o centro da

zona de contacto pneu – pavimento, reduzindo-se à medida que a distância ao centro da zona de contacto aumenta (O'Flaherty, C.A., 1988).

A seguir descrevem-se de forma não exaustiva os modelos analíticos mais utilizados na análise estrutural dos pavimentos e apresentam-se as ideias gerais associadas a cada modelo.

- Teoria de Boussinesq (1885)

Se o material através do qual as tensões aplicadas são transmitidas se considerar ideal, elástico, homogéneo, isótropo e de dimensões semi-infinitas tanto na horizontal como na vertical (por baixo do ponto de aplicação da carga), é possível determinar as tensões em qualquer ponto que esteja dentro desse material, através de equações desenvolvidas por Boussinesq. Estas equações, que definem as tensões totais normais em várias coordenadas desde o ponto de aplicação de uma carga concentrada P, indicam-se a seguir:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi}\frac{z^3}{R^5} = \frac{3P}{2\pi}\frac{\cos^5\theta}{z^2} \qquad \textbf{Equação 2.1}$$

$$\sigma_x = \frac{P}{2\pi}\left[\frac{3x^2z}{R^5} - (1-2\nu)\left(\frac{x^2-y^2}{Rr^2(R+z)} + \frac{y^2z}{R^3r^2}\right)\right] \qquad \textbf{Equação 2.2}$$

$$\sigma_y = \frac{P}{2\pi}\left[\frac{3y^2z}{R^5} - (1-2\nu)\left(\frac{y^2-x^2}{Rr^2(R+z)} + \frac{x^2z}{R^3r^2}\right)\right] \qquad \textbf{Equação 2.3}$$

onde ν é o coeficiente de Poisson e os outros símbolos são como indicados na Figura 2.21.

Estas equações foram integradas de forma a permitir calcular tensões sob cargas circulares. As tensões normais vertical (σ_z) e horizontal (σ_x e σ_y) em qualquer ponto abaixo do centro da área carregada são dadas por:

$$\sigma_z = P\left[1 - \frac{z^3}{\left(a^2+z^2\right)^{\frac{3}{2}}}\right] \qquad \textbf{Equação 2.4}$$

e

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{P}{2} \bullet \left[1 + 2\nu - \frac{2z(1+\nu)}{(a^2+z^2)^{\frac{1}{2}}} + \frac{z^3}{(a^2+z^2)^{\frac{3}{2}}} \right]$$ **Equação 2.5**

Nas equações anteriores, p representa a carga uniformemente aplicada numa área circular de raio a, e os outros símbolos são indicados na Figura 2.21.

Note-se que estas equações são independentes do módulo de elasticidade do material e que a equação da tensão vertical é também independente do coeficiente de Poisson (O'Flaherty, C.A., 1988).

As equações 2.4 e 2.5 permitem saber qual a tensão máxima admissível do solo de fundação, determinar a espessura z da camada superior de modo que à profundidade z a tensão instalada não seja superior à tensão admissível (Cachim, P., Figueiras, J., Pereira, P., 1995).

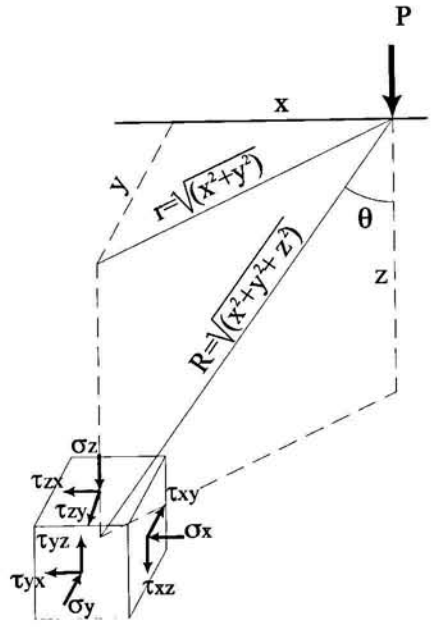


Figura 2.21 – Tensões actuantes num elemento devidas a uma carga pontual de acordo com Boussinesq

Os valores obtidos através da utilização das equações de Boussinesq podem ser considerados válidos para materiais uniformes (não estratificados) nos quais as condições de fronteira sejam compatíveis com as suposições teóricas e o módulo de elasticidade do material seja constante (O'Flaherty, C. A., 1988).

As equações atrás indicadas, especialmente as equações 2.4 e 2.5, são ainda hoje utilizadas, por exemplo, para a interpretação de ensaios de carga com placa efectuados sobre solos (Antunes, M.L., 1993).

2.5.2 Modelos de laje

Westergaard foi quem inicialmente desenvolveu a teoria das lajes em apoio elástico, tendo apresentado, em 1925, fórmulas para o cálculo de tensões em lajes com espessura constante, resultantes de forças aplicadas (no centro, no bordo e no canto) e de gradientes de temperatura (Yoder, E.J.; Witczak, M.W., 1975).

O modelo de Westergaard (Figura 2.22) é aplicável sobretudo a pavimentos rígidos e assenta em hipóteses diferentes no que respeita ao modelo adoptado para o solo. Neste modelo o pavimento (Antunes, M. L., 1993) é idealizado como uma laje apoiada sobre apoios elásticos (também designados por apoios de Winkler), isto é, considera que a pressão exercida sobre um dado ponto do maciço é proporcional ao deslocamento vertical desse ponto:

$$\sigma_v = k_s \bullet w \qquad \textbf{Equação 2.6}$$

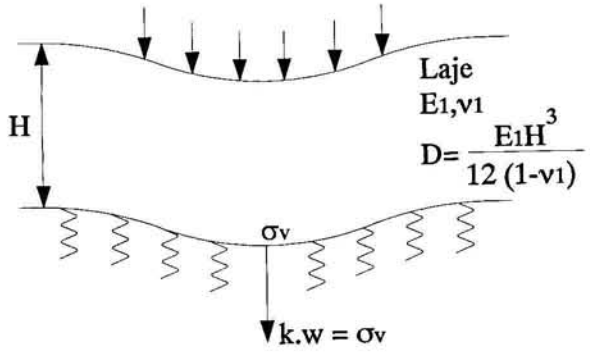
onde k_s é o módulo de reacção da fundação e w é o deslocamento vertical da laje.

A principal simplificação inerente a este modelo é considerar que o apoio da laje não possui resistência às tensões tangenciais. O coeficiente de proporcionalidade é uma grandeza que caracteriza a deformabilidade da fundação, que se designa por módulo de reacção (k), e é geralmente determinado através de ensaios de carga com placa, utilizando uma placa de 762 mm de diâmetro (Antunes, M.L., 1993).

Com a evolução dos modelos estruturais, foram implementadas diversas generalizações do modelo de Westergaard, como por exemplo os modelos de Hogg e de Jeuffroy e Bachelez (Jeuffroy, G., 1967), nos quais o pavimento é idealizado como uma laje apoiada numa (ou várias) camada (s) contínua (s), homogénea (s), isótropa (s) e elástica (s), sendo a camada inferior semi-infinita (Antunes, M.L., 1993). Por outro lado, estabeleceram-se algumas relações que permitem a análise para carregamentos próximos de juntas, admitindo

transferência total ou parcial de cargas entre lajes adjacentes (Veverka, V., 1985).

Apesar das simplificações envolvidas nestes modelos, ainda hoje são muito utilizados na análise estrutural de pavimentos rígidos, por permitirem estudar a resposta dos pavimentos sujeitos a cargas actuando nas proximidades das juntas, contrariamente ao que sucede na generalidade dos modelos utilizados na análise estrutural de pavimentos, nos quais se considera que as camadas são infinitas na direcção horizontal. Com efeito, a alternativa para estudar problemas deste tipo é a utilização de programas de elementos finitos considerando equilíbrios dinâmicos tridimensionais (Antunes, M.L., 1993).



σv - Tensão vertical no solo
w - Deslocamento vertical da laje
k - Módulo de reacção do solo

Figura 2.22 – Modelo de Westergaard

De acordo com o modelo de Westergaard a laje, em betão de cimento com espessura H é caracterizada pelo módulo de elasticidade do betão E e coeficiente de Poisson ν, devendo verificar-se as seguintes hipóteses (AASHTO, 1986):

- as forças actuam perpendicularmente à superfície da laje;
- não se consideram forças actuantes no plano da laje (por exemplo, compressões devidas a aumentos de temperatura);
- as lajes não se deformam na direcção vertical;
- após flexão, os planos permanecem perpendiculares;
- não há deformações no plano médio da laje;
- não há atrito entre a laje e o suporte;
- a laje é uniformemente suportada por molas elásticas.

2.5.3 Modelos de camadas

Na Figura 2.23 está ilustrado o conceito geral de um sistema elástico multi-camadas. Os pavimentos rodoviários consistem basicamente na associação de várias camadas, cada uma com determinadas características, como já referido anteriormente.

Geralmente a análise do estado de tensão ou deformação depende de vários pressupostos, que se indicam a seguir:

- as propriedades dos materiais de cada camada são homogéneas, isto é, as propriedades no ponto A_i são as mesmas no ponto B_i;
- cada camada tem uma espessura finita, à excepção da camada de fundação, e são todas infinitas nas dimensões laterais;
- cada camada é constituída por materiais isótropos, ou seja, as propriedades num ponto específico como o ponto A_i são as mesmas em todas as direcções desse plano;
- nas interfaces de cada camada é desenvolvido atrito total, isto é, as camadas encontram-se "coladas";
- não existem forças de corte à superfície;
- os materiais utilizados em cada camada estão caracterizados por duas propriedades, sendo elas o coeficiente de Poisson (ν) e o módulo de deformabilidade (E).

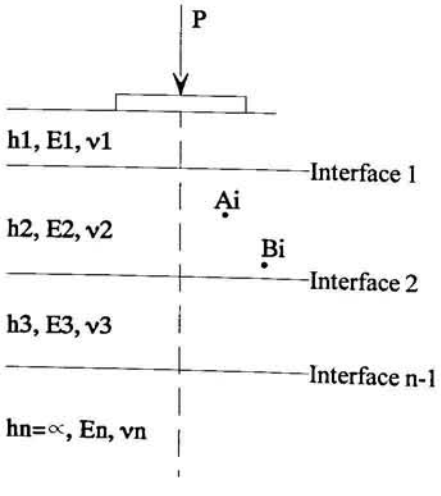


Figura 2.23 – Sistema elástico multi-camada (Yoder, E.J., e Witczak M.W., 1975)

Com o desenvolvimento dos meios computorizados existe a possibilidade de analisar as estruturas de pavimentos em que nas interfaces das camadas

não se desenvolva atrito, isto é, que as camadas se encontrem "descoladas", bem como a possibilidade de analisar estruturas onde existam forças de corte à superfície (Yoder, E. J., Witczak, M.W., 1975).

O modelo de cálculo de uso mais generalizado na análise estrutural de pavimentos é o modelo de Burmister, no qual o pavimento é assimilado a um conjunto de camadas horizontais, contínuas, constituídas por materiais de comportamento homogéneo, isótropo e elástico linear, assentes sobre um meio espaço de Boussinesq, em cuja superfície actua uma carga uniformemente distribuída numa área circular (Burmister, D.M., 1943), como se ilustra na Figura 2.24.

A desvantagem da aplicação da teoria da elasticidade a estruturas de múltiplas camadas de Burmister deve-se ao facto de, os materiais das camadas serem considerados homogéneos, isotrópicos e de comportamento elástico e linear. Esta hipótese não é, no entanto, adequada ao estudo de pavimentos em que os materiais apresentam um comportamento não linear, como é o caso dos solos e dos materiais granulares não tratados (Azevedo, M.C., 2001).

O módulo de deformabilidade dos solos e materiais granulares é dependente do nível de tensão aplicada. O modelo de Burmister não apresenta possibilidades de resolver problemas em que se incluem materiais com este tipo de comportamento e em que se pretende incluir a não linearidade dos materiais (Pais, J., 1999).

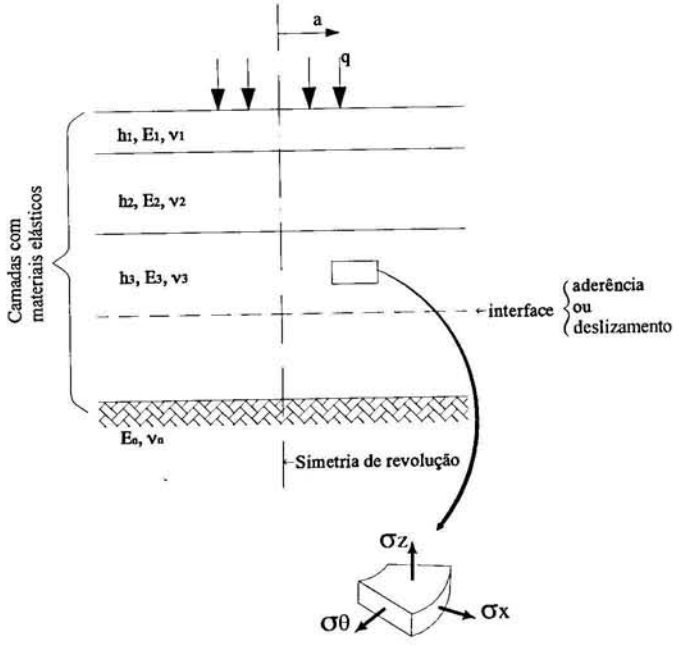


Figura 2.24 – Modelo de Burmister

Outro método de camadas também utilizado é o método de Odemark (Ullidtz, P, 1987), também designado por Método das Espessuras Equivalentes, no qual um sistema de camadas com diferentes módulos é transformado num sistema onde todas as camadas têm o mesmo módulo, utilizando o conceito de espessura equivalente (Antunes, M.L., 1993). Admite-se que uma camada de módulo de deformabilidade E_2, com uma espessura h_e será equivalente a uma camada com módulo de deformabilidade E_1, com espessura h_1, se ambas tiverem a mesma rigidez de flexão, isto é, se se verificar a equação 2.7.

$$\frac{h_e^3 E_2}{(1-\nu_2^2)} = \frac{h_1^3 E_1}{(1-\nu_1^2)} \qquad \textbf{Equação 2.7}$$

Para o cálculo das tensões e extensões na camada inferior de um pavimento com duas camadas, o cálculo é realizado substituindo a camada superior por uma equivalente com módulo de rigidez igual ao da inferior. No caso de pavimentos com várias camadas, a espessura equivalente de n camadas é obtida calculando a espessura equivalente da primeira com módulo de rigidez igual à segunda, adicionando-se seguidamente a espessura equivalente obtida com a espessura da segunda camada e assim sucessivamente. O valor da espessura equivalente obtida deve ser corrigido por um factor de 0,8 excepto para o primeiro interface que é 0,9 no caso de duas camadas e 1,0 no caso de três ou mais camadas (Ribeiro, J., 1995).

O tipo de teoria utilizado para a análise dos pavimentos flexíveis depende de três propriedades do comportamento dos materiais utilizados. Estas propriedades são a relação entre a tensão e a deformação (linear ou não linear), a deformação sob um nível de tensão constante (viscoso ou não viscoso), e o grau de recuperação da tensão depois da tensão aplicada ser retirada (plástico ou elástico), como é mostrado na Figura 2.25 (Yoder, E.J., Witczak M.W., 1975).

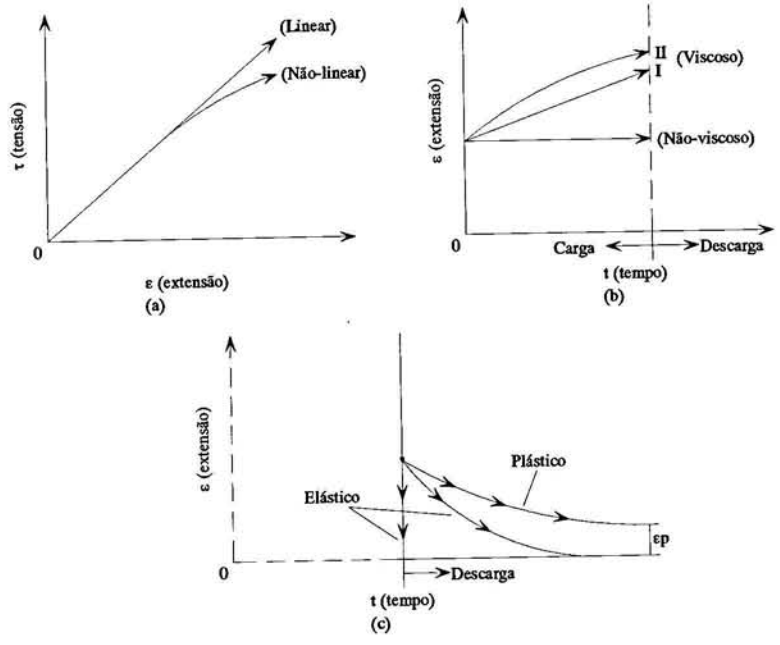


Figura 2.25 – Características dos materiais: a)linearidade; b)viscosidade; c) plasticidade

2.5.4 Método dos elementos finitos

O método dos elementos finitos é, entre os métodos numéricos, o que tem tido maior desenvolvimento, pois permite o estudo de qualquer geometria e solicitações e possibilita considerar facilmente diferentes tipos de comportamentos reológicos para os materiais, suas heterogeneidades e a existência de descontinuidades (Pinelo, A., 1991).

Tratando-se de um método numérico, a precisão dos cálculos varia com a malha de elementos finitos adoptada:

- as dimensões do corpo estudado devem ser suficientes para que o cálculo das tensões/extensões e deslocamentos nos pontos críticos não seja afectado pelas condições de apoio;
- nas zonas de maior gradiente de tensões é necessário refinar a malha, aumentando o número de elementos.

3 Avaliação de Pavimentos

3.1 Generalidades

A qualidade dos pavimentos rodoviários é um parâmetro essencial num sistema de gestão rodoviário, interessando especialmente aos utilizadores da estrada. Cada utilizador avalia, consciente ou inconscientemente, a qualidade do pavimento cada vez que "usa" um determinado pavimento.

A qualidade dos pavimentos foi sempre um ponto de especial atenção nos sistemas de gestão rodoviária. Questões como: "O projectista concebeu um bom pavimento?", "O empreiteiro fez uma boa construção?", "Este pavimento precisa de manutenção?", "Deve este pavimento ser reparado?" e todas outras questões relacionados com a qualidade dos pavimentos.

A qualidade dos pavimentos envolve quatro componentes principais: 1) segurança, 2) conforto, 3) capacidade de carga e 4) estética. Sendo assim, um "bom" pavimento é um pavimento em que se conduz confortavelmente, em que o tráfego é bem suportado, em que é fornecida uma boa interface entre o pavimento e pneumáticos, tanto na circulação como nas travagens, e em que a circulação se faz de forma esteticamente agradável aos utilizadores (Haas, R., Hudson, R., 1978).

Como a qualidade dos pavimentos varia com o tempo, estes factores devem ser avaliados desde a colocação do pavimento em serviço e ao longo da vida do mesmo (Haas, R., Hudson, R., 1978).

A avaliação de pavimentos consiste numa série de actividades que fornecem informações sobre o estado de conservação actual de um pavimento, particularmente no que diz respeito às condições estruturais do pavimento e da capacidade de oferecer aos utilizadores conforto e segurança, durante a circulação. Estas informações são utilizadas no planeamento e projecto de sistemas de gestão de pavimentos, servindo de base aos serviços de manutenção e reforço de pavimentos (Hass, R., Hudson, R., Zaniewski, J., 1994).

3.2 Avaliação de pavimentos como parte de sistemas de gestão de pavimentos

Um sistema de gestão de pavimentos consiste num conjunto de actividades que passam pelo levantamento das acções de planeamento, dimensionamento, construção, manutenção, e inclui tarefas, tais como a observação e a investigação.

Todas estas actividades devem estar atentas ao comportamento e respostas do pavimento, incluindo as componentes indicadas no ponto anterior. A Figura 3.1 representa esquematicamente as variações dos tipos de indicadores de maior importância com o tempo.

Estes indicadores devem ser previstos no período de dimensionamento e ser avaliados através de observações periódicas.

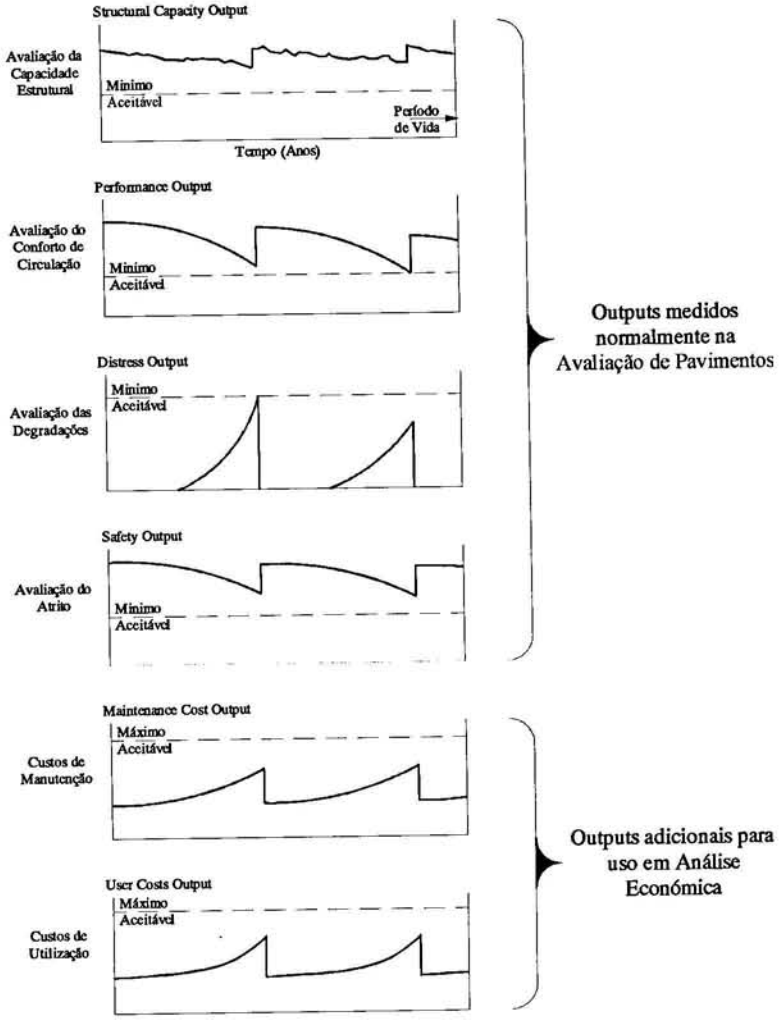


Figura 3.1 – Principais tipos de resposta de um pavimento (Hass, R., Hudson, R., 1978)

A função da avaliação de pavimentos num sistema de gestão de pavimentos é avaliar/medir periodicamente estes parâmetros de modo a:

- fornecer dados para validar opções de projecto e actualizá-los se necessário;
- reprogramar medidas de reabilitação com base nessa actualização;
- fornecer dados para uma melhoria dos métodos de dimensionamento;
- fornecer dados para uma melhoria das técnicas de construção e manutenção;
- fornecer informações para a actualização de software de gestão de pavimentos.

Deste modo a avaliação de pavimentos tem utilidade para as actividades de planeamento e concepção de um sistema de gestão e pode também ser útil para as actividades de construção e manutenção (Haas, R., Hudson, R., 1978).

De acordo com a Figura 3.2, podemos observar como algumas variáveis de um sistema de gestão de pavimentos se podem relacionar. Estas variáveis relacionam a fase de projecto, em que se pode prever o comportamento do pavimento, e a fase de exploração, em que se avaliam as diminuições das características dos pavimentos.

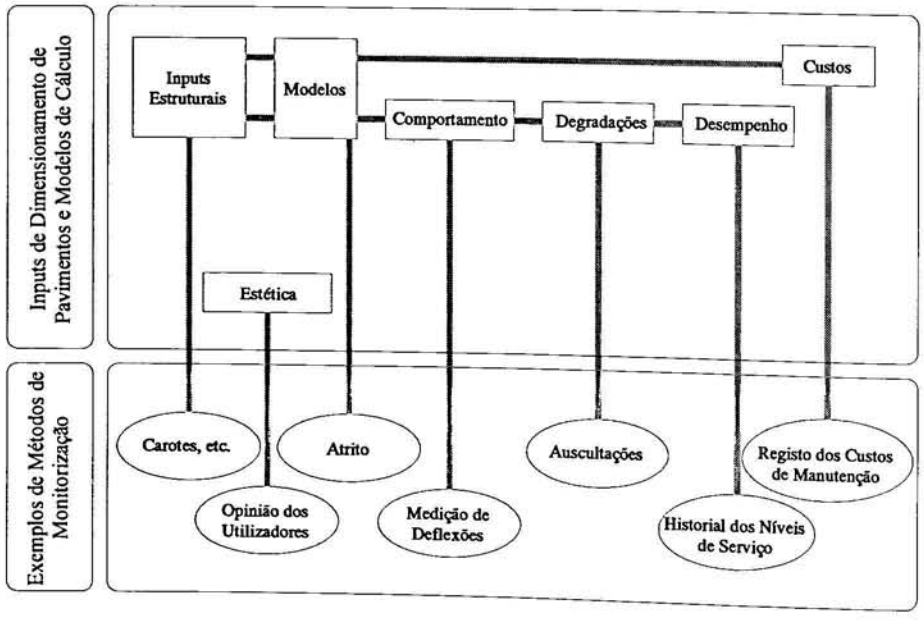


Figura 3.2 – Previsão das características do pavimento no dimensionamento e controlo dessas previsões (Hass, R., Hudson , R., 1978)

As variáveis referentes à fase de projecto estão directamente relacionadas com o pavimento, incluindo a sua estrutura e a resistência dos materiais. Estas podem ser avaliadas através de ensaios e amostragem, fornecendo informação acerca das espessuras das camadas e das características dos materiais.

A segurança pode ser considerada como uma resposta global do sistema, contudo, o seu tratamento e avaliação refere-se essencialmente à medição do atrito da superfície do pavimento.

Os custos só podem ser controlados se, existirem registos dos gastos, incluindo os custos de construção e os custos previstos para o futuro, e consequentemente se houver registo dos gastos relacionados com a manutenção. Deverá ser prestada especial atenção de forma a assegurar que os custos associados exclusivamente à manutenção dos pavimentos sejam separados dos custos associados à manutenção dos espaços marginantes do pavimento (ex. cortes de vegetação, limpeza de lixos, etc.) ou outras tarefas rotineiras.

O comportamento de um pavimento pode ser definido como a resposta imediata do pavimento às cargas aplicadas. Assim, este tipo de variável pode ser avaliado através da realização de ensaios de carga do pavimento (medição da deflexão).

As degradações podem ser definidas como a resposta ou degradação limite no pavimento. Assim, as degradações dos pavimentos devem ser controladas e avaliadas.

Outra variável de avaliação dos pavimentos, de maior interesse, é o desempenho do pavimento. Como o desempenho é um historial da aptidão do pavimento, implica que esta variável seja relacionada com o tempo.

Uma sexta variável, não muito importante mas algo complexa do ponto de vista de avaliação, é a estética. Trata-se de uma avaliação muito subjectiva.

Todas as variáveis atrás indicadas interagem entre elas tornando-se às vezes complicada a sua separação para a avaliação global dos pavimentos (Haas, R., Hudson, R., 1978).

3.3 Tipos de avaliação

A avaliação da qualidade global de um pavimento pode ser subdividida em três domínios fundamentais: conforto de circulação, capacidade de carga e segurança (Haas, R., Hudson, R., 1978).

A segurança envolve essencialmente a avaliação do atrito do pavimento, mas pode incluir outro tipo de parâmetros, como a profundidade de fissuras no pavimento que afectam a circulação, ou potencial para hidroplanagem e/ou pontos de acumulação de gelo.

Consideram-se duas aproximações diferentes para avaliar o estado dos pavimentos:

- Estudos de avaliação do comportamento funcional
- Estudos de avaliação do comportamento estrutural

Os estudos de avaliação do comportamento funcional dizem respeito à função primordial de um pavimento, isto é, como é que se comporta o pavimento como superfície de circulação. Esta área é a que mais interessa aos utilizadores.

Por outro lado, a avaliação da estrutura dos pavimentos, com o objectivo de determinação da capacidade de carga, reveste-se de um grande interesse para os projectistas.

A compreensão da relação entre estes dois tipos de avaliação é vital para perceber o funcionamento dos sistemas de gestão de pavimentos (Haas, R., Hudson, R., 1978).

3.4 Avaliação funcional dos pavimentos

A avaliação da qualidade dos pavimentos envolve o estudo do comportamento funcional de um troço na sua totalidade. Para uma análise do comportamento funcional ou do desempenho, é necessária informação sobre a qualidade de circulação do pavimento nesse troço durante um determinado período de tempo associado ao volume de tráfego.

Esta informação pode ser obtida através de observações periódicas da qualidade do pavimento associada a registos de tráfego. É esta história da qualidade funcional ou estrutural que define o desempenho de um pavimento como se mostra na Figura 3.3.

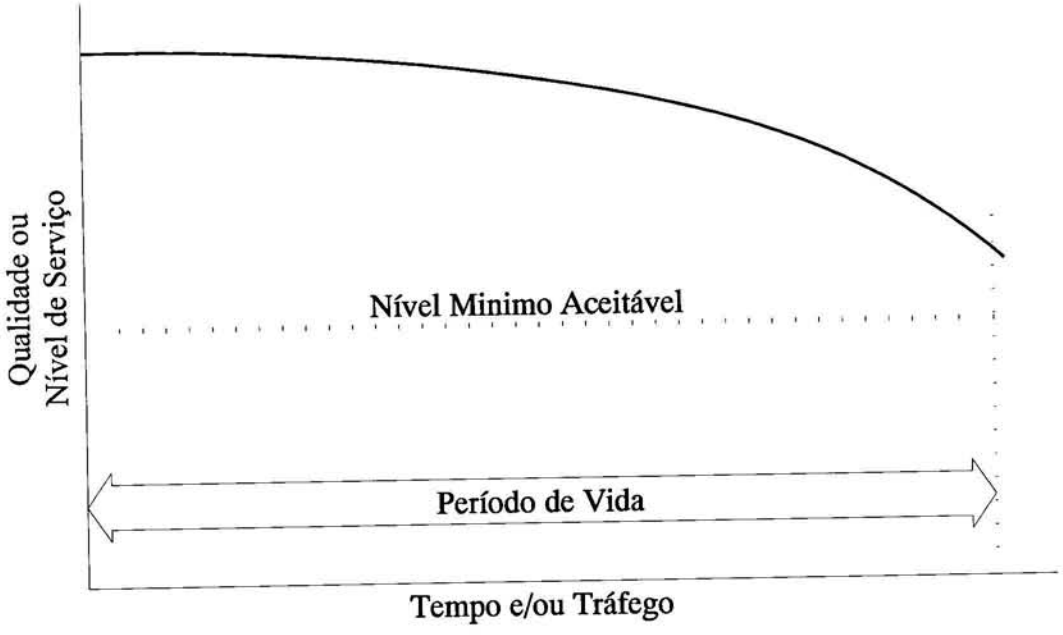


Figura 3.3 – Evolução da "qualidade" de um pavimento

Muitos métodos de dimensionamento destinam-se à determinação de espessuras das camadas de um pavimento de forma a que os materiais constituintes resistam a determinadas tensões ou extensões estimadas, devendo estas apresentarem valores abaixo de certos níveis especificados. É certo que as fissuras aparecerão se o pavimento sofrer tensões ou extensões superiores às quais ele estava calculado.

3.4.1 Conceito de avaliação / rating

Para se conseguir avaliar um determinado parâmetro é necessário atribuir um determinado tipo de escala arbitrária para ser usada nessa avaliação.

O índice de irregularidade foi, durante muitos anos, usado como escala de avaliação para os pavimentos. Este índice de irregularidade era um pouco arbitrário, e os valores obtidos dependiam muito dos equipamentos utilizados nessa avaliação (Haas, R., Hudson, R., 1978).

Hutchinson (1964) descreveu os problemas associados à análise de opiniões subjectivas dos utilizadores acerca da qualidade de circulação, devendo ser prestada especial atenção para o desenvolvimento de esquemas de avaliação e melhoria das escalas de forma a diminuir essa subjectividade.

A avaliação da qualidade de circulação é um problema complexo e depende de três componentes: o utilizador, o veículo e a irregularidade do pavimento e das interacções entre elas. Os problemas associados à análise subjectiva da opinião dos utilizadores comparativamente à medição da qualidade de circulação através de diversos equipamentos requerem:

- o desenvolvimento de um adequado modelo matemático para caracterizar a irregularidade do pavimento;
- o desenvolvimento de um adequado modelo matemático para descrever as características da suspensão dos veículos que possa ser associada ao modelo de irregularidade, de forma a prever a resposta dinâmica dos veículos;
- um modelo quantitativo de conhecimento da resposta ao movimento dos utilizadores.

Para que este sistema subjectivo de avaliação seja melhorado, é necessário avaliar objectivamente a sensibilidade humana, incluindo os efeitos do cansaço e seus efeitos. Esta avaliação deverá envolver estudos de frequência, comprimentos de onda e amplitude dos parâmetros de irregularidade.

A avaliação de pavimentos deve ter como principal objectivo o fornecimento de dados para a execução acertada de intervenções correctivas na sua estrutura, quando se verificar necessário, promovendo o restabelecimento das características de conforto, segurança e economia, independentemente dos trabalhos necessários a proporcionar tal estado, podendo variar entre simples operações de manutenção correctiva até à situação mais extrema, que será a reconstrução total do pavimento. O conjunto de medidas a serem tomadas é função do conhecimento do estado em que o pavimento se encontra. Este diagnóstico é realizado com base numa série de parâmetros que definem o comportamento do pavimento (Gontijo, P., Guimarães, F., Nogueira, C., 1994).

3.4.2 Desenvolvimento de um Índice de Aptidão de Serviço

No início dos anos 50, o Highway Research Board nos EUA provou que era muito difícil de estabelecer a condição de ruptura para secções sujeitas à acção do tráfego. Como resultado destas dificuldades, constatou-se que existem cinco

suposições associadas ao conceito de aptidão dos pavimentos que se indicam a seguir (Carey, W.N., Irick, P.E., 1960):

- as estradas devem ser seguras e confortáveis;
- a opinião dos utilizadores acerca da qualidade das estradas é subjectiva;
- existem, contudo, características que podem ser medidas objectivamente e isso, quando devidamente combinado com a avaliação subjectiva dos utilizadores acerca da capacidade da estrada os servir torna-se importante;
- a aptidão de uma determinada estrada pode ser expressa através da avaliação média dada pelos utilizadores;
- assume-se que a qualidade de um pavimento é uma avaliação global da aptidão do pavimento. Assim, a qualidade de um pavimento pode ser descrita ou avaliada se se conseguir avaliar a aptidão do pavimento desde a construção até ao momento em que é atingida a qualidade desejada.

Baseado nestas suposições, foi desenvolvido o Present Serviceability Index (PSI) ou Índice de Aptidão de Serviço, valor utilizado para caracterizar o nível de serviço (Carey, W. N., Irick, P. E., 1960).

Carey e Irick demonstraram que a irregularidade de um pavimento pode ser relacionada com os níveis de aptidão.

Este índice destina-se a simular a opinião ou avaliação dos utilizadores, que é subjectiva, acerca da qualidade de circulação fornecida pelo pavimento.

3.4.3 Regularidade dos pavimentos

Segundo a ASTM (2001), a irregularidade é descrita como "o desvio da superfície em relação a uma superfície plana com dimensões características que afectam a dinâmica do veículo, a qualidade de circulação, as cargas dinâmicas e a drenagem, por exemplo, do perfil longitudinal, do perfil transversal e da inclinação" (ASTM E867, 2001).

Hveem (1960) constatou que a avaliação dos utilizadores acerca da regularidade ou irregularidade era sinónima de agradável ou desagradável.

Não é por conseguinte fácil de descrever ou definir a irregularidade de um pavimento, sendo que esses efeitos variam consideravelmente com a velocidade e as características do veículo (Haas, R., Hudson, R., 1978).

A irregularidade de um pavimento é um fenómeno que se manifesta à superfície e que é sentida pelo utilizador ou passageiro de um veículo ou avião quando circula nesse pavimento. A irregularidade de um pavimento é função do perfil da superfície, das características dos veículos, incluindo pneus e suspensão, chassis, bancos, etc., e da sensibilidade dos passageiros à velocidade e à aceleração. Todos estes factores afectam inevitavelmente este fenómeno de irregularidade. A maior parte dos utilizadores vê a irregularidade como uma deformação da superfície do pavimento que contribui para uma circulação desagradável. Esta definição refere-se somente ao pavimento, não tendo em conta outros factores significativos, como sejam o verdadeiro perfil do pavimento, a dinâmica dos veículos e a resposta humana (Haas R., Hudson R., 1978).

Para definir completamente uma função matemática que traduza a irregularidade, deve ser efectuada uma avaliação da totalidade da área do pavimento. Para a maior parte dos casos a irregularidade pode ser dividida em duas componentes: variações transversais e variações longitudinais. Por outras palavras, qualquer parâmetro funcional do pavimento que provoque acelerações aos veículos ou utilizadores deve ser analisado (Haas, R., Hudson, R., 1978).

Segundo Haas e Hudson (1978), a irregularidade longitudinal é o factor que mais contribui para a existência de acelerações indesejadas nos veículos, seguindo-se a irregularidade transversal.

Um passageiro de um veículo que circule num determinado pavimento tem a sensação de movimento. Esta sensação de movimento depende do perfil do pavimento, das características do veículo e da velocidade de circulação. Qualquer alteração numa destas variáveis pode alterar a sensação dos utilizadores de pavimento suave ou acidentado. Pode-se assim dizer que do ponto de vista dos utilizadores as irregularidades são uma combinação infeliz do perfil do pavimento, das características do veículo e da velocidade de circulação.

Muitos utilizadores já sentiram a necessidade de diminuir ou aumentar a velocidade de forma a melhorarem a qualidade de circulação em determinadas

estradas. Isto indica que o pavimento possui um determinado comprimento de onda que, a determinada velocidade, produz uma vibração no veículo numa das suas frequências de ressonância (Haas, R, Hudson, R, 1978).

A análise da irregularidade é bastante complexa dado que compreende duas dimensões, envolvendo a variação altimétrica de um perfil ao longo do seu desenvolvimento (Delanne, Y., 1997).

A medição da irregularidade longitudinal, parâmetro objectivo, é utilizada também para estimar a qualidade de um pavimento, parâmetro subjectivo (Carey, W.N., Irick, P.E., 1960).

A utilização deste parâmetro (PSI) tem como objectivo a determinação da qualidade de serviço de um pavimento, e além dos dados sobre a irregularidade longitudinal, inclui também dados referentes ao estado do pavimento.

O PSI calcula-se através da equação seguinte:

$$PSI = C + (A_1 + R_1 + \ldots) + (B_1 D_1 + B_2 D_2 + \ldots) \qquad \textbf{Equação 3.1}$$

onde:

C = coeficiente (5,03 para pavimentos flexíveis e 5,41 para pavimentos rígidos)

A_1 = coeficiente (-1,91 para pavimentos flexíveis e –1,80 para pavimentos rígidos)

R_1 = função da irregularidade do perfil $\left[\log\left(1+\overline{SV}\right)\right]$, onde $\overline{SV}$ representa a média da variância da inclinação, obtida através do perfilómetro.

B_1 = coeficiente (-1,8 para pavimentos flexíveis e 0 para pavimentos rígidos)

D_1 = função das rodeiras do pavimento ($\overline{RD^2}$), onde $\overline{RD}$ representa a profundidade média das rodeiras em polegadas)

B_2 = coeficiente (-0,01 para pavimentos flexíveis e –0,09 para pavimentos rígidos)

D_2 = função do fendilhamento e de reparações ($\sqrt{(C+P)}$, onde C+P representam a área de fendilhamento e de reparações.

No caso de um pavimento flexível a equação ficaria:

$$PSI = 5{,}03 - 1{,}91 \cdot \log\left(1+\overline{SV}\right) - 1{,}8 \cdot \overline{RD^2} - 0{,}01 \cdot \sqrt{C+P} \qquad \textbf{Equação 3.2}$$

Qualquer mudança nos métodos ou unidades de medida da irregularidade resultará numa equação modificada. Esta modificação pode ser obtida fazendo uma nova regressão dos dados, se todos os dados estiverem disponíveis, ou comparando a antiga medição com a nova, fazendo a apropriada substituição na equação.

A escala utilizada para a avaliação dos pavimentos, através do seu PSI, é a seguinte:

4 - 5 – Muito Bom

3 - 4 – Bom

2 - 3 – Médio

1 - 2 – Medíocre

0 - 1 – Muito Mau

O conceito de índice de qualidade de serviço deve ser utilizado com prudência, devendo apenas ser empregue sem discussão para casos médios. A classificação como bom pavimento, que apenas apresentasse um tipo de defeito, mas com esse defeito em grau avançado, tal como daria a aplicação da expressão apresentada, seria um contra-senso (Barbosa, L., 1984).

3.4.3.1 Regularidade Longitudinal e Transversal

A caracterização da irregularidade longitudinal pode ser realizada através da análise das sinusóides, as quais se caracterizam através de uma função y(x), de acordo com a equação 3.3:

$$Y = A \bullet sen\left(\frac{2\pi}{\lambda} \bullet (X - X_0)\right)$$ **Equação 3.3**

onde: Y – Desnivelamento

A – Amplitude

x – Distância na horizontal

x_0 - Fase

λ – Comprimento de onda

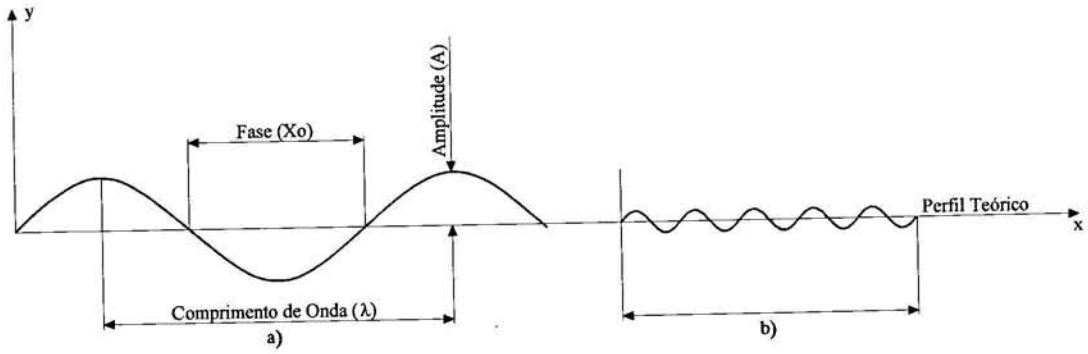


Figura 3.4 – Caracterização da irregularidade longitudinal (Delanne, Y., 1997)

De acordo com a Figura 3.4, os defeitos do tipo a) são classificados de irregularidade de elevado comprimento de onda e de reduzida frequência, enquanto que os defeitos do tipo b) ocorrem em reduzida extensão e, consequentemente, com elevada frequência. As irregularidades do tipo a) provocam desconforto e diminuição de segurança aos utilizadores, enquanto as irregularidades do tipo b) são responsáveis pelas oscilações e vibrações dos veículos, as quais produzem desconforto além de aumentarem as cargas dinâmicas dos veículos pesados.

