

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE BASES E SUB-BASES NÃO TRATADAS PARA PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

Rosa Luzia, Engenheira Geóloga, MSc, Professora, Departamento de Engenharia Civil da Escola Superior de Tecnologia do Instituto Politécnico de Castelo Branco, Av^a do Empresário, 6000-767 Castelo Branco, Portugal, Tel.+351.272339300; Fax+351.272339399; E-mail rluzia@est.ipcb.pt

Luís Picado-Santos, Engenheiro Civil, Agreg., PhD, Professor, Departamento de Engenharia Civil da FCT da Universidade de Coimbra, Portugal, +351.239.797143; Fax. 351.239.797123; E-mail picsan@dec.uc.pt

Resumo

Continuando os pavimentos rodoviários em Portugal a ser construídos, quase exclusivamente, recorrendo a agregados naturais, verifica-se que os materiais britados de granulometria extensa continuam a ter uma grande aplicação nas camadas granulares não ligadas, nomeadamente em sub-base e base granulares.

O comportamento destes materiais naquele tipo de camadas, apesar de alguns estudos já realizados nesse sentido, não se encontra ainda suficientemente caracterizado, sobretudo por razões que se prendem com a heterogeneidade dos maciços donde são provenientes.

Na tentativa de contribuir para o melhor conhecimento desse comportamento desenvolveu-se um trabalho cujo principal objectivo foi a caracterização mecânica e a elaboração de modelos típicos de comportamento para materiais britados provenientes de diferentes litologias, aflorantes nas regiões norte e centro de Portugal, passíveis de serem utilizados em sub-base e base não ligadas de pavimentos rodoviários, nomeadamente calcário e granito.

Esta comunicação descreve alguns dos resultados encontrados, nomeadamente no que diz respeito ao comportamento mecânico e sua modelação. Apresentam-se, ainda, algumas conclusões relativas ao comportamento mecânico *in situ* deste tipo de materiais para diferentes estados hídricos bem como a sua importância no que diz respeito ao dimensionamento de pavimentos rodoviários.

1- Introdução

Nesta comunicação analisa-se o comportamento de dois materiais britados de granulometria extensa, de origem calcária e granítica, respectivamente, utilizados em sub-base granular não tratada de pavimentos rodoviários em Portugal.

Fez-se a sua caracterização geotécnica através de ensaios como o azul de metileno e o micro-Deval bem como a caracterização do seu comportamento mecânico recorrendo a ensaios triaxiais cíclicos, realizados segundo a norma AASHTO TP 46 - 94 [1]. O objectivo foi, no âmbito de uma tese de doutoramento, contribuir para a modelação do comportamento deste tipo de materiais quando colocados em camadas de pavimentos rodoviários.

2- Materiais Utilizados

No trabalho desenvolvido foi utilizado agregado britado de granulometria extensa de duas origens litológicas: calcário e granito. Assim, foram ensaiadas cinco amostras de material calcário (Figura 1a), proveniente de uma pedreira na zona de Pombal, centro de Portugal (Figura 2) e três amostras de material granítico (Figura 1b), sendo que duas foram recolhidas numa pedreira próximo de Celorico da Beira e uma na zona de Braga, interior centro e norte de Portugal (Figura 2), respectivamente.



a)



b)

Figura 1- a) Material calcário; b) Material granítico

Qualquer dos materiais foi utilizado em camada de sub-base, em obras em construção à altura de desenvolvimento do trabalho. O material calcário foi utilizado no troço Castelo Branco Sul - Fratel, da A23, na zona de Castelo Branco (Figura 2). O material granítico foi utilizado em obras, que não irão ser identificadas, devido a compromissos assumidos com

os respectivos promotores, construídas ou em construção nas zonas onde as amostras foram recolhidas.

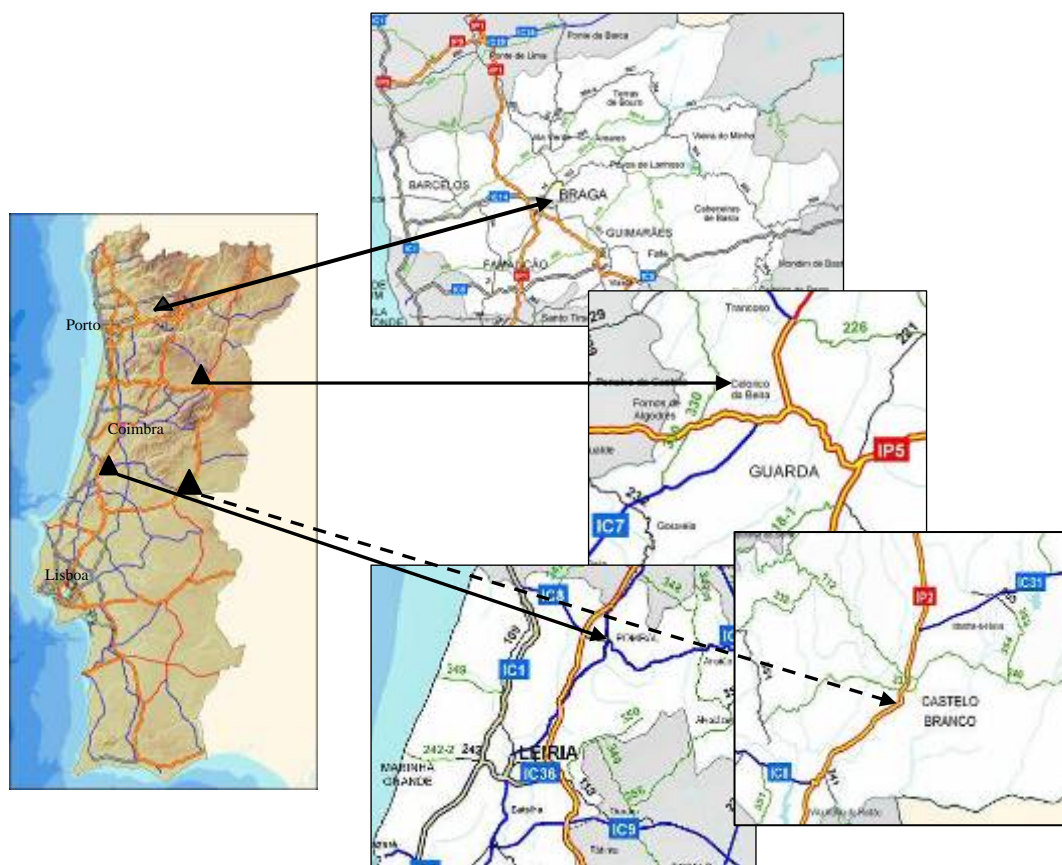


Figura 2- Localização dos três locais de recolha dos materiais ensaiados (adapt. de EP@, 2005 [2]).

3- Caracterização Geotécnica

Sobre as amostras recolhidas procedeu-se à realização de um conjunto de ensaios de laboratório com vista à avaliação das suas características do ponto de vista de distribuição granulométrica, resistência ao desgaste, capacidade resistente e limpeza.

Para tal realizaram-se ensaios como o *Los Angeles* [3] e o micro-Deval [4], o equivalente de areia [5] e o azul de metileno [6] ou o *california bearing ratio* (CBR) [7].

Devido às características granulométricas do material, não foi possível fazer compactação Proctor [8]. A compactação foi realizada por vibro-compressão, segundo a norma BS 1377: parte 4 [9], segundo a qual os provetes, de 150 mm de diâmetro, são compactados em 3

camadas durante 60 segundos cada, por forma a que a espessura dos mesmos varie entre 127 mm e 133 mm.

O equipamento utilizado foi um martelo vibro-compressor com as seguintes características:

Frequência de percussão: 2750 impactos por minuto

Potência absorvida: 750 W

Diâmetro da placa de base: 147 mm

Os valores médios dos resultados dos ensaios de caracterização realizados são os apresentados nos Quadros 1 e 2.

Quadro 1- Resultados da análise granulométrica [10]

Peneiro		Valor médio da percentagem de passados	
nº	Abertura	Calcário	Granito
	(mm)	(%)	
2"	50,80	100,0	100,0
1" 1/2	38,10	99,8	99,6
1"	25,40	96,6	89,9
3/4"	19,10	90,4	80,8
1/2"	12,70	78,8	68,3
3/8"	9,520	69,9	61,0
nº4	4,760	49,8	46,3
nº10	2,000	28,5	34,4
nº20	0,840	16,1	24,5
nº40	0,420	10,5	17,2
nº80	0,177	6,9	10,2
nº200	0,074	5,0	5,8

4- Caracterização do Comportamento Mecânico

4.1- Comportamento Mecânico em Laboratório

Na caracterização do comportamento mecânico dos materiais em laboratório foram realizados, como se referiu, ensaios triaxiais cíclicos de acordo com a norma AASHTO TP 46 [1]. Segundo esta norma, o tipo de material em estudo, agregado britado de granulometria extensa a utilizar em sub-base não tratada, tendo dimensão máxima de 37,5 mm, é classificado como material do tipo 1. Assim, os ensaios são realizados sobre provetes com diâmetro de 150 mm e altura de 2 vezes aquele, ou seja, 300 mm.

Quadro 2- Resultados dos ensaios de caracterização

Parâmetro	unidade	Valor médio	
		Calcário	Granito
Teor em água ótimo	%	3,6	3,5
Baridade seca máxima	g/cm ³	2,29	2,17
CBR	%	99	84
Expansibilidade	%	0	0
Los Angeles	%	33	37
Micro-Deval húmido	%	14	21
Micro-Deval seco	%	6	7
Equivalente de areia	%	70	61
Azul de Metileno (0/0,075 mm)	g/100g	0,88	1,55
Azul de Metileno (0/38,1 mm)	g/100g	0,05	0,07

Os provetes foram compactados por vibro-compressão, em 6 camadas com espessura aproximada de 50 mm, em molde bipartido, tendo a compactação tido a duração necessária para se obter essa espessura de forma a atingir a baridade seca pretendida. O equipamento utilizado na compactação foi o martelo vibro-compressor referido na secção 3 e que cumpre as especificações necessárias exigidas na norma usada como referência.

Segundo a norma AASHTO TP 46 - 94 [1], as condições de teor em água e baridade seca a utilizar em cada provete podem ser os valores obtidos na compactação em laboratório, teor em água ótimo e 95% da baridade seca máxima, ou os valores obtidos no controlo da compactação *in situ*, devendo ser utilizados estes valores sempre que sejam conhecidos.

Assim, realizaram-se 2 ensaios sobre cada uma das oito amostras para os dois tipos de condições de compactação referidas. No Quadro 3 apresentam-se os valores médios de baridade seca e teor em água utilizados nos dois tipos de material.

Quadro 3- Valores médios de teor em água e baridade seca nos ensaios triaxiais

Material	Valores médios			
	Condições de Laboratório		Condições <i>in situ</i>	
	Teor em água (%)	Baridade seca (g/cm ³)	Teor em água (%)	Baridade seca (g/cm ³)
Calcário	3,6	2,17	3,5	2,27
Granito	4,3	2,17	4,2	2,21

O ensaio triaxial cíclico, segundo a norma ASSHTO TP 46 [1], consiste na aplicação de 16 sequências de carga ao provete, nas quais variam quer a tensão de confinamento quer a

tensão deviatória. O número de ciclos de carga - descarga aplicado é de 1000 para a primeira sequência, correspondente ao condicionamento do provete, e de 100 nas 15 restantes. As condições de carregamento correspondentes a cada sequência são as apresentadas no Quadro 4.

Quadro 4- Condições de carregamento dos ensaios triaxiais cíclicos

Sequência	Materiais a utilizar em sub-base ou base				nº de ciclos
	σ_3	σ_{max}	$\sigma_{cíclica}$	$\sigma_{contacto}$	
	(kPa)				
0	103,4	103,4	93,1	10,3	1000
1	20,7	20,7	18,6	2,1	100
2	20,7	41,4	37,3	4,1	100
3	20,7	62,1	55,9	6,2	100
4	34,5	34,5	31,0	3,5	100
5	34,5	68,9	62,0	6,9	100
6	34,5	103,4	93,1	10,3	100
7	68,9	68,9	62,0	6,9	100
8	68,9	137,9	124,1	13,8	100
9	68,9	206,8	186,1	20,7	100
10	103,4	68,9	62,0	6,9	100
11	103,4	103,4	93,1	10,3	100
12	103,4	206,8	186,1	20,7	100
13	137,9	103,4	93,1	10,3	100
14	137,9	137,9	124,1	13,8	100
15	137,9	275,8	248,2	27,6	100

σ_3 tensão de confinamento; σ_{max} tensão axial máxima; $\sigma_{cíclica}$ tensão axial cíclica ou resiliente;
 $\sigma_{contacto}$ tensão de contacto

O carregamento é do tipo sinusoidal com repouso, correspondendo a fase de carga a 0,1 segundo e a fase de repouso a 0,9 segundo, de acordo com a Figura 3.

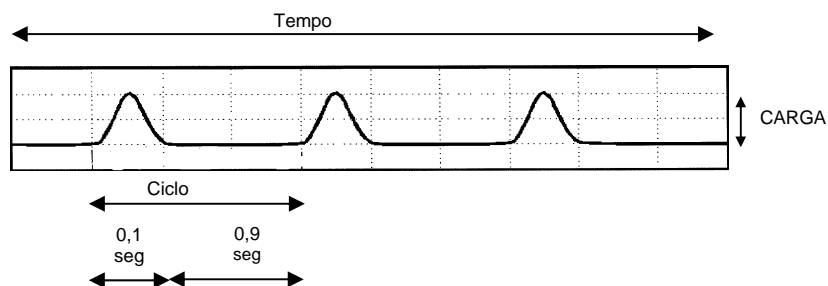


Figura 3- Carregamento função do tempo (adap. Protocol P46, LTPP, FHWA [11])

Do ensaio obtém-se o Módulo Resiliente, do modo apresentado na equação (1), correspondente a cada uma das 16 sequências, sendo aquele valor a média do módulo resiliente encontrado para os 5 últimos ciclos das mesmas.

$$M_r = \frac{\sigma_{cíclica}}{\varepsilon_r} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_r} \text{ MPa} \quad (1)$$

onde: M_r - Módulo resiliente

$\sigma_{cíclica}$ - tensão axial cíclica ($\sigma_{máx} - \sigma_{contacto}$)

$\sigma_1 - \sigma_3$ - tensão deviatória

ε_r - deformação axial resiliente (recuperada)

O equipamento existente no Laboratório de Mecânica de Pavimentos do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, com o qual foram realizados os ensaios no âmbito deste trabalho e que se apresenta na Figura 4 a) é composto por uma prensa Wykheam Farrance de 100 kN, câmara triaxial para provetes de 160 mm x 300 mm, sistema de aquisição de dados com 8 canais, célula de carga de 25 kN e compressor.

Durante o ensaio são medidos e registados os deslocamentos verticais em dois pontos, através de dois LVDTs colocados no exterior da câmara, Figura 4 b), bem como todas as tensões aplicadas ao provete.

Nos ensaios realizados foram utilizadas as condições de teor em água e baridade seca apresentados no Quadro 3 e as de carregamento apresentadas no Quadro 4, tendo a compactação dos provetes sido realizada com o martelo vibro-compressor também já descrito.

No Quadro 5 apresentam-se os valores médios do módulo resiliente obtidos para cada uma das 16 sequências de ensaio para as condições indicadas.

Da análise dos resultados conclui-se que os granitos apresentam valores de módulo resiliente mais baixos, qualquer que seja o estado de tensão considerado. No entanto, para qualquer dos materiais o módulo apresenta uma variação esperada, sendo, geralmente, maior para tensões de confinamento maiores e apresentando uma evolução positiva para tensões deviatórias ($\sigma_{cíclica}$) crescentes, no que respeita à gama usada no ensaio.

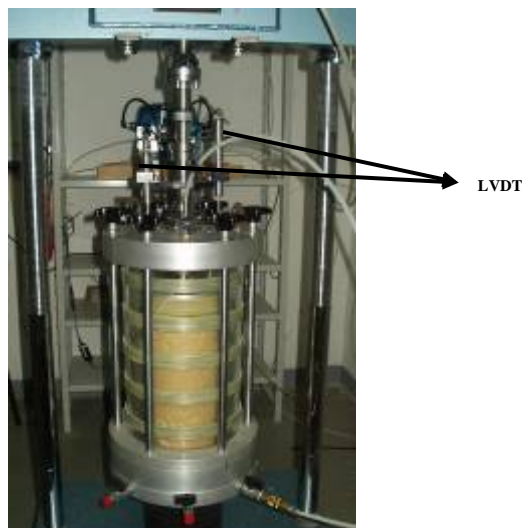


Figura 4- a) Equipamento para ensaios triaxiais cíclicos existente no Laboratório de Mecânica de Pavimentos do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra; b) Localização dos LVDTs para medição dos deslocamentos verticais.

Quadro 5- Valores médios de módulo resiliente

Seq.	Materiais a utilizar em sub-base ou base				nº de cíclos	Módulo resiliente			
	σ_3	σ_{max}	$\sigma_{ciclica}$	$\sigma_{contacto}$		Calcário		Granito	
						C. Lab.	C. <i>in situ</i>	C. Lab.	C. <i>in situ</i>
	(kPa)					(MPa)			
0	103,4	103,4	93,1	10,3	1000	394	441	239	219
1	20,7	20,7	18,6	2,1	100	163	164	88	80
2	20,7	41,4	37,3	4,1	100	201	196	102	91
3	20,7	62,1	55,9	6,2	100	214	222	112	102
4	34,5	34,5	31,0	3,5	100	207	221	116	103
5	34,5	68,9	62,0	6,9	100	240	273	136	122
6	34,5	103,4	93,1	10,3	100	259	301	153	138
7	68,9	68,9	62,0	6,9	100	293	339	187	164
8	68,9	137,9	124,1	13,8	100	331	414	212	194
9	68,9	206,8	186,1	20,7	100	352	450	228	212
10	103,4	68,9	62,0	6,9	100	318	381	217	186
11	103,4	103,4	93,1	10,3	100	341	425	231	210
12	103,4	206,8	186,1	20,7	100	392	514	269	245
13	137,9	103,4	93,1	10,3	100	376	479	265	236
14	137,9	137,9	124,1	13,8	100	394	498	284	250
15	137,9	275,8	248,2	27,6	100	453	612	317	294

σ_3 tensão de confinamento; σ_{max} Tensão axial máxima; $\sigma_{ciclica}$ Tensão axial cíclica ou resiliente;
 $\sigma_{contacto}$ tensão de contacto; C. Lab. Condições de compactação em laboratório;
 C. *in situ* Condições de compactação *in situ*

Tendo em conta o comportamento não linear dos materiais granulares, ou seja a influência do estado de tensão no seu comportamento mecânico, tentou modelar-se esse mesmo

comportamento recorrendo a diferentes modelos e verificar quais os que melhor traduziam o comportamento deste tipo de materiais portugueses.

Foram utilizados cinco modelos de comportamento, equações (2) a (6), os quais foram sendo desenvolvidos por diferentes autores, como indicado por Lekarp [12].

$$Mr = k_1 \sigma_3^{k_2} \quad (2)$$

$$Mr = k_3 \theta^{k_4} \quad (3)$$

$$Mr = k_5 \sigma_d^{k_6} \quad (4)$$

$$Mr = k_7 \theta^{k_8} q^{k_9} \quad (5)$$

$$Mr = k_{10} q^{k_{11}} \sigma_3^{k_{12}} \quad (6)$$

onde: M_r - módulo reversível; σ_3 - tensão de confinamento;

θ - primeiro invariante do tensor das tensões ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$)

$\sigma_d = q = \sigma_1 - \sigma_3$ - tensão deviatória; k_1 a k_{12} - constantes

Os modelos e respectivos coeficientes de determinação encontrados para os materiais em estudo são os apresentados no Quadro 6.

Quadro 6- Modelos de comportamento encontrados para os materiais em estudo

Cond. Lab.	r^2	Cond. <i>in situ</i>	r^2
Calcário			
$Mr = 880,91 \sigma_3^{0,3916}$	0,8914	$Mr = 1488,00 \sigma_3^{0,5195}$	0,8898
$Mr = 522,13 \theta^{0,4388}$	0,8914	$Mr = 744,47 \theta^{0,5832}$	0,9857
$Mr = 771,22 \sigma_d^{0,3854}$	0,8347	$Mr = 1256,10 \sigma_d^{0,5140}$	0,8423
$Mr = 583,98 \theta^{0,3672} q^{0,0821}$	0,9963	$Mr = 883,67 \theta^{0,4647} q^{0,1301}$	0,9981
$Mr = 973,52 q^{0,1930} \sigma_3^{0,2543}$	0,9973	$Mr = 1681,55 q^{0,2696} \sigma_3^{0,3215}$	0,9988
Granito			
$Mr = 863,241 \sigma_3^{0,5521}$	0,9401	$Mr = 770,65 \sigma_3^{0,5495}$	0,9213
$Mr = 406,38 \theta^{0,6067}$	0,9981	$Mr = 366,57 \theta^{0,6088}$	0,9945
$Mr = 654,05 \sigma_d^{0,5078}$	0,7691	$Mr = 607,53 \sigma_d^{0,5204}$	0,7995
$Mr = 417,43 \theta^{0,5902} q^{0,0193}$	0,9982	$Mr = 408,43 \theta^{0,5482} q^{0,0753}$	0,9982
$Mr = 945,90 q^{0,1954} \sigma_3^{0,4093}$	0,9986	$Mr = 872,65 q^{0,2388} \sigma_3^{0,3798}$	0,9990

Analisando os modelos de comportamento, verifica-se que para o modelo correspondente à equação (4) os valores de r^2 obtidos são os mais baixos dos 5 modelos analisados. Verifica-

se, por outro lado, que as melhores correlações, valores de r^2 mais elevados, ocorrem quando se faz depender M_r de θ e q ou de q e σ_3 , ou seja, para os modelos correspondentes às equações (5) e (6).

Pode ainda verificar-se que as correlações encontradas são, de um modo geral, de melhor qualidade para o granito do que para o calcário.

No que diz respeito à extensão vertical ou deformação permanente no ensaio, obtida a partir do conjunto dos 2500 ciclos de carga - descarga do ensaio, obtiveram-se para o calcário valores a variar de 0,4 % a 1,4 % e para o granito a variar de 1,2 % a 2,4 %, ou seja, valores abaixo dos 5% referidos na norma AASHTO TP 46 - 94 [1].

4.2- Comportamento Mecânico *in situ*

Com vista à caracterização mecânica *in situ* dos materiais foi realizado o ensaio de carga com o deflectómetro de impacto, tendo sido utilizado o equipamento do Laboratório de Mecânica de Pavimentos do DEC da FCT da Universidade de Coimbra e do DEC da Universidade do Minho.

Este equipamento, composto por um atrelado, apresentado na Figura 5, no qual está montado o sistema de geração da carga e os dispositivos para medição das deflexões, pelo dispositivo de aquisição dos resultados e pelo sistema de comando dos ensaios os quais se encontram no veículo rebocador, é um Dynatest 8000, com 9 geofones, o primeiro localizado no centro da placa e os restantes 8 às distâncias de 300 mm, 450 mm, 600 mm, 900 mm, 1200 mm, 1500 mm, 1800 mm e 2100 mm, respectivamente.

Foram realizados ensaios de carga com o deflectómetro de impacto nos dois tipos de material referidos, em qualquer dos casos sobre as camadas betuminosas, pelo que se procedeu à medição da temperatura das mesmas a diferentes profundidades.

Os ensaios foram realizados a espaços de 100 m, com placa de 30 cm de diâmetro, e em cada ponto ensaiado foram aplicadas três alturas de queda correspondentes a diferentes cargas de pico (Dynatest International, 2001 [13]). Os valores de carga média aplicada por cada altura de queda são: altura de queda 1 - 56 kN; altura de queda 2 - 75 kN e altura de queda 3 - 96 kN.



Figura 5- Deflectómetro de impacto dos DEC da FCTUC e da UM

As estruturas de pavimento flexível sobre as quais se realizaram os ensaios são as apresentadas no Quadro 7.

Quadro 7- Estruturas de pavimento

Material	Espessura (cm)	
	Calcário	Granito
Camadas Misturas Betuminosas	22,0	11,2
Sub-base granular	30,0	30,0
Leito do pavimento	15,0	25,0

As temperaturas médias das misturas betuminosas aquando da realização dos ensaios de carga com deflectómetro de impacto, para qualquer dos casos, são as que se apresentam no Quadro 8.

Quadro 8- Temperaturas médias das misturas betuminosas

Profundidade (cm)	Temperatura (°C)	
	Calcário	Granito
0	46,0	36,5
5	47,9	-
6	-	34,0
10	44,3	-
20	37,9	-

As características de compactação dos materiais das camadas granulares, obtidas pelo controlo da compactação aquando da construção, eram as apresentadas no Quadro 9.

Quadro 9- Características de compactação apresentadas pela sub-base granular

Material	$W_{méd}$ (%)	$\gamma_{din situ}$ (g/cm ³)	GC (%)
Calcário	3,5	2,27	99,7
Granito	4,2	2,21	97,0

A partir das deflexões obtidas no ensaio foram encontrar-se os módulos de deformabilidade, por análise inversa, recorrendo ao programa de cálculo ELSYM 5, para cada uma das camadas. No Quadro 10, apresentam-se os módulos de deformabilidade obtidos para o percentil 85%. Para o calcário foi utilizada a altura de queda 2 e para o granito a altura de queda 1, devido à espessura das camadas betuminosas na estrutura respectiva.

Quadro 10- Módulos de deformabilidade obtidos após tratamento dos resultados do FWD,

Módulo (MPa)	Percentil 85%	
	Calcário	Granito
E1	1500	1350
E2	572	245
E3	220	90
E4	100	40

Analisando as condições de ensaio, nomeadamente temperatura, e os resultados obtidos por análise inversa, recorrendo ao programa de cálculo ELSYM 5, pode dizer-se que os módulos de deformabilidade obtidos nos dois pavimentos, em que se usou o calcário e em que se usou o granito como sub-base, quer para as misturas betuminosas quer para os agregados, se encontram dentro dos valores expectáveis.

Comparando os resultados das duas obras, verifica-se que para os calcários se obtiveram valores de módulo de deformabilidade mais elevados que para o granito.

4.3- Apreciação dos Resultados do Comportamento Mecânico

Na sequência da modelação do comportamento mecânico a partir dos resultados dos ensaios triaxiais cíclicos, já apresentada, foi encontrada, para cada um dos modelos, a

amostra para a qual a simulação era de melhor qualidade, ou seja, para a qual se obteve o coeficiente de determinação mais próximo de 1.

De entre os modelos correspondentes à melhor simulação, escolheu-se o mais conservador, isto é, aquele para o qual se obtiveram os menores valores de módulo resiliente, tendo sido obtido o modelo da equação (7).

$$Mr = 877,37q^{0,2384} \sigma_3^{0,3828} \quad (7)$$

Após isto e com o objectivo de confirmar os valores de módulo resiliente obtidos nos ensaios realizados sobre os materiais em estudo, foi feita a análise estrutural de um pavimento tipo, com a estrutura indicada na Figura 6. Esta estrutura foi modelada recorrendo a um comportamento linear - elástico para os materiais.

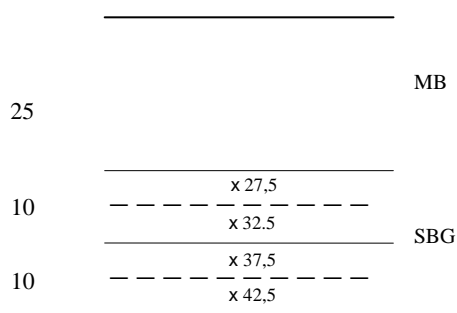


Figura 6- Estrutura de pavimento tipo

O estudo consistiu em determinar o estado de tensão a meio da camada granular utilizando os programas Elsym 5 e Bisar, e determinar o módulo das camadas granulares recorrendo ao modelo encontrado, até que o estado de tensão calculado induzisse um módulo resiliente nas camadas granulares compatível com o dado pelo modelo. Isto feito, evidentemente, de forma iterativa.

Foram utilizados como valores de partida os módulos de 4000 MPa, 151 MPa, 95 MPa e 60 MPa, para as misturas betuminosas, camadas granulares, superior e inferior, e fundação, respectivamente.

Os módulos resilientes obtidos, para o caso do Elsym 5, variam entre 38 MPa e 50 MPa, ou seja, são cerca de 3 vezes inferiores aqueles de que se partiu.

Por esta razão, foram feitas iterações até o valor encontrado ser o mais próximo possível daquele de que se partiu. O processo foi dado por concluído após três iterações, isto é, depois do valor do módulo nas camadas granulares calculado pelo modelo da equação (7) a partir do estado de tensão proveniente da análise, ser semelhante ao que originou em cada camada este estado de tensão.

O valor de módulo resiliente encontrado ronda os 40 MPa, valor 3 a 4 vezes inferior aos geralmente considerados no dimensionamento de pavimentos e, de resto, encontrados com a realização dos ensaios triaxiais cíclicos.

A mesma análise foi feita considerando como valores de partida um módulo de 2000 MPa para as misturas betuminosas e mantendo os 151 MPa, 95 MPa e 60 MPa, para as camadas granulares, superior e inferior, e fundação, respectivamente. Neste caso os módulos encontrados na primeira iteração variam entre 50 MPa e 60 MPa, ou seja, são inferiores aqueles de que se partiu, cerca de 2,5 vezes.

Do mesmo modo que para a situação anterior, foram feitas iterações até o valor encontrado ser o mais próximo possível daquele de que se partiu. O processo foi dado por concluído após quatro iterações, sendo que o valor médio de módulo resiliente encontrado varia entre os cerca de 40 MPa e os cerca de 50 MPa, pelo que a alteração ao nível do módulo considerado à partida para as misturas betuminosas parece não ter tido grande influência nos valores de módulo resiliente estimados, pelo modelo da equação (7), para os materiais granulares.

Os valores de módulo resiliente encontrados para as duas situações, módulo das misturas betuminosas de 4000 MPa e de 2000 MPa, foram confirmados com o outro programa de cálculo referido, o Bisar, cujos resultados, embora não apresentados, foram da mesma ordem de grandeza dos obtidos com o Elsym5.

Uma outra análise foi realizada com os módulos de deformabilidade obtidos por análise inversa dos resultados dos ensaios realizados *in situ* com o deflectómetro de impacto, tendo-se chegado a valores próximos dos que se tinham encontrado utilizando os resultados dos ensaios triaxiais cíclicos, portanto parecendo haver *in situ* um estado de tensão semelhante ao simulado nos ensaios triaxiais cíclicos.

Para a estrutura do pavimento apresentada para os materiais calcários, partiu-se dos valores dos módulos de deformabilidade encontrados para as diferentes camadas, 1500 MPa para as misturas betuminosas, 572 MPa para a base granular, 220 MPa para a sub-base granular e 100 MPa para o material de fundação, e obtiveram-se do mesmo modo, na primeira iteração, valores muito inferiores aos de partida.

Após 6 iterações chegou-se à melhor aproximação entre os valores de partida e os valores finais, obtendo 72 MPa e 59 MPa, respectivamente, para 37 cm e 59,5 cm de profundidade. Como se pode verificar, também neste caso os módulos de deformabilidade obtidos são muito inferiores aos valores de que se partiu.

Das análises efectuadas pode inferir-se o seguinte:

Para estruturas de pavimento flexível típicas da tecnologia portuguesa, compostas por camadas sobrepostas, semi - infinitas e com um comportamento mecânico linear - elástico, o estado de tensão que se consegue simular (com métodos exactos de resolução baseados na teoria de Burmister) nas camadas granulares é muito diferente, por defeito, daquele que se usa para obter os módulos resilientes de materiais idênticos em ensaios triaxiais cíclicos realizados com a norma AASHTO TP - 46 [1];

Admitindo que se pode extrapolar a modelação do comportamento dos materiais granulares nos ensaios triaxiais referidos e calculando com os modelos resultantes o módulo resiliente usando o estado de tensão simulado como acima discriminado, chega-se a valores muito inferiores, 3 a 4 vezes como se fez notar, aos usados geralmente na prática de dimensionamento de pavimentos flexíveis;

Analisando os módulos resilientes obtidos a partir de ensaios de carga com o deflectómetro de impacto, verifica-se que os módulos resilientes que daí decorrem são bastante superiores aos obtidos com a análise do estado de tensão, da ordem de grandeza dos obtidos nos ensaios triaxiais cíclicos, e também da mesma ordem de grandeza dos geralmente usados na prática de dimensionamento de pavimentos flexíveis.

A explicação mais plausível para os maiores valores de módulo encontrados quer nos ensaios *in situ* quer nos ensaios de laboratório, quando comparados com os obtidos na análise estrutural, relaciona-se, no caso dos ensaios *in situ*, com fenómenos de sucção que

se desenvolvem nos materiais granulares quando colocados em camadas granulares de pavimentos, mediante determinadas condições de teor em água, e, no caso dos ensaios triaxiais cíclicos, com as tensões aplicadas durante o ensaio, especialmente a tensão de confinamento, σ_3 , que é bastante maior do que a que é simulada pela análise estrutural baseada na teoria de Burmister.

De facto, num pavimento como o usado na análise estrutural, com 25 cm de misturas betuminosas, as tensões nas camadas granulares devem apresentar valores bastante baixos, compatíveis com a análise estrutural efectuada.

No entanto, no caso do pavimento sobre o qual se realizaram os ensaios de carga com o deflectómetro de impacto, troço Castelo Branco Sul - Fratel da A23, obtiveram-se valores de módulo de deformabilidade da ordem 500 MPa, o que pressupõe um estado de tensão muito elevado nas camadas granulares.

Este facto pode ser explicado através de fenómenos de sucção que se desenvolvem nas camadas granulares após compactação, já que, mesmo que se pretenda compactar para valores de teor em água próximos do óptimo, acaba por haver alguma evaporação e, em algumas situações, alguma drenagem, o que leva a que o teor em água da camada passe a apresentar valores, por vezes, bastante inferiores ao óptimo. Nestas condições, desenvolvem-se fenómenos de sucção, levando a tensões neutras negativas e por consequência a tensões efectivas (tensões axiais) com valores elevados tal como, por consequência, tensões de confinamento maiores, o que resulta numa maior rigidez geral (maior módulo resiliente).

Deste modo, sendo o estado de tensão instalado muito diferente daquele que se verificaria caso não ocorressem fenómenos de sucção, os resultados obtidos nos ensaios realizados *in situ*, como o ensaio de carga com o deflectómetro de impacto, apresentam valores que em nada terão a ver com a situação real, ou seja, apresentam valores muito superiores aos que seriam de esperar caso não ocorresse sucção.

Por outro lado, no caso de haver uma alteração no estado hídrico da camada, o que pode ocorrer nas estações húmidas, o estado de tensão instalado na camada pode sofrer alterações, já que, deixando de se verificar fenómenos de sucção, irá ocorrer diminuição da rigidez da camada granular.

No que diz respeito ao comportamento mecânico em laboratório, obtido através de ensaios triaxiais cíclicos, para os quais, como se referiu, se obtêm valores de módulo resiliente da ordem dos valores obtidos *in situ*, ou seja, também 3 a 4 vezes superiores aos obtidos na análise estrutural, pensa-se que aquelas diferenças se devem essencialmente às tensões aplicadas durante o ensaio, especialmente a tensão de confinamento, σ_3 .

Nos ensaios triaxiais cíclicos a tensão de confinamento é, de um modo geral, elevada, sendo que, no caso da norma AASHTO TP 46 [1] o menor valor de σ_3 aplicado é de 20,7 kPa, muito superior aos valores verificados na análise estrutural. Por outro lado, verifica-se que, de um modo geral, e também no trabalho agora desenvolvido, o módulo resiliente evolui no mesmo sentido da tensão de confinamento, ou seja, aumenta com o aumento da tensão de confinamento e diminui com a diminuição da tensão de confinamento.

Ora, numa camada granular de um dado pavimento, o estado de tensão instalado difere do estado de tensão instalado no ensaio triaxial cíclico, nomeadamente no que respeita ao confinamento, já que, para além de não ser sabido exactamente em que condições se processa esse confinamento *in situ*, numa camada granular de um dado pavimento o estado de tensão instalado é inferior ao que se aplica nos ensaios triaxiais cíclicos, como se verificou na análise estrutural realizada bem como em trabalhos de outros autores, como por exemplo o desenvolvido por Brown [14].

Assim, pode dizer-se que os valores de módulo resiliente obtidos a partir dos ensaios triaxiais cíclicos são mais elevados, talvez as 3 ou 4 vezes segundo a análise estrutural realizada, do que os valores que o material apresentaria numa camada de pavimento, a menos que na mesma estejam a ocorrer fenómenos de sucção, de acordo com o já referido.

5- Conclusões

Analisando os resultados dos ensaios realizados sobre os materiais de origem calcária e granítica, pode concluir-se que os mesmos são não plásticos e, segundo o Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento (LCPC/SETRA, 1992 [15]) pode mesmo considerar-se que os finos são insensíveis à água, dados os valores de adsorção de azul de metileno obtidos. Conclui-se, por outro lado, