

ESTUDO DA FUNDAÇÃO DUM PAVIMENTO RODOVIÁRIO FLEXIVEL

Hermínia Maria Mesquita Morais

Relatório Final de Projecto apresentado à
Escola Superior de Tecnologia e de Gestão
Instituto Politécnico de Bragança

para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia da Construção

Novembro de 2011

ESTUDO DA FUNDAÇÃO DUM PAVIMENTO RODOVIÁRIO FLEXIVEL

Hermínia Maria Mesquita Morais

Relatório Final de Projecto apresentado à
Escola Superior de Tecnologia e de Gestão
Instituto Politécnico de Bragança

para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia da Construção

Orientador:

Prof. Doutor Manuel Joaquim Costa Minhoto

Novembro de 2011

ESTUDO DA FUNDAÇÃO DUM PAVIMENTO RODOVIÁRIO FLEXIVEL

DEDICATÓRIA

Aos meus filhos Sara e Francisco

pelo amor, carinho, força, e coragem que sempre me manifestaram.

AGRADECIMENTOS

A todos os que directa e indirectamente colaboraram na execução deste trabalho quero expressar os mais sinceros agradecimentos, em especial:

- ao Prof. Doutor Manuel Joaquim da Costa Minhoto, pela permanente disponibilidade e incentivo, pela dedicação, cuidado e eficácia na orientação científica, pelo interesse, pela correcção do texto original e pela sua amizade;
- à Direcção da Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Bragança, pelas condições, equipamentos e meios laboratoriais colocados à disposição nos Laboratórios de Geotecnia e Materiais de Construção desta escola que tornaram possível a realização dos ensaios dos casos práticos;
- ao Gabinete de Obras deste Instituto, na pessoa do Eng.º Horácio, agradeço o apoio prestado, bem como a facilidade concedida para a execução de ensaios *in situ*;
- ao Eng.º Acúrcio da Escola Superior Agrária do Instituto Politécnico de Bragança pelo fornecimento dos dados meteorológicos da zona de Bragança;
- aos Sr. Octávio Pereira e Sr. João Pires, técnicos do Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção da ESTIG, pelo seu apoio e dedicação demonstrado durante a execução das operações laboratoriais e realizadas *in situ* as quais muito contribuíram para o cumprimento dos objectivos deste trabalho;
- à empresa pública Estradas de Portugal – Direcção de Bragança, na pessoa do Eng.º Manuel Cordeiro Fernandes, pelo apoio e disponibilidade prestado, para a execução de ensaios *in situ*, principalmente, ensaios de carga em placa;
- à Professora Doutora Luísa Miranda pelo apoio, incentivo e amizade que diariamente transmitia para a realização deste trabalho;
- ao meu irmão Carlos pelo apoio, sugestões e críticas prestadas que muito contribuíram para a realização deste trabalho;

-aos meus amigos, e colegas de trabalho, Arminda Ferreira e Vitor Gomes, pelo apoio e incentivo manifestado;

- aos meus filhos pelo muito amor, carinho e compreensão que sempre me manifestaram, aos meus pais, irmãos e sobrinhos pelo tempo que não lhes pude dedicar.

ESTUDO DA FUNDAÇÃO DUM PAVIMENTO RODOVIÁRIO FLEXÍVEL

RESUMO

No presente relatório apresenta-se o resultado dum estudo sobre a caracterização mecânica da fundação de pavimentos rodoviários, do tipo flexível, num contexto da aplicação duma metodologia de concepção de pavimentos flexíveis. O estudo realizado envolveu uma análise da sensibilidade de pavimentos rodoviários flexíveis resultante da variação da capacidade de suporte da fundação, em termos de resposta mecânica, complementado por uma validação baseada em ensaios laboratoriais e de campo, do tipo dos correntemente usados.

Os ensaios realizados *in situ* consistiram na caracterização dum solo de fundação baseada na avaliação da deformabilidade do solo por meio do ensaio de carga em placa do solo do leito de pavimento, observando as condições de compactação. Este estudo foi complementado com ensaios laboratoriais de identificação e caracterização dos solos constituintes da fundação ensaiada *in situ*, bem como os correspondentes valores de CBR.

Este trabalho permitiu verificar a aplicabilidade da metodologia de concepção de pavimentos flexíveis, proposta pela Shell, no que diz respeito à caracterização mecânica da fundação num contexto de dimensionamento.

Neste contexto, obtiveram-se relações entre a caracterização *in situ*, a caracterização laboratorial e o que é preconizado pela metodologia de dimensionamento. Da análise e conclusões sobre o resultado destas relações, são propostas directivas no sentido actualização das referidas relações com base em futuros dados resultantes do aproveitamento da actividade laboratorial futura do laboratório da ESTIG.

PALAVRAS-CHAVE

Pavimento Flexível

Ensaio de Carga em Placa

Fundação de Pavimento

Ensaio CBR

ESTUDO DA FUNDAÇÃO DUM PAVIMENTO RODOVIÁRIO FLEXIVEL

ABSTRACT

This report presents the results of a study about mechanical characterization of the foundation of road flexible pavements, in the context of the application of a design methodology. This study were involved a sensitivity analysis of road flexible pavements resulting from the variation of the bearing capacity of the foundation, in terms of mechanical response, complemented by a validation based on current laboratory tests and field tests.

The performed tests consisted of in situ characterization of a subgrade, based on deformability evaluation of the soil with the plate load test, observing the conditions of compactness. This study was complemented by laboratory tests for the identification and characterization of constituents of the foundation soils tested "in situ" as well as the corresponding values of CBR.

This work has shown the applicability of the methodology for designing flexible pavements proposed by Shell, regarding the mechanical characterization of the foundation in the context of pavements design.

In this context, we obtained relations between the in situ characterization, characterization laboratory and what is recommended by the design methodology.

From the analysis and conclusions on the outcome of these relationships, we propose guidelines in order to update this relationship based on derived data from the future use of the laboratory work of the laboratory ESTIG.

KEY-WORDS:

Flexible Pavements

Plate Load Tests

Pavement Subgrade

CBR Tests

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Enquadramento temático	1
1.2. Objectivos do estudo	3
1.3. Acções desenvolvidas e metodologia	4
1.4. Organização do trabalho	5
2. ENQUADRAMENTO TEÓRICO	7
2.1. Introdução	7
2.2. Composição dos pavimentos	9
2.3. Caracterização das acções	13
2.3.1 Tráfego	14
2.3.2 Temperatura.....	16
2.4. Comportamento das camadas dum pavimento	21
2.5. Propriedades dos materiais	22
2.5.1 Materiais Betuminosas	22
2.5.2 Solo de Fundação	27
2.5.3 Materiais Granulares	34
2.6. Determinação do estado de tensão/extensão.....	36
2.7. Critérios de ruína	37
2.8. Determinação do número acumulado de eixo-padrão.....	38
2.9. Adaptação da fundação do solo ao pavimento flexível	40
2.10. Dimensionamento dum pavimento	41
3. INFLUÊNCIA DA FUNDAÇÃO NO COMPORTAMENTO DUM PAVIMENTO RODOVIÁRIO FLEXÍVEL.....	43
3.1. Introdução	43
3.2. Descrição do processo de Simulação	45
3.3. Estruturas de pavimento	46
3.4. Dados de base para o estudo	52
3.4.1 Caracterização das acções	52
3.4.1.1 Tráfego	52
3.4.1.2 Temperatura	52
3.5. Determinação do número acumulado de eixo-padrão.....	56
3.6. Conclusões	64

4. ESTUDO EXPERIMENTAL. DESCRIÇÃO DOS TRABALHOS REALIZADOS. APRESENTAÇÃO	65
4.1. Introdução	65
4.2. Ensaios realizados <i>in situ</i>	66
4.2.1 Descrição geral do local e dos trabalhos realizados	66
4.2.2 Ensaios de carga com placa.....	67
4.2.2.1 Descrição dos ensaios	68
4.2.2.2 Resultados obtidos	69
4.2.3 Ensaios de compactação baseado em ensaios radioactivos.....	74
4.3. Ensaios efectuados em laboratório	76
4.3.1 Resultados da caracterização geotécnica.....	77
4.3.1.1 Análise granulométrica	77
4.3.1.2 Limites de consistência	81
4.3.2 Equivalente de areia	83
4.3.3 Ensaio de Compactação	84
4.3.4 Ensaio CBR	85
4.4. Relação entre o E e o CBR	97
4.5. Conclusões	102
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS E TRABALHO FUTURO.....	105
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	111
ANEXOS	I
ANEXO I – TEMPERATURAS DE SERVIÇO.....	III
ANEXO II – CÁLCULO DOS PAVIMENTOS P1, P2, P3 E P4 - BISAR.....	X
PAVIMENTO P1.....	X
PAVIMENTO P2.....	XV
PAVIMENTO P3.....	XX
PAVIMENTO P4.....	XXV
ÍNDICE DE FIGURAS	

Figura 2.1 - Representação esquemática das solicitações e do modo de funcionamento dum pavimento rodoviário flexível (adaptado de Silva, 2005).....	9
Figura 2.2 - Distribuição de tensões verticais num pavimento: a) flexível, b) rígido (adaptado de Alves, 2007; Santos, 2009).....	10
Figura 2.3 – Esquema e comportamento dum pavimento flexível (Minhoto, 2005).	10
Figura 2.4 - Constituição tipo dum pavimento rodoviário flexível (Silva, 2005). 11	
Figura 2.5 - Constituição típica dum pavimento flexível e estado de tensão resultante do carregamento do tráfego (Pereira & Picado-Santos, 2002; Minhoto, 2005).....	14
Figura 2.6 - Esquema adaptado para a acção de um eixo-padrão sobre um pavimento (Branco et al. 2008).....	15
Figura 2.7 - Esquema adaptado para os valores das dimensões e das cargas para o método da Shell (Minhoto, 2009/2010)	16
Figura 2.8 - Curva dos factores de ponderação da temperatura, método da Shell (adaptada Shell, 1978; Picado-Santos, 1993).....	20
Figura 2.9 - Relação entre a temperatura de serviço em misturas betuminosas e a ambiente com base no ábaco da Shell (Picado-Santos, 1993)	20
Figura 2.10 – Ábaco de Van der Poel para determinação do módulo de rigidez do betume, (adaptação em Picado-Santos, 1995 de Shell, 1978).....	25
Figura 2.11 – Ensaio CBR: a) esquema simplificado; b) diagrama típico força-penetração (Minhoto 2009/2010)	29
Figura 2.12 - Módulo de deformabilidade “versus” CBR (adaptação em Picado-Santos, 1994 de Shell, 1978).....	30
Figura 2.13 - Ensaio de carga em placa: a) esquema simplificado; b) diagrama típico carga – assentamento (Matos Fernandes, 1995).....	31

Figura 2.14 – Interpretação do ensaio de carga estático com placa segundo a norma AFNOR NF P94-117-1 (Martins, 2008)	33
Figura 2.15 – Interpretação do ensaio de carga estático com placa segundo a norma DIN 18134 (Martins, 2008).....	34
Figura 2.16 – Solo de fundação.....	36
Figura 2.17 - Representação esquemática do critério de ruína à fadiga e do critério à deformação permanente, (Santos, 2009).	38
Figura 3.1 – Organigrama do processo desenvolvido	44
Figura 3.2 – Pavimentos P1 e Pavimento P2	49
Figura 3.3 – Pavimento P3 e Pavimento P4	49
Figura 3.4 - Relação NAEP ₈₀ – CBR para o pavimento P1	58
Figura 3.5 – Relação NAEP ₈₀ – CBR para o pavimento P2	59
Figura 3.6 – Relação NAEP ₈₀ – CBR para o pavimento P3	61
Figura 3.7 - Relação NAEP ₈₀ – CBR para o pavimento P4.....	62
Figura 3.8 – Variação da vida dos pavimentos em função da capacidade de suporte do solo de fundação.....	63
Figura 4.1 – Vista geral do aterro e local de execução dos ensaios	66
Figura 4.2 - Representação das camadas de aterro.....	67
Figura 4.3 – Equipamentos e meios usados durante o ensaio ECP (LG, ESTIG)	68
Figura 4.4 – Curvas carga – assentamento S1.....	69
Figura 4.5 – Curvas carga – assentamento S2.....	70
Figura 4.6 – Curvas carga – assentamento S3.....	70
Figura 4.7 – Curvas carga – assentamento S4.....	70
Figura 4.8 – Curvas carga – assentamento S5.....	71
Figura 4.9 – Curvas carga – assentamento S6.....	71

Figura 4.10 – Curvas carga – assentamento S7.....	71
Figura 4.11 – Curvas carga – assentamento S8.....	72
Figura 4.12 – Curvas carga – assentamento S9.....	72
Figura 4.13 – Módulos de deformabilidade dos ensaios ECP.....	74
Figura 4.14 – Gamadensímetro	75
Figura 4.15 – Curvas granulométricas do solo da primeira camada (S1, S2 e S3) das amostras ensaiadas	78
Figura 4.16 – Curvas granulométricas do solo da segunda camada (S4, S5 e S6) das amostras ensaiadas	79
Figura 4.17 – Curvas granulométricas do solo da terceira camada (S7, S8 e S9) das amostras ensaiadas	79
Figura 4.18 – Curvas granulométricas do solo na direcção S1, S4 e S7 das amostras ensaiadas.....	80
Figura 4.19 – Curvas granulométricas do solo na direcção S2, S5 e S8 das amostras ensaiadas.....	80
Figura 4.20 – Curvas granulométricas do solo na direcção S3, S6 e S9 das amostras ensaiadas.....	81
Figura 4.21 – Equipamentos e meios usados durante o ensaio de compactação Proctor (LG, ESTIG).....	84
Figura 4.22 – Equipamentos e meios usados durante o ensaio de compactação CBR (LG, ESTIG).....	85
Figura 4.23 – Curvas de carga – penetração para S1	86
Figura 4.24 – Curvas de carga – penetração para S2	87
Figura 4.25 – Curvas de carga – penetração para S3	89
Figura 4.26 – Curvas de carga – penetração para S4	90
Figura 4.27 – Curvas de carga – penetração para S5	91

Figura 4.28 – Curvas de carga – penetração para S6	92
Figura 4.29 – Curvas de carga – penetração para S7	93
Figura 4.30 – Curvas de carga – penetração para S8	94
Figura 4.31 – Curvas de carga – penetração para S9	95
Figura 4.32 – E versus CBR (compactação máxima =55 pancadas)	100
Figura 4.33 – E versus CBR (compactação média =25 pancadas).....	100
Figura 4.34 – E versus CBR (compactação mínima = 12 pancadas)	101
Figura 4.35 – E versus CBR.....	102
Figura I.1 – w-factor versus TMMA.....	viii
Figura I.2 – w-factor versus w-TMAA	ix

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Classes de fundação (JAE, 1995).....	30
Quadro 2.2 – Características de deformabilidade dos materiais granulares (JAE, 1995).....	34
Quadro 3.1 - Pavimentos considerados na análise	47
Quadro 3.2 - Características gerais dos materiais betuminosos	47
Quadro 3.3 – Propriedades mecânicas para o Pavimento P1	50
Quadro 3.4 – Propriedades mecânicas para o Pavimento P2	50
Quadro 3.5 – Propriedades mecânicas para o Pavimento P3	51
Quadro 3.6 - Propriedades mecânicas para o Pavimento P4.....	51
Quadro 3.7 - Temperaturas médias mensais dos anos 2001 a 2008.....	53
Quadro 3.8 - Temperaturas médias mensais do ar e factor de ponderação para cada mês dos anos 2001 a 2008.....	54
Quadro 3.9 - Temperaturas médias mensais do ar e correspondentes factores de ponderação (2001 a 2008).....	54
Quadro 3.10 - Temperatura média anual do ar, factor de ponderação e temperaturas de serviço.....	55
Quadro 3.11 - NAEP ₈₀ para o pavimento P1	57
Quadro 3.12 - NAEP ₈₀ para o pavimento P2.....	58
Quadro 3.13 - NAEP ₈₀ para o pavimento P3.....	60
Quadro 3.14 - NAEP ₈₀ para o pavimento P4.....	61
Quadro 4.1 – Módulos de deformabilidade e assentamentos obtidos com o ensaio de carga em placa	73
Quadro 4.2 - Resultados obtidos com o gamadensímetro	75
Quadro 4.3 – Resultado da análise granulométrica.....	78

Quadro 4.4 – Limites de consistência	81
Quadro 4.5 – Classificação rodoviária e classificação unificada	82
Quadro 4.6 – Resultados do ensaio equivalente de areia	83
Quadro 4.7 – Classificação de material granular com base no EA	83
Quadro 4.8 – Relações baridade seca – teor de humidade através do ensaio de compactação Proctor	84
Quadro 4.9 – Resultados do ensaio CBR após embebição para S1	86
Quadro 4.10 – Resultados do ensaio CBR após embebição para S2	87
Quadro 4.11 – Resultados do ensaio CBR após embebição para S3	88
Quadro 4.12 – Resultados do ensaio CBR após embebição para S4	89
Quadro 4.13 – Resultados do ensaio CBR após embebição para S5	90
Quadro 4.14 – Resultados do ensaio CBR após embebição para S6	91
Quadro 4.15 – Resultados do ensaio CBR após embebição para S7	92
Quadro 4.16 – Resultados do ensaio CBR após embebição para S8	93
Quadro 4.17 – Resultados do ensaio CBR após embebição para S9	94
Quadro 4.18 – Resultados do ensaio CBR para as amostras de solo com 55 pancadas por camada	96
Quadro 4.19 – Resultados do ensaio CBR para as amostras de solo com 25 pancadas por camada	96
Quadro 4.20 – Resultados do ensaio CBR para as amostras de solo com 12 pancadas por camada	97
Quadro 4.21 – Resultados finais dos CBR versus ECP	99
Quadro I.1 – Resultados das temperaturas nos meses do ano de 2001	iii
Quadro I.2 – Resultados das temperaturas nos meses do ano de 2002	iv
Quadro I.3 – Resultados das temperaturas nos meses do ano de 2003	iv

Quadro I.4 – Resultados das temperaturas nos meses do ano de 2004	v
Quadro I.5 – Resultados das temperaturas nos meses do ano de 2005	v
Quadro I.6 – Resultados das temperaturas nos meses do ano de 2006	vi
Quadro I.7 – Resultados das temperaturas nos meses do ano de 2007	vi
Quadro I.8 – Resultados das temperaturas nos meses do ano de 2008	vii
Quadro I.9 – Resultados das temperaturas médias nos meses dos anos 2001 a 2008	vii
Quadro I.10 – Resultado das temperaturas médias mensais do ar e factor médio de 2001 a 2008	viii

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

#	- Peneiro
%VP	- Percentagem de veículos pesados (%)
ν	- Coeficiente de Poisson
τ	- Esforço tangencial na camada de desgaste
γ	- Peso específico seco (kN/m^3)
σ	- Pressão de contacto (kPa)
σ	- Pressão de contacto (kPa)
$\sigma_{0\text{máx}}$	- Tensão sob a placa atingida no primeiro ciclo de carga
ε_c	- Extensão máxima de compressão
γ_d^{campo}	- Peso volúmico seco obtido no campo
$\gamma_d^{\text{máx}}$	- Peso volúmico seco obtido em laboratório
ν_g	- Coeficiente de Poisson na camada granular
γ_h	- Baridade húmida do solo (kg/m^3)
ν_m	- Coeficiente de Poisson na camada betuminosa
γ_s	- Baridade seca <i>in situ</i> (kg/m^3)
ν_{sf}	- Coeficiente de Poisson no solo de fundação
$\gamma_{S\text{máx}}$	- Baridade seca máxima (kg/m^3)
ε_t	- Extensão máxima de tracção
σ_t	- Tensão tangencial
ΔT	- Variação térmica
σ_z	- Tensão vertical
A	- Área de contacto de cada roda com o pavimento

AASHO	- <i>American Association of State Highways Officials</i>
ABGE	- Agregado britado de granulometria extensa, <i>tout-venant</i>
ASTM	- <i>American Society of Testing Materials</i>
Bb1	- Betão betuminoso em camada de desgaste
Bb2	- Betão betuminoso em camada de regularização
BD	- Betão betuminoso em camada de desgaste
BG	- Base granular
BGr	- Material britado recomposto em central
BISAR	- <i>Bitumen Stress Analysis in Roads</i>
CBR	- <i>California Bearing Ratio</i>
Cg	- Tipos de sub-base, (<i>tout-venant</i>)
D	- Diâmetro de uma placa (m)
DIP	- Deflectómetro de impacto portátil
E	- Módulo de deformabilidade (MPa)
e	- Expansão específica
EA	- Equivalente de areia (%)
ECP	- Ensaio de Carga em Placa
E _m	- Módulo de deformabilidade da mistura betuminosa (MPa)
EP	- Estradas de Portugal
E-P	- Eixo padrão
E _{sb}	- Módulo de deformabilidade da sub-base (MPa)
E _{sf}	- Módulo de deformabilidade do solo de fundação (Mpa)
ESTIG	- Escola Superior de Tecnologia e de Gestão
Ev	- Módulo de compressibilidade

Ev ₁	- Módulo de deformabilidade no primeiro ciclo de carga (Mpa)
Ev ₂	- Módulo de deformabilidade no segundo ciclo de carga (Mpa)
F	- Força (kN)
FWD	- <i>Falling Weight Deflectometer</i>
GC	- Grau de compactação (%)
GM	- Cascalho siltoso com areia
GN	- Material não britado
GP-GM	- Cascalho mal graduado com silte e areia
h _{sb}	- Espessura da camada de sub-base granular do pavimento (mm)
IG	- Índice de grupo
IP	- Índice de plasticidade
IP4	- Itinerário Principal Número 4
IPB	- Instituto Politécnico de Bragança
Ipen	- Índice de penetração do betume
IPQ	- Instituto Português da Qualidade
JAE	- Junta Autónoma de Estradas
k	- Factor de equivalência
kg	- Quilograma
kN	- QuiloNewton
k _s	- Módulo de rigidez
L	- Distância entre rodas
LG	- Laboratório de Geotecnia
LL	- Limite de liquidez (0,1%)
LNEC	- Laboratório Nacional de Engenharia Civil

LP	- Limite de plasticidade (0,1%)
m	- Metro
MACOPAV	- Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional
MB	- Macadame betuminoso em camada de regularização
Mc	- Macadame betuminoso em camada de base
MPa	- Megapascais
N_{80}	- Número de eixos padrão de 80 kN admissível pelo pavimento
N_{80-dp}	- Número acumulado de eixos padrão de 80kN admissível à deformação permanente
N_{80-fad}	- Número acumulado de eixos padrão de 80kN admissível à fadiga
Na	- Número admissível de passagens correspondente ao critério de dimensionamento condicionante
NAEP	- Número acumulado de eixo-padrão
NEEP	- Número equivalente de eixo-padrão, diário anual
NLT	- Norma Espanhola
NP	- Norma Portuguesa
N_p	- Número de passagens correspondentes ao tráfego passado
P	- Carga do rodado (do eixo-padrão) (kN)
P_s	- Tensão média sob a placa
p	- Pressão sob a placa
P1	- Pavimento 1
P2	- Pavimento 2
P3	- Pavimento 3

P4	- Pavimento 4
pen25	- Penetração do betume a 25°C (não envelhecido)
pen25°r	- Penetração do betume a 25°C (envelhecido)
q	- Carga aplicada
r	- Raio da placa (m)
s	- Assentamento (mm)
s ₁	- Assentamento médio máximo no primeiro ciclo de carga (mm)
s ₂	- Assentamento médio máximo no segundo ciclo de carga (mm)
S _b	- Rigidez do betume (MPa)
SbG	- Sub-base granular
SF	- Solo de fundação
SM	- Areia siltosa com cascalho
SPT	- <i>Standart Penetration Test</i>
SS	- Solo seleccionado
T	- Temperatura de serviço a que se encontra o material (°C)
T _{ab}	- Temperatura de amolecimento (°C) pelo método de anel e bola, que é uma medida empírica, indirecta, da viscosidade do betume
t _c	- Tempo de carregamento (s)
TMAA	- Temperatura média anual do ar (°C)
TMDA	- Tráfego médio diário anual
TMDAp	- Tráfego médio diário anual de veículos pesados
TMMA	- Temperatura média mensal do ar (°C)
T _{serv bet P1}	- Temperatura de serviço em camadas betuminosas para o pavimento P1

$T_{\text{serv bet P2}}$	- Temperatura de serviço em camadas betuminosas para o pavimento P2
$T_{\text{serv bet P3}}$	- Temperatura de serviço em camadas betuminosas para o pavimento P3
$T_{\text{serv bet P4}}$	- Temperatura de serviço em camadas betuminosas para o pavimento P4
Va	- Percentagem volumétrica de agregado ou cociente do volume de agregado pelo volume total (%)
Vb	- Percentagem volumétrica de betume ou cociente do volume de betume pelo volume total (%)
v_{ct}	- Velocidade média da corrente de tráfego pesado (km/h)
VMA	- Volume de vazios no esqueleto do agregado da mistura (%)
Vr	- Vida residual em cada momento
w	- Teor de humidade do solo
w- TMAA	- Temperatura equivalente do ar – M. Shell (°C)
w-factor	- Factor médio - M. Shell
W_{opt}	- Teor em água óptimo (%)
Z_2	- Deslocamento da placa

1. INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO TEMÁTICO

Os pavimentos rodoviários do tipo flexíveis têm constituído, nas últimas décadas, a principal opção como solução de pavimentação da maioria das estradas da rede rodoviária nacional. Trata-se de um tipo de estruturas de pavimento caracterizadas por uma considerável flexibilidade e, como tal, muito susceptíveis à variação de comportamento da sua fundação.

Entende-se por fundação de um pavimento o conjunto das camadas de solo onde este está apoiado, incluindo, para além da camada de leito do pavimento, os terrenos subjacentes (CEPSA, 2006).

Neste sentido é importante o estudo e caracterização da fundação, em particular, do comportamento mecânico dos solos que constituem o leito de pavimento dum pavimento. Este aspecto assume primordial importância quer ao nível do projecto quer ao nível da construção dos pavimentos.

Neste contexto existem procedimentos típicos para consideração da capacidade de suporte dum fundação, dos quais o mais largamente utilizado, por ser mais simples, se baseia na avaliação do índice californiano de capacidade de suporte (CBR) dum amostra de solo do leito de pavimento como caracterização do comportamento mecânico da fundação.

Os métodos empíricos baseados no conhecimento da capacidade de suporte da camada de fundação do pavimento foram inicialmente utilizados no California Highway Department. Este método ficou conhecido como o método do CBR (California Bearing Ratio) tendo sido largamente utilizado nos Estados Unidos durante a Segunda Guerra Mundial, após o que se tornou no método mais utilizado para o dimensionamento de pavimentos (Minhoto, M. J. C., 2009/2010).

A aplicação deste método de dimensionamento permite obter uma espessura de um pavimento requerida sobre um material com determinado valor de CBR e para uma determinada carga por roda, dependendo apenas do solo de fundação e de tráfego. O método do CBR admite implicitamente, que a distribuição de tensões no pavimento é independente dos materiais das várias camadas, resultando que a espessura de uma camada não depende das propriedades das camadas adjacentes mas apenas do solo (Pais, 1999).

Desde há alguns anos que este procedimento tem sido complementado por avaliações mais mecanicistas do comportamento mecânico dos solos do leito de pavimento, em concreto através de ensaios de carga dinâmicos Deflectómetro de Impacto (FWD - *Falling Weight Deflectometer*) e estáticos Ensaio de Carga em Placa (ECP), sobre o leito de pavimento. Deste modo, considera-se de todo o interesse fazer um estudo comparativo entre diferentes situações de caracterização da fundação dum pavimento.

Para o estudo da sensibilidade dum pavimento em função do solo de fundação serão aplicados dois métodos de cálculo comparando-os com o ensaio de carga em placa (ECP). Os métodos aplicados são o método da Shell e o método de dimensionamento expedito da JAE.

Apresenta-se neste estudo o resultado da avaliação da sensibilidade do comportamento de pavimentos típicos portugueses à variação paramétrica do comportamento da fundação. **Da constatação desta sensibilidade** partiu-se para a realização da avaliação dum caso de estudo dum pavimento projectado e construído num aterro na região do Instituto Politécnico de Bragança (IPB), tendo em vista a variabilidade paramétrica da caracterização da fundação face a dois principais cenários de caracterização da fundação através do CBR e por ECP.

Neste estudo verificou-se que o carregamento aplicado ao solo no ensaio CBR é diferente do provocado pelo tráfego através do pavimento. No ensaio CBR a velocidade de deformação é menor e conseqüentemente a deformação total é muito maior e permanente, resultando numa rotura do solo, por corte em torno do cilindro. Assim, surge a necessidade de caracterização da capacidade de suporte dos solos

de fundação dos pavimentos por um módulo de deformabilidade que traduza a relação entre a pressão aplicada e os assentamentos, ou entre as tensões instaladas (Branco et al., 2008).

Neste sentido abordam-se os aspectos que se consideram fundamentais para o dimensionamento de uma estrutura de pavimento e para o presente estudo, concretamente: caracterização das acções (tráfego e temperatura), da constituição e comportamento da estrutura e da capacidade de suporte da fundação (JAE, 1995).

Atendendo a que o principal objectivo do estudo se refere à concepção de um pavimento baseado na caracterização mecânica do comportamento do solo de fundação subjacente, recorrendo a ensaios experimentais de deformabilidade *in situ* usando o ensaio de carga em placa. Em laboratório será dada particular ênfase à identificação e classificação dos solos para fins rodoviários, análise granulométrica dos solos, equivalente de areia, limites de consistência (limite de liquidez e limite de plasticidade), ensaio de compactação Proctor, ensaio CBR e *in situ* ao ensaio de carga em placa (ECP) e ao ensaio da radioactividade (gamadensímetro).

1.2. OBJECTIVOS DO ESTUDO

Este estudo tem como título “*Estudo da Fundação dum Pavimento Rodoviário Flexível*”, centrando-se na concepção dum pavimento baseado na caracterização mecânica do comportamento do solo de fundação subjacente, recorrendo a ensaios experimentais de deformabilidade *in situ* usando o ensaio de carga em placa.

Os objectivos definidos para este estudo foram:

- Caracterizar o solo de fundação, seguindo as metodologias mais correntes de dimensionamento a partir de ensaios CBR;
- Verificar a convergência dos resultados usando as metodologias ensaios de carga em placa/ CBR;
- Validar os resultados dos ensaios *in situ* com a realização de ensaios laboratoriais de caracterização mecânica de solos e estudo da pertinência do

estabelecimento de relações estatísticas entre as metodologias de ensaio envolvidas;

- Compreender o comportamento de um pavimento rodoviário flexível considerando o solo de fundação subjacente.

1.3. ACÇÕES DESENVOLVIDAS E METODOLOGIA

Tendo em vista a concretização dos objectivos definidos, para a realização deste trabalho, destacam-se como principais acções realizadas as seguintes:

- Realização dum pesquisa bibliográfica orientada para os objectivos deste estudo;
- Realização dum estudo de sensibilidade tendo em vista avaliar a influência da variação da capacidade de carga do solo no desempenho de pavimentos típicos;
- Realização de trabalho experimental, recorrendo a ensaios laboratoriais e *in situ* em obras a decorrer na região, tendo em vista avaliar e relacionar o comportamento de parâmetros representativos da capacidade de solos de fundação de pavimentos;
- Tratamento dos dados obtidos do estudo experimental de forma a produzir as conclusões e proposta de trabalho futuro.

Neste trabalho destaca-se a utilização do método Shell como principal metodologia para o estudo de sensibilidade de pavimento e a utilização dos ensaios de carga em placa e CBR como base de estudo. A realização de ensaios de carga em placa teve como objectivo a comparação com os resultados obtidos em laboratório através do ensaio CBR.

1.4. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A realização deste trabalho seguiu a programação do plano de tese elaborado para este estudo, estando estruturado em cinco capítulos que se descrevem resumidamente.

No capítulo 1 apresenta-se o problema em estudo e o enquadramento temático do trabalho, assim como, uma descrição das fases e objectos do trabalho e uma apresentação de cada uma das partes que integram a tese.

No capítulo 2 apresenta-se a caracterização teórica do estudo da sensibilidade de pavimentos rodoviários flexíveis, onde se aborda a composição dos pavimentos, a caracterização das acções intervenientes (tráfego e temperatura). Neste capítulo são apresentadas as propriedades dos vários materiais que constituem um pavimento rodoviário essencialmente a nível da fundação.

No capítulo 3 descreve-se a influência da fundação no comportamento dum pavimento rodoviário flexível

De uma forma geral, este capítulo consiste em caracterizar os ensaios a solos a empregar na concepção de um pavimento rodoviário flexível, apresentação e discussão dos resultados obtidos nos ensaios efectuados a nível da fundação e em laboratório aos solos empregues de forma a contemplar os ensaios de campo e de laboratório.

No capítulo 4 analisou-se um caso prático, tendo como principal objectivo a avaliação de resultados dos ensaios efectuados *in situ* recorrendo a ensaios experimentais de deformabilidade com a realização de ensaios laboratoriais de caracterização mecânica dos solos.

Por último no capítulo 5, foram efectuadas as considerações finais dos principais aspectos focados nos capítulos anteriores, tendo em consideração especial a importância das características estruturais e funcionais, e a importância dos equipamentos de ensaios de carga em placa e CBR na avaliação destas características. São também, referidas algumas considerações e conclusões sobre o

estudo realizado, assim como, algumas sugestões sobre vias de desenvolvimento futuro.

2. ENQUADRAMENTO TEÓRICO

2.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo faz-se a fundamentação teórica de enquadramento do estudo de pavimentos rodoviários flexíveis. Um pavimento é uma estrutura constituída por um sistema formado por várias camadas de espessura finita, apoiadas na fundação de terreno compactado e de terreno natural (Pereira & Miranda, 1999).

Os pavimentos rodoviários flexíveis são estruturas que durante a sua vida em serviço (vida do pavimento) se encontram sujeitas à acção combinada de dois tipos de solicitações: tráfego e temperatura.

De um modo geral, os pavimentos desempenham as seguintes funções (Silva, H. M. R. D., 2005; Branco, F.; Pereira, P. & Picado-Santos, L. 2008):

- funções estruturais, que têm como objectivo reduzir as tensões verticais aplicadas ao nível da fundação, de modo a que esta resista às solicitações de tráfego, e impedir o acesso de água externa às camadas granulares e ao solo de fundação;
- funções funcionais que têm como objectivo criar uma superfície regular e resistente, com suficiente aderência e resistência ao desgaste, de modo a garantir segurança e comodidade de circulação do tráfego. Proteger o solo de fundação da água da chuva, permitindo, que as características iniciais sejam mantidas ao longo do tempo.

De acordo com Minhoto (2005) os pavimentos sob o ponto de vista funcional devem garantir uma superfície regular e resistente com suficiente aderência e resistência ao desgaste, de modo a garantir comodidade e segurança e circulação do tráfego. Os pavimentos devem também, proteger o solo de fundação da água da chuva de forma a manter as características iniciais ao longo do tempo.

A fundação é constituída pelo terreno natural, mas quando este não tem as características desejadas, sobrepõe-se-lhe uma camada de solo melhor, às vezes tratado com ligantes, o chamado leito do pavimento (constituído por solos ou materiais granulares), que faz parte integrante da fundação e tem a capacidade de aumentar a capacidade de suporte da fundação e de homogeneizar as suas características resistentes, (Branco et al., 2008).

Um dos métodos mais conhecidos e divulgados, utilizado até aos nossos dias, para caracterizar pelo menos a resistência do solo de fundação, foi o método CBR, que fornece a espessura do pavimento em função do índice CBR do solo de fundação, (Branco, et al. 2008).

O índice CBR dum material é expresso em percentagem e é o cociente entre a força necessária para obter uma penetração fixa (2,5 mm ou 5 mm) no provete e a força determinada num material padrão (macadame hidráulico) nas mesmas condições de ensaio (Branco, et al. 2008).

Os pavimentos rodoviários são dimensionados para responderem às solicitações do tráfego e do clima durante um determinado período de vida (20 a 40 anos), de modo a oferecerem condições de circulação confortáveis e seguras (Pereira et al, 2007).

Uma vez construído um pavimento para um determinado período de vida, numa perspectiva de sustentabilidade técnico-económica-ambiental, uma vez definidos determinados padrões de qualidade, estrutural e funcional, devem ser minimizadas todas as intervenções na sua infra-estrutura, de modo a reduzir ao mínimo todos os custos com a manutenção da sua qualidade por parte: i) da administração; ii) dos utentes; iii) ambientais. Assim, neste contexto, a estrada deverá ser considerada uma infra-estrutura através da qual é possível, com fiabilidade, circular com conforto e segurança e com impactos ambientais cada vez menores, contribuindo activamente para o aumento da qualidade de vida. (Pereira et al, 2007).

As condições de fundação dos pavimentos são influenciadas predominantemente pelas características dos solos da parte superior das terraplenagens (até cerca de 1 m) e do leito de pavimento (CEPSA, 2006).

Apesar de o ensaio de carga em placa ser um dos ensaios mais adequados para estabelecer as características carga-assentamento para fundações, não é muito solicitado devido ao facto de ser economicamente caro e moroso e a nível técnico haver a necessidade de extrapolar os resultados e identificar o conceito de rotura.

Por sua vez, as características estruturais do pavimento e a capacidade de suporte da fundação onde assenta, influenciam a sua capacidade de carga, isto é, a capacidade desse pavimento para suportar as acções devidas ao tráfego futuro sem se degradar, sob determinadas condições atmosféricas, conforme se representa na Figura 2.1.

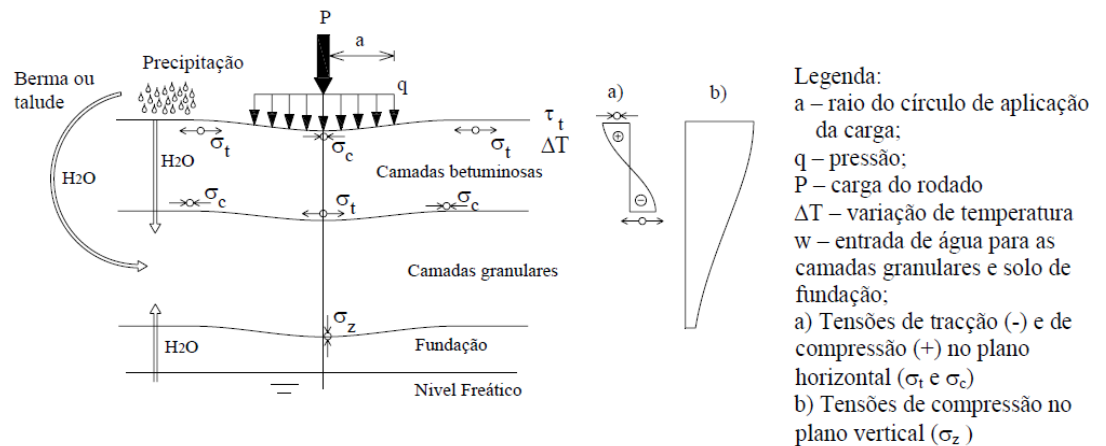


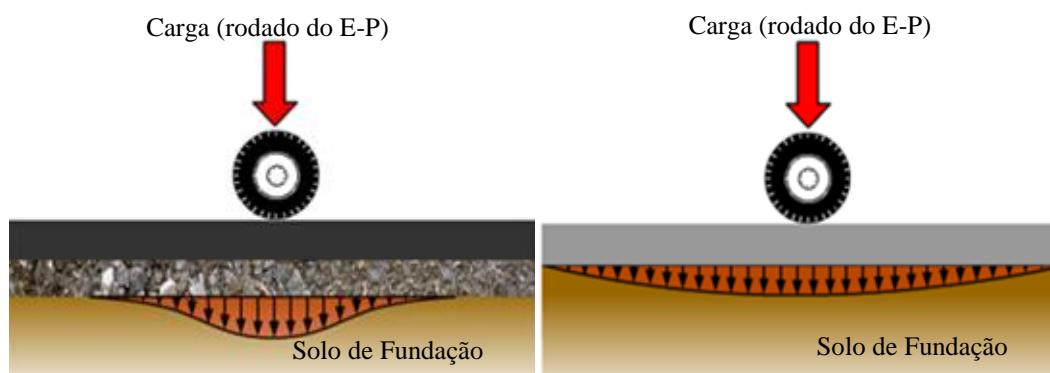
Figura 2.1 - Representação esquemática das solicitações e do modo de funcionamento dum pavimento rodoviário flexível (adaptado de Silva, 2005).

2.2. COMPOSIÇÃO DOS PAVIMENTOS

Os principais tipos de pavimentos existentes na generalidade, dividem-se em três classes distintas: pavimentos flexíveis, pavimentos rígidos e pavimentos semi-rígidos, que diferem entre si, essencialmente, pela sua constituição e modo de funcionamento, principalmente quanto à forma de degradação das cargas (deformabilidade das camadas e dos materiais utilizados na sua construção), (Minhoto, 2005).

Nos pavimentos flexíveis as tensões geradas pelo tráfego dissipam-se em profundidade de forma a atingir as camadas mais inferiores de fundação com

tensões mais altas e mais concentradas do que nos pavimentos rígidos. Nestes, devido ao carácter rígido da sua constituição, a degradação das cargas é mais rápida em profundidade, tal como se pode constatar na Figura 2.2.



a)

b)

Figura 2.2 - Distribuição de tensões verticais num pavimento: a) flexível, b) rígido (adaptado de Alves, 2007; Santos, 2009).

Os pavimentos flexíveis apresentam as suas camadas superiores constituídas por materiais betuminosos, e exibem elevada deformabilidade, quando comparados com os restantes tipos de pavimentos, e as camadas inferiores são constituídas por materiais granulares que assentam na fundação (Figura 2.3, Minhoto, 2005).

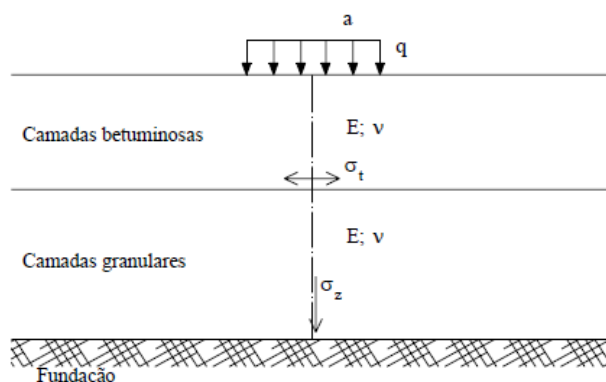


Figura 2.3 – Esquema e comportamento dum pavimento flexível (Minhoto, 2005).

Nos pavimentos rígidos as camadas superiores são constituídas por materiais estabilizados com ligantes hidráulicos e apresentam deformabilidade muito reduzida, sendo as camadas inferiores, constituídas por materiais granulares ou por materiais granulares estabilizados (Pereira & Miranda, 1999; Minhoto, 2005).

Os pavimentos semi-rígidos correspondem a uma solução intermédia entre os pavimentos flexíveis e os rígidos, apresentando as camadas superiores constituídas por materiais betuminosos e as camadas subjacentes constituídas normalmente por materiais hidráulicos, tendo o conjunto deformabilidade reduzida (Pereira & Miranda, 1999; Minhoto, 2005).

Em Portugal a maior parte da extensão da Rede Rodoviária Nacional é formada por pavimentos do tipo flexível, pelo que as abordagens realizadas neste trabalho contemplam principalmente este tipo de pavimento (Figura 2.4), sendo a sua constituição básica a seguinte (Minhoto, 2005; Silva, 2005):

- um conjunto de camadas superiores que têm como função resistir aos esforços de tracção e são constituídas por materiais betuminosos, englobando duas ou três possíveis camadas - camada de desgaste, camada de regularização e, em alguns casos, uma camada de base betuminosa;
- um conjunto de camadas inferiores que têm como função resistir a esforços de compressão e são constituídas por materiais granulares, normalmente formadas por uma camada de base e por uma camada de sub-base, que assentam num maciço semi-indefinido, designado por fundação.

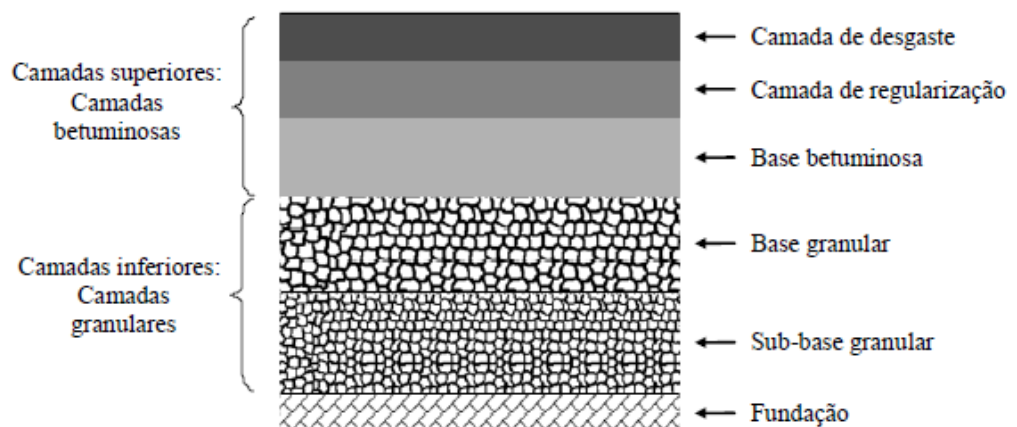


Figura 2.4 - Constituição tipo dum pavimento rodoviário flexível (Silva, 2005)

As camadas são colocadas por ordem decrescente de capacidade estrutural, sendo:

Camada de desgaste

A camada de desgaste é constituída por material betuminoso com agregados de alta resistência (com dimensões geralmente reduzidas com diâmetro médio de 3 a 4 cm). Deve apresentar boas características superficiais, de forma a permitir aos utilizadores uma condução cómoda, segura e económica. Para se atingirem estes objectivos, esta camada, deve apresentar uma superfície regular, desempenada, boa aderência entre o pavimento e as rodas dos veículos, que assegure a rápida eliminação da água do pavimento em tempo de chuva e apresente um valor de ruído diminuto (Branco et al, 2008).

As camadas de desgaste devem ser capazes de suportar os efeitos agressivos do tráfego e do clima, assim como, proteger as camadas inferiores das acções climáticas e contribuir para a resistência global da estrutura do pavimento

As camadas de desgaste em betão betuminoso drenante são excepção no que se refere à impermeabilização, porque são camadas que apresentam um elevado grau de porosidade para que toda a água que caia sobre esse tipo de revestimento se infiltre e circule nos vazios, de modo a não permitir acumulação de água na superfície do pavimento, requerendo que a camada subjacente seja impermeável (Vicente, 2006). Muitas vezes é utilizado um betão betuminoso com “betumes modificados” (polímeros), beneficiando as características de adesão e de resistência global.

Camada de Regularização

A camada de regularização forma uma superfície mais regular (onde assentará a camada de desgaste), e também, contribui para a resistência global da estrutura, garantindo uma boa execução da camada de desgaste.

Tem funções comuns a todas as camadas betuminosas de suporte, redistribuição e transferência das tensões induzidas na camada de desgaste para as camadas inferiores. O material geralmente aplicado nesta camada é o macadame betuminoso (Santos, 2009; Branco et al.2008; Alves, 2007; JAE, 1995).

Camadas Granulares (Base e Sub-base)

As camadas granulares (base e sub-base) têm função estrutural, de degradação das cargas verticais, diminuindo as tensões de compressão ao nível da fundação, e permitem que o solo de fundação seja capaz de suportar a circulação de obra, ao reduzir as tensões no solo de fundação e ao homogeneizar as características mecânicas da superfície de circulação em obra (Silva, 2005).

A camada de base é uma camada situada entre as camadas betuminosas e a sub-base, ou solo de fundação, (LNEC, 1962). A camada de sub-base é uma camada do pavimento menos resistente do que a base, situada entre esta e a fundação, (LNEC, 1962).

A camada de base é constituída por agregados britados de granulometria extensa, sendo que é possível recorrer ao seu tratamento através de ligantes hidráulicos ou betuminosos. Pode assim ter-se, por exemplo, bases de macadame betuminoso (Reis, 2009), e as sub-bases utilizam materiais de melhor qualidade que o solo, recorrendo a solos seleccionados, agregados britados de granulometria extensa ou a solos ou agregados com adição de ligantes hidráulicos.

2.3. CARACTERIZAÇÃO DAS ACÇÕES

A constituição dum pavimento novo (número de camadas e tipo de materiais utilizados) depende das solicitações às quais o pavimento será submetido durante o seu período de vida, estando sujeito a solicitações que originam a sua progressiva degradação, sendo essencialmente de dois tipos:

- tráfego que consiste fundamentalmente numa acção vertical, e numa acção tangencial entre o pneu e o pavimento repetidas, originando a acção vertical esforços de compressão e de tracção, devido à flexão nas camadas betuminosas, esforços de compressão nas camadas granulares e esforços de corte nas duas camadas (Silva, 2005).
- agentes climáticos, compreende a influência da acção da água nas camadas granulares e no solo de fundação diminuindo a sua capacidade de carga, e

pela acção da temperatura nas camadas betuminosas, que provoca o envelhecimento do betume e propicia deformações permanentes e fendilhamento térmico (Silva, 2005).

2.3.1 Tráfego

A solitação do tráfego, é uma acção variável que consiste na aplicação repetitiva dum carga resultante da passagem do rodado dum eixo-padrão na superfície do pavimento (Minhoto, 2005).

O tráfego contribui ao longo do tempo, para a consolidação das camadas do pavimento e solo de fundação, por acção de desgaste mútuo da componente granular, e pós-compacção do conjunto das camadas, produzindo-se assentamentos irreversíveis (Pereira, 1999).

Na Figura 2.5 apresenta-se a evolução, em profundidade das tensões verticais e horizontais devido à aplicação dum carga de um rodado, tendo em conta as ligações entre camadas: a traço contínuo as camadas betuminosas consideram-se coladas e a traço descontínuo as camadas betuminosas são consideradas descoladas, (Minhoto, 2005).

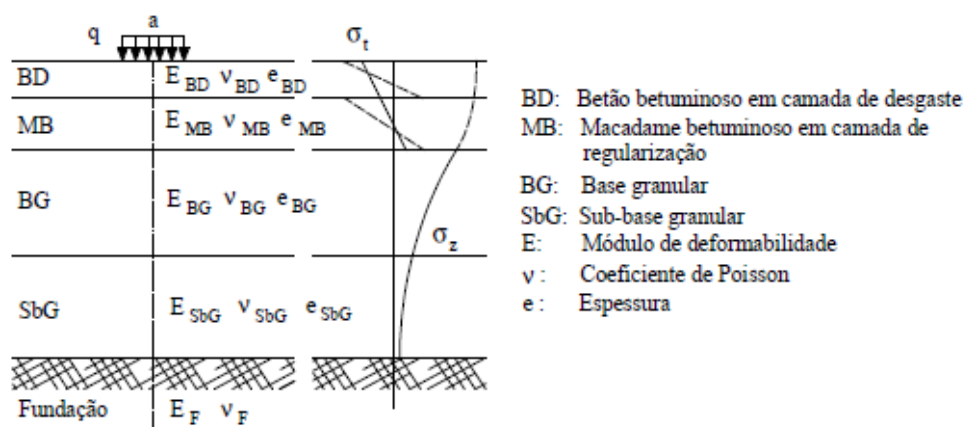


Figura 2.5 - Constituição típica dum pavimento flexível e estado de tensão resultante do carregamento do tráfego (Pereira & Picado-Santos, 2002; Minhoto, 2005)

O pavimento deve garantir a circulação do tráfego, caracterizado pelo número acumulado de eixos-padrão, durante a vida útil previsível deste, ou seja, no período de dimensionamento, o qual para pavimentos rodoviários flexíveis novos é geralmente considerado de 20 anos desde o ano de abertura ao tráfego, de 10 anos no caso de reforço e de 30 anos para pavimentos rígidos (CEPSA, 2006).

Em Portugal, tal como em muitos países, é utilizado frequentemente, no caso de pavimentos flexíveis, o eixo padrão de 80 kN, tal como se prevê no “Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional” (JAE, 1995; Branco et al, 2008), o Método da Shell como forma de converter o tráfego durante o período de vida, tendo em vista a avaliação do desempenho de pavimentos flexíveis.

O eixo-padrão consiste num eixo simples, com um rodado em cada extremo, geralmente, considerado como tendo duas rodas gémeas, afastadas uma da outra a uma distância “L”. A área de contacto de cada roda com o pavimento, “A”, é aproximadamente elíptica, com os dois eixos pouco diferentes. Por simplicidade considera-se como circular de raio “r”. A pressão “p” de contacto toma-se como sendo igual à pressão de enchimento dos pneus. Conhecida a carga “P” do eixo-padrão, cada roda descarga a carga $P/4$ distribuída por uma área dada por $P/4.p$ (Figura 2.6 e Figura 2.7) (Branco et al. 2008).

No presente trabalho adoptou-se o uso do eixo padrão de 80 kN por ser o tipo de eixo padrão adoptado pela metodologia da SHELL.

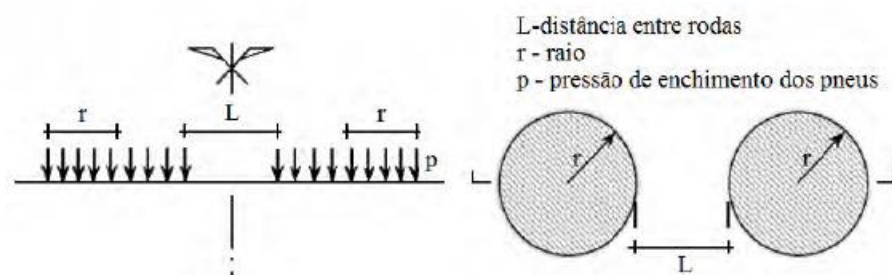


Figura 2.6 - Esquema adaptado para a acção de um eixo-padrão sobre um pavimento (Branco et al. 2008)

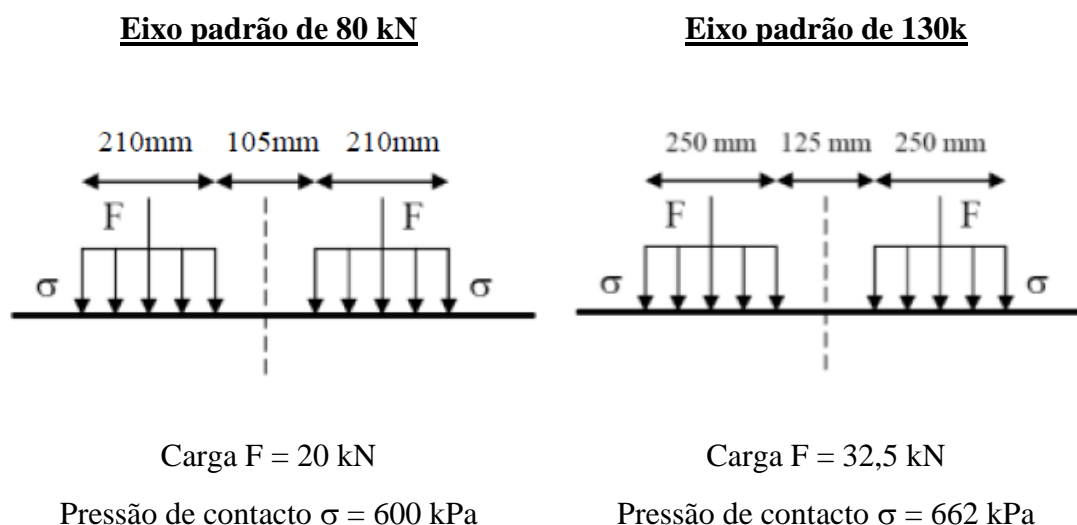


Figura 2.7 - Esquema adaptado para os valores das dimensões e das cargas para o método da Shell (Minhoto, 2009/2010)

A velocidade de tráfego influencia o desempenho dos pavimentos, em particular na avaliação do seu módulo de deformabilidade. Devido ao carácter visco-elasto-plástico das misturas betuminosas, a velocidade de tráfego, ou de aplicação das cargas, influencia consideravelmente o desempenho do pavimento, exibindo este módulos mais baixos para velocidades baixas e módulos altos quando as velocidades de circulação são altas. Desta forma a deformabilidade do pavimento perante velocidades baixas é maior que para velocidades mais altas do tráfego. Alguns investigadores referem que a extensão vertical máxima nas camadas betuminosas provocada por um veículo pesado a 20 km/h é cerca do dobro da provocada pelo mesmo veículo a 80 km/h (Chen et al., 2004).

2.3.2 Temperatura

Na avaliação do desempenho dum pavimento rodoviário flexível é necessário considerar a temperatura a que vão estar sujeitas as camadas betuminosas. Estas são misturas constituídas por materiais de grande susceptibilidade térmica entre quais os betumes asfálticos. A acção da temperatura no pavimento reflecte-se

fundamentalmente nas propriedades mecânicas das camadas betuminosas do pavimento e, conseqüentemente no seu estado de tensão/extensão quando submetidas à acção do tráfego.

Os materiais granulares não ligados incluindo o solo de fundação, apresentam alguma sensibilidade à variação de temperatura, principalmente perante os efeitos de temperaturas muito baixas associadas à acção do ciclo “gelo-degelo”, (Pereira & Miranda, 1999).

As misturas betuminosas sujeitas a temperaturas elevadas exibem um comportamento influenciado pela sua componente viscosa, exibindo comportamento plástico, enquanto que para temperaturas baixas apresentam um comportamento influenciado pela sua componente elástica, expressa por módulos de deformabilidade mais altos. A temperaturas muito baixas o betume apresenta-se muito rígido e frágil, não tolerando elevadas extensões (Minhoto, 2005). Assim, as misturas betuminosas, perante as acções dos efeitos térmicos e das cargas de tráfego, apresentam um comportamento mecânico idêntico a um material viscoelástico (linear), com uma curva tensão/extensão dependente do tempo de carregamento e da temperatura.

Minhoto (2005, p.76) refere que “A ocorrência das variações de temperatura reflecte-se directamente nas propriedades mecânicas das misturas betuminosas, por um lado, e nas alterações volumétricas das camadas por efeito do fenómeno da retracção, registando-se a influência das variações de temperatura (arrefecimento e aquecimento) a dois níveis:

- Ao nível das propriedades do betume (envelhecimento, penetração e rigidez) constata-se que estas são sensíveis, quer em valores absolutos da temperatura que ocorre às várias profundidades do pavimento, quer à taxa de variação da temperatura (tempo de carregamento);
- A redução da temperatura a valores muito baixos (arrefecimento) provoca a acumulação de tensões de tracção devido à retracção, de origem térmica, das camadas betuminosas dos pavimentos, que se encontram restringidos pelas suas grandes dimensões em planta e devido à sua continuidade.”

No pavimento as variações diárias das condições atmosféricas (radiação, convecção e temperatura do ar) reflectem-se no seu estado térmico, resultando em ciclos de temperaturas no pavimento, com idêntico período, as quais se podem reflectir até profundidades de aproximadamente, 0,70 m a 0,80 m (Francken, 1993). Neste sentido, Minhoto (2005, p.284) refere “ À medida que a temperatura média no reforço baixa (ocorrência de arrefecimento), o estado de tensão horário para qualquer um dos casos de carregamento aumenta, como resultado da retracção térmica e da variação das propriedades mecânicas das misturas betuminosas, qualquer que seja a mistura betuminosa de que é constituído o reforço.

Os efeitos das variações de estado térmico do pavimento reflectem-se mais acentuadamente na situação de carregamento exclusivo das variações de temperatura do que na situação de carregamento exclusivo de tráfego.”

Segundo o mesmo autor, após a selecção de conjunto de dados térmicos diários referentes a vários dias do ano que representassem evoluções diárias típicas da temperatura do ar adoptou que as temperaturas máximas variam entre 35°C e 10°C (meses quentes) e as temperaturas mínimas entre 20°C e -5°C (meses frios). Por este motivo, torna-se muito difícil incluir este tipo de variação em avaliações de desempenho do pavimento sem recorrer à aplicação de metodologias expeditas de consideração de temperaturas que reflectam o efeito total de todas as variações de temperatura durante a vida do pavimento.

Essas metodologias são defendidas por Branco et al (2008, p. 145) quando afirmam que “A utilização duma “temperatura de serviço equivalente anual” (ou de um conjunto de “temperaturas de serviço equivalentes mensais” que traduzem um resultado idêntico) tem como objectivo que a modelação do comportamento das misturas betuminosas no dimensionamento dum pavimento, possa ser equivalente à grande variedade de comportamentos que se pode assinalar num ciclo anual de vida desse pavimento e que esse ciclo represente bem os ciclos anuais do período em que o pavimento estará em serviço.

A “temperatura de serviço equivalente anual” pretende ainda, por ser uma temperatura única das camadas betuminosas, representar a influência que têm no

comportamento global dum pavimento as diferentes temperaturas que ocorrem na realidade a diferentes profundidades nessas camadas”.

Em (Picado-Santos, 1994) são apresentadas diversas metodologias para avaliação da temperatura equivalente numa mistura betuminosa, no entanto, optou-se apenas pela apresentação do método da Shell, uma vez que este método é o mais utilizado no nosso País.

Neste sentido, a maioria das metodologias de avaliação do desempenho dos pavimentos flexíveis prevê a adopção duma “temperatura de serviço equivalente anual” como sendo a temperatura representativa dos estados térmicos a que se encontra cada pavimento durante toda a vida em serviço representados no método da Shell, conforme as Figuras 2.8 e 2.9.

Segundo o método da Shell, partindo das “temperaturas médias mensais do ar” para a região onde se pretende calcular o pavimento, são determinados os factores de ponderação expressos no gráfico da Figura 2.8, também expresso numericamente pela expressão 2.1. Assim, a partir dos factores de ponderação dos referidos gráficos será calculada a temperatura de serviço em camadas betuminosas relativas à, zona de Bragança, em estudo para os anos de 2001 a 2008.

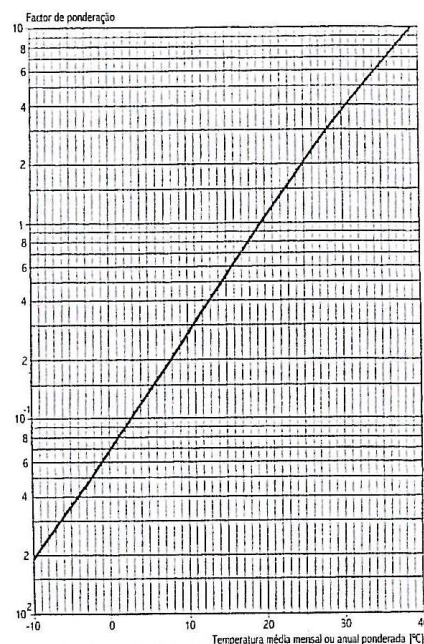


Figura 2.8 - Curva dos factores de ponderação da temperatura, método da Shell (adaptada Shell, 1978; Picado-Santos, 1993)

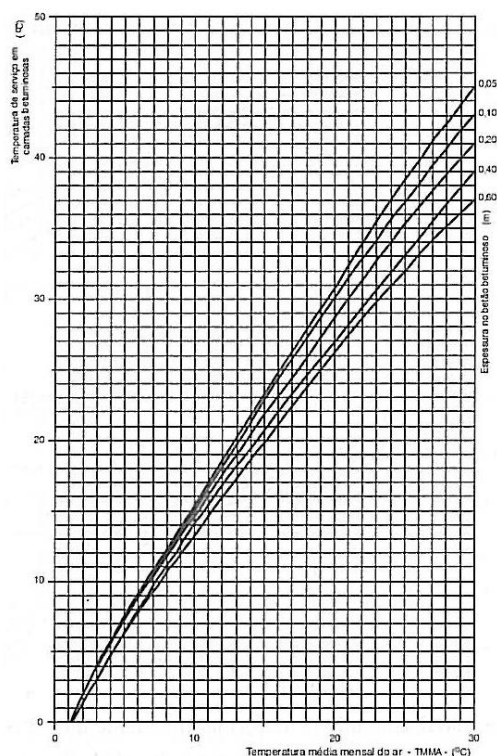


Figura 2.9 - Relação entre a temperatura de serviço em misturas betuminosas e a ambiente com base no ábaco da Shell (Picado-Santos, 1993)

A temperatura obtida é ponderada por um factor (w-factor), que é obtido em função da temperatura média mensal do ar (TMMA) e pode ser determinado pela expressão (2.1), (Sousa, et al 2005) que expressa o gráfico da Figura 2.8:

$$w - \text{factor} = 0,0723 \times e^{0,1296 \times TMMA} \quad (2.1)$$

em que:

w-factor – factor médio – M. Shell;

TMMA – Temperatura média mensal do ar (°C).

Após determinar este factor (w_{factor}), é possível determinar a temperatura média anual do ar aplicando o método da Shell, e sendo determinada através da expressão (2.2), (Sousa, et al 2005; Simões, 2008):

$$w\text{-TMAA} = 7,7068 \cdot \ln(w\text{-factor}) + 20,257 \quad (2.2)$$

sendo:

w-TMAA – temperatura média anual do ar (°C);

2.4. COMPORTAMENTO DAS CAMADAS DUM PAVIMENTO

O modo de comportamento dum pavimento, quando submetido às solicitações tráfego e agentes climáticos, depende das características dos materiais utilizados nas várias camadas.

As camadas betuminosas estão essencialmente submetidas a flexão, devendo resistir aos esforços de tracção (σ_t), os quais originam fendilhamento por fadiga. Estas camadas estão ainda, submetidas a esforços tangenciais na camada de desgaste (τ), a contracções e expansões térmicas (ΔT), a esforços de corte e a esforços de compressão promovendo fenómenos de densificação por fluência que originam deformações permanentes.

As camadas granulares resistem, essencialmente, aos esforços verticais de compressão (σ_z) que originam deformações permanentes. Relativamente a este fenómeno, considera-se que a superfície do solo de fundação corresponde à zona crítica de rotura, onde, embora os esforços verticais sejam menores, as características mecânicas de resistência são mais reduzidas.

Na Figura 2.1, pode-se observar a evolução normal das tensões de tracção nas camadas betuminosas, e as tensões de compressão ao longo das diversas camadas, na vertical do centro de aplicação de carga de uma roda. Assim como, observar que as tensões verticais de compressão diminuem ao longo das diversas camadas até ao solo de fundação, e que apenas as camadas betuminosas resistem a esforços horizontais, que são de compressão junto à superfície do pavimento e atingem o seu valor máximo de tracção na parte inferior das camadas betuminosas.

Em relação aos fenómenos de fendilhamento por fadiga e de deformações permanentes, as zonas críticas consideradas nos modelos de dimensionamento são,

respectivamente, a parte inferior das camadas betuminosas (onde os esforços de tracção são mais elevados) e a parte superior da fundação (onde a resistência à compressão é mais reduzida).

Na concepção de um pavimento, ao longo do seu período de vida e face à actuação das solicitações referidas anteriormente, o pavimento deve apresentar um bom comportamento a nível de resistência ao fendilhamento por fadiga e às deformações permanentes. Em termos funcionais o pavimento deve apresentar características de impermeabilidade, com pouca sensibilidade à presença da água, que resista ao fendilhamento, ao desgaste e às tensões tangenciais provocadas pelos rodados, sem apresentar arranque de materiais garantindo, ao mesmo tempo, uma boa aderência (Minhoto, 2005).

2.5. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Das propriedades dos materiais serão enfatizadas as características “elásticas” (módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson) dos diferentes tipos de materiais que constituem um pavimento rodoviário flexível.

2.5.1 Materiais Betuminosas

Módulo de deformabilidade

Nos materiais betuminosos a característica mais condicionante é o módulo de deformabilidade, E_m , é a característica mais determinante para o dimensionamento e análise das estruturas de pavimentos rodoviários, quando se considera um modelo de comportamento elástico e linear (Picado-Santos, 1995).

O módulo de deformabilidade é possível estimar recorrendo às metodologias do método da Shell ou de Nottingham (Branco et al, 2008). Neste estudo utilizou-se o método da Shell, pois segundo os mesmos autores, este é o método mais utilizado no dimensionamento de estradas da rede rodoviária nacional em Portugal.

O método da Shell define que a previsão para a determinação do módulo de deformabilidade da mistura, E_m , depende muito da rigidez do betume (S_b), que define a sua relação entre tensão e extensão sob determinadas condições de temperatura, tempo de carregamento (tempo que a carga demora a actuar), e da sua própria composição (Aquino, L. C. F., 2000).

A rigidez do betume pode ser obtida recorrendo à expressão devida a Ullidtz e Peattie (Picado-Santos, 1993).

$$S_b = 1,157 \times 10^{-7} \cdot t^{-0,368} \cdot 2,718^{-IPen} \cdot (T_{ab} - T)^5 \quad (2.3)$$

onde:

S_b – rigidez do betume (MPa);

t_c – tempo de carregamento (s);

T_{ab} – temperatura de amolecimento (°C) pelo método de anel e bola, que é uma medida empírica, indirecta, da viscosidade do betume;

T – temperatura de serviço a que se encontra o material (°C);

$IPen$ – índice de penetração do betume ($10^{-1}mm$);

$IPen$ é calculado pela expressão (2.4) desenvolvida por Pfeiffer e Van Dormal, (1985):

$$IPen = \frac{20 \cdot T_{ab} + 500 \cdot \log(\text{pen}25) - 1955,55}{T_{ab} + 50 \cdot \log(\text{pen}25) + 120,15} \quad (2.4)$$

onde:

$\text{pen}25$ – penetração ($10^{-1}mm$) do betume a 25°C, que é a medida empírica da viscosidade do betume;

as restantes variáveis têm o mesmo significado que na expressão (2.3).

A expressão (2.3) só é válida para as seguintes condições:

$$20^{\circ} \text{ C} \leq (T_{\text{ab}} - T) \leq 60^{\circ} \text{ C}$$

$$0,01 \text{ s} \leq t \leq 0,1 \text{ s}$$

$$-1 \leq \text{IPen} \leq 1$$

De acordo com (Santos, 2009), no dimensionamento empírico-mecanicista de pavimentos rodoviários flexíveis, quanto à caracterização do betume, que deve corresponder à situação de serviço, isto é, depois de ter ocorrido um certo endurecimento associado ao fabrico e colocação em obra das misturas, existem relações que permitem estimar as características do betume “em serviço”, baseadas nas suas características iniciais, através das expressões:

$$\text{pen } 25r = 0,65 \cdot \text{pen } 25;$$

$$T_{\text{ab } r} = 99,13 - 26,35 \cdot \log (\text{pen}25r)$$

onde o índice “r” significa a grandeza do betume recuperado que já sofreu envelhecimento correspondente ao fabrico e colocação em obra e as restantes variáveis têm o mesmo significado que nas expressões (2.3) e (2.4).

Para determinar a rigidez do betume, o tempo de carregamento depende apenas da velocidade média da corrente do tráfego pesado, em circulação normal, sendo geralmente usada uma velocidade de 50 km/h, o que dá um tempo de carregamento de 0.02s, calculado pela expressão (2.5):

$$t_c = \frac{1}{v_{ct}} \quad (2.5)$$

onde:

t_c – tempo de carregamento (s);

v_{ct} – velocidade média da corrente de tráfego pesado (km/h).

Em alternativa, ou para confirmação de resultados, pode ser usado o Ábaco desenvolvido por Van der Poel em 1954 (Figura 2.10) para determinação da rigidez

do betume em função da temperatura de amolecimento pelo método do anel e bola em °C, em função da temperatura de serviço, do índice de penetração dado pela expressão (2.4) e do tempo de carregamento dado pela expressão (2.5) a que os materiais estão sujeitos, segundo (Baptista, 1999).

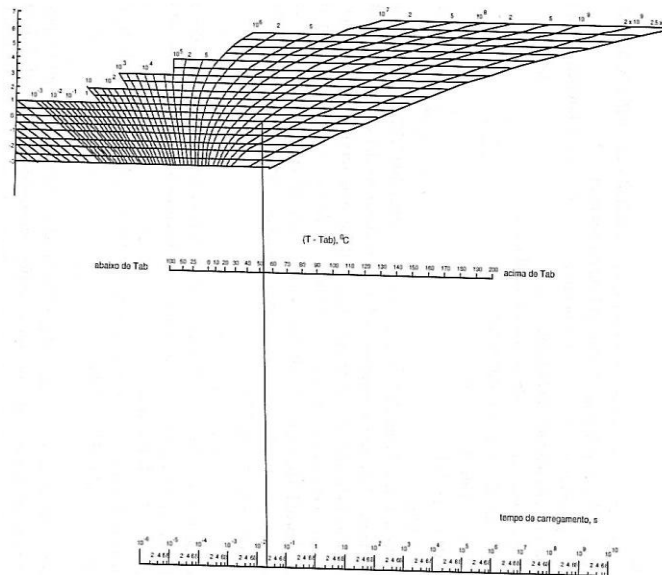


Figura 2.10 – Ábaco de Van der Poel para determinação do módulo de rigidez do betume, (adaptação em Picado-Santos, 1995 de Shell, 1978)

Segundo (Picado-Santos, 1994) quando se usa a expressão (2.3) ou o ábaco de Van der Poel (Figura 2.10) no dimensionamento de pavimentos rodoviários flexíveis, deve-se ter em conta a caracterização do betume que deve corresponder à situação de serviço, isto é depois de ter ocorrido um determinado endurecimento associado com o fabrico e colocação em obra das misturas.

Para calcular a rigidez do betume, é necessário saber qual o tipo de betume a empregar, uma vez que o parâmetro de penetração do betume (pen_{25}) e a temperatura de amolecimento pelo método anel e bola (T_{ab}), variam consoante o tipo de betume a usar.

Segundo o método da Shell a previsão do módulo de deformabilidade, E_m , para uma rigidez do betume, S_b , é determinado pelas seguintes expressões:

$$E_{m=10^4}, \text{ para os casos em que: } 5 \text{ (MPa)} < S_b < 1000 \text{ (MPa)} \quad (2.6)$$

$$E_{m=10^B}, \text{ para os casos em que: } 1000 \text{ (MPa)} \leq S_b < 3000 \text{ (MPa)} \quad (2.7)$$

Os expoentes A e B das expressões (2.6 e 2.7) são calculados através das expressões (2.8) e (2.9):

$$A = \frac{S_{89} + S_{68}}{2} \times (\log S_b - 8) + \frac{S_{89} + S_{68}}{2} \times |\log S_b - 8| + S_{m108} \quad (2.8)$$

$$B = (S_{m3109} - S_{m108} - S_{89}) \times \frac{\log S_b - 9}{\log 3} + S_{m108} + S_{89} \quad (2.9)$$

sendo:

$$S_{89} = 1,12 \times \frac{(S_{m3109} - S_{m108})}{\log 30} \quad (2.10)$$

$$S_{68} = 0,6 \times \log \left(\frac{1,37 \times Vb^2 - 1}{1,33 \times Vb - 1} \right) \quad (2.11)$$

$$S_{m3109} = 10,82 - \frac{1,342 \times (100 - Va)}{Va + Vb} \quad (2.12)$$

$$S_{m108} = 8 + 5,68 \times 10^{-3} \times Va + 2,35 \times 10^{-4} \times Va^2 \quad (2.13)$$

onde:

E_m – módulo de deformabilidade da mistura betuminosa (MPa);

Va – percentagem volumétrica de agregado ou cociente do volume de agregado pelo volume total (%);

Vb - percentagem volumétrica de betume ou cociente do volume de betume pelo volume total (%);

S_b – rigidez do betume (MPa).

Segundo Picado-Santos (1995), não são exequíveis valores de S_b superiores a 3000 MPa, e daí o valor indicado. Também, a expressão (2.6) não é válida para S_b inferior a 5 MPa, visto corresponder ao comportamento não linear, pelo que as suas propriedades mecânicas deverão ser obtidas através de ensaios laboratoriais (Aquino, 2000).

As camadas betuminosas a nível de comportamento dependem muito da temperatura, tendo um comportamento elástico a baixas temperaturas, comportamento viscoso a altas temperaturas e visco-elástico (mais representativo das condições de serviço) para temperaturas intermédias, (Baptista, 1999).

Em Portugal os betumes mais usados são: 30/50; 50/70 e o 160/220, mas actualmente, os betumes 50/70 são os que se usam para o fabrico de misturas betuminosas a quente, aplicadas nas camadas superiores dos pavimentos.

Coefficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson das misturas betuminosas depende muito da temperatura, podendo variar entre 0,15 a baixas temperaturas e 0,45, a elevadas temperaturas. Os valores correntes situam-se entre 0,35 e 0,45 (Vale, 2004). Para análises efectuadas com materiais portugueses Quaresma (1985), propõe $\nu_m = 0,35$ para camadas betuminosas, o que é adoptado pelo MACOPAV (JAE, 1995).

2.5.2 Solo de Fundação

O desenvolvimento do estudo tem como base a concepção de pavimentos cujo comportamento global depende do comportamento do solo de fundação subjacente. Assim, a caracterização do solo de fundação recorrendo a ensaios experimentais de deformabilidade *in situ* usando o ensaio de carga em placa é um dos principais objectivos do estudo. Em laboratório será dada particular ênfase à identificação e classificação dos solos para fins rodoviários, análise granulométrica dos solos, equivalente de areia, limites de consistência (limite de liquidez e limite de

plasticidade), ensaio de compactação Proctor, ensaio CBR e *in situ* ao ensaio de carga em placa e ao ensaio da radioactividade (gamadensímetro).

Os pavimentos rodoviários e aeroportuários, são estruturas formadas por várias camadas, de certos materiais, mais ou menos ligadas entre si, e apoiadas continuamente sobre a fundação (Branco et al, 2008).

A fundação é geralmente constituída por terreno natural ou por material granular em aterro (Santos, 2009). Assim, o conhecimento adequado do comportamento geotécnico dos solos de fundação é essencial à análise estrutural dos pavimentos rodoviários. A fundação de um pavimento integra o leito do pavimento e todo o terreno subjacente que condiciona o seu comportamento, a escolha do que se deve usar e a espessura da respectiva camada dependem da qualidade do solo e da capacidade de suporte que se pretende obter para a fundação (leito mais solo subjacente), (Santos, 2009).

Há vários tipos de equipamentos de ensaio que podem ser considerados adequados à caracterização mecânica de leitos de pavimento durante a sua construção, nomeadamente, (Antunes, M. L.; et al, 1996):

- Ensaio de carga em placa (estático) (ECP);
- Ensaio de carga com deflectómetro de impacto (FWD);
- Ensaio de carga com deflectómetro de impacto portátil (DIP).

Segundo os mesmos autores, estes três tipos de ensaio assentam no mesmo princípio, ou seja, é aplicada uma solicitação à superfície a ensaiar, transmitida através de uma placa de carga circular, sendo medidos os deslocamentos verticais (deflexões) daí resultantes na referida superfície.

A capacidade de carga dos pavimentos, foi durante muitos anos caracterizada pelo “índice californiano de capacidade de carga” (CBR), que é função da força necessária para fazer penetrar na amostra de solo um pistão cilíndrico (2,5 ou 5 mm de diâmetro), à velocidade (1 ou 1,25 mm/min), num molde cilíndrico de aço de 50 mm de diâmetro, num provete de solo compactado num molde e sujeito previamente a imersão em água durante 4 dias (Branco et al, 2008). Mede-se em

seguida a força (ou pressão) e a penetração ao longo da sua evolução. As leituras da força são efectuadas através das leituras de deformação do anel, (Minhoto, 2009/2010).

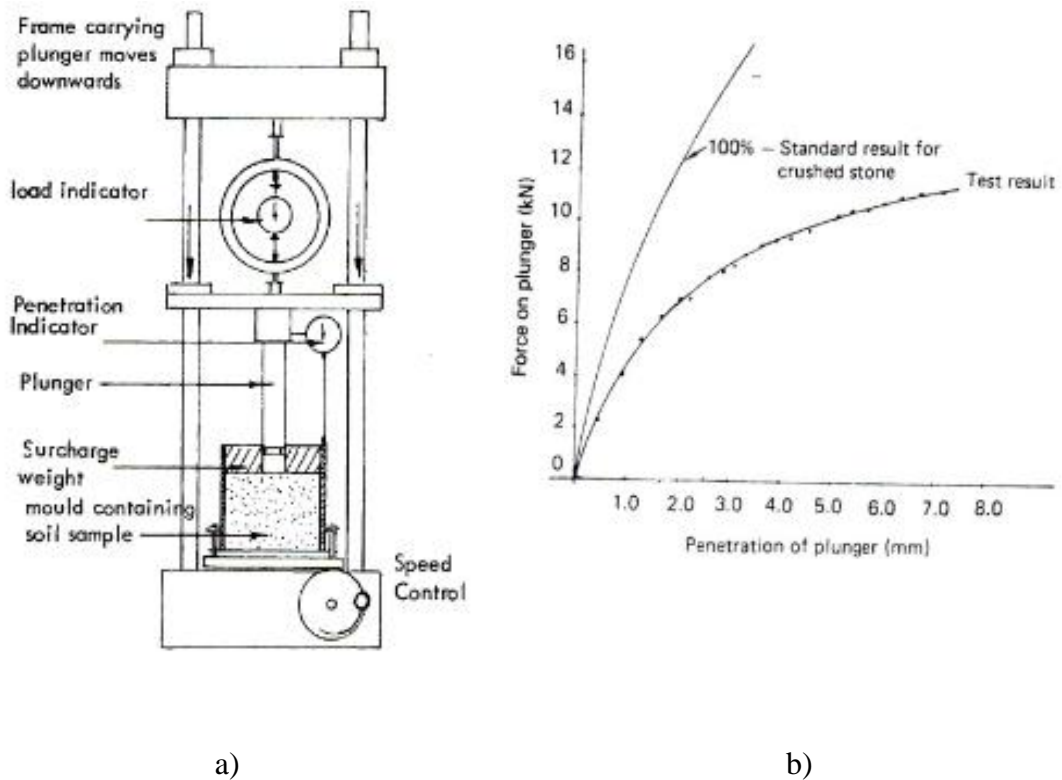


Figura 2.11 – Ensaio CBR: a) esquema simplificado; b) diagrama típico força-penetração (Minhoto 2009/2010)

O módulo de deformabilidade da fundação dum pavimento é normalmente, avaliado a partir do valor do CBR (“*California Bearing Ratio*”) do solo que constitui a fundação, como se indica na expressão (2.14) (Collop & Cebon, 1995; Pereira & Santos, 2002):

$$E_{sf} = 10 \times CBR \text{ (sugestão solos incoerentes)} \quad (2.14)$$

$$E_{sf} = 10 \times CBR^{0,64} \text{ (sugestão solos coerentes)} \quad (2.15)$$

onde:

E_{sf} - módulo de deformabilidade do solo de fundação (MPa);

CBR – *California Bearing Ratio* (índice californiano de capacidade de carga do solo (%)).

A relação (2.14) foi estabelecida recorrendo a extensos ensaios de carregamento dinâmico *in situ* (Picado-Santos, 1994), tendo sido validada para solos semelhantes aos que podem ser encontrados na fundação de pavimentos em Portugal (Branco et al, 2008).

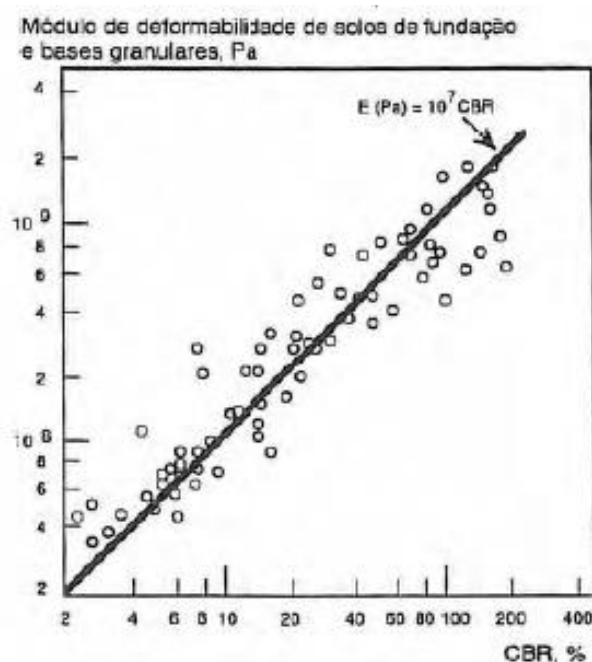


Figura 2.12 - Módulo de deformabilidade “versus” CBR (adaptação em Picado-Santos, 1994 de Shell, 1978)

Com base nos módulos de deformabilidade do solo de fundação o MACOPAV (JAE, 1995) estabelece 4 classes de fundação (F1 a F4) e que se encontram definidas no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 - Classes de fundação (JAE, 1995)

Classe de fundação	Módulo de deformabilidade (MPa)	
	Intervalo	Valor de cálculo
F1	>30 a ≤50	30
F2	>50 a ≤80	60
F3	>80 a ≤150	100
F4	>150	150

Um outro ensaio no qual se pode basear a caracterização da fundação é o ensaio de carga em placa (ECP).

Os ensaios de carga em placa consistem na compressão aplicada directamente na superfície do terreno através duma placa metálica rígida, procurando reproduzir *in situ* as condições reais de carregamento do solo de fundação, provocando um comportamento desta similar ao que irá ocorrer com um pavimento real, sendo os esforços transmitidos ao solo através duma placa à qual se encontra associado um macaco hidráulico que reage contra um sistema de reacção, (Minhoto, 2009/2010).

O procedimento do ECP mais utilizado consiste na aplicação de certas pressões por meio de placas, circulares, medindo-se o assentamento, s , para diversas cargas, no centro da placa e a diversas distâncias deste. Este ensaio permite determinar as curvas cargas - assentamentos e com elas a deformabilidade e a capacidade de carga do solo.

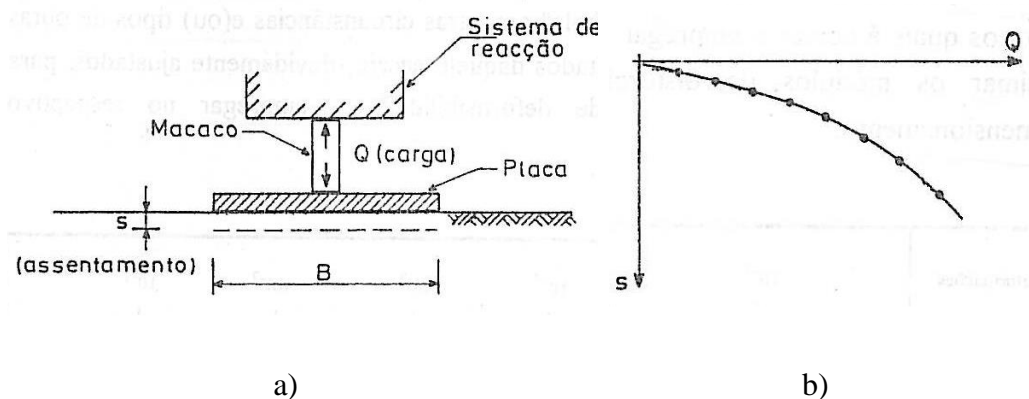


Figura 2.13 - Ensaio de carga em placa: a) esquema simplificado; b) diagrama típico carga – assentamento (Matos Fernandes, 1995).

Como é descrito por Matos Fernandes (1995), o assentamento, s , de uma fundação rígida circular de diâmetro B , carregada por uma força Q sobre um meio elástico linear de módulo de elasticidade E e coeficiente de Poisson ν , vale:

$$s = \frac{Q}{B} \times \frac{(1 - \nu^2)}{E} \quad (2.16)$$

Segundo Almeida, (1995, p. 33) “As cargas aplicadas causam assentamentos da ordem de vários milímetros, que são em parte reversíveis e em parte permanentes, devidos à compressão do solo. Estes ensaios podem efectuar-se também com cargas repetidas para simular o efeito do tráfego. Em geral, o procedimento de ensaio e o tamanho da placa empregada variam consoante o fim em vista. Podem também ser realizados ensaios de carga em que se aplicam pressões ao solo, com a utilização de células”.

Neste ensaio uma das principais dificuldades na aplicação expedita deve-se à necessidade de se garantir um sistema de reacção placa.

O sistema usado para aplicação das cargas consiste na colocação de um macaco hidráulico de modo a ganhar reacção no eixo traseiro de um camião carregado com terra. O sistema de medição dos assentamentos consiste em colocar a viga metálica apoiada em dois pontos suficientemente afastados da placa para poderem ser considerados fixos. Em seguida colocam-se três deflectómetros dispostos entre o macaco e a viga e é feito o registo dos assentamentos da placa.

Este ensaio pode ser executado segundo os procedimentos da norma AFNOR NF P94-117-1 ou da norma DIN 18134.

Segundo a norma AFNOR NF P94-117-1, o ensaio tem por objectivo a determinação do módulo de deformabilidade sob carregamento estático aplicado numa placa sobre uma plataforma. O ensaio consiste em aplicar, após uma pré carga, dois ciclos de carregamento sucessivos através de uma placa de diâmetro e rigidez normalizados (Correia et al, 2008). Sendo o módulo de deformabilidade, $E v_2$, calculado para o segundo ciclo de carregamento, através da solução de Boussinesq, para o carregamento estático sobre uma placa circular rígida em meio elástico linear (equação 2.17), e utilizado o método secante (Figura 2.14), para determinação do deslocamento da placa (Martins et al, 2008),

$$E v_2 = \frac{\pi}{2} \cdot (1 - \nu)^2 \cdot \frac{p \cdot r}{z_2} \quad (2.17)$$

$$k_s = \frac{E v_2}{E v_1} \quad (2.18)$$

em que ν é o coeficiente de Poisson, p é a pressão sob a placa, r é o raio da placa e z_2 é o deslocamento da placa.

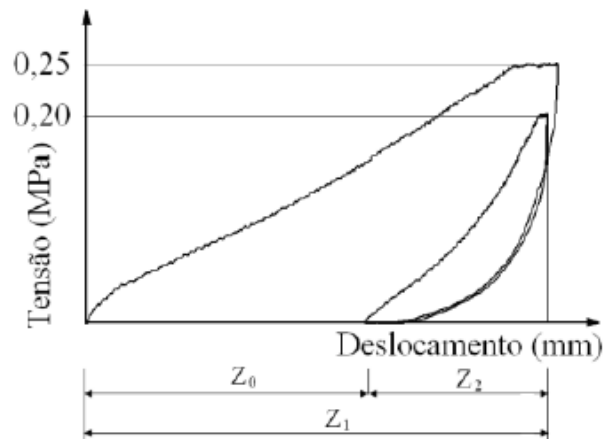


Figura 2.14 – Interpretação do ensaio de carga estática com placa segundo a norma AFNOR NF P94-117-1 (Martins, 2008)

Segundo a norma DIN 18134, tal como para o ensaio de carga em placa segundo a norma AFNOR NF P94-117-1 este ensaio tem por objectivo conhecer as características de deformação do solo e determinar o respectivo módulo de deformabilidade, E .

A interpretação do ensaio é efectuada recorrendo à solução de Boussinesq para o carregamento estático sobre uma placa circular rígida em meio elástico linear (equação 2.19), sendo utilizado o método tangente (Figura 2.15) para determinação do deslocamento da placa (Martins et al, 2008),

$$E v_2 = \frac{1,5 \cdot r}{a_1 + a_2 \cdot \sigma_{0\text{máx}}} \quad (2.19)$$

em que r é o raio da placa, $\sigma_{0\text{máx}}$ é a tensão sob a placa atingida no primeiro ciclo de carregamento e a_1 e a_2 são os coeficientes determinados a partir do ajuste de um polinómio de segundo grau aos pontos correspondentes ao segundo ciclo de carregamento.

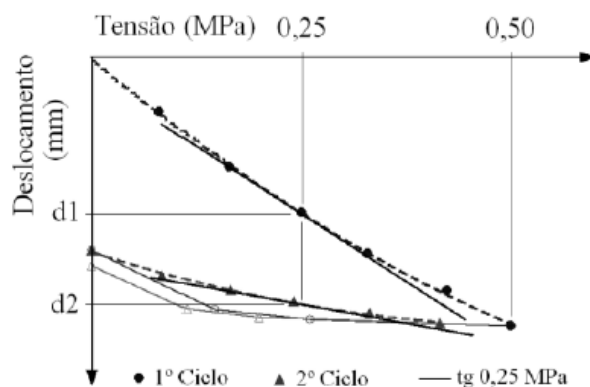


Figura 2.15 – Interpretação do ensaio de carga estático com placa segundo a norma DIN 18134 (Martins, 2008)

2.5.3 Materiais Granulares

A avaliação das propriedades mecânicas dos materiais granulares (resistência, rigidez e deformação permanente) deverá ser feita recorrendo a ensaios que podem ser realizados em laboratório ou *in situ* (Vale, 2004).

As características dos materiais granulares, segundo o método da JAE, adoptados no MACOPAV (JAE, 1995) resumem-se ao Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Características de deformabilidade dos materiais granulares (JAE, 1995)

Código	Módulo de deformabilidade (E)	Coefficiente de Poisson (ν)
BGr	$\approx 2,5 \times E$ camada inferior	0,35
BG	$\approx 2 \times E$ camada inferior	0,35
SbG	$\approx 2 \times E$ camada inferior	0,35
GN	$\approx 1,5 \times E$ camada inferior	0,35
SS	$\approx 1,2 \times E$ camada inferior	0,4

sendo:

BGr – material britado recomposto em central;

BG - material britado sem recomposição (*tout-venant*) aplicado em camada de base;

S_bG - material britado sem recomposição (*tout-venant*) aplicado em camada de sub-base;

GN - material não britado;

SS - solo seleccionado.

Módulo de deformabilidade

O valor do módulo de deformabilidade do solo de fundação e dos materiais granulares dependem de vários factores e o recurso a ensaios laboratoriais ou *in situ*, nem sempre são possíveis de efectuar. É habitual considerar, para os materiais granulares que constituem a fundação e as camadas granulares, o valor do módulo de deformabilidade constante em toda a espessura da camada, (Vale, 2004). Na realidade, verifica-se que o módulo de deformabilidade dos materiais granulares varia com a profundidade, ou seja com o nível de tensão (Salt & Stevens, 2002).

No que se refere aos materiais granulares, que constituem uma parte integrante dos pavimentos, o módulo de deformabilidade não depende apenas das suas características físicas, mas também da rigidez da camada que lhe dá apoio (Salt e Stevens, 2002). Assim, um agregado não atinge o máximo valor de módulo de deformabilidade quando é colocado sobre um solo de fraca rigidez, porque nestas condições, não é possível compactá-lo convenientemente, não se atingindo a máxima rigidez possível.

Experimentalmente, Thom e Brown mostraram que o módulo de deformabilidade das camadas granulares dum pavimento depende do grau de compactação e da percentagem de finos do material (Dawson et al, 1996; Vale, 2004).

De acordo com (Claessen, 1997) o módulo de deformabilidade da sub-base, E_{sb} , é obtido em função do módulo de deformabilidade do solo de fundação E_{sf} , pela expressão:

$$E_{sb} = k E_{sf} \quad (2.20)$$

com

$$k = 0,2 \times h_{sb}^{0,45} \quad (2.21)$$

sendo:

E_{sb} - módulo de deformabilidade da sub-base granular (MPa);

E_{sf} - módulo de deformabilidade do solo de fundação (MPa);

h_{sb} – espessura da camada de sub-base granular do pavimento (mm).

Coefficiente de Poisson

Os valores dos coeficientes de Poisson (ν) considerados foram: $\nu_{sf} = 0,35$ para o solo de fundação, e $\nu_g = 0,30$ para a camada granular, valores indicados por (Quaresma, 1985; Picado-Santos, 1994) para análises efectuadas com materiais portugueses envolvidos na construção de pavimentos rodoviários flexíveis, sendo os valores para os pavimentos de referência, e também adoptados no MACOPAV (JAE, 1995).

2.6. DETERMINAÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO/EXTENSÃO

A determinação do estado de tensão/extensão tem como objectivo calcular o estado de tensão e deformação no pavimento, especificamente, determinar os valores das extensões máximas para verificação dos critérios de ruína. Estes critérios correspondem aos limites máximos de extensão de tracção e de compressão vertical nas camadas ligadas e na fundação, (Branco et al, 2008).

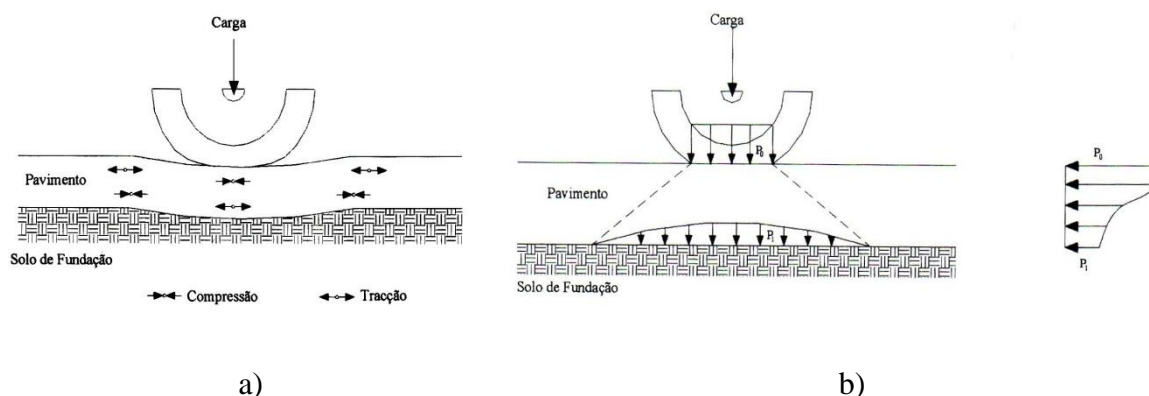


Figura 2.16 – Solo de fundação

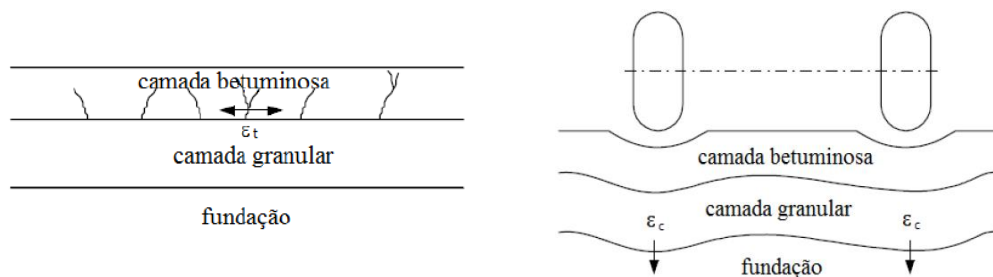
De modo a facilitar o cálculo das tensões e respectivas extensões, na análise de tensões e deformações de pavimentos rodoviários flexíveis admitem-se várias hipóteses simplificativas (Baptista, 1999):

- as camadas que constituem o pavimento são perfeitamente ligadas;
- o pavimento é modelado como uma estrutura multi-camada contínua e semi-infinita, em que cada camada é constituída por material homogéneo;
- os materiais apresentam comportamento elástico, linear e isotrópico.

2.7. CRITÉRIOS DE RUÍNA

Em termos de dimensionamento de pavimentos, os critérios usualmente adoptados para pavimentos flexíveis referem-se a dois tipos de mecanismos de ruína, (Santos, 2009):

- critério de fadiga relacionado com o fendilhamento excessivo com origem nas camadas mais traccionadas das camadas ligadas, e consiste no controlo da extensão radial de tracção, ϵ_t , na zona mais traccionada das camadas betuminosas, geralmente na base destas (Figura 2.17 a);
- critério de deformação permanente, ocorrência de deformações excessivas à superfície na zona das rodeiras, e consiste no controle da extensão máxima de compressão, ϵ_c , geralmente no topo do solo de fundação, principalmente devido à fraca deformabilidade do material, (Figura 2.17 b).



- a) critério de ruína à fadiga b) critério à deformação permanente

Figura 2.17 - Representação esquemática do critério de ruína à fadiga e do critério à deformação permanente, (Santos, 2009).

Os critérios adoptados para efectuar a verificação do critério de ruína à fadiga e do critério de comportamento à deformação permanente foram os preconizados pela Shell (Shell, 1978):

- Critério de ruína à fadiga das camadas betuminosas:

$$\varepsilon_t = (0,856 \cdot V_b + 1,08) \times E^{-0,36} \times N_{80}^{-0,2} \quad (2.22)$$

sendo:

ε_t – extensão máxima de tracção;

N_{80} – número de eixos-padrão de 80 kN admissível pelo pavimento;

V_b – percentagem volumétrica de betume no volume total (%);

E – módulo de deformabilidade da mistura betuminosa.

- Critério à deformação permanente:

$$\varepsilon_c = k_s \times N_{80}^{-0,25} \quad (2.23)$$

sendo:

ε_c – extensão vertical máxima de compressão no topo do solo de fundação para uma fiabilidade de 95% (adimensional);

N_{80} – número de eixos-padrão de 80 kN admissível pelo pavimento.

2.8. DETERMINAÇÃO DO NÚMERO ACUMULADO DE EIXO-PADRÃO

Os pavimentos ao longo da sua vida de projecto apresentam degradações com carácter evolutivo (acumulativo) ou seja, fadiga, deformação permanente, assim, interessa avaliar o número acumulado de eixos-padrão para a vida de projecto do

pavimento. A vida de projecto é caracterizada pelo número de anos de vida, n , sendo o tráfego projectado com base na taxa de crescimento anual do tráfego, t .

Assim, o número acumulado de eixos padrão (80 kN), $NAEP_{80}$, ao longo de um período, n , é dado pela expressão:

$$NAEP_{80} = P \times 365 \times \frac{((1 + t)^n - 1)}{t} \quad (2.24)$$

onde:

$P = \frac{NEEP}{2}$ - número diário de eixos padrão por sentido, no ano inicial.

$$NEEP = NVP \cdot c \quad (2.25)$$

onde:

$NEEP$ – número equivalente de eixos padrão, diário anual;

$NVP = TMDA \times \%VP$

$TMDA$ – tráfego médio diário anual;

$\%VP$ – percentagem de veículos pesados

Para avaliar o número acumulado de eixos é sempre necessário conhecer o número equivalente de eixos padrão diário, $NEEP$, para o ano inicial do período de “ n ” anos.

A vida residual (V_r) define-se como o número de passagens dum eixo de referência que levará um pavimento à ruína, num determinado momento da sua vida.

O cálculo da vida residual em cada momento depende do tráfego passado e do critério de ruína utilizado de acordo com a Equação (2.26).

$$V_r = N_a - N_p \quad (2.26)$$

em que:

N_a - número admissível de passagens correspondente ao critério de dimensionamento condicionante;

N_p - número de passagens correspondentes ao tráfego passado.

O pavimento antes de entrar ao serviço, o tráfego passado (N_p) é nulo e a vida residual, neste caso definida como vida residual de construção, corresponde ao número total de passagens dum eixo de referência, calculado a partir do critério de ruína condicionante. Este número de passagens pode ser determinado tendo em conta, quer as condições estruturais de projecto, quer as condições estruturais reais, resultantes de um determinado nível de qualidade de construção.

Após o pavimento entrar ao serviço, a capacidade de suportar cargas vai diminuindo ao longo do tempo. A vida residual, neste caso definida como vida residual observada, corresponde ao número de passagens dum eixo de referência que o pavimento suportará a partir dum determinado momento da sua vida útil. Esta calcula-se a partir do critério de ruína condicionante, de fadiga ou de deformação permanente. O número de passagens do eixo de referência reflecte o estado estrutural do pavimento e, conseqüentemente, a evolução dos materiais que o constituem, definidos pela sua deformabilidade naquele momento. (Freitas e Pereira, 2001).

O tráfego é um dos agentes de degradação que maior importância tem no estudo da evolução do desempenho dos pavimentos. Se a evolução do tráfego real for superior à estimada no projecto, em princípio, o pavimento terá uma vida útil inferior. Assim, a análise do tráfego passado real permite aferir se o pavimento apresenta ou não uma redução prematura das suas propriedades mecânicas, comparando a vida residual obtida pela equação 2.26 com a vida residual observada.

2.9. ADAPTAÇÃO DA FUNDAÇÃO DO SOLO AO PAVIMENTO FLEXÍVEL

As condições de fundação dos pavimentos têm um papel muito importante no desempenho da estrutura ao longo da vida útil dos pavimentos, dado que para efectuar o dimensionamento de pavimentos através dos métodos analíticos requer

o conhecimento das características mecânicas dos materiais das camadas que o constituem, e da sua fundação, (Antunes, M. L.; et al, 1996).

Segundo os mesmos autores, é essencial que na fase de projecto sejam adoptadas, características adequadas para a fundação dos pavimentos, as quais, dependerão, dos solos de fundação existentes e dos materiais utilizados para a execução dos aterros, e das medidas que se adoptarem com vista à execução do leito do pavimento. Para efeitos de dimensionamento por via analítica, as condições de fundação dos pavimentos serão traduzidas através do módulo de deformabilidade da camada de leito de pavimento.

2.10. DIMENSIONAMENTO DUM PAVIMENTO

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

Para definir uma estrutura de pavimento torna-se necessário dispor de dados relativos a tráfego, condições climáticas, condições de fundação e materiais de pavimentação, sendo considerados, para efeitos de dimensionamento essencialmente, o efeito do tráfego e as condições de fundação, (Luzia, R.C. 2008).

Para efeitos de verificação do dimensionamento de pavimentos rodoviários apenas se consideram as acções induzidas pelos veículos pesados (veículos com peso bruto superior ou igual a 300 kN) uma vez que são estas que induzem o fendilhamento e a deformação das camadas do pavimento. O dano induzido por cada veículo pesado depende da carga por eixo e da respectiva configuração, (CEPSA, 2006).

As acções ligadas ao tráfego são definidas com base no Tráfego Médio Diário Anual de veículos pesados, TMDAp, no ano de abertura ao tráfego, por sentido e na via mais solicitada, a partir do qual se definem oito classes de tráfego, T₀ a T₇, (Luzia, 2008).

Acerca das acções climatéricas devem ser consideradas, entre outras, as seguintes: a temperatura do ar, a radiação solar (decisiva no fenómeno de troca de calor por radiação), velocidade do vento à superfície do pavimento, variação do teor em água das camadas não tratadas do pavimento e do solo de fundação, por acção da pluviosidade.

“O dimensionamento dos pavimentos rodoviários, consiste genericamente nos seguintes passos (Branco et al, 2008):

- definição das acções;
- adopção de uma estrutura inicial composta por materiais de determinadas características;
- análise do comportamento da estrutura, usando as propriedades mecânicas dos materiais necessárias à resolução dos modelos de comportamento;
- comparação das tensões e extensões resultantes da análise estrutural com aquelas que constituem o limite para o qual os materiais ainda podem resistir em condições de segurança;
- ajustamento da estrutura adoptada nas suas dimensões ou com recurso a materiais com outras características até se conseguir um dimensionamento conveniente.”

3. INFLUÊNCIA DA FUNDAÇÃO NO COMPORTAMENTO DUM PAVIMENTO RODOVIÁRIO FLEXÍVEL

3.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo apresenta-se uma análise sobre a sensibilidade de pavimentos flexíveis à variação das propriedades mecânicas da fundação. O estudo consiste na análise de diversas situações representativas da variação da capacidade resistente dum pavimento resultante da variação das propriedades mecânicas do solo de fundação, em particular do seu módulo de deformabilidade, tendo em vista realizar uma avaliação da importância da divergência entre caracterização da fundação através do CBR do solo e uma caracterização da fundação através do ensaio de carga em placa (ECP), no momento após construção da fundação *in situ*.

O estudo consistiu na determinação, para as diversas situações de análise, do número admissível de eixos padrão de 80 kN, usando a metodologia proposta pela Shell para dimensionamento de pavimentos flexíveis, considerando as condições climáticas referentes à região de Bragança e considerando a variação das características mecânicas do solo de fundação.

O estabelecimento das diversas situações de análise baseou-se na adoção de diferentes tipos de estruturas, de pavimento quer em termos de geometria quer em termos de características mecânicas, de forma a representar as estruturas normalmente utilizadas em obras de pavimentação correntes no nosso país/ região.

A consideração de diversos tipos de solos de fundação consistiu no estabelecimento de diversos valores do CBR do solo de fundação e obtendo, a partir deste, as correspondentes propriedades mecânicas. Os valores do CBR adoptados variam entre 2,5% e 25% em intervalos sucessivos de 2,5% em 2,5%. Para a avaliação do módulo do solo correspondente a cada valor do CBR foram usadas as relações

propostas no método da Shell. Na figura 3.1 apresenta-se o esquema representativo do processo desenvolvido.

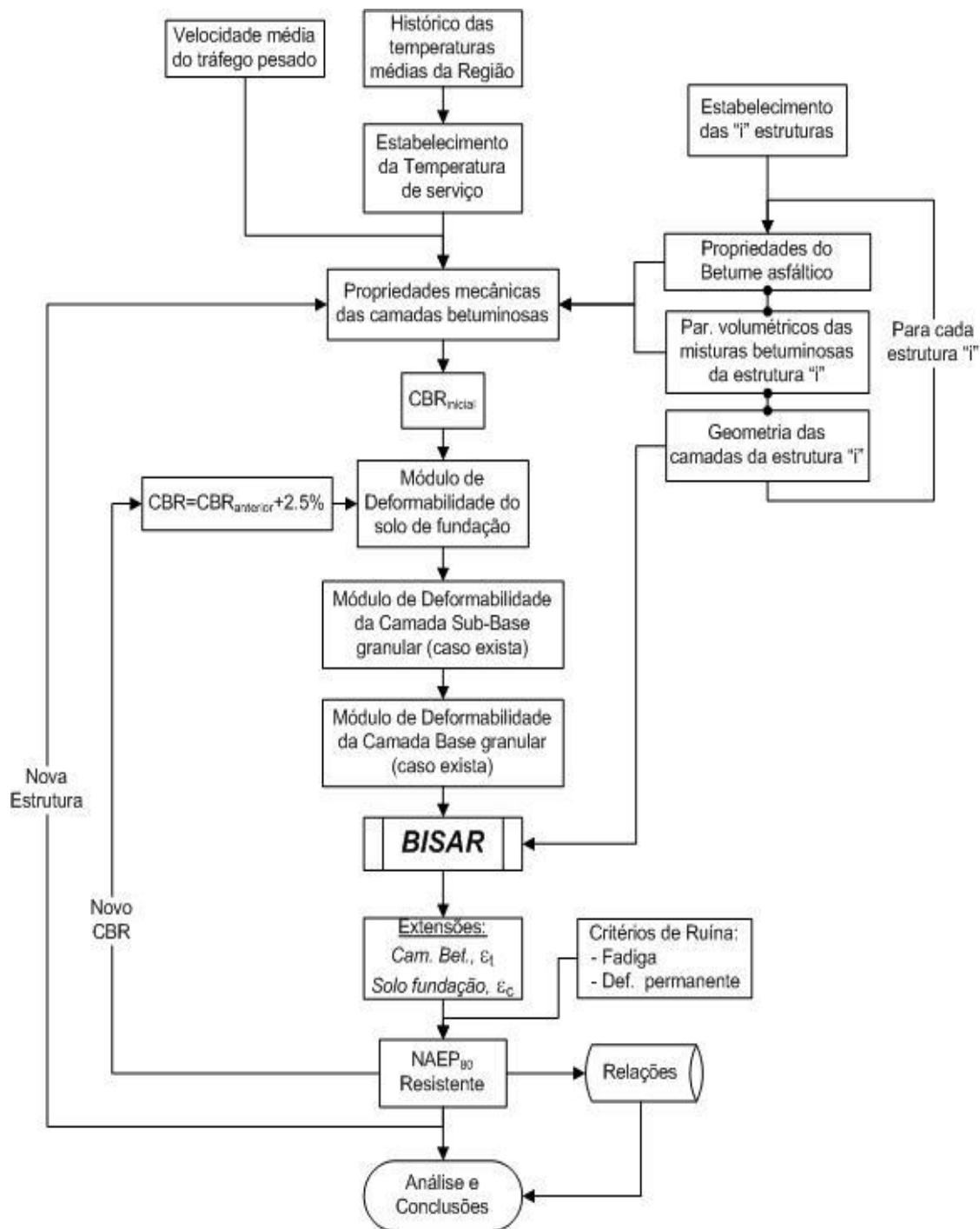


Figura 3.1 – Organograma do processo desenvolvido

Para a classificação do tipo de solo a empregar na fundação de pavimentos rodoviários flexíveis devem ter-se em conta os ensaios realizados em laboratório e *in situ*.

O principal objectivo do estudo refere-se à concepção de um pavimento baseado na caracterização mecânica do comportamento do solo de fundação subjacente, recorrendo a ensaios experimentais de deformabilidade *in situ* usando o ensaio de carga em placa e em laboratório o ensaio CBR. Assim, para complementar o estudo serão realizados ensaios em laboratório e *in situ*, com vista à caracterização, quer do comportamento mecânico, quer das características físicas e geotécnicas, dos materiais empregues.

A caracterização geotécnica dos materiais efectuou-se a partir da realização dos ensaios de laboratório correntemente utilizados neste tipo de caracterização, tais como: análise granulométrica dos solos, equivalente de areia, limites de consistência (limite de liquidez e limite de plasticidade), identificação e classificação dos solos para fins rodoviários, ensaio de compactação Proctor e ensaio CBR.

A caracterização mecânica *in situ* efectuou-se a partir da realização dos ensaios de carga em placa e o da radioactividade (gamadensímetro).

3.2. DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE SIMULAÇÃO

De acordo com o diagrama representativo do processo de simulação desenvolvido, apresentado na Figura 3.1, o estudo foi desenvolvido cumprindo as seguintes fases:

- estabelecimento dos dados de base para o estudo;
- determinação das propriedades mecânicas das camadas betuminosas das estruturas dos pavimentos adoptadas;
- determinação das propriedades mecânicas do solo de fundação e das camadas granulares das estruturas dos pavimentos adoptadas;

- determinação do estado de tensão/extensão resultante de cada situação de simulação;
- determinação do número acumulado de eixos padrão para cada situação de análise, com base nos critérios de ruína normalmente adoptados;
- análise dos resultados e conclusões.

De seguida apresenta-se uma descrição de cada uma das fases envolvidas no estudo.

3.3. ESTRUTURAS DE PAVIMENTO

Um pavimento rodoviário flexível é uma estrutura estratificada constituída por camadas betuminosas e granulares e construída sobre a superfície obtida como resultado dos trabalhos de terraplanagem designada por fundação.

Um pavimento rodoviário quanto à sua constituição, é considerado como um sistema multi-estratificado, formado por várias camadas de espessura finita, apoiadas na fundação constituída pelo terreno natural (Branco et al, 2008; Costa, 2008).

Actualmente, a determinação da espessura de uma camada de um pavimento é efectuada tendo em conta os seguintes critérios (Silva, 1999):

1. A contribuição da camada para a diminuição da extensão vertical de compressão no topo da camada de fundação do pavimento;
2. A contribuição da camada para a diminuição da extensão horizontal de tracção na base das camadas betuminosas.

Para persecução dos objectivos deste estudo consideraram-se quatro tipos de estruturas de pavimento, com os materiais constituintes das camadas dos pavimentos adoptados estabelecidos de forma a reflectir o tipo de materiais correntemente adoptados em camadas de pavimentos, e são os seguintes (Picado-Santos 1994):

Bb1 – betão betuminoso em camada de desgaste com espessuras entre 4 e 5 cm, com betume tipo 50/70, com um coeficiente de Poisson de 0,35;

Bb2 – betão betuminoso em camada de regularização com espessuras entre 6 e 8 cm, com um coeficiente de Poisson de 0,35;

Mc – macadame betuminoso em camada de base, com um coeficiente de Poisson de 0,35;

Cg – tipos de sub-base, constituídos por agregados de granulometria extensa britados (*tout-venant*), com um coeficiente de Poisson de 0,30;

Os materiais constituintes das camadas dos pavimentos adoptados foram estabelecidos de forma a reflectir o tipo de materiais correntemente adoptados em camadas de pavimentos e encontram-se definidos no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 - Pavimentos considerados na análise

Camada	Pavimentos							
	P1		P2		P3		P4	
	Espessura (m)	Tipo de material	Espessura (m)	Tipo de material	Espessura (m)	Tipo de material	Espessura (m)	Tipo de material
Desgaste	0,05	Bb1	0,04	Bb1	0,04	Bb1	0,05	Bb1
Regularização	0,06	Bb2	0,06	Bb2	0,06	Bb2	0,08	Bb2
Base	0,24	Mc	0,15	Mc	-	granular	0,20	granular
Sub-base	0,2	Cg	0,2	granular	0,2	granular	-	-

Sendo as características gerais dos materiais betuminosos os valores referidos no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 - Características gerais dos materiais betuminosos

	Pavimentos			
	P1	P2	P3	P4
V_{ct} (km/h)	50	50	50	50
$t_{carregamento}$ (s)	0,02	0,02	0,02	0,02
Betume	50/70	50/70	50/70	50/70
pen 25° (0,1 mm)	60	60	60	60
pen 25° r (0,1 mm)	39	39	39	39
Tabr	57,21	57,21	57,21	57,21

em que:

V_{ct} – Velocidade de circulação média de tráfego (km/h);

$t_{\text{carregamento}}$ – tempo de carregamento adoptado (s);

pen 25° – penetração (10^{-1} mm) do betume a 25°C - não envelhecido;

pen 25°r – penetração (10^{-1} mm) do betume a 25°C - envelhecido;

T_{abr} – temperatura de amolecimento (°C) pelo método de anel e bola. O r significa que a grandeza se refere a betume recuperado de misturas em serviço (ocorreu envelhecimento).

O pavimento P1 representa um tipo de pavimento com grande capacidade de carga, normalmente usado em estradas de tráfego agressivo, em quantidade e em agressividade, correspondendo a situações de pavimentos em auto-estrada, como por exemplo.

O pavimento P2 representa também um pavimento com bastante capacidade de carga usado normalmente, em estradas de tráfego agressivo, correspondendo como exemplo a situações de pavimentos em itinerários principais.

Os pavimentos P3 e P4 representam tipos de pavimentos com capacidade média a baixa, normalmente usados em estradas de tráfego leve a médio, corresponde, a situações de pavimentos aplicados em estradas nacionais, e em algumas situações de estradas municipais. Destes, considera-se o pavimento P3, que apresenta menor capacidade de carga, como representativo dos existentes numa estrada municipal, com importância relevante no seio duma rede rodoviária municipal. Finalmente, considera-se o pavimento P4 como representativo dos existentes em estradas nacionais do tipo das existentes na região.

Nas Figuras 3.2 e 3.3 encontram-se esquematizados os quatros tipos de pavimentos P1, P2, P3 e P4, utilizados neste estudo.

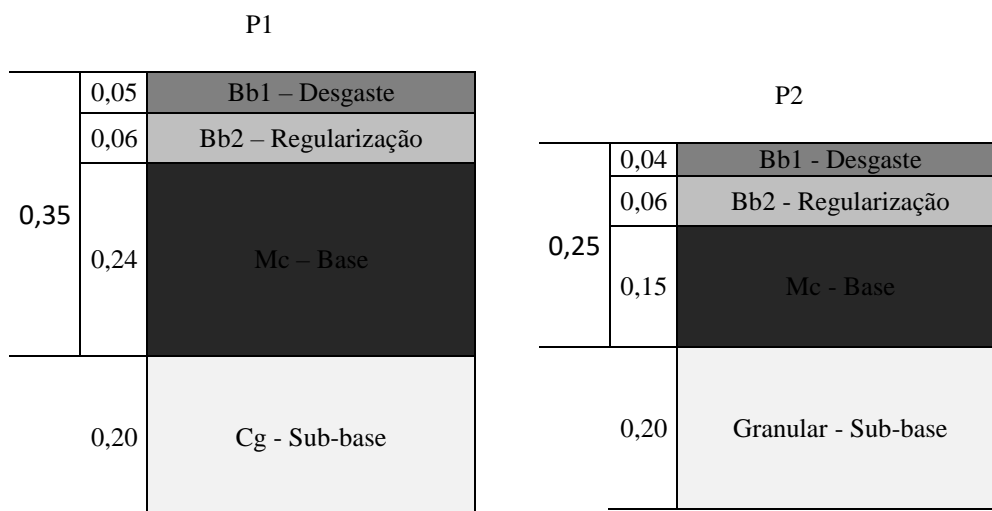


Figura 3.2 – Pavimentos P1 e Pavimento P2

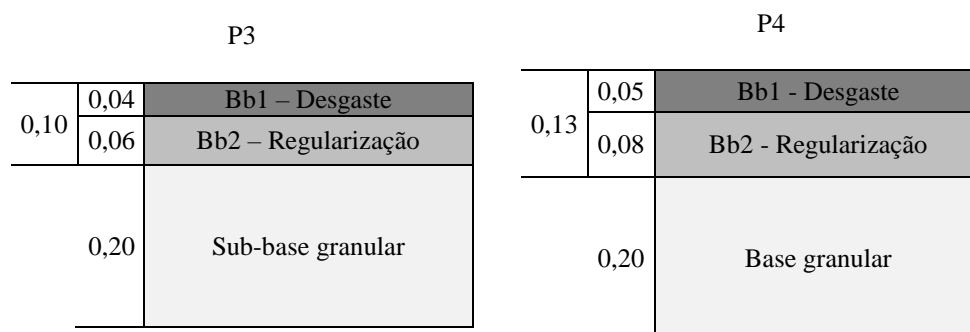


Figura 3.3 – Pavimento P3 e Pavimento P4

No estudo realizado a geometria e os tipos de materiais usados nas camadas acima da fundação fixadas para cada tipo de pavimento são mantidas constantes para todas as situações de simulação, variando apenas, de situação para situação, o módulo de fundação.

As quatro estruturas representativas dos pavimentos a dimensionar, são considerados como sendo compostos por várias camadas de dimensão horizontal infinita, definidos por um coeficiente de Poisson (ν) e um módulo de deformabilidade ou módulo de rigidez (E), e verticalmente uma dimensão finita excepto a camada inferior que é infinita.

Nos quadros seguintes (Quadro 3.3 a 3.6) apresentam-se a evolução das propriedades mecânicas calculadas para valores de CBR adoptados a variar entre 2,5% e 25% em intervalos sucessivos de 2,5% em 2,5% para os pavimentos em estudo.

Quadro 3.3 – Propriedades mecânicas para o Pavimento P1

Pavimento P1 - 55											
Módulos											
Caracterização Geométrica	Espessura (m)	Sit. 1	Sit. 2	Sit. 3	Sit. 4	Sit. 5	Sit. 6	Sit. 7	Sit. 8	Sit. 9	Sit. 10
Bb1	0,05	9875,52	9875,52	9875,52	9875,52	9875,52	9875,52	9875,52	9875,52	9875,52	9875,52
Bb2	0,06	7706,11	7706,11	7706,11	7706,11	7706,11	7706,11	7706,11	7706,11	7706,11	7706,11
Mc	0,24	10413,76	10413,76	10413,76	10413,76	10413,76	10413,76	10413,76	10413,76	10413,76	10413,76
SbG	0,20	54,25	108,51	162,76	217,02	271,27	325,53	379,78	434,03	488,29	542,54
SF	----	25	50	75	100	125	150	175	200	225	250
	CBR	2,5	5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25

Quadro 3.4 – Propriedades mecânicas para o Pavimento P2

Pavimento P2 - 45											
Módulos											
Caracterização Geométrica	Espessura (m)	Sit. 1	Sit. 2	Sit. 3	Sit. 4	Sit. 5	Sit. 6	Sit. 7	Sit. 8	Sit. 9	Sit. 10
Bb1	0,04	9647,75	9647,75	9647,75	9647,75	9647,75	9647,75	9647,75	9647,75	9647,75	9647,75
Bb2	0,06	7505,51	7505,51	7505,51	7505,51	7505,51	7505,51	7505,51	7505,51	7505,51	7505,51
Mc	0,15	10181,93	10181,93	10181,93	10181,93	10181,93	10181,93	10181,93	10181,93	10181,93	10181,93
SbG	0,20	54,25	108,51	162,76	217,02	271,27	325,53	379,78	434,03	488,29	542,54
SF	----	25	50	75	100	125	150	175	200	225	250
	CBR	2,5	5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25

Quadro 3.5 – Propriedades mecânicas para o Pavimento P3

		Pavimento P3 - 50									
		Módulos									
Caracterização Geométrica	Espessura (m)	Sit. 1	Sit. 2	Sit. 3	Sit. 4	Sit. 5	Sit. 6	Sit. 7	Sit. 8	Sit. 9	Sit. 10
Bb1	0,04	9199,06	9199,06	9199,06	9199,06	9199,06	9199,06	9199,06	9199,06	9199,06	9199,06
Bb2	0,06	7112,16	7112,16	7112,16	7112,16	7112,16	7112,16	7112,16	7112,16	7112,16	7112,16
Cg	0,20	54,25	108,51	162,76	217,02	271,27	325,53	379,78	434,03	488,29	542,54
SF	----	25	50	75	100	125	150	175	200	225	250
	CBR	2,5	5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25

Quadro 3.6 - Propriedades mecânicas para o Pavimento P4

		Pavimento P4 - 33									
		Módulos									
Caracterização Geométrica	Espessura (m)	Sit. 1	Sit. 2	Sit. 3	Sit. 4	Sit. 5	Sit. 6	Sit. 7	Sit. 8	Sit. 9	Sit. 10
Bb1	0,05	9243,52	9243,52	9243,52	9243,52	9243,52	9243,52	9243,52	9243,52	9243,52	9243,52
Bb2	0,08	7151,02	7151,02	7151,02	7151,02	7151,02	7151,02	7151,02	7151,02	7151,02	7151,02
Cg	0,20	54,25	108,51	162,76	217,02	271,27	325,53	379,78	434,03	488,29	542,54
SF	----	25	50	75	100	125	150	175	200	225	250
	CBR	2,5	5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25

onde as abreviaturas dos Quadros 3.3 a 3.6 se designam por:

Bb1 - betão betuminoso em camada de desgaste (m);

Bb2 - betão betuminoso em camada de regularização (m);

Mc - macadame betuminoso em camada de base (m);

SbG - sub-base granular (m);

Cg – tipos de sub-base, constituídos por agregados de granulometria extensa britados (tout-venant);

SF – solo de fundação.

3.4. DADOS DE BASE PARA O ESTUDO

Para o dimensionamento de um pavimento é necessário obter-se informação sobre o tráfego, condições climáticas e geotécnicas, estas estão estimadas e impostas. Esta informação permite definir o tipo de pavimento e os materiais a utilizar nas várias camadas.

3.4.1 Caracterização das acções

3.4.1.1 Tráfego

No dimensionamento de pavimentos o tráfego condicionante é o pesado, em virtude das cargas por eixo dos veículos ligeiros terem um efeito desprezável, considerando-se o tráfego médio diário anual de veículos pesados no ano de abertura ao tráfego em cada sentido e na via mais solicitada, TMDAp, sendo a velocidade dos veículos pesados considerada para determinação do tempo de carregamento de 50 km/h por ser uma velocidade média dos veículos pesados em vias de tráfego mais lento partindo pelos mesmos factores para um eixo-padrão de 80 kN correspondente à via mais lenta e por ser o eixo-padrão mais adoptado em Portugal para avaliação do comportamento de pavimentos flexíveis (como por exemplo no MACOPAV).

3.4.1.2 Temperatura

Para a realização do dimensionamento dos pavimentos P1, P2, P3 e P4 considerou-se apenas uma temperatura de serviço a toda a profundidade do pavimento, de forma a reflectir o efeito total de todas as variações de temperatura ao longo da vida dos pavimentos.

Para cada situação foi tida em conta os dados meteorológicos do IPB – Bragança, de periodicidade mensal correspondentes a oito anos (2001-2008 inclusive). Com base nestes dados calcularam-se as temperaturas do ar médias, máxima, mínimas, em cada mês dos oito anos e a respectiva temperatura ponderada, factor médio e temperatura de serviço (na mistura) para cada pavimento de forma a obter os módulos de deformabilidade de cada pavimento para uma situação normal de projecto.

As temperaturas máximas e mínimas do ar devem ser determinadas, referentes ao local onde vai ser aplicada a camada de reforço do pavimento e a, temperatura média anual do ar determinada com aplicação do método da Shell.

No Quadro 3.7 apresentam-se as temperaturas médias, máximas e mínimas mensais do ar, para os anos 2001 a 2008.

Quadro 3.7 - Temperaturas médias mensais dos anos 2001 a 2008

Mês\ Ano 2001/2008	Temperaturas Médias		
	T_{méd}	T_{max}	T_{min}
Janeiro	4,13	15,24	-5,66
Fevereiro	5,14	16,31	-4,83
Março	8,23	20,90	-4,18
Abril	10,62	24,63	-1,51
Maio	13,20	27,93	0,05
Junho	19,19	32,60	6,50
Julho	20,45	33,61	7,53
Agosto	20,40	33,49	7,55
Setembro	16,62	28,64	4,30
Outubro	11,80	24,34	2,02
Novembro	6,99	17,67	-3,64
Dezembro	3,63	14,08	-6,57

No Quadro 3.8 apresentam-se as temperaturas médias mensais do ar e correspondentes factores de ponderação calculados para os meses dos anos de 2001 a 2008.

Quadro 3.8 - Temperaturas médias mensais do ar e factor de ponderação para cada mês dos anos 2001 a 2008

Mês\Ano	2001		2002		2003		2004		2005		2006		2007		2008	
	T _{méd} (°C)	w _{factor}	T _{méd} (°C)	w _{factor}	T _{méd} (°C)	w _{factor}	T _{méd} (°C)	w _{factor}	T _{méd} (°C)	w _{factor}	T _{méd} (°C)	w _{factor}	T _{méd} (°C)	w _{factor}	T _{méd} (°C)	w _{factor}
Janeiro	6,36	0,1650	4,87	0,1359	3,42	0,1126	5,96	0,1566	1,87	0,0922	2,32	0,0977	2,74	0,1032	5,48	0,1471
Fevereiro	5,86	0,1546	6,00	0,1573	4,69	0,1328	5,06	0,1393	2,40	0,0987	2,98	0,1064	6,96	0,1783	7,19	0,1837
Março	9,40	0,2444	8,74	0,2243	9,36	0,2432	6,63	0,1707	7,46	0,1901	8,93	0,2301	7,68	0,1955	7,67	0,1954
Abril	10,18	0,2705	10,81	0,2933	10,46	0,2806	9,41	0,2447	10,57	0,2845	11,52	0,3216	11,61	0,3254	10,40	0,2783
Maio	12,93	0,3864	12,22	0,3523	-	-	13,68	0,4257	14,18	0,4544	0,00	-	13,70	0,4269	12,48	0,3643
Junho	18,70	0,8162	18,87	0,8345	20,82	1,0738	20,99	1,0973	20,37	1,0135	19,51	0,9060	16,19	0,5894	18,03	0,7484
Julho	22,65	1,3616	20,18	0,9890	20,11	0,9800	20,58	1,0407	21,32	1,1454	22,68	1,3669	16,74	0,6332	19,30	0,8823
Agosto	21,01	1,1000	19,34	0,8866	22,01	1,2536	20,72	1,0597	21,33	1,1469	19,93	0,9563	19,36	0,8887	19,53	0,9082
Setembro	15,45	0,5358	16,04	0,5781	17,21	0,6722	16,62	0,6230	16,55	0,6172	-	-	16,81	0,6388	17,68	0,7152
Outubro	12,69	0,3743	11,44	0,3182	10,68	0,2887	11,98	0,3416	12,32	0,3568	13,45	0,4134	10,04	0,2654	-	-
Novembro	4,21	0,1248	9,90	0,2607	8,24	0,2105	4,95	0,1374	6,65	0,1711	9,78	0,2570	5,18	0,1414	-	-
Dezembro	0,58	0,0780	5,19	0,1417	5,37	0,1450	3,81	0,1185	3,70	0,1167	3,55	0,1146	3,18	0,1091	-	-
Média	11,67	0,4676	11,97	0,4310	12,03	0,4903	11,70	0,4629	11,56	0,4740	10,42	0,4770	10,85	0,3746	13,09	0,4914
w-TMAA (°C)	14,40		13,77		14,76		14,32		14,50		14,55		12,69		14,78	

No Quadro 3.9 apresentam-se as “temperaturas médias mensais do ar” e correspondentes factores de ponderação para os anos 2001 a 2008, verificando-se que as temperaturas atingem os seus valores máximos nos meses de Junho, Julho e Agosto, e as temperaturas mínimas nos meses de Janeiro, Fevereiro e Dezembro.

Quadro 3.9 - Temperaturas médias mensais do ar e correspondentes factores de ponderação (2001 a 2008)

Mês\Ano 2001-2008	TMMA (°C)	w- factor
Janeiro	4,13	0,1235
Fevereiro	5,14	0,1408
Março	8,23	0,2101
Abril	10,62	0,2863
Maio	11,04	0,3025
Junho	19,19	0,8690
Julho	20,45	1,0232
Agosto	20,40	1,0173
Setembro	16,62	0,6234
Outubro	11,80	0,3336
Novembro	6,99	0,1788
Dezembro	3,63	0,1157
Média Ponderada	11,70	0,4435

A partir dos valores representados no Quadro 3.9, calculou-se a temperatura média anual do ar, factor de ponderação médio e temperatura equivalente do ar relativos ao período em estudo. Com estes dados e usando o gráfico da Figura 2.9 (ábaco da Shell), obtiveram-se as temperaturas de serviço em camadas betuminosas para os pavimentos P1, P2, P3, e P4, referidas no Quadro 3.10.

Quadro 3.10 - Temperatura média anual do ar, factor de ponderação e temperaturas de serviço

Temperaturas (°C)	2001 a 2008
TMAA	11,70
Wfactor médio	0,4435
w-TMAA	13,99
T _{serv bet} P1	19,50
T _{serv bet} P2	20,00
T _{serv bet} P3	21,00
T _{serv bet} P4	20,90

sendo:

w-factor – factor médio – M. Shell;

TMAA – temperatura média anual do ar (°C);

w- TMAA – temperatura equivalente do ar – M. Shell (°C);

TMMA – temperatura média mensal do ar (°C);

T_{serv bet} P1 - temperatura de serviço em camadas betuminosas para o pavimento P1;

T_{serv bet} P2 - temperatura de serviço em camadas betuminosas para o pavimento P2;

T_{serv bet} P3 - temperatura de serviço em camadas betuminosas para o pavimento P3;

T_{serv bet} P4 - temperatura de serviço em camadas betuminosas para o pavimento P4.

No anexo I representam-se os cálculos efectuados para obtenção destes resultados.

3.5. DETERMINAÇÃO DO NÚMERO ACUMULADO DE EIXO-PADRÃO

A determinação do número acumulado de eixo padrão de 80 kN (NAEP₈₀), foi calculado através da utilização do programa de cálculo automático BISAR (*Bitumen Stress Analysis in Roads*). Obtém-se com este cálculo as extensões relevantes: extensão de tracção na base das camadas betuminosas, no sentido da progressão do tráfego (critério da fadiga); extensão vertical de compressão, no topo da fundação (critério de deformação permanente).

No programa de cálculo automático BISAR, definiram-se os módulos de deformabilidade e coeficientes de Poisson das várias camadas que constituem o pavimento. Neste programa foi necessário definir os dados referentes à carga aplicada na superfície do pavimento, as camadas do pavimento e a posição onde se pretende determinar a deflexão devida à carga.

Iniciou-se o processo de cálculo introduzindo também, as espessuras reais das várias camadas dos quatro tipos de pavimentos, determinando-se para cada estrutura e para cada gradiente de temperatura a extensão de tracção ao nível 3/4 e 3/5 da espessura total das camadas betuminosas e na parte inferior. Do BISAR obtiveram-se as extensões verificadas nas diferentes interfaces, para o carregamento adoptado. Estas extensões correspondem à passagem do eixo-padrão, que segundo as leis de fadiga e deformação permanente, permitem obter o número máximo de passagens de eixos-padrão (80kN).

Nos Quadros 3.11, 3.12, 3.13 e 3.14 encontram-se os resultados obtidos aplicando o método de cálculo da Shell utilizando o programa de cálculo BISAR para os pavimentos P1, P2, P3 e P4, e no anexo II os cálculos efectuados para obtenção dos resultados.

Quadro 3.11 - NAEP₈₀ para o pavimento P1

		Pavimento P1 - 55									
		Módulos									
Método de cálculo		Sit. 1	Sit. 2	Sit. 3	Sit. 4	Sit. 5	Sit. 6	Sit. 7	Sit. 8	Sit. 9	Sit. 10
	CBR (%)	2,5	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	17,5	20,0	22,5	25,0
BISAR:	$\epsilon_t=$	3,46E-05	3,09E-05	2,86E-05	2,70E-05	2,57E-05	2,45E-05	2,36E-05	2,27E-05	2,20E-05	2,13E-05
	$\epsilon_c=$	1,28E-04	1,00E-04	8,29E-05	7,71E-05	7,05E-05	6,53E-05	6,12E-05	5,77E-05	5,47E-05	5,21E-05
SHELL	$N_{80-fad}=$	1,56E+09	2,75E+09	4,04E+09	5,39E+09	6,90E+09	8,77E+09	1,06E+10	1,28E+10	1,50E+10	1,77E+10
	$N_{80-dp}=$	7,24E+08	1,94E+09	4,12E+09	5,50E+09	7,87E+09	1,07E+10	1,39E+10	1,75E+10	2,17E+10	2,64E+10
	NAEP ₈₀ =	7,24E+08	1,94E+09	4,04E+09	5,39E+09	6,90E+09	8,77E+09	1,06E+10	1,28E+10	1,50E+10	1,77E+10

sendo:

ϵ_t – extensão de tracção na base das camadas betuminoso;

ϵ_c – extensão vertical máxima de compressão no topo do solo de fundação para uma fiabilidade de 95%

N_{80-fad} – número acumulado de eixos padrão de 80 kN admissível à fadiga;

N_{80-dp} – número acumulado de eixos padrão de 80 kN admissível à deformação permanente;

NAEP₈₀ – número acumulado de eixos padrão de 80 kN.

No Quadro 3.11 apresentam-se para o pavimento P1 os resultados das extensões máximas de tracção na base das camadas betuminoso (ϵ_t) e de compressão no topo da fundação (ϵ_c), obtidas através do programa de cálculo BISAR. No referido quadro apresentam-se ainda os resultados dos cálculos obtidos pelo método da Shell para o número acumulado de eixos padrão de 80 kN admissível pelo critério de ruína de fadiga (N_{80-fad}) e o admissível pelo critério de ruína de deformação permanente (N_{80-dp}).

Na Figura 3.4 representa-se a curva da relação entre o NAEP₈₀ e o CBR para o pavimento P1.

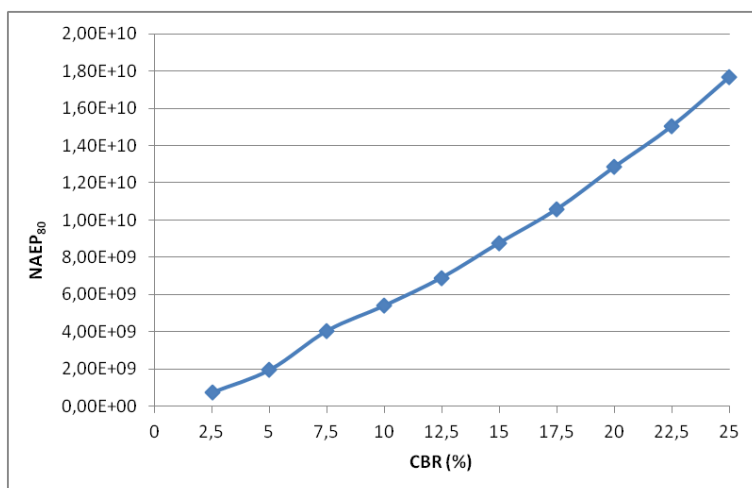


Figura 3.4 - Relação NAEP₈₀ – CBR para o pavimento P1

Da Figura 3.4 verifica-se que à medida que o valor da percentagem de CBR aumenta o número acumulado de eixos padrão de 80 kN também aumenta.

Para o pavimento P2 os resultados obtidos aplicando o método da Shell e o programa de cálculo BISAR encontram-se no Quadro 3.12.

Quadro 3.12 - NAEP₈₀ para o pavimento P2

		Pavimento P2 - 45									
		Módulos									
Método de cálculo		Sit. 1	Sit. 2	Sit. 3	Sit. 4	Sit. 5	Sit. 6	Sit. 7	Sit. 8	Sit. 9	Sit. 10
	CBR (%)	2,5	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	17,5	20,0	22,5	25,0
BISAR:	$\epsilon_t =$	6,16E-05	5,42E-05	4,97E-05	4,64E-05	4,37E-05	4,16E-05	3,97E-05	3,81E-05	3,67E-05	3,54E-05
	$\epsilon_c =$	2,35E-04	1,79E-04	1,51E-04	1,33E-04	1,20E-04	1,10E-04	1,02E-04	9,56E-05	9,00E-05	8,52E-05
SHELL	$N_{80-fad} =$	9,09E+07	1,72E+08	2,66E+08	3,75E+08	5,06E+08	6,47E+08	8,17E+08	1,00E+09	1,21E+09	1,45E+09
	$N_{80-dp} =$	6,38E+07	1,89E+08	3,74E+08	6,22E+08	9,38E+08	1,33E+09	1,80E+09	2,33E+09	2,96E+09	3,69E+09
	NAEP ₈₀ =	6,38E+07	1,72E+08	2,66E+08	3,75E+08	5,06E+08	6,47E+08	8,17E+08	1,00E+09	1,21E+09	1,45E+09

onde:

ϵ_t – extensão de tracção na base das camadas betuminoso;

ϵ_c – extensão vertical máxima de compressão no topo do solo de fundação para uma fiabilidade de 95%

N_{80-fad} – número acumulado de eixos padrão de 80 kN admissível à fadiga;

N_{80-dp} – número acumulado de eixos padrão de 80 kN admissível à deformação permanente;

$NAEP_{80}$ – número acumulado de eixos padrão de 80 kN.

No Quadro 3.12 apresentam-se os resultados das extensões máximas de tracção na base das camadas betuminosas (ϵ_t) e de compressão no topo da fundação (ϵ_c) obtidas através do programa de cálculo BISAR sendo da ordem ($\times 10^{-5}$). E os resultados dos cálculos obtidos pelo método da Shell para o número acumulado de eixos padrão de 80 kN admissível à fadiga (N_{80-fad}) e o admissível à deformação permanente (N_{80-dp}) são da ordem ($\times 10^{+7}$).

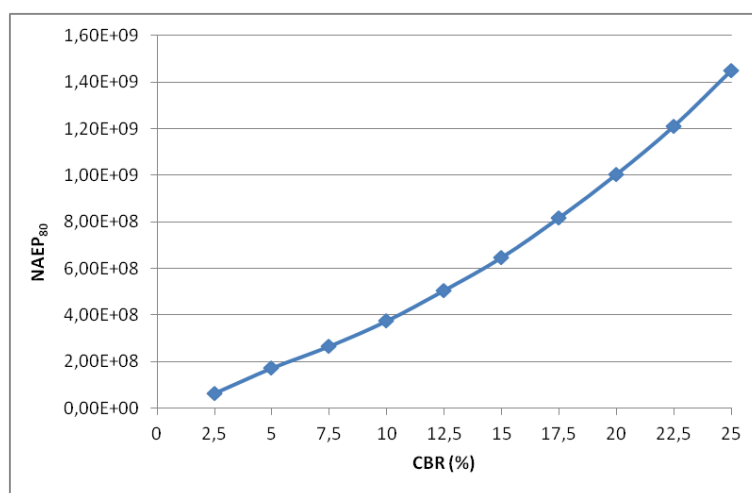


Figura 3.5 – Relação $NAEP_{80}$ – CBR para o pavimento P2

Da Figura 3.5 verifica-se que à medida que o valor da percentagem de CBR aumenta o número acumulado de eixos padrão de 80 kN também aumenta.

Para o pavimento P3 os resultados obtidos aplicando o método de cálculo da Shell utilizando o programa de cálculo BISAR encontram-se no Quadro 3.13.

Quadro 3.13 - NAEP₈₀ para o pavimento P3

		Pavimento P3 - 50									
		Módulos									
Método de cálculo		Sit. 1	Sit. 2	Sit. 3	Sit. 4	Sit. 5	Sit. 6	Sit. 7	Sit. 8	Sit. 9	Sit. 10
	CBR	2,5	5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
BISAR:	ϵ_t =	2,59E-04	2,04E-04	1,81E-04	1,56E-04	1,42E-04	1,31E-04	1,21E-04	1,14E-04	1,07E-04	1,01E-04
	ϵ_z =	7,71E-04	4,80E-04	3,61E-04	2,86E-04	2,40E-04	2,07E-04	1,83E-04	1,64E-04	1,49E-04	1,36E-04
SHELL	N_{80-fad} =	5,10E+05	1,68E+06	3,06E+06	6,44E+06	1,03E+07	1,54E+07	2,29E+07	3,09E+07	4,24E+07	5,66E+07
	N_{80-dp} =	5,50E+05	3,66E+06	1,15E+07	2,91E+07	5,86E+07	1,06E+08	1,73E+08	2,69E+08	3,95E+08	5,68E+08
	NAEP ₈₀ =	5,10E+05	1,68E+06	3,06E+06	6,44E+06	1,03E+07	1,54E+07	2,29E+07	3,09E+07	4,24E+07	5,66E+07

onde:

ϵ_t – extensão de tracção na base das camadas betuminoso;

ϵ_c – extensão vertical máxima de compressão no topo do solo de fundação para uma fiabilidade de 95%

N_{80-fad} – número acumulado de eixos padrão de 80 kN admissível à fadiga;

N_{80-dp} – número acumulado de eixos padrão de 80 kN admissível à deformação permanente;

NAEP₈₀ – número acumulado de eixos padrão de 80 kN.

Pelo Quadro 3.13 para o pavimento P3 verifica-se que as extensões máximas (ϵ_t e ϵ_c) obtidas pelo programa de cálculo BISAR são da ordem ($\times 10^{-4}$).

Os números acumulados de eixos padrão de 80 kN (N_{80-fad} e N_{80-dp}) obtidos pelo método da Shell são da ordem ($\times 10^{+7}$).

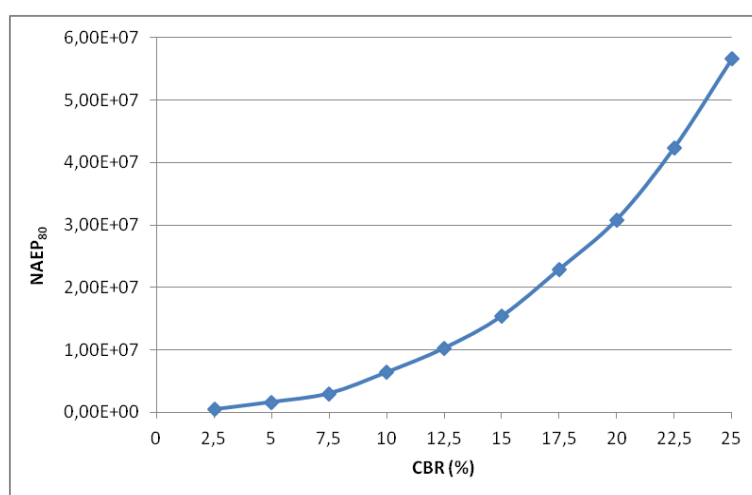


Figura 3.6 – Relação NAEP₈₀ – CBR para o pavimento P3

Da Figura 3.6 verifica-se que à medida que o valor da percentagem de CBR aumenta o número acumulado de eixos padrão de 80 kN também aumenta.

No Quadro 3.14 encontram-se os resultados obtidos aplicando o método da Shell e o programa de cálculo BISAR para o pavimento P4.

Quadro 3.14 - NAEP₈₀ para o pavimento P4

		Pavimento P4 - 33									
		Módulos									
Método de cálculo		Sit. 1	Sit. 2	Sit. 3	Sit. 4	Sit. 5	Sit. 6	Sit. 7	Sit. 8	Sit. 9	Sit. 10
	CBR	2,5	5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25
BISAR:	ϵ_t =	1,97E-04	1,62E-04	1,42E-04	1,28E-04	1,17E-04	1,09E-04	1,02E-04	9,60E-05	9,10E-05	8,65E-05
	ϵ_z =	7,88E-04	5,49E-04	4,36E-04	3,67E-04	3,19E-04	2,84E-04	2,56E-04	2,34E-04	2,16E-04	2,00E-04
SHELL	N_{80-fad} =	1,99E+06	5,28E+06	1,02E+07	1,71E+07	2,69E+07	3,83E+07	5,34E+07	7,22E+07	9,44E+07	1,22E+08
	N_{80-dp} =	5,04E+05	2,14E+06	5,38E+06	1,07E+07	1,88E+07	2,99E+07	4,53E+07	6,49E+07	8,93E+07	1,22E+08
	NAEP ₈₀ =	5,04E+05	2,14E+06	5,38E+06	1,07E+07	1,88E+07	2,99E+07	4,53E+07	6,49E+07	8,93E+07	1,22E+08

onde:

ϵ_t – extensão de tracção na base das camadas betuminoso;

ε_c – extensão vertical máxima de compressão no topo do solo de fundação para uma fiabilidade de 95%

N_{80-fad} – número acumulado de eixos padrão de 80 kN admissível à fadiga;

N_{80-dp} – número acumulado de eixos padrão de 80 kN admissível à deformação permanente;

$NAEP_{80}$ – número acumulado de eixos padrão de 80 kN.

Pela análise do Quadro 3.14 verifica-se que para o pavimento P4 as extensões máximas obtidas pelo BISAR são da ordem ($\times 10^{-4}$) e os números máximos admissíveis de passagens de eixos padrão de 80 kN obtidos pelo método da Shell são da ordem ($\times 10^{+8}$).

Na Figura 3.7 representa-se a curva da relação entre o $NAEP_{80}$ e o CBR para o pavimento P4.

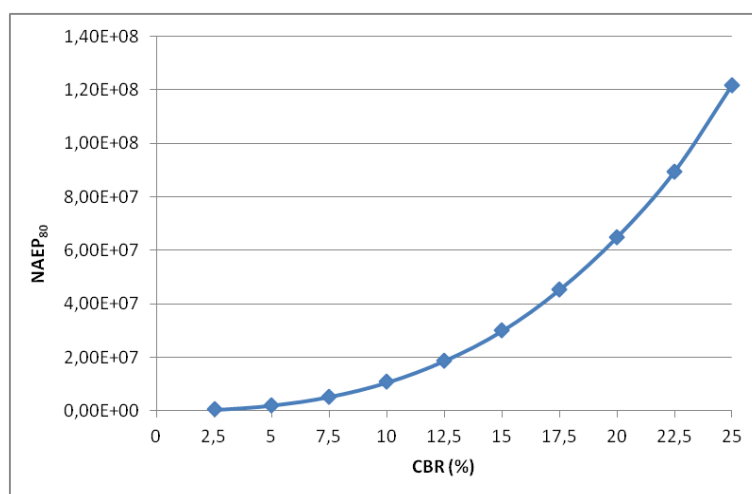


Figura 3.7 - Relação $NAEP_{80}$ – CBR para o pavimento P4

Da Figura 3.7 verifica-se que à medida que o valor da percentagem de CBR aumenta o número acumulado de eixos padrão de 80 kN também aumenta.

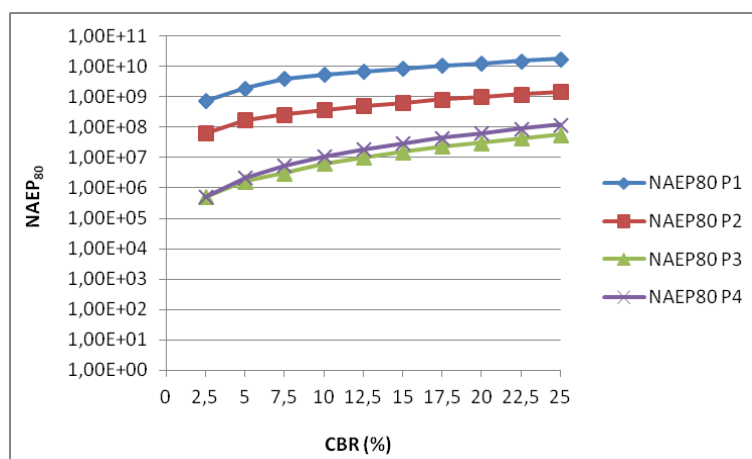


Figura 3.8 – Variação da vida dos pavimentos em função da capacidade de suporte do solo de fundação

Pela Figura 3.8 verifica-se que o $NAEP_{80}$ aumenta à medida que aumenta a percentagem de CBR, assim como, os valores de $NAEP_{80}$ do pavimento do tipo P1 são superiores aos do tipo P2, P3 e P4. Constata-se que é necessário uma boa caracterização do solo de fundação pois verifica-se que existe uma grande variação do $NAEP_{80}$ à medida que aumenta o valor de CBR. O pavimento P3 para o mesmo valor de CBR apresenta os valores mais baixos de $NAEP_{80}$, ou seja, o pavimento P4 representa o tipo de pavimento com média capacidade de carga, normalmente usado em estradas de tráfego médio corresponde a situações de pavimentos em estradas nacionais, e o P3 representa um pavimento com pouca capacidade de carga, normalmente usado em estradas de tráfego menos agressivo, corresponde a situações de pavimentos em estradas municipais.

Pela Figura 3.8 também se pode concluir que quanto mais fraco (menos resistente) for o pavimento maior é a variação da vida dos pavimentos em função da capacidade de suporte do solo de fundação. Assim, torna-se importante caracterizar bem os solos de fundação dos pavimentos das redes menos importantes como são as da região de Bragança.

3.6. CONCLUSÕES

Neste capítulo determinou-se o número acumulado de eixo padrão de 80kN em função do CBR a variar entre 2,5 e 25% para quatro pavimentos tipo, verificando-se que à medida que aumenta o CBR o $NAEP_{80}$, também aumenta.

Os valores absolutos de $NAEP_{80}$ para o pavimento P1 são superiores que para os outros tipos de pavimentos, e para o pavimento P4 os valores são superiores aos do pavimento P3 e inferiores aos do pavimento P2.

O $NAEP_{80}$ aumenta à medida que aumenta a percentagem de CBR, assim como, os valores de $NAEP_{80}$ do pavimento do tipo P1 são superiores aos do tipo P2, P3 e P4. O pavimento P3 para o mesmo valor de CBR apresenta os valores mais baixos de $NAEP_{80}$. O pavimento P4 representa o tipo de pavimento com média capacidade de carga, normalmente usado em estradas de tráfego médio corresponde a situações de pavimentos em estradas nacionais, e o P3 representa um pavimento com pouca capacidade de carga, normalmente usado em estradas de tráfego menos agressivo, corresponde a situações de pavimentos em estradas mais secundárias.

As extensões (ϵ_t – extensão máxima de tracção na base das camadas betuminoso, ϵ_c - extensão máxima de compressão no topo da fundação) pelo BISAR são da ordem ($\times 10^{-5}$) no pavimento P1, da ordem ($\times 10^{-4}$) nos pavimentos P2, P3 e P4.

Os números acumulados de eixos padrão de 80 kN (N_{80-fad} - admissível à fadiga e N_{80-dp} - admissível à deformação permanente) pelo método da Shell são da ordem ($\times 10^{+9}$) para o pavimento P1, da ordem ($\times 10^{+8}$) para o pavimento P2 e P4 e da ordem ($\times 10^{+7}$) para o pavimento P3.

4. ESTUDO EXPERIMENTAL. DESCRIÇÃO DOS TRABALHOS REALIZADOS. APRESENTAÇÃO

4.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo começa-se por se fazer uma breve descrição do trabalho desenvolvido em laboratório e no campo, referindo-se o local em que foram recolhidas as amostras de solo, bem como a sua caracterização geológica.

Apresentam-se os resultados da caracterização geotécnica e da caracterização mecânica em laboratório dos materiais empregues nas camadas granulares (solo de fundação), os resultados da modelação do seu comportamento mecânico a partir da caracterização mecânica em laboratório e os resultados da caracterização mecânica *in situ* de modo a permitir um melhor conhecimento do comportamento estrutural dos pavimentos.

Os estudos desenvolvidos para as nove amostras de solo consistiram, essencialmente, em:

- colheita de amostras e posterior realização de ensaios laboratoriais de identificação e de compactação dos solos aplicados;
- ensaios *in situ* para determinação do grau de compactação;
- realização de ensaios de carga com placa para caracterização da deformabilidade da camada granular.

Propõe-se com estes resultados fazer uma relação entre os módulos de deformabilidade, que normalmente são consideradas em projecto com as amostras de CBR recolhidas no local da obra.

4.2. ENSAIOS REALIZADOS *IN SITU*

Os ensaios realizados *in situ* foram o ensaio de carga estático com placa (ECP) segundo as normas AFNOR NF P94-117-1, DIN 18134 e ASTM D1194 (1989, e o método radioactivo (habitualmente designado por gamadensímetro).

Estes ensaios são efectuados para controlo da compactação, para determinação de módulos de deformabilidade, determinação do peso volúmico seco e do teor em água.

4.2.1 Descrição geral do local e dos trabalhos realizados

Os solos em estudo são provenientes de escavações e empregues na execução de um aterro próximo do IPB. Os ensaios realizados incidiram sobre três camadas dum aterro em solo que foi construído sobre camadas de aproximadamente 0,30 m cada, em contacto com a fundação. As camadas do aterro em solo foram compactadas com um cilindro de rasto liso. Foram efectuados três ensaios em cada camada de modo a cobrir a área compactada. Teve-se a preocupação de todos os ensaios serem executados no mesmo local, camada após camada.



Figura 4.1 – Vista geral do aterro e local de execução dos ensaios

Em cada camada foram efectuados três ensaios de carga estática com placa e ensaios com o gamadensímetro (nuclear). Após a execução destes ensaios, recolheu-se em cada ponto uma amostra de solo, para posteriormente se efectuarem

os ensaios em laboratório, de forma a caracterizar as propriedades físicas e mecânicas dos materiais em estudo.

Foram efectuados nove ensaios no total, sendo efectuados em cada camada três ensaios em locais distintos ao longo do aterro, para uma melhor caracterização do local. Teve-se a preocupação de executar os ensaios no mesmo local camada após camada. Os ensaios foram enumerados por ordem de execução, tomando os nomes de S1, S2, S3, S4, S5, S6, S7, S8 e S9. Os ensaios efectuados na primeira camada de aterro enumeraram-se por S1, S2 e S3, os da segunda camada por S4, S5 e S6 e os da terceira camada por S7, S8 e S9.

Na Figura 4.2 encontram-se representados as camadas constituintes do aterro e respectivos locais de ensaio.

≈ 0,30 m	Camada 3		
	*S9	*S8	*S7
≈ 0,30 m	Camada 2		
	*S6	*S5	*S4
≈ 0,30 m	Camada 1		
	*S3	*S2	*S1

Figura 4.2 - Representação das camadas de aterro

4.2.2 Ensaio de carga com placa

Os ensaios de carga efectuados e caracterizados foram nove. Em cada uma das camadas de solo do aterro foram efectuados três ensaios de carga em placa usando uma placa de 0,60 m de diâmetro e uma espessura de 0,26 m, um macaco hidráulico e respectiva bomba, medidor de forças, deflectómetros, estrutura de referência, e um sistema de reacção das forças a aplicar de modo a obter as características mecânicas do solo tensão – assentamento.

Na Figura 4.3 apresentam-se os equipamentos e meios utilizados para a realização do ensaio de carga em placa.



Figura 4.3 – Equipamentos e meios usados durante o ensaio ECP (LG, ESTIG)

4.2.2.1 Descrição dos ensaios

O ensaio consiste na aplicação de cargas de placa rígida em contacto com a superfície a ensaiar e na medição dos deslocamentos motivados por essas cargas. Posicionou-se a placa rígida no local a ensaiar, instalou-se o macaco hidráulico no centro desta e fixaram-se, na estrutura de referência, dois deflectómetros. Estes deflectómetros mediram os deslocamentos relativos da placa rígida em dois pontos equidistantes do centro. O macaco hidráulico assegura a axialidade da carga aplicada nos ensaios. Os deflectómetros têm um curso mínimo de 50 mm e uma precisão de 0,01mm, as superfícies de apoio são completamente lisas e solidarizadas com as unidades de carga.

Para cada ensaio de deformabilidade foram efectuados dois ciclos de carga - descarga, sendo os ciclos de descarga e recarga sempre feitos à carga inicial não havendo incrementos intermédios, ou seja, o segundo ciclo de carga começa na origem, devido ao facto de após a descarga os deflectómetros serem colocados a zero. Desta forma, a recarga ocorre sempre sobre um solo consolidado pelo primeiro carregamento. Estes deslocamentos relativos da placa rígida traduzem os assentamentos ocorridos no material em ensaio.

Os ensaios foram realizados em pontos espaçados e implantados estrategicamente de modo a cobrir a área do aterro previsto.

4.2.2.2 Resultados obtidos

Os dados obtidos nos deflectómetros e no macaco hidráulico utilizados nos ensaios, permitem realizar as curvas de carga-assentamento para cada ponto, obtendo-se assim os gráficos correspondentes, a partir dos quais são obtidos os coeficientes de reacção do terreno e os assentamentos residuais. Com estas curvas realizam-se os cálculos necessários para se obter o módulo de deformabilidade derivado do ensaio de carga em placa.

Os valores do módulo de deformabilidade (E), para o primeiro ciclo de carga (Ev_1), e para o segundo ciclo de carga (Ev_2), foram calculados através da equação (4.1)

$$E = 1,5 \times \frac{P_s}{s} \times r \quad (4.1)$$

sendo P_s a tensão média sob a placa, s o assentamento da placa e r o raio da placa donde se obtiveram os módulos de deformabilidade para cada um dos nove ensaios de carga realizados no aterro.

Nas Figuras 4.4, a 4.12 são apresentados os resultados dos ensaios nos quais se expressam as curvas carga-assentamentos obtidas com o ECP nos pontos S1 a S9.

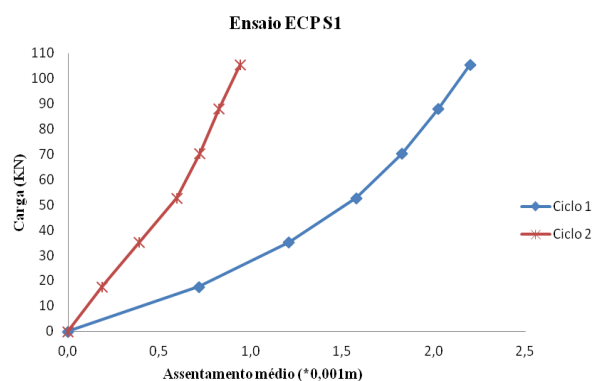


Figura 4.4 – Curvas carga – assentamento S1

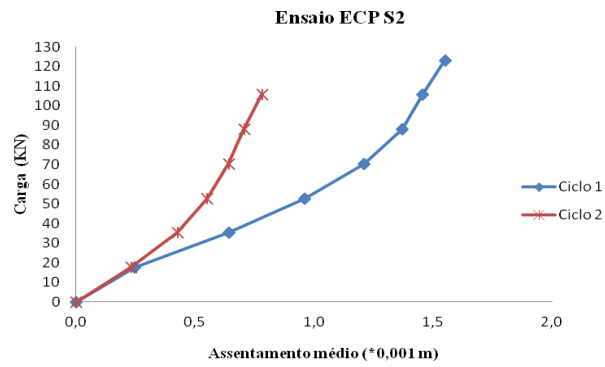


Figura 4.5 – Curvas carga – assentamento S2

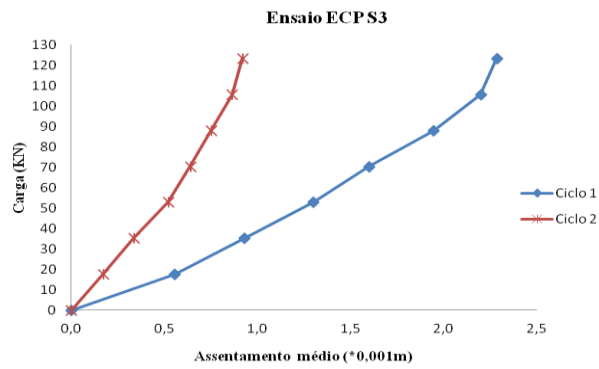


Figura 4.6 – Curvas carga – assentamento S3

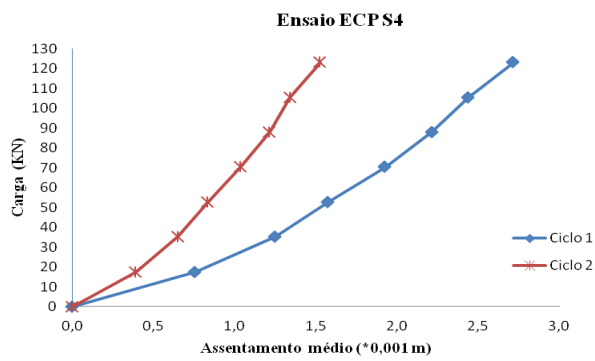


Figura 4.7 – Curvas carga – assentamento S4

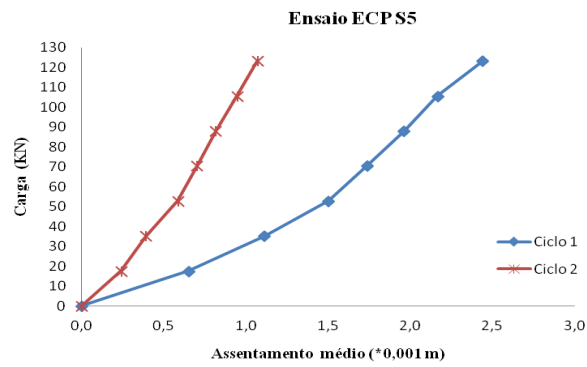


Figura 4.8 – Curvas carga – assentamento S5

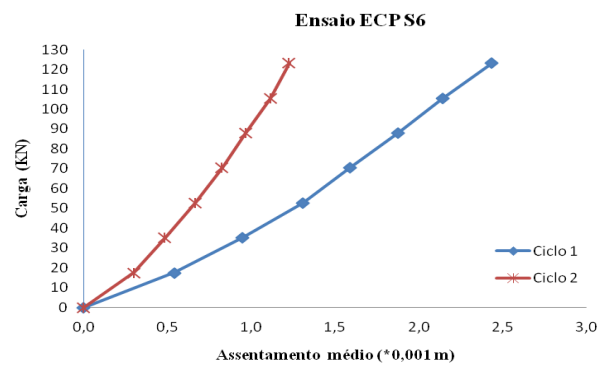


Figura 4.9 – Curvas carga – assentamento S6

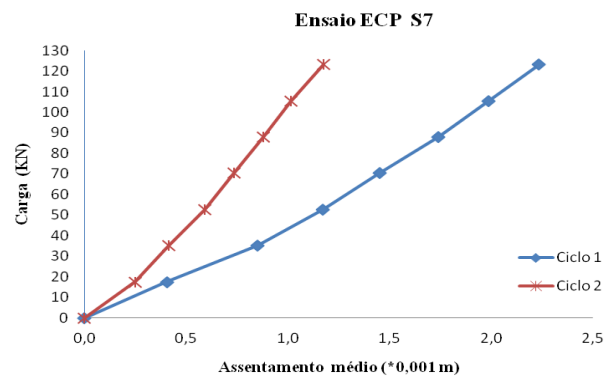


Figura 4.10 – Curvas carga – assentamento S7

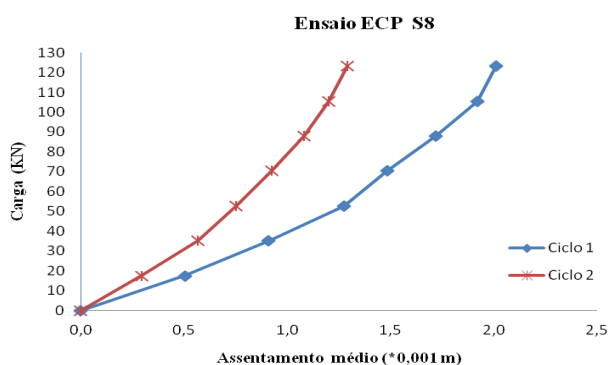


Figura 4.11 – Curvas carga – assentamento S8

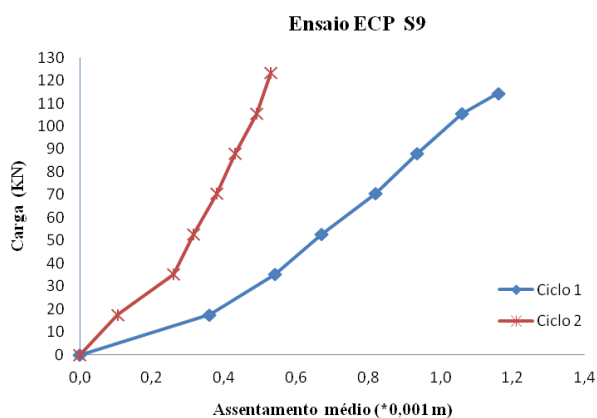


Figura 4.12 – Curvas carga – assentamento S9

Pela observação dos gráficos das figuras anteriores, verifica-se que em todas as figuras o módulo de deformabilidade para o primeiro ciclo de carga é inferior ao do segundo ciclo e os assentamentos são menores no segundo ciclo o que se explica devido ao solo já estar consolidado, ter sofrido os maiores assentamentos ao efectuar o primeiro ciclo de carga, mais compactado devido à carga e à força exercida quando da execução do primeiro ciclo de carga, aumentando o grau de compactação.

Com base nos resultados apresentados anteriormente elaborou-se o Quadro 4.1 onde se colocam os valores médios calculados para os módulos de deformabilidade, assentamentos e coeficiente de relação entre os módulos de deformabilidade dos

dois ciclos de carga obtidos através da realização dos ensaios de carga em placa nos nove pontos em estudo.

Quadro 4.1 – Módulos de deformabilidade e assentamentos obtidos com o ensaio de carga em placa

Ensaio	Valores médios				$k_s = \frac{Ev_2}{Ev_1}$
	Ev_1 (MPa)	Ev_2 (MPa)	s_1 (mm)	s_2 (mm)	
ECP S1	67	157	2,20	0,94	2,34
ECP S2	111	126	1,55	1,17	1,14
ECP S3	75	187	2,29	0,92	2,48
ECP S4	63	113	2,72	1,53	1,78
ECP S5	71	161	2,44	1,07	2,28
ECP S6	71	140	2,44	1,23	1,99
ECP S7	77	146	2,24	1,18	1,90
ECP S8	86	133	2,01	1,29	1,56
ECP S9	148	325	1,16	0,53	2,19

sendo:

Ev_1 - módulo de deformabilidade no primeiro ciclo de carga (MPa);

Ev_2 - módulo de deformabilidade no segundo ciclo de carga (MPa);

s_1 - assentamento médio máximo no primeiro ciclo de carga (mm);

s_2 - assentamento médio máximo no segundo ciclo de carga (mm);

k_s - relação entre Ev_2 e Ev_1 .

Como já se tinha concluído, pelo Quadro 4.1 os valores dos módulos de deformabilidade do primeiro ciclo de carga, são menores do que os do segundo ciclo de carga e os assentamentos são maiores devido ao solo ainda não estar 100% compactado. Os assentamentos para o primeiro ciclo de carga (s_1) variam entre 1,16

mm e 2,72 mm e para o segundo ciclo de carga (s_2) variam entre 0,53 mm e 1,53 mm. Os módulos de deformabilidade para o primeiro ciclo de carga (E_{v1}) estão compreendidos entre 63 MPa e 148 MPa, e para o segundo ciclo de carga (E_{v2}) os valores estão compreendidos entre 113 MPa e 325 MPa, como se pode verificar pela Figura 4.13.

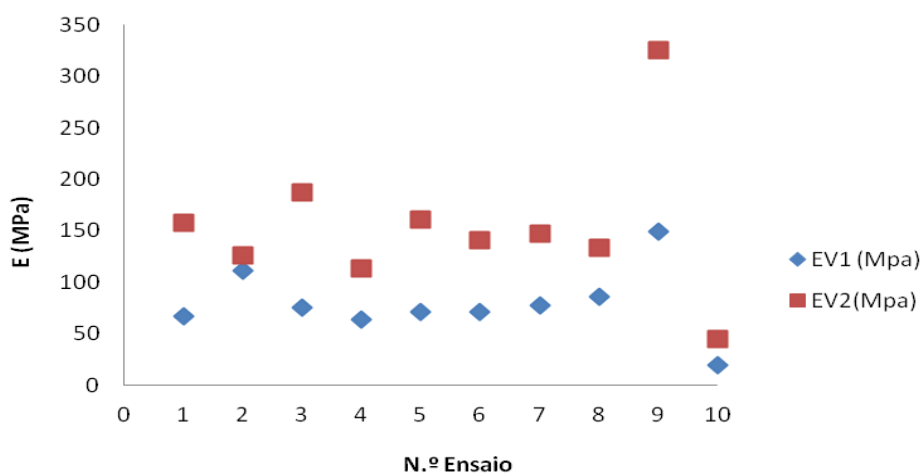


Figura 4.13 – Módulos de deformabilidade dos ensaios ECP

A média dos valores dos módulos de deformabilidade dos ensaios de carga em placa para os nove pontos descritos é $E_{v1} = 85$ MPa e $E_{v2} = 165$ MPa.

4.2.3 Ensaios de compactação baseado em ensaios radioactivos

De forma a melhorar a qualidade dos pavimentos rodoviários deve haver um controle da compactação dos solos das terraplanagens, do teor de humidade dos materiais utilizados e do módulo de deformabilidade dos materiais utilizados. O controlo da compactação deve ser feito durante a fase de execução (deve incluir a caracterização do solo (granulometria e limites), equipamento utilizado, número de passagens, quantidade de água adicionada, espessura da camada) e após a compactação com a realização de ensaios com o gamadensímetro nuclear.

Após a compactação com um cilindro de rasto liso, o controle da compactação é realizado comparando os resultados obtidos em obra através do ensaio de compactação baseado na realização de ensaios com o gamadensímetro (Figura 4.14), com os determinados em ensaios de referência realizados em laboratório (Proctor).

Define-se grau de compactação GC como a relação entre o peso volúmico seco obtido no campo e o peso volúmico seco obtido em laboratório (Santos, 2008):

$$GC = \frac{\gamma_d^{campo}}{\gamma_d^{m\acute{a}x}} \quad (4.2)$$



Figura 4.14 – Gamadensímetro

Os ensaios para determinar as características de compactação dos solos em estudo (Quadro 4.2) foram realizados com um gamadensímetro do Laboratório de Geotecnia da ESTG, da marca TROXLER, modelo nº 3440.

Quadro 4.2 - Resultados obtidos com o gamadensímetro

Amostras	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9
Profundidade (m)	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
γ_h (kg/m ³)	2320	2345	2302	2414	2332	2285	2300	2360	2348
w (%)	10,6	11,2	10,5	11,2	7,2	9,5	11,1	10,0	8,4
$\gamma_{Sm\acute{a}x}$ (kg/m ³)	2100	2100	2100	2170	2170	2170	2170	2170	2170
γ_s (kg/m ³)	2098	2109	2083	2171	2176	2086	2071	2145	2167
GC (%)	100	100	99	100	100	97	96	99	100

sendo:

γ_h - Baridade húmida do solo (kg/m^3);

w - Teor de humidade do solo (%);

$\gamma_{S\text{máx}}$ - Baridade seca máxima (kg/m^3);

γ_s - Baridade seca *in situ* (kg/m^3);

GC - Grau de compactação (%).

Pelo Quadro 4.2 pode-se observar que o grau de compactação é superior a 95% em todos os pontos, o que é aconselhável (exigível em qualquer obra). Os ensaios de compactação com o gamadensímetro nuclear foram efectuados depois de se ter realizado os ensaios de carga em placa. Antes da realização do ECP também, deveria ter sido efectuado o ensaio com o gamadensímetro, de modo a verificar se existia variação do grau de compactação antes e depois de se realizarem os ensaios de carga em placa em cada ponto.

Para os valores de baridade seca máxima de 2100 kg/m^3 obteve-se um teor de humidade óptimo de 11% e para a baridade seca máxima de 2170 kg/m^3 obteve-se um teor de humidade óptimo de 12%. Os valores das baridades secas *in situ* estão compreendidos entre 1991 kg/m^3 e 2176 kg/m^3 e os teores de humidade do solo entre 7,2% e 11,2%.

4.3. ENSAIOS EFECTUADOS EM LABORATÓRIO

Os ensaios tiveram início com a recolha de amostras de solo em obra, no local onde foi efectuado o ensaio de carga em placa e com o gamadensímetro. Posteriormente essas amostras foram identificadas e submetidas a ensaios realizados com vista a efectuar a sua caracterização, quer das características físicas e geotécnicas, quer do comportamento mecânico.

A caracterização de cada amostra foi realizada seguindo os procedimentos das Normas Portuguesas (NP) e Especificações do LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil).

Após os procedimentos referidos passou-se à realização dos ensaios em laboratório que deram origem aos dados apresentados e analisados neste estudo. Assim, os dados foram obtidos a partir dos seguintes ensaios: análise granulométrica, equivalente de areia, limites de consistência, ensaio de compactação Proctor e CBR.

4.3.1 Resultados da caracterização geotécnica

Nos pontos seguintes vão apresentar-se os resultados dos ensaios realizados com vista à caracterização geotécnica dos solos em estudo.

Os ensaios de identificação realizados foram análise granulométrica, percentagem de finos, teor em água, efectuados com vista à identificação dos solos empregues em obra.

4.3.1.1 Análise granulométrica

A análise granulométrica foi realizada segundo a especificação E 239 (LNEC, 1970). O ensaio consiste na identificação das percentagens mássicas da fracção arenosa do solo com granulometria superior a 0,074 mm (peneiro nº 200 ASTM), obtidas por peneiração através de uma série de peneiros normalizados, (Torgal, Eires & Jalali 2009). A peneiração é efectuada por via húmida de modo a obter a desagregação das partículas mais finas. O solo retido em cada peneiro é posteriormente seco em estufa a 105° C, de forma a obter a percentagem em relação à massa do provete.

Os resultados obtidos para as nove amostras de solo apresentam-se no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Resultado da análise granulométrica

	Peneiro (#) ASTM	Abertura (mm)	Amostras									Máx	Mín
			S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9		
% de passados	3"	76,20	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,00	100,00
	2"	50,80	93,6	92,5	93,3	100,0	100,0	100,0	87,1	87,6	91,2	100,00	87,08
	1"1/2	38,10	83,1	82,3	83,5	89,4	91,0	100,0	84,3	81,5	74,6	100,00	74,60
	1"	25,40	75,2	74,5	75,7	81,9	79,8	92,2	78,3	73,6	66,5	92,23	66,50
	3/4"	19,10	71,5	70,7	71,8	73,3	72,6	87,6	73,9	67,9	60,6	87,64	60,63
	3/8"	9,52	56,7	56,0	56,6	57,6	61,6	76,2	62,2	55,1	47,9	76,16	47,94
	n.º 4	4,760	44,0	43,3	43,5	45,8	50,8	61,8	51,4	42,8	37,4	61,77	37,36
	n.º 10	2,000	33,6	33,2	33,8	37,5	41,5	48,8	42,4	34,0	29,8	48,84	29,76
	n.º 20	0,840	25,3	25,3	25,4	30,2	33,3	36,6	33,5	26,8	23,3	36,55	23,27
	n.º 40	0,420	19,8	19,8	19,4	25,3	27,5	28,9	26,4	21,5	18,4	28,88	18,39
	n.º 60	0,250	16,9	17,1	16,3	22,3	24,2	24,7	23,0	18,7	15,9	24,71	15,89
	n.º 140	0,106	13,4	13,5	13,3	18,2	19,4	19,4	17,8	14,6	12,8	19,45	12,75
n.º 200	0,075	12,3	12,3	11,8	16,6	17,5	17,7	15,8	12,8	11,7	17,69	11,72	

Analisando os resultados verifica-se que a percentagem de passados no #200 variam entre 11,72 e 17,69.

Na Figuras 4.15 apresentam-se as curvas granulométricas correspondentes aos pontos efectuados na primeira camada de solo. Na Figura 4.16 as curvas granulométricas correspondentes aos pontos efectuados na segunda camada de solo e por fim na Figura 4.17 as curvas granulométricas correspondentes aos pontos efectuados na terceira camada de solo.

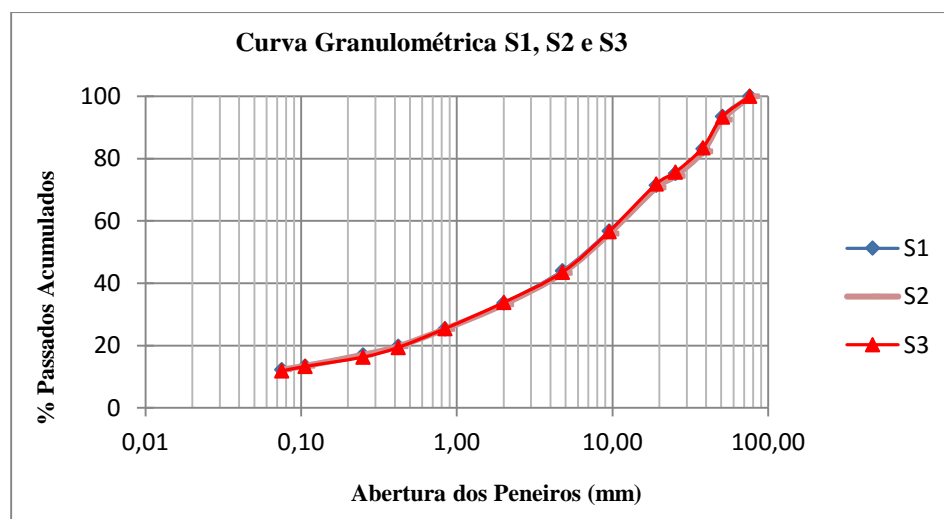


Figura 4.15 – Curvas granulométricas do solo da primeira camada (S1, S2 e S3) das amostras ensaiadas

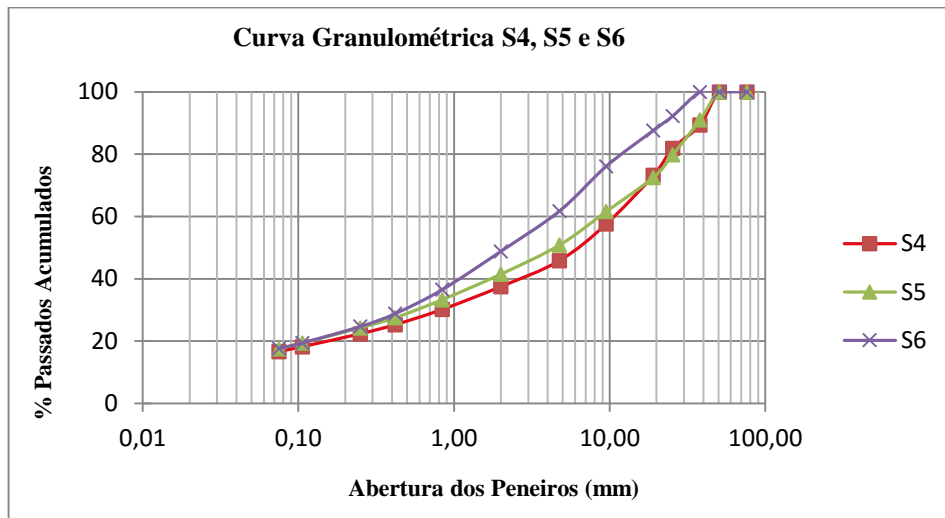


Figura 4.16 – Curvas granulométricas do solo da segunda camada (S4, S5 e S6) das amostras ensaiadas

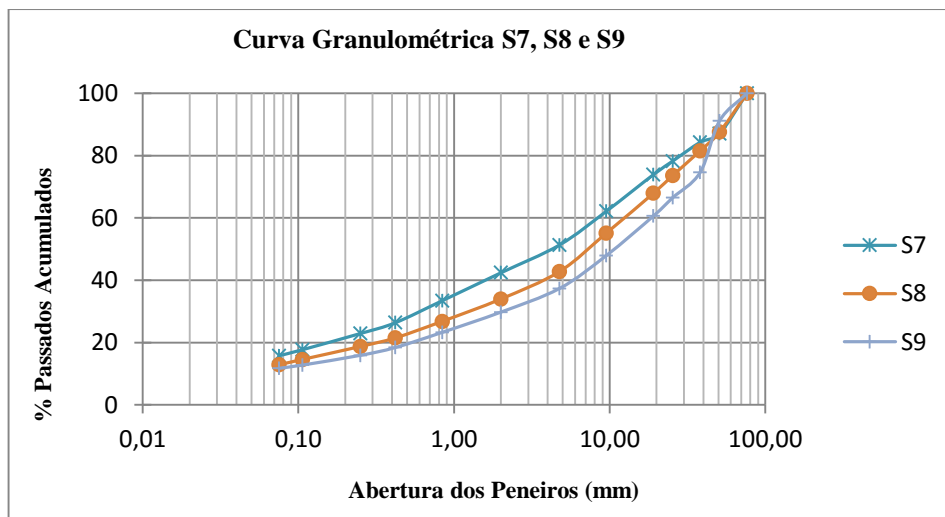


Figura 4.17 – Curvas granulométricas do solo da terceira camada (S7, S8 e S9) das amostras ensaiadas

Pelas figuras anteriores verifica-se que não existe grande variação nas curvas granulométricas, tratando-se de solos com as mesmas características geológicas ao longo da mesma camada, tratando-se de solos com percentagem de finos, passados no #200 inferiores a 20%.

Na Figura 4.15 não se verifica variação a nível das curvas granulométricas uma vez que as amostras de solo ao longo de toda a camada são provenientes da mesma escavação.

Nas Figuras 4.18, 4.19 e 4.20 apresentam-se as curvas granulométricas correspondentes aos pontos efectuados no mesmo local da obra, nas diferentes camadas de solo mas na mesma direcção.

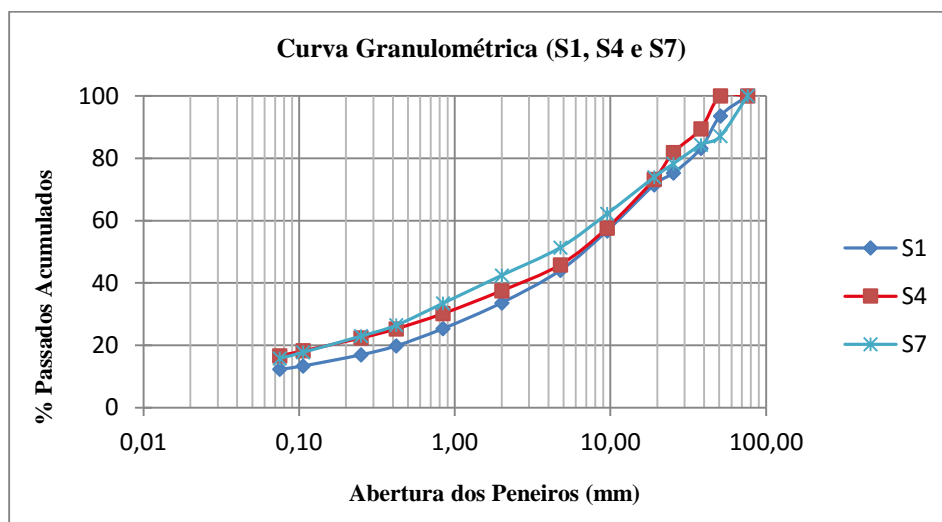


Figura 4.18 – Curvas granulométricas do solo na direcção S1, S4 e S7 das amostras ensaiadas

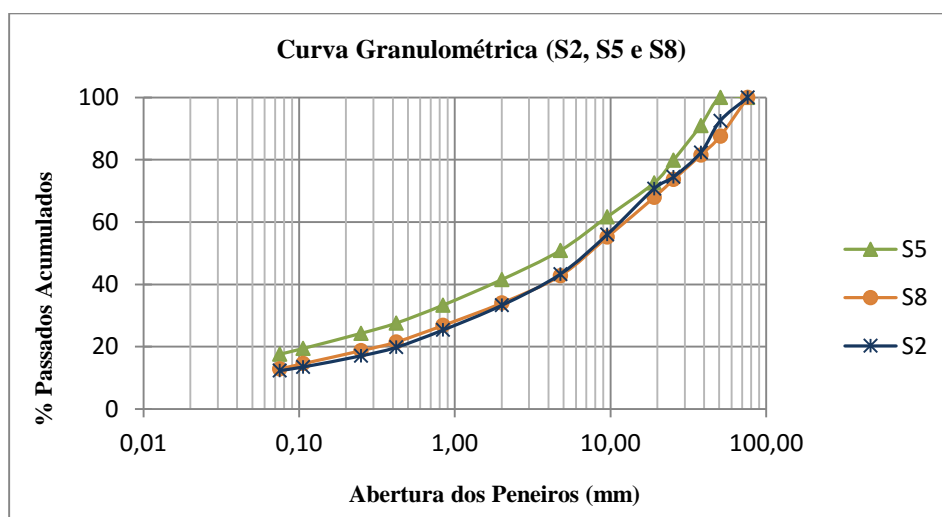


Figura 4.19 – Curvas granulométricas do solo na direcção S2, S5 e S8 das amostras ensaiadas

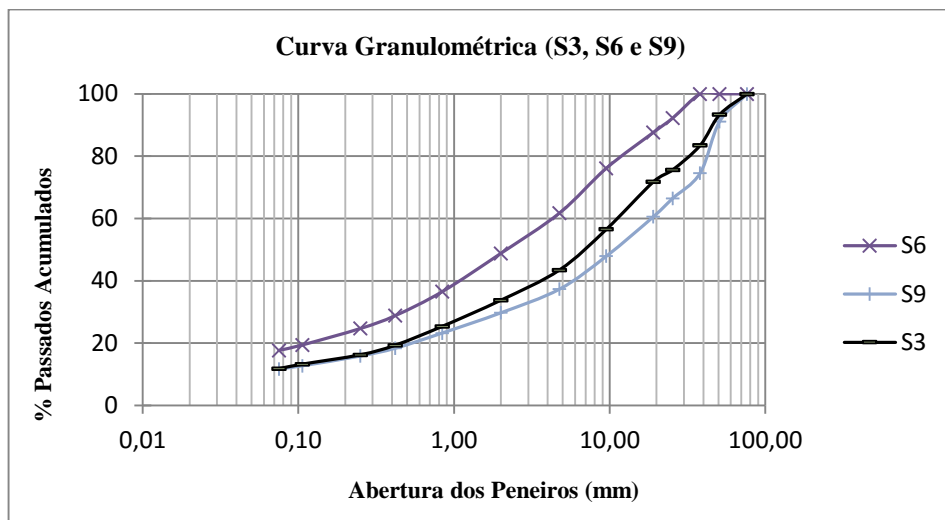


Figura 4.20 – Curvas granulométricas do solo na direcção S3, S6 e S9 das amostras ensaiadas

Pelas análises granulométricas representadas nas Figuras 4.18, 4.19 e 4.20 verifica-se que no mesmo local mas em camadas diferentes as curvas granulométricas não representam variação significativa. As curvas granulométricas apresentam forma regular.

4.3.1.2 Limites de consistência

Para obtenção dos limites de consistência seguiu-se o procedimento indicado na Norma Portuguesa NP-143 (IPQ, 1969). Os limites de consistência, compreendem o limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP), índice de plasticidade (IP) que se obtém da diferença numérica entre os dois limites (LL–LP). Estes limites destinam-se a avaliar as características de plasticidade de um solo fino.

Os resultados obtidos apresentam-se no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Limites de consistência

Ensaio	Amostras								
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9
LL (%)	28,0	30,8	30,0	28,8	28,9	33,0	32,0	30,6	31,7
LP (%)	23,2	23,5	24,5	22,9	23,0	25,2	26,2	26,0	25,9
IP (%)	5	7	6	6	6	8	6	5	6

sendo:

LL – limite de liquidez (0,1%);

LP – limite de plasticidade (0,1%);

IP – índice de plasticidade (%).

Pela análise do Quadro 4.4 verifica-se que os valores encontrados para o limite de liquidez variam entre 28 e 33%, os valores do limite de plasticidade estão compreendidos entre 23 e 26% e os valores do índice de plasticidade entre 5 e 8%.

Com base nos resultados dos ensaios análise granulométrica e limites de consistência, procedeu-se à classificação das amostras para fins rodoviários segundo a especificação E 240 (LNEC, 1970) e à classificação unificada segundo a norma D2487 (ASTM, 1993).

A classificação para fins rodoviários destina-se a classificar os solos e as suas misturas em grupos, tendo em conta o seu comportamento em estradas. A avaliação do solo de cada grupo é feita através do índice de grupo (IG). O IG pode variar de 0 a 20, dá informação acerca da compressibilidade do solo, e aumenta com esta.

No Quadro 4.5 são apresentados os resultados da classificação para fins rodoviários e da classificação unificada para as amostras de solo estudadas.

Quadro 4.5 – Classificação rodoviária e classificação unificada

Ensaio	Amostras								
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9
Classificação Rodoviária	A-1-a(0)	A-1-a(0)	A-1-a(0)	A-1-b(0)	A-1-b(0)	A-1-b(0)	A-1-a(0)	A-1-a(0)	A-1-a(0)
Classificação Unificada	GM	GM	GM	GM	GM	SM	GM	GM	GP-GM
Comportamento sob a camada de pavimento	Excelente a Bom	Excelente a Bom	Excelente a Bom	Excelente a Bom	Excelente a Bom	Excelente a Bom	Excelente a Bom	Excelente a Bom	Excelente a Bom

Como se pode verificar pela análise do Quadro 4.5 todas as amostras têm um comportamento excelente a bom sob a camada de pavimento.

Segundo a classificação para fins rodoviários E 240 (LNEC, 1970) as três amostras de solo (S1, S2 e S3) referentes à primeira camada e as três amostras de solo referentes à terceira camada (S6, S7 e S9) classificam-se como A-1-a(0), e segundo a classificação unificada classificam-se como GM – cascalho siltoso com areia excepto a amostra S9 que se classifica como GP-GM - Cascalho mal graduado com silte e areia. Na segunda camada as amostras de solo (S4, S5 e S6) classificam-se como A-1-b(0), e segundo a classificação unificada classificam-se como GM – cascalho siltoso com areia, excepto o solo S6 que se classifica como SM – areia siltosa com cascalho.

4.3.2 Equivalente de areia

O ensaio de equivalente de areia (EA) foi realizado segundo a especificação E 199 (LNEC, 1967). Este ensaio tem por objectivo avaliar a quantidade de finos associados a um agregado, isto é, avaliar o seu estado de limpeza (Luzia, 2008).

Quadro 4.6 – Resultados do ensaio equivalente de areia

Ensaio	Amostras								
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9
EA (%)	16	18	17	14	15	19	14	13	13

Os valores de equivalente de areia variam entre 13% e 19% ou seja o material de qualquer das amostras pode ser classificado como plástico pois em todas as amostras o EA é inferior a 20%. De acordo com o caderno de encargos da JAE (JAE, 1998) é frequente classificar um solo de acordo com o Quadro 4.7.

Quadro 4.7 – Classificação de material granular com base no EA

EA (%)	Classificação
EA < 20	Solo plástico
20 < EA < 30	Ensaio não conclusivo
EA > 30	Solo não plástico

4.3.3 Ensaio de Compactação

O ensaio de compactação de solos seguiu os procedimentos da especificação E 197 (LNEC, 1971), ou seja Proctor. É utilizado para determinar o teor em água óptimo o qual corresponde à máxima compactidade do solo. A compactação utilizada foi a pesada (55 pancadas) em molde grande (Figura 4.21).



Figura 4.21 – Equipamentos e meios usados durante o ensaio de compactação Proctor (LG, ESTIG)

Como se pode observar pela figura anterior, o ensaio segue os procedimentos adequados pela preparação da amostra em termos de teor de humidade, seguindo-se a exemplificação das etapas necessárias à obtenção dos resultados.

Os resultados obtidos com o ensaio de compactação Proctor para a baridade seca máxima e teor de humidade óptimo encontram-se no Quadro 4.8.

Quadro 4.8 – Relações baridade seca – teor de humidade através do ensaio de compactação Proctor

Amostras	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9
$W_{opt} (0,1\%)$	11,0	12,0	12,0	11,5	10,5	13,5	13,0	10,5	12,0
$\gamma_{S_{m\acute{a}x}} (kg/m^3)$	2170	2160	2160	2175	2190	2050	2050	2180	2160

sendo:

$\gamma_{S_{m\acute{a}x}}$ - baridade seca máxima, (kg/m^3) ;

W_{opt} – teor de humidade óptimo (%).

Do Quadro 4.8 verifica-se que os valores das baridades secas variam entre 2050 kg/m³ e 2190 kg/m³ e o teor de humidade óptimo varia entre 10,5 e 13,5%.

Para os mesmos solos, para um grau de compactação superior a 95% os valores das baridades secas *in situ* variam entre 2071 kg/m³ e 2176 kg/m³ e o teor de humidade do solo entre 7,2% e 11,2%.

4.3.4 Ensaio CBR

O ensaio CBR com embebição, foi efectuado segundo os procedimentos da especificação E 198 (LNEC, 1967), para as nove amostras de solo, sobre provetes compactados para o teor em água óptimo e posteriormente sujeitos a embebição como se pode observar na Figura 4.22.



Figura 4.22 – Equipamentos e meios usados durante o ensaio de compactação CBR (LG, ESTIG)

Os valores CBR obtidos em laboratório para a amostra de solo S1 para 12, 25 e 55 pancadas por camada e para a penetração de 2,5 mm e 5 mm encontram-se resumidos no Quadro 4.9.

Quadro 4.9 – Resultados do ensaio CBR após embebição para S1

Amostra de solo	Nº de pancadas por camada				
	55	25	12		
S1	CBR (%)	Penetração a 2,5 mm	147	110	98
		Penetração a 5,0 mm	305	233	184
		Teor de humidade (%)	11,4	12,6	13,3
		γ_s - Baridade seca (kg/m ³)	2178	2136	2092
		e – expansão específica (%)	1,5	1,8	2,2
		CBRz (%)	15	12	9
		Grau de compactação (%)	100	98	96

O quadro anterior traduz os resultados da experiência evidenciando que ao maior número de pancadas por camada corresponde maior percentagem de CBR e grau de compactação. O teor da baridade seca após embebição varia entre 2092 e 2178 kg/m³ e o teor de humidade entre 11,4 % e 13,3%. A maior percentagem de CBR e grau de compactação corresponde ao menor teor de humidade.

A Figura 4.23 representa as curvas carga-penetração para S1 para os três provetes ensaiados com 55, 25 e 12 pancadas.

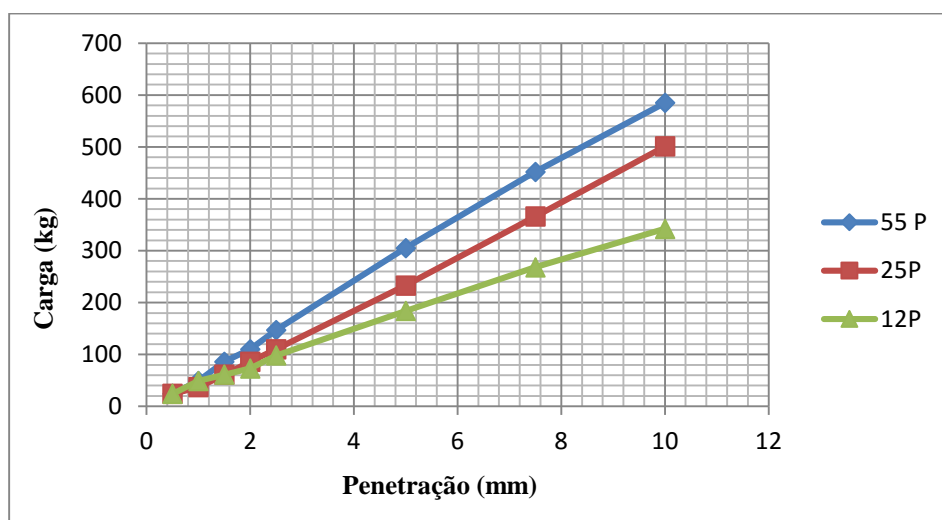


Figura 4.23 – Curvas de carga – penetração para S1

Os valores CBR obtidos em laboratório para a amostra de solo S2 para 12, 25 e 55 pancadas por camada e para a penetração de 2,5 mm e 5 mm encontram-se resumidos no Quadro 4.10.

Quadro 4.10 – Resultados do ensaio CBR após embebição para S2

Amostra de solo	Nº de pancadas por camada	55	25	12	
S2	CBR (%)	Penetração a 2,5 mm	208	196	110
		Penetração a 5,0 mm	464	366	184
		Teor de humidade (%)	13,2	13,8	14,4
		γ_s - Baridade seca (kg/m ³)	2169	2137	2102
		e - expansão específica (%)	1,8	2,1	3,0
		CBRz (%)	23	18	9
		Grau de compactação (%)	100	99	97

No quadro anterior o teor da baridade seca após embebição varia entre 2102 e 2169 kg/m³ e o teor de humidade entre 13,2 % e 14,4%. A maior percentagem de CBR e grau de compactação corresponde ao menor teor de humidade.

A Figura 4.24 representa as curvas carga-penetração para S2 para os três provetes ensaiados com 55, 25 e 12 pancadas.

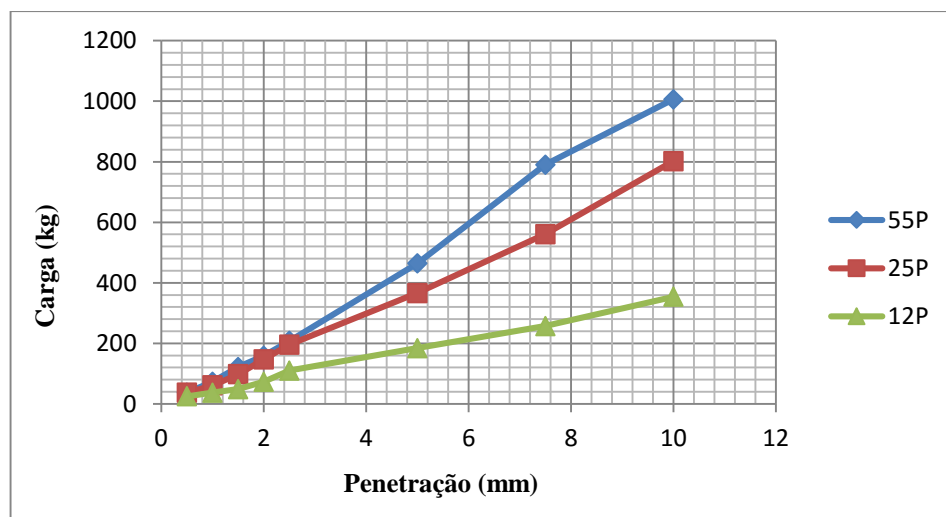


Figura 4.24 – Curvas de carga – penetração para S2

Os valores CBR obtidos em laboratório para a amostra de solo S3 para 12, 25 e 55 pancadas por camada e para a penetração de 2,5 mm e 5 mm encontram-se resumidos no Quadro 4.11.

Quadro 4.11 – Resultados do ensaio CBR após embebição para S3

Amostra de solo	Nº de pancadas por camada	55	25	12	
S3	CBR (%)	Penetração a 2,5 mm	245	208	135
		Penetração a 5,0 mm	476	317	208
		Teor de humidade (%)	12,4	12,4	13,0
		γ_s - Baridade seca (kg/m ³)	2163	2144	2069
		e – expansão específica (%)	1,9	1,9	2,0
		CBRz (%)	23	16	10
		Grau de compactação (%)	100	99	96

No Quadro 4.11 o teor da baridade seca após embebição varia entre 2069 e 2163 kg/m³ e o teor de humidade é igual a 12,4 % e 13,0%. O teor de humidade obtido após embebição é o mesmo para 55 pancadas e para 25 pancadas. A maior percentagem de CBR e grau de compactação corresponde ao menor teor de humidade e à maior baridade seca.

A Figura 4.25 representa as curvas carga-penetração para S3 para os três provetes ensaiados com 55, 25 e 12 pancadas.

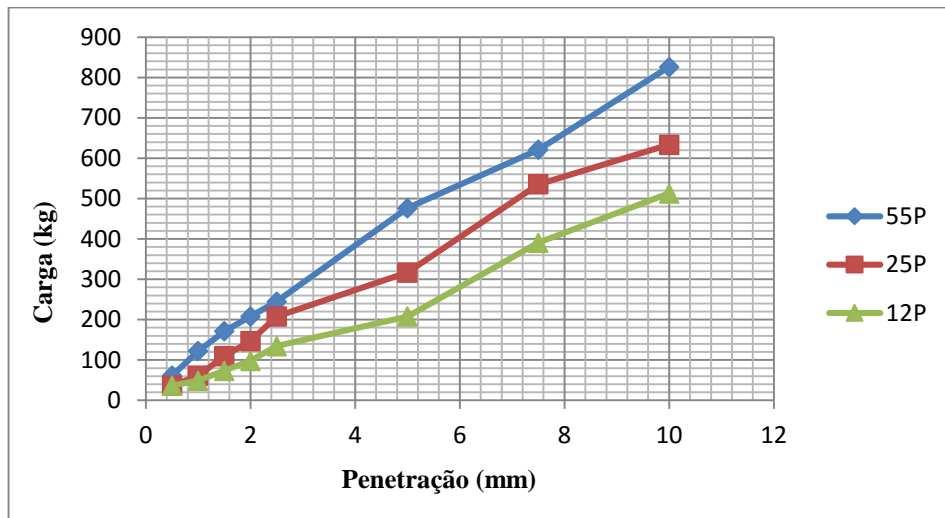


Figura 4.25 – Curvas de carga – penetração para S3

Os valores CBR obtidos em laboratório para a amostra de solo S4 para 12, 25 e 55 pancadas por camada e para a penetração de 2,5 mm e 5 mm encontram-se resumidos no Quadro 4.12.

Quadro 4.12 – Resultados do ensaio CBR após embebição para S4

Amostra de solo	Nº de pancadas por camada	55	25	12	
S4	CBR (%)	Penetração a 2,5 mm	378	184	135
		Penetração a 5,0 mm	850	366	233
		Teor de humidade (%)	12,1	12,3	12,7
		γ_s - Baridade seca (kg/m ³)	2184	2163	2104
		e – expansão específica (%)	1,7	2,0	2,0
		CBRz (%)	42	18	22
		Grau de compactação (%)	100	99	97

No quadro anterior o teor da baridade seca após embebição varia entre 2104 e 2184 kg/m³ e o teor de humidade varia entre 12,1 % e 12,7%. A maior percentagem de CBR e grau de compactação corresponde ao menor teor de humidade e à maior baridade seca.

A Figura 4.26 representa as curvas carga-penetração para S4 para os três provetes ensaiados com 55, 25 e 12 pancadas.

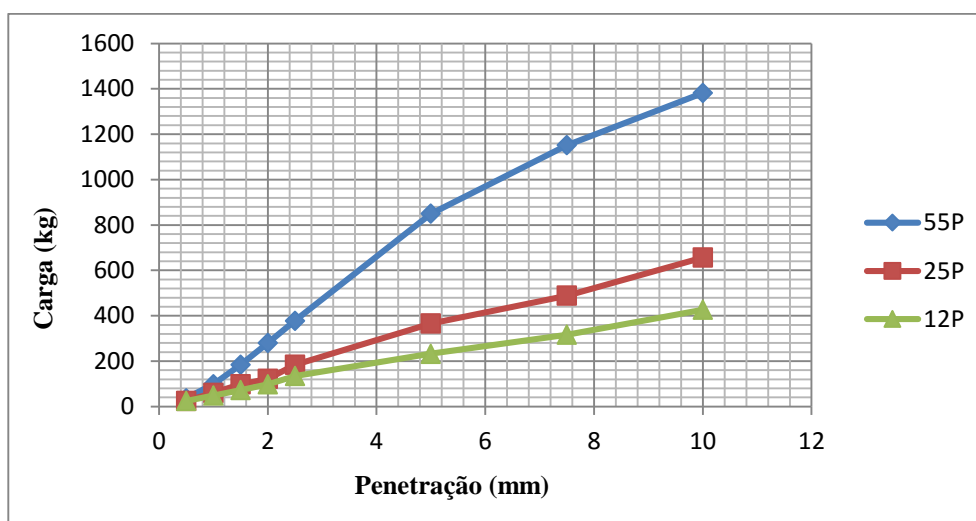


Figura 4.26 – Curvas de carga – penetração para S4

Os valores CBR obtidos em laboratório para a amostra de solo S5 para 12, 25 e 55 pancadas por camada e para a penetração de 2,5 mm e 5 mm encontram-se resumidos no Quadro 4.13.

Quadro 4.13 – Resultados do ensaio CBR após embebição para S5

Amostra de solo	Nº de pancadas por camada				
	55	25	12		
S5	CBR (%)	Penetração a 2,5 mm	257	171	122
		Penetração a 5,0 mm	452	342	220
		Teor de humidade (%)	10,9	11,2	11,4
		γ_s - Baridade seca (kg/m ³)	2181	2174	2149
		e – expansão específica (%)	2,3	2,3	2,4
		CBRz (%)	22	17	11
		Grau de compactação (%)	100	99	98

No Quadro 4.13 o teor da baridade seca após embebição varia entre 2181 e 2149 kg/m³ e o teor de humidade varia entre 10,9 % e 11,4%. A maior percentagem de

CBR e grau de compactação corresponde ao menor teor de humidade e à maior baridade seca.

A Figura 4.27 representa as curvas carga-penetração para S5 para os três provetes ensaiados com 55, 25 e 12 pancadas.

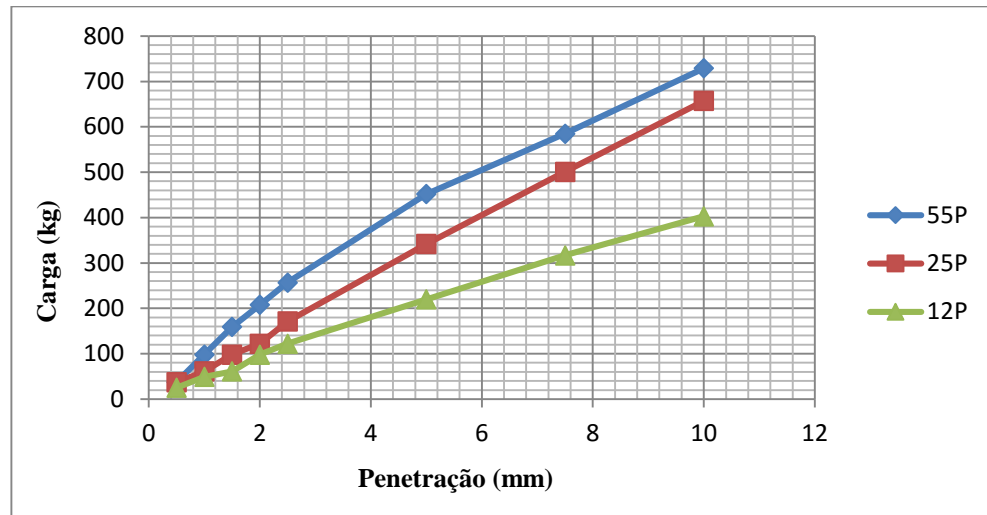


Figura 4.27 – Curvas de carga – penetração para S5

Os valores CBR obtidos em laboratório para a amostra de solo S6 para 12, 25 e 55 pancadas por camada e para a penetração de 2,5 mm e 5 mm encontram-se resumidos no Quadro 4.13.

Quadro 4.14 – Resultados do ensaio CBR após embebição para S6

Amostra de solo	Nº de pancadas por camada	55	25	12	
S6	CBR (%)	Penetração a 2,5 mm	208	159	135
		Penetração a 5,0 mm	366	342	233
		Teor de humidade (%)	14,7	15,1	15,3
		γ_s - Baridade seca (kg/m ³)	2033	1991	1925
		e – expansão específica (%)	1,7	2,0	2,0
		CBRz (%)	18	16	11
		Grau de compactação (%)	99	97	94

No quadro anterior o teor da baridade seca após embebição varia entre 1925 e 2033 kg/m³ e o teor de humidade varia entre 14,7 % e 15,3%. A maior percentagem de CBR e grau de compactação corresponde ao menor teor de humidade e à maior baridade seca.

A Figura 4.28 representa as curvas carga-penetração para S6 para os três provetes ensaiados com 55, 25 e 12 pancadas.

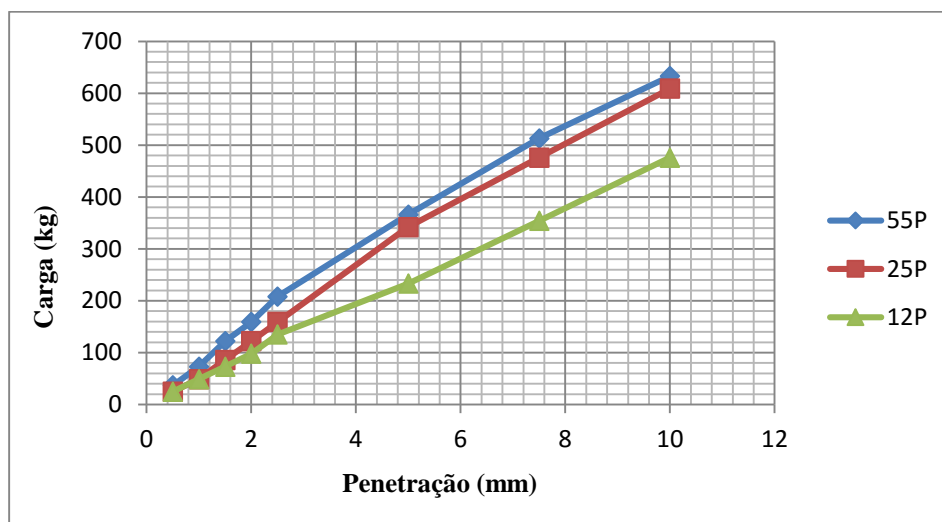


Figura 4.28 – Curvas de carga – penetração para S6

Os valores CBR obtidos em laboratório para a amostra de solo S7 para 12, 25 e 55 pancadas por camada e para a penetração de 2,5 mm e 5 mm encontram-se resumidos no Quadro 4.15.

Quadro 4.15 – Resultados do ensaio CBR após embebição para S7

Amostra de solo	Nº de pancadas por camada	55	25	12	
S7	CBR (%)	Penetração a 2,5 mm	245	233	147
		Penetração a 5,0 mm	440	366	233
		Teor de humidade (%)	13,9	14,2	15,0
		γ_s - Baridade seca (kg/m ³)	2040	2025	1932
		e – expansão específica (%)	2,3	2,3	3,5
		CBRz (%)	22	18	12
		Grau de compactação (%)	100	99	94

No quadro anterior o teor da baridade seca após embebição varia entre 1932 e 2040 kg/m³ e o teor de humidade varia entre 13,9 % e 15,0%. A maior percentagem de CBR e grau de compactação corresponde ao menor teor de humidade e à maior baridade seca.

Na Figura 4.29 representam-se as curvas carga-penetração para S7 para os três provetes ensaiados com 55, 25 e 12 pancadas.

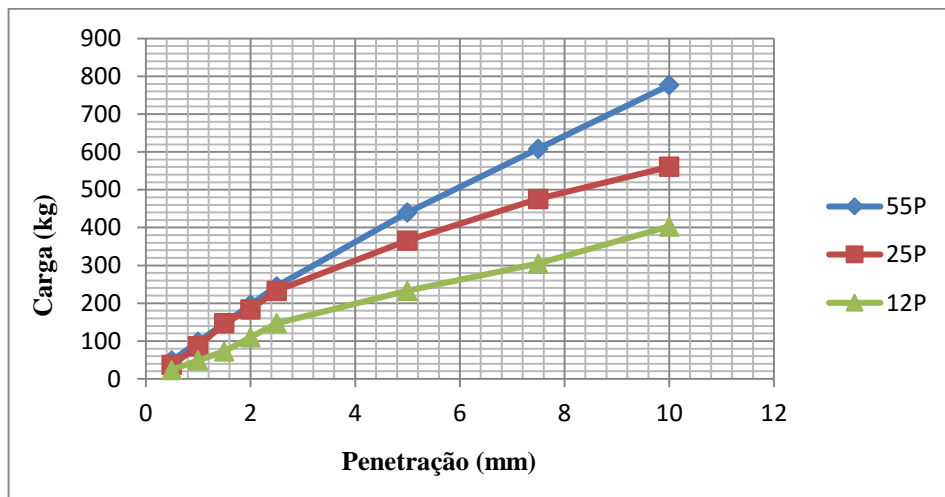


Figura 4.29 – Curvas de carga – penetração para S7

Os valores CBR obtidos em laboratório para a amostra de solo S8 para 12, 25 e 55 pancadas por camada e para a penetração de 2,5 mm e 5 mm encontram-se resumidos no Quadro 4.16.

Quadro 4.16 – Resultados do ensaio CBR após embebição para S8

Amostra de solo	Nº de pancadas por camada				
		55	25	12	
S8	CBR (%)	Penetração a 2,5 mm	585	366	293
		Penetração a 5,0 mm	970	669	427
		Teor de humidade (%)	11,5	12,2	12,5
		γ_s - Baridade seca (kg/m ³)	2190	2167	2052
		e – expansão específica (%)	1,7	1,7	1,9
		CBRz (%)	48	33	21
		Grau de compactação (%)	100	99	94

No Quadro 4.16 o teor da baridade seca após embebição varia entre 2052 e 2190 kg/m³ e o teor de humidade varia entre 11,5 % e 12,5%. A maior percentagem de CBR e grau de compactação corresponde ao menor teor de humidade e à maior baridade seca.

A Figura 4.30 representa as curvas carga-penetração para S8 para os três provetes ensaiados com 55, 25 e 12 pancadas.

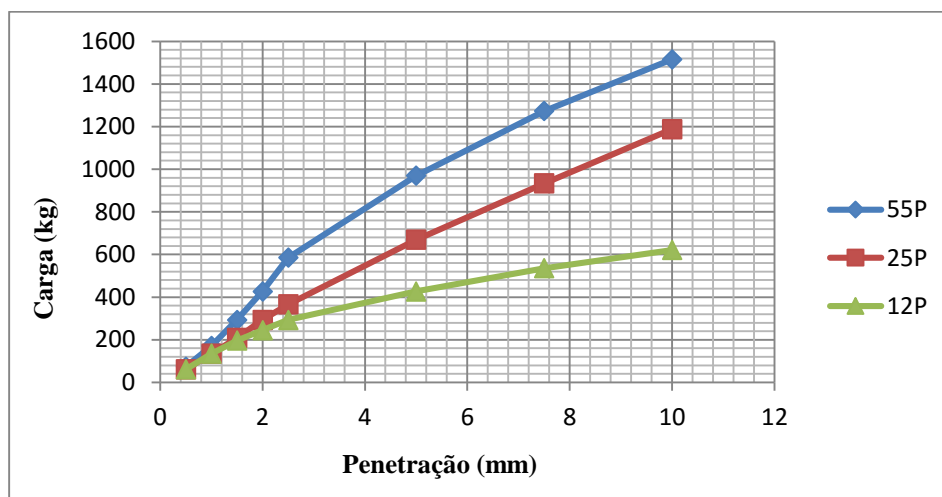


Figura 4.30 – Curvas de carga – penetração para S8

Os valores CBR obtidos em laboratório para a amostra de solo S9 para 12, 25 e 55 pancadas por camada e para a penetração de 2,5 mm e 5 mm encontram-se resumidos no Quadro 4.17.

Quadro 4.17 – Resultados do ensaio CBR após embebição para S9

Amostra de solo	Nº de pancadas por camada				
	55	25	12		
S9	CBR (%)	Penetração a 2,5 mm	452	378	220
		Penetração a 5,0 mm	694	621	242
		Teor de humidade (%)	12,5	12,5	13,4
		γ_s - Baridade seca (kg/m ³)	2157	2113	2039
		e – expansão específica (%)	2,9	3,7	3,7
		CBRz (%)	34	30	17
		Grau de compactação (%)	100	98	94

No Quadro 4.17 o teor da baridade seca após embebição varia entre 2039 e 2157 kg/m^3 e o teor de humidade varia entre 12,5 % e 13,4%. A maior percentagem de CBR e grau de compactação corresponde ao menor teor de humidade e à maior baridade seca.

A Figura 4.31 representa as curvas carga-penetração para S9 para os três provetes ensaiados com 55, 25 e 12 pancadas.

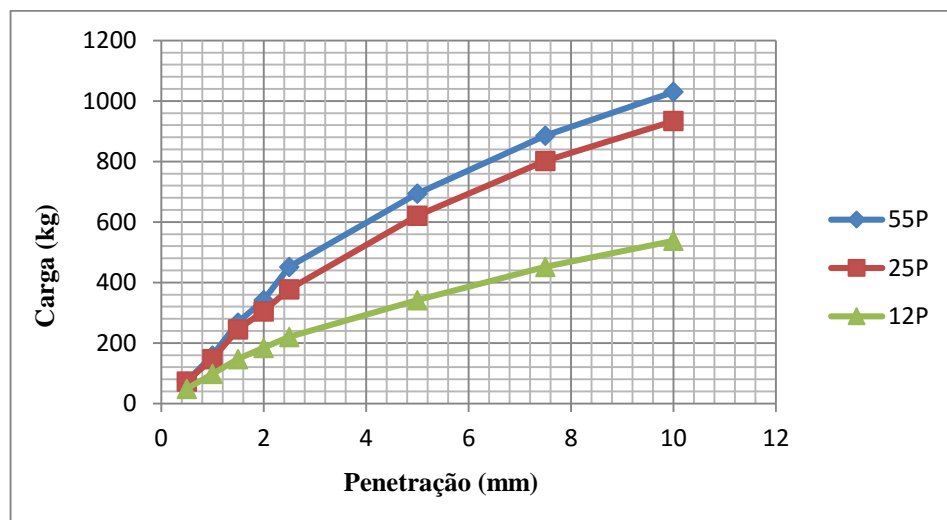


Figura 4.31 – Curvas de carga – penetração para S9

Tendo em conta as nove amostras de solo, S1, S2, S3, S4, S5, S6, S7, S8 e S9 efectuaram-se três quadros resumo para o CBR determinado para 55, 25 e 12 pancadas por camada.

No Quadro 4.18 apresentam-se os valores obtidos para 55 pancadas por camada.

Quadro 4.18 – Resultados do ensaio CBR para as amostras de solo com 55 pancadas por camada

55 Pancadas	Amostras									Máx.	Min.
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9		
Penetração a 2,5 mm	147	208	245	378	2574	208	245	585	452	585	147
Penetração a 5,0 mm	305	464	476	850	452	366	440	970	694	970	305
CBRz (%)	15	23	23	42	22	18	22	48	34	48	15
GC (%)	100	100	100	100	100	99	100	100	100	100	99

Pelo Quadro 4.18 verifica-se que para as nove amostras de solo e a 55 pancadas por camada, a penetração a 2,5 mm de profundidade varia entre 147 kg e 585 kg para uma força F_z de 1355 kg. Para uma penetração de 5 mm de profundidade e uma força F_z de 2033 kg variam entre 305 e 970 kg. Apenas no ponto S6 o grau de compactação (GC) é 99%, nos restantes a compactação é de 100% para o CBR compreendido entre 15 e 48%.

No Quadro 4.19 apresentam-se os valores obtidos para 25 pancadas por camada.

Quadro 4.19 – Resultados do ensaio CBR para as amostras de solo com 25 pancadas por camada

25 Pancadas	Amostras									Máx.	Min.
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9		
Penetração a 2,5 mm	110	196	208	184	171	159	233	366	378	378	110
Penetração a 5,0 mm	233	366	317	366	342	342	366	669	621	669	233
CBRz (%)	12	18	16	18	17	16	18	33	20	33	12
GC (%)	98	99	99	99	99	97	99	99	98	99	97

No Quadro 4.19 verifica-se que para as nove amostras de solo e a 25 pancadas por camada, a penetração a 2,5 mm de profundidade varia entre 110 kg e 378 kg para uma força Fz de 1355 kg. Para uma penetração de 5 mm de profundidade e uma força Fz de 2033 kg variam entre 233 e 669 kg. O grau de compactação (GC) está compreendido entre 97 e 99%, para o CBR a variar entre 12 e 33%.

No Quadro 4.20 apresentam-se os valores obtidos para 12 pancadas por camada.

Quadro 4.20 – Resultados do ensaio CBR para as amostras de solo com 12 pancadas por camada

12 Pancadas	Amostras									Máx.	Mín.
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9		
Penetração a 2,5 mm	98	110	135	135	122	135	147	293	220	293	98
Penetração a 5,0 mm	184	184	208	233	220	233	233	427	242	427	184
CBRz (%)	9	9	10	22	11	11	12	21	17	22	9
GC (%)	96	97	96	97	98	94	94	94	94	98	94

No Quadro 4.20 verifica-se que para as nove amostras de solo e a 25 pancadas por camada, a penetração a 2,5 mm de profundidade varia entre 98 kg e 293 kg para uma força Fz de 1355 kg. Para uma penetração de 5 mm de profundidade e uma força Fz de 2033 kg variam entre 184 e 427 kg. O grau de compactação (GC) está compreendido entre 94 e 98%, para o CBR a variar entre 9 e 22%.

4.4. RELAÇÃO ENTRE O E E O CBR

A capacidade de suporte da fundação, necessária para o dimensionamento de pavimentos, foi durante muitos anos predominantemente caracterizada pelo CBR, e com base neste índice e com alguns indicadores do tráfego previsível foram desenvolvidos vários métodos empíricos de dimensionamento de pavimentos rodoviários e aeroportuários. No ensaio CBR verificou-se que a velocidade de

deformação do solo é menor, mas a deformação total é muito maior e permanente, resultando numa rotura do solo, por corte em torno do cilindro.

Assim, verificou-se que o carregamento aplicado ao solo no ensaio CBR é bastante diferente do provocado pelo tráfego através do pavimento, assim, surgiu a tendência para caracterizar a capacidade de suporte dos solos de fundação dos pavimentos por um módulo de deformabilidade que traduzisse a relação entre a pressão aplicada e os assentamentos, ou entre as tensões e extensões instaladas, (Branco et al, 2008).

O conhecimento do módulo de deformabilidade da fundação tornou-se necessário para o dimensionamento de pavimentos por métodos baseados na sua análise estrutural, desenvolvidos na segunda metade do século XX e muito aplicados actualmente.

De modo a aplicar-se a grande experiência obtida com base no recurso ao CBR dos solos, surgiu a necessidade de o relacionar com o módulo de deformabilidade. (Branco et al, 2008).

Segundo a metodologia proposta pela Shell (Shell, 1978), com base em ensaios de carregamento dinâmico realizados *in situ*, sobre solos e camadas granulares traduz-se pela expressão (4.3), que apesar de não haver uma relação directa entre as duas grandezas, pode fornecer uma estimativa razoável do módulo quando não se dispõe de dados de ensaios mais apropriados.

$$E_{sf} = 10 \times \text{CBR (MPa)} \text{ (empírica)} \quad (4.3)$$

em que

E_{sf} – módulo de deformabilidade do solo de fundação (MPa);

CBR – índice CBR, (%).

Na tentativa de explicitar numa relação como a anterior, enquadrável na nossa região E (ECP) com o módulo de deformabilidade E relacionando-se os resultados desiguais CBR e ECP elaborou-se a relação entre ECP e CBR separadamente e segundo um expoente (k), em que $ECP = k \times \text{CBR}$ com ECP em (MPa) e CBR em (%).

Os resultados obtidos na realização dos ensaios CBR efectuados em laboratório resumem-se ao Quadro 4.21, assim como os resultados do módulo de deformabilidade E_{v2} obtidos com o ensaio de carga estático com placa (ECP) e os valores do factor de equivalência $k = \frac{E}{CBR}$.

Quadro 4.21 – Resultados finais dos CBR versus ECP

Amostras	CBR (%)			E_{v2} (MPa)	$k = \frac{E}{CBR_{máx}}$	$k = \frac{E}{CBR_{méd}}$	$k = \frac{E}{CBR_{mín}}$
	Compactação						
	Máxima	Média	Mínima				
S1	15	12	9	156,8	10,45	13,07	17,42
S2	23	18	9	126,0	5,48	8,71	17,42
S3	23	16	10	187,0	8,13	9,80	15,68
S4	42	18	12	112,8	2,69	8,71	13,07
S5	22	17	11	160,7	7,30	9,22	14,25
S6	18	16	11	140,4	7,80	9,80	14,25
S7	22	18	12	146,4	6,65	8,71	13,07
S8	48	33	21	133,3	2,78	4,75	7,47
S9	34	30	17	324,5	9,54	5,23	9,22
Média de k					6,76	8,67	13,54

O factor de equivalência $k = \frac{E}{CBR} = 10$, resulta da expressão (4.3).

Da expressão (4.3) para as condições da zona de Bragança, nas amostras de solo ensaiadas, e para a máxima compactação de CBR, obtiveram-se valores para o factor de equivalência E_{sf}/CBR que variam entre 2,7 (para CBR= 42%) e 10,5 (para CBR=15%), sendo a média de todas as amostras de $k=6,76$ resultando a expressão: $E = 6,76 \times CBR$ (MPa) e o gráfico da Figura 4.32.

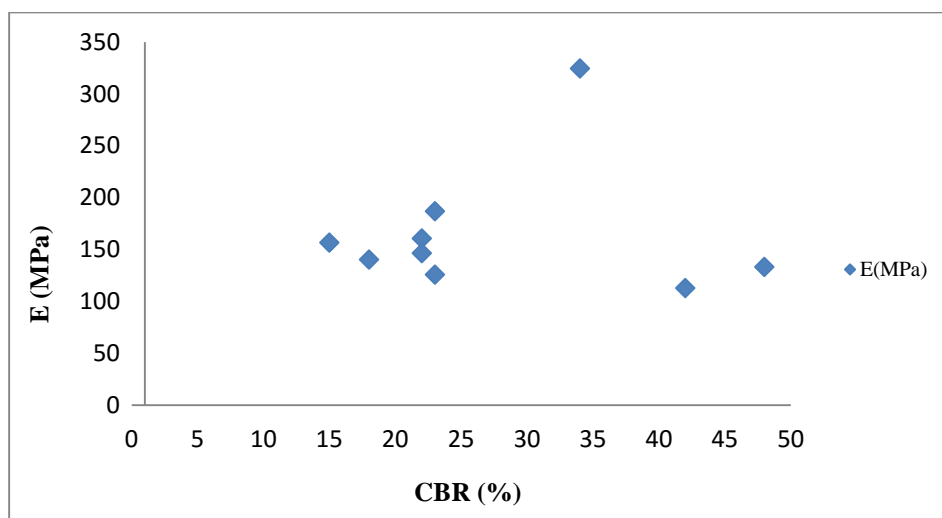


Figura 4.32 – E versus CBR (compacção máxima = 55 pancadas)

Para as mesmas condições anteriores, nas amostras de solo ensaiadas, para a média compactação de CBR, obtiveram-se valores para o factor de equivalência $E_f/$ CBR que variam entre 4,75 (para CBR= 33%) e 13,07 (para CBR=12%), sendo a média de todas as amostras de $k=8,67$ resultando a expressão: $E = 8,67 \times \text{CBR}$ (MPa) e o gráfico da Figura 4.33.

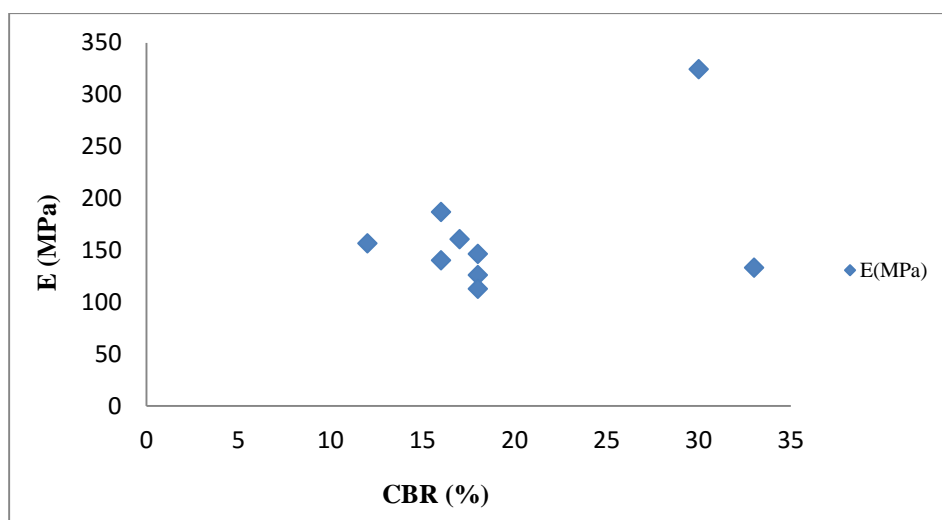


Figura 4.33 – E versus CBR (compacção média = 25 pancadas)

A partir da expressão (4.1 e para as condições da zona de Bragança, nas amostras de solo ensaiadas, para a mínima compactação de CBR, obtiveram-se valores para o factor de equivalência E_f/CBR que variam entre 7,47 (para CBR= 21%) e 17,42 (para CBR= 9%), sendo a média de todas as amostras de $k= 13,54$ resultando a expressão: $E = 13,54 \times CBR$ (MPa) e o gráfico da Figura 4.34.

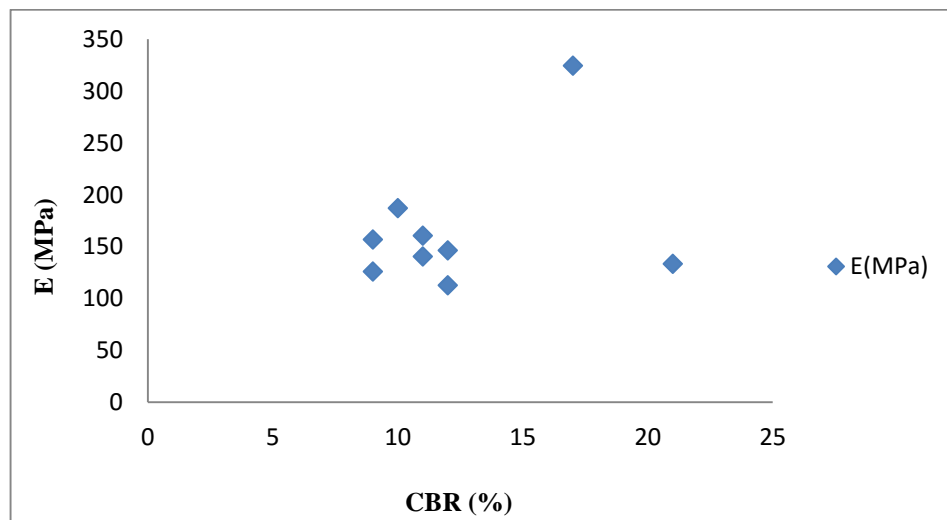


Figura 4.34 – E versus CBR (compactação mínima = 12 pancadas)

Atendendo a que os dados em análise apenas podem ser obtidos em obra, tornou-se impossível obter mais dados noutras obras no período a que o estudo se refere. Assim, os dados obtidos não são suficientes para desenvolver com rigor uma relação entre o módulo de deformabilidade obtido com o ensaio de carga em placa e o CBR obtido em laboratório que permite servir a grande amplitude de tipos de solos desta região.

Do resultado das nove amostras obteve-se para este tipo de solo um factor de equivalência médio $k = 6,76$ menor que o $k = 10$ proposto pelo método da Shell.

No gráfico da Figura 4.35 pode-se observar a variação dos valores do módulo de deformabilidade calculado para três situações: $E=6,76 \times CBR$, $E=10 \times CBR$ e os valores de E obtidos a partir do ensaio de carga em placa.

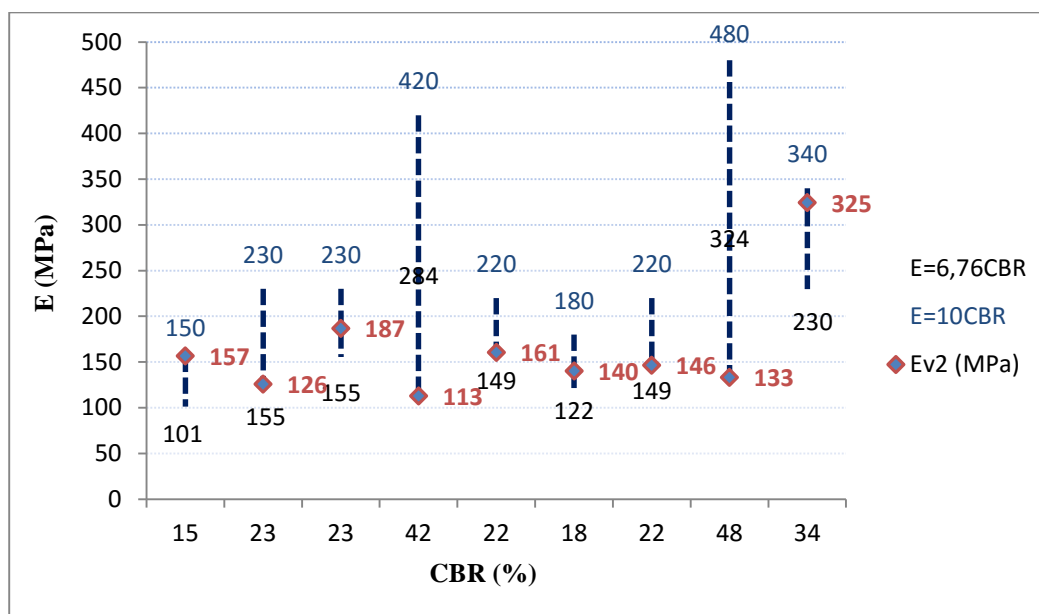


Figura 4.35 – E versus CBR

No gráfico da Figura 4.35 verifica-se a variação que existe entre os valores do módulo de deformabilidade E_{v2} obtidos para cada ponto ensaiado a partir do ensaio ECP, os resultados obtidos quando se utiliza o coeficiente da Shell e os obtidos pela autora do estudo para o coeficiente de 6,76. Conclui-se também, que os valores do módulo de deformabilidade E_{v2} se encontram mais próximo dos valores obtidos para $E = 6,76 \times \text{CBR}$. Assim, sugere-se que os valores agora obtidos sejam tidos em conta na continuação futura deste trabalho, no sentido de dispor de uma maior quantidade de dados para obter conclusões consistentes.

4.5. CONCLUSÕES

Atendendo a que os dados em análise apenas podem ser obtidos em obra, tornou-se impossível obter mais dados no período a que o estudo se refere. Assim, não sendo os dados obtidos suficientes para caracterizar com rigor uma relação abrangente entre o módulo de deformabilidade obtido com o ensaio de carga em placa e o CBR obtido em laboratório.

Os valores dos módulos de deformabilidade obtidos com o ensaio de carga em placa no primeiro ciclo de carga, são menores do que os do segundo ciclo de carga e os assentamentos são maiores devido ao solo ainda não estar 100% compactado. Os módulos de deformabilidade para o primeiro ciclo de carga (E_{v1}) estão compreendidos entre 63 MPa e 148 MPa, e para o segundo ciclo de carga (E_{v2}) os valores estão compreendidos entre 113 MPa e 325 MPa.

As médias dos valores dos módulos de deformabilidade dos ensaios de carga em placa para os nove pontos descritos são: $E_{v1} = 85$ MPa e $E_{v2} = 165$ MPa.

O módulo de deformabilidade do solo de fundação, E_{sf} , normalmente utilizado no dimensionamento de pavimentos é determinado em função do CBR (%) através de uma expressão definida pela Shell ($E=10 \times \text{CBR}$). Da análise dos ensaios realizados à amostragem de solos de fundação verificou-se que o factor de equivalência, k , entre o CBR e o Módulo (ECP) atingiu valores médios de 6,76. Assim, a expressão a utilizar será, $E_{sf}=6,76 \times \text{CBR}$ na região em estudo. O valor para este factor diverge do proposto pelo método da Shell, pois neste o factor de equivalência é igual a 10.

Os ensaios de compactação efectuados *in situ* com o gamadensímetro nuclear, nos pontos analisados conduziram à obtenção dum grau de compactação superior a 95%, com as baridades secas *in situ* a variarem entre 2071 kg/m³ e 2176 kg/m³ e os teores de humidade do solo a variarem entre 7,2% e 11,2%, o que corresponde a situações correntes de obra.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS E TRABALHO FUTURO

Apresenta-se uma síntese dos principais resultados obtidos com a realização deste estudo e algumas sugestões para trabalhos futuros.

O estudo consistiu na avaliação da sensibilidade do comportamento de pavimentos típicos portugueses à variação paramétrica do comportamento da fundação. Determinou-se o número acumulado de eixo padrão de 80kN em função do CBR a variar entre 2,5 e 25% para quatro pavimentos tipo.

Realizou-se a avaliação dum pavimento projectado e construído num aterro na região do Instituto Politécnico de Bragança.

Avaliou-se a variabilidade paramétrica da caracterização da fundação face a dois cenários de caracterização da fundação através do CBR e por ECP. Procedeu-se à caracterização das acções (tráfego e temperatura), da constituição e comportamento da estrutura e da capacidade de suporte de uma fundação.

Foi realizada a caracterização de nove solos, através de ensaios efectuados em laboratório (análise granulométrica, limites de consistência, equivalente de areia, identificação e classificação dos solos para fins rodoviários, ensaio de compactação Proctor, ensaio CBR) e *in situ* (ensaio de carga em placa e gamadensímetro).

Dos resultados do estudo relativos à fundação dum pavimento rodoviário, destacam-se:

- à medida que aumenta o CBR o $NAEP_{80}$ também aumenta;
- os valores dos módulos de deformabilidade obtidos com o ensaio de carga em placa no primeiro ciclo de carga são menores do que os obtidos no segundo ciclo de carga porque neste os assentamentos são maiores devido ao solo ainda não estar 100% compactado;

- para o primeiro ciclo de carga os valores dos módulos de deformabilidade estão compreendidos entre 63 MPa e 148 MPa, e para o segundo ciclo entre 113 MPa e 325 MPa;
- a partir dos resultado das nove amostras estudadas obteve-se para o tipo de solo em estudo o factor de equivalência médio $k = 6,76$, o qual é menor do que o $k = 10$ proposto pelo método da Shell. Atendendo a que os dados em análise apenas podem ser obtidos em obra, tornou-se impossível obter mais dados noutras obras no período a que o estudo se refere. Assim, os dados obtidos não são suficientes para desenvolver com rigor uma relação entre o módulo de deformabilidade obtido com o ensaio de carga em placa e o CBR obtido em laboratório que permite servir a grande amplitude de tipos de solos desta região. Os resultados obtidos deverão ser entendidos como indicadores a ter em conta, em futuros ensaios, em vez de resultados consolidados;
- não existe grande variação nas curvas granulométricas, pois os solos têm características geológicas ao longo da mesma camada, tratando-se de solos com percentagem de finos, passados no # 200, inferiores a 20%;
- os valores encontrados para o limite de liquidez variam entre 28 e 33%, os valores do limite de plasticidade estão compreendidos entre 23 e 26% e os valores do índice de plasticidade entre 5 e 8%;
- todas as amostras têm um comportamento excelente a bom sob a camada de pavimento;
- considerando a classificação para fins rodoviários E 240 (LNEC, 1970) seis amostras de solo classificam-se como A-1-a(0), e três classificam-se como A-1-b(0);
- considerando a classificação unificada sete amostras classificaram-se como GM – cascalho siltoso com areia, uma classificou-se como GP-GM - cascalho mal graduado com silte e areia e a outra como SM – areia siltosa com cascalho;

-
- os valores de equivalente de areia (EA) para as nove amostras estudadas variam entre 13% e 19% ou seja o material de qualquer uma das amostras pode ser classificado como plástico, pois o EA é inferior a 20%;
 - os valores das baridades secas determinadas pelo ensaio de compactação Proctor variam entre 2050 kg/m³ e 2190 kg/m³ e o teor de humidade óptimo varia entre 10,5 e 13,5%. Para os mesmos solos, para um grau de compactação superior a 95% os valores das baridades secas *in situ* variam entre 2071 kg/m³ e 2176 kg/m³ e o teor de humidade do solo entre 7,2% e 11,2%;
 - os ensaios de compactação efectuados *in situ* com o gamadensímetro nuclear, conduziram à obtenção dum grau de compactação superior a 95%, com as baridades secas *in situ* a variarem entre 2071 kg/m³ e 2176 kg/m³ e o teor de humidade do solo entre 7,2% e 11,2%, o que corresponde a situações correntes de obra.

Atendendo à opinião de Pereira (1995), nos ensaios de carga em placa a precisão dos resultados não é fácil de determinar visto a variação dos mesmos, em repetições de um ensaio, pode ser atribuída à dispersão do ensaio, assim como a alterações do comportamento do conjunto pavimento-solo de fundação, provocados pelos ensaios, pois a variação dos valores obtidos normalmente implica uma diminuição das deformações permanentes em cada ciclo tendendo para zero ao fim de algumas repetições.

Apesar de os ensaios envolverem um número restrito de tipo de solos é usual, a partir duma amostra mais vasta de tipos de solo, estabelecer relações entre o módulo de deformabilidade e o CBR de forma a proporcionar uma escolha de módulos adequados em face de concepção de pavimentos. Desta forma pode-se no futuro melhorar a metodologia proposta pela Shell, adequando a mesma aos tipos de solo mais correntes na região.

De acordo com estas conclusões enumeradas, considera-se que as bases do presente trabalho podem conduzir à concretização dos objectivos expostos na conclusão propondo-se que de ora em diante o trabalho laboratorial da ESTIG tenha em

atenção as conclusões produzidas atrás. Neste sentido deverá o laboratório ter em conta as dificuldades na obtenção de dados desta natureza e dar particular importância aos dados obtidos em ensaios, por estes poderem ser úteis para a caracterização e consolidação dos indicadores dos módulos de deformabilidade para os solos da região.

De futuro, seria interessante averiguar qual o comportamento dos ensaios de carga com placa em diferentes tipos de solos e agregados e em várias situações diferentes de compactação para poder alargar o âmbito deste estudo a outras situações. Neste sentido, considera-se ser pertinente aproveitar os serviços laboratoriais da ESTIG para num período de tempo estendido para além do prazo de execução deste trabalho, aproveitando eventuais intervenções deste em obras na região, para conseguir realizar um maior número de ensaios ECP/CBR no sentido de melhorar a referida relação apresentada no capítulo anterior.

No sentido de caracterizar o módulo de deformabilidade da zona de Bragança, e tendo em conta a relação da ESTIG com a zona e as funções que a autora do estudo desempenha no Laboratório de Geotecnia será fundamental ter este objectivo sempre presente, no sentido de aproveitar cada obra de terraplanagens que surja para efectuar os respectivos ensaios, bem como realizar os ensaios de carga em placa em vários pontos da obra, para poder obter dados suficientes que permitam relacionar o módulo de deformabilidade com o CBR.

Sempre que exista uma obra em que seja solicitado o laboratório ou em que o dono de obra se disponibilize, deve-se ter em conta os seguintes procedimentos:

- efectuar ensaios de compactação em cada camada de solo com o gamadensímetro nuclear antes e depois da realização do ensaio de carga em placa, para se poder comparar o grau de compactação antes e depois da realização do ECP;
- realizar os ensaios de compactação garrafa de areia e Speedy antes de efectuar o ECP;
- realizar o ECP em vários pontos da obra,

- obter amostras de solo no local da realização dos ECP e transportar para o LG da ESTIG para fazer a sua caracterização física e mecânica através da realização dos ensaios de análise granulométrica, limites de consistência (LL e LP), equivalente de areia, azul de metileno, ensaios de compactação Proctor e CBR;
- cada vez que exista um procedimento destes incluir o ponto (E, CBR) no gráfico, e efectuar novo estudo da região;
- obter uma relação $E = k \times \text{CBR}$, idêntica à proposta pela Shell, mas neste caso para a região de Bragança.
- ir aumentando o número de ensaios sempre que surge uma terraplanagem ou aterro, ou seja, efectuar os ensaios descritos nos capítulos anteriores de forma a obter uma caracterização física e mecânica para diversos tipos de solos.

Os aspectos enfatizados podem constituir etapas a ter em conta em futuros estudos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO, (2003). Materials for Aggregate and soil-Aggregate Subbase, Base and Surface Courses. M 147-65 (2000), American Association of State Highway and Transportation Officials, USA.

Alves, T. S. F., (2007). “*Metodologias de Auscultação de Pavimentos Rodoviários. Aplicação Prática do Radar de Prospecção e do Deflectómetro de Impacto.*” Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.

Antunes, M. L.; Branco, F.; Barros, R., (1996). “*Avaliação in situ das Condições de Fundação dos Pavimentos Rodoviários com Base em Ensaios de Carga*” www.crp.pt/docs/A11S96-pavimentos_42.pdf

Aquino, L. C. F., (2000). “*Deformação Permanente em Misturas Betuminosas: Metodologia para o Cálculo da Temperatura de Serviço*”, Coimbra, Universidade de Coimbra.

ASTM D 1194/72, (1977). Standard Test Method for Bearing Capacity of Soil for Static Load on Spread Footings.

ASTM D 1195/64, (1977). Standard Test Method for Repetitive Static Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components for Use in Evaluation and Design of Airports and Highway Pavements.

ASTM D 1196/64, (1977). Standard Test Method for Non Repetitive Static Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components for Use in Evaluation and Design of Airports and Highway Pavements.

ASTM D 2487, (1993). Standard Practice for Classification of soils for engineering Purposes (Unified Soil Classification System)

ASTM, (2001a). “*Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*”. D 2487-00, Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, American Society for Testing and Materials, USA.

ASTM, (2001b). “*Standard Specification for Materials for Soils-Aggregate Subbase, Base and Surface Courses*”. D1241-68 (Reapproved 1994), Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.03, American Society for Testing and Materials, USA.

ASTM, (2001c). “*Standard Specification for Graded Aggregate Material for Bases or for Highways or Airports*”. D2940-98, Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.03, American Society for Testing and Materials, USA.

Baptista, A. M., (1999). “*Dimensionamento de Pavimentos Rodoviários Flexíveis. Aplicabilidade em Portugal dos Métodos Existentes*”. Coimbra, Universidade de Coimbra.

Baptista, A., Picado-Santos, L., (2000). “*PAVIFLEX – Programa de Dimensionamento de Pavimentos Rodoviários Flexíveis.*” (<http://www.estv.ipv.pt/PaginasPessoais/baptista/artigos/Estradas2000.pdf>)

Branco, F.; Pereira, A. A.; Picado-Santos, L. G., (2008). “*Pavimentos Rodoviários.*” Edições Almedina S.A., Coimbra.

Brown, S.F.; et al., (1985). “*The analytical design of bituminous pavements*”. Proc. Of Institution of Civil Eng., Part 2, Vol. 79-pp 1/31, Março, Londres.

CEPSA, 2006. “*Manual de Pavimentação - Betumes*”, Barcelona

Chen, J. and Liao, M., (2002). “*Evaluation of Internal Resistance in Hot-Mix Asphalt (HMA) Concrete*”. Construction and Building Materials, Elsevier Science, vol. 16, pp. 313–319.

Claessen, A.I.M. et al., (1977). “*Asphalt pavement design manual the SHELL method*”. Proc. 4 th Inter. Conf. On Structural Design of Asphalt Pavements – vol. 1 # pp 39/74, Univ. of Michigan, Ann Arbor-Michigan.

Correia, G. A., (1995/1996). “*Elementos Teóricos da Disciplina Mecânica dos Solos de Fundações I*”. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Costa, H. B. C. B. M., (2008). “*Análise de Custos de Ciclo de Vida Relativa a Pavimentos Rodoviários Flexíveis*”. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

- Craig, R.F., (1992). “*Soil Mechanics*”. 5th.ed., London, Chapman & Hall
- DIN 18134, (2001). Determining the deformation and strength characteristics of soil by the plate loading test (FOREIGN STANDARD).
- Fernandes, M. Matos, (1995). “*Mecânica dos Solos*”, Volume II, Universidade do Porto, FEUP.
- Fernandes, M. Matos, (2006). “*Mecânica dos Solos, Conceitos e Princípios Fundamentais*”. Volume I, Universidade do Porto, FEUP.
- Francken, L., (1993). “*Laboratory Simulation and Modelling of Overlay Systems. Reflective Cracking in Pavements: State of the art and Design Recommendations*”. Proceedings of the 2nd International RILEM conference. Liege, Belgium.
- Freitas, Elisabete F.; Pereira, Paulo A. A; (2001). “*O Estudo da Evolução do Desempenho dos Pavimentos Rodoviários Flexíveis*” Universidade do Minho. Departamento de Engenharia Civil. ISSN 0873-1152. 11 (Maio 2001). p. 47-58. <http://hdl.handle.net/1822/2519>
- IPQ (1969). “*Solos. Determinação dos Limites de Consistência*”. NP-143, Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
- JAE, (1995). *Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional*”. JAE (actual EP), Almada.
- Kennedy, C. K., (1985). *Analytical flexible pavement design: a critical state of the art review 1984*. Proc. of Institution of Civil Eng., Part 1, Vol. 78-pp 897/917, Agosto, Londres.
- LNEC (1967). “*Solos: Determinação do CBR*”. E 198, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC (1967). “*Solos: Ensaio de Equivalente de Areia*”. E 199, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC (1970). “*Solos: Análise Granulométrica por Peneiração Húmida*”. E 239, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

LNEC (1971). “*Solos: Classificação para Fins Rodoviários*”. E 240, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

LNEC (1971). “*Solos: Ensaio de Compactação*”. E 197, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

Luzia, R. C., (2008). “*Camadas Não Ligadas em Pavimentos Rodoviários, Estudo do Comportamento*.” Edições Almedina S.A, Coimbra.

Martins, J.P., Correia, A.G., Caldeira, L., Neves, E. M., Delgado, J.L.C., (2008). “*Comparação de resultados de ensaios de carga com placa segundo as normas AFNOR NF P94-117-1 e DIN 18134*”. 11º Congresso Nacional de Geotecnia, Coimbra.

Minhoto, M. J. C., (2005). “*Consideração da Temperatura no Comportamento à Reflexão de Fendas dos Reforços de Pavimentos Rodoviários Flexíveis*.” Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Escola de Engenharia, Guimarães.

Minhoto, M. J. C., (2009/2010). “*Apontamentos das aulas teóricas da Cadeira de Infra-estruturas de Transportes*”. Mestrado em Engenharia da Construção, Instituto Politécnico de Bragança, ESTIG.

Minhoto, M. J. C.; Pais, J. C.; Pereira, P. A. A., (2008). “*Desenvolvimento de Modelo para Consideração da Temperatura no Dimensionamento de Reforços de Pavimentos*”. In Estrada. Proceedings do V Congresso Rodoviário Português. Estoril. <http://hdl.handle.net/10198/2809>

Neves, José M. C.; Correia, A. Gomes, (2006). “*Consideração da Não-linearidade do Comportamento dos Solos na Modelação Numérica de Pavimentos Rodoviários*”. 10º Congresso Nacional de Geotecnia, “Geotecnia Multidisciplinar: Estudos”. Sociedade Portuguesa de Geotecnia, vol. 2. p. 473-482. Lisboa, Portugal. <http://hdl.handle.net/1822/6785>.

NLT-357 (1998). “*Ensaio de Carga com Placa*”

Pereira, O. A., (1995). “*Pavimentos Rodoviários*”, Volumes I, II, III e IV. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

Pereira, P. & Picado-Santos, L. G., (2002). "*Pavimentos Rodoviários*". Universidade do Minho. Braga, Portugal.

Pereira, P. & V., Miranda, (1999). "*Gestão da Conservação dos Pavimentos Rodoviários*", Edição de autor. Braga.

Pereira, P. A. A.; Pais, Jorge C.; Freitas, E. F.; Silva, Hugo Manuel Ribeiro Dias da Oliveira, Joel, (2007). "*A reabilitação da rede rodoviária no século XXI: a contribuição da inovação para uma visão global da reabilitação rodoviária.*" Universidade do Minho. Departamento de Engenharia Civil - ISSN 0873-1152. 28 (Jan. 2007) 19-36.

Picado-Santos, L. (1993). "*Método de Dimensionamento da SHELL para Pavimentos Rodoviários Flexíveis (adaptação às condições portuguesas)*". 2ª edição, Coimbra, Universidade de Coimbra.

Picado-Santos, L., (1994). "*Consideração da Temperatura no Dimensionamento de Pavimentos Rodoviários Flexíveis*" Volume 1, Universidade de Coimbra, Coimbra.

Picado-Santos, L., (1995). "*Dimensionamento de Pavimentos Rodoviários Flexíveis Obtenção das Características dos Materiais: Critérios de Ruína Mais Utilizados.*" DEC – F.C.T.U.C., Coimbra.

Picado-Santos, L., (1996). "*Temperatura de Serviço em Pavimentos Rodoviários Flexíveis – Elementos para a sua Determinação.*" DEC – F.C.T.U.C., Coimbra.

Pinto, J. I. B. R., (2003). "*Caracterização Superficial de Pavimentos Rodoviários*". Tese de Mestrado em Vias de Comunicação, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Quaresma, Luís M. T., (1985). "*Características Mecânicas de Camadas de Pavimentos Rodoviários e Aeroportuários Constituídas por Materiais Granulares.*" Rel.232/85-NPR, LNEC, Lisboa.

Reis, N.F.S., (2009). "*Análise estrutural de pavimentos rodoviários. Aplicação a um pavimento Reforçado com Malha de Aço.*" Instituto Superior Técnico, Tese de Mestrado, Lisboa

Santos, M. J. L., (2009). “*Dimensionamento de Camada de Reforço de Pavimentos Rodoviários Flexíveis*”. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro. <http://hdl.handle.net/10773/2404>

Shell, (1978). *Shell Pavement Design Manual - Asphalt Pavements and Overlays of road Traffic*. Shell International Petroleum, London.

Silva, H. M. R. D., (2005). “*Caracterização do Mastique Betuminoso e da Ligação Agregado-Mastique. Contribuição para o Estudo do Comportamento das Misturas Betuminosas.*” Tese de Doutoramento em Engenharia Civil – Vias de Comunicação, Universidade do Minho – Escola de Engenharia.

Simões, J. A., (2008). “*Pavimentos rodoviários flexíveis: exemplo de análise económica*” Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro. <http://hdl.handle.net/10773/2370>

Sousa, J. F. V., (2002). “*Modelação de Ensaio de Carga Considerando a Variação da Rigidez dos Solos em Profundidade. Parametrização Recorrente de Ensaio Complementares in situ e em Laboratório.*” Tese de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal

Correia, A. G.; Martins, J.; Caldeira, L.; Maranha das Neves, E.; Delgado, J., (2008). “*Comparação de Resultados de Ensaio para Avaliação da Qualidade de Construção de Camadas de Aterros para Linhas Férreas de Alta Velocidade*”. Sociedade Portuguesa de Geotecnia, IV Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia: “A Caracterização dos Terrenos para as Obras de Geotécnicas”. p. 59-66. Coimbra, Portugal. <http://hdl.handle.net/1822/10895>

Martins, J. P.; Correia, A. G.; Caldeira, L.; Maranha das Neves, E.; Delgado, J., (2008). “*Comparação de Resultados de Ensaio de Carga com Placa Segundo as Normas AFNOR NF P94-117-1 e DIN 18134*”. Sociedade Portuguesa de Geotecnia, XI Congresso Nacional de Geotecnia: “A geotecnia portuguesa e os desafios da globalização”, vol.1, p. 251-256. Coimbra, Portugal. <http://hdl.handle.net/1822/10892>

Sousa, J., Pais, J., Way, G., (2005). “*A Mechanistic-Empirical Based Overlay Design Method for Reflective Cracking*”. *Road Materials and Pavement Design*, 6: 339-363.

Torgal, F. P., Eires, R.M.G., Jalali, S., (2009). “*A Construção em Terra*”. Universidade do Minho, Guimarães.

Vale, C. M. N. A. S., (2004). “*Comportamento Estrutural de Pavimentos Rodoviários Flexíveis. Contributos para Modelação*”. Tese de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Vicente, A. M. M., (2006). “*A Utilização de Betumes Modificados com Borracha na Reabilitação de Pavimentos Flexíveis*”. Tese de Mestrado em Vias de Comunicação, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Santos, J. A., (2008). “*Compactação*”. Elementos Teóricos, Obras Geotécnicas. Mestrado em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

ASTM D2487-93: “*Classification of soils for engineering purposes*”

ANEXOS

ANEXO I – Temperaturas de serviço

ANEXO II – Cálculo dos pavimentos P1, P2, P3 e P4 - BISAR

ANEXO I – Temperaturas de serviço

Nos Quadros seguintes A.1 a A.8, apresentam-se os dados meteorológicos do IPB – Bragança, de periodicidade mensal correspondentes a oito anos (2001-2008 inclusive), os quais serviram de base aos cálculos das temperaturas médias anuais do ar, factor médio, temperatura ponderada, e temperatura de serviço (na mistura) para cada pavimento de forma a obter os módulos de deformabilidade de cada pavimento para uma situação normal de projecto.

Quadro I.1 – Resultados das temperaturas nos meses do ano de 2001

Mês_2001	T _{méd} (°C)	T _{máx} (°C)	T _{min} (°C)	Humid máx (%)	Humid min (%)	Wfactor
Janeiro	6,36	13,00	-0,80	96,00	51,00	0,1650
Fevereiro	5,86	16,80	-3,70	98,00	25,00	0,1546
Março	9,40	19,50	0,70	97,00	43,00	0,2444
Abril	10,18	20,90	-1,40	96,00	19,00	0,2705
Mai	12,93	30,90	-1,70	98,00	25,00	0,3864
Junho	18,70	34,30	7,10	89,00	14,00	0,8162
Julho	22,65	34,40	11,60	88,00	22,00	1,3616
Agosto	21,01	33,20	9,40	100,00	15,00	1,1000
Setembro	15,45	28,60	3,20	99,00	21,00	0,5358
Outubro	12,69	23,10	3,20	100,00	37,00	0,3743
Novembro	4,21	17,00	-5,80	98,00	26,00	0,1248
Dezembro	0,58	13,10	-10,60	100,00	22,00	0,0780
Média	11,67	23,73	0,93	96,58	26,67	0,4676
	T equivalente	14,40				

Quadro I.2 – Resultados das temperaturas nos meses do ano de 2002

Mês_2002	T _{méd} (°C)	T _{máx} (°C)	T _{min} (°C)	Humid máx (%)	Humid min (%)	w _{factor}
Janeiro	4,87	15,2	-5	100	50	0,1359
Fevereiro	6,00	17,10	-4,90	100,00	34,00	0,1573
Março	8,74	24,40	-3,60	100,00	19,00	0,2243
Abril	10,81	26,70	-1,50	98,00	18,00	0,2933
Maió	12,22	29,00	-0,60	98,00	21,00	0,3523
Junho	18,87	32,70	6,30	97,00	17,00	0,8345
Julho	20,18	32,10	6,10	99,00	17,00	0,9890
Agosto	19,34	33,00	5,90	98,00	18,00	0,8866
Setembro	16,04	27,30	4,30	100,00	32,00	0,5781
Outubro	11,44	19,70	5,30	100,00	61,00	0,3182
Novembro	9,90	19,10	-0,10	100,00	33,00	0,2607
Dezembro	5,19	14,40	-3,40	100,00	49,00	0,1417
Média	11,97	24,23	0,73	99,17	30,75	0,4310
T equivalente		13,77				

Quadro I.3 – Resultados das temperaturas nos meses do ano de 2003

Mês_2003	T _{méd} (°C)	T _{máx} (°C)	T _{min} (°C)	Humid máx (%)	Humid min (%)	w _{factor}
Janeiro	3,42	19,90	-7,20	100,00	35,00	0,1126
Fevereiro	4,69	13,80	-5,80	100,00	39,00	0,1328
Março	9,36	20,40	-1,50	100,00	23,00	0,2432
Abril	10,46	22,00	-0,40	100,00	23,00	0,2806
Maió						
Junho	20,82	35,40	7,80	99,00	19,00	1,0738
Julho	20,11	34,10	6,20	100,00	20,00	0,9800
Agosto	22,01	35,80	6,80	100,00	17,00	1,2536
Setembro	17,21	30,40	5,80	100,00	17,00	0,6722
Outubro	10,68	21,70	-1,00	100,00	32,00	0,2887
Novembro	8,24	18,90	-1,70	100,00	32,00	0,2105
Dezembro	5,37	13,90	-3,90	100,00	50,00	0,1450
Média	12,03	24,21	0,46	99,91	27,91	0,4903
T equivalente		14,76				

Quadro I.4 – Resultados das temperaturas nos meses do ano de 2004

Mês_2004	T _{méd} (°C)	T _{máx} (°C)	T _{min} (°C)	Humid _{máx} (%)	Humid _{min} (%)	Wfactor
Janeiro	5,96	15,60	-5,60	37,00		0,1566
Fevereiro	5,06	16,80	-5,70	27,00		0,1393
Março	6,63	19,80	-7,80	29,00		0,1707
Abril	9,41	25,50	-2,90	22,00		0,2447
Mai	13,68	26,90	-0,60	25,00		0,4257
Junho	20,99	32,60	7,60			1,0973
Julho	20,58	34,50	5,80			1,0407
Agosto	20,72	32,80	11,20	22,00		1,0597
Setembro	16,62	29,20	4,30	21,00		0,6230
Outubro	11,98	27,40	1,20	100,00	21,00	0,3416
Novembro	4,95	16,60	-3,90	100,00	44,00	0,1374
Dezembro	3,81	14,50	-4,90	100,00	47,00	0,1185
Média	11,70	24,35	-0,11	48,30	37,33	0,4629
	T equivalente	14,32				

Quadro I.5 – Resultados das temperaturas nos meses do ano de 2005

Mês_2005	T _{méd} (°C)	T _{máx} (°C)	T _{min} (°C)	Humid _{máx} (%)	Humid _{min} (%)	Wfactor
Janeiro	1,87	14,80	-7,40	100,00	38,00	0,0922
Fevereiro	2,40	16,50	-6,80	100,00	27,00	0,0987
Março	7,46	22,80	-9,70	100,00	22,00	0,1901
Abril	10,57	26,90	-2,40	100,00	25,00	0,2845
Mai	14,18	29,30	1,80	100,00	25,00	0,4544
Junho	20,37	33,90	4,30	100,00	23,00	1,0135
Julho	21,32	34,00	7,40	100,00	19,00	1,1454
Agosto	21,33	36,40	6,40	100,00	15,00	1,1469
Setembro	16,55	30,20	1,90	100,00	19,00	0,6172
Outubro	12,32	27,40	0,70	100,00	19,00	0,3568
Novembro	6,65	15,70	-3,80	100,00	29,00	0,1711
Dezembro	3,70	14,20	-7,90	100,00	27,00	0,1167
Média	11,56	25,18	-1,29	100,00	24,00	0,4740
	T equivalente	14,50				

Quadro I.6 – Resultados das temperaturas nos meses do ano de 2006

Mês_2006	T _{méd} (°C)	T _{máx} (°C)	T _{min} (°C)	Humid _{máx} (%)	Humid _{min} (%)	W _{factor}
Janeiro	2,32	12,00	-6,80	100,00	40,00	0,0977
Fevereiro	2,98	16,30	-6,40	100,00	29,00	0,1064
Março	8,93	21,00	-3,10	100,00	27,00	0,2301
Abril	11,52	24,80	-0,20	100,00	28,00	0,3216
Maio						
Junho	19,51	30,90	7,40	100,00	20,00	0,9060
Julho	22,68	34,60	11,80	100,00	27,00	1,3669
Agosto	19,93	32,10	7,00	100,00	23,00	0,9563
Setembro						
Outubro	13,45	26,20	2,70	100,00	43,00	0,4134
Novembro	9,78	18,70	-0,40	100,00	61,00	0,2570
Dezembro	3,55	14,40	-6,10	100,00	40,00	0,1146
Média	11,47	23,10	0,59	100,00	33,80	0,4770
	T equivalente	14,55				

Quadro I.7 – Resultados das temperaturas nos meses do ano de 2007

Mês_2007	T _{méd} (°C)	T _{máx} (°C)	T _{min} (°C)	Humid _{máx} (%)	Humid _{min} (%)	W _{factor}
Janeiro	2,7	15,7	-7,9	100,0	36,0	0,1032
Fevereiro	7,0	16,1	-2,7	100,0	55,0	0,1783
Março	7,7	19,4	-3,7	100,0	19,0	0,1955
Abril	11,6	24,8	-2,9	100,0	34,0	0,3254
Maio	13,7	27,6	1,3	100,0	28,0	0,4269
Junho	16,2	30,2	5,3	100,0	23,0	0,5894
Julho	16,7	30,9	6,0	100,0	27,0	0,6332
Agosto	19,4	31,7	6,9	100,0	29,0	0,8887
Setembro	16,81	29,00	1,70	100,00	24,00	0,6388
Outubro	10,04	24,90	-0,70	100,00	23,00	0,2654
Novembro	5,2	21,2	-9,8	100,0	23,0	0,1414
Dezembro	3,2	14,3	-9,2	100,0	33,0	0,1091
Média	10,85	23,82	-1,31	100,00	29,50	0,3746
	T equivalente	12,69				

Quadro I.8 – Resultados das temperaturas nos meses do ano de 2008

Mês_2008	T _{méd} (°C)	T _{máx} (°C)	T _{min} (°C)	Humid _{máx} (%)	Humid _{min} (%)	Wfactor
Janeiro	5,48	15,70	-4,60	100,00	44,00	0,1471
Fevereiro	7,19	17,10	-2,60	37,00		0,1837
Março	7,67	19,90	-4,70	21,00		0,1954
Abril	10,40	25,40	-0,40	21,00		0,2783
Maio	12,48	23,90	0,10	37,00		0,3643
Junho	18,03	30,80	6,20	25,00		0,7484
Julho	19,30	34,30	5,30	23,00		0,8823
Agosto	19,53	32,90	6,80	22,00		0,9082
Setembro	17,68	25,80	8,90	44,00		0,7152
Outubro						
Novembro						
Dezembro						
Média	13,09	25,09	1,67	36,67	44,00	0,4914
	T equivalente	14,78				

Quadro I.9 – Resultados das temperaturas médias nos meses dos anos
2001 a 2008

Mês\2001 a 2008	T _{méd} (°C)	T _{máx} (°C)	T _{min} (°C)	Wfactor
Janeiro	4,13	15,24	-5,66	0,1235
Fevereiro	5,14	16,31	-4,83	0,1408
Março	8,23	20,90	-4,18	0,2101
Abril	10,62	24,63	-1,51	0,2863
Maio	13,20	27,93	0,05	0,4000
Junho	19,19	32,60	6,50	0,8690
Julho	20,45	33,61	7,53	1,0232
Agosto	20,40	33,49	7,55	1,0173
Setembro	16,62	28,64	4,30	0,6234
Outubro	11,80	24,34	2,02	0,3336
Novembro	6,99	17,67	-3,64	0,1788
Dezembro	3,63	14,08	-6,57	0,1157
Média	11,6994	24,1203	0,1294	0,4435
	T equivalente	13,99		

Quadro I.10 – Resultado das temperaturas médias mensais do ar e factor médio de 2001 a 2008

Mês\2001 a 2008	TMMA (°C)	w-factor
Janeiro	4,13	0,1235
Fevereiro	5,14	0,1408
Março	8,23	0,2101
Abril	10,62	0,2863
Maio	13,20	0,4000
Junho	19,19	0,8690
Julho	20,45	1,0232
Agosto	20,40	1,0173
Setembro	16,61	0,6226
Outubro	11,58	0,3242
Novembro	6,76	0,1737
Dezembro	3,57	0,1148
w-factor médio=		0,4421
w-TMAA =		13,97

onde:

w_{factor} – factor médio;

w-TMAA – temperatura média anual do ar (°C)

TMMA – Temperatura média mensal do ar (°C).

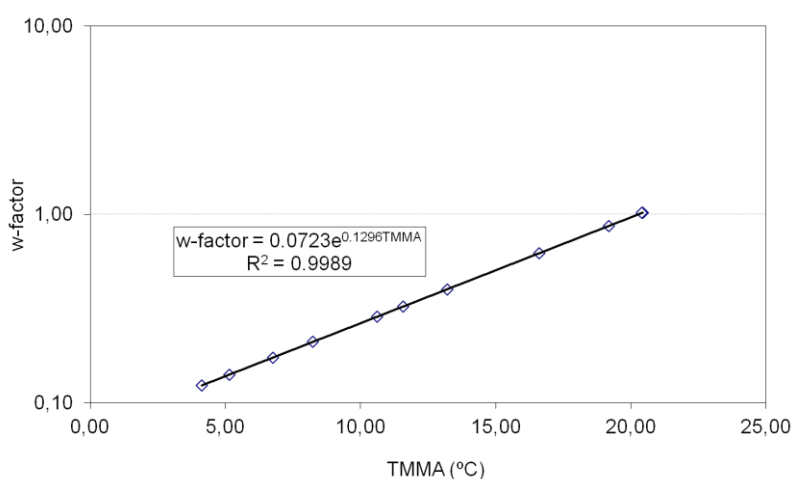


Figura I.1 – w-factor versus TMMA

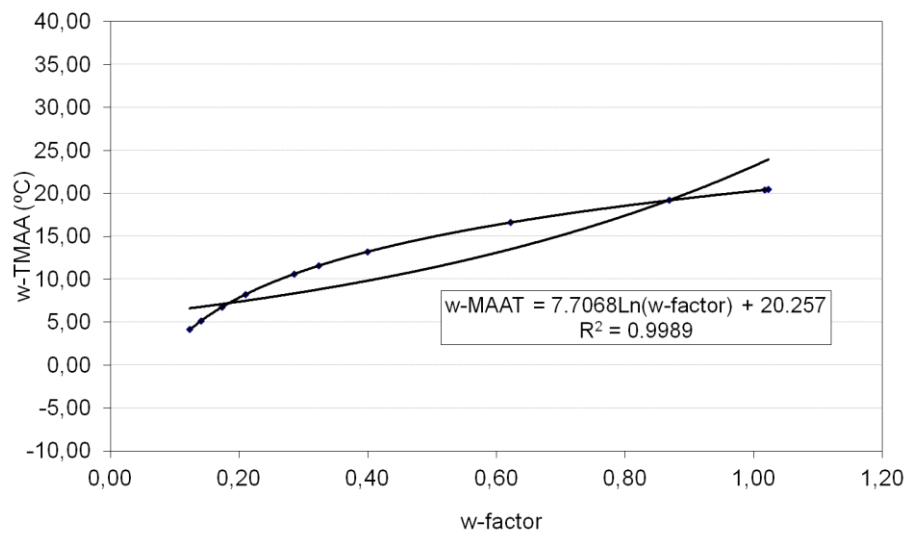


Figura I.2 – w-factor versus w-TMAA

ANEXO II – Cálculo dos pavimentos P1, P2, P3 e P4 - BISAR

PAVIMENTO P1

Para o cálculo do pavimento P1 teve-se em consideração os seguintes dados:

- **Caracterização geométrica:**

- Espessura da camada de desgaste em $bb1 = 0,05$ m;
- Espessura da camada de regularização em $bb2 = 0,06$ m;
- Espessura da camada de base betuminosa em $mb = 0,24$ m;
- Espessura da camada de sub-base granular = $0,20$ m;
- Solo de fundação, espessura finita;
- Espessura das camadas betuminosas = $0,35$ m.

- **Dados gerais dos materiais betuminosos:**

$T_{serviço} = 19,5$ °C;

$V_{vp} = 50$ Km/h;

$t_{carregamento} = 0,02$ s;

Betume: 50/70:

Pen 25° = 60 (10-1 mm) - não envelhecido;

Pen 25°r = **39** (10-1 mm) – envelhecido;

Tab r = **57,2054** °C

1 - Camada de Fundação:

Situação 1: CBR = **2,5%** $\Rightarrow E_{sf} = 25$ MPa;

Situação 2: CBR = **5%** $\Rightarrow E_{sf} = 50$ MPa;

Situação 3: CBR = **7,5%** $\Rightarrow E_{sf} = 75$ MPa;

Situação 4: CBR = **10%** $\Rightarrow E_{sf} = 100$ MPa;

Situação 5: CBR = **12,5%** $\Rightarrow E_{sf} = 125$ MPa;

Situação 6: CBR = **15%** $\Rightarrow E_{sf} = 150$ MPa;

Situação 7: CBR = **17,5%** $\Rightarrow E_{sf} = 175$ MPa;

Situação 8: CBR = **20%** $\Rightarrow E_{sf} = 200$ MPa;

Situação 9: CBR = 20% $\Rightarrow E_{sf} = 225$ MPa;

Situação 10: CBR = 20% $\Rightarrow E_{sf} = 250$ MPa;

2 - Camada de Sub-base granular:

$k_s = 2,1702$

Situação 1: $E_{sb} = 54,25$ MPa

Situação 2: $E_{sb} = 108,51$ MPa

Situação 3: $E_{sb} = 162,76$ MPa

Situação 4: $E_{sb} = 217,02$ MPa

Situação 5: $E_{sb} = 271,27$ MPa

Situação 6: $E_{sb} = 325,53$ MPa

Situação 7: $E_{sb} = 379,78$ MPa

Situação 8: $E_{sb} = 434,03$ MPa

Situação 9: $E_{sb} = 488,29$ MPa

Situação 10: $E_{sb} = 542,54$ MPa

3 - Rigidez do Betume:

$$IPen = \frac{20.Tab + 500.\log(pen25) - 1955,55}{Tab + 50.\log(pen25) + 120,15} = -0,0619237$$

$$S_b = 1,157 \times 10^{-7} \cdot t^{-0,368} \cdot 2,718^{-IP} \cdot (Tab - T)^5 = 39,579 \text{ MPa}$$

4 - Mistura - Macadame betuminoso:

$P_b = 4,4\%$

$P_a = 95,6\%$

$t_b = 4,6\%$

$n = 5,6\%$

$VMA = 15,6\%$

$\gamma_b = 10,35 \text{ kN/m}^3$

$V_a = 84,4\%$

$V_b = 10\%$

	Massa (kN)	Volumes (m³)
Betume	1,035	0,100
Agregado	22,500	0,844
Vazios	0	0,056
TOTAIS:	23,535	1

$$S_{68} = 0,6 \cdot \log \left(\frac{1,37 \cdot Vb^2 - 1}{1,33 \cdot Vb - 1} \right) = 0,6262$$

$$S_{m3109} = 10,82 - \frac{1,342 \cdot (100 - Va)}{Va + Vb} = 10,5982$$

$$S_{m108} = 8 + 5,68 \cdot 10^{-3} \cdot Va + 2,35 \times 10^{-4} \cdot Va^2 = 10,1534$$

$$S_{89} = 1,12 \cdot \frac{(Sm3109 - Sm108)}{\log 30} = 0,3373$$

$$A = \frac{S_{89} + S_{68}}{2} \cdot (\log Sb - 8) + \frac{S_{89} - S_{68}}{2} \cdot (\log Sb - 8) + Sm10 = 10,0176$$

$$E_{mb} = 10413,7638 \text{ MPa}$$

5 - Mistura bb2 - Betão betuminoso de regularização

$$P_b = 5,9\%$$

$$P_a = 94,1 \%$$

$$t_b = 6,3 \%$$

$$n = 4,5 \%$$

$$VMA = 18,0 \%$$

$$\gamma_b = 10,35 \text{ kN/m}^3$$

$$V_a = 82 \%$$

$$V_b = 13,5\%$$

	Massa (kN)	Volumes (m³)
Betume	1,397	0,135
Agregado	22,179	0,820
Vazios	0	0,045
TOTAIS:	23,576	1

$$S_{68} = 0,6 \cdot \log \left(\frac{1,37 \cdot Vb^2 - 1}{1,33 \cdot Vb - 1} \right) = 0,6998$$

$$S_{m3109} = 10,82 - \frac{1,342 \cdot (100 - Va)}{Va + Vb} = 10,5671$$

$$S_{m108} = 8 + 5,68 \cdot 10^{-3} \cdot Va + 2,35 \times 10^{-4} \cdot Va^2 = 10,0459$$

$$S_{89} = 1,12 \cdot \frac{(Sm3109 - Sm108)}{\log 30} = 0,3952$$

$$A = \frac{S_{89} + S_{68}}{2} \cdot (\log Sb - 8) + \frac{S_{89} - S_{68}}{2} \cdot (\log Sb - 8) + Sm10 = 9,8868$$

$$E_{mb} = 7706,1078 \text{ MPa}$$

6 - Mistura bb1 - Betão betuminoso de desgaste

$$P_b = 5\%$$

$$P_a = 95\%$$

$$t_b = 5,2\%$$

$$n = 4,0\%$$

$$VMA = 16,0\%$$

$$\gamma_b = 10,35 \text{ kN/m}^3$$

$$V_a = 84 \%$$

$$V_b = 12 \%$$

	Massa (kN)	Volumes (m ³)
Betume	1,242	0,120
Agregado	23,885	0,840
Vazios	0	0,040
TOTAIS:	25,127	1

$$S_{68} = 0,6 \cdot \log \left(\frac{1,37 \cdot V_b^2 - 1}{1,33 \cdot V_b - 1} \right) = 0,6708$$

$$S_{m3109} = 10,82 - \frac{1,342 \cdot (100 - V_a)}{V_a + V_b} = 10,5963$$

$$S_{m108} = 8 + 5,68 \cdot 10^{-3} \cdot V_a + 2,35 \times 10^{-4} \cdot V_a^2 = 10,1353$$

$$S_{89} = 1,12 \cdot \frac{(S_{m3109} - S_{m108})}{\log 30} = 0,3496$$

$$A = \frac{S_{89} + S_{68}}{2} \cdot (\log S_b - 8) + \frac{S_{89} - S_{68}}{2} \cdot (\log S_b - 8) + S_{m10} = 9,9946$$

$$E_{mb} = 9875,5156 \text{ MPa}$$

PAVIMENTO P2

Para o cálculo do pavimento P2 teve-se em consideração os seguintes dados:

- *Caracterização geométrica:*

- Espessura da camada de desgaste em $bb1 = 0,04$ m;
- Espessura da camada de regularização em $bb2 = 0,06$ m;
- Espessura da camada de base betuminosa em $mb = 0,15$ m;
- Espessura da camada de sub-base granular = $0,20$ m;

Solo de fundação:

- Espessura das camadas betuminosas = $0,25$ m.

- *Dados gerais dos materiais betuminosos:*

$T_{\text{serviço}} = 20$ °C;

$V_{\text{vp}} = 50$ Km/h;

$t_{\text{carregamento}} = 0,02$ s;

Betume: 50/70:

Pen 25° = 60 (10-1 mm) - não envelhecido;

Pen 25°r = 39 (10-1 mm) – envelhecido;

Tab r = 57,2054 °C

1 - Camada de Fundação:

Situação 1: CBR = **2,5%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 25$ MPa;

Situação 2: CBR = **5%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 50$ MPa;

Situação 3: CBR = **7,5%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 75$ MPa;

Situação 4: CBR = **10%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 100$ MPa;

Situação 5: CBR = **12,5%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 125$ MPa;

Situação 6: CBR = **15%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 150$ MPa;

Situação 7: CBR = **17,5%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 175$ MPa;

Situação 8: CBR = **20%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 200$ MPa;

Situação 9: CBR = **20%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 225$ MPa;

Situação 10: CBR = **20%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 250$ MPa;

2 - Camada de Sub-base granular:

$$k_s = 2,1702$$

$$\text{Situação 1: } E_{sb} = 54,25 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 2: } E_{sb} = 108,51 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 3: } E_{sb} = 162,76 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 4: } E_{sb} = 217,02 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 5: } E_{sb} = 271,27 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 6: } E_{sb} = 325,53 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 7: } E_{sb} = 379,78 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 8: } E_{sb} = 434,03 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 9: } E_{sb} = 488,29 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 10: } E_{sb} = 542,54 \text{ MPa}$$

3 - Rigidez do Betume:

$$IP_{en} = \frac{20.T_{ab} + 500.\log(pen_{25}) - 1955,55}{T_{ab} + 50.\log(pen_{25}) + 120,15} = -0,0619237$$

$$S_b = 1,157 \times 10^{-7} \cdot t^{-0,368} \cdot 2,718^{-IP} \cdot (T_{ab} - T)^5 = 37,0235 \text{ MPa}$$

4 – Mistura – Macadame betuminoso:

$$P_b = 4,4\%$$

$$P_a = 95,6 \%$$

$$t_b = 4,6 \%$$

$$n = 5,6 \%$$

$$VMA = 15,6 \%$$

$$\gamma_b = 10,35 \text{ kN/m}^3$$

$$V_a = 84,4 \%$$

$$V_b = 10 \%$$

	Massa (kN)	Volumes (m³)
Betume	1,035	0,100
Agregado	22,500	0,844
Vazios	0	0,056
TOTAIS:	23,535	1

$$S_{68} = 0,6 \cdot \log \left(\frac{1,37 \cdot Vb^2 - 1}{1,33 \cdot Vb - 1} \right) = 0,6262$$

$$S_{m3109} = 10,82 - \frac{1,342 \cdot (100 - Va)}{Va + Vb} = 10,5982$$

$$S_{m108} = 8 + 5,68 \cdot 10^{-3} \cdot Va + 2,35 \times 10^{-4} \cdot Va^2 = 10,1534$$

$$S_{89} = 1,12 \cdot \frac{(Sm3109 - Sm108)}{\log 30} = 0,3373$$

$$A = \frac{S_{89} + S_{68}}{2} \cdot (\log Sb - 8) + \frac{S_{89} - S_{68}}{2} \cdot (\log Sb - 8) + Sm10 = 10,0078$$

$$E_{mb} = 10181,932 \text{ MPa}$$

5 - Mistura bb2 - Betão betuminoso de regularização

$$P_b = 5,9\%$$

$$P_a = 94,1 \%$$

$$t_b = 6,3 \%$$

$$n = 4,5 \%$$

$$VMA = 18,0 \%$$

$$\gamma_b = 10,35 \text{ kN/m}^3$$

$$V_a = 82 \%$$

$$V_b = 13,5\%$$

	Massa (kN)	Volumes (m ³)
Betume	1,397	0,135
Agregado	22,179	0,820
Vazios	0	0,045
TOTAIS:	23,576	1

$$S_{68} = 0,6 \cdot \log \left(\frac{1,37 \cdot V_b^2 - 1}{1,33 \cdot V_b - 1} \right) = 0,6998$$

$$S_{m3109} = 10,82 - \frac{1,342 \cdot (100 - V_a)}{V_a + V_b} = 10,5671$$

$$S_{m108} = 8 + 5,68 \cdot 10^{-3} \cdot V_a + 2,35 \times 10^{-4} \cdot V_a^2 = 10,0459$$

$$S_{89} = 1,12 \cdot \frac{(S_{m3109} - S_{m108})}{\log 30} = 0,3952$$

$$A = \frac{S_{89} + S_{68}}{2} \cdot (\log S_b - 8) + \frac{S_{89} - S_{68}}{2} \cdot (\log S_b - 8) + S_{m10} = 9,8753$$

$$E_{mb} = 7505,5116 \text{ MPa}$$

6 - Mistura bb1 - Betão betuminoso de desgaste

$$P_b = 4,9\%$$

$$P_a = 95,1 \%$$

$$t_b = 5,2 \%$$

$$n = 4,0 \%$$

$$VMA = 16,0 \%$$

$$\gamma_b = 10,35 \text{ kN/m}^3$$

$$V_a = 84 \%$$

$$V_b = 12 \%$$

	Massa (kN)	Volumes (m ³)
Betume	1,242	0,120
Agregado	23,885	0,840
Vazios	0	0,040
TOTAIS:	25,127	1

$$S_{68} = 0,6 \cdot \log \left(\frac{1,37 \cdot Vb^2 - 1}{1,33 \cdot Vb - 1} \right) = 0,6708$$

$$S_{m3109} = 10,82 - \frac{1,342 \cdot (100 - Va)}{Va + Vb} = 10,5963$$

$$S_{m108} = 8 + 5,68 \cdot 10^{-3} \cdot Va + 2,35 \times 10^{-4} \cdot Va^2 = 10,1353$$

$$S_{89} = 1,12 \cdot \frac{(Sm3109 - Sm108)}{\log 30} = 0,3496$$

$$A = \frac{S_{89} + S_{68}}{2} \cdot (\log Sb - 8) + \frac{S_{89} - S_{68}}{2} \cdot (\log Sb - 8) + Sm10 = 9,9844$$

$$E_{mb} = 9647,7505 \text{ MPa}$$

PAVIMENTO P3

Para o cálculo do pavimento P3 teve-se em consideração os seguintes dados:

- **Caracterização geométrica:**

- Espessura da camada de desgaste em $bb1 = 0,04$ m;
- Espessura da camada de regularização em $bb2 = 0,06$ m;
- Espessura da camada de base betuminosa em $mb = 0,20$ m;
- Espessura da camada de sub-base granular = $0,20$ m;

Solo de fundação:

- Espessura das camadas betuminosas = $0,10$ m.

- **Dados gerais dos materiais betuminosos:**

$T_{\text{serviço}} = 21$ °C;

$V_{\text{vp}} = 50$ Km/h;

$t_{\text{carregamento}} = 0,02$ s;

Betume: 50/70:

Pen 25° = 60 (10-1 mm) - não envelhecido;

Pen 25°r = 39 (10-1 mm) – envelhecido;

Tab r = 57,2054 °C

1 - Camada de Fundação:

Situação 1: CBR = **2,5%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 25$ MPa;

Situação 2: CBR = **5%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 50$ MPa;

Situação 3: CBR = **7,5%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 75$ MPa;

Situação 4: CBR = **10%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 100$ MPa;

Situação 5: CBR = **12,5%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 125$ MPa;

Situação 6: CBR = **15%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 150$ MPa;

Situação 7: CBR = **17,5%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 175$ MPa;

Situação 8: CBR = **20%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 200$ MPa;

Situação 9: CBR = **20%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 225$ MPa;

Situação 10: CBR = **20%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 250$ MPa;

2 - Camada de Sub-base granular:

$$k_s = 2,1702$$

$$\text{Situação 1: } E_{sb} = 54,25 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 2: } E_{sb} = 108,51 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 3: } E_{sb} = 162,76 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 4: } E_{sb} = 217,02 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 5: } E_{sb} = 271,27 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 6: } E_{sb} = 325,53 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 7: } E_{sb} = 379,78 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 8: } E_{sb} = 434,03 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 9: } E_{sb} = 488,29 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 10: } E_{sb} = 542,54 \text{ MPa}$$

3 - Rigidez do Betume:

$$IPen = \frac{20.Tab+500.\log(pen25)-1955,55}{Tab+50.\log(pen25)+120,15} = -0,0619237$$

$$S_b = 1,157 \times 10^{-7} \cdot t^{-0,368} \cdot 2,718^{-IP} \cdot (Tab - T)^5 = 32,3083 \text{ MPa}$$

4 - Mistura - Macadame betuminoso:

$$P_b = 4,4\%$$

$$P_a = 95,6 \%$$

$$t_b = 4,6 \%$$

$$n = 5,6 \%$$

$$VMA = 15,6 \%$$

$$\gamma_b = 10,35 \text{ kN/m}^3$$

$$V_a = 84,4 \%$$

$$V_b = 10 \%$$

	Massa (kN)	Volumes (m ³)
Betume	1,035	0,100
Agregado	22,500	0,844
Vazios	0	0,056
TOTAIS:	23,535	1

$$S_{68} = 0,6 \cdot \log \left(\frac{1,37 \cdot Vb^2 - 1}{1,33 \cdot Vb - 1} \right) = 0,6262$$

$$S_{m3109} = 10,82 - \frac{1,342 \cdot (100 - Va)}{Va + Vb} = 10,5982$$

$$S_{m108} = 8 + 5,68 \cdot 10^{-3} \cdot Va + 2,35 \times 10^{-4} \cdot Va^2 = 10,1534$$

$$S_{89} = 1,12 \cdot \frac{(Sm3109 - Sm108)}{\log 30} = 0,3373$$

$$A = \frac{S_{89} + S_{68}}{2} \cdot (\log Sb - 8) + \frac{S_{89} - S_{68}}{2} \cdot (\log Sb - 8) + Sm10 = 9,9879$$

$$E_{mb} = 9724,6655 \text{ MPa}$$

5 - Mistura bb2 - Betão betuminoso de regularização

$$P_b = 5,9\%$$

$$P_a = 94,1 \%$$

$$t_b = 6,3 \%$$

$$n = 4,5 \%$$

$$VMA = 18,0 \%$$

$$\gamma_b = 10,35 \text{ kN/m}^3$$

$$V_a = 82 \%$$

$$V_b = 13,5\%$$

	Massa (kN)	Volumes (m³)
Betume	1,397	0,135
Agregado	22,179	0,820
Vazios	0	0,045
TOTAIS:	23,576	1

$$S_{68} = 0,6 \cdot \log \left(\frac{1,37 \cdot Vb^2 - 1}{1,33 \cdot Vb - 1} \right) = 0,6998$$

$$S_{m3109} = 10,82 - \frac{1,342 \cdot (100 - Va)}{Va + Vb} = 10,5671$$

$$S_{m108} = 8 + 5,68 \cdot 10^{-3} \cdot Va + 2,35 \times 10^{-4} \cdot Va^2 = 10,0459$$

$$S_{89} = 1,12 \cdot \frac{(Sm3109 - Sm108)}{\log 30} = 0,3952$$

$$A = \frac{S_{89} + S_{68}}{2} \cdot (\log Sb - 8) + \frac{S_{89} - S_{68}}{2} \cdot (\log Sb - 8) + Sm10 = 9,8520$$

$$E_{mb} = 7112,1603 \text{ MPa}$$

6 - Mistura bb1 - Betão betuminoso de desgaste

$$P_b = 4,9\%$$

$$P_a = 95,1 \%$$

$$t_b = 5,2 \%$$

$$n = 4,0 \%$$

$$VMA = 16,0 \%$$

$$\gamma_b = 10,35 \text{ kN/m}^3$$

$$V_a = 84 \%$$

$$V_b = 12 \%$$

	Massa (kN)	Volumes (m ³)
Betume	1,242	0,120
Agregado	23,885	0,840
Vazios	0	0,040
TOTAIS:	25,127	1

$$S_{68} = 0,6 \cdot \log \left(\frac{1,37 \cdot Vb^2 - 1}{1,33 \cdot Vb - 1} \right) = 0,6708$$

$$S_{m3109} = 10,82 - \frac{1,342 \cdot (100 - Va)}{Va + Vb} = 10,5963$$

$$S_{m108} = 8 + 5,68 \cdot 10^{-3} \cdot Va + 2,35 \times 10^{-4} \cdot Va^2 = 10,1353$$

$$S_{89} = 1,12 \cdot \frac{(Sm3109 - Sm108)}{\log 30} = 0,3496$$

$$A = \frac{S89+S68}{2} \cdot (\log Sb - 8) + \frac{S89-S68}{2} \cdot (\log Sb - 8) + Sm10 = 9,9637$$

$$E_{mb} = 9199,0617 \text{ MPa}$$

PAVIMENTO P4

Para o cálculo do pavimento P4 teve-se em consideração os seguintes dados:

- **Caracterização geométrica:**

- Espessura da camada de desgaste em $bb_1 = 0,05$ m;
- Espessura da camada de regularização em $bb_2 = 0,08$ m;
- Espessura da camada de base granular = $0,20$ m;

Solo de fundação:

- Espessura das camadas betuminosas = $0,13$ m.

- **Dados gerais dos materiais betuminosos:**

$T_{\text{serviço}} = 20,9$ °C;

$V_{\text{vp}} = 50$ Km/h;

$t_{\text{carregamento}} = 0,02$ s;

Betume: 50/70:

Pen 25° = 60 (10-1 mm) - não envelhecido;

Pen 25°r = 39 (10-1 mm) – envelhecido;

Tab r = 57,2054 °C

1 - Camada de Fundação:

Situação 1: CBR = **2,5%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 25$ MPa;

Situação 2: CBR = **5%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 50$ MPa;

Situação 3: CBR = **7,5%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 75$ MPa;

Situação 4: CBR = **10%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 100$ MPa;

Situação 5: CBR = **12,5%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 125$ MPa;

Situação 6: CBR = **15%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 150$ MPa;

Situação 7: CBR = **17,5%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 175$ MPa;

Situação 8: CBR = **20%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 200$ MPa;

Situação 9: CBR = **20%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 225$ MPa;

Situação 10: CBR = **20%** $\Rightarrow E_{\text{sf}} = 250$ MPa;

2 - Camada de Sub-base granular:

$$k_s = 2,1702$$

$$\text{Situação 1: } E_{sb} = 54,25 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 2: } E_{sb} = 108,51 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 3: } E_{sb} = 162,76 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 4: } E_{sb} = 217,02 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 5: } E_{sb} = 271,27 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 6: } E_{sb} = 325,53 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 7: } E_{sb} = 379,78 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 8: } E_{sb} = 434,03 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 9: } E_{sb} = 488,29 \text{ MPa}$$

$$\text{Situação 10: } E_{sb} = 542,54 \text{ MPa}$$

3 - Rigidez do Betume:

$$IP_{en} = \frac{20 \cdot T_{ab} + 500 \cdot \log(p_{en25}) - 1955,55}{T_{ab} + 50 \cdot \log(p_{en25}) + 120,15} = -0,0619237$$

$$S_b = 1,157 \times 10^{-7} \cdot t^{-0,368} \cdot 2,718^{-IP} \cdot (T_{ab} - T)^5 = 32,7570 \text{ MPa}$$

4 - Mistura bb2 - Betão betuminoso de regularização

$$P_b = 5,9\%$$

$$P_a = 94,1 \%$$

$$t_b = 6,3 \%$$

$$n = 4,5 \%$$

$$VMA = 18,0 \%$$

$$\gamma_b = 10,35 \text{ kN/m}^3$$

$$V_a = 82 \%$$

$$V_b = 13,5\%$$

	Massa (kN)	Volumes (m ³)
Betume	1,397	0,135
Agregado	22,179	0,820
Vazios	0	0,045
TOTAIS:	23,576	1

$$S_{68} = 0,6 \cdot \log \left(\frac{1,37 \cdot Vb^2 - 1}{1,33 \cdot Vb - 1} \right) = 0,6998$$

$$S_{m3109} = 10,82 - \frac{1,342 \cdot (100 - Va)}{Va + Vb} = 10,5671$$

$$S_{m108} = 8 + 5,68 \cdot 10^{-3} \cdot Va + 2,35 \times 10^{-4} \cdot Va^2 = 10,0459$$

$$S_{89} = 1,12 \cdot \frac{(Sm3109 - Sm108)}{\log 30} = 0,3952$$

$$A = \frac{S_{89} + S_{68}}{2} \cdot (\log Sb - 8) + \frac{S_{89} - S_{68}}{2} \cdot (\log Sb - 8) + Sm10 = 9,8542$$

$$E_{mb} = 7151,0248 \text{ MPa}$$

5 - Mistura bb1 - Betão betuminoso de desgaste

$$P_b = 4,9\%$$

$$P_a = 95,1 \%$$

$$t_b = 5,2 \%$$

$$n = 4,0 \%$$

$$VMA = 16,0 \%$$

$$\gamma_b = 10,35 \text{ kN/m}^3$$

$$V_a = 84 \%$$

$V_b = 12 \%$

	Massa (kN)	Volumes (m³)
Betume	1,242	0,120
Agregado	23,885	0,840
Vazios	0	0,040
TOTAIS:	25,127	1

$$S_{68} = 0,6 \cdot \log \left(\frac{1,37 \cdot V_b^2 - 1}{1,33 \cdot V_b - 1} \right) = 0,6708$$

$$S_{m3109} = 10,82 - \frac{1,342 \cdot (100 - V_a)}{V_a + V_b} = 10,5963$$

$$S_{m108} = 8 + 5,68 \cdot 10^{-3} \cdot V_a + 2,35 \times 10^{-4} \cdot V_a^2 = 10,1353$$

$$S_{89} = 1,12 \cdot \frac{(S_{m3109} - S_{m108})}{\log 30} = 0,3496$$

$$A = \frac{S_{89} + S_{68}}{2} \cdot (\log S_b - 8) + \frac{S_{89} - S_{68}}{2} \cdot (\log S_b - 8) + S_{m10} = 9,9658$$

$E_{mb} = 9243,5188 \text{ MPa}$