As irregularidades transversais, para além dos efeitos indicados da irregularidade longitudinal, apresentam também repercussões negativas:

- Condução forçada sobre as rodeiras, prejudicando a comodidade de circulação e inclusivamente a segurança, em especial no caso dos veículos de duas rodas;
- Acumulação de água nas rodeiras, com o consequente perigo de ocorrência de aquaplanagem;
- Diferenças na deformação e desgaste dos pneus, o que pode causar o balançar dos veículos, provocando incómodo aos utilizadores, ou transferência de cargas entre rodas, com perigo de perda de controlo da viatura.

3.4.3.2 Determinação de irregularidade

A avaliação da irregularidade longitudinal pode ser realizada através da utilização de vários equipamentos e metodologias.

Segundo Paulo Pereira, os métodos de "medição" da irregularidade devem ser abordados a dois níveis: primeiro ao nível do princípio e da técnica adoptada de observação do perfil, depois ao nível dos "cálculos" dos índices de irregularidade do perfil medido, não devendo ser confundidos equipamentos com índices de irregularidade.

A avaliação da irregularidade dos pavimentos tem sido realizada com recurso a diferentes equipamentos, utilizando diferentes técnicas e princípios de medida. O perfil longitudinal tem sido também classificado por referência à resposta dinâmica de um sistema de medida ou por índices determinados sobre imagens aproximadas desse perfil.

Para a obtenção destes perfis foram desenvolvidos vários tipos de equipamentos que se indicam a seguir:

- equipamentos baseados na resposta dinâmica de um veículo;
- equipamentos de referência geométrica simples;
- equipamentos baseados na obtenção de uma "imagem" do perfil (da superfície do pavimento).

Com a evolução tecnológica dos equipamentos, os equipamentos de referência geométrica simples têm vindo a deixar de ser utilizados devido ao seu baixo rendimento e dificuldade de operação, o mesmo acontecendo com os equipamentos baseados nas resposta dinâmica de um veículo, pois torna-se difícil manter a fiabilidade de resultados ao longo do tempo. Por estas razões estes dois tipos de equipamentos estão a cair em desuso (Pereira, P., Miranda, C., 1999).

Desta forma, os equipamentos que apresentam uma maior fiabilidade e um maior rendimento são os equipamentos baseados na obtenção de uma "imagem" do perfil do pavimento, designados por "perfilómetros".

A utilização destes métodos e equipamentos para a observação da superfície dos pavimentos em relação à sua regularidade, só tem utilidade se os dados obtidos puderem ser utilizados de forma a permitirem uma classificação de pavimentos que possibilite o controlo da qualidade de construção e a evolução da sua qualidade, para que possam ser decididas estratégias de conservação a adoptar.

Devido à utilização de diversos tipos de equipamentos para esta avaliação e à utilização de diferentes índices de classificação de irregularidade longitudinal,

torna-se muito difícil a comparação entre os diferentes critérios de avaliação, estando actualmente a ser estudado este tema, de forma a que os equipamentos e os critérios sejam harmonizados não só a nível europeu, pelo WG5 do CEN TC 227, mas a nível internacional pela PIARC.

A seguir indicam-se dois tipos de equipamentos mais utilizados para esta avaliação.

3.4.3.3 Equipamentos baseados na resposta dinâmica de um veículo

Estes equipamentos designam-se habitualmente por equipamentos do "tipo resposta" e medem deslocamentos relativos entre massas suspensas e massas não suspensas de um veículo (Pereira, P., Miranda, C., 1999).

Este tipo de equipamento providencia uma medida relativa da irregularidade do pavimento. O sistema de medição regista a "resposta" do equipamento às irregularidades da superfície do pavimento, mas não permite obter um perfil longitudinal preciso (WSDOT, Pavement Guide, 1995).

Estes equipamentos são adequados para trabalhos de monitorização de rotina de pavimentos, pois os dados por eles obtidos indicam de uma forma geral o estado da rede e as operações de manutenção necessárias (WSDOT, Pavement Guide, 1995).

O BPR Roughmeter "BPR - Bureau of Public Roads" simula essencialmente uma roda de um veículo de passageiros, uma massa suspensa, um amortecedor parabólico e amortecedores como se mostra esquematicamente na Figura 3.5. O deslocamento relativo da roda em relação à massa suspensa, a uma velocidade de 80 km/h, é registado num mecanismo que acumula os movimentos da suspensão (num só sentido).

Este mecanismo regista em unidades métricas os movimentos relativos verticais entre o eixo da roda e o topo do sistema de suspensão. A estes deslocamentos acumulados numa determinada distância é chamado índice de irregularidade, o qual é expresso em polegadas/milha ou m/km.

Este equipamento apresenta sérias limitações, como sejam a atenuação de comprimentos de onda e a dificuldade na repetibilidade e manutenção da calibração do aparelho (Haas, R., Hudson, R., 1978).

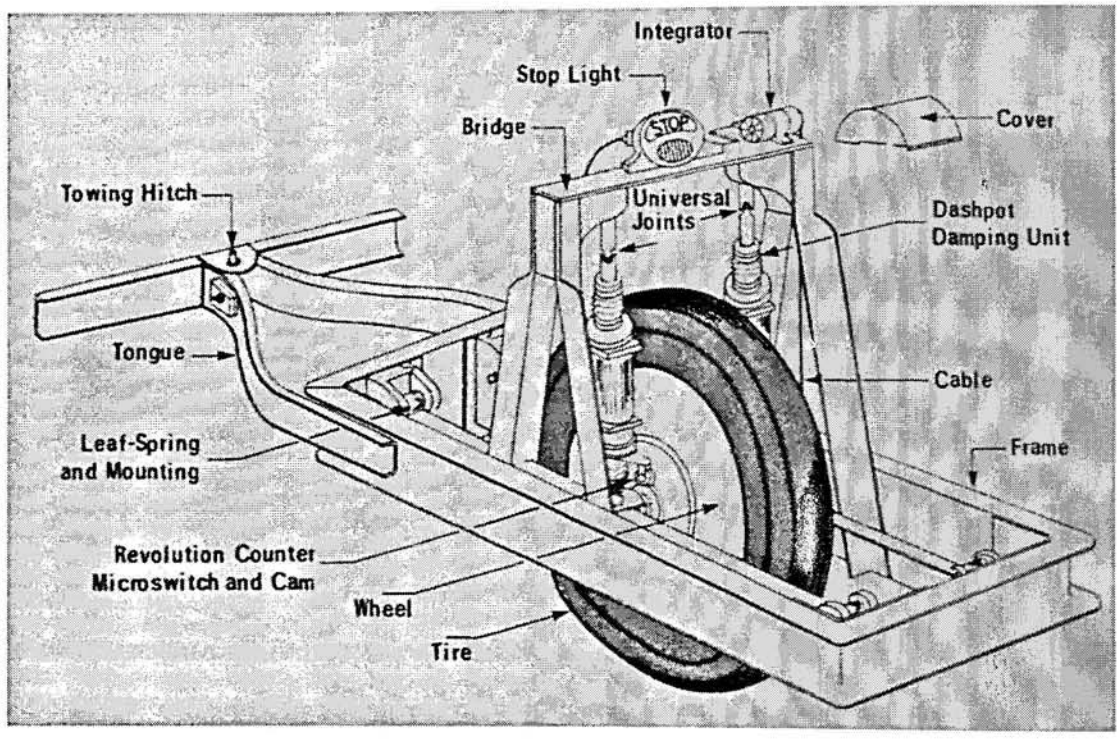


Figura 3.5 – Esquema do BPR Roughmeter

Este tipo de aparelhos está progressivamente a ser substituído por outro tipo de equipamentos, os perfilómetros, que apresentam resultados independentes do tipo de equipamento utilizado.

3.4.3.4 Equipamentos de observação do perfil

Da evolução dos equipamentos indicados no ponto anterior, e de forma a obter uma representação real do perfil, começaram a ser utilizados um outro tipo de equipamentos, os "perfilómetros". Equipamentos estes que, com base nos perfis obtidos, conseguem "visualizar" o estado de irregularidade de um determinado pavimento.

Para a realização de medições do perfil, é utilizada uma grande gama de equipamentos, desde os mais simples (régua e nível) até aos mais complexos que utilizam técnicas laser, passando pelos equipamentos de referência inercial.

Estes últimos equipamentos são altamente eficazes e fiáveis, e devido ao seu modo de funcionamento são perfeitamente conciliáveis com o tráfego.

Os perfilómetros permitem efectuar exames detalhados de um ou vários perfis paralelos em simultâneo, podendo realizar-se vários tipos de análises, tais como (Pereira, P., Santos, L., 2002):

- conhecer a distribuição das frequências dos comprimentos de onda das ondulações do pavimento;
- fornecer dados para prever a resposta dos veículos;
- avaliar a influência das forças dinâmicas sobre o pavimento.

Podem ser definidos vários objectivos, dos quais se destacam:

- acompanhar a distribuição do estado de um pavimento ao nível de rede;
- avaliar a qualidade de um pavimento recentemente construído ou reconstruído;
- diagnosticar o estado de uma zona específica e determinar as medidas de correcção;
- investigar o estado de secções específicas para investigação.

Nestes equipamentos podem destacar-se os seguintes:

- CHLOE, em que a irregularidade é medida pela diferença entre o ângulo formado por duas linhas de referência. Este equipamento tem como principal desvantagem a sua baixa velocidade de operação (5 a 8km/h) e a necessidade de manutenções constantes;
- APL (Analiseur Long Profil), em que as oscilações devidas às irregularidades do perfil do pavimento fazem variar o ângulo medido entre o braço de suporte da roda e uma referência constituída por um pêndulo inercial, sendo este ângulo convertido por um captor numa tensão directamente proporcional às irregularidades do perfil.
- Perfilómetro laser, em que através da utilização de dispositivos laser situados numa barra frontal de um veículo, é possível a medição do perfil longitudinal da estrada ao longo de ambos os rodados. O método de medida do perfil longitudinal com este equipamento usa um dispositivo instalado no eixo do veículo, o qual determina de

forma contínua a distância entre o chassis e o pavimento, tendo esta distância duas componentes:

- Os deslocamentos verticais da superfície do pavimento em relação a um "valor inicial" que se adopta como valor de referência;
- Os movimentos verticais próprios do veículo.

A diferença entre o resultado do deslocamento do veículo e o movimento obtido pelo dispositivo de medida proporciona os desníveis ou irregularidades da superfície que definem o perfil longitudinal da estrada.

Do tratamento dos dados registados por estes equipamentos podem calcular-se diversos índices de irregularidade, por exemplo o IRI (International Roughness Índex), actualmente o índice mais utilizado, e o NBO (Notation par Bandes d'Ondes).

3.4.3.5 Irregularidade transversal do pavimento

Outro tipo de irregularidades que é necessário caracterizar, são as irregularidades transversais.

A observação das irregularidades transversais consiste na obtenção do perfil transversal do pavimento, e a sua determinação tem interesse para (Pereira, P, Miranda, C., 1999):

- avaliar se a inclinação transversal se ajusta à de projecto (controlo da qualidade);
- detectar zonas onde possa verificar-se a acumulação de água;
- avaliar a evolução do comportamento do pavimento quanto a fenómenos de pós-compactação, deformações plásticas, e assentamentos diferenciais.

Para a obtenção de dados sobre este tipo de irregularidade, podem ser utilizados diversos tipos de equipamentos, desde os equipamentos de referência geométrica simples até aos equipamentos que utilizam técnicas de laser ou de ultra-sons.

Um exemplo de um equipamento de referência geométrica simples é o transversoperfilógrafo, sendo este equipamento constituído por uma régua metálica com dois apoios, com um cursor que suporta uma roda que se apoia na superfície do pavimento, medindo-se através das diferentes posições dessa roda o perfil do pavimento.

O equipamento PALAS, desenvolvido pelo LCPC, é um equipamento constituído por um veículo que possui uma barra transversal onde estão colocados os emissores – receptores de raios laser ou ultra-sons, permitindo assim obter o perfil transversal do pavimento em diversos pontos. De referir que este equipamento permite obter perfis com um intervalo de 10 metros, com uma resolução transversal de 256 pontos de observação circulando a uma velocidade de até 90 km/h.

3.4.4 Observação do atrito

Também importante, do ponto de vista da qualidade de circulação e da análise das necessidades de manutenção, é a análise do atrito da superfície do pavimento. Esta análise é parte integrante de qualquer sistema de gestão de pavimentos.

O coeficiente de atrito é um parâmetro usado na avaliação do nível de aderência, sendo evolutivo no tempo em função de vários factores, uns inerentes ao pavimento, outros ao veículo e outros ainda devido às condições climatéricas.

O coeficiente de atrito longitudinal é um parâmetro que tem importância na avaliação da distância de paragem, de especial interesse sobretudo no caso dos pavimentos aeroportuários (Yoder, E. J., Witczak, M. W., 1975), sendo medido através do bloqueamento da roda de um reboque por alguns instantes, sendo calculada a força desenvolvida na interface pneu – pavimento.

O coeficiente de atrito transversal é um parâmetro que tem especial influência na segurança de circulação em curva e em casos de travagem, tendo uma maior influência no volume de acidentes e na velocidade de circulação do que o atrito longitudinal, e sendo utilizados para a sua medição equipamentos que utilizam pneus que fazem um determinado ângulo com a direcção do deslocamento de veículo de ensaio.

Estes valores podem evoluir em períodos curtos de tempo, como se pode observar na Figura 3.6 (Pereira, P., Miranda, C., 1999). Neste caso, a variação dos valores de atrito está relacionada com a queda de chuva.

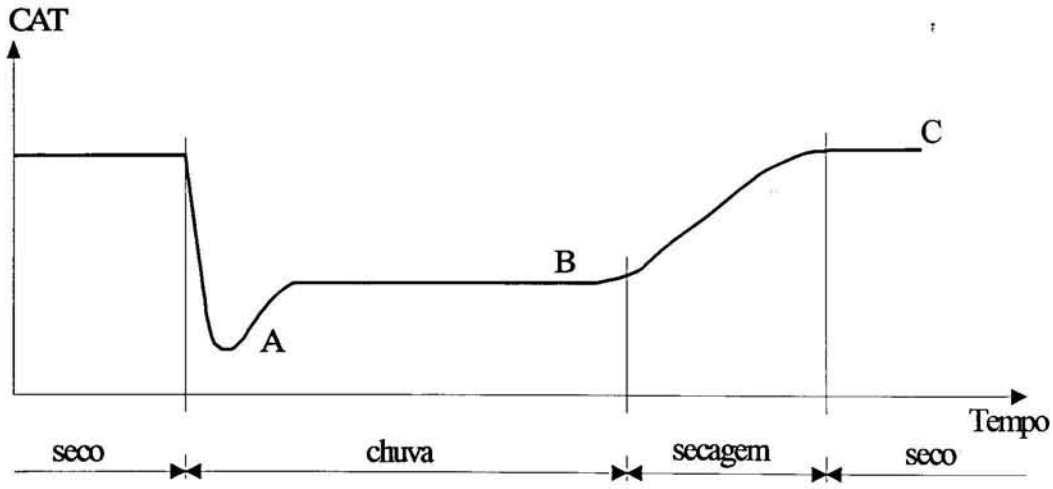


Figura 3.6 – Evolução do atrito num curto intervalo de tempo

Conforme ilustrado na Figura 3.6, as variações do coeficiente de atrito transversal verificam-se quando no pavimento se forma uma pasta fluida muito fina, derivada da mistura da água da chuva com os detritos (poeiras, partículas de pneus, poeiras, etc.).

Após a remoção desta mistura, pela água da chuva e pela circulação dos veículos, o valor do atrito aumenta para valores normais em situação de pavimento molhado.

Quando a queda de chuva termina, a água começa a escoar-se do pavimento e o atrito volta a possuir valores normais em situação de pavimento seco.

O tempo necessário para a superfície do pavimento secar depende de factores relacionados com o perfil transversal do pavimento, da macrotextura do pavimento e da permeabilidade da camada de desgaste.

Em relação à evolução do atrito ao longo do tempo como consequência da acção repetida da passagem dos veículos, a Figura 3.7 apresenta a tendência geral verificada, podendo identificar-se genericamente dois períodos de evolução distintos.

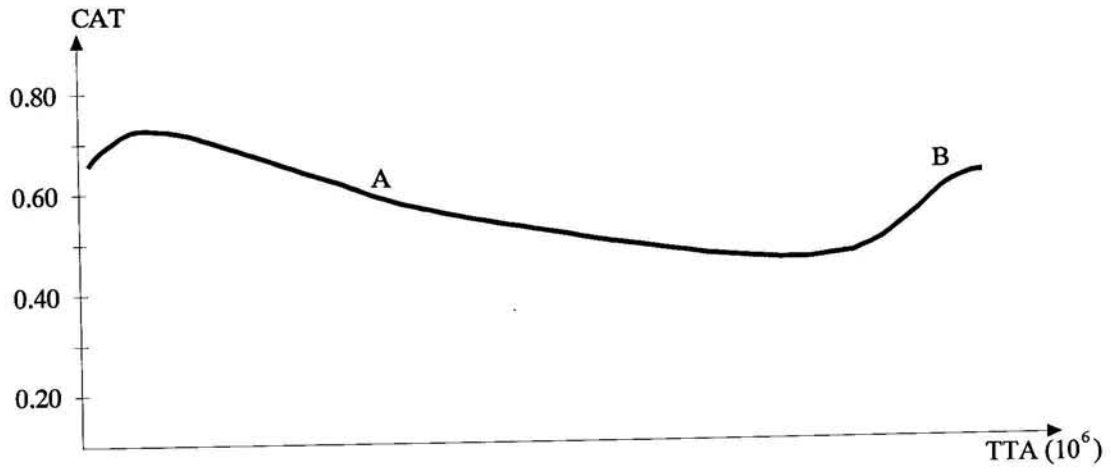


Figura 3.7 – Evolução do CAT com o tráfego total acumulado, TTA (10^6) (Pereira, P., Miranda, C., 1999)

Numa fase inicial, de alguns meses, o valor do CAT (coeficiente de atrito transversal) cresce devido ao desgaste da película betuminosa superficial originada pela acção dos pneus dos veículos, resultando no aumento da macrotextura do pavimento. Esta macrotextura irá diminuir devido ao desgaste dos agregados mais grossos, reduzindo-se assim de forma lenta e gradual os valores do CAT.

Na fase final do pavimento, e devido à eventual existência de degradações à superfície do pavimento (fendilhamento generalizado em pele de crocodilo), a macrotextura e a permeabilidade do pavimento aumentam, o que consequentemente provoca um aumento do CAT (Pereira,P., Miranda,C., 1999).

3.4.4.1 Equipamentos para medição do atrito

Para a medição do atrito nos pavimentos rodoviários utilizam-se vários tipos de equipamentos, dependendo em grande parte a sua utilização do tipo de atrito que se pretende avaliar.

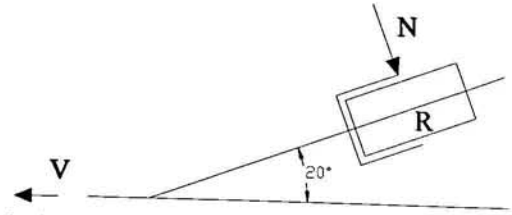
Caso se pretenda avaliar o atrito em zonas de pequena extensão ou em locais específicos, como por exemplo "pontos negros", marcas rodoviárias, poderão ser utilizados equipamentos de medição pontual, dos quais o Pêndulo Britânico é um bom exemplo.

O Pêndulo Britânico é um equipamento que permite determinar o coeficiente de atrito pontual, simulando a resistência oferecida pela superfície do pavimento à passagem de um veículo circulando a 50 km/h (TRRL, 1969).

Para simular a situação mais desfavorável, estas medições devem ser efectuadas com o piso molhado, podendo ser efectuadas em contínuo, recorrendo a:

- equipamentos que efectuam a medição do coeficiente de atrito transversal através de roda (s) bloqueada (s);
- equipamentos que efectuam a medição do coeficiente de atrito longitudinal através de roda parcialmente bloqueada.

Dos equipamentos destinados a estas medições, um dos mais utilizados tem sido o SCRIM (Sideways-Force Coefficient Routine Investigation Machine). O SCRIM é um equipamento que dispõe de uma roda livre de medida, com um plano de rotação formando um ângulo $\theta=20^{\circ}$ com a direcção do movimento, localizando-se esta roda sobre a zona da rodeira direita da faixa a medir. Este equipamento permite medir o coeficiente de atrito transversal do pavimento, em contínuo, sendo o coeficiente de atrito transversal a razão entre a força N, perpendicular ao plano de rotação da roda e a acção vertical F, normal ao pavimento, que a massa suspensa exerce sobre a roda com o valor de 200 kg (Figura 3.8).



V - sentido de deslocação do equipamento
N - acção transversal
R - reacção vertical (200 kg)

Figura 3.8 – SCRIM: Princípio de funcionamento (Pereira, P., Miranda, C., 1999)

O Grip Tester é um equipamento de alto rendimento utilizado para a medição do coeficiente de atrito longitudinal, baseando-se o seu funcionamento no princípio da roda parcialmente bloqueada (15%), sendo esta roda de medição montada num eixo que permite medir a força horizontal de arrastamento e a força vertical aplicada.

3.5 Inspecção/Observação das Degradações dos Pavimentos Rodoviários

A avaliação de degradações deve ser direccionada para a avaliação das medidas de manutenção necessárias, de forma a eliminar as degradações actuais e prevenir degradações futuras, ou para estabelecer as medidas de reabilitação necessárias para melhorar o pavimento (Haas, R., Hudson, R, 1978).

As inspecções regulares e um adequado plano de manutenção são essenciais para assegurar as boas características do pavimento.

A inspecção das degradações dos pavimentos compreende não só as degradações superficiais visíveis, mas também se possível as degradações não visíveis das camadas do pavimento.

Para a realização destas inspecções existem vários métodos já desenvolvidos ou em desenvolvimento (COST 325):

- Inspecção visual;
- Sistemas ópticos:
  - Técnicas de filme e vídeo
  - Técnicas de processamento de imagem
  - Processos holográficos
  - Técnicas de laser
- Sistemas de infravermelhos;
- Radar (Ground Penetrating Radar);
- Sistemas acústicos.

3.5.1 Observação/Inspecção visual

A inspecção visual de um pavimento corresponde a uma recolha minuciosa dos vários tipos de degradação, bem como do seu grau de gravidade.

A inspecção visual pode ser realizada de duas formas distintas:

- Observação visual, com registo escrito ou gráfico das degradações em formulários específicos, ou utilizando equipamentos com teclas

com códigos pré-definidos, criando uma base de dados em suporte informático para posterior tratamento;

- Observação das degradações através da utilização de equipamentos fotográficos e vídeo, para posterior observação e tratamento em gabinete.

A observação visual é realizada com o recurso a um operador que se desloca ao longo do pavimento, a pé ou num veículo circulando a baixa velocidade, registando continuamente numa ficha as anomalias detectadas, de acordo com as classificações do catálogo de degradações.

Nas metodologias de observação visual directa, a principal desvantagem é a subjectividade inerente a uma avaliação humana. Assim, as mesmas degradações podem ser classificadas de forma distinta por dois operadores, ou então o mesmo operador pode observar a mesma anomalia com resultados diferentes quando se depara com determinadas condições de incidência de luz, água, etc.

Outro inconveniente importante deste tipo de observação é o seu baixo rendimento. Um operador experiente, para uma faixa de rodagem com duas vias de tráfego, poderá observar entre 10 a 20 km/dia, dependendo do número de degradações diferentes e da sua densidade, além do rigor pretendido com a observação (Pereira, P, Miranda, C., 1999).

Para que a subjectividade das inspecções visuais seja reduzida, deve ser fornecido aos operadores uma formação adequada e devem ser colocados ao seu dispor documentos de referência onde estejam estabelecidos os critérios de apreciação e registo. Estes documentos de referência podem ser os catálogos de deformações e devem conter para cada tipo de pavimento e de degradação a respectiva descrição, níveis de gravidade e modo de medição aplicável, contendo fotografias de exemplos de pavimentos nestas condições.

A utilização dos catálogos de degradações permite uma maior fiabilidade e homogeneidade dos resultados obtidos, apoiando o observador em qualquer uma das formas de inspecção visual, e aumentando o rendimento da observação, definindo também uma linguagem comum a todos os intervenientes (Lepert, Ph., Siffert, M., Bertrand, L., 1998).

A transcrição para a ficha pode ser feita de forma contínua, ou por trechos de uma determinada extensão.

3.5.2 Observação visual com recurso a equipamentos informáticos

A metodologia de observação visual com recurso a apoio informático compreende a utilização de uma interface informática com os necessários programas informáticos de controlo, aquisição e restituição da informação e um sistema de medição da distância percorrida.

O operador dá indicações ao sistema de aquisição para registar a ocorrência de uma das degradações, associada a um dado ponto do pavimento. Esta informação pode ser tratada informaticamente ou ser transferida para uma base de dados.

O LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) desenvolveu um sistema informático assistido por computador denominado DESY.

O sistema DESY é um sistema autónomo de recolha, armazenamento e processamento de dados viários de qualquer índole, forma e procedência.

A utilização deste equipamento compreende 3 fases:

- A aquisição de dados, que compreende os passos de configuração das entradas de dados, calibração e entrada de dados.
- O pré-tratamento dos resultados, que compreende as operações de validação dos dados, ajustamento das abcissas e inversão das entradas.

  O ajustamento das abcissas consiste em escolher, entre os levantamentos efectuados, um levantamento padrão em relação ao qual todos os outros serão homoteticamente transformados.

  A inversão das entradas é efectuada nos casos de levantamentos efectuados em sentido contrário.
- A saída de esquemas de itinerário, destina-se a restituir a informação sob a forma de gráficos em que o utilizador tem de criar previamente um fundo de plano e uma configuração de desenho, onde são indicados os dados a representar, as ordenadas e os símbolos a usar (Matos, A., 1999).

3.5.3 Observação com recurso a registos fotográficos e vídeo

Este tipo de observação baseia-se na recolha de elementos da superfície do pavimento através do recurso:

- A equipamentos munidos de câmaras fotográficas, cujo registo é revelado e analisado posteriormente;
- A veículos munidos de diversas câmaras de vídeo, que registam em contínuo os vários elementos do pavimento e da sua envolvente.

A observação com recursos a câmaras de vídeo apresenta vantagens em relação à observação com recurso às câmaras fotográficas, pois para além do registo ser feito em contínuo e não ser necessária a revelação da totalidade da película, pode observar-se um maior número de pormenores já que é possível a ampliação ou diminuição das imagens captadas.

Os equipamentos PASCO ROADRECON e o GERPHO, desenvolvidos no Japão e em França respectivamente, são dos mais antigos sistemas de observação das degradações através de fotografia. Ambos os equipamentos registam as degradações através do recurso a câmaras fotográficas colocadas numa barra sobre um veículo e apontadas para o pavimento. As observações são feitas à noite, a velocidades da ordem dos 80km/h, utilizando iluminação autónoma constituída por projectores direccionados para o pavimento. A velocidade do filme na câmara fotográfica é ajustada com a velocidade do veículo e a luminosidade é ajustada de forma a fornecer uma exposição luminosa uniforme da superfície do pavimento (COST 325).

A quantificação das degradações é realizada segundo uma codificação pré-estabelecida, apoiada num catálogo de degradações, o que introduz a mesma subjectividade que no caso das observações visuais.

Estes equipamentos não permitem detectar deformações, como os cavados de rodeira de reduzida profundidade e o microfendilhamento (Matos, A., 1999).

Os sistemas de observação com recurso a equipamentos vídeo são constituídos por um veículo equipado com câmaras de vídeo na sua parte superior, que registam as patologias encontradas no pavimento e todos os elementos adjacentes, tais como bermas, sistemas de drenagem, sinalização, marcos quilométricos, etc.

Com a evolução destes equipamentos, surgiu outro tipo de equipamentos que integram um determinado conjunto de operações diferenciadas, destinadas a observar parâmetros considerados essenciais para integrar uma base de dados rodoviária (Pereira, P., Miranda, C., 1999).

Entre os vários equipamentos já desenvolvidos refere-se o CALAO desenvolvido em França pelo LCPC. Este equipamento permite o registo vídeo do pavimento e da sua envolvente, bem como das irregularidades transversais e longitudinais do pavimento.

3.5.4 Observação com recurso a sistemas holográficos

Um outro sistema de observação das degradações dos pavimentos é o sistema CREHOS desenvolvido na Suiça. Este sistema utiliza um raio laser para analisar a superfície com uma largura de 4 metros. O laser reflectido é captado por um sistema holográfico. Quando o laser encontra uma fissura, este é absorvido e a intensidade captada diminui. O sinal recebido é filtrado e processado de forma a que as fissuras possam ser assimiladas por um processador.

Um protótipo deste equipamento foi construído e os testes realizados demonstraram que era possível detectar fissuras com 1 mm numa largura de 4 metros a velocidade de observação entre 40 a 120 km/h. O projecto para desenvolvimento deste equipamento foi suspenso em 1995 (COST 325).

3.5.5 Observação com recurso a sistemas de infra-vermelhos

O sistema de infra-vermelhos utiliza câmaras próprias que detectam pequenas variações de temperatura entre fissuras e a superfície do pavimento.

O processamento destes resultados é similar ao processamento utilizado na observação visual. Esta técnica tem vantagens em relação à observação visual, pois é menos sensível à macrotextura dos pavimentos; contudo a sua utilização é afectada pelas condições atmosféricas e pela presença de água à superfície. Os gradientes de temperatura na vizinhança das fissuras provocam uma visualização aumentada da fissura, sendo no entanto este efeito compensado pela resolução das câmaras utilizadas. A limitação indicada implica que para a

obtenção de uma boa resolução na leitura do pavimento tenha que ser utilizado um grande número de câmaras (COST 325).

3.5.6 Observação com recurso a sistemas radar

O conhecimento da natureza e espessura dos materiais constituintes de um pavimento é necessário e de grande interesse. As sondagens tradicionais são operações caras, destrutivas e causam incómodo aos utilizadores.

O radar (radar = radio detection and ranging) mais conhecido por GPR (Ground Penetrating Radar, na literatura inglesa) é um equipamento de ensaio não destrutivo destinado a obter informações em contínuo sobre a estrutura que se encontra abaixo da superfície.

Uma das principais vantagens da utilização do equipamento radar é de reduzir o número de sondagens. Outra vantagem importante deste equipamento, é poder conhecer-se em contínuo a constituição dos pavimentos, possibilitando assim a detecção do local exacto onde ocorrem mudanças na constituição dos mesmos (Fontul, S., Antunes, M. L., 2000).

A utilização da tecnologia radar permite (Benoist, JM., 2000):

- precisão, na ordem dos 5mm para a camada de desgaste, 10mm para outras camadas tratadas e na ordem dos 20mm para camadas não tratadas;
- medições em contínuo;
- rendimento, a velocidade de auscultação é na maioria dos casos de 40 km/h;
- segurança, integração no tráfego, não causando grandes conflitos;
- custo, comparativamente com sondagens e carotagens o seu custo não é exagerado.

▪ Constituição do equipamento radar

O equipamento radar é constituído por três elementos de base: o gerador de impulso, a antena que transmite o impulso para o meio e a antena que recebe o impulso reflectido. As antenas podem ser de dois tipos: antenas com contacto na superfície ("ground coupled antenna") que funcionam numa gama de frequências entre 16MHz e 1500MHz, e antenas sem contacto, suspensas

no ar ("horn antenna") com uma gama de frequências entre 500MHZ e 2500MHz.

A grande vantagem das antenas com contacto na superfície é a sua profundidade de penetração, até 30m para materiais com condutividade eléctrica baixa, sendo utilizadas principalmente em trabalhos de prospecção geológica, tendo uma baixa resolução e uma baixa velocidade de ensaio, não ultrapassando os 15km/h.

Para uma melhor resolução mas uma menor profundidade de penetração, são utilizadas as antenas de alta-frequência. Estas antenas são posicionadas a uma altura entre 0,3 a 0,5m do solo (Fontul, S., Antunes, M.L., 2000, Benoist, JM, 2000) durante o ensaio e possuem uma profundidade de penetração entre 0,5 a 0,9m. Estas antenas montadas num veículo permitem velocidades de ensaio elevadas da ordem dos 100km/h. Um dos problemas que se pode colocar na auscultação a velocidades elevadas é a estabilidade da própria antena (Benoist, JM, 2000). Devido às suas características estas antenas são utilizadas para prospecção das camadas superficiais do solo, para pavimentos e pontes, permitindo elevados rendimentos, e a minimização das perturbações, pois a sua integração no tráfego é quase total (Fontul, S., Antunes, M.L., 2000).

- Princípio de funcionamento do equipamento radar

Os factores mais importantes que influenciam a propagação das ondas electromagnéticas emitidas pelas antenas são a constante dieléctrica (ε) e a condutividade eléctrica dos materiais.

A constante dieléctrica do material influencia a velocidade de propagação da onda, e a condutividade eléctrica contribui para a sua atenuação.

O equipamento radar funciona através da transmissão de ondas electromagnéticas para as camadas do pavimento, com recurso a uma antena montada num veículo (Figura 3.9). O sinal emitido pelo radar é como uma onda sinusoidal que se propaga na vertical através das várias camadas do meio a ensaiar, sendo parte dela reflectida quando choca com a fronteira entre dois materiais com constantes dieléctricas diferentes.

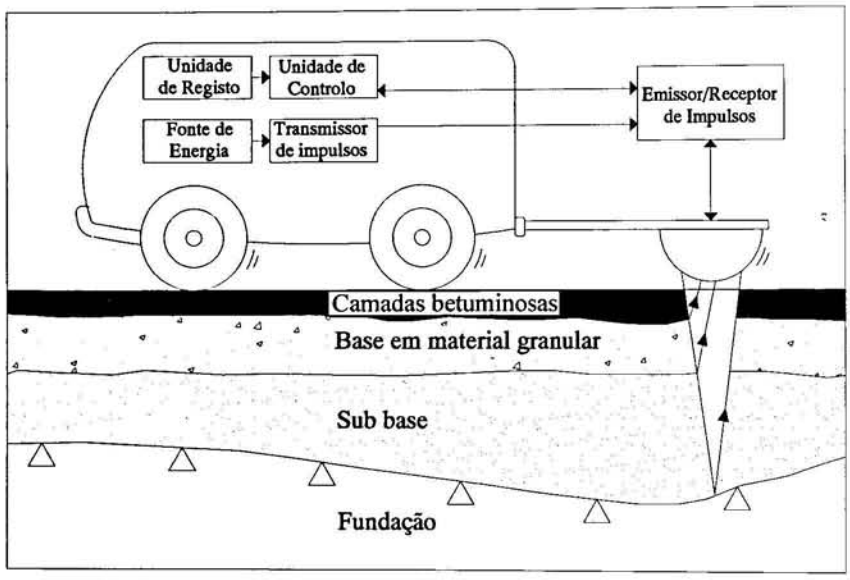
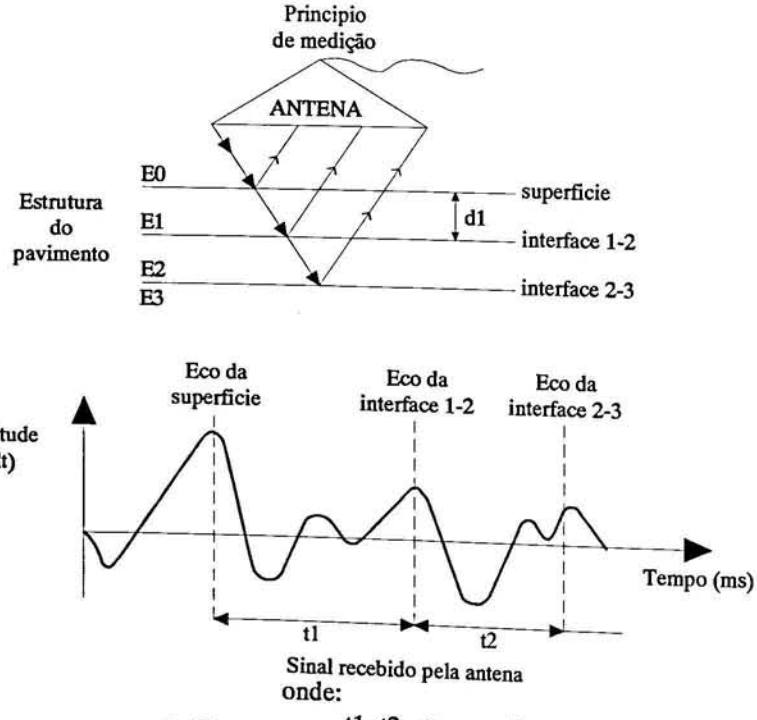


Figura 3.9 – Princípio de funcionamento do radar (Berg, F., Ertman, H.J.L., 1984)

A cada descontinuidade dieléctrica encontrada (heterogeneidade, materiais quimicamente diferentes), produz-se o mesmo fenómeno de reflexão parcial (os materiais condutores provocam uma reflexão total).



onde:

$$d_1 = \frac{t_1 C}{2\sqrt{\varepsilon_1}}$$

t1, t2= tempos de propagação
C = Celeridade ($3x10^8$m/s)
ε1 = constante dieléctrica
d1 = espessura da camada

Figura 3.10 – Reflexão das ondas electromagnéticas através de uma estrutura multi-camada (Benoist, JM, 2000).

As informações sobre a localização de descontinuidades dieléctricas são dadas pelo tempo de retorno da onda, enquanto que a amplitude da onda reflectida está relacionada com as constantes dieléctricas dos materiais (Fontul, S., Antunes, M.L., 20002, Benoist, JM, 2002), conforme se ilustra nas Figuras 3.10 e 3.11.

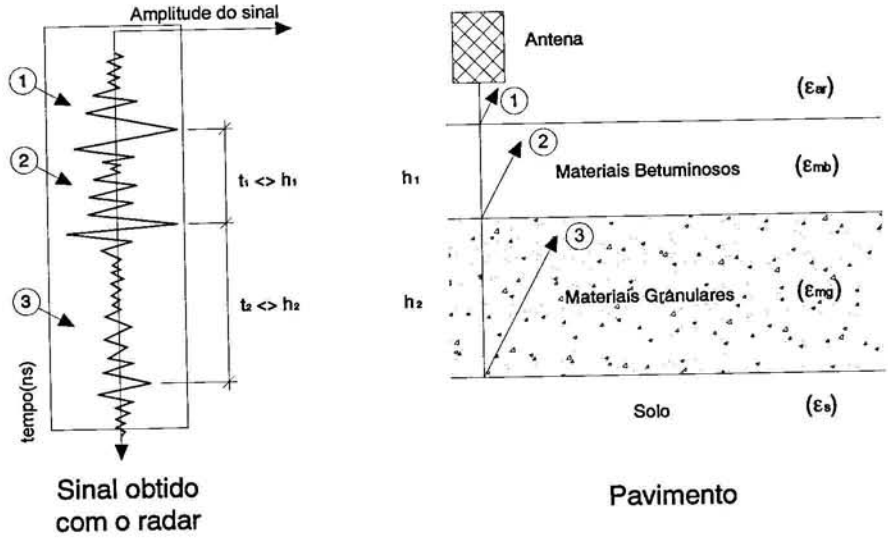


Figura 3.11 – Relação entre o sinal obtido com radar e a estrutura do pavimento (Fontul, S., Antunes, M.L., 2000).

O coeficiente de reflexão é dado por:

$$\rho_{12} = \frac{\sqrt{\varepsilon'_1} - \sqrt{\varepsilon'_2}}{\sqrt{\varepsilon'_1} + \sqrt{\varepsilon'_2}} \qquad \textbf{Equação 3.4}$$

Sendo:

ε'_1 a constante dieléctrica do meio 1

ε'_2 a constante dieléctrica do meio 2

No caso particular de medição da camada de desgaste de um pavimento (meio 1):

$$\rho_{01} = \frac{ER_1}{E_i} \qquad \textbf{Equação 3.5}$$

Sendo:

ER_1 a amplitude medida como E_i, mas na presença do material 1.

E_i a amplitude da onda reflectida na presença de uma placa metálica (reflexão total).

Conhecendo ρ_{01}, calcula-se ε'_1 usando a equação 3.6:

$$\sqrt{\varepsilon'_1} = \frac{1+\rho_{01}}{1-\rho_{01}} \qquad \textbf{Equação 3.6}$$

Se os meios 1 e 2 são suficientemente contrastáveis, pode ser localizada a interface 1-2.

A onda captada será positiva se $\varepsilon'_2 > \varepsilon'_1$, e negativa no caso contrário. O software utilizado mede o t_1 e calcula a espessura da camada 1 através da utilização da equação 3.7:

$$d_1 = \frac{t_1 \bullet C_0}{2 \bullet \sqrt{\varepsilon'_1}} \qquad \textbf{Equação 3.7}$$

sendo:

C_0 = celeridade da onda electromagnética no ar = $3x10^8$ m/s

t_1 = tempo de propagação (ida e volta)

d_1 = espessura do meio 1

Para as outras camadas (exceptuando a primeira), a medição do tempo de propagação é idêntica, mas a medição directa das constantes dieléctricas não é possível. Os valores estandardizados ou adquiridos por experiência são impostos (Benoist, JM, 2000).

No Quadro 3.1 apresentam-se valores típicos das constantes dieléctricas de vários materiais.

Material	ε'
Ar	1
Água	81
Betão betuminoso	3-5
Betão de cimento	7-9
Base tratada com cimento	6-8
Material granular	7-10
Areias secas	4-6
Areias saturadas	30
Calcário	7-9
Granito	5

Quadro 3.1 – Constantes dieléctricas de alguns materiais (Fontul, S, Antunes, M.L., 2000)

O tempo de propagação das ondas é convertido em distância (profundidade) através do conhecimento das velocidades de propagação das ondas, dos materiais ou da calibração que pode ser efectuada com o recurso a carotagens ou sondagens (Berg, F., Ertman, H.J.L., 1984).

- Profundidade de investigação com sistemas radar

A profundidade de investigação, critério essencial de um sistema radar, depende principalmente de:

- Frequência de emissão;
- Perdas de energia ε'' nos materiais analisados;
- Contraste dieléctrico nas interfaces das camadas que se pretendem analisar.

Estes dois últimos parâmetros dependem sobretudo de:

- Natureza química dos agregados;
- Teor de água dos materiais.

Os ligantes hidrocarbonados têm pouca influência na determinação das características dos materiais, passando-se o contrário no caso da presença de grandes percentagens de ligantes hidráulicos (Benoist, JM, 2000).

Na maioria dos casos, os agregados de um pavimento são dielectricamente pouco diferentes, mas o teor de água de cada camada tem aqui um papel importante:

- Um papel negativo, pois diminui a profundidade de investigação;
- Um papel positivo, pois assegura um melhor contraste dieléctrico entre as camadas.

De uma forma global, os materiais correntemente encontrados podem ser classificados sumariamente por ordem crescente de dificuldade de "penetração" das ondas electromagnéticas, tal como indicado no Quadro 3.2.

Penetração das ondas	Materiais
Fácil	-betões betuminosos -agregados com baixo teor de humidade -agregados tratados com ligantes hidráulicos
Média	-agregados com cinzas volantes -solo-cimento -betões hidráulicos
Difícil	-agregados com teor de humidade elevado -agregados argilosos

Quadro 3.2 – Listagem de alguns materiais de construção por ordem crescente de dificuldade de penetração das ondas electromagnéticas (Benoist, JM, 2000)

Sendo os metais reflectores perfeitos, é possível medir com precisão a espessura dos materiais que recobrem uma chapa metálica, por exemplo de alumínio.

As armaduras metálicas são reflectores parciais, dependendo o coeficiente de reflexão da abertura da malha ou do espaçamento dos varões (por exemplo, nos BAC). Pode também ser localizada em profundidade a camada de aço numa laje de betão de cimento, sendo no entanto difícil realizar medições a profundidades maiores se a abertura da malha de aço for muito apertada.

Não é possível qualquer tipo de medição se não existir contraste dieléctrico suficiente entre as camadas que se pretendem avaliar, no entanto, o contraste é por vezes assegurado por:

- agregados de natureza diferente;
- por diferenças de teor de água, à excepção do caso dos materiais betuminosos.

Neste último caso, não se pode esperar reunir informações que permitam a diferenciação das camadas betuminosas, a não ser que existam deficiências estruturais (descolamento entre camadas, presença de água, gradientes de densidade, etc.).

- Principais aplicações dos sistemas radar

Na engenharia rodoviária os sistemas radar podem ter as aplicações que se indicam a seguir:

- Avaliação da espessura da camada em mistura betuminosa nas obras de arte;
- Para preparação de operações de fresagem sobre determinadas obras ou na travessia de aglomerados urbanos onde exista a presença de várias infra estruturas;
- Recepção de trabalhos novos;
- Determinação da espessura global das camadas granulares de um pavimento flexível;
- Determinação da espessura das diferentes camadas da estrutura de um pavimento.

3.5.7 Observação com recurso a sistemas acústicos

A observação de pavimentos com recurso a sensores ultra sónicos foi aplicada com sucesso nos Estados Unidos e em Inglaterra, para a medição de fissuração superficial dos pavimentos a velocidades de observação de 80km/h. Em Itália demonstrou-se que o uso de sistemas acústicos para caracterização da macrotextura e detecção da fissuração da superfície através do som produzido pelos pneus não é eficaz para quantificação de parâmetros relacionados com a fissuração dos pavimentos (COST 325).

O NRL ("Danish National Road Laboratory") desenvolveu um equipamento baseado nas teorias de propagação de sons, este sistema de impulsos acústicos funciona no princípio (Langkjær, C., Northeved, A., 1983) de que a energia acústica, na forma de pequenos impulsos (a frequência de repetição dos impulsos é de 30 Hz) é transmitida para o pavimento por emissores colocados na superfície do pavimento. Parte desta energia é reflectida nas interfaces entre materiais com impedâncias acústicas diferentes, enquanto a restante energia acústica continua para profundidades maiores, sendo atenuada proporcionalmente à distância percorrida.

Através da medição do tempo entre a transmissão e a recepção dos sinais reflectidos, a distância (profundidade) até às interfaces pode ser calculada se as

velocidades de propagação das ondas acústicas nos materiais forem conhecidas.

A atenuação destes impulsos acústicos é proporcional à frequência do sistema. A capacidade de penetração decresce quando a frequência diminui, enquanto a definição aumenta para frequências altas (menores comprimentos de onda).

O sistema consiste num gerador de impulsos, um amplificador, uma unidade de controle, um osciloscópio, um visor digital (onde são indicados os tempos de reflexão e a velocidade do som na camada superior) e uma unidade de transdutores que contém emissores e receptores acústicos colocados junto à superfície do pavimento molhado.

As frequências utilizadas para medições em betões betuminosos situam-se abaixo dos 100 kHz (Berg, F., Ertman, H.J.L., 1984).

Berg (1984) demonstrou que, através da utilização deste sistema, era possível produzir imagens da estrutura do pavimento.

O funcionamento dos sistemas acústicos é análogo ao funcionamento dos sistemas radar tipo GPR (Figura3.12).

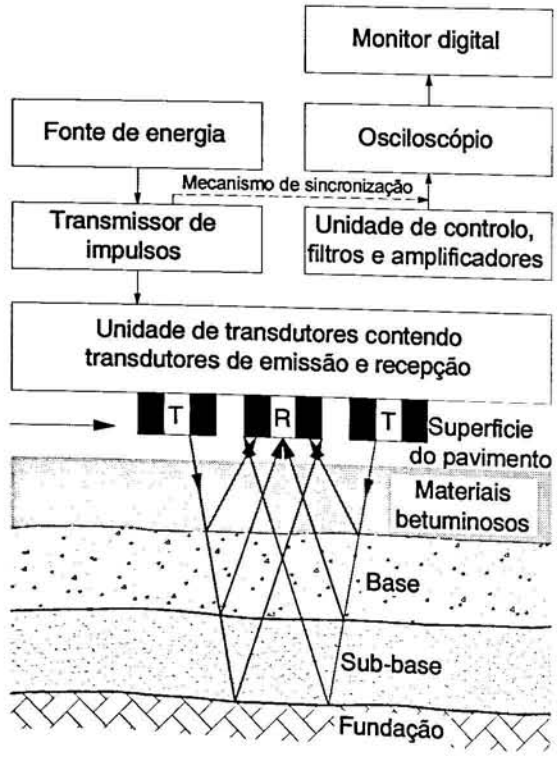


Figura3.12 – Principío de funcionamento do sistema de impulsos acústicos (Berg, F., Ertman, H.J.L., 1984)

4 Avaliação da Capacidade Estrutural

4.1 Generalidades

A avaliação da capacidade de carga envolve a caracterização do comportamento estrutural de um pavimento. Esta caracterização é tradicionalmente efectuada com base na realização de ensaios de carga e da inspecção visual, eventualmente conjugados com outros ensaios (Antunes, M.L., 1993).

Estes ensaios de carga podem dividir-se em dois grandes grupos: os ensaios de carga destrutivos e os ensaios de carga não destrutivos. Estes últimos apresentam inúmeras vantagens em relação aos primeiros uma vez que não implicam a destruição dos pavimentos e que por outro lado são mais expeditos, permitindo a realização de um maior número de ensaios e possibilitando assim uma caracterização mais completa dos troços estudados.

Em relação à avaliação da capacidade de carga e dimensionamento de reforços são utilizados dois tipos de metodologias: os métodos empíricos e os métodos analíticos. Os métodos empíricos baseiam-se normalmente na medição de uma deflexão, a qual, com base em ábacos existentes e associada a uma determinada constituição do pavimento, permitem obter a capacidade de carga de um pavimento e/ou espessura de reforço.

Os métodos analíticos utilizados na avaliação da capacidade de carga e dimensionamento de reforços com base na análise estrutural são semelhantes aos utilizados no dimensionamento dos pavimentos novos. No dimensionamento de pavimentos novos as camadas são constituídas por materiais com propriedades mecânicas especificadas no projecto, enquanto que neste caso se devem caracterizar previamente as camadas, de forma a estabelecer o comportamento estrutural do pavimento existente (Antunes, M.L., 1993). Esquematiza-se na Figura 4.1 a metodologia seguida nos estudos de avaliação da capacidade de carga de pavimentos existentes através da análise estrutural.

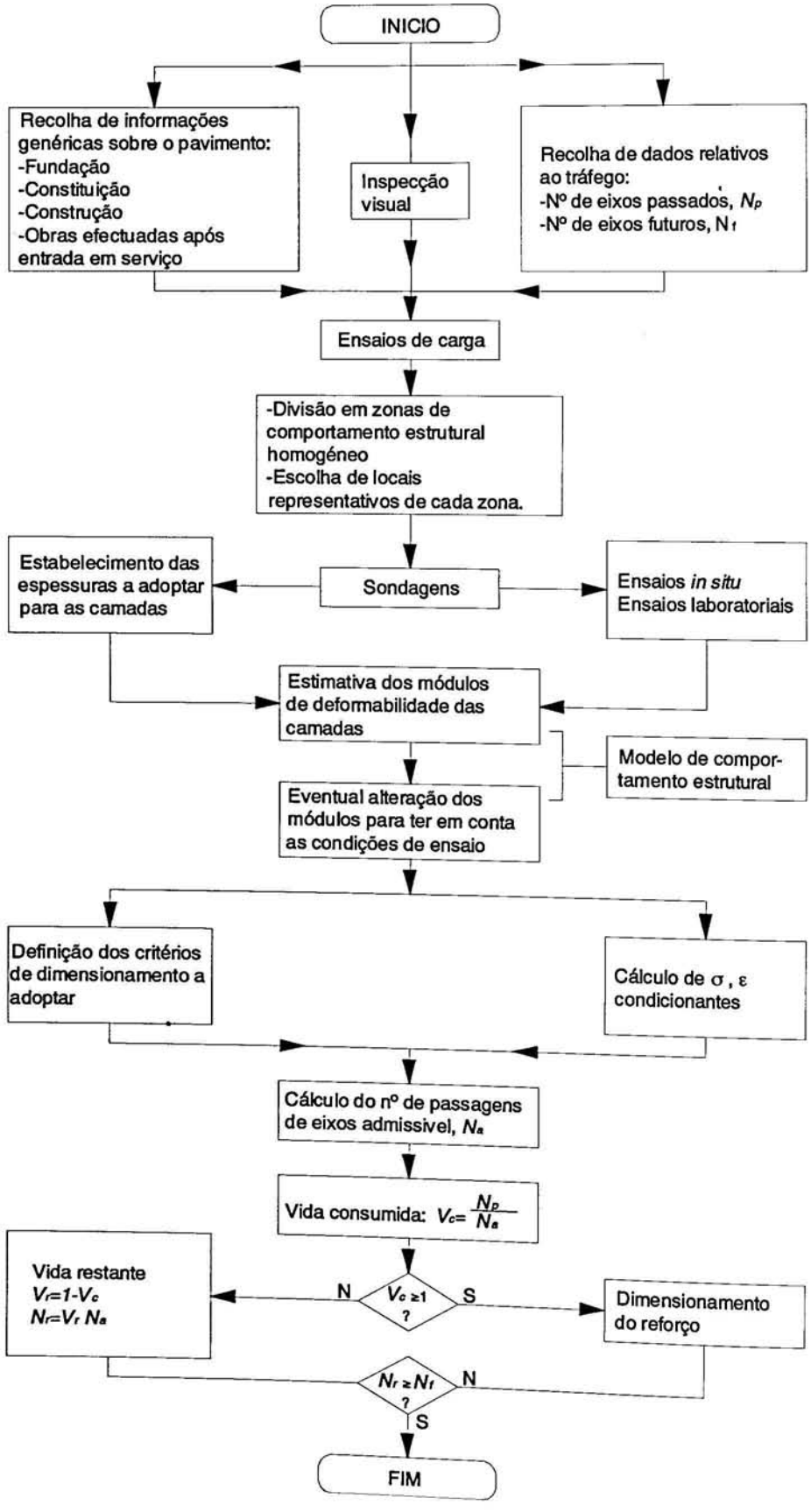


Figura 4.1 – Metodologia adoptada na avaliação da capacidade de carga de pavimentos com base na análise estrutural (Antunes, M.L., 1993).

As principais etapas para a realização de estudos de avaliação da capacidade de carga através de métodos analíticos são as seguintes (Antunes, M.L., 1993):

a) acções preliminares:
   - inspecção visual do pavimento;
   - análise dos dados disponíveis relativamente ao trecho em estudo.

b) realização de ensaios não destrutivos com o deflectómetro de impacto.

c) divisão do trecho em zonas estatisticamente homogéneas e escolha dos locais cujo comportamento estrutural se considere representativo em cada zona.

d) determinação da constituição dos pavimentos com base na análise dos dados relativos à construção e conservação dos pavimentos, complementados com os resultados de sondagens.

e) estabelecimento de um modelo de comportamento estrutural para o pavimento para cada uma das zonas estudadas.

f) análise estrutural do pavimento de cada zona com vista a determinar a sua resposta às solicitações que lhe são induzidas pelo tráfego.

Segundo M.L. Antunes (1993), para efeitos da avaliação da capacidade de carga através de métodos analíticos, não é suficiente a realização de ensaios de carga onde seja medido um único parâmetro.

Geralmente procura-se medir a componente elástica da deformação do pavimento (Pereira, P., Miranda, C., 1999) e uma vez conhecida a constituição de um dado pavimento, utilizando os coeficientes de Poisson para cada material, já conhecidos, é necessário determinar os módulos de deformabilidade das camadas de forma a estabelecer o modelo de comportamento estrutural do pavimento. Assim, o número de incógnitas existentes é igual à quantidade de módulos de deformabilidade a determinar, elevando-se o número de incógnitas se for considerado um comportamento não linear das camadas (Antunes, M.L., 1993).

A medição da deflexão de um pavimento pode ser utilizada tendo em vista vários objectivos (Pereira, P., Miranda, C., 1999):

- como valor caracterizador da deformabilidade global de um pavimento - conhecida a estrutura do pavimento, é utilizado para avaliar a qualidade residual;
- como dado para a calibração dos modelos analíticos, com o objectivo de determinar as tensões e deformações produzidas por uma determinada carga;
- para dimensionar as camadas de reforço, cuja eficácia para a rigidez do pavimento é avaliada através da redução do valor da deflexão após o reforço;
- para definir a qualidade estrutural do pavimento de modo a determinar classes de deflexão para posterior utilização em sistemas de gestão.

4.2 Avaliação estrutural não destrutiva

A avaliação da capacidade de carga de um determinado pavimento sem o destruir é altamente desejável. Para o conseguir, os ensaios devem ser realizados à superfície do pavimento, e os resultados devem reflectir de alguma forma as propriedades estruturais dos troços ensaiados.

Estes ensaios chamam-se não destrutivos pois a estrutura do pavimento não é alterada pelos ensaios e estes podem ser realizados na mesma localização tantas vezes quanto necessário (Haas, R., Hudson, R., 1978).

Os métodos de ensaio não destrutivos podem ser divididos em dois tipos:

- ensaios onde a carga é transmitida de forma estática ou quase estática;
- ensaios de cargas repetidas ou dinâmicos.

4.2.1 Equipamentos estáticos ou quase estáticos

A resposta do pavimento a uma carga estática ou quase estática é geralmente conseguida através da obtenção da deflexão da superfície do pavimento sob a carga aplicada. Existem alguns tipos de equipamentos que têm

sido usados para a realização destas medições, sendo os mais comuns a viga Benkelman e o defletómetro Lacroix.

O princípio do ensaio de cada um destes equipamentos é similar, consistindo na colocação de uma viga metálica no pavimento, com uma ponta apalpadora colocada próximo de uma roda que transmite uma determinada carga ao pavimento. À medida que a carga se desloca é registado o movimento vertical da superfície do pavimento ou apenas o valor da deflexão no centro da carga.

4.2.1.1 Ensaio de Placa

Trata-se de um dos primeiros métodos desenvolvidos para a medição de deflexões (Albernaz, C., 1997).

O carregamento é aplicado directamente numa placa circular rígida, de raio conhecido, sob a superfície do pavimento.

O ensaio de placa, em relação aos outros métodos é considerado muito demorado, sendo necessário cerca de meio dia para ser realizado. Esta é uma das razões que torna este ensaio pouco comum na avaliação de pavimentos (Hass, R., Hudson, R., Zaniewski, J., 1994).

4.2.1.2 Viga Benkelman

A viga Benkelman é um dispositivo desenvolvido por A.C. Benkelman na década de 50 (Highway Research Board, 1953) destinado a medir a deflexão de um pavimento quando sobre este é aplicada uma carga quase estática através de um rodado de um camião que se desloca a uma velocidade muito lenta (3 a 4 km/h), como se representa esquematicamente na Figura 4.2.

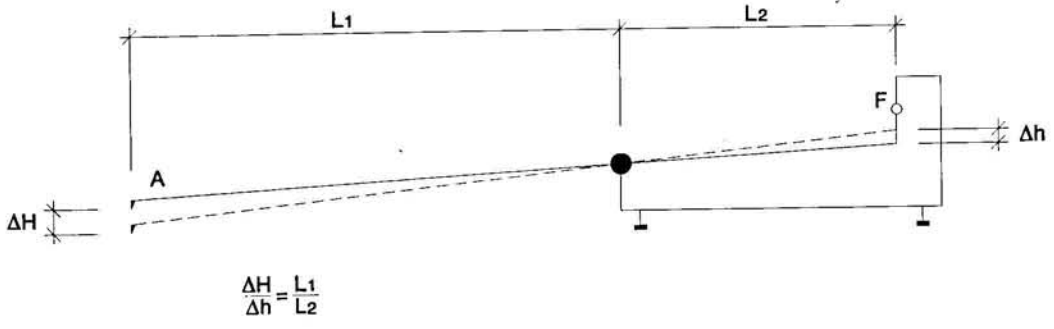


Figura 4.2 - Esquema de funcionamento da viga Benkelman

Na Figura 4.2, a deflexão no ponto A é medida através de um transdutor de deslocamentos no ponto F.

Este ensaio pode ser realizado em ciclos de carga e descarga ou em ciclos de descarga, conforme se pode visualizar na Figura 4.3. Para a execução dos ensaios de descarga, o ensaio realiza-se colocando o rodado traseiro do camião a cerca de 1 metro do local de ensaio, após o que se coloca a viga Benkelman em posição, isto é, entre os pneus do rodado do camião, tendo o cuidado de colocar o transdutor de deslocamentos ou defletómetro em posição conhecida (normalmente 0 "zero"). Após esta operação o camião desloca-se em sentido contrário ao da viga, passando na vertical do ponto de medição, registando-se o valor da deflexão máxima (Yoder, E.J., Witczak, M.W., 1975), continuando a afastar-se até uma distância em que a deflexão estabiliza.

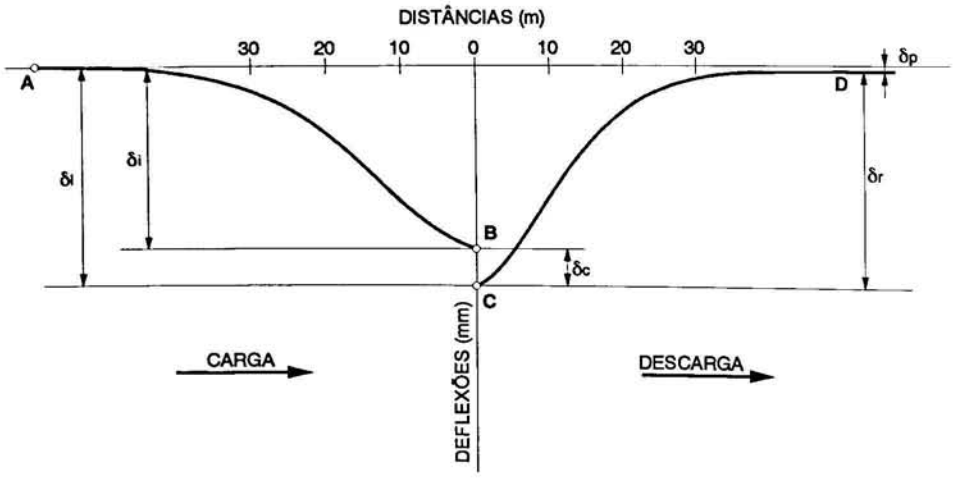


Figura 4.3 - Ensaio de carga e descarga (Pereira, O., 1971)

Além da determinação da deflexão reversível máxima "δ_r", isto é, da deflexão reversível que se mede, normalmente, nos ensaios de descarga usuais, é possível a determinação de parâmetros característicos na forma de deflectogramas, tal como no método proposto pelo LNEC (Pereira, O., 1971). A experiência demonstrou que a deflexão reversível máxima, obtida nos ensaios de carga, não era suficiente para caracterizar completamente o comportamento estrutural dos pavimentos no momento da execução dos ensaios. À mesma deflexão reversível máxima podem corresponder várias deformadas da superfície do pavimento (Pereira, O., 1971).

Os parâmetros característicos que é possível determinar através dos deflectogramas, são:

- a curvatura (c);
- a inclinação do ramo de descarga (i);
- a distância do ponto de deflexão reversível máxima à posição do eixo de carga a que corresponde a deflexão reversível de $0{,}3\delta_{rmáx}$ (d30);
- o índice de curvatura (I);
- a área do diagrama correspondente ao ramo de descarga (E);
- a distância da ponta apalpadora ao ponto de deflexão máxima (d);

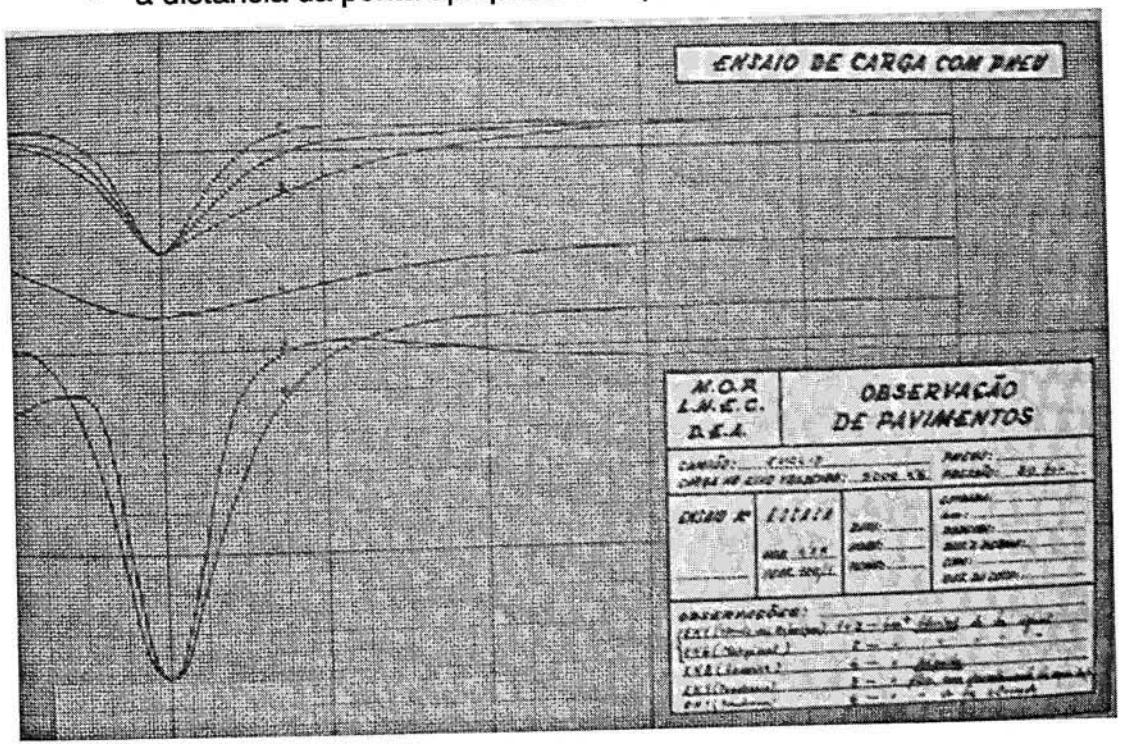


Figura4.4 – Deflectogramas (Pereira, O., 1971)

O LNEC desenvolveu um método de cálculo das linhas de influência dos assentamentos da superfície dos pavimentos, o que fez com que a utilização dos parâmetros atrás indicados fosse abandonada, à excepção do parâmetro d_{30}. Assim, a separação de trechos de estrada em zonas de capacidade de carga distinta recorre-se à utilização da deflexão reversível máxima δ_r e à distância d_{30} (Pereira, O., 1971).

Este equipamento é simples e de baixo custo para a operação. Contudo, devido ao tipo de medição quase estático, é morosa a medição de um elevado número de pontos de um pavimento, de forma a permitir uma análise estatística fiável. Outro inconveniente deste equipamento de ensaio é a sua não integração

no tráfego, que dificulta a sua operação. Por outro lado, não é o método mais adequado para a determinação de características de deformabilidade de materiais, cujas propriedades mecânicas variam com a velocidade de circulação dos veículos, tais como as misturas betuminosas.

Desde 1969 é utilizada no LNEC a viga Benkelman automatizada para o registo das bacias de deflexão (Medina, J., Macêdo, J., Motta, L., et. al., 1994).

4.2.1.3 Defletógrafo Lacroix

O defletógrafo Lacroix é um equipamento de ensaio onde o registo dos resultados é feito de forma automática.

Este equipamento foi desenvolvido no LCPC, em França (Prandi, E., 1967) e destina-se a medir e registar as deflexões da superfície do pavimento, sob a acção da carga quase estática dos rodados do eixo traseiro de um camião.

O funcionamento deste equipamento é semelhante ao da viga Benkelman, ou seja mede as deflexões nas duas rodeiras usando uma viga em "T", como se apresenta esquematicamente na Figura 4.5.

A viga é colocada no pavimento em determinada posição, enquanto o camião se desloca e a deflexão vertical sob cada rodado é registada.

Quando os rodados passam completamente a zona de influência, a viga em forma de "T" é elevada e movida para a frente dos rodados até à posição relativa inicial do primeiro ciclo. Aí a viga é colocada no pavimento e o ciclo é repetido. A distância entre pontos de ensaio sucessivos é da ordem de 3 a 5 metros, permitindo uma velocidade de ensaio entre 3 a 4 km/h (Antunes, M.L., 1993).

Este é um equipamento que apresenta um elevado rendimento, permitindo um registo quase contínuo das deflexões ao longo das duas rodeiras de uma via de tráfego, interna e externa.

Um dos inconvenientes deste equipamento é a reduzida quantidade de informação do pavimento obtida, uma vez que em regra só regista as deflexões máximas.

Por outro lado, neste equipamento as deflexões são medidas na carga e não na descarga, não se dispondo assim da deflexão reversível, mas sim de um

valor correspondente à soma da deformação permanente com a deflexão elástica (Antunes, M.L., 1993).

O defletógrafo Lacroix permite obter os seguintes dados:

- deflexão máxima;
- raio de curvatura da linha de influência;
- temperatura da superfície do pavimento (pode ser medida separadamente, em qualquer método);
- área sobre a linha de influência.

Neste equipamento, como os pontos de apoio da viga que servem de referência para a medição das deflexões se localizam próximo dos rodados dianteiros do camião, os valores registados são inferiores aos reais, havendo que efectuar as necessárias correcções se se pretender utilizar estes valores para a caracterização estrutural de um dado pavimento (Kennedy, C.K., Lister, N.W., 1978).

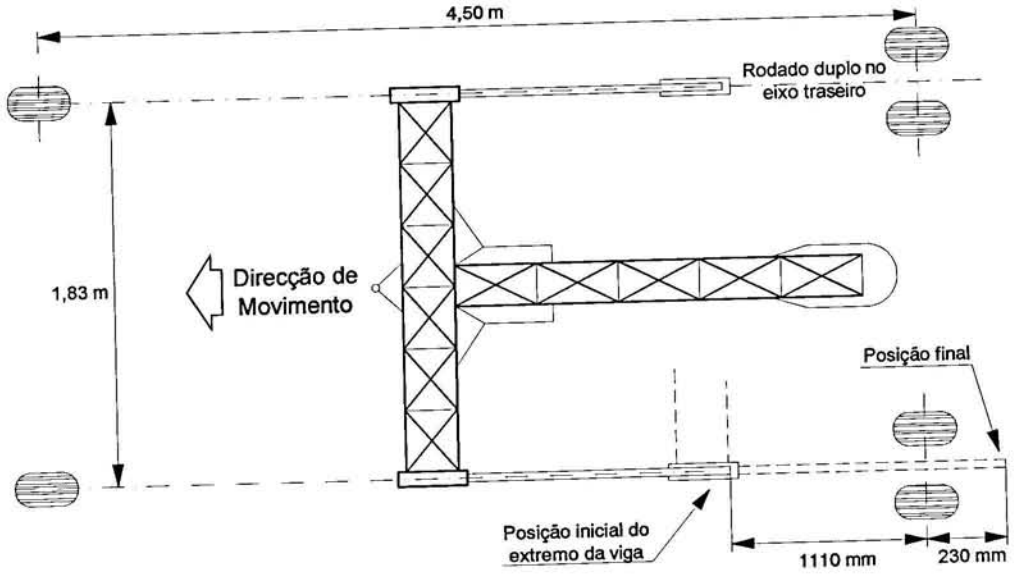


Figura 4.5 – Esquema do Defletógrafo Lacroix

Como já foi referido, este equipamento não possibilita uma avaliação precisa da capacidade estrutural, não sendo a sua utilização a mais indicada para obtenção de informação a "nível de projecto" (Pereira, P., Miranda, C., 1999). Contudo é de grande utilidade para o zonamento de um troço ou para

observação da capacidade estrutural dos pavimentos a "nível de rede" (Antunes, M.L., 1993).

4.2.1.4 Curviâmetro

Durante os anos 70, o CEBTP (Centre d'Expérimentation pour le Bâtiment et les Travaux Publics) em França, desenvolveu um equipamento de medição da deformabilidade da superfície de um pavimento, o curviâmetro. Este equipamento mede o raio de curvatura da superfície de um pavimento flexível quando submetido a uma determinada carga (Lepert, Ph., Aussedat, G., Simonin, J.M., 1997).

Demonstrou-se que a viga Benkelman não possibilitava a necessária diferenciação das estruturas de pavimentos, o que levou a que fosse desenvolvido um equipamento de medição da curvatura da deformação (cmi – curvature measurement instrument, em inglês). Este equipamento pode ter comprimentos de corda variáveis (entre 0,25 e 0,55m) permitindo uma avaliação detalhada do raio de curvatura. O valor da curvatura permite comparar as variações relacionadas com as características hidro-geológicas e com as espessuras das camadas betuminosas (Schellenberger, W., 1998).

Na Figura 4.6 está ilustrado o princípio de funcionamento deste equipamento.

O raio de curvatura é um parâmetro importante para o cálculo de tensões e resistências dos pavimentos flexíveis (Schellenberger, W, 1998).

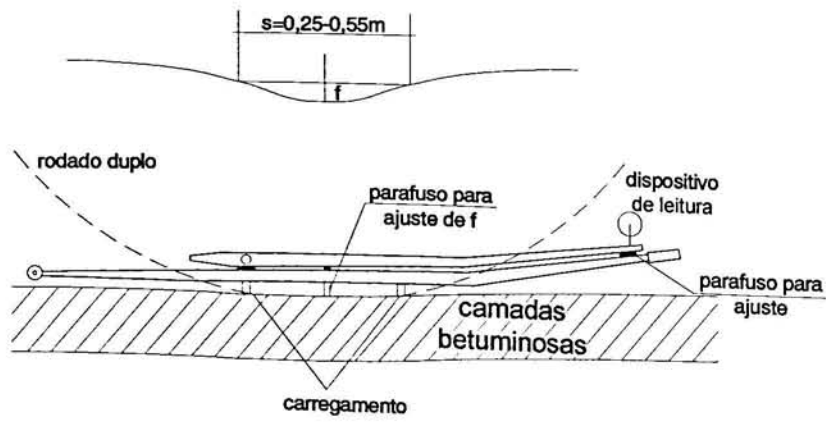


Figura 4.6 – Princípio de funcionamento do cmi (Schellenberger, W., 1998)

4.2.2 Equipamentos de cargas repetidas ou dinâmicas

A resposta do pavimento a cargas repetidas ou dinâmicas é geralmente obtida através da obtenção da deflexão da superfície num ou mais pontos, quando a este são aplicadas cargas de forma sinusoidal, simulando as velocidades reais dos veículos que circulam nos pavimentos.

4.2.2.1 Vibradores

Este tipo de equipamento desenvolvido nos EUA (Asphalt Institute, 1983, Federal Aviation Administration, 1976) utiliza uma técnica de ensaio em que regista a medição de deflexões no pavimento quando este é submetido a uma carga sinusoidal, gerada pela rotação de duas massas em sentido opostos, de tal forma que a resultante das forças horizontais é nula em cada instante, e as forças verticais apresentam uma variação sinusoidal com o tempo (Antunes, M.L., 1993).

As deflexões são geralmente medidas através de geofones ou acelerómetros.

Existem duas formas de aplicação das cargas à superfície do pavimento: aplicação das cargas através de duas rodas maciças (Dynaflect), ou através de placas de carga (Road Rater ou WES).

O Dynaflect é um equipamento em que a carga cíclica é gerada através da rotação de duas rodas em sentidos contrários. Este movimento produz uma carga vertical cíclica, de forma sinusoidal. As deflexões resultantes são obtidas através da utilização de geofones colocados à superfície do pavimento como se indica na Figura 4.7.

Como neste equipamento a amplitude da carga dinâmica aplicada no pavimento é baixa (4,4 kN), é necessário correlacionar os resultados deste equipamento com outros, por exemplo a viga Benkelman (Haas, R., Hudson, R., 1978, Yoder, E.J., Witczak, M.W., 1975).

Outro tipo de vibrador utilizado é o Road Rater e o WES-Vibrator Pesado, em que a aplicação das cargas no pavimento é realizada através de placas.

A amplitude das cargas aplicadas pelo Road Rater varia com a frequência (exemplo, a uma frequência de 25 Hz a amplitude da carga é de cerca de 29

kN). No caso do WES a magnitude das cargas dinâmicas é de 132 kN (Antunes, M.L., 1993).

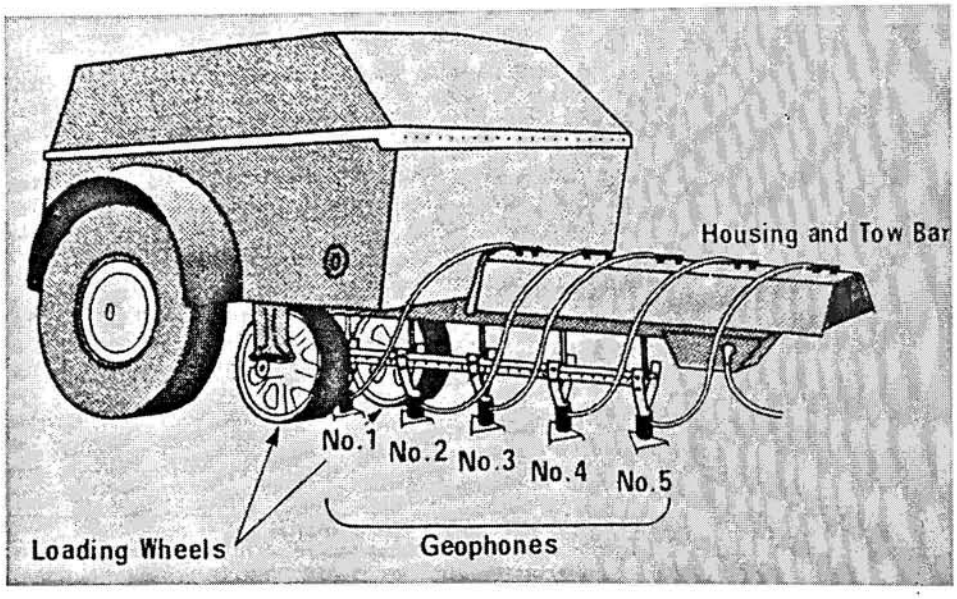


Figura 4.7 – Equipamento Dynaflect em posição de ensaio (Haas, R., Hudson, R., 1978)

Na operação destes equipamentos, é de extrema importância que estes estejam devidamente calibrados e que a carga que é transmitida ao pavimento seja aquela que é registada. Um outro factor de grande importância é também a calibração dos aparelhos de medição das deflexões.

Neste tipo de equipamentos, a frequência das cargas aplicadas é de grande importância. Primeiro, pode afectar as forças aplicadas (no caso do Road Rater). Segundo, a resposta do pavimento pode variar significativamente a frequências diferentes.

Segundo M.L. Antunes (1993), uma das desvantagens apontadas a estes equipamentos é que no caso dos equipamentos mais ligeiros (Road Rater e Dynaflect), os valores das amplitudes reais das cargas aplicadas apresentam uma grande diferença em relação às amplitudes das cargas aplicadas nos pavimentos rodoviários pelos rodados dos veículos pesados. Em relação ao vibrador WES, como este equipamento foi desenvolvido para pavimentos aeroportuários, as cargas aplicadas já são elevadas. Contudo, a dificuldade de transporte deste equipamento apresenta uma grande desvantagem. Considera-se, também, que as cargas aplicadas nos pavimentos não simulam, em termos

de modo de vibração das cargas no tempo, as solicitações introduzidas pelo tráfego (Antunes, M.L., 1993).

4.2.2.2 Defletómetro de Impacto

O Defletómetro de Impacto (FWD – Falling Weight Defletometer) deriva de um dispositivo estudado em França pelo Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) em 1963, o "déflectomètre à boulet" (Bretonnière S., 1963, Bohn A. et al., 1972). Em 1976, o FWD é reconhecido oficialmente pelas autoridades dinamarquesas como método de auscultação dos pavimentos. O equipamento foi testado pelos suecos em 1974, e a empresa Kuab construiu o seu próprio equipamento em 1976 (Tholen T., 1982), tendo o grupo dinamarquês Dynatest exportado o FWD para os Estados Unidos da América no fim dos anos 70 (Sorensen A. et al, 1982). Actualmente o FWD é um equipamento de auscultação de pavimentos reconhecido também pelos países anglo-saxónicos.

O Defletómetro de Impacto é um equipamento de ensaio não destrutivo que aplica uma carga rápida no pavimento. Para a obtenção desta carga rápida é deixada cair uma massa de uma determinada altura de queda sobre um dispositivo amortecedor colocado no pavimento por intermédio de uma placa circular, simulando esta carga a passagem de um rodado de um camião que se desloca a velocidades entre os 60 e os 80 km/h (Ullidtz, P., 1987).

As deflexões da superfície do pavimento são medidas através de transdutores apoiados na superfície e situados a várias distâncias do ponto de aplicação da carga.

O valor de pico da força é variável consoante a massa, a altura de queda e o número de amortecedores. Os valores de pico da força são medidos através de uma célula de carga instalada junto da placa.

Na Figura 4.8 está ilustrado o princípio de funcionamento do Defletómetro de Impacto, onde a deflexão d_1 é medida no ponto de aplicação da carga e a deflexão d_7 no ponto mais afastado.

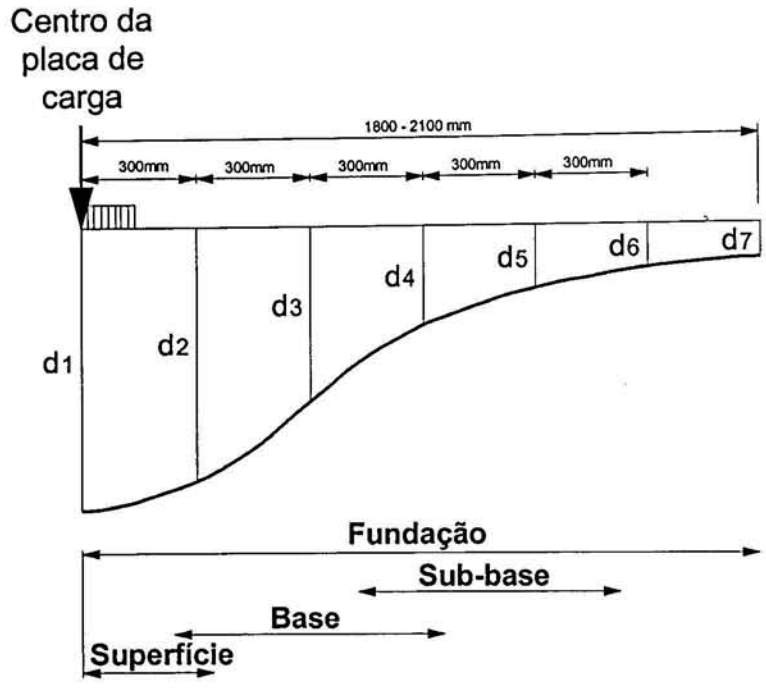


Figura 4.8 – Princípio de funcionamento do Defletómetro de Impacto

A deflexão central d_1 fornece indicação da qualidade global do pavimento, enquanto que a diferença (d_1-d_4) fornece indicação do estado das camadas ligadas do pavimento. A deflexão d_6 é usualmente utilizada como indicador do estado da sub-base (www.swpe.co.uk/dtlfwd.htm).

Este equipamento consiste num atrelado no qual estão montados o sistema de geração da carga e os dispositivos de medição das deflexões, sendo todo este sistema comandado por um micro processador instalado no veículo rebocador.

Para a execução do ensaio, o veículo pára no local de ensaio, após o que a placa de carga e os transdutores de deslocamento são apoiados na superfície do pavimento, seguindo-se a aplicação da carga e a consequente leitura e o registo dos dados do ensaio. Após o ensaio, a placa de carga e os transdutores são recolhidos automaticamente e o veículo pode seguir para o próximo ponto de ensaio. De referir que se efectua sempre mais do que um impacto em cada ponto de ensaio, desprezando-se os dados correspondentes ao primeiro impacto, pois estes correspondem ao ajuste da placa à superfície do pavimento, sendo o rendimento deste equipamento habitualmente entre 120 a 200 ensaios por dia (Antunes, M.L., 1993).

Segundo Pinto e Domingues (2001), a utilização do FWD apresenta as seguintes vantagens:

- grande precisão na medição de deflexões e pequena dispersão das medições;
- possibilita a aplicação de vários níveis de carga num mesmo ponto;
- rapidez e facilidade de operação, independentemente das condições climatéricas;
- medida e registo automático da temperatura do ar e do pavimento e distância entre pontos de medição.

4.2.3 Observação de pavimentos através de ensaios de refracção sísmica

A utilização de prospecção sísmica nos pavimentos tem por objectivo caracterizar a variação em profundidade dos módulos de elasticidade dinâmicos do solo, dos coeficientes de Poisson, possibilitando a detecção de substratos mais rígidos, bem como a determinação da sua profundidade (Antunes, M.L., 1993). Este ensaio consiste na aplicação de um impulso sísmico pontual (normalmente uma placa metálica que é submetida ao impacto de um martelo, para as ondas do tipo P, e uma placa de madeira onde também é aplicado um impulso com um martelo para a obtenção das ondas do tipo S) e na obtenção das velocidades de propagação das ondas sísmicas, através da colocação de vários geofones alinhados no pavimento que permitem a obtenção dos tempos de chegada das ondas sísmicas.

Estes ensaios são baseados na relação entre a rigidez do pavimento e a velocidade de propagação das ondas sísmicas num meio. Em solos naturais, o comportamento tensão – extensão é considerado como elástico – linear para baixos níveis de deformação (Ryden, N., Ulriksen, P., Ekdahl, U. et. al., 2002).

Baseada nesta hipótese, a velocidade de propagação da onda é traduzida pelo módulo de elasticidade (E), densidade específica (ρ) e coeficiente de Poisson (ν) do material atravessado pela onda. A partir de ρ e da velocidade da onda de corte (V_s), o módulo G pode ser determinado usando a seguinte expressão:

$$G = \rho \bullet (V_s)^2 \qquad \text{Equação 4.1}$$

BIBLIOTECA F.E. PORTO

A partir de G e de ν, o módulo pode ser determinado de forma directa:

$$E = 2 \bullet (1 + \nu) \bullet G \qquad \textbf{Equação 4.2}$$

A partir das medidas da onda de compressão (V_p), o ν pode ser calculado de forma directa:

$$\nu = \frac{0.5 \bullet \alpha^2 - 1}{\alpha - 1} \qquad \textbf{Equação 4.3}$$

onde

$$\alpha = \left(\frac{V_p}{V_s} \right) \qquad \textbf{Equação 4.4}$$

Para calcular o módulo a partir da velocidade da onda de superfície (V_r), pode ser utilizada a seguinte expressão para converter V_r em V_s:

$$V_s = V_r \bullet (1.13 - 0.16\nu) \qquad \textbf{Equação 4.5}$$

Estas equações são todas válidas no âmbito da teoria da elasticidade. Para descrever um material isotrópico e elástico – linear só dois parâmetros são necessários: E e ν. Entretanto, podem ser também utilizados os valores de V_p e V_s (Nóbrega, E., 2003).

Os ensaios sísmicos feitos no pavimento possibilitam a obtenção das propriedades principais das camadas betuminosas. Com o método sísmico podem obter-se também as características das diversas camadas do pavimento, com diferentes propriedades de rigidez, entre outras (Ryden, N., Ulriksen, P., Ekdahl, U. et. al., 2002).

Esta informação sobre as camadas do pavimento é essencial na análise dos dados obtidos através do defletómetro de impacto. A natureza deste método implica que os ensaios sísmicos possam ser utilizados em conjunto com os ensaios de carga com defletómetro de impacto ("Falling Weight Defletometer", na terminologia inglesa), com a finalidade de testar a precisão deste modelo para a análise. Em conjunto com o defletómetro de impacto, esta metodologia pode ser usada para a determinação da profundidade e espessura de camadas rígidas no solo de fundação (Aouad, M., Stokoe II, K., Joh, S., 2000).

4.3 Avaliação estrutural destrutiva

Embora a qualidade do pavimento possa ser avaliada através da medição das características superficiais, ou do registo das degradações dos pavimentos (fendilhamento, cavados de rodeira, etc.), verifica-se a necessidade de remover pequenas secções da estrutura dos pavimentos para comprovar onde e porquê se verificam certas degradações. O termo destrutivo é aplicado a este tipo de avaliação, pois a estrutura original do pavimento é destruída no que diz respeito a futuros ensaios na mesma localização (Haas, R., Hudson, R., 1978).

As técnicas utilizadas dependem do tipo de informação pretendida, envolvendo geralmente cortes em cada camada do pavimento e removendo amostras para ensaios posteriores.

A realização de sondagens é um tipo de ensaio destrutivo, graças ao qual é possível aceder fisicamente à estrutura do pavimento.

Este tipo de observação pode ser efectuado recorrendo a diferentes métodos e equipamentos, indicando-se seguidamente alguns deles:

- sondagens à rotação;
- realização de poços de inspecção;
- cone de penetração dinâmico.

As sondagens à rotação são um tipo de prospecção que consiste na recolha de um provete cilíndrico do pavimento, permitindo assim a visualização e o ensaio das camadas do pavimento constituídas por materiais ligados.

A execução de poços de inspecção consiste na realização de um corte e na remoção de uma parte do pavimento, permitindo aceder a todas as camadas de um pavimento, constituídas por materiais ligados e não ligados. O material retirado destes poços de inspecção pode ser visualizado e submetido a ensaios, podendo também serem realizados ensaios *in situ* nestes poços. Dependendo da amostragem, é possível também obter amostras intactas, com especial interesse por exemplo para a realização de ensaios triaxiais aos materiais granulares. Nestes poços de inspecção podem ser realizados também ensaios de determinação de baridade *in situ* e do teor em água.

As vantagens de realizar poços de fundação para uma investigação mais detalhada devem ser ponderadas com as desvantagens de remoção de partes de pavimento e do prazo de execução.

O cone de penetração dinâmico é um equipamento constituído por uma haste metálica com um cone acoplado numa das extremidades, também metálico, o qual penetra nas camadas granulares constituintes do pavimento, ou no solo de fundação, através de um martelo de massa dupla que desliza ao longo da haste (Saïm, R., Sousa, J.B., 2000), sendo estes padronizados. Todos os parâmetros obtidos estão relacionados com o número de pancadas necessárias para penetração de determinadas distâncias, também estas padronizadas. Este equipamento permite obter, entre outros parâmetros, o CBR *in situ* da camada de solo em causa, módulos de deformabilidade permitindo a determinação da transição (de onde se podem determinar as espessuras) entre as camadas de solo (Saïm, R., Sousa, J.B., 2000). Este ensaio pode ser executado no furo das sondagens à rotação, realizadas para recolha das carotes betuminosas, dentro dos poços de inspecção, ou à superfície da plataforma dos aterros sem revestimento.

Através da realização destes tipos de ensaios é possível aferir e calibrar outros tipos de equipamento e/ou avaliação, como seja por exemplo o caso do GPR, onde além das leituras efectuadas com o radar é necessário calibrar o equipamento, de forma a que os resultados obtidos correspondam ao que realmente se encontra sob a superfície.

4.4 Correlação entre as deflexões medidas com a viga Benkelman e o Defletómetro de Impacto

Desde a década de 50 que a viga Benkelman tem vindo a ser utilizada para a avaliação estrutural de pavimentos. Nos últimos anos, têm surgido equipamentos para a medição de deflexões como o Defletómetro de Impacto, entre outros, que apresentam maior precisão e rendimento. Apesar disso, a viga Benkelman é tida como referência universal para medida de deflexões, pois muitos métodos foram concebidos para o uso de suas medidas.

Por exemplo, o modelo de gestão de pavimentos HDM, adoptado pelo Banco Mundial, utiliza as deflexões obtidas pela viga Benkelman como critério de projectos e de estudos. Desta forma, muitos estudiosos do meio rodoviário pesquisam formas de estabelecer correlações entre as medidas obtidas com

outros equipamentos mais sofisticados com as medidas obtidas com a viga Benkelman (Nóbrega, E., 2003).

As deflexões máximas determinadas através da viga Benkelman e o Defletómetro de Impacto podem ser diferentes devido aos seguintes factores (Campos, O., Guimarães, S., Rodrigues, R., 1995):

- apresentam diferentes configurações quanto à aplicação e geometria do carregamento. O carregamento da viga Benkelman é quase – estático, enquanto a aplicação do carregamento do Defletómetro de Impacto é de impacto, transmitindo um impulso de carga similar à velocidade de circulação de veículos;
- o sistema de medição da viga Benkelman possui um grau de dispersão maior, incluindo dependência do operador.

Em medições realizadas com defletógrafos tipo Lacroix de chassis largo pode-se considerar que as mesmas são equivalentes às obtidas com a viga Benkelman, o mesmo quer dizer: VB=DL, sendo VB a deflexão medida com a viga Benkelman e DL a medida com o defletógrafo tipo Lacroix (www.carreteros.org).

Para defletógrafos tipo Lacroix de chassis curto, deverá ser utilizada a relação: VB=1,15DL+15, correspondendo VB e DL aos parâmetros atrás indicados.

Para Defletómetros de Impacto, deverá ser utilizada a relação: $VB=1,48DI_5+3,3$, sendo VB o atrás indicado e DI a deflexão de um defletómetro que aplique uma carga de ensaio de 5 toneladas.

4.5 Factores que influenciam as medições das deflexões

Os valores de deflexão são função de uma vasta série de factores, tais como (Momm, L., Kryckyj, P., Sant'Ana, W. et. al., 2001):

- geometria do carregamento;
- magnitude do carregamento;
- pressão dos pneus;
- ponto de aplicação da carga;
- posição do ponto de medida em relação à posição da carga.

Além dos factores atrás indicados, as deflexões são ainda influenciadas pelas condições ambientais e pelos equipamentos utilizados. Alguns destes factores são indicados nos pontos seguintes.

4.5.1 Desfasamento do pico das medidas de deflexão

O Defletómetro de Impacto é normalmente utilizado nas análises não-destrutivas de pavimentos para estimar os módulos das camadas da estrutura. A maioria dos actuais procedimentos de análise permite prever o módulo de deformabilidade das camadas a partir das deflexões de pico medidas em cada geofone.

Quando uma análise estrutural de pavimentos é feita utilizando o Defletómetro de Impacto, o maior deslocamento num determinado tempo é medido por cada geofone, mas usualmente só as deflexões de pico são usadas no processo. Os programas utilizados para registar os resultados do Defletómetro de Impacto podem ser ajustados para mostrar no monitor o tempo de ensaio e toda a variação de deflexões em função do tempo de carregamento para cada sensor. Porém, normalmente, só as deflexões de pico do Defletómetro de Impacto são gravadas desprezando-se as restantes (Salt, G., Stevens, D., McLeod, R., 2002).

As deflexões medidas pelos sensores do Defletómetro de Impacto não correspondem ao instante de aplicação do carregamento durante o ensaio em função da diferença de fase ("phase lag", na literatura inglesa) dos sinais dinâmicos captados pelos sensores (Macêdo, 1996)

Este desfasamento tem sido considerado em estudos de análises dinâmicas, o que proporciona o desenvolvimento de avaliações não-destrutivas pseudo-estáticas, mas esses métodos exigem elevada capacidade computacional bem como a incorporação de parâmetros dinâmicos adicionais (viscosidade e propriedades visco-elásticas dos materiais). Por estas razões, geralmente não são usadas, nos métodos convencionais de avaliação estrutural (Salt, G., Stevens, D., McLeod, R., 2002).

4.5.2 Posicionamento dos sensores

Pequenos erros nas leituras deste parâmetro podem gerar efeitos profundos nos resultados de uma avaliação estrutural. Neste sentido, torna-se de extrema importância o conhecimento da distância a que os sensores estão posicionados em relação ao ponto de aplicação da carga ao longo da bacia de deflexões. O posicionamento correcto dos sensores é de extrema importância para a obtenção de resultados precisos nas leituras de deflexão (Stubstad, R., Irwin, L., Lukanen, E., et. al., 2000).

Como o resultado das leituras defletométricas pode ser influenciado pelo posicionamento dos sensores, a escolha das posições de leitura deve ser feita em função da rigidez e espessura do pavimento em análise. Por exemplo, pavimentos flexíveis de grande espessura requerem que o último sensor fique mais afastado do ponto de aplicação da carga, de modo a que se já possível o registo de deflexões devidas somente à camada de fundação. Já em pavimento de pequena espessura, o último sensor pode ficar mais próximo.

4.5.3 Efeito da temperatura nas medidas de deflexão

No caso de pavimentos flexíveis, a temperatura influência a rigidez dos pavimentos betuminosos, podendo alterar a distribuição das tensões induzidas pelas cargas do tráfego às camadas inferiores, influenciando os valores de deflexão. Pode também induzir ciclos de gelo/degelo de solos de fundação (Pinelo, A., 1991), mecanismo que geralmente não ocorre em Portugal.

A temperatura é um dos parâmetros mais importantes que afectam as medidas de deflexão, devendo ser feita a correcção destes valores em função de uma temperatura de referência (Chen, D., Bilyeu, J., Lin, H., et. al., 2000).

No manual da AASHTO (1993) é destacada a necessidade da correcção das deflexões quanto à temperatura a fim de indicar ou padronizar as medidas de deflexão para uma temperatura de referência. Neste manual são apresentados ábacos para fazer tais correcções.

Para efeitos de dimensionamento de pavimentos com base na sua análise estrutural, estimam-se os valores dos módulos de deformabilidade das camadas betuminosas a partir da composição prevista para as misturas, das

características de consistência do betume, da velocidade de circulação dos veículos, e da temperatura de projecto do pavimento.

O problema que se põe relativamente aos módulos de deformabilidade das misturas betuminosas calculados com base nos resultados dos ensaios de carga é que estes módulos são obtidos para dadas condições de ensaio, nomeadamente de temperatura, e que estas não são, em regra, iguais às condições de serviço dos pavimentos. Haverá pois, por um lado, que conhecer as condições de temperatura das camadas betuminosas (que se designa simplesmente por temperatura do pavimento) em que se efectuou o ensaio, e por outro, que dispor de um método que permita estimar o módulo de deformabilidade à temperatura de projecto do pavimento, considerada representativa, a partir do valor deduzido dos ensaios de carga (Antunes, M. L., 1993).

Para conhecer a temperatura das camadas betuminosas, é geralmente recomendado que, durante a realização de uma campanha de ensaios de carga, se efectuem medições das temperaturas do ar e a várias profundidades nas camadas betuminosas em intervalos de tempo regulares, ou sempre que haja mudança significativa na mudança da superfície do pavimento, ou nas condições atmosféricas (Asphalt Institute, 1993, Kennedy, C, Lister, N., 1978).

Tendo em atenção que a medição de temperaturas a diversas profundidades seria morosa, mede-se em geral a temperatura da superfície do pavimento (a cerca de 20mm de profundidade). Embora existam modelos matemáticos que permitem calcular a distribuição de temperaturas em pavimentos (Santos, L.P., 1988, Antunes, M.L., 1993), utilizam-se em geral métodos empíricos para estimar a temperatura nas camadas betuminosas a uma dada profundidade, a partir da temperatura à superfície, das temperaturas do ar ocorridas nos dias anteriores e da espessura das camadas betuminosas (AASHTO, 1986, Shell, 1985).

O Asphalt Institute (1983) recomenda a utilização do ábaco apresentado na Figura 4.9 para estimar temperaturas a três profundidades, correspondentes à superfície das camadas betuminosas, a metade da sua espessura, e à base das referidas camadas. A metodologia proposta por Witczak (AASHTO, 1986) para as camadas betuminosas espessas, preconiza a adopção da temperatura a 1/3 da profundidade da camada.

Sabe-se no entanto que as relações do tipo das propostas por Ullidtz dependem do tipo de mistura betuminosa e da gama de temperaturas para que foram estabelecidas, pelo que se poderá concluir da necessidade de estabelecer relações semelhantes para as condições do nosso país (Antunes, M.L., 1993).

O método AASHTO preconiza que posteriormente à obtenção da temperatura representativa do pavimento se utilize a equação 4.6 para determinação do módulo de elasticidade corrigido que traduz as características estruturais do pavimento.

$$E_{70°F} = F_e \bullet E_{tp} \qquad \textbf{Equação 4.6}$$

O factor de correcção F_e é obtido através do ábaco indicado na Figura 4.10.

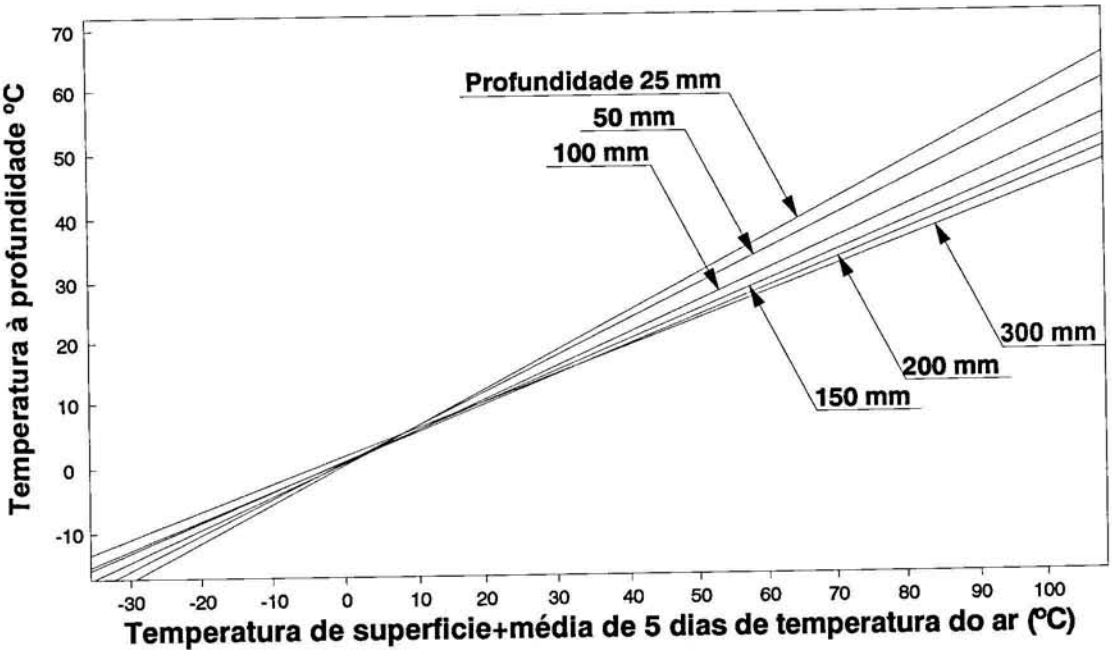


Figura 4.9 – Ábaco para estimar as temperaturas no interior das camadas betuminosas, a partir das temperaturas da superfície e do ar (Asphalt Institute, 1983).

O factor de correcção F_e é obtido através do ábaco indicado na Figura 4.10.

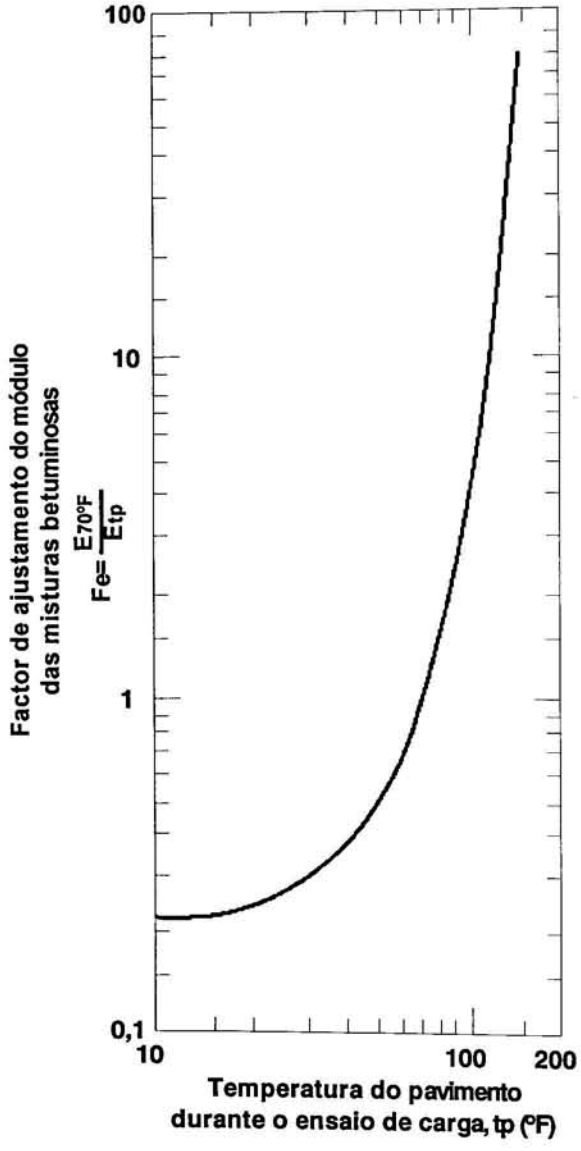


Figura 4.10 – Ábaco para relacionar módulos de deformabilidade de misturas betuminosas a diferentes temperaturas (AASHTO, 1986)

Existem algumas relações simplificadas que permitem relacionar módulos de deformabilidade das camadas betuminosas para diferentes temperaturas, como por exemplo as propostas por Ullidtz e Peattie (1982), indicadas na equação 4.7 ou pelo Manual da AASHTO (1986). A relação proposta por Ullidtz toma como referência o valor do módulo a 15ºC (E_{15}), relacionando-o com o módulo à temperatura T(ºC) (E_T):

$$\frac{E_T}{E_{15}} = 1 - 1.384 \bullet \log_{10}\left(\frac{T}{15}\right), \text{ para } T>1^{\circ}C \qquad \textbf{Equação 4.7}$$

Outra forma de efectuar a correcção devida à temperatura consiste na correcção da deflexão máxima obtida através dos ensaios de carga, em vez da correcção dos módulos de elasticidade. Também nesta forma de correcção dos efeitos da temperatura é necessário determinar a temperatura média do pavimento através da utilização do ábaco ilustrado na Figura 4.9.

Posteriormente a essa determinação recorre-se ao ábaco da Figura 4.11 para determinação de um parâmetro Fd e da utilização da equação 4.9.

$$d_{70°F} = F_d \cdot d_{tp} \qquad \textbf{Equação 4.8}$$

A equação 4.8, à semelhança da equação 4.6, é utilizada para correcção dos valores obtidos.

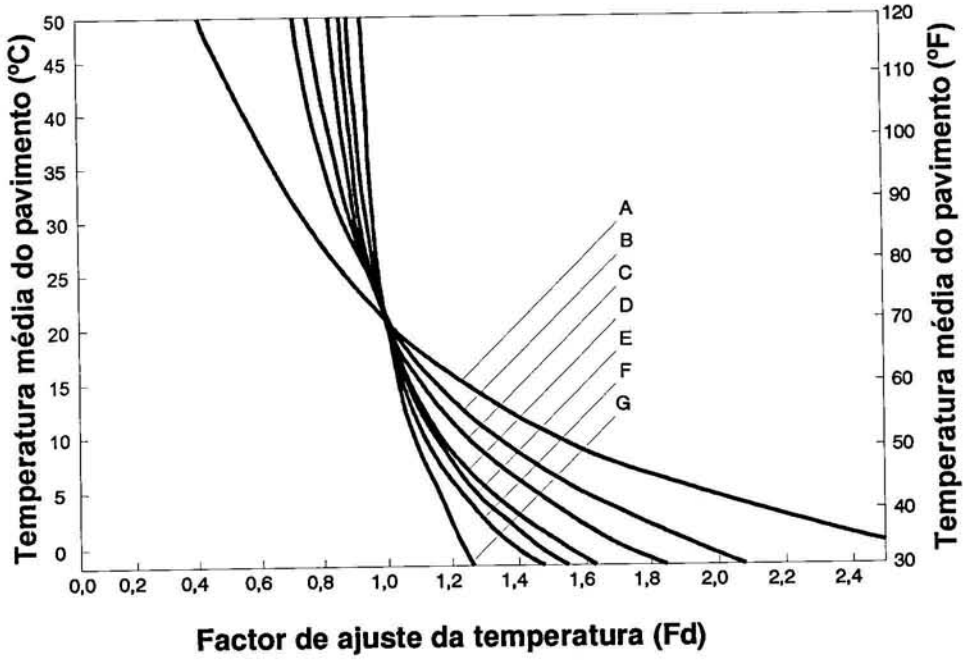


Figura 4.11 – Obtenção de factor Fd para correcção de deflexões devidas à temperatura (ASSHTO, 1986)

4.5.4 Efeito da variação sazonal nas medidas de deflexão

Os métodos de dimensionamento de reforço de pavimentos consideram as variações sazonais ou ambientais de diferentes formas. Alguns procedimentos são baseados na deflexão crítica de Primavera, enquanto outros usam as deflexões normais ou as de Verão. Desta forma, o planeamento da avaliação estrutural deve ser desenvolvido em conjunto com o método de análise (Hass, R., Hudson, R., Zaniewski, J., 1994).

De acordo com a AASHTO (1986) e Kennedy (1978), o procedimento mais adequado é que a campanha de ensaios de carga se realize durante a época do ano em que o solo se encontra com mais humidade, sem no entanto estar congelado, ou seja à saída da Primavera.

Como nem sempre é possível a realização destas campanhas durante o período atrás indicado, utilizam-se por vezes factores de correcção baseados na experiência, para reduzir os módulos de deformabilidade deduzidos para solos de fundação a partir dos resultados de ensaios efectuados em épocas do ano diferentes das mais desfavoráveis (Antunes, M.L., 1993).

É sabido que o teor de humidade de solos e materiais granulares afecta o seu comportamento mecânico, mas não existem relações que permitam estimar com alguma precisão o efeito do estado hídrico no módulo de deformabilidade *in situ* desses materiais. Este problema põe-se em particular no caso dos solos de fundação, uma vez que, desde que a drenagem seja eficiente, admite-se que não deverão existir, em geral, grandes variações ao longo do ano no teor de humidade das camadas granulares de base e de sub-base (Antunes, M.L., 1993).

Para efeito da análise estrutural dos pavimentos, a influência da água é considerada nos módulos de deformabilidade adoptados para as camadas não ligadas. Esses módulos devem ser estimados para teores em água representativos das condições que vigorarão posteriormente nos pavimentos, durante a sua fase de utilização.

A presença de água no interior de um pavimento pode ter, entre outras, as seguintes consequências (Pinelo, A., 1991):

- redução do módulo de deformabilidade e da resistência dos materiais granulares e solo de fundação, em particular às deformações permanentes;
- bombagem de finos das camadas granulares de pavimentos flexíveis, em particular após estes apresentarem fendas nas camadas betuminosas;
- desagregação das camadas betuminosas;
- expansão de solos argilosos.

4.6 Divisão em zonas de comportamento homogéneo

A análise estrutural é realizada, na maioria das vezes, em trechos com grande extensão, sendo inviável, por aspectos técnicos e económicos, a análise de todos os ponto de ensaio, a não ser que se trate de uma zona de comportamento anormal, onde pode o estudo ser realizado pontualmente.

Torna-se assim necessário a análise de segmentos que representem um número de subtrechos com características estruturais semelhantes.

De referir que quando se realizam os ensaios de carga deverá proceder-se à medição do cavado de rodeira, ao registo das zonas de aterro/escavação ou transição e à classificação do fendilhamento no local de ensaio de acordo com a classificação AASHTO, de modo a facilitar a análise estrutural com base na rectroanálise.

O comportamento de um segmento de um trecho de uma estrada (sub-trecho) considera-se homogéneo se e quando se verifica "uniformidade" dos seguintes parâmetros (Pinelo, A., 1991):

- tipo de pavimento;
- data de construção do pavimento e obras de conservação e reforço;
- constituição do pavimento (espessuras das camadas e materiais);
- comportamento estrutural do pavimento;
- tráfego;
- estado da superfície e degradações (fendas, deformações permanentes, etc.).

Com efeito, a variação das deflexões medidas no centro da área carregada (deflexões máximas), é um dos elementos importantes para a divisão de um pavimento em zonas de comportamento estrutural homogéneo, uma vez que estas deflexões fornecem uma informação global acerca da resposta do pavimento (Antunes, M.L., 1993).

Para esta divisão podem ser utilizados mais dados de forma a tornar esta divisão mais precisa. Posteriormente pode recorrer-se a programas de cálculo automático que analisam os dados mais importantes, facilitando assim a tarefa de divisão em subtrechos.

Qualquer que seja o critério utilizado para esta divisão recorrendo a programas de cálculo automático, a divisão obtida deverá ser avaliada

criteriosamente através da observação do gráfico de variação das deflexões, conjugando estes dados com outros, nomeadamente constituição do pavimento, fundação, tráfego, etc.

A AASHTO (1986), propõe um método, designado por "Método das Diferenças Acumuladas" (Analysis Unit Delineation by Cumulative Differences). Através desta metodologia, pode-se fazer a divisão do trecho em segmentos homogéneos de uma forma racional, podendo ser utilizado qualquer outro parâmetro que for relevante na análise. Como se trata de uma análise estrutural, usa-se como parâmetro principal a deflexão máxima. Este procedimento é feito obedecendo ao gráfico apresentado na Figura 4.12 e detalhado no guia da AASHTO.

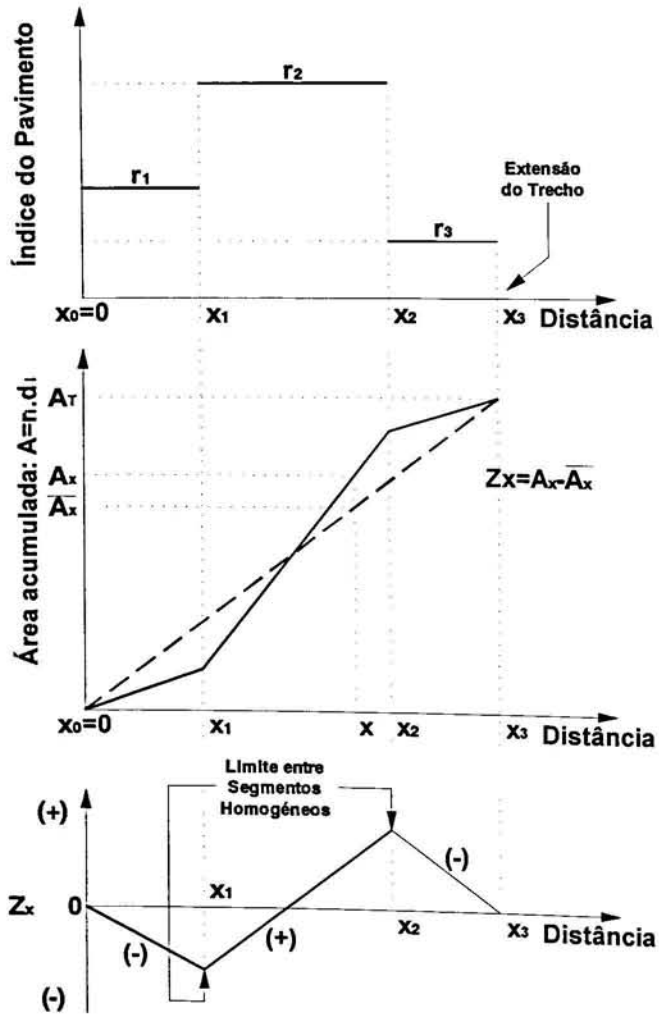


Figura 4.12 – Ilustração do método das diferenças acumuladas para divisão em zonas de comportamento homogéneo (AASHTO, 1986)

4.7 Ensaios representativos de cada sub-trecho

De acordo com Pinelo (1991) a divisão do trecho em estudo em sub-trecho estatisticamente homogéneos é indispensável para se proceder à avaliação da capacidade de carga de um pavimento. Com base nesta divisão procede-se à realização de sondagens para caracterizar o pavimento.

Sendo esta divisão feita através de análises estatísticas pode também ser considerada a "fiabilidade". Cada sub-trecho apresenta propriedades diferentes, sendo necessário escolher os valores característicos com uma determinada probabilidade de ocorrência. Quando se pretende um dimensionamento com maior fiabilidade, adoptam-se para a escolha do "ensaio característico", em cada sub-trecho, quantilhos da ordem dos 85%, 90%, 95% ou 97.5%.

Após selecção do ensaio característico de cada sub-trecho, é necessário proceder a ensaios destrutivos de forma a que se determine (Pinelo, A., 1991):

- natureza da fundação;
- espessura e natureza das camadas;
- baridades e teores de água "*in situ*" dos solos e materiais granulares.

4.8 Deflexão característica

Em cada tramo homogéneo, separado como já atrás foi indicado, seleccionar-se-á o valor de deflexão que se considerará representativo do estado do pavimento. Normalmente utiliza-se um valor de deflexão característica d_k e supondo que os mesmos se distribuem segundo uma distribuição de Gauss, poderá ser definido pela expressão seguinte:

$$d_k = m + 2 \bullet s \qquad \textbf{Equação 4.9}$$

onde:

$$m = \sum \frac{d_i}{n} \qquad \textbf{Equação 4.10}$$

$$s = \sum \frac{(d_i - m)^2}{(n-1)} \qquad \textbf{Equação 4.11}$$

sendo:

d_i –a deflexão padrão, sem correcção de humidade e temperatura do ponto i

n – número de pontos medidos

O coeficiente 2 indicado na equação 4.9 equivale a uma probabilidade de a deflexão característica não seja ultrapassada no sub-trecho de 97.5% (o valor 2 é uma aproximação de 1,96 que se obtém com uma distribuição normal).

No entanto alguns projectistas consideram para a deflexão de projecto, o valor correspondente ao percentil 85% (d^{*85}), pois o percentil de 97;5% coincide ou ultrapassa em muitas situações o valor máximo. Por outro lado, o percentil de 85% corresponde a uma probabilidade da deflexão considerada ser ultrapassada de 15%, o que é um valor já muito conservativo.

O método espanhol estabelecido no manual do MOPU, propõe que a deflexão obtida no ensaio seja ainda corrigida, de forma a contabilizar o efeito da humidade e da temperatura. Assim, a deflexão de cálculo em cada subtrecho será obtida através da equação 4.12.

$$D_c = d_k \times C_h \times C_t \qquad \textbf{Equação 4.12}$$

onde:

D_c – deflexão de cálculo;

d_k – deflexão característica (pode também ser utilizado o valor de d^{*85};

C_h – factor de correcção da humidade, indicado no Quadro 4.1;

C_t – factor de correcção da temperatura, indicado no Quadro 4.2.

Tipo de fundação e drenagem	Coeficiente C_h		
	Período húmido	Período intermédio	Período Seco
A1	1	1,15	1,30
A2, B1	1	1,25	1,45(*)
B2	1	1,30 (*)	1,60(*)

Quadro 4.1 – Coeficientes de correcção da deflexão devida à humidade do solo de fundação (www.carreteros.org)

(*) – valor de referência, se não se dispuser de informação.

onde:

A – solos seleccionados e adequados;

B – solos admissíveis e inadequados;

1 – boas condições de drenagem;

2 – más condições de drenagem.

Pavimentos com superfícies pouco fissuradas e espessura de MB≥10 cm	Pavimentos com superfícies muito fissuradas	Pavimentos com espessura de MB<10cm, ou pavimentos totalmente fissurados
$C_t = \frac{200}{(3 \bullet t + 400)}$	$C_t = \frac{(2 \bullet t + 160)}{(3 \bullet t + 140)}$	$C_t = 1$

Quadro 4.2 – Coeficientes de correcção da deflexão devida à temperatura do pavimento (www.carreteros.org)

5 Reforço de Pavimentos Flexíveis: Dimensionamento e Análise

5.1 Generalidades

O reforço de pavimentos flexíveis tem como função a recuperação das características estruturais do pavimento através da colocação de uma espessura adicional de materiais betuminosos que deve ser executada sobre o pavimento antigo, aumentando a capacidade estrutural e o prolongamento da sua vida útil.

Ao recuperarem-se as características estruturais dota-se o pavimento de novas e melhores características superficiais.

Antes da execução do projecto de reforço de um pavimento é necessário o levantamento do estado de degradação actual, conforme o já atrás indicado.

Após a análise destes elementos, a espessura de reforço poderá ser dimensionada.

Segundo Neblauer (2002), o prolongamento da vida de serviço do pavimento reforçado é fruto do aumento da capacidade de carga da estrutura, mitigando o aparecimento de deformações plásticas e a reflexão de fendas.

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

Em geral os métodos de dimensionamento do reforço de pavimentos são idênticos aos métodos de dimensionamento de pavimentos novos, obtendo-se as espessuras dos reforços a aplicar, comparando a estrutura que se obtém pelo dimensionamento, efectuado para o tráfego que o pavimento após reforço terá de suportar, com a estrutura do pavimento existente. Nessa comparação deve-se ter em conta a história do pavimento existente e se possível quantificar o seu desgaste (Barbosa, L., 1984).

Para o dimensionamento de um pavimento é necessário obter informações sobre o tráfego, condições climáticas e geotécnicas, informações estas que permitem definir o tipo de pavimento e os materiais a utilizar em cada camada. O dimensionamento por métodos racionais é realizado recorrendo a um modelo de comportamento estrutural, tal como se ilustra no organigrama da Figura 5.1.

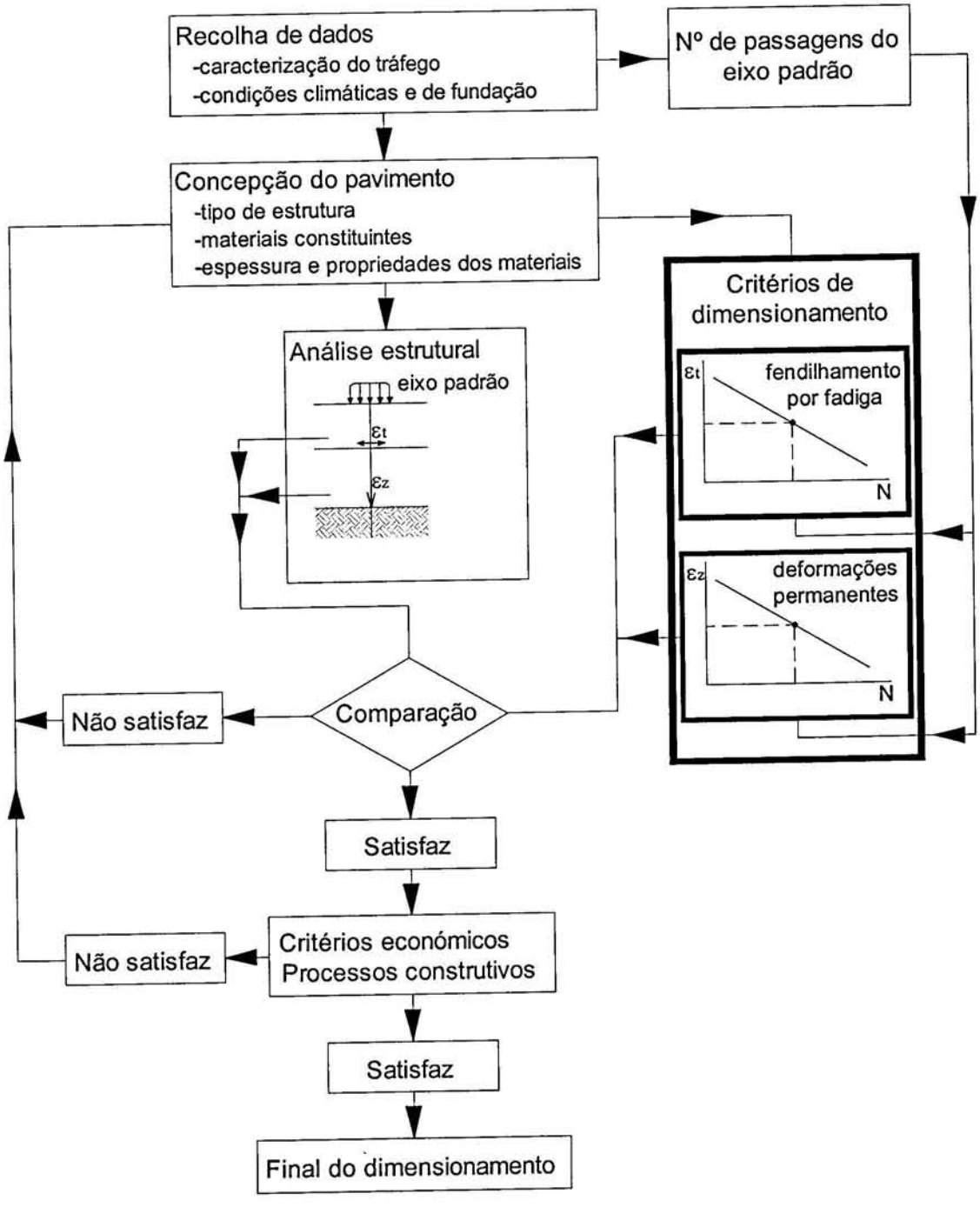


Figura 5.1 – Organigrama de dimensionamento de pavimentos flexíveis por via empírico – mecânica (Azevedo, M.C., 1993)

A problemática do reforço de pavimentos flexíveis consiste, não apenas no dimensionamento do mesmo, mas também na determinação do momento mais oportuno para a sua execução. Um bom método de dimensionamento de reforços de pavimentos deverá assim, não só permitir a determinação de espessuras necessárias para prolongar a vida útil de pavimentos, que apresentem uma grande variedade de condições estruturais, a fim de lhes permitir suportar um dado tráfego suplementar, mas também permitir prever a duração da vida residual de um pavimento, a fim de se poder programar o seu reforço, para se chegar à solução mais económica possível (Barbosa, L., 1984).

5.2 Métodos para determinação do modelo de comportamento estrutural

Os métodos usuais de dimensionamento de pavimentos foram desenvolvidos de forma empírica, tendo como principal desvantagem a limitação do seu uso, pois só podem ser aplicados aos casos similares ao seu desenvolvimento. Com o aparecimento de programas de cálculo automático, o dimensionamento passou a ser baseado na análise estrutural, onde os principais parâmetros necessários ao cálculo são o módulo de deformabilidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν).

O módulo de deformabilidade, que define a relação entre as tensões e as deformações, dos materiais constituintes das camadas de um pavimento existente, pode ser determinado de duas formas:

- Em laboratório, através por exemplo do ensaio triaxial dinâmico (solos) e de compressão diametral ou flexão (misturas betuminosas, materiais cimentados);
- Analiticamente, através da análise dos módulos de elasticidade a partir das bacias de deflexão obtidas sob a superfície do pavimento.

O coeficiente de Poisson define a relação entre as deformações radiais e axiais dos materiais. A sua influência nos valores das tensões e deformações calculadas é pequena, salvo no caso das deformações radiais, as quais lhe são proporcionais. Na maioria dos casos este valor é definido para cada tipo de material.

Para efeitos de dimensionamento do reforço, os módulos de deformabilidade dos materiais existentes nos pavimentos flexíveis são determinados a partir das bacias de deflexão que o pavimento apresenta quando submetido ao carregamento externo, que é simulado através de ensaios não destrutivos, já descritos atrás.

A determinação dos módulos de deformabilidade através de métodos que recorrem a ensaios não destrutivos, apresenta as seguintes vantagens (Albernaz, C., Caldas, J., Oliveira, S., 1996, Preussler, E., Vale, A., Carvalho, R., 2000):

- Eliminação ou diminuição da necessidade de ensaios destrutivos;
- Representação do estado real da estrutura;
- Os módulos de deformabilidade dos materiais são estimados nas condições reais de utilização;
- Rapidez e precisão na obtenção das propriedades mecânicas das camadas do pavimento;
- Redução de custos.

Basicamente os métodos de determinação do módulo de elasticidade são classificados em dois grupos: iterativos e simplificados.

No caso da avaliação da capacidade de carga ou reforço de um pavimento existente é necessário que a sua constituição (espessura e natureza das camadas), bem como os módulos de deformabilidade a utilizar no modelo de comportamento estrutural do pavimento sejam obtidos a partir da interpretação dos resultados de carga e de sondagens. Na Figura 5.2 apresenta-se o procedimento geral a adoptar na avaliação da capacidade de carga e do reforço de pavimentos, dando-se particular desenvolvimento ao estabelecimento do modelo de comportamento estrutural, uma vez que é ai que reside a grande diferença entre o dimensionamento de um pavimento novo e a avaliação da capacidade de carga e dimensionamento do reforço de um pavimento existente (Pinelo, A., 1991).

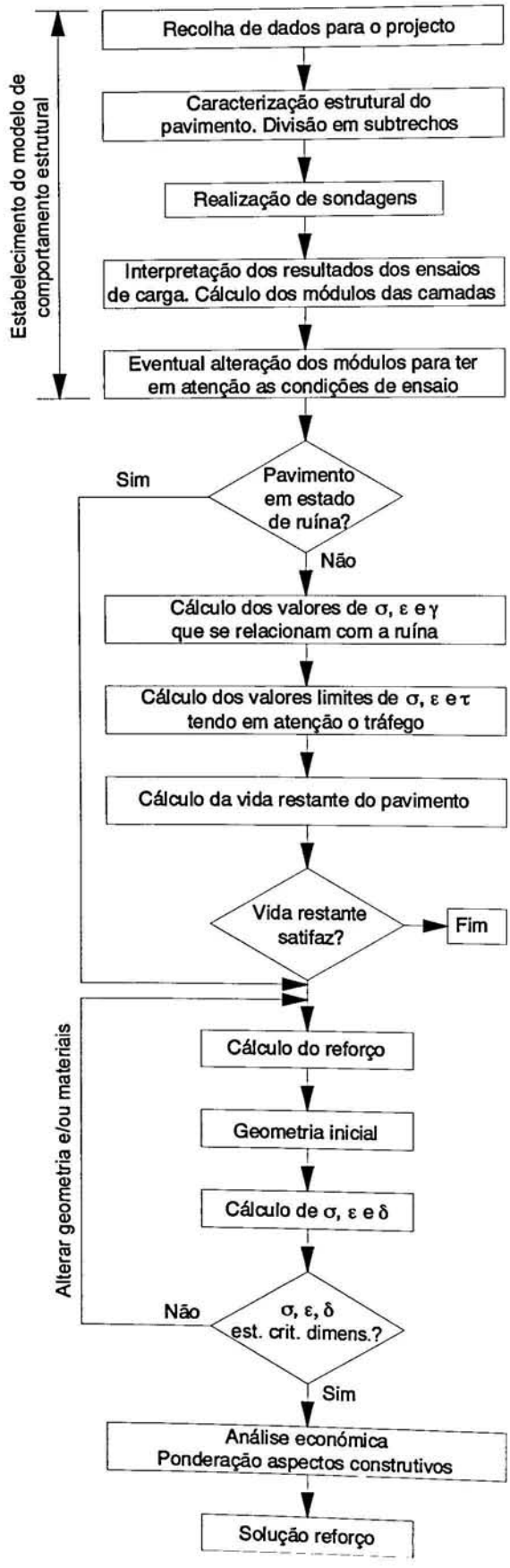


Figura 5.2 –Fases da avaliação da capacidade de carga de um pavimento(Pinelo, A., 1991)

5.2.1 Métodos iterativos

Os métodos iterativos consistem na obtenção dos módulos de deformabilidade para os quais a bacia de deflexão teórica coincide com a obtida durante o ensaio. Esta comparação é feita através de tentativas, até à obtenção de um determinado critério de convergência, que tem como objectivo a minimização das diferenças (Preussler, E., Vale, A., Carvalho, R., 2000).

Os métodos iterativos podem ser ainda classificados em (Nóbrega, E., 2003):

- Métodos que calculam, durante o processamento, os parâmetros elásticos de estruturas teóricas, cujas bacias de deflexão são comparadas às bacias medidas no ensaio. Nestes métodos, a comparação entre as bacias de deflexão (a calculada e a medida) é feita de forma iterativa, até que a semelhança entre ambas esteja dentro de um limite aceitável. Os parâmetros da estrutura teórica são calculados através de programas de análise tensões e deformações como o ELSYM5, BISAR, etc.
- Métodos que utilizam bancos de dados. Estes métodos partem do mesmo principio dos métodos anteriores, a diferença é que as bacias medidas no ensaio são comparadas com as bacias teóricas de estruturas previamente calculadas e armazenadas em bancos de dados. Este procedimento é mais rápido que o anterior, contudo, o grau de precisão pode diminuir se o banco de dados não tiver uma dimensão aceitável para conter um número relativamente grande de estruturas adequadas. Os programas MODULUS, REPAV, etc. utilizam este método.
- Métodos que utilizam equações de regressão estatística, que utilizam fórmulas obtidas através de regressões estatísticas para determinação das deflexões teóricas em pontos pré-estabelecidos da bacia de deflexão. As deflexões são determinadas em função das características do carregamento, das espessuras e das propriedades elásticas da estrutura. Estes métodos são pouco utilizados em relação aos outros.

Um artifício que pode facilitar o procedimento de análise é o conhecimento prévio do módulo *in situ* de uma ou mais camadas. Pode-se obter por exemplo, o módulo da mistura betuminosa da camada de desgaste através de ensaios destrutivos e/ou através de correlações com a viscosidade e/ou temperatura do ligante betuminoso.

Um procedimento que também pode ser utilizado é o modelo da ASSHTO (1993) para o cálculo do módulo do solo de fundação. Através deste método é possível determinar, de forma rápida e precisa, o módulo do solo de fundação *in situ*, a través da seguinte expressão:

$$E_{SUB} = \frac{Q}{a \bullet D_a} \bullet S_f \qquad \textbf{Equação 5.1}$$

onde:

E_{SUB} é o módulo de deformabilidade do solo de fundação (kPa);

Q é a carga aplicada (kN);

a é a distância do ponto de aplicação da carga (m);

D_a é a deflexão à distância a (m);

S_f é o factor de correcção da carga em função do coeficiente de Poisson (ν).

O factor de correcção pode tomar os valores indicados no Quadro 5.1.

ν	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
S_f	0.2686	0.2792	0.2892	0.2930	0.2669

Quadro 5.1 – Factores de correcção da carga em função do ν (AASHTO, 1993)

O modelo da AASHTO (1993) pode ser utilizado como dado de entrada nos programas de cálculo, na tentativa de minimizar os erros.

5.2.2 Métodos simplificados

Os métodos simplificados são aqueles em que a obtenção das características elásticas da estrutura do pavimento é feita através da utilização de equações, tabelas e gráficos, entre outros procedimentos simplificados

oriundos da teoria da elasticidade aplicada a meios homogéneos, isotrópicos e de comportamento elástico – linear.

Dentro dos métodos simplificados, o mais conhecido a nível internacional é o método da AASHTO (1993).

Neste método apresentado no Guia de Projecto de Pavimentos da AASHTO (1993), o pavimento real é convertido numa estrutura de duas camadas, onde a superior representa todas as camadas do pavimento real (desgaste + regularização + base + sub-base) e a inferior a representa a fundação. O módulo equivalente ao conjunto de camadas do pavimento é denominado módulo efectivo do pavimento (E_P), sendo necessário os seguintes dados para o seu cálculo:

- Deflexões medidas (d_i) em pontos a uma distância r_i do ponto de aplicação da carga;
- As características do carregamento (pressão e raio da área de contacto);
- A espessura total acima da fundação D.

O módulo da fundação (M_R) é obtido através da seguinte equação:

$$M_R = \frac{0.24 \bullet P}{d_i \bullet r_i} \qquad \textbf{Equação 5.2}$$

onde o produto $d_i \bullet r_i$ deve ser determinado para um ponto da bacia de deflexão afastado do ponto de aplicação da carga, onde se verifique só a influência da fundação.

No guia da AASHTO (1993) é apresentada uma série de critérios de ajuste do valor do módulo da fundação, que é influenciado por variações sazonais e pela presença de camadas rígidas na fundação (até cerca de 4,5 m de profundidade).

Deve-se também normalizar os valores obtidos de deflexão máxima para uma temperatura qualquer para a temperatura padrão de referência, que é de 21,1°C, para fins de comparação dos módulos determinados ao longo do trecho em estudo. Todos estes ajustes são feitos por meios de gráficos apresentados no guia citado.

5.3 Metodologia de estudo de reforço

A metodologia para o estudo de reforços de pavimentos está ilustrada na Figura 5.3, pretendendo esquematizar os passos mais importantes neste tipo de estudo.

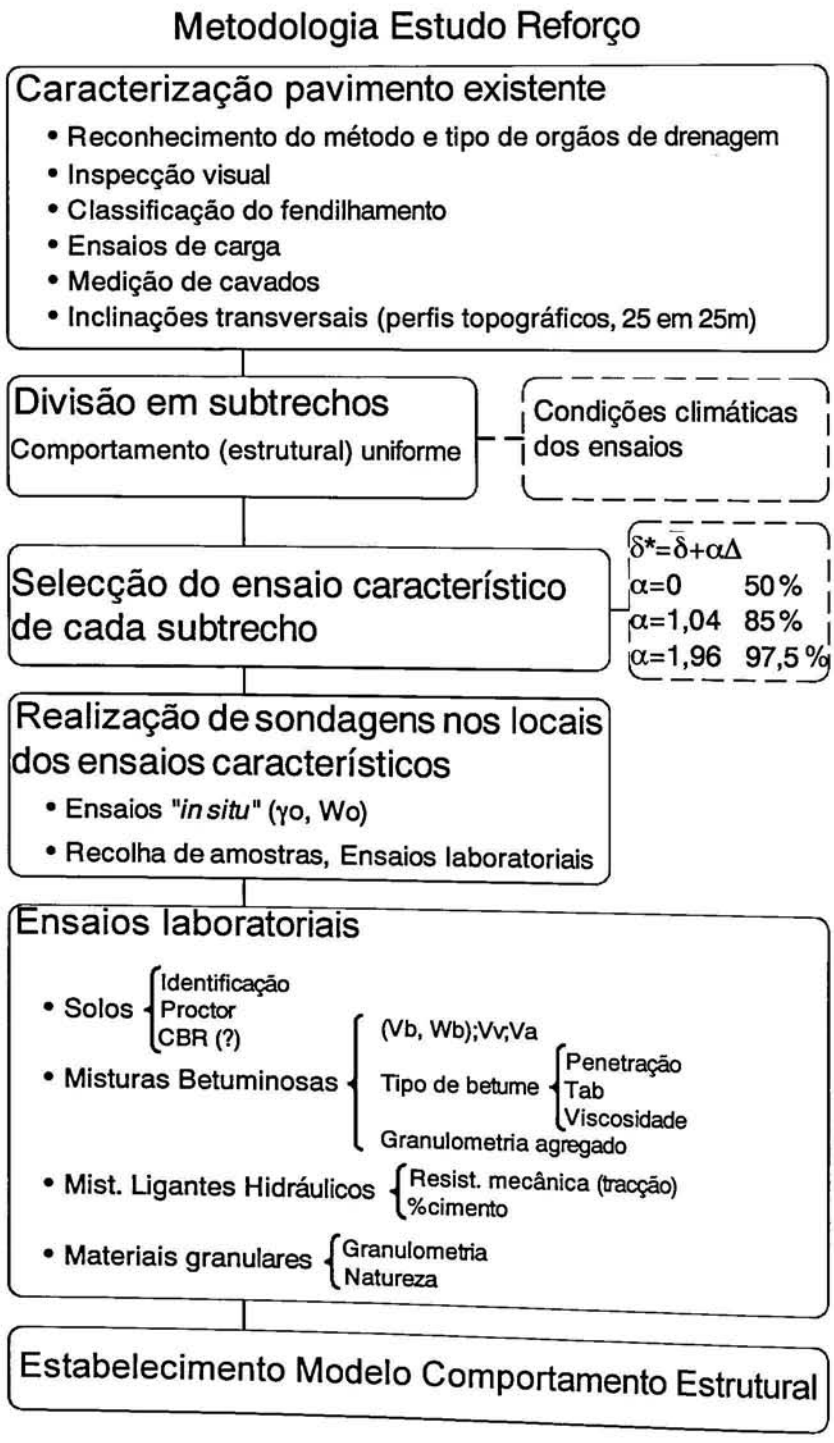


Figura 5.3 – Metodologia de estudo de reforço (Azevedo, M. C., 2001)

A reabilitação de pavimentos flexíveis pode ser dividida em três níveis, que têm como objectivo a definição de uma metodologia para a referida reabilitação. Estes níveis estão relacionados com o tipo de intervenção a realizar (Azevedo, M.C., 2001). Esses níveis são:

- nível 1 – Estudo das acções de conservação urgentes a implementar num pavimento não considerando medidas de reforço;
- nível 2 – Estudo do dimensionamento do reforço de um pavimento utilizando um método simplificado;
- nível 3 – Estudo do dimensionamento do reforço de um pavimento por via analítica.

Neste trabalho só será analisado e descrito o estudo correspondente ao nível 3, pois é o único que recorre à utilização de grande parte dos dados referidos em capítulo anteriores.

A metodologia seguida para a elaboração de projecto de reforço por via analítica, baseia-se num método racional, que recorre ao cálculo dos estados de tensão e de deformação induzidos na estrutura do pavimento e na respectiva fundação, quando esta é solicitada pelos eixos dos veículos pesados.

Os estados de tensão e de deformação são determinados admitindo um modelo de comportamento em que o pavimento é assimilado a um conjunto de camadas sobrepostas assentes sobre a respectiva fundação, admitindo-se que os materiais existentes nas camadas do pavimento possuem características de isotropia e comportamento elástico – linear.

As características de deformabilidade das camadas do pavimento existente são deduzidas a partir de ensaios de carga realizados ao longo do pavimento, como referido no presente capítulo. As características mecânicas das camadas de reforço são fixadas em função do tipo de materiais, e tendo em atenção as condições climáticas da região.

Para efeitos de dimensionamento, os estados limites de ruína considerados, no caso de pavimentos flexíveis são os seguintes (Azevedo, M.C., 1991):

- limitar a extensão máxima de tracção na zona inferior das camadas betuminosas;
- limitar a extensão máxima vertical de compressão no topo da fundação do pavimento.

Os valores limite das extensões atrás referidas, são fixados em função do número de passagens do eixo padrão durante o período de vida de projecto, normalmente 10 anos, de acordo com critérios de dimensionamento previamente definidos.

De acordo com Azevedo, M.C. (2001), a metodologia a adoptar no estudo de reforço de um pavimento terá por base o seguinte processo de análise:

- fixar as características de deformabilidade a adoptar para a fundação do pavimento, tendo em atenção os elementos do estudo geológico - geotécnico, das sondagens e dos ensaios de carga;
- constituir um modelo de comportamento estrutural do pavimento, no qual se tenham em consideração as características de deformabilidade das camadas de reforço e do pavimento existente;
- calcular os valores da extensão máxima de tracção nas camadas betuminosas e da extensão máxima vertical de compressão no topo da fundação;
- comparar os valores das extensões máximas de cálculo com os valores limite decorrentes dos critérios de dimensionamento.

Para a execução de um projecto de reforço de um pavimento é necessário utilizar determinados dados - base que estão relacionados com as acções a que o pavimento está submetido e às características resistentes dos materiais e que influenciam a vida do pavimento, esses dados encontram-se descritos nos pontos seguintes.

5.3.1 Tráfego

Para o dimensionamento dos pavimentos rodoviários apenas se considera o dano estrutural provocado pela acção do tráfego dos veículos pesados.

No caso das estradas o tráfego é normalmente expresso em número equivalente de passagens de um dado eixo padrão.

O estudo de tráfego a realizar define o tráfego médio diário anual de veículos pesados ($TMDA_p$), por sentido de circulação, na via mais solicitada, ao longo do período de dimensionamento.

Para a determinação do valor do tráfego referente à via mais solicitada, o valor do $TMDA_p$ é afectado de um factor de redução igual a 0,9 ou 0,8, conforme existam duas ou mais vias em cada sentido (JAE, 1995).

Para exprimir o efeito de um dado número acumulado de veículos pesados com características muito diversas, faz-se a sua conversão em passagens equivalentes de um eixo padrão, adoptando-se para tal um factor de agressividade a que pode ser obtido através da equação 5.3.

$$a = k \bullet \left(\frac{P}{P_0}\right)^{\alpha} \qquad \textbf{Equação 5.3}$$

onde:

a representa a agressividade do eixo de carga P;

α no caso de estruturas flexíveis considera-se igual a 5;

k é um coeficiente que depende do tipo de eixo, com os seguintes valores:

- eixo simples -1
- eixo duplo – 0,75
- eixo triplo – 1,1

Se o espectro de cargas dos veículos pesados for conhecido, o factor de agressividade pode ser calculado recorrendo à equação 5.4.

$$FA = \frac{1}{NVP} \bullet \left[\sum_i \sum_{j=1}^{3} k_j n_{ij} \left(\frac{P_i}{P_0}\right)^{\alpha}\right] \qquad \textbf{Equação 5.4}$$

onde

FA – factor de agressividade;

NVP – número de veículos pesados no período em análise

kj – coeficiente correspondente ao tipo de eixo, igual a:

1 – eixo simples

2 – eixo duplo

3 – eixo triplo

n_{ij} – número de eixos elementares do tipo j e da classe de carga i.

No caso de não se dispor de dados relativos ao espectro de carga, podem ser adoptados os valores indicados no Quadro 5.2, considerados relativamente ao eixo padrão de 130 kN.

Classe	$TMDA_p$	80 kN	130 kN
T7	<50	-	-
T6	50-150	2	0,5
T5	150-300	3	0,6
T4	300-500	4	7
T3	500-800	4,5	0,8
T2	800-1200	5	0,9
T1	1200-2000	5,5	1,0
T0	>2000	-	-

Quadro 5.2 – Factores de agressividade (JAE, 1995)

5.3.2 Caracterização do pavimento existente

A caracterização do pavimento existente foi já abordada no presente trabalho e destina-se a (Azevedo, M.C., 2001):

- inventariar as degradações e os factores associados ao seu aparecimento;
- definir as zonas em que se torna necessário actuar ao nível da beneficiação dos sistemas de drenagem superficial e interna;
- definir os trabalho preparatórios a considerar no pavimento existente antes da execução das camadas de reforço, nomeadamente no que se refere à correcção de deformações, fresagens, saneamentos e selagem de fissuras;
- definir um modelo de comportamento estrutural do pavimento existente, estabelecendo as espessuras das várias camadas, os materiais constituintes e as suas propriedades mecânicas.

Para a caracterização do pavimento existente é necessário proceder a um conjunto de trabalhos de campo e laboratoriais, que já foram referidos anteriormente, mas que se esquematizam a seguir.

5.3.2.1 Inspecção Visual

Esta operação constitui uma operação fundamental na caracterização do estado de um pavimento e tem como objectivos:

- identificar as secções com deficiências, definir a sua natureza e gravidade;
- dividir o lanço em sub-trechos homogéneos de acordo com o seu comportamento;

- definir os posteriores trabalhos de caracterização, nomeadamente a prospecção necessária;
- passar a dispor de um inventário pormenorizado da situação actual do pavimento.

A recolha de informação relativa às degradações do pavimento na faixa de rodagem pode incluir a classificação de fendilhação tendo por base os critérios propostos pela AASHTO como sejam:

- Classe I – não se distinguem fendas no pavimento, à vista desarmada, de uma altura vizinha de 1,5m;
- Classe II – as fendas não contactam umas com as outras, ou contactam muito pouco, não formando "grelhas";
- Classe III – as fendas contactam formando "grelha" (pele de crocodilo";
- Classe IV – segmentos da camada de desgaste, definidos pela grelha, soltam-se e desagregam-se sob a acção do tráfego;
- Classe V – o pavimento apresenta remendos. A realização de remendos resultantes dos trabalhos de conservação corrente indicia a existência de anteriores degradações, daí a necessidade de registar esses trabalhos.

5.3.2.2 Ensaios de carga

Como já anteriormente foi indicado, estes ensaios têm como objectivo obter a deflexões do pavimento quando submetido a uma determinada carga conhecida.

As deflexões fornecem informações preciosas sobre as reais características das camadas do pavimento e respectiva fundação, para as condições de solicitação utilizadas nos ensaios. Reflectem a influência de vários parâmetros, tais como a espessura das diversas camadas, as características mecânicas dos materiais constituintes e as características resistentes da fundação (Azevedo, M.C., 2001).

5.3.2.3 Divisão em sub-trechos

Após a realização destes ensaios, é possível a divisão do troço em subtrechos de comportamento estrutural uniforme, sendo os principais elementos a ter em conta os seguintes:

- o estado de degradação da superfície do pavimento;
- as condições de fundação (aterro/escavação/transição);
- a deflexão máxima obtida em ensaios de carga;
- o conhecimento existente da estrutura do pavimento, das características das respectivas camadas e do solo de fundação;
- a cronologia das operações de conservação e reforço, efectuadas anteriormente;
- a composição e o volume do tráfego.

5.3.2.4 Prospecção e ensaios laboratoriais

Em cada sub-trecho devem ser seleccionados os locais mais representativos do seu comportamento para a realização de ensaios e sondagens que permitam:

- determinar a natureza dos materiais da fundação;
- determinar a espessura, estado e natureza dos materiais das camadas do pavimento.

5.3.2.5 Avaliação da capacidade de carga

Conhecidas as deflexões, as características da carga de ensaio, a espessura das camadas do pavimento e os materiais constituintes das mesmas, é possível estimar os módulos de deformabilidade das várias camadas e do solo de fundação. O cálculo é realizado utilizando métodos numéricos que traduzem o modelo de comportamento do pavimento, como já referido anteriormente.

Conclui-se assim a última fase de caracterização do pavimento existente. Este é agora associado a um sistema multi-camada com características bem definidas, passando a dispor-se do modelo estrutural que servirá de base ao dimensionamento do reforço a executar.

5.3.3 Dimensionamento do reforço

Após o conhecimento das solicitações (N_{AEP}) e o modelo estrutural do pavimento existente, é possível dimensionar as camadas de reforço.

Para tal é necessário definir critérios de fadiga e as características dos materiais a utilizar nestas novas camadas, devendo também ter-se em atenção que deverá ser determinada a vida restante das camadas betuminosas existentes, de forma a que se possa definir o desempenho estrutural do pavimento após as obras de reforço.

5.3.3.1 Critérios de fadiga

Para o dimensionamento da estrutura projectada, limita-se simultaneamente, a extensão máxima de tracção admitida nas camadas betuminosas, e a extensão máxima vertical de compressão no topo da fundação podendo para o efeito serem utilizados os critérios do manual da Shell (1978) a seguir indicados (Azevedo, 2001):

- extensão máxima de tracção nas camadas betuminosas;

$$\varepsilon_t = k \times 10^{-3} \times N_{AEP}^{-0,20} \qquad \textbf{Equação 5.5}$$

ε_t – extensão máxima de tracção admissível

k – factor que apresenta valores variando entre 2,6 e 2,8 para os macadames betuminosos, e entre 3,2 e 3,8 para os betões betuminosos, calculado de acordo com a equação 5.6.

$$k = 10^3 \times (0,856 \times V_b + 1,08) \times (10^6 \times E)^{-0,36} \qquad \textbf{Equação 5.6}$$

V_b – percentagem volumétrica de betume (%)

E – módulo de deformabilidade da mistura betuminosa (MPa)

- extensão máxima vertical de compressão da fundação

$$\varepsilon_f = 1,8 \times 10^{-2} \times N_{AEP}^{-0,20} \qquad \textbf{Equação 5.7}$$

ε_f – extensão máxima vertical de compressão admissível no topo da fundação, considerando o percentil 85%..

5.3.3.2 Materiais a empregar nas camadas de reforço

A definição das características mecânicas (E, ν) é feita tendo em atenção os seguintes parâmetros:

- E – módulo de deformabilidade
  - condições climáticas, definindo para a zona que se desenvolve o estudo, a temperatura ponderada do ar;
  - frequência de aplicação das cargas – sendo normalmente utilizado o valor de 10Hz, e admitindo-se a adopção de frequências da ordem dos 5Hz, quando se trate de traçados com velocidade de circulação reduzida;
  - tipo de betume a utilizar e suas características, definindo o seu índice de penetração;
  - composição volumétrica da mistura, definindo nomeadamente a percentagem de betume, a porosidade e a granulometria dos agregados, com destaque, no que se refere a esta, para o valor da % de passados no peneiro ASTM nº200 (0.074mm);
- ν – coeficiente de Poisson
  - como já atrás indicado, o coeficiente de Poisson não tem grande influência nos cálculos estruturais.

5.3.3.3 Camadas betuminosas do pavimento existente

Ao ser efectuada a análise ao critério de fadiga que condiciona as extensões máximas de tracção nas camadas betuminosas, a situação condicionante vai naturalmente verificar-se ao nível das camadas de pavimento existentes.

Na realidade, e no caso de o pavimento existente apresentar um grau de fendilhamento pequeno, pode admitir-se que a sua capacidade de carga pela acção do tráfego não foi ainda esgotada, possuindo assim, uma vida restante:

$$N_f = N_{ae} - N_p \text{ ou } f = 1 - p \qquad \textbf{Equação 5.8}$$

N_{ae} – número admissível de passagens do eixo padrão, calculado para a estrutura do pavimento existente.

N_p – número equivalente de passagens do eixo padrão correspondente ao tráfego futuro

$$f = \frac{N_f}{N_{ae}} \text{ e } p = \frac{N_p}{N_{ae}} \qquad \textbf{Equação 5.9}$$

f – vida restante

p – grau de consumo

No dimensionamento do reforço, e relativamente às camadas existentes, devem ser tidas em consideração as seguintes condições (Azevedo, M.C., 2001):

- se o pavimento não estiver fendilhado ou exibir um baixo grau de fendilhamento, é de admitir que as camadas betuminosas existentes tenham alguma "vida residual" e possam contribuir para a "vida futura" do pavimento:

$$\frac{N_{AEP}}{N_{ar}} < f \qquad \textbf{Equação 5.10}$$

N_{ar} – número admissível de passagens do eixo padrão, calculado para a estrutura do pavimento com reforço.

- se o pavimento tem um fendilhamento importante (classe de fendilhamento), admite-se que já não existe vida restante, pelo que as camadas betuminosas são consideradas com módulos de deformabilidade da ordem de grandeza das camadas granulares.

5.4 Reabilitação estrutural de pavimentos

A reabilitação de pavimentos, normalmente designada por reforço de pavimentos, pode ser realizada em função do nível de fendilhamento existente à superfície do pavimento. O momento mais adequado para realizar o reforço de um pavimento, corresponde ao estado superficial em que o pavimento apresenta uma área fendilhada próxima dos 10% da superfície de passagem dos rodados, como é considerado em vários métodos de dimensionamento (Powell, W.D. et. al., 1984).

As intervenções de reabilitação de pavimentos perante um nível de fendilhamento de 10% da área de passagem dos rodados, correspondem a uma área fendilhada das fibras inferiores das camadas betuminosas superior à área fendilhada verificada à superfície, podendo chegar mesmo aos 50%. Se o reforço do pavimento não se realizar quando o nível de fendilhamento à

superfície é reduzido, num pequeno intervalo de tempo, a área de fendilhamento da superfície do pavimento passa de um valor reduzido para um valor de difícil controlo em termos de estratégia de reforço de pavimento (Pais, J., 1999).

A reabilitação estrutural de pavimentos encontra-se esquematizada na Figura 5.4, onde se apresentam diferentes técnicas de reabilitação dependendo das áreas fendilhadas registadas à superfície

O reforço de pavimentos, quando a área fendilhada é reduzida, é feito de forma tradicional, em que se aplicam um ou mais camadas de misturas betuminosas, coladas ao pavimento existente.

Quando o pavimento apresenta um fendilhamento generalizado podem ser aplicadas três soluções diferentes: reciclagem da parte fendilhada do pavimento existente; a fresagem da parte superficial do pavimento ou a utilização de técnicas é métodos apropriados à redução da reflexão de fendas (Pais, J., 1999).

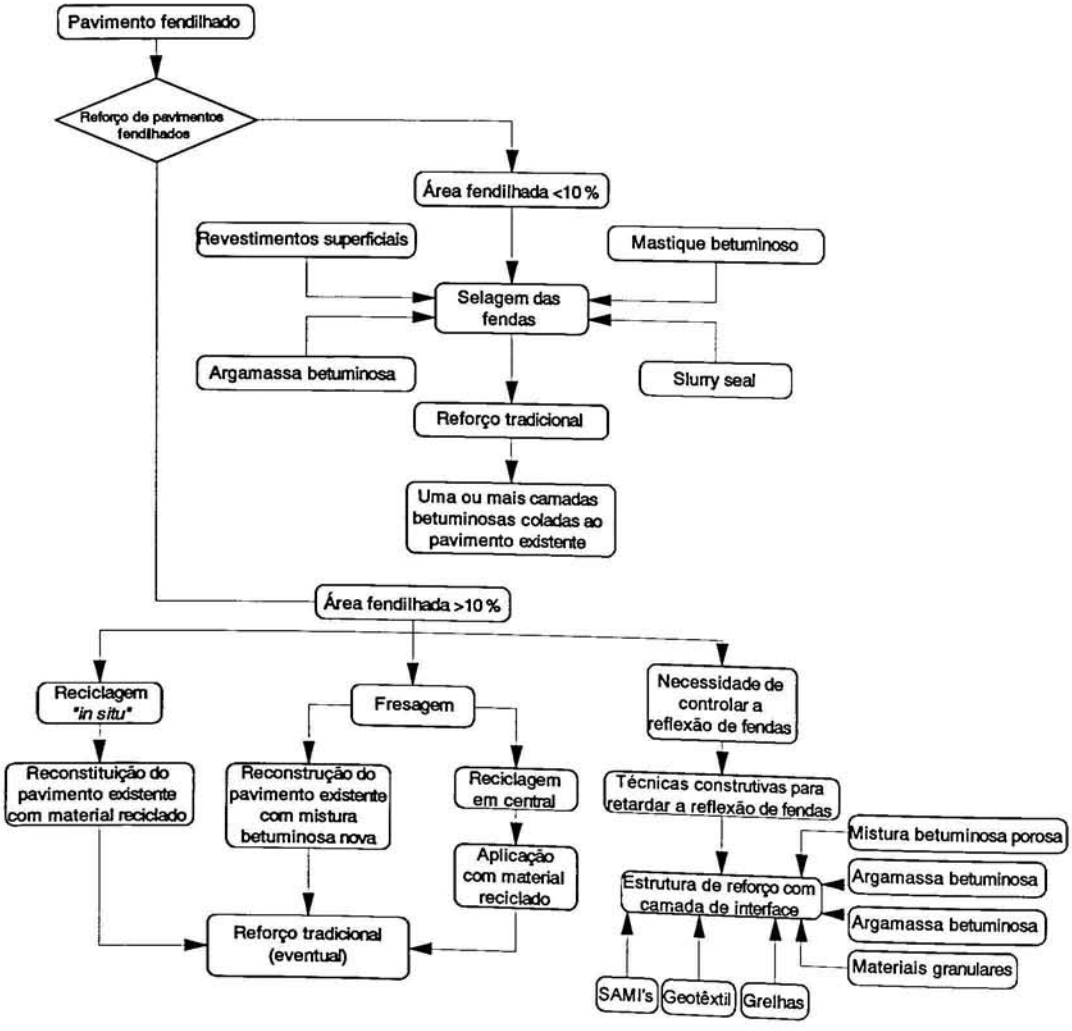


Figura 5.4 – Reabilitação estrutural de pavimentos (Pais, J., 1999)

As duas primeiras soluções contemplam a remoção de parte de materiais betuminosos que se encontram fendilhados, reduzindo assim a sua espessura.

Na solução de reciclagem, após correcção granulométrica e adição de ligante, os materiais fresados são utilizados para produção de misturas betuminosas que são utilizadas no preenchimento do pavimento existente, sobre o qual é colocado um reforço tradicional.

Na solução de fresagem, os materiais fresados são colocados em depósito, podendo ser utilizados em camadas de base de pavimentos ou reutilizado em misturas betuminosas. O reforço nesta solução compreende a reconstituição do pavimento existente com misturas betuminosas sobras as quais é colocado o reforço do pavimento (Pais, J., 1999).

6 Caso de Estudo

6.1 Generalidades

Para atingir o objectivo principal desta tese, como seja avaliar a existência de uma correlação entre as deflexões máximas obtidas em ensaios de carga e as espessuras de reforço adoptadas, foram utilizados dados de 14 projectos de reforço elaborados em Portugal, procedendo-se posteriormente à análise das soluções obtidas de forma a relacioná-las com intervalos de deflexões.

Procurou-se assim, encontrar um dado importante para os projectistas ou revisores de projectos, que consiste numa aproximação às espessuras finais de reforço mediante os resultados dos ensaios de carga, sendo estas aproximações úteis para o processo iterativo de cálculo das espessuras de reforço, ou em fase de pré-dimensionamento.

Neste capítulo após a descrição dos 13 projectos analisados, procedeu-se à normalização da deflexão máxima (medida no centro da área carregada), quer para a carga representativa do eixo padrão considerado no caso dos pavimentos flexíveis (80 kN), quer para a temperatura de projecto representativa às profundidades a que se encontram as misturas betuminosas, quer ainda para o estado hídrico típico para as fundações analisadas.

Tentou-se encontrar uma correlação entre a deflexão característica máxima assim normalizada, com a espessura de reforço preconizada, função das diferentes classes de tráfego consideradas no Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional (JAE, 1995).

Procurou-se, ainda averiguar a influência do estado de desagregação superficial, da classe de fundação, considerada no Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional, e ainda da espessura equivalente, em termos de misturas betuminosas, de todos os materiais existentes no pavimento, acima do leito.

6.2 Descrição dos trechos estudados

Os projectos analisados e a seguir descritos, consistem em projectos de reforço que aplicam na sua generalidade os procedimentos indicados no capítulo 5.

Na descrição dos trechos estudados faz-se uma descrição global do trecho, onde se indicam os dados de referência do projecto, bem como os dados de caracterização do pavimento existente obtidos e as soluções de reforço adoptadas.

Os projectos analisados foram:

Projecto	Projectista	Data de realização
Beneficiação da ER 384 – Portel / Barragem do Alqueva / Rio Ardila	Tecnofisil / CAeMD	2001
Beneficiação da EN 2 – Alferrarede / Entroncamento com a EN 118	Tecnofisil / CAeMD	2001
Reforço do pavimento de um troço do IP1 (EN261-1 e EN264) – Alvalade/Ourique	Viés / Consulpav	2002
Beneficiação/Reforço do sub-lanço Aveiro (Sul) – Albergaria – A1	Cenorplan / CAeMD	2003
Beneficiação do IP5 – lanço entre Mangualde e Celorico da Beira	Pronorsan	1997
Beneficiação da EN1 entre Vila Franca de Xira e o Carregado	Pronorsan	1999
Beneficiação das EE NN 218 e 317 entre Vinhas e Vimioso	Pronorsan	1996
Beneficiação das EE NN 222 e 323 entre Samodães e o IP3	Norvia / Viaponte	1998
Beneficiação da EN 304 entre Vieira do Minho e Rossas	Pronorsan	1999
Beneficiação da EN 247 entre o cruzamento com a EN 247-1 e Ribamar	Pronorsan	1998
Beneficiação do IP8 entre Santiago do Cacém e Grândola	Pronorsan	1997
Beneficiação da EN 118 entre Ponte das Enguias e o Porto Alto	Pronorsan	1997
Beneficiação da A3, sub-lanço Maia - Famalicão	COBA	1999

Quadro 6.1 – Listagem dos projectos analisados, projectistas e data de execução

6.2.1 Projecto de Beneficiação da ER 384 – Portel/Barragem do Alqueva/Rio Ardila

O reforço da ER 384, que tem aproximadamente 31 km de extensão, foi projectado pelo projectista de pavimentos CAeMD - Publicações e Projectos de Engenharia, Lda., para o projectista geral Tecnofisil, Lda., da qual se obteve o banco de dados referente a este projecto. O dono de obra foi o ex – ICOR.

O levantamento deflectométrico foi executado com recurso a equipamento DI, em Novembro de 2001. Nestes ensaios, o carregamento utilizado foi de 40 kN. Posteriormente foram realizadas avaliações destrutivas, que consistiram na execução de 15 poços e de 27 sondagens de onde foram extraídas amostras para posteriores estudos laboratoriais. Foi calculado um tráfego de $1{,}12 \times 10^6$ (classe T5) de eixos padrão de 80 kN, tendo-se adoptado um período de vida de 10 anos e temperaturas de projecto de 26,5°C e 28,0°C para as camadas de regularização e de desgaste respectivamente. Foi utilizado o programa de cálculo ELSYM 5.

Antes da execução do reforço, algumas zonas deviam ser submetidas a trabalhos de reabilitação preparatórios que consistiam em:

- fresagens da camada betuminosa, devido ao facto de o pavimento se encontrar em muito mau estado do ponto de vista do fendilhamento, ou porque nas sondagens à rotação se verificou que as camadas se encontravam desligadas;

- enchimento de depressões, de modo a reperfilar/regularizar a superfície do pavimento antes da colocação do reforço;

- selagem do pavimento com uma argamassa betuminosa com betume modificado (SAMI, na terminologia inglesa), devido às fendas existentes, de modo a minimizar a reflexão de fendas, e por conseguinte o seu aparecimento à superfície.

O Quadro 6.2 e o Quadro 6.3 apresentam o zonamento efectuado ao pavimento, incluindo os dados de ensaios e de inspecções visuais realizadas, bem como as características de fundação e o reforço adoptado.

Zonamento					Degradações			Fundação			
								Características da fundação			
Lanço	Sentido	Subtrecho	Extensão		Classe de Fendilhamento AASHTO	Degradações mais preponderantes	Altura média do cavado de rodeira (mm)	AASHTO	Unificada	CBR(%)	PK
Portel / Barragem do Alqueva	Portel/Alqueva - plataforma direita	1º ST	0+000	7+300	II	FL	9.41	A-4(8)	ML	7	0+500
		2º ST	7+300	12+300	II	DR	8.12	A-4(0)	SC	9	8+000
		3º ST	12+300	14+900	III	PC	10.69	A-2-7(2)	GC	5	9+100
		4º ST	14+900	16+500	II	R	8.71	A-2-7(1)	GM	4	15+800
		5º ST	16+500	18+900	II	PC;DR	7.41	A-2-7(1)	SM	3	17+400
		6º ST	18+900	22+104	III	PC;D;R	9.67	NA	NA	NA	NA
	Alqueva/Portel - plataforma esquerda	1º ST	0+000	7+800	III	PC;FL	8.08	A-4(6);A-2-7(3)	CL/SC	5	2+300;3+700
		2º ST	7+800	12+400	III	PC;DR	6.44	A-1-b(0)	GC-GM	14	5+150
		3º ST	12+400	15+000	III	PC;DR;R	7.07	A-6(1)	SC	8	13+700
		4º ST	15+000	19+800	III	PC;R	5.42	A-2-4(0);A-6(3)	GM;SC	8	16+600;18+300
		5º ST	19+800	22+104	III	PC	7	A-6(6)	ML	5	21+100
Barragem do Alqueva / Rio Ardila	Portel/Alqueva - plataforma direita	1º ST	0+000	7+300	II	PC;DR;R;N	6.46	A-2-6(1);A-2-4	SC;SM	11	2+700;5+200
	Alqueva/Portel - plataforma esquerda	1º ST	0+000	5+400	IV	PC;D;R	8.15	A-6(3)	CL	5	NA
		2º ST	5+400	7+300	IV	PC;D;DR	15.1				

PC - Pele de crocodilo
FL - Fendas longitudinais
DR - Desagregações e Remendos
R - Remendos
N - Ninhos

NA - Dados não registados

Quadro 6.2 – Zonamento, degradações e fundação da ER384 (CAeMD, 2001)

Zonamento				Valores de deformações			Módulos de deformabilidade						Espessuras de reforço	
Lanço	Sentido	Subtrecho	Extensão	δ_0-média	δ_{85}*	σ	E_{ensMB} (MPa)	T_{ensaio} (ºC)	h_{MB} (cm)	E_{MB} (MPa)	h_{MBD} (cm)	E_{MBD} (MPa)	E_{SF} (MPa)	Reforço Teórico (cm)	Reforço Adoptado*** (cm)
Portel / Barragem do Alqueva	Portel/Alqueva - plataforma direita	1º ST	0+000 7+300	846	1053	200	1470	16	8	960	23	90	60	10	11 (6MBD+5BB)
		2º ST	7+300 12+300	584	712	123	1450	19	3.3 **	1050	26	85	60	9	11 (6MBD+5BB)
		3º ST	12+300 14+900	806	929	119	1000	20	10.5	750	27	90	60	8	11 (6MBD+5BB)
		4º ST	14+900 16+600	481	602	116	1800	20	10	1360	26	100	60	8	11 (6MBD+5BB)
		5º ST	16+600 18+900	816	924	104	1000	21	12	780	24	100	50	7	11 (6MBD+5BB)
		6º ST	18+900 22+104	587	733	147	2100	19	9	1530	24	120	60	8	11 (6MBD+5BB)
	Alqueva/Portel - plataforma esquerda	1º ST	0+000 7+800	942	1153	204	900	22	10	730	28	90	60	9	11 (6MBD+5BB)
		2º ST	7+800 12+400	600	705	102	1000	25	11	900	26	115	85	7	11 (6MBD+5BB)
		3º ST	12+400 15+000	959	1193	225	1000	22	13	810	26	90	60	7	11 (6MBD+5BB)
		4º ST	15+000 19+800	719	918	192	1700	22	9	1380	15	150	53	8	11 (6MBD+5BB)
		5º ST	19+800 22+104	477	579	99	1700	22	11	1380	33	160	60	6	11 (6MBD+5BB)
Barragem do Alqueva / Rio Ardila	Portel/Alqueva - plataforma direita	1º ST	0+000 7+300	519	666	141	2900	16	10	1880	26	110	60	8	11 (6MBD+5BB)
	Alqueva/Portel - plataforma esquerda	1º ST	0+000 5+400	517	623	103	1900	19	10	1380	30	170	50	7	11 (6MBD+5BB)
		2º ST	5+400 7+300	708	881	167	1200	18	10	840	40	90	50	9	11 (6MBD+5BB)

** Por dificuldades de amostragem, esta não é a espessura real da mistura betuminosa existente pelo que para o cálculo do módulo de deformabilidade se usou uma espessura de 10 cm.

*** Por razões construtivas adoptou-se esta estrutura, por dificuldade a executar o reforço teórico numa ou mesmo duas camadas

MBD - Mistura Betuminosa Densa
BB - Betão Betuminoso

δ_0-média Valor médio de deflexão medida no centro da carga
δ_{85}* Percentil 85% dos valores das deflexões medidas no centro da carga
σ Desvio padrão dos valores das deflexões medidas no centro da carga
h_{MB} (cm) Espessura do conjunto das camadas betuminosas
E_{ensMB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de ensaio
h_{MBD} (cm) Espessura da camada de base em material granular
E_{MBD} (MPa) Módulo de deformabilidade da camada de base em material granular
E_{SF} (MPa) Módulo de deformabilidade do solo de fundação
T_{ensaio} (ºC) Temperatura de ensaio
E_{MB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de projecto

Quadro 6.3 – Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas ER 384 (CAeMD, 2001)

6.2.2 Projecto de Beneficiação da EN 2 – Alferrarede/Entroncamento com a EN 118

O reforço da EN 2 entre o km 402+250 (Alferrarede) e o km 435+900 (entroncamento com a EN 118), que tem aproximadamente 32 km de extensão, foi projectado pelo projectista de pavimentos CAeMD – Publicações e Projectos de Engenharia, Lda., para o projectista geral Tecnofisil, Lda., da qual se obteve o banco de dados referente a este projecto. O dono de obra foi o ex – ICERR.

O levantamento deflectométrico foi executado com recurso a equipamento DI, em Janeiro e Fevereiro de 2001. Nestes ensaios, o carregamento utilizado foi de 40 kN. Posteriormente foram realizadas avaliações destrutivas, que consistiram na execução de 19 poços e de 32 sondagens de onde foram extraídas amostras para posteriores estudos laboratoriais. Foi calculado um tráfego de $7{,}6 \times 10^6$ (classes T3-T4) de eixos padrão de 80 kN, tendo-se adoptado um período de vida de 10 anos e temperatura de projecto de 24,5ºC. Foi utilizado o programa de cálculo ELSYM 5.

Antes da execução do reforço, algumas zonas deviam ser submetidas a trabalhos de reabilitação preparatórios que consistiam em:

- saneamentos localizados, em zonas onde foram detectados assentamentos acentuados do pavimento. Este fenómeno pode ter sido originado, quer por uma eventual degradação das camadas granulares inferiores num ponto particularmente sensível, quer pela má execução das mesmas, quer ainda por uma insuficiente capacidade de carga, ou mesmo drenagem insuficiente;

- saneamentos localizados, em zonas onde o pavimento se apresenta levantado, fenómeno causado pelo crescimento de raízes de árvores;

- fresagens da camada betuminosa, devido ao facto de o pavimento se encontrar em muito mau estado do ponto de vista do fendilhamento, ou por que nas sondagens à rotação se verificou que as camadas se encontravam desligadas;

- enchimento de depressões, de modo a reperfilar/regularizar a superfície do pavimento antes da colocação do reforço ou do tratamento seguinte;

- selagem do pavimento com uma argamassa betuminosa com betume modificado (SAMI, na terminologia inglesa), devido às fendas existentes, de modo a minimizar a reflexão de fendas, e por conseguinte o seu aparecimento à superfície.

O Quadro 6.4 e o Quadro 6.5 apresentam o zonamento efectuado ao pavimento, incluindo os dados de ensaios e de inspecções visuais realizadas, bem como as características de fundação e o reforço adoptado.

Zonamento					Degradações			Fundação			
								Características da fundação			
Lanço	Sentido	Subtrecho	Extensão		Classe de Fendilhamento AASHTO	Degradações mais preponderantes	Altura média do cavado de rodeira (mm)	AASHTO	Unificada	CBR(%)	PK
EN 2 entre o km 402+250 (Alferrarede) e o km 435+900 (Entroncamento com a EN 119)	Alferrarede / Entroncamento com a EN 119	1º ST	402+250	405+050	II	FL;DR	10.8	A-6(2);A-4(0);A-2-4(0)	CL;SM;SM	7	NA
		2º ST	405+050	411+850	III	PC;FT	15.4	A-2-4(0)	SM	11	NA
		3º ST	411+850	421+050	II	FT;FL;R	15.3	A-2-6(2)	SC	6	NA
		4º ST	421+050	424+250	II	FL;FT;R	6.9	NA	NA	NA	NA
		5º ST	424+250	434+250	II	FL;FT;R	7.2	A-2-4(2);A-2-4(0);A-2-6(3)	CL;SM;SC	11	NA
	Entroncamento com a EN 119 / Alferrarede	1º ST	434+250	425+450	III	FL;FT	18	A-2-4(0)	SC	9	NA
		2º ST	425+450	420+450	III;IV	PC;FT;R	14.1	A-4(1);A-2-4(0)	CL;SM	7.5	NA
		3º ST	420+450	416+850	II	FL;FT;R;DR	9.6	A-2-4(0)	SM	11	NA
		4º ST	416+850	405+450	III	PC;FT;R	17.2	A-4(0);A-2-4(0)	ML;SM;SC-SM	8.5	NA
		5º ST	405+450	402+250	II	FL;FT	6.7	A-6(4);A-4(4)	CL	5	NA

PC - Pele de crocodilo
FL - Fendas longitudinais
FT - Fendas transversais
DR - Desagregações e Remendos
R - Remendos
NA - Dados não registados

Quadro 6.4 - Zonamento, degradações e fundação da EN 2 (CAeMD, 2001)

Zonamento

Lanço	Sentido	Subtrecho	Extensão	Valores de deformações			Módulos de deformabilidade						Espessuras de reforço	
				δ_0-média	δ_{85}*	σ	E_{ensMB} (MPa)	T_{ensaio} (ºC)	h_{MB} (cm)	E_{MB} (MPa)	h_{MBb} (cm)	E_{MBb} (MPa)	E_{SF} (MPa)	Reforço Teórico (cm)	Reforço Adoptado (cm)
EN 2 entre o km 402+250 (Alferrarede) e o km 435+900 (Entroncamento com a EN 119)	Alferrarede / Entroncamento com a EN 119	1º ST	402+250 405+050	481	994	312	1900	19	7	1560	12	170	40	-	17 (12MB$_B$+6BB)
		2º ST	405+050 411+850	617	1114	302	1220	22	9	1120	15	180	40	-	14 (9MB$_B$+6BB)
		3º ST	411+850 421+050	349	568	133	1690	22	9	1550	15	300	100	-	10 (5MBD+6BB)
		4º ST	421+050 424+250	299	514	131	1140	15	14	800	25	120	95	-	13 (8MB$_B$+6BB)
		5º ST	424+250 434+250	251	373	74	13380	15	13	2400	17	160	100	-	7* (5MBD+6BB)
	Entroncamento com a EN 119 / Alferrarede	1º ST	434+250 425+450	256	408	92	1710	24	16	1680	17	150	120	-	10 (5MBD+6BB)
		2º ST	425+450 420+450	401	667	162	1530	24	10	1500	19	190	40	-	11 (6MBD+6BB)
		3º ST	420+450 416+850	276	469	118	2300	18	14	1820	24	180	80	-	10 (5MB$_B$+6BB)
		4º ST	416+850 405+450	560	933	133	1600	23	14	1500	13	130	45	-	14 (9MB$_B$+6BB)
		5º ST	405+450 402+250	332	775	270	1320	23	10	1250	23	100	70	-	15 (10MB$_B$+6BB)
														Zonas Urb.	16 (11MBAM+6BB)
														Var. e Alarg.**	15AGE$_{Sb}$+20AGE$_S$+12MB$_B$+6BB

δ_0-média - Valor médio de deflexão medida no centro da carga
δ_{85}* - Percentil 85% dos valores das deflexões medidas no centro da carga
σ - Desvio padrão dos valores das deflexões medidas no centro da carga
h_{MB} (cm) - Espessura do conjunto das camadas betuminosas
E_{ensMB} (MPa) - Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de ensaio
h_{MBb} (cm) - Espessura da camada de base em material granular
E_{MBb} (MPa) - Módulo de deformabilidade da camada de base em material granular
E_{SF} (MPa) - Módulo de deformabilidade do solo de fundação
T_{ensaio} (ºC) - Temperatura de ensaio
E_{MB} (MPa) - Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de projecto

AGE_{Sb} - Agregado de Granulometria Extensa (com características de subbase)
AGE_S - Agregado de Granulometria Extensa (com características de base)
MB_B - Macadame betuminoso, fuso B (com características de base)
MBD - Mistura Betuminosa Densa (com características de base)
BB - Betão Betuminoso (com características de desgaste)
* - Por razões construtivas adoptaram-se as espessuras de reforço indicadas entre parêntesis em vez das indicadas antes dos parêntesis.
** - Pavimentos novos para as zonas de alargamento e variantes.

Quadro 6.5 – Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas da EN2 (CAeMD, 2001)

6.2.3 Projecto do Reforço do Pavimento de um troço do IP1 (EN261-4 e EN264) – Alvalade/Ourique

O reforço do troço do IP1 entre a EN 261-4 e a EN264, que tem aproximadamente 40 km de extensão, foi projectado pelo projectista de pavimentos Consulpav – Consultores e Projectistas de Pavimentos, Lda. para o projectista geral VIÉS – Consultoria, Estudos e Projectos de Engenharia, Lda., da qual se obteve o banco de dados referente a este projecto.

O levantamento deflectométrico com o objectivo de zonar o pavimento em zonas estruturais homogéneas foi executado com recurso a Defletógrafo Lacroix, em Fevereiro de 2002 somente para zonamento, tendo sido realizados ensaios DI em Janeiro de 1994. Nos ensaios Lacroix, o carregamento utilizado foi de 130 kN, enquanto que nos ensaios DI o carregamento foi de 60 kN. Posteriormente foram realizadas avaliações destrutivas, que consistiram na execução de 1 poço e de 80 sondagens de onde foram extraídas amostras para posteriores estudos laboratoriais. Foi calculado um tráfego de $1{,}6 \times 10^7$ (classe T3) de eixos padrão de 80 kN, tendo-se adoptado um período de vida de 10 anos e temperaturas de projecto de 27.0ºC. Foi utilizado o programa de cálculo ELSYM 5.

O Quadro 6.6 e o Quadro 6.7 apresentam o zonamento efectuado ao pavimento, incluindo os dados de ensaios e de inspecções visuais realizadas, bem como as características de fundação e o reforço adoptado.

Zonamento					Degradações			Fundação			
								Características da fundação			
Lanço	Sentido	Subtrecho	Extensão		Classe de Fendilhamento AASHTO	Degradações mais preponderantes	Altura média do cavado de rodeira (mm)	AASHTO	Unificada	CBR(%)	PK
Alvalade/Ourique	EN 261-4	1 ALOU	0+000	3+000	NA	PC;R	NA	A-2-6(2)	NA	>10	NA
		2 ALOU	3+000	4+100	I	PC	NA	A-2-6(2)	NA	>10	NA
		3 ALOU	4+100	8+400	I	PC	NA	A-2-6(2)	NA	>10	NA
		4 ALOU	8+400	9+000	I	PC	NA	A-2-6(2)	NA	>10	NA
		5 ALOU	9+000	11+100	I	PC	NA	A-2-6(2)	NA	>10	NA
		6 ALOU	11+100	13+700	I	PC	NA	A-2-6(2)	NA	>10	NA
		7 ALOU	13+700	14+600	II	PC	NA	A-2-6(2)	NA	>10	NA
		8 ALOU	14+600	17+700	II	PC	NA	A-2-6(2)	NA	>10	NA
	EN 264	9 ALOU	0+000	2+300	IV	PC;R	NA	A-2-6(2)	NA	>10	NA
		10 ALOU	2+300	7+900	IV	PC;R	NA	A-2-6(2)	NA	>10	NA
		11 ALOU	7+900	10+300	IV	PC;R	NA	A-2-6(2)	NA	>10	NA
		12 ALOU	10+300	15+800	IV	PC;R	NA	A-2-6(2)	NA	>10	NA
		13 ALOU	15+800	17+400	IV	PC;R	NA	A-2-6(2)	NA	>10	NA
		14 ALOU	17+400	21+800	IV	PC;R	NA	A-2-6(2)	NA	>10	NA

PC - Pele de crocodilo NA - Dados não registados
R - Remendos

Quadro 6.6 - Zonamento, degradações e fundação do IP1 (Consulpav, 2002)

Lanço	Sentido	Subtrecho	Extensão		Deflectógrafo LACROIX			Módulos de deformabilidade						Espessuras de reforço	
					Valores de deformações									Reforço Teórico (cm)	Reforço Adoptado (cm)
					δ_0-média	δ_{85}*	σ	E_{ensMB} (MPa)	T_{ensaio} (ºC)	h_{MB} (cm)	E_{MB} (MPa)	h_{MBb} (cm)	E_{MBb} (MPa)	E_{SF} (MPa)	
Alvalade/Ourique	EN 261-4	1 ALOU	0+000	3+000	454	581	122	1800	12	100	1000	-	250	50	- 12 (7MBD+5BB)
		2 ALOU	3+000	4+100	190	290	96	4800	20	100	3800	-	230	70	- 11 (6MBD+5BB)
		3 ALOU	4+100	8+400	282	425	138	4800	20	100	3800	-	230	70	- 11 (6MBD+5BB)
		4 ALOU	8+400	9+000	627	766	134	4800	20	100	3800	-	230	70	- 11 (6MBD+5BB)
		5 ALOU	9+000	11+100	368	535	161	4800	20	100	3800	-	230	70	- 11 (6MBD+5BB)
		6 ALOU	11+100	13+700	209	335	122	4800	20	100	3800	-	230	70	- 11 (6MBD+5BB)
		7 ALOU	13+700	14+600	544	713	163	5000	12	100	3500	-	190	50	- 12 (7MBD+5BB)
		8 ALOU	14+600	17+700	328	509	175	5000	12	100	3500	-	190	50	- 12 (7MBD+5BB)
	EN 264	9 ALOU	0+000	2+300	1057	1573	498	1800	15	100	1200	-	110	50	- 16 (11MBg+5BB)
		10 ALOU	2+300	7+900	880	1244	351	1800	15	100	1200	-	110	50	- 16 (11MBg+5BB)
		11 ALOU	7+900	10+300	1430	1836	393	1800	15	100	1200	-	110	50	- 16 (11MBg+5BB)
		12 ALOU	10+300	15+800	1076	1508	417	1800	15	100	1200	-	110	50	- 16 (11MBg+5BB)
		13 ALOU	15+800	17+400	861	1172	300	1800	15	100	1200	-	110	50	- 16 (11MBg+5BB)
		14 ALOU	17+400	21+800	1067	1453	372	1800	15	100	1200	-	110	50	- 16 (11MBg+5BB)

δ_0-média Valor média de deflexão medida no centro da carga
δ_{85}* Percentil 85% dos valores das deflexões medidas no centro da carga
σ Desvio padrão dos valores das deflexões medidas no centro da carga
h_{MB} (cm) Espessura do conjunto das camadas betuminosas
E_{ensMB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de ensaio
h_{MBb} (cm) Espessura da camada de base em material granular
E_{MBb} (MPa) Módulo de deformabilidade da camada de base em material granular
E_{SF} (MPa) Módulo de deformabilidade do solo de fundação
T_{ensaio} (ºC) Temperatura de ensaio
E_{MB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de projecto

MBg - Macadame betuminoso (com características de base)
MBD - Mistura Betuminosa Densa (com características de base)
BB - Betão Betuminoso (com características de desgaste)

Quadro 6.7 – Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas do IP1 (Consulpav, 2002)

6.2.4 Beneficiação/Reforço do pavimento do Sub-lanço Aveiro (Sul) – Albergaria – A1 Auto-estrada do Norte

O reforço do pavimento da A1 entre Aveiro (Sul) e Albergaria, que tem aproximadamente 15 km de extensão, foi projectado por projectista de pavimentos CAeMD – Publicações e Projectos de Engenharía, Lda. para o projectista geral CENORPLAN, Planeamento e Projectos, Lda., da qual se obteve o banco de dados referente a este projecto. O dono de obra foi a Brisa.

O levantamento deflectométrico foi executado com recurso a DI, em Julho e Agosto de 2002. Nos ensaios DI o carregamento utilizado foi de 65 kN. Posteriormente foram realizadas avaliações destrutivas, que consistiram na execução de 8 poços e de 16 sondagens de onde foram extraídas amostras para posteriores estudos laboratoriais. Foi calculado um tráfego de $4{,}04 \times 10^7$ (classe T1) de eixos padrão de 80 kN, tendo-se adoptado um período de vida de 10 anos e temperaturas de projecto de 22,7ºC e 23,0ºC para as camadas de regularização e de desgaste respectivamente. Foi utilizado o programa de cálculo ELSYM 5.

O Quadro 6.8 e o Quadro 6.9 apresentam o zonamento efectuado ao pavimento, incluindo os dados de ensaios e de inspecções visuais realizadas, bem como as características de fundação e o reforço adoptado.

Zonamento				Degradações			Fundação			
				Classe de Fendilhamento AASHTO	Degradações mais preponderantes	Altura média do cavado de rodeira (mm)	Características da fundação			
Lanço	Sentido	Subtrecho	Extensão				AASHTO	Unificada	CBR(%)	PK
A1 - Sublanço Aveiro (Sul) / Albergaria	Norte / Sul	1º ST	232+700 234+900	II	DS;N	NA	A-2-4(0)	SC	16	234+700
		2º ST	234+900 239+725	II	DS;FL;N	NA	A-2-4(0)	SM-SC	14	237+300
		3º ST	239+750 241+100	II	DS;FL;N	NA	A-1-b(0)	SM-SC	5	240+300
		4º ST	241+100 244+820	II	DS;FL;N	NA	A-1-b(0)	SM-SC	11	242+100
		5º ST	245+075 247+800	III	PC;FL;DS	NA	A-1-b(0)	SM-SC	21	245+700
	Sul / Norte	1º ST	232+700 235+600	II	DS;FL;FT;N	NA	NA	NA	NA	NA
		2º ST	235+600 239+725	III	PC;FL;FT;N	NA	NA	NA	NA	NA
		3º ST	239+750 244+820	III	PC;FL;CR	NA	NA	NA	NA	NA
		4º ST	245+075 247+800	III	PC;FL;FT;N	NA	A-1-b(0)	SM-SC	21	247+100

CR - Cavados de Rodeira
DS - Desagregação superficial
N - Ninhos
FL - Fendas longitudinais
PC - Pele de crocodilo
NA - Dados não registados

Quadro 6.8 - Zonamento, degradações e fundação da A1 (CAeMD, 2003)

Lanço	Sentido	Subtrecho	Zonamento Extensão		Valores de deformações δ_0-média	δ_{85}*	σ	Módulos de deformabilidade E_{ensMB} (MPa)	T_{ensaio} (ºC)	h_{MB} (cm)	E_{MB} (MPa)	h_{Mgb} (cm)	E_{Mgb} (MPa)	E_{SF} (MPa)	Espessuras de reforço Reforço Teórico (cm)	Reforço Adoptado (cm)
A1 - Sublanço Aveiro (Sul) / Albergaria	Norte / Sul	1º ST	232+700	234+800	223	270	46	4100	20.2	25.6	3706	31.4	300	100	-	-
		2º ST	234+800	239+725	194	232	37	4600	20.2	25	4330	30.5	290	60	-	-
		3º ST	239+750	241+100	260	359	66	3100	25.5	23.7	3544	32.8	200	100	-	9
		4º ST	241+100	244+820	242	287	43	4700	25.5	26.4	5318	27.2	330	155	-	-
		5º ST	245+075	247+800	357	517	155	3400	25.5	24	3776	31	120	115	-	13
	Sul / Norte	1º ST	232+700	235+600	248	295	46	3400	24.8	23	3944	29	280	50	-	9
		2º ST	235+600	239+725	212	254	40	3700	24.8	23.4	4080	30.5	320	70	-	-
		3º ST	239+750	244+820	299	397	95	2600	21.8	22.1	2615	33	130	100	-	16
		4º ST	245+075	247+800	320	437	113	2800	21.8	24.4	2822	29.1	140	110	-	15

δ_0-média Valor média de deflexão medida no centro da carga
δ_{85}* Percentil 85% dos valores das deflexões medidas no centro da carga
σ Desvio padrão dos valores das deflexões medidas no centro da carga
h_{MB} (cm) Espessura do conjunto das camadas betuminosas
E_{ensMB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de ensaio
h_{Mgb} (cm) Espessura da camada de base em material granular
E_{Mgb} (MPa) Módulo de deformabilidade da camada de base em material granular
E_{SF} (MPa) Módulo da deformabilidade do solo de fundação
T_{ensaio} (ºC) Temperatura da ensaio
E_{MB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura da projecto

A razão porque não existe indicação de reforço em alguns subtrechos deve-se ao facto de estes não necessitarem de reforço.

Quadro 6.9 - Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas da A1 (CAeMD, 2003)

6.2.5 Beneficiação do IP5 – lanço entre Mangualde e Celorico da Beira

O reforço do lanço do IP5 entre Mangualde (km103+000) e Celorico da Beira (km 147+000), que tem aproximadamente 44 km de extensão, foi projectado pelo projectista Pronorsan – Tecnologia e Gestão de Projectos, S.A., do qual se obteve o banco de dados referente a este projecto, sendo o dono de obra a ex – JAE.

O levantamento deflectométrico foi executado com recurso a DI, em Setembro de 1995. Nos ensaios DI o carregamento utilizado foi de 50 kN. Posteriormente foram realizadas avaliações destrutivas, que consistiram na execução de 8 poços e de 39 sondagens de onde foram extraídas amostras para posteriores estudos laboratoriais. Foi calculado um tráfego de $4{,}70 \times 10^7$ (classe T1) de eixos padrão de 80 kN, tendo-se adoptado um período de vida de 10 anos.

O Quadro 6.10 e o Quadro 6.11 apresentam o zonamento efectuado ao pavimento, incluindo os dados de ensaios e de inspecções visuais realizadas, bem como as características de fundação e o reforço adoptado.

Zonamento					Degradações			Fundação			
								Características da fundação			
Lanço	Sentido	Sublanço	Extensão		Classe de Fendilhamento AASHTO	Degradações mais preponderantes	Altura média do cavado de rodeira (mm)	AASHTO	Unificada	CBR(%)	PK
IP5 - Mangualde - Celorico da Beira	Mangualde - Celorico da Beira	1	103+000	105+900	I	PC;FL;CR	0.46	A-1-b(0)	NA	28	105+200
		2	105+950	106+350	I	PC;FL;CR	0.46	NA	NA	NA	NA
		3	106+400	107+700	I	PC;FL;CR	0.46	NA	NA	NA	NA
		4	107+750	109+300	I	PC;FL;CR	0.46	A-1-b(0)	NA	25	109+250
		5	109+350	109+950	I	PC;FL;CR	0.46	NA	NA	NA	NA
		6	110+000	122+400	I	PC;FL;CR	0.46	A-1-b(0)	NA	38	115+500
		7	122+450	123+700	V	FL	0.46	A-2-4(0)	NA	28	123+250
		8	123+800	124+750	V	FL	0.46	NA	NA	NA	NA
		9	124+800	128+200	V	FL	0.46	NA	NA	NA	NA
		10	128+250	129+750	II	NA	0.46	A-1-b(0)	NA	24	129+750
		11	129+800	135+400	I	FL;FT	0.46	A-2-4(0)	NA	33	134+300
		12	135+450	135+950	V	PC	0.46	NA	NA	NA	NA
		13	136+000	140+800	V	PC	0.46	NA	NA	NA	NA
		14	140+850	146+200	III	PC	0.46	A-1-b(0)	NA	31	141+300
		15	146+250	146+550	III	PC	0.46	A-1-b(0)	NA	32	146+400
		16	146+600	147+000	III	PC	0.46	NA	NA	NA	NA

PC - Pele de crocodilo
FL - Fendas longitudinais
CR - Cavado de rodeira
FT - Fendas transversais

NA - Dados não registados

Quadro 6.10 - Zonamento, degradações e fundação do IP5 (Pronorsan, 1997)

IP5 - Mangualde - Celorico da Beira

Zonamento

Lanço	Sentido	Sublanço	Extensão		Valores de deformações			Módulos de deformabilidade							Espessuras de reforço	
					δ_0-média	δ_{85}*	σ_x	E_{ensMB} (MPa)	T_{ensaio} (°C)	h_{MB} (cm)	E_{MB} (MPa)	h_{Mgb} (cm)	E_{Mgb} (MPa)	E_{SF} (MPa)	Reforço Teórico (cm)	Reforço Adoptado (cm)
Mangualde - Celorico da Beira		1	103+000	105+900	240	-	77	-	13	17	2000	24	150	100	-	13 (3MB+10MB)
		2	105+950	106+350	617	-	81	-	13	17	2000	24	150	100	-	13 (3MB+10MB)
		3	106+400	107+700	264	-	53	-	26	17	2000	24	150	100	-	13 (3MB+10MB)
		4	107+750	109+300	469	-	194	-	29	17	2000	24	150	100	-	13 (3MB+10MB)
		5	109+350	109+950	689	-	120	-	27	17	2000	24	150	100	-	13 (3MB+10MB)
		6	110+000	122+400	433	-	161	-	22.5	17	2000	24	150	100	-	13 (3MB+10MB)
		7	122+450	123+700	649	-	191	-	25	17	2000	24	150	100	-	13 (3MicB+10MB)
		8	123+800	124+750	311	-	76	-	22	17	2000	24	150	100	-	13 (3MicB+10MB)
		9	124+800	128+200	376	-	142	-	22	17	2000	24	150	100	-	13 (3MicB+10MB)
		10	128+250	129+750	519	-	179	-	18	17	2000	24	150	100	-	13 (3MicB+10MB)
		11	129+800	135+400	356	-	121	-	19	17	2000	24	150	100	-	13 (3MicB+10MB)
		12	135+450	136+950	678	-	178	-	17	17	2000	24	150	100	-	13 (3MicB+10MB)
		13	136+000	140+800	344	-	107	-	17	17	2000	24	150	100	-	13 (3MicB+10MB)
		14	140+850	146+200	519	-	169	-	18	17	2000	24	150	100	-	13 (3MicB+10MB)
		15	146+250	146+550	327	-	53	-	19	17	2000	24	150	100	-	13 (3MicB+10MB)
		16	146+600	147+000	107	-	27	-	18	17	2000	24	150	100	-	13 (3MicB+10MB)

δ_0-média Valor médio da deflexão medida no centro da carga
δ_{85}* Percentil 85% dos valores das deflexões medidas no centro da carga
σ Desvio padrão dos valores das deflexões medidas no centro da carga
h_{MB} (cm) Espessura do conjunto das camadas betuminosas
E_{ensMB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de ensaio
h_{MgB} (cm) Espessura da camada de base em material granular
E_{MgB} (MPa) Módulo de deformabilidade da camada de base em material granular
E_{SF} (MPa) Módulo de deformabilidade do solo de fundação
T_{ensaio} (°C) Temperatura de ensaio
E_{MB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de projecto

MicB - Microbetão
MB - Macadame Betuminoso

Quadro 6.11 -Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existente e de reforço adoptadas do IP5 (Pronorsan, 1997)

6.2.6 Beneficiação da EN1 entre Vila Franca de Xira e o Carregado

O reforço da EN 1 entre o Vila Franca de Xira (km 25+400) e o Carregado (km 31+105), que tem aproximadamente 6 km de extensão, foi projectado pelo projectista de pavimentos Pronorsan – Tecnologia e Gestão de Projectos, S.A., da qual se obteve o banco de dados referente a este projecto. O dono de obra foi a ex – JAE.

O levantamento deflectométrico foi executado com recurso a equipamento DI, em Fevereiro de 1999. Nestes ensaios, o carregamento utilizado foi de 65kN. Posteriormente foram realizadas avaliações destrutivas, que consistiram na execução de 6 poços e de 6 sondagens de onde foram extraídas amostras para posteriores estudos laboratoriais. Foi calculado um tráfego de $3{,}46 \times 10^7$ (classe T1) de eixos padrão de 80 kN, tendo-se adoptado um período de vida de 10 anos e temperaturas de projecto de 23,0°C. Foi utilizado o programa de cálculo ELSYM 5.

Antes da execução do reforço, algumas zonas deviam ser submetidas a trabalhos de reabilitação preparatórios que consistiam em:

- saneamentos localizados, em zonas onde foram detectados assentamentos acentuados do pavimento, provavelmente devido a problemas de drenagem ou deficiências na fundação do pavimento;
- fresagens da camada betuminosa, devido ao facto de o pavimento se encontrar em muito mau estado do ponto de vista do fendilhamento, ou nas travessias de zona urbana, nomeadamente Castanheira e Carregado, devido à existência de condicionantes, de ordem geométrica, ao aumento da cota da superfície do pavimento.

O Quadro 6.12 e o Quadro 6.13 apresentam o zonamento efectuado ao pavimento, incluindo os dados de ensaios e de inspecções visuais realizadas, bem como as características de fundação e o reforço adoptado.

Zonamento			Degradações			Fundação			
			Classe de Fendilhamento AASHTO	Degradações mais preponderantes	Altura média do cavado de rodeira (mm)	Características da fundação			
Lanço	Sentido	Extensão				AASHTO	Unificada	CBR(%)	PK
EN-1	Sul/Norte	25+600 29+300	NA	NA	NA	A-1;A-2;A-6	SC	>30	NA

NA - Dados não registados

Quadro 6.12 - Zonamento, degradações e fundação da EN 1 (Pronorsan, 1999)

Zonamento

Lanço	Sentido	Extensão		Valores de deformações			Módulos de deformabilidade						Espessuras de reforço	
				δ_0-média	δ_{85}*	σ	E_{ensMB} (MPa)	T_{ensaio} (ºC)	h_{MB} (cm)	E_{MB} (MPa)	h_{MAb} (cm)	E_{MAb} (MPa)	E_{SF} (MPa)	Reforço Teórico (cm)	Reforço Adoptado (cm)
EN-1	Sul/Norte	25+600	29+300	282.6	-	154.6	-	10	12	4000	10	400	150	-	9 (3BR+6AM)

BR - Betão Betuminoso Rugoso
AM-Mistura Betuminosa de Alto Módulo

δ_0-média Valor médio de deflexão medida no centro da carga
δ_{85}* Percentil 85% dos valores das deflexões medidas no centro da carga
σ Desvio padrão dos valores das deflexões medidas no centro da carga
h_{MB} (cm) Espessura do conjunto das camadas betuminosas
E_{ensMB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de ensaio
h_{MAb} (cm) Espessura da camada de base em material granular
E_{MAb} (MPa) Módulo de deformabilidade da camada de base em material granular
E_{SF} (MPa) Módulo de deformabilidade do solo de fundação
T_{ensaio} (ºC) Temperatura de ensaio
E_{MB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de projecto

Quadro 6.13 -Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas da EN1 (Pronorsan, 1999)

6.2.7 Projecto de Beneficiação das EENN 218 e 317 entre Vinhas e Vimioso

O reforço das EENN 218 e 317 entre Vinhas e Vimioso, que tem aproximadamente 36,5 km de extensão, foi projectado pelo projectista de pavimentos Pronorsan – Tecnologia e Gestão de Projectos, S.A., da qual se obteve o banco de dados referente a este projecto. O dono de obra foi a ex – JAE.

O levantamento deflectométrico foi executado com recurso a equipamento DI, em Abril de 1996. Nestes ensaios, o carregamento utilizado foi de 65kN. Foi calculado um tráfego de $2{,}2 \times 10^6$ (classe T5) de eixos padrão de 80 kN, tendo-se adoptado um período de vida de 10 anos. Foi utilizado o programa de cálculo ELSYM 5.

Antes da execução do reforço, algumas zonas deviam ser submetidas a trabalhos de reabilitação preparatórios que consistiam em:

- saneamentos localizados, em zonas onde foram detectados assentamentos acentuados do pavimento, provavelmente devido a problemas de drenagem ou deficiências na fundação do pavimento.

O Quadro 6.14 e o Quadro 6.15 apresentam o zonamento efectuado ao pavimento, incluindo os dados de ensaios e de inspecções visuais realizadas, bem como as características de fundação e o reforço adoptado.

Zonamento				Degradações			Fundação			
							Características da fundação			
Lanço	Subtrecho	Extensão		Classe de Fendilhamento AASHTO	Degradações mais preponderantes	Altura média do cavado de rodeira (mm)	AASHTO	Unificada	CBR(%)	PK
EENN218-317 Vinhas-Vimioso	1	5+200	9+150	NA	NA	NA	A-2-4(0)	NA	>10	NA
	2	9+200	13+900	NA	NA	NA	A-2-4(0)	NA	>10	NA
	3	13+950	16+450	NA	NA	NA	A-2-4(0)	NA	>10	NA
	4	16+500	19+900	NA	NA	NA	A-2-4(0)	NA	>10	NA
	5	19+950	28+600	NA	NA	NA	A-2-4(0)	NA	>10	NA
	6	28+650	41+700	NA	NA	NA	A-2-4(0)	NA	>10	NA

NA - Dados não registados

Quadro 6.14 -Zonamento, degradações e fundação das EENN 218 e 317 (Pronorsan,1996)

Zonamento

Lanço	Subtrecho	Extensão		Valores de deformações			Módulos de deformabilidade						Espessuras de reforço	
				δ_0-média	δ_{85}*	σ	E_{ensMB} (MPa)	T_{ensaio} (°C)	h_{MB} (cm)	E_{MB} (MPa)	h_{Mgb} (cm)	E_{Mgb} (MPa)	E_{SF} (MPa)	Reforço Teórico (cm)	Reforço Adoptado (cm)
EENN218-317 Vinhas-Vimioso	1	5+200	9+150	1313	-	46	-	27	6	600	22	150	100	-	6 (2MBAF+4MBAF+TS)
	2	9+200	13+900	963	-	21	-	30	6	600	22	150	100	-	6 (2MBAF+4MBAF+TS)
	3	13+950	16+450	1206	-	34	-	32	6	600	22	150	100	-	6 (2MBAF+4MBAF+TS)
	4	16+500	19+900	912	-	21	-	33	6	600	22	150	100	-	6 (2MBAF+4MBAF+TS)
	5	19+950	28+600	1246	-	40	-	35	6	600	22	150	100	-	6 (2MBAF+4MBAF+TS)
	6	28+650	41+700	1002	-	41	-	38	6	600	22	150	100	-	6 (2MBAF+4MBAF+TS)

δ_0-média Valor médio de deflexão medida no centro da carga
δ_{85}* Percentil 85% dos valores das deflexões medidas no centro da carga
σ Desvio padrão dos valores das deflexões medidas no centro da carga
h_{MB} (cm) Espessura do conjunto das camadas betuminosas
E_{ensMB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de ensaio
h_{Mgb} (cm) Espessura da camada de base em material granular
E_{Mgb} (MPa) Módulo de deformabilidade da camada de base em material granular
E_{SF} (MPa) Módulo de deformabilidade do solo de fundação
T_{ensaio} (°C) Temperatura de ensaio
E_{MB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de projecto

MBAF - Mistura Betuminosa Aberta a Frio
TS - Tratamento superficial em dupla aplicação com microaglomerado a frio

Quadro 6.15 - Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas das EENN 218 e 317 (Pronorsan, 1996)

6.2.8 Beneficiação das EE NN 222 e 313 entre Samodães e o IP3

O reforço do pavimento das EE NN 222 e 313 entre Samodães e o IP3, que tem aproximadamente 15 km de extensão, foi projectado pelos projectistas de pavimentos Norvia e Viaponte, da qual se obteve o banco de dados referente a este projecto.

O levantamento deflectométrico foi executado com recurso a DI, em Outubro de 1998. Nos ensaios DI o carregamento utilizado foi de 50 kN. Foi calculado um tráfego de $2{,}30 \times 10^6$ (classe T5) para a EN 222 e um tráfego de $4{,}6 \times 10^6$ (classe T4) de eixos padrão de 80 kN, tendo-se adoptado um período de vida de 10 anos e temperaturas de projecto de 22,0ºC e 23,0ºC para as camadas de regularização e de desgaste respectivamente. Posteriormente foram realizadas avaliações destrutivas, que consistiram na execução de 8 poços e de 39 sondagens, de onde foram extraídas amostras para posteriores estudos laboratoriais Foi utilizado o programa de cálculo BISAR.

Antes da execução do reforço, algumas zonas deviam ser submetidas a trabalhos de reabilitação preparatórios que consistiam em:

- saneamentos localizados, em zonas onde foram detectados assentamentos acentuados do pavimento, provavelmente devido a problemas de drenagem ou deficiências na fundação do pavimento.

O Quadro 6.16 e o Quadro 6.17 apresentam o zonamento efectuado ao pavimento, incluindo os dados de ensaios e de inspecções visuais realizadas, bem como as características de fundação e o reforço adoptado.

Zonamento				Degradações			Fundação			
				Classe de Fendilhamento AASHTO	Degradações mais preponderantes	Altura média do cavado de rodeira (mm)	Características da fundação			
EN	Sublanço	Extensão					AASHTO	Unificada	CBR(%)	PK
222	1	124+000	126+000	III	NA	13	A-4(2)	SM-SC	>20	NA
	2	126+000	130+800	III	NA	13	A-2(4)	SM-SC	>20	NA
313	1	75+700	78+000	V	NA	20	A-4(1)	SM-SC	>45	NA

NA - Dados não registados

Quadro 6.16 - Zonamento, degradações e fundação das EENN 222 e 313 (Norvia, Viaponte, 1998)

Zonamento

EN	Sublanço	Extensão		Valores de deformações			Módulos de deformabilidade						Espessuras de reforço	
				δ_D-média	δ_{85}*	σ_x	E_{ensMB} (MPa)	T_{ensaio} (ºC)	h_{MB} (cm)	E_{MB} (MPa)	h_{Mgb} (cm)	E_{Mgb} (MPa)	E_{SF} (MPa)	Reforço Teórico (cm)	Reforço Adoptado (cm)
222	1	124+000	126+000	1135	-	313	-	32	7	1000	14	150	70	-	11 (8MB+6BB)
	2	126+000	130+600	856	-	227	-	31.5	7	1000	14	150	70	-	11 (8MB+6BB)
313	1	75+700	79+000	1071	-	470	-	29.5	8	1000	14	150	70	-	12 (7BB)

δ_D-média Valor médio de deflexão medida no centro da carga
δ_{85}* Percentil 85% dos valores das deflexões medidas no centro da carga
σ Desvio padrão dos valores das deflexões medidas no centro da carga
h_{MB} (cm) Espessura do conjunto das camadas betuminosas
E_{ensMB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de ensaio
h_{Mgb} (cm) Espessura da camada de base em material granular
E_{Mgb} (MPa) Módulo de deformabilidade da camada de base em material granular
E_{SF} (MPa) Módulo de deformabilidade do solo de fundação
T_{ensaio} (ºC) Temperatura de ensaio
E_{MB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de projecto

MB - Macadame Betuminoso
BB - Betão Betuminoso

Quadro 6.17 - Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas das EENN 222 e 313 (Norvia, Viaponte, 1998)

6.2.9 Projecto de Beneficiação da EN 304 entre Vieira do Minho e Rossas

O projecto de beneficiação da EN 304 entre Vieira do Minho (km 89+700) e Rossas (km 99+800), que tem aproximadamente 10 km de extensão, foi projectado pelo projectista de pavimentos Pronorsan – Tecnologia e Gestão de Projectos, S.A., da qual se obteve o banco de dados referente a este projecto. O dono de obra foi o IEP.

O levantamento deflectométrico foi executado com recurso a equipamento DI, em Fevereiro de 1999. Nestes ensaios, o carregamento utilizado foi de 50 kN. Foi calculado um tráfego de $7{,}79 \times 10^5$ (classe T5) de eixos padrão de 80 kN. Foi utilizado o programa de cálculo ELSYM 5.

O Quadro 6.18 e o Quadro 6.19 apresentam o zonamento efectuado ao pavimento, incluindo os dados de ensaios e de inspecções visuais realizadas, bem como as características de fundação e o reforço adoptado.

Devido à representatividade do sub-trecho B1, este foi tomado como referência, analisando-se somente o sub-trecho indicado.

Zonamento				Degradações			Fundação			
							Características da fundação			
Lanço	Subtrecho	Extensão		Classe de Fendilhamento AASHTO	Degradações mais preponderantes	Altura média do cavado de rodeira (mm)	AASHTO	Unificada	CBR(%)	PK
EN-304	A	89+700	90+900	II	NA	1,34	NA	NA	>34	NA
	B1	90+900	98+450	III	NA	1,54	A-1-b(0)	NA	>26	NA
	B2	98+450	99+800	III	NA	1,54	NA	NA	>38	NA

NA - Dados não registados

Quadro 6.18 - Zonamento, degradações e fundação da EN 304 (Pronorsan, 1999)

Zonamento			Valores de deformações			Módulos de deformabilidade						Espessuras de reforço	
Lanço	Subtrecho	Extensão	δ_0-média	δ_{85}*	σ	E_{ensMB} (MPa)	T_{ensaio} (ºC)	h_{MB} (cm)	E_{MB} (MPa)	h_{MGb} (cm)	E_{MGb} (MPa)	E_{SF} (MPa)	Reforço Teórico (cm)	Reforço Adoptado (cm)
EN-304	A	89+700 90+900	1505	-	488	-	-	-	-	-	-	-	-	10 (5BB+5MB)
	B1	90+900 98+450	2445	-	694	200	7.5	10	200	15	100	50	-	10 (5BB+5MB)
	B2	98+450 99+800	1865	-	528	-	-	-	-	-	-	-	-	10 (5BB+5MB)

δ_0-média Valor médio da deflexão medida no centro da carga
δ_{85}* Percentil 85% dos valores das deflexões medidas no centro da carga
σ Desvio padrão dos valores das deflexões medidas no centro da carga
h_{MB} (cm) Espessura do conjunto das camadas betuminosas
E_{ensMB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de ensaio
h_{MGb} (cm) Espessura da camada de base em material granular
E_{MGb} (MPa) Módulo de deformabilidade da camada de base em material granular
E_{SF} (MPa) Módulo de deformabilidade do solo de fundação
T_{ensaio} (ºC) Temperatura de ensaio
E_{MB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de projecto

BB- Betão Betuminoso
MB-Mistura Betuminosa Densa

Quadro 6.19 - Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas da EN 304 (Pronorsan, 1999)

6.2.10 Projecto de Beneficiação da EN 247 entre o cruzamento com a EN 247-1 e Ribamar

O projecto de beneficiação da EN 247 entre o cruzamento com a EN 247-1 (km 6+000) e Ribamar (km 19+100), que tem aproximadamente 13 km de extensão, foi projectado pelo projectista de pavimentos Pronorsan – Tecnologia e Gestão de Projectos, S.A., da qual se obteve o banco de dados referente a este projecto. O dono de obra foi a ex – JAE.

O levantamento deflectométrico foi executado com recurso a equipamento DI, em Novembro de 1997. Nestes ensaios, o carregamento utilizado foi de 50kN. Foi calculado um tráfego de $10,4x10^6$ (classe T2) para o sub-trecho A e de $4,7x10^6$ (classe T4) para o sub-trecho B de eixos padrão de 80 kN, tendo-se adoptado um período de vida de 10 anos e temperaturas de projecto de 15,3°C. Foram utilizados os programas de cálculo Nhelsim5 e o BISAR.

Posteriormente foram realizadas avaliações destrutivas, que consistiram na execução de 9 poços e de 14 sondagens de onde foram extraídas amostras para posteriores estudos laboratoriais

O Quadro 6.20 e o Quadro 6.21 apresentam o zonamento efectuado ao pavimento, incluindo os dados de ensaios e de inspecções visuais realizadas, bem como as características de fundação e o reforço adoptado.

Zonamento				Degradações			Fundação			
							Características da fundação			
Lanço	Poço	Extensão		Classe de Fendilhamento AASHTO	Degradações mais preponderantes	Altura média do cavado de rodeira (mm)	AASHTO	Unificada	CBR(%)	PK
EN-247	A	6+000	13+400*	I	NA	0.77	A-1-b(0);A-2-4(0)	NA	>10	NA
	B	13+400*	19+100	V	NA	2.14	A-1-b(0);A-2-4(0)	NA	>10	NA

NA - Dados não registados

Quadro 6.20 - Zonamento, degradações e fundação da EN 247 (Pronorsan, 1998)

Lanço	Poço	Extensão	Valores de deformações			Módulos de deformabilidade						Espessuras de reforço	
			δ_0-média	δ_{85}*	σ	E_{ensMB} (MPa)	T_{ensaio} (ºC)	h_{MB} (cm)	E_{MB} (MPa)	h_{Mgb} (cm)	E_{Mgb} (MPa)	E_{SF} (MPa)	Reforço Teórico (cm)	Reforço Adoptado (cm)
EN-247	A	6+000 13+400*	322	-	117	5000	20	12	-	25	200	70	-	6 (TS+6MB)
	B	13+400* 19+100	924	-	367	-	25	0	-	7	500	-	-	10 (TS+6MB+4MB)

δ_0-média Valor médio de deflexão medida no centro da carga
δ_{85}* Percentil 85% dos valores das deflexões medidas no centro da carga
σ Desvio padrão dos valores das deflexões medidas no centro da carga
h_{MB} (cm) Espessura do conjunto das camadas betuminosas
E_{ensMB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de ensaio
h_{Mgb} (cm) Espessura da camada de base em material granular
E_{Mgb} (MPa) Módulo de deformabilidade da camada de base em material granular
E_{SF} (MPa) Módulo de deformabilidade do solo de fundação
T_{ensaio} (ºC) Temperatura de ensaio
E_{MB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de projecto

TS - Tratamento Superficial com microaglomerado betuminoso a fio duplo
MB - Macadame Betuminoso em camada de regularização

Quadro 6.21 - Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas da EN 247 (Pronorsan, 1998)

6.2.11 Beneficiação do IP8 entre Santiago do Cacém e Grândola

O reforço do pavimento do IP8 entre Santiago do Cacém e Grândola, que tem aproximadamente 34 km de extensão, foi projectado por projectista de pavimentos Pronorsan – Tecnologia e Gestão de Pavimentos, S.A., da qual se obteve o banco de dados referente a este projecto, tendo como dono de obra a ex – JAE.

O levantamento deflectométrico foi executado com recurso a DI, em Agosto de 1996. Nestes ensaios, o carregamento utilizado foi de 65kN. Foi calculado um tráfego de $2{,}70 \times 10^6$ (classe T3) de eixos padrão de 80 kN, tendo-se adoptado um período de vida de 10 anos e temperaturas de projecto de 24,0ºC e 26,0ºC para as camadas de regularização e desgaste respectivamente. Posteriormente foram realizadas avaliações destrutivas, que consistiram na execução de 17 poços e de 34 sondagens de onde foram extraídas amostras para posteriores estudos laboratoriais Foi utilizado o programa de cálculo ELSYM5 e ÉCOROUTE o apresentam os dados obtidos, incluindo os dados de ensaios e de inspecções visuais realizadas, bem como as características de fundação e o reforço adoptado.

O Quadro 6.22 e o Quadro 6.23 apresentam o zonamento efectuado ao pavimento, incluindo os dados de ensaios e de inspecções visuais realizadas, bem como as características de fundação e o reforço adoptado.

Zonamento				Degradações			Fundação			
							Características da fundação			
Lanço	Subtrecho	Extensão		Classe de Fendilhamento AASHTO	Degradações mais preponderantes	Altura média do cavado de rodeira (mm)	AASHTO	Unificada	CBR(%)	PK
IP8	1	0+000	0+700	II	NA	0.77	NA	NA	NA	NA
	2	0+750	1+700	II	NA	0.77	NA	NA	NA	NA
	3	1+750	2+500	II	NA	0.77	NA	NA	NA	NA
	4	2+550	3+400	II	NA	0.77	NA	NA	NA	NA
	5	3+450	3+900	I	NA	0.77	NA	NA	NA	NA
	6	3+950	4+150	I	NA	0.77	NA	NA	NA	NA
	7	4+200	6+400	II	NA	0.77	NA	NA	NA	NA
	8	6+450	8+350	II	NA	0.77	NA	NA	NA	NA
	9	8+400	10+950	IV	NA	0.77	NA	NA	NA	NA
	10	11+500	11+600	V	NA	0.77	NA	NA	NA	NA
	11	11+650	12+450	IV	NA	0.77	NA	NA	NA	NA
	12	12+500	12+700	IV	NA	0.77	NA	NA	NA	NA
	13	12+750	13+550	III	NA	0.77	NA	NA	NA	NA
	14	13+600	19+950	III	NA	0.77	NA	NA	NA	NA
	15	20+000	20+650	IV	NA	0.77	NA	NA	NA	NA
	16	20+700	25+500	II	NA	0.77	NA	NA	NA	NA
	17	25+550	25+700	I	NA	0.77	NA	NA	NA	NA
	18	25+750	28+500	III	NA	0.77	NA	NA	NA	NA
	19	28+550	29+450	III	NA	0.77	NA	NA	NA	NA
	20	29+500	30+000	I	NA	0.77	NA	NA	NA	NA
	21	30+050	33+050	I	NA	2.14	NA	NA	NA	NA
	22	33+100	33+700	I	NA	2.14	NA	NA	NA	NA

NA - Dados não registados

Quadro 6.22 - Zonamento, degradações e fundação do IP8 (Pronorsan, 1997)

IP8

Lanço	Subtrecho	Zonamento Extensão		Valores de deformações δ_0-média	δ_{85}*	σ	Módulos de deformabilidade E_{ensMB} (MPa)	T_{ensaio} (ºC)	h_{MB} (cm)	E_{MB} (MPa)	h_{MGb} (cm)	E_{MGb} (MPa)	E_{SF} (MPa)	Espessuras de reforço Reforço Teórico (cm)	Reforço Adoptado (cm)
	1	0+000	0+700	652	-	139	1600	40.5	9	3700	45	180	100	-	15.5 (2.5MR+5MDB+8MB)
	2	0+750	1+700	427	-	44	1600	40.5	9	3700	45	180	100	-	15.5 (2.5MR+5MDB+8MB)
	3	1+750	2+500	464	-	60	1600	41	9	3700	45	180	100	-	15.5 (2.5MR+5MDB+8MB)
	4	2+550	3+400	571	-	108	1600	41.7	9	3700	45	180	100	-	15.5 (2.5MR+5MDB+8MB)
	5	3+450	3+900	476	-	33	1600	40.3	9	3700	45	180	100	-	15.5 (2.5MR+5MDB+8MB)
	6	3+950	4+150	307	-	27	1600	40	9	3700	45	180	100	-	15.5 (2.5MR+5MDB+8MB)
	7	4+200	6+400	470	-	68	1600	40.5	9	3700	45	180	100	-	15.5 (2.5MR+5MDB+8MB)
	8	6+450	8+350	538	-	116	1600	41	9	3700	45	180	100	-	15.5 (2.5MR+5MDB+8MB)
	9	8+400	10+950	619	-	148	1600	41.7	9	3700	45	180	100	-	15.5 (2.5MR+5MDB+8MB)
	10	11+500	11+600	481	-	84	1600	41.7	9	3700	45	180	100	-	15.5 (2.5MR+5MDB+8MB)
	11	11+650	12+450	661	-	164	1600	42	9	3700	45	180	100	-	15.5 (2.5MR+5MDB+8MB)
	12	12+500	12+700	917	-	113	1600	43	9	3700	45	180	100	-	15.5 (2.5MR+5MDB+8MB)
	13	12+750	13+550	663	-	74	1600	46	9	3700	45	180	100	-	15.5 (2.5MR+5MDB+8MB)
	14	13+600	19+950	569	-	144	1600	45	9	3700	45	180	100	-	15.5 (2.5MR+5MDB+8MB)
	15	20+000	20+650	694	-	95	1600	47.5	9	3700	45	180	100	-	15.5 (2.5MR+5MDB+8MB)
	16	20+700	25+500	538	-	128	1600	47	9	3700	45	180	100	-	15.5 (2.5MR+5MDB+8MB)
	17	25+550	26+700	731	-	76	1600	47	9	3700	45	180	100	-	15.5 (2.5MR+5MDB+8MB)
	18	25+750	28+500	580	-	139	1600	49	9	3700	45	180	100	-	15.5 (2.5MR+5MDB+8MB)
	19	28+550	29+450	473	-	35	1600	50	9	3700	45	180	100	-	15.5 (2.5MR+5MDB+8MB)
	20	29+500	30+000	768	-	151	1600	50	9	3700	45	180	100	-	15.5 (2.5MR+5MDB+8MB)
	21	30+050	33+050	428	-	89	1600	49	20	3400	45	180	100	-	10.5 (2.5MR+8MB)
	22	33+100	33+700	351	-	48	1600	46	20	3400	45	180	100	-	10.5 (2.5MR+8MB)

δ_0-média Valor médio de deflexão medida no centro da carga
δ_{85}* Percentil 85% dos valores das deflexões medidas no centro da carga
σ Desvio padrão dos valores das deflexões medidas no centro da carga
h_{MB} (cm) Espessura do conjunto das camadas betuminosas
E_{ensMB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de ensaio
h_{MGb} (cm) Espessura da camada de base em material granular
E_{MGb} (MPa) Módulo de deformabilidade da camada de base em material granular
E_{SF} (MPa) Módulo de deformabilidade do solo de fundação
T_{ensaio} (ºC) Temperatura de ensaio
E_{MB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de projecto

MR - Microbetão Rugoso
MDB - Mistura Densa Betuminosa
MB - Macadame Betuminoso

Quadro 6.23 - Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas do IP8 (Pronorsan,1997)

6.2.12 Projecto de Beneficiação da EN 118 entre Ponte das Enguias e o Porto Alto

O projecto de beneficiação da EN 118 entre Ponte das, Enguias (km 11+900) e o Porto Alto (km 28+000), que tem aproximadamente 16 km de extensão, foi projectado pelo projectista de pavimentos Pronorsan – Tecnologia e Gestão de Projectos, S.A., da qual se obteve o banco de dados referente a este projecto. O dono de obra foi a ex – JAE.

O levantamento deflectométrico foi executado com recurso a equipamento FWD, em Março de 1997. Nestes ensaios, o carregamento utilizado foi de 50kN. Foi calculado um tráfego de $6{,}7 \times 10^6$ (classe T1) de eixos padrão de 130 kN, tendo-se adoptado um período de vida de 10 anos e temperaturas de projecto de 25,0ºC e 26,0ºC para as camadas de regularização e desgaste respectivamente. Foi utilizado o programa de cálculo ÉCOROUTE.

O Quadro 6.24 e o Quadro 6.25 apresentam o zonamento efectuado ao pavimento, incluindo os dados de ensaios e de inspecções visuais realizadas, bem como as características de fundação e o reforço adoptado.

Zonamento					Degradações			Fundação			
								Características da fundação			
Lanço	Sentido	Subtrecho	Extensão		Classe de Fendilhamento AASHTO	Degradações mais preponderantes	Altura média do cavado de rodeira (mm)	AASHTO	Unificada	CBR(%)	PK
EN 118	Ponte das Enguias / Porto Alto	1	11+900	12+800	I	NA	0.8	NA	NA	NA	Na
		2	12+900	13+800	I	NA	0.8	NA	NA	NA	NA
		3	13+900	21+100	I	NA	0.8	NA	NA	NA	NA
		4	21+200	23+000	II	NA	0.8	NA	NA	NA	NA
		5	23+200	25+200	III	NA	0.8	NA	NA	NA	NA
		6	25+300	27+800	V	NA	0.8	NA	NA	NA	Na

NA - Dados não registados

Quadro 6.24 - Zonamento, degradações e fundação da EN 118 (Pronorsan, 1997)

Zonamento				Valores de deflexões			Módulos de deformabilidade						Espessuras de reforço	
Lanço	Sentido	Subtrecho	Extensão	δ_0-média	δ_{85}*	σ	E_{ensMB} (MPa)	T_{ensaio} (ºC)	h_{MB} (cm)	E_{MB} (MPa)	h_{Mgb} (cm)	E_{Mgb} (MPa)	E_{SF} (MPa)	Reforço Teórico (cm)	Reforço Adoptado (cm)
EN 118	Ponta das Enguias / Porto Alto	1	11+800 12+800	375	-	108	650	32	29	-	65	107	60	-	16 (5BB+11MB)
		2	12+800 13+800	208	-	28	650	33.5	29	-	65	107	60	-	16 (5BB+11MB)
		3	13+800 21+100	316	-	82	650	36.5	29	-	65	107	60	-	16 (5BB+11MB)
		4	21+200 23+000	251	-	56	650	38	29	-	65	107	60	-	16 (5BB+11MB)
		5	23+200 25+200	360	-	46	800	39.5	20	-	25	180	80	-	19 (5BB+8MB+6MB)
		6	25+300 27+800	498	-	25	800	39.5	20	-	25	180	80	-	19 (5BB+8MB+6MB)

δ_0-média Valor médio de deflexão medida no centro da carga
δ_{85}* Percentil 85% dos valores das deflexões medidas no centro da carga
σ Desvio padrão dos valores das deflexões medidas no centro da carga
h_{MB} (cm) Espessura do conjunto das camadas betuminosas
E_{ensMB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de ensaio
h_{Mgb} (cm) Espessura da camada de base em material granular
E_{Mgb} (MPa) Módulo de deformabilidade da camada de base em material granular
E_{SF} (MPa) Módulo de deformabilidade do solo de fundação
T_{ensaio} (ºC) Temperatura de ensaio
E_{MB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de projecto

BB- Betão Betuminoso
MB - Macadame Betuminoso

Quadro 6.25 - Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas da EN 118 (Pronorsan,1997)

6.2.13 Projecto de Beneficiação da A3, sub-lanço Maia – Famalicão

O projecto de beneficiação da A3 no sub-lanço Maia – Famalicão no sentido Porto – Valença, que tem aproximadamente 26 km de extensão,, foi projectado pelo projectista COBA, da qual se obteve o banco de dados referente a este projecto. O dono de obra foi a Brisa.

O levantamento deflectométrico foi executado com recurso a equipamento DI, em Novembro de 1998. Nestes ensaios, o carregamento utilizado foi de 65kN. Foi calculado um tráfego de $1{,}21 \times 10^7$ (classe T2) de eixos padrão de 130 kN, tendo-se adoptado um período de vida de 10 anos e temperaturas de projecto de 22,5ºC e 23,0ºC para as camadas de regularização e desgaste respectivamente. Foi utilizado o programa de cálculo ELSYM 5.

O Quadro 6.26 e o Quadro 6.27 apresentam o zonamento efectuado ao pavimento, incluindo os dados de ensaios e de inspecções visuais realizadas, bem como as características de fundação e o reforço adoptado.

Zonamento					Degradações			Fundação			
								Características da fundação			
Lanço	Sentido	Subtrecho	Extensão		Classe de Fendilhamento AASHTO	Degradações mais preponderantes	Altura média do cavado de rodeira (mm)	AASHTO	Unificada	CBR(%)	PK
A3 - Sublanço Maia / Famalicão	Maia / Cruz (S/N)	1 S/N	8+900	12+250	NA	NA	NA	A-1-b	NA	20	NA
		2 S/N	12+250	12+450	NA	NA	NA	A-1-b;R	NA	NA	NA
		3 S/N	12+450	15+950	NA	NA	NA	A-1-b	NA	NA	NA
		4 S/N	15+950	16+650	NA	NA	NA	A-1-b	NA	7	NA
		5 S/N	16+650	19+050	NA	NA	NA	A-2-4	NA	6	NA
		6 S/N	19+050	20+550	NA	NA	NA	A-1-b;A-2-4	NA	24	NA
		7 S/N	20+550	23+650	NA	NA	NA	A-1-b	NA	28	NA
		8 S/N	23+650	28+850	NA	NA	NA	A-1-b	NA	6	NA
	Cruz / Maia (N/S)	3 N/S	30+650	25+550	NA	NA	NA	A-1-b	NA	5	NA
		4 N/S	25+550	24+650	NA	NA	NA	A-1-b	NA	NA	NA
		5 N/S	24+650	23+650	NA	NA	NA	A-1-b	NA	9	NA
		6 N/S	23+650	22+250	NA	NA	NA	A-1-b	NA	NA	NA
		7 N/S	22+250	21+250	NA	NA	NA	A-1-b	NA	21	NA
		8 N/S	21+250	18+350	NA	NA	NA	A-1-b;A-2-4	NA	37	NA
		9 N/S	18+350	17+750	NA	NA	NA	R	NA	NA	NA
		10 N/S	17+750	14+950	NA	NA	NA	R	NA	NA	NA
		11 N/S	14+950	13+650	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
		12 N/S	13+650	10+750	NA	NA	NA	A-1-b	NA	5	NA
		13 N/S	10+750	8+900	NA	NA	NA	A-1-b	NA	NA	NA

NA - Dodos não registados

Quadro 6.26 - Zonamento, degradações e fundação da A3 (COBA, 1999)

Lanço	Sentido	Zonamento: Subtrecho	Zonamento: Extensão	Valores da deformações: δ_0-média	Valores da deformações: δ_{85}*	Valores da deformações: σ	Módulos de deformabilidade: E_{ensaMB} (MPa)	Módulos de deformabilidade: T_{ensaio} (°C)	Módulos de deformabilidade: h_{MB} (cm)	Módulos de deformabilidade: E_{MB} (MPa)	Módulos de deformabilidade: h_{MBD} (cm)	Módulos de deformabilidade: E_{MBD} (MPa)	Módulos de deformabilidade: E_{SF} (MPa)	Espessuras de reforço: Reforço Teórico (cm)	Espessuras de reforço: Reforço Adoptado (cm)
A3 - Sublanço Maia / Famalicão	Maia / Cruz (S/N)	1 S/N	8+900 12+250	499	620	117	2892	23	19	-	26	170	70	-	10 (10MBD+4BBD)
		2 S/N	12+250 12+450	576	797	213	2892	23	19	-	18	170	70	-	10 (10MBD+4BBD)
		3 S/N	12+450 15+950	373	501	123	2892	23	19	-	R	170	70	-	10 (10MBD+4BBD)
		4 S/N	15+950 16+650	590	757	161	2892	23	19	-	28	170	70	-	10 (10MBD+4BBD)
		5 S/N	16+650 19+050	301	451	144	2892	23	19	-	26	170	70	-	10 (10MBD+4BBD)
		6 S/N	19+050 20+550	515	621	103	2892	23	19	-	28	170	70	-	10 (10MBD+4BBD)
		7 S/N	20+550 23+650	340	430	87	2892	23	19	-	26	170	70	-	10 (10MBD+4BBD)
		8 S/N	23+650 28+650	564	700	131	2892	23	15	-	32	170	70	-	10 (10MBD+4BBD)
	Cruz / Maia (N/S)	3 N/S	30+650 25+550	581	712	127	1430	23	15	-	26	170	70	-	10 (10MBD+4BBD)
		4 N/S	25+550 24+650	394	466	68	1430	23	15	-	28	170	70	-	10 (10MBD+4BBD)
		5 N/S	24+650 23+650	503	688	179	1430	23	19	-	30	170	70	-	10 (10MBD+4BBD)
		6 N/S	23+650 22+250	311	387	73	1430	23	19	-	25	170	70	-	10 (10MBD+4BBD)
		7 N/S	22+250 21+250	473	614	136	770	23	19	-	30	170	70	-	12 (12MBD+4BBD)
		8 N/S	21+250 18+350	365	459	100	1430	23	19	-	26	170	70	-	10 (10MBD+4BBD)
		9 N/S	18+350 17+750	582	764	175	770	23	19	-	15-R	170	70	-	12 (12MBD+4BBD)
		10 N/S	17+750 14+950	403	504	97	1430	23	19	-	17-R	170	70	-	10 (10MBD+4BBD)
		11 N/S	14+950 13+650	365	429	72	1430	23	19	-		170	70	-	10 (10MBD+4BBD)
		12 N/S	13+650 10+750	478	605	123	1430	23	19	-	25	170	70	-	10 (10MBD+4BBD)
		13 N/S	10+750 8+900	379	503	120	1430	23	19	-	25	170	70	-	10 (10MBD+4BBD)

δ_0-média Valor médio da deflexão medida no centro da carga
δ_{85}* Percentil 85% dos valores das deflexões medidas no centro da carga
σ Desvio padrão dos valores das deflexões medidas no centro da carga
h_{MB} (cm) Espessura do conjunto das camadas betuminosas
E_{ensaMB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de ensaio
h_{MBD} (cm) Espessura da camada de base em material granular
E_{MBD} (MPa) Módulo de deformabilidade da camada de base em material granular
E_{SF} (MPa) Módulo de deformabilidade do solo de fundação
T_{ensaio} (°C) Temperatura de ensaio
E_{MB} (MPa) Módulo de deformabilidade do conjunto das camadas betuminosas para a temperatura de projecto

MBD - Mistura Betuminosa Densa
BBD - Betão Betuminoso Drenante em Camada de desgaste

Quadro 6.27 - Deflexões máximas, módulos de deformabilidade, espessuras de camadas existentes e de reforço adoptadas da A3 (COBA, 1999)

6.3 Procedimentos utilizados na análise dos dados dos projectos

Cada projectista utiliza diferentes dados (ex. tipo e magnitude de carregamento) para o cálculo de espessuras de reforços. Sendo assim e para que seja possível uma comparação fiável, é necessário proceder a uma normalização dos valores das deflexões máximas obtidas. Essa normalização faz-se utilizando factores de conversão dos vários parâmetros que influenciam essas mesmas deflexões.

Em primeiro lugar, procedeu-se à normalização das deflexões em função da magnitude das cargas aplicadas, adoptando o valor de 40 kN como referência, que corresponde à carga de um eixo de 80 kN. Esta normalização, pressupõe comportamento linear dos materiais.

Para o tratamento dos valores das deflexões do projecto referido em 6.2.3 (Projecto do Reforço do Pavimento de um troço do IP1 (EN261-4 e EN264) – Alvalade/Ourique) que foram obtidas através da utilização de um defletógrafo Lacroix, seguiu-se o exposto no ponto 4.4, convertendo a deflexão DL em deflexão DI_5 efectuando-se seguidamente a conversão deste valor para o valor de deflexão correspondente a 40 kN.

Em seguida, procedeu-se à normalização do estado hídrico das camadas granulares, tendo-se como referência a época do ano em que os ensaios de carga foram realizados, tendo como referência o descrito na norma 6.3 IC do MOPU (1994).

Em último lugar, procedeu-se à normalização dos valores da deflexão em função da temperatura a que o pavimento se encontrava na altura de realização do ensaio de carga. Para tal, utilizou-se um factor ajuste de temperatura (F_d), preconizado pela AASHTO (1986) e indicado na Figura 4.11 que converte as deflexões máximas obtidas para uma temperatura normalizada de 21,1°C (70°F).

Em alguns dos projectos analisados, só estavam disponíveis as temperaturas do ar e da superfície do pavimento, pelo que se utilizou a metodologia Shell (1978, 1985) (gráfico RT) para obtenção da temperatura a uma determinada profundidade do pavimento. Através das temperaturas do ar e de acordo com as espessuras das camadas betuminosas obteve-se a temperatura do pavimento a essa profundidade, utilizando-se posteriormente o

do ábaco representado na Figura 4.11 para obtenção do factor F_d como já referido.

Após a obtenção dos factores de conversão, as deflexões máximas, estes foram multiplicadas por estes factores, conforme descrito em 4.8.

Indica-se nos quadros seguintes os valores de deflexão corrigidos para cada lanço estudado.

	Lanço	Sentido	Valores de deformações			T_{pav} (°C)	Factor de Correcção			$\delta_{85\text{-}corr}$	h_r
			$\delta_{0\text{-médio}}$	σ	δ_{85}^*		C_t	C_h	C_q		
ER-384	Portel / Barragem do Alqueva	Portel/Alqueva - plataforma direita	846	200	1053	16°	1.05	1.3	1.00	1437	10
			584	123	712	19°	1.00	1.3	1.00	926	9
			806	119	929	20°	1.00	1.3	1.00	1208	8
			481	116	602	20°	1.00	1.3	1.00	783	8
			816	104	924	21°	1.00	1.3	1.00	1201	7
			587	147	733	19°	1.00	1.3	1.00	953	8
		Alqueva/Portel - plataforma esquerda	942	204	1153	22°	0.99	1.3	1.00	1484	9
			600	102	705	25°	0.99	1.3	1.00	907	7
			959	225	1193	22°	0.99	1.3	1.00	1535	7
			719	192	918	22°	0.99	1.3	1.00	1181	8
			477	99	579	22°	0.99	1.3	1.00	745	6
	Barragem do Alqueva / Rio Ardila	Portel/Alqueva - plataforma direita	519	141	666	16°	1.05	1.3	1.00	909	8
		Alqueva/Portel - plataforma esquerda	517	103	623	19°	1.00	1.3	1.00	810	7
			708	167	881	18°	1.01	1.3	1.00	1200	9
EN2	entre o km 402+250 (Alferrarede) e o km 435+900 (Entroncamento com a EN 119)	Alferrarede / Entroncamento com a EN 119	481	312	994	19°	1.05	1.15	1.00	1281	17
			617	302	1114	22°	1.00	1.15	1.00	653	14
			349	133	568	22°	1.00	1.15	1.00	662	10
			299	131	514	15°	1.12	1.15	1.00	480	13
			251	74	373	15°	1.12	1.15	1.00	460	7
		Entroncamento com a EN 119 / Alferrarede	256	92	408	24°	0.98	1.15	1.00	752	10
			401	162	667	24°	0.98	1.15	1.00	566	11
			276	118	469	18°	1.05	1.15	1.00	1062	10
			550	133	933	23°	0.99	1.15	1.00	882	14
			332	270	775	23°	0.99	1.15	1.00	882	15
IP1	Alvalade/Ourique	EN 261-4	454	122	581	12°	1.18	1.15	0.31	130	12
			190	96	290	20°	1.00	1.15	0.31	55	11
			282	138	425	20°	1.00	1.15	0.31	81	11
			627	134	766	20°	1.00	1.15	0.31	146	11
			368	161	535	20°	1.00	1.15	0.31	102	11
			209	122	335	20°	1.00	1.15	0.31	63	11
			544	163	713	12°	1.18	1.15	0.31	160	12
			328	175	509	12°	1.18	1.15	0.31	114	12
		EN 264	1057	498	1573	15°	1.12	1.15	0.31	336	16
			880	351	1244	15°	1.12	1.15	0.31	266	16
			1430	393	1836	15°	1.12	1.15	0.31	393	16
			1076	417	1508	15°	1.12	1.15	0.31	322	16
			861	300	1172	15°	1.12	1.15	0.31	250	16
			1067	372	1453	15°	1.12	1.15	0.31	311	16

$\delta_{0\text{-médio}}$ -Valor médio de deflexão medida no centro da carga

σ -Desvio padrão dos valores das deflexões medidas no centro da carga

δ_{85}^* -Percentil 85% dos valores das deflexões medidas no centro da carga

T_{pav} (°C) -Temperatura de ensaio do pavimento

C_t -Factor de correcção da temperatura

C_h -Factor de correcção do estado hídrico

C_q -Factor de correcção da carga

$\delta_{85\text{-}corr}$ -Percentil 85% dos valores das deflexões medidas no centro da carga corrigida

h_r -Espessura de reforço indicada no projecto

Quadro 6.28 – Valores corrigidos de deflexões e respectivas espessuras de reforço

	Lanço	Sentido	Valores de deformações			T_{pav} (°C)	Factor de Correcção			δ_{85}-corr	h_r
			$\delta_{0\text{-médio}}$	σ	δ_{85}*		C_t	C_h	C_q		
A1	A1 - Sublanço Aveiro (Sul) / Albergaria	Norte / Sul	290	66	359	25.5°	0.95	1.15	0.62	241	9
			357	155	517	25.5°	0.95	1.15	0.62	348	13
		Sul / Norte	248	46	295	24.8°	0.98	1.15	0.62	205	9
			299	95	397	21.8°	1.00	1.15	0.62	281	16
			320	113	437	21.8°	1.00	1.15	0.62	309	15
IP5	IP5 - Mangualde - Celorico da Beira	Mangualde - Celorico da Beira	240	77	320	13°	1.20	1.15	0.80	353	13
			617	81	701	13°	1.20	1.15	0.80	774	13
			264	53	319	26°	0.93	1.15	0.80	273	13
			469	194	670	29°	0.90	1.15	0.80	555	13
			689	120	813	27°	0.91	1.15	0.80	681	13
			433	161	600	22.5°	0.98	1.15	0.80	541	13
			649	191	847	25°	0.95	1.15	0.80	740	13
			311	76	390	22°	0.99	1.15	0.80	355	13
			376	142	523	22°	0.99	1.15	0.80	476	13
			519	179	704	18°	1.05	1.15	0.80	680	13
			356	121	481	19°	1.02	1.15	0.80	452	13
			678	178	862	17°	1.05	1.15	0.80	833	13
			344	107	455	17°	1.05	1.15	0.80	439	13
			519	169	694	18°	1.05	1.15	0.80	670	13
			327	53	382	19°	1.02	1.15	0.80	358	13
			107	27	135	18°	1.05	1.15	0.80	130	13
EN1-VFX	EN-1	Sul/Norte	282.6	154.6	443	10°	1.33	1.15	0.62	417	9
EN218-317	EENN218-317 Vinhas-Vimioso		1313	46	1361	27°	0.93	1	0.62	779	6
			963	21	985	30°	0.90	1	0.62	545	6
			1206	34	1241	32°	0.87	1	0.62	665	6
			912	21	934	33°	0.85	1	0.62	488	6
			1246	40	1287	35°	0.83	1	0.62	658	6
			1002	41	1044	38°	0.82	1	0.62	527	6
EN222-313		222	1135	313	1459	32°	0.90	1.3	0.80	1366	11
			856	227	1091	31.5°	0.90	1.3	0.80	1021	11
		313	1071	470	1558	29.5°	0.93	1.3	0.80	1507	12
EN3			2445	694	3164	7.5°	1.40	1.15	0.62	3135	10
EN247			322	117	443	20°	1.02	1.3	0.80	470	6
			924	367	1304	25°	0.97	1.3	0.80	1316	10
IP8			652	139	796	40.5°	0.89	1.15	0.62	501	15.5
			427	44	473	40.5°	0.89	1.15	0.62	298	15.5
			464	60	526	41°	0.88	1.15	0.62	328	15.5
			571	108	683	41.7°	0.88	1.15	0.62	425	15.5
			476	33	510	40.3°	0.89	1.15	0.62	321	15.5
			307	27	335	40°	0.89	1.15	0.62	211	15.5
			470	68	540	40.5°	0.89	1.15	0.62	340	15.5
			538	116	658	41°	0.88	1.15	0.62	410	15.5
			619	148	772	41.7°	0.88	1.15	0.62	481	15.5
			481	84	568	41.7°	0.88	1.15	0.62	354	15.5
			661	164	831	42°	0.87	1.15	0.62	512	15.5
			917	113	1034	43°	0.85	1.15	0.62	622	15.5
			663	74	740	46°	0.85	1.15	0.62	445	15.5
			569	144	718	45°	0.85	1.15	0.62	432	15.5
			694	95	792	47.5°	0.85	1.15	0.62	477	15.5
			538	128	671	47°	0.85	1.15	0.62	403	15.5
			731	76	810	47°	0.85	1.15	0.62	487	15.5
			580	139	724	49°	0.84	1.15	0.62	430	15.5
			473	35	509	50°	0.84	1.15	0.62	303	15.5
			768	151	924	50°	0.84	1.15	0.62	550	15.5
			428	69	499	49°	0.84	1.15	0.62	297	10.5
			351	48	401	46°	0.85	1.15	0.62	241	10.5

$\delta_{0\text{-médio}}$ -Valor médio de deflexão medida no centro da carga

σ -Desvio padrão dos valores das deflexões medidas no centro da carga

δ_{85}* -Percentil 85% dos valores das deflexões medidas no centro da carga

T_{pav} (°C) -Temperatura de ensaio do pavimento

C_t -Factor de correcção da temperatura

C_h -Factor de correcção do estado hídrico

C_q -Factor de correcção da carga

δ_{85}-corr -Percentil 85% dos valores das deflexões medidas no centro da carga corrigida

h_r -Espessura de reforço indicada no projecto

Quadro 6.29 - Valores corrigidos de deflexões e respectivas espessuras de reforço (continuação)

	Lanço	Sentido	Valores de deformações			T_{pav} (°C)	Factor de Correcção			δ_{85}-corr	h_r
			$\delta_{0\text{-médio}}$	σ	δ_{85}^*		C_t	C_h	C_q		
EN118	EN 118	Ponte das Enguias / Porto Alto	375	108	487	32°	0.93	1.15	0.80	417	16
			208	28	237	33.5°	0.92	1.15	0.80	201	16
			316	82	401	36.5°	0.91	1.15	0.80	336	16
			251	56	309	38°	0.90	1.15	0.80	256	16
			360	46	408	39.5°	0.86	1.15	0.80	323	19
			498	25	524	39.5°	0.86	1.15	0.80	415	19
A3	A3 - Sublanço Maia / Famalicão	Maia / Cruz (S/N)	499	117	620	23°	0.99	1.3	0.62	491	10
			576	213	797	23°	0.99	1.3	0.62	631	10
			373	123	501	23°	0.99	1.3	0.62	397	10
			590	161	757	23°	0.99	1.3	0.62	600	10
			301	144	451	23°	0.99	1.3	0.62	357	10
			515	103	621	23°	0.99	1.3	0.62	492	10
			340	87	430	23°	0.99	1.3	0.62	341	10
			564	131	700	23°	0.99	1.3	0.62	554	10
		Cruz / Maia (N/S)	581	127	712	23°	0.99	1	0.62	434	10
			394	68	465	23°	0.99	1.3	0.62	368	10
			503	179	688	23°	0.99	1.3	0.62	545	10
			311	73	387	23°	0.99	1.3	0.62	307	10
			473	136	614	23°	0.99	1.3	0.62	486	12
			355	100	459	23°	0.99	1.3	0.62	364	10
			582	175	764	23°	0.99	1.3	0.62	605	12
			403	97	504	23°	0.99	1.3	0.62	399	10
			355	72	429	23°	0.99	1.3	0.62	340	10
			478	123	605	23°	0.99	1.3	0.62	479	10
			379	120	503	23°	0.99	1.3	0.62	398	10

$\delta_{0\text{-médio}}$ -Valor médio de deflexão medida no centro da carga
σ -Desvio padrão dos valores das deflexões medidas no centro da carga
δ_{85}^* -Percentil 85% dos valores das deflexões medidas no centro da carga
T_{pav} (°C) -Temperatura de ensaio do pavimento
C_t -Factor de correcção da temperatura
C_h -Factor de correcção do estado hídrico
C_q -Factor de correcção da carga
$\delta_{85\text{-corr}}$ -Percentil 85% dos valores das deflexões medidas no centro da carga corrigida
h_r -Espessura de reforço indicada no projecto

Quadro 6.30 - Valores corrigidos de deflexões e respectivas espessuras de reforço (continuação)

6.4 Correlação entre deflexões medidas, classes de tráfego e espessuras adoptadas

Após os procedimentos indicados no ponto anterior, fez-se uma análise em que as deflexões características, já corrigidas, foram relacionadas com os valores de espessura de reforço adoptados nos respectivos projectos. Procedeu-se também à divisão dos vários valores obtidos por cada classe de tráfego analisada, por várias gamas de valores de deflexão. Tomaram-se 5 gamas de valores de deflexão correspondentes a intervalos de 250μm com excepção da última que abrange 500 μm, de modo a incluir valores de 0 a 1500 μm.

Devido ao número relativamente baixo de dados por classe de tráfego, optou-se por juntar as classes de tráfego T1 com a T2, a classe T3 com a T4 e a classe T5 com a T6. Esta junção foi efectuada devido à proximidade dos valores de solicitações devidos à carga dos rodados, tendo-se chegado aos resultados médios indicados nos quadros seguintes.

T1-T2	
δ	$h_{r\,medio}$
0-250	12
250-500	12
500-750	11
750-1000	13
1000-1500	12

T3-T4	
δ	$h_{r\,medio}$
0-250	12
250-500	14
500-750	14
750-1000	13
1000-1500	13

T5-T6	
δ	$h_{r\,medio}$
0-250	-
250-500	6
500-750	6
750-1000	8
1000-1500	9

Quadro 6.31 – Espessuras médias de reforço por gama de deflexões para o conjunto das classes de tráfego consideradas

Estes valores apresentam-se sob outra forma na Figura 6.1.

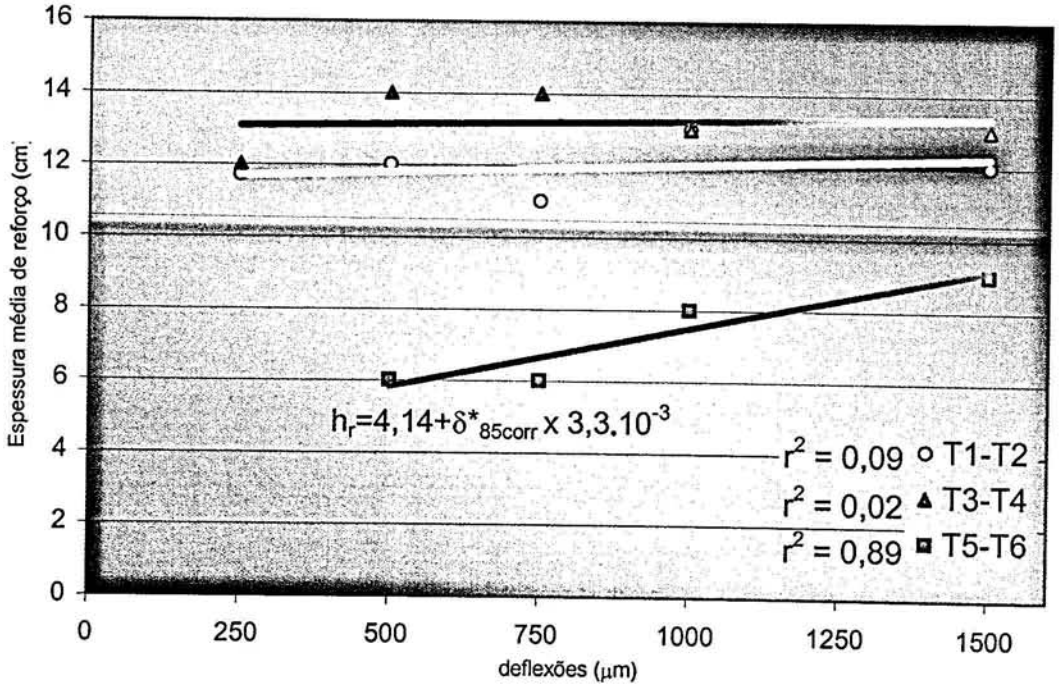


Figura 6.1 – Gráfico com espessuras médias de reforço *versus* valores médios de deflexão

Da análise do gráfico anterior pode verificar-se que os resultados obtidos não seguem uma lei com um bom coeficiente de correlação, à excepção das espessuras médias de reforço para as classes de tráfego T5-T6.

Para as classes de tráfego T1-T2, os valores de espessura média de reforço rondam os 12 cm, independentemente do valor da gama de deflexão. Os pavimentos que registam estas classes de tráfego são: a A1, o IP5, a EN1, a EN118 e a A3, ou sejam as vias sujeitas a tráfegos muito elevados e ou classificadas como Itinerários Principais.

Para as classes de tráfego T3-T4, os valores de espessura média de reforço situa-se na ordem dos 13 cm, independentemente da gama de deflexão. Os

pavimentos que registam estas classes de tráfego são: a EN2, o IP1, a EN 247 e o IP8.

Não é compreensível que no caso das classes de tráfego T3-T4 para menores solicitações devidas ao tráfego, se verifiquem espessuras médias de reforço superiores às verificadas nos casos com maiores solicitações, como se verificou.

Tanto nas classes de tráfego T1-T2 como nas classes T3-T4 se verifica que para certas gamas de deflexão superior, a espessura de reforço diminui, o que não corresponderá à lógica da metodologia de reforço, a não ser que os pavimentos tivessem sido reforçados numa altura em que a vida restante ainda fosse considerável.

Para as classes de tráfego T5-T6, os valores de espessura média de reforço apresentam uma variação que pode ser considerada lógica, isto é, quando maior a gama de deflexão maior a espessura de reforço. Podendo mesmo considerar-se para este caso a relação seguinte que apresenta uma correlação de r^2=0,89:

$$h_r = 4,14 + \delta^*_{85} \times 3,3.10^{-3}$$

Contudo devido ao reduzido número de valores para esta classe de tráfego (23), não será fiável a sua utilização para a obtenção de valores de espessura de reforço.

A falta de correlação de resultados poderá dever-se à influência de determinados factores, relacionados por exemplo com a resistência da fundação, o estado de degradação da superfície, a espessura equivalente média do pavimento existente e a vida residual do pavimento.

Assim, no sub-capítulo seguinte procurou-se analisar a influência de outros factores entre os quais a espessura equivalente das camadas existentes no pavimento, o tipo de fundação e o estado de degradação superficial na altura da execução dos ensaios de carga.

6.5 Análise de outros parâmetros

Para tentar justificar os resultados obtidos, procedeu-se à comparação entre as deflexões características médias obtidas e os valores das espessuras equivalentes médias das camadas existentes no pavimento. Estas espessuras foram obtidas através da aplicação do método de Odemark, já descrito no ponto 2.5.3.

Na Figura 6.2 estão representados, para cada classe de tráfego considerada, a comparação entre as deflexões características médias e as referidas espessuras equivalentes médias de materiais betuminosos.

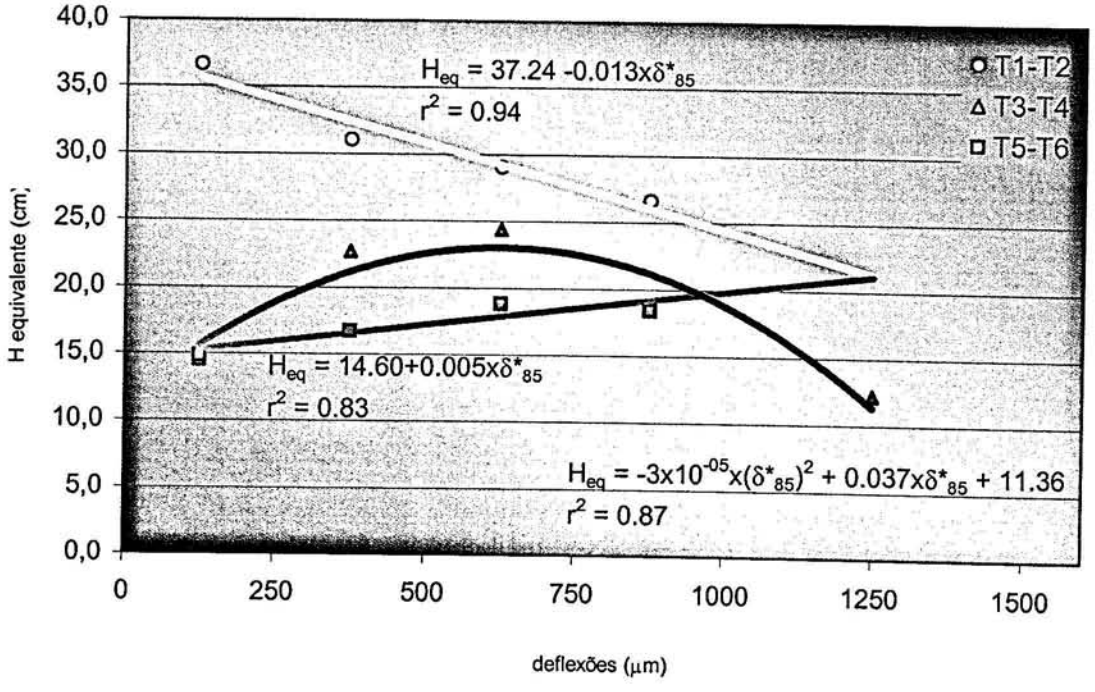


Figura 6.2 – Gráfico com H equivalente média *versus* valores máximos de deflexão

Verifica-se que para as classes de tráfego nas classes de tráfego T1-T2 se consegue obter uma relação sendo a relação obtida para as outras classes também elevada. Isto é, quanto menor a espessura equivalente média do pavimento, maior o valor de deflexão máxima, como seria expectável. Para o caso em estudo e para as classes de tráfego T1-T2 a correlação encontrada (r^2=0.94) é a seguinte:

$$H_{eq} = 37{,}24 - d^*_{85} \times 0{,}013$$

Foi também analisada a influência que o tipo de fundação poderia apresentar nas deflexões. O tipo de fundação foi obtido através do que está indicado no Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional (1995).

Nas Figuras 6.3 e 6.4 estão representados os valores de espessuras de reforço para cada gama de deflexões características para a classe de tráfego, divididos por classe de fundação.

Para a classe de fundação F_2, só para as classes de tráfego T5-T6 se consegue obter uma variação satisfatória de valores, não se podendo retirar quaisquer conclusões sobre as classes de tráfego T1-T2 e T3-T4 como se pode verificar no gráfico da Figura 6.3.

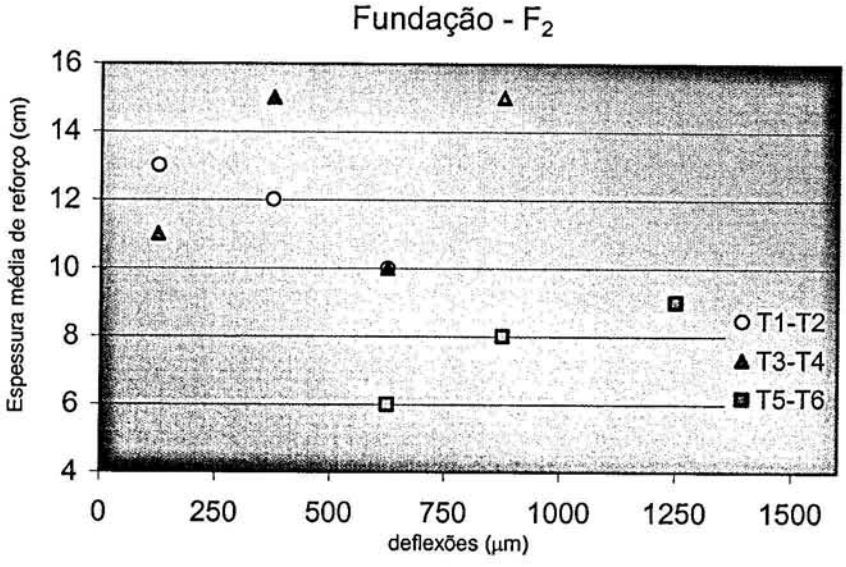


Figura 6.3 – Espessura média de reforço *versus* deflexão máxima para classe de fundação F_2

Para a classe de fundação F_3, os valores obtidos para a espessura média de reforço apresentam valores mais satisfatórios, como se pode visualizar no gráfico apresentado na Figura 6.4.

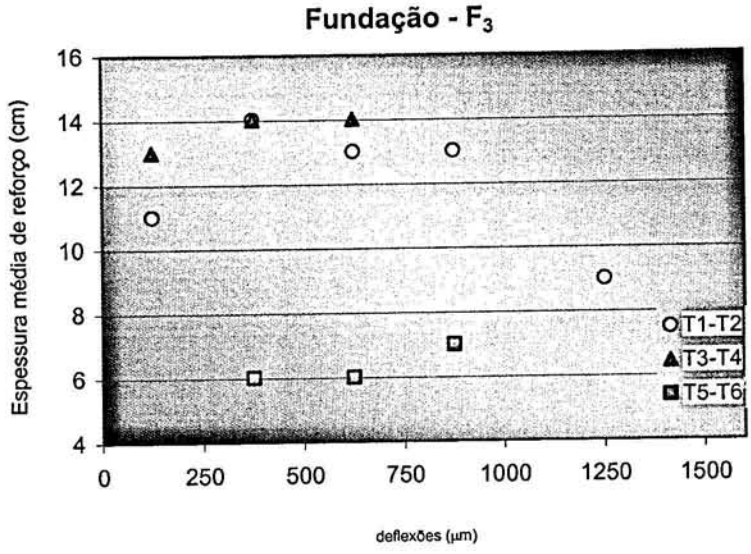


Figura 6.4 - Espessura média de reforço *versus* deflexão máxima para classe de fundação F_3

Com o objectivo de identificar possíveis factores que influenciem as deflexões características foi também analisada a influência do estado de degradação superficial do pavimento tendo como base as classes de degradação preconizadas pela AASHTO. Os dados referentes às classes de degradação da superfície do pavimento foram agrupados nas classes de fendilhamento I-II, III-IV e V, e mostram-se nas Figuras 6.5, 6.6 e 6.7.

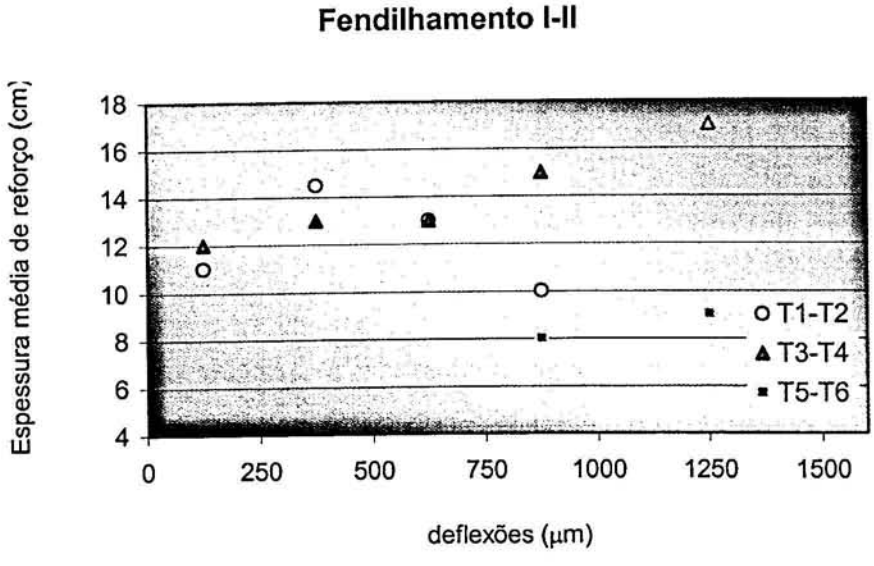


Figura 6.5 - Espessura média de reforço *versus* deflexão máxima para classe de fendilhamento I-II

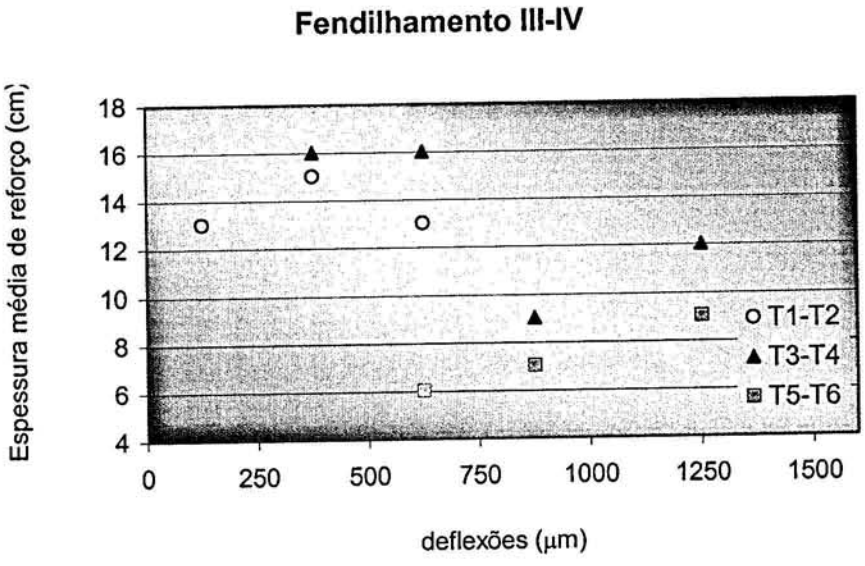


Figura 6.6 - Espessura média de reforço *versus* deflexão máxima para classe de fendilhamento III-IV

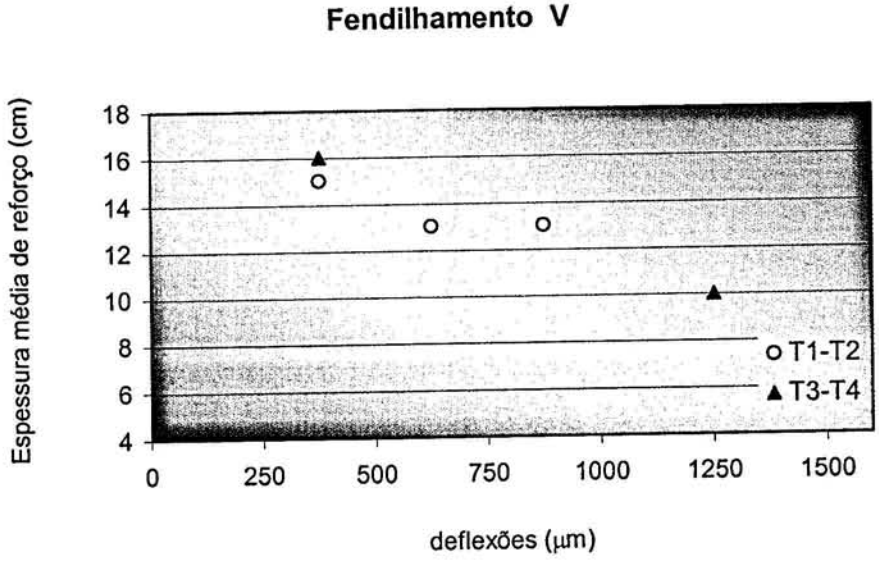


Figura 6.7 - Espessura média de reforço *versus* deflexão máxima para classe de fendilhamento V

Para a classe de fendilhamento V e para as classes de tráfego T5-T6 não foi possível dispor de valores, dado que as zonas de classe de fendilhamento V são muito localizadas.

Pelo atrás indicado nos diversos gráficos verifica-se que não é possível obter correlações fiáveis para os dados tratados.

Somente os valores correspondentes às classes de tráfego T5-T6 (gama média) é que apresentam, tanto para as espessuras de reforço como para as classes de fundação e fendilhamento, valores aceitáveis e compreensíveis.

6.6 Considerações finais

Esta pesquisa e análise de casos de estudo teve como objectivos o estabelecimento de correlações entre os valores de deflexões características obtidas através de ensaios de carga não destrutivos e os valores de espessuras de reforço adoptadas.

Esta correlação poderia constituir uma ferramenta interessante se permitisse uma mais rápida aproximação dos valores de espessuras a adoptar nos programas de cálculo automático normalmente utilizados.

No final deste trabalho foi possível obter as seguintes conclusões:

- É difícil a correlação entre as deflexões características normalizadas e os valores de espessuras de reforço adoptadas;
- Os resultados obtidos dependem da metodologia adoptada pelos diferentes projectistas;
- A melhor correlação entre as deflexões características no centro da carga e a espessura de reforço adoptada nos projectos foi encontrada para o caso das classes de tráfego T5 e T6 (r^2=0,89);
- No caso das classes de tráfego mais elevadas (T1 e T2), a melhor correlação encontrada (r^2=0,94) foi entre as deflexões medidas e a espessura equivalente de materiais existentes no pavimento. Assim quanto maior a espessura equivalente dos materiais betuminosos menor a deflexão medida no centro da placa de carga;
- Julga-se que a dificuldade na obtenção de uma correlação entre a deflexão no centro da área carregada e a espessura de reforço preconizada pelos projectistas para todas as classes de tráfego, se deve à influência de outros factores, tais como a classe de fundação, o estado de desagregação superficial e a vida restante do pavimento existente na altura do dimensionamento do reforço, especialmente no caso de pavimentos sujeitos a tráfego elevado (classes T1-T2).

7 Considerações Finais

7.1 Generalidades

A avaliação da capacidade de carga dos pavimentos com recurso à realização de ensaios de carga não destrutivos, complementados com inspecções visuais, e outros ensaios laboratoriais e de campo tem como objectivo a caracterização estrutural dos pavimentos.

Esta caracterização tem como objectivos principais:

- a caracterização estrutural do pavimento existente como elemento de um sistema de gestão de pavimentos;
- a avaliação da vida restante do pavimento de forma a servir de base ao estudo de reforços de pavimentos, de forma a restituir-lhes a sua capacidade de suporte;
- caracterização estrutural dos pavimentos tendo em vista as recepções provisória e definitiva das empreitas de construção dos pavimentos.

O principal objectivo deste trabalho de dissertação foi o de fazer uma síntese do "estado da arte" relativamente à capacidade estrutural dos pavimentos rodoviários, especialmente no que se refere aos pavimentos flexíveis.

Tentou, ainda, através de casos de estudo encontrar-se correlações entre os valores das deflexões características obtidas através de ensaios de carga não destrutivos e os valores de espessuras finais de reforço adoptadas. Esta correlação poderia ser de grande utilidade para os projectistas e gestores de pavimentos. Para os projectistas estas correlações permitiriam uma mais rápida convergência dos valores de espessuras a adoptar para o cálculo. Para os gestores de pavimentos estas correlações permitiriam facilmente concluir da eventual necessidade de execução de reforços, ou no caso de serem necessários efectuarem um rápido pré-dimensionamento dos mesmos de forma a poderem ser calculados os custos dos eventuais reforços.

7.2 Síntese e apreciação global do trabalho. Perspectivas futuras

Ao longo dos vários capítulos tentou fazer-se um resumo das várias características dos diferentes tipos de pavimentos, das diversas formas de os avaliar, do ponto de vista funcional, mas principalmente estrutural. Foram também abordadas as diferentes metodologias a seguir para o dimensionamento de reforços de pavimentos. Finalmente foram compilados os dados obtidos dos 13 projectos analisados efectuando-se o respectivo tratamento dos dados conforme indicado nos capítulos 4 e 5.

Relativamente à avaliação funcional dos pavimentos, abordada no capítulo 3, foi feita uma pesquisa sobre quais os parâmetros usualmente avaliados, relacionando-os com índices de qualidade previamente estabelecidos e quais os equipamentos de medição normalmente utilizados para essa avaliação. Para a avaliação da qualidade de circulação, chama-se a atenção para o carácter subjectivo dessa avaliação.

Para a avaliação funcional dos pavimentos foi também objecto de análise as metodologias usualmente utilizadas para a detecção e registo de degradações dos pavimento.

Chama-se especial atenção para a eventual utilização do equipamento GPR ("Ground Penetrating Radar") que devido às suas características permite obter de forma precisa, contínua, segura e rápida, dados importantes para a análise funcional dos pavimentos, no que respeita ao conhecimento em contínuo, e por métodos não destrutivos, das espessuras das camadas dos pavimentos com materiais da mesma natureza e na detecção de falta de ligação entre as camadas. Se a utilização desta metodologia de observação for mais utilizada, os custos da sua utilização irão certamente diminuir.

Em relação à avaliação estrutural de pavimentos (Capítulo 4), e de forma a caracterizar estruturalmente um pavimento, encontram-se indicados neste capítulo praticamente todos os passos para essa caracterização. Desde a indicação do tipo de ensaios que podem ser utilizados, bem como a identificação do ensaio/equipamento de carga actualmente mais utilizado para a obtenção de deflexões, o defletómetro de impacto (DI). Este equipamento permite obter dados de um pavimento (deflexões e temperatura) de uma forma rápida e precisa, simular, em termos de velocidade e de nível de carga, as reais acções dos veículos sobre um pavimento.

Após a obtenção das deflexões de um troço de um pavimento, e com base em outras informações (ex: tipo, constituição, tráfego, etc.) procede-se a uma divisão do troço em sub-trechos que apresentem um comportamento estruturalmente homogéneo.

Após esta divisão executam-se outros ensaios *in* situ e laboratoriais em cada subtrecho considerado representativo.

O que aliado às deflexões características do pavimento, obtidas através de tratamento estatístico e de algumas correcções, permitirá a obtenção de um modelo matemático de comportamento estrutural.

O reforço de pavimentos flexíveis tem como função a recuperação das características estruturais do pavimento ou a sua melhoria da capacidade estrutural, de modo a fazer face a um aumento do nível ou tipo de tráfego através da colocação de uma espessura adicional de materiais betuminosos. Para a determinação desta espessura é necessário conjugar os elementos relativos ao estado do pavimento existente, como atrás já indicado, e utilizar métodos para determinação do modelo de comportamento estrutural a utilizar. Os métodos a utilizar podem ser iterativos ou simplificados, sendo que os iterativos são os métodos mais utilizados.

Com base no modelo de cálculo obtido, nos dados referentes às solicitações que serão aplicadas ao pavimento, e com base nos critérios de ruína para os materiais a aplicar ou os existentes e respectiva fundação efectua-se o cálculo da espessura de pavimento a aplicar, de forma a que a vida do pavimento seja prolongada o número de anos pretendido, normalmente 10 anos.

Para a conclusão deste trabalho procedeu-se à análise de vários projectos de reforço, tendo sido analisada a possibilidade de relacionar as espessuras de reforço preconizadas no projecto com as deflexões obtidas com ensaios de carga.

No final deste trabalho foi possível obter as seguintes conclusões:

- É difícil a correlação entre as deflexões características normalizadas e os valores de espessuras de reforço adoptadas;
- Os resultados obtidos dependem da metodologia adoptada pelos diferentes projectistas;

- A melhor correlação entre as deflexões características no centro da carga e a espessura de reforço adoptada nos projectos foi encontrada para o caso das classes de tráfego T5 e T6 (r^2=0,89);
- No caso das classes de tráfego mais elevadas (T1 e T2), a melhor correlação encontrada (r^2=0,94) foi entre as deflexões medidas e a espessura equivalente de materiais existentes no pavimento. Assim quanto maior a espessura equivalente dos materiais betuminosos menor a deflexão medida no centro da placa de carga;
- Julga-se que a dificuldade na obtenção de uma correlação entre a deflexão no centro da área carregada e a espessura de reforço preconizada pelos projectistas para todas as classes de tráfego, se deve à influência de outros factores, tais como a classe de fundação, o estado de desagregação superficial e a vida restante do pavimento existente na altura do dimensionamento do reforço, especialmente no caso de pavimentos sujeitos a tráfego elevado (classes T1-T2).

Como sugestão para futuros estudos similares podem ser sugeridas:

- Analisar um maior número de projectos de forma a complementar e aumentar a precisão dos resultados obtidos neste estudo, elaborando se possível uma base de dados de dimensões consideráveis, de forma a aumentar o número de amostras, aumentando a precisão de resultados animadores, eventualmente conseguidos;
- Analisar as diferentes formas de cálculo utilizadas pelos projectistas, procurando aferir a precisão dos diferentes métodos de cálculo utilizados;
- Analisar o efeito da vida restante do pavimento, ou seja, a vida que o pavimento ainda poderia consumir até à ruína total;
- Considera-se desejável que a avaliação da capacidade de carga para efeitos de determinação da vida restante dos pavimentos seja alargada a outros tipos de pavimentos, nomeadamente os rígidos, os semi-rígidos e os constituídos por elementos pré-fabricados.
- Análise das diferentes metodologias e programas de cálculo utilizados pelos projectistas e influência que estas têm nos valores finais de espessuras de reforço.

BIBLIOTECA F.E. PORTO

Bibliografia

AASHTO (1986) – "Design Guide for Highway Pavements".

AASHTO (1993) – "Guide for Design of Pavement Structures", Washington.

Albernaz, C. (1997) – "Método Simplificado de Retroanálise de Módulos de Resiliência de Pavimentos Flexíveis a Partir da Bacia de Deflexão". Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

Albernaz, C., Caldas, J., Oliveira, S. (1996) – "Avaliação Estrutural Simplificada de Pavimentos Através de Retroanálise", 30ª Reunião Anual de Pavimentação, Vol.2, pp.747-774, Salvador, BA, Brasil.

American Society for Testing and Materials (2001) – "ASTM E867, Standard Terminology Relating to Travel Surface Characteristics", Annual Book of ASTM Standards, Volume 04.03, Road and Paving Materials, Vehicle-Pavement Systems.

Antunes, M. L. (1993) – "Avaliação da Capacidade de Carga de Pavimentos Utilizando Ensaios Dinâmicos", Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico.

Aouad, M., Stokoe II, K., Joh, S. (2000) – "Estimating Subgrade Stiffness and Bedrock Depth", TRR 1716, Transportation Research Record, Washington.

APORBET (1998) – Associação Portuguesa de Fabricantes de Misturas Betuminosas, Misturas Betuminosas, Contribuição para a normalização do fabrico e da aplicação.

Asphalt Institute (1982) – Research and Development of the Asphalt Institute thickness design manual (MS-1)", 9th edition, Research Report 82-2, Maryland, USA.

Asphalt Institute (1983) – "Asphalt overlays for highway and street rehabilitation", Manual Series 17, Asphalt Institute, College Park, Maryland.

Atkinson, K. (1997) – Highway Maintenance Book, Second Edition.

Azevedo, M.C. (1993) – Características Mecânicas de Misturas Betuminosas para Camadas de Base de Pavimentos. Tese de Doutoramento. Instituto Superior Técnico.

Azevedo, M.C. (2001) – Apontamentos da Cadeira de Projecto Integrado de Estradas – Instituto Superior Técnico.

Azevedo, M.C. (2001) – Apontamentos de Reforço de Pavimentos, Mestrado, FEUP, Porto.

Azevedo, M.C. (2001) – "Influência das Características dos Pavimentos na Segurança", Comunicação, 1º Congresso de Segurança Rodoviária em Meio Urbano (LNEC).

Azevedo, M.C. (2003) – "Levantamento das Degradações de Pavimentos", Acção de Formação, IEP, 8 – 10 de Outubro.

Barbosa, L. (1984) – "O Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis, de Estradas e de Aeródromos e dos Seus Reforços", Dissertação apresentada à Universidade Nova de Lisboa para a Obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos".

Benoist, JM. (2000) – "Auscultation Non Destructive et a Grand Rendement des Structures des Chaussées", AUSCULT'SARL.

Berg, F. (1984) – "Georadar, geological applications of soil radar data", National Road Laboratory on the ISTED International Conference on Roads and Development, May 22nd-25th, Paris.

Bohn A. *et al.* (1972) – "Danish experiment with the French Falling Weight Deflectometer", Third Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Londres, Septembre, pp.1119-1128.

Bretonnière S. (1963) – "Les défletomètres à boulet pour l'étude des déflexions des chaussées sous charges dynamiques", Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 2 juillet, pp.43.1-43.16.

Burmister, D. M. (1943) – "The theory of stresses and displacements in layered systems and the application to the design of airport runways", Proceedings Highway Research Board, Vol.23.

Cachim, P.; Figueiras, J.; Pereira, P. (1995) – Caracterização e modelação de pavimentos rodoviários. Relatório técnico.

CAeMD (2001) – "Projecto de Beneficiação da EN 2 – Alferrarede / Entroncamento com a EN 118".

CAeMD (2001) – "Projecto de Beneficiação da ER384-Portel/Barragem do Alqueva/Rio Ardila".

CAeMD (2003) – "Beneficiação/Reforço do pavimento do Sub-lanço Aveiro (Sul) – Albergaria – A1 Auto-estrada do Norte".

Campos, O., Guimarães, S., Rodrigues, R. (1995) – Avaliação Estrutural dos Pavimentos da Rodovia Governador Carvalho Pinto", 29ª Reunião Anual de Pavimentação, Vol. 2, pp.310-321, Cuiabá, MG, Brasil.

Canovas, M.F. ; Martinez, I.L. (1984) - "Hormigones Armados con Fibras de Acero, Ejemplos Recientes de Aplicación", II Jornadas sobre pavimentos de Hormigón", Córdoba, Espanha.

Cardoso, M. (1990) – "Concepção e Dimensionamentos de Pavimentos Rígidos", Seminário Sobre Aplicação de Cimento em Pavimentos, Lisboa, Portugal.

Carey, W. M., Irick, P. E. (1960) – "The Pavement Serviceability-Performance Concept", HRB Bulletin 250.

Chen, D., Bilyeu, J., Lin, H., et. al. (2000) – " Temperature Correction on Falling Weight Deflectometer Measurements", TRR 1716, Transportation Research Record, Washington.

Christory, J.P. (1990) – "Assessment of PIARC Recommendations on the Combating of Pumping in Concrete Pavements", 6th International Symposium on Concrete Roads, Madrid, Espanha.

Christory, J.P.; Ray, M. (1990) – "Lutte Contre le Pompage des Chaussées en Béton – État des Connaissances et Recommendations", BLLPC, Spécial XVI, pp-27-36.

COBA (1999) – "Projecto de Beneficiação da A3, Sub-Lanço Maia – Famalicão, sentido Porto – Valença".

Consulpav (2002) – "Dimensionamento do reforço do pavimento de um troço do IP1 (EN 261-4 e EN 264) ".

COST 325 – "New Road Monitoring Equipment and Methods" – Final Report of the Action – European Commission Directorate General Transport

Delanne, Y. (1997) – "Uni des chaussées et confort vibratoire des véhicules", Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Nantes.

ENPC (1984) – "Dimensionnement dês Chausées", Presses de L'École Nationale des Ponts et Chaussées, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

Federal Aviation Administration (1976) – "Use of nondestructive testing devices in the evaluation of airport pavements", Advisory Circular AC No 150/5370, 11.

Flemming, B., Ertman, H.J.L. (1984) – "Analyse de structure des chaussées par méthodes d'essai non-destructives", Comptes-rendus du Colloque International de Paris, 22-25 mai 1984, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

Fontul, S., Antunes, M.L. (2000) – "Utilização do Equipamento Radar na Caracterização Estrutural de Pavimentos", 1º Congresso Rodoviário Português, LNEC, vol II, pp703-716.

Gontijo, P., Guimarães, F., Nogueira, C. (1994) – "Metodologias Brasileiras para Avaliações das Características Funcionais e Estruturais de Pavimentos Rodoviários – Estado da Arte", 31ª Reunião Anual de Pavimentação. Vol 1, pp501-529, Belo Horizonte, MG, Brasil.

Haas, R., Hudson, R. (1978) – "Pavement Management System", McGraw-Hill.

Hass, R., Hudson, R., Zaniewski, J. (1994) – "Modern Pavement Management", Malabar, Florida. Krieger Publishing Company.

Hanse, E.C.; Johannesen, R.; Armaghani, J.M. (1991) – "Field Effects of Water Pumping Beneath Concrete Pavement Slabs", ASCE, TE6 (117), pp679-696.

Highway Research Board (1953) – "The WASHO test. Part 1 – Design, construction and testing procedures", Board Special Report No 18, Washington.

Hutchinson, B., G. (1964) – "Principles of Subjective Rating Scale Construction", HRB, Research Record No.46.

Hveem, F. N. (1960) – "Devices for Recording and Evaluating Pavement Roughness", HRB Bull. 264.

JAE (1995) – "Manual de Concepção de Pavimentos Para a Rede Rodoviária Nacional".

JAE (1998) – Catálogo de Degradações dos Pavimentos Rodoviários Flexíveis – 2ª Edição.

Jalil, W. (1994) – "Dallages en Béton Renforcé de Fibres Métalliques", AITBTP, nº522, pp.96-111.

Jeuffroy, G. (1967) – "Conception et construction des Chaussées",Eyrolles, Paris.

Jeuffroy, G. (1983) - "Conception et Construction des Chaussées", Cours de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Editions Eyrolles, Paris.

Kennedy, C.K., Lister, N.W. (1978) – "Prediction of pavement performance and the design of overlays", TRRL Laboratory Report 833.

Kraemer, C.; Val, M. (1996) – Caminos y Aeropuertos: firmes e pavimentos. Departamento de Transportes – E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidade Politecnica de Madrid, Madrid.

Langkjær, C., Northeved, A. (1983) – "Eksperimentelle og teoretiske undersøsgelser af compound materialer, med specielt henblik på materialernes akustiske egenskaber, rapport over sidste del af projektet", Medicoteknisk Institut, STVF-project 16.1700., E-695, Danmark.

Lepert, Ph., Aussedat, G., Simonin, J.M. (1997) – "Evaluation du curviamètre MT15", Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, pp.3-11.

Lepert, P., Siffert, M., Bertrand, L. (1998) – "The New French Catalogue of Pavement Surface Distress – More Than a Dictionary", Fifth International on the Capacity of Roads and Airfields".

LNEC – E1 (1962) – Vocabulário de Estradas e Aeródromos.

LNEC – E242 (1971) – Execução de Terraplenagens de Estradas.

Macêdo, J. (1996) – "Interpretação de Ensaios Defletométricos Para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis", Tese de Doutoramento, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Majidzadeh, K. (1988) – "A mechanistic approach to rigid pavement design.", Concrete Pavements.

Mascarenhas Neto, J. (1985) – "Método para construir as estradas em Portugal". Dedicado ao Senhor D. João, príncipe do Brasil. Janeiro de 1970. Ed. Fac-similada da JAE.

Matos, A. (1999) – "Gestão da Conservação de Pavimentos – As Técnicas de Avaliação das Características Superficiais de Pavimentos", ICERR - Lisboa 17 a 19 de Novembro de 1999.

Medina, J., Macêdo, J., Motta, L., et. al. (1994) – "Utilização de Ensaios Defletométricos e de Laboratório para a Avaliação Estrutural de Pavimentos", 28ª Reunião Anual de Pavimentação, Vol. 1, pp. 595-625, Belo Horizonte, MG, Brasil.

Miranda, C. V. (1988) – "Dimensionamento de Pavimentos Rígidos", Jornada Técnica da ATIC.

Momm, L., Kryckyj, P., Sant'Ana, W. et. al. (2001) – "Deformação da Camada de Concreto Asfáltico no Pavimento em Função do Raio de Curvatura da Deformada", 33ª Reunião Anual de Pavimentação, pp-645-659, Florianópolis, SC, Brasil.

Neblauer, S. (2002) – "Reinforcement of Flexible Pavements – Design of Finite Element Models", Proceedings of the 6th Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields. Vol.1, pp, 223-230, Lisboa, Portugal.

Nóbrega, E. (2003) – "Comparação entre Métodos de Retroanálise em Pavimentos Asfálticos", Tese de Mestrado, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

Norma 6.3 IC (1994) – Refuerzo de Firmes, MOPU.

Norvia, Viaponte (1998) – "Beneficiação das EE NN 222 e 313 entre Samodães e o IP3".

O'Flaherty, C.A.. (1988) – Highway Engineering, Third Edition, Volume 2.

Paillere, A. M.; Bonnet, G. (1975) – "Incorporation de Fibres Métalliques dans les Bétons de Chausées Neuves – Études en Laboratoire et Expérimentation sur le Chantier d'Egletons", RILEM Symposium in Fiber Reinforced Concrete&Cement, pp 539-550.

Pais, J. (1999) – "Consideração da Reflexão de Fendas no Dimensionamento de Reforços de Pavimentos Flexíveis", Tese submetida para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pela Universidade do Minho, Universidade do Minho.

PCA (1984) – "Thickness Design for Concrete Pavements", Portland Cement Association.

Pereira, O. (1971) – "Pavimentos Rodoviários", Vol. III, CE139, LNEC, Lisboa.

Pereira, P.; Picado, L. (2002) – Pavimentos Rodoviários.

Pereira, P., Miranda, C. (1999) – Gestão da Conservação dos Pavimentos Rodoviários, Universidade do Minho, Braga.

Pinto, I., Domingues, F. (2001) – " A contribuição do Estudo de Correlação entre Equipamentos Medidores de Deflexões: Viga Benkelman e Falling Weight Deflectometer – FWD", Second International Symposium on Maintenance and Rehabilitation of Pavements and Technical Control, Auburn, Alabama, USA.

Poewll, W.D., Potter, J.F., Mayhew, H.C.&Nunn, M.E. (1984) – "The Structural Design of Bituminous Roads. TRRL Laboratory Report 1132.

Prandi, E. (1967) – "The Lacroix deflectograph", Second International Conference on the Structural design of Asphalt Pavements, ann Arbor.

Preussler, E., Vale, A., Carvalho, R., et.al. (2000) – "Caracterização da Condição Elástica do Subleito", 32ª Reunião Anual de Pavimentação, Vol.1, pp331-336, Brasília, DF, Brasil.

Pronorsan (1996) – "Beneficiação das EE NN 218 e 317 entre Vinhas e Vimioso".

Pronorsan (1997) – "Beneficiação do IP5 – lanço entre Mangualde (km 103+000) e Celorico da Beira (147+000)".

Pronorsan (1997) – "Beneficiação do IP8 entre Santiago do Cacém e Grândola".

Pronorsan (1997) – "Projecto de Beneficiação da EN 118 entre Ponte das Enguias (km 11+900) e o Porto Alto (km 28+000) ".

Pronorsan (1998) – "Projecto de Beneficiação da EN 247 entre o cruzamento com a EN 247-1 (km 6+000) e Ribamar (km 19+100) ".

Pronorsan (1999) – "Projecto de Beneficiação da EN 304 entre Vieira do Minho (89+700) e Rossas (99+800) ".

Pronorsan (1999) – "Beneficiação da EN1 entre Vila Franca de Xira (25+400) e o Carregado (km 31+105) ".

Ryden, N., Ulriksen, P., Ekdahl, U. et. al. (2002) – "Multichannel Analysis of Seismic for Layer Moduli Evaluation of Pavements", Proceedings of the 6th Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, Vol 1, pp 705-714, Lisboa, Portugal.

Ribeiro, J. (1995) – "Análise do Comportamento de Camadas de Desgaste Drenantes com Materiais Graníticos", Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP.

Saïm, R., Sousa, J.B. (2000) – "Utilização e Verificação de Correlações Obtidas a Partir do Cone de Penetração Dinâmico em Portugal", 1º Congresso Rodoviário Português, 28-30 de Novembro 2000, LNEC, vol. II, pp. 509-519.

Salt, G., Stevens, D., McLeod, R. (2002) – "Pavement Strutural Evaluation: Producting Level FWD Back-Analysis Using the Full Time History", Proceedings of the 6th Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, Vol.1, pp.715-720, Lisboa, Portugal.

Schellenberger, W. (1998) – "Comparative Investigation of Several Measuring Devices and Test Methods to Determine Bearing Capacity", Fifth International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields.

Shell International Petroleum Company (1978) – "Asphalt pavement design manual", London.

Shell International Petroleum Company (1985) – "Addendum to the asphalt pavement design manual", London.

Sorensen A. et al. (1982) – "The Dynatest 8000 Falling Weight Deflectometer Test System", International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, Norway, juin, pp. 446-450.

Stubstad, R., Irwin, L., Lukanen, E., et. al. (2000) – "It's 10 o'Clock! Do You Know Where The Sensors Are?, TRR 1716, Transportation Research Record, Washington.

Tholen O. (1982) – "Falling Weight Deflectometer KUAB 50", International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, Norway, juin, pp. 464-470.

TRRL (1969) – "Instructions for Using the Portable Skid Resistance Tester – Road Note 27", Transport and Road Research Laboratory HMSO.

Ullidtz, P. (1987) – "Pavement analysis", Elsevier Science Publishers B.V.

Ullitz, P., Peattie, R. (1982) – "Programmable calculators in the assessment of overlays and maintenance strategies", Proceedings 5th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Delft.

Vandewalle, M (1990) – "The Use of Steel Fiber Reinforced Concrete in Heavy Duty Port Pavements", 6th International Symposium on Concrete Roads", Madrid, Espanha.

Veverka, V. (1985) – "Dimensionnement des Chaussées à Revêtement en Béton de Ciment – Méthode de Calcul", Centre des Recherches Routières, Bruxelles.

Vicente, A. (2002) – "Degradação de Pavimentos Flexíveis e Rígidos", Seminário do Mestrado em Vias de Comunicação, FEUP, Porto.

Watson, J. (1989) – Highway Construction & Maintenance

Wijk, A.J.; Larralde, J.; Lovell, C.W.; Chen, W.F. (1989) – "Pumping Prediction Model for Highway Concrete Pavements", ASCE, TE2 (115), pp.161-175

WSDOT Pavement Guide (1995) – "Pavement Notes for Design, Evaluation and Rehabilitation", Washington State Department of Transportation.

Yoder, E.J.; Witczak, M.W. (1975) – Principles of pavement design, 2nd Edition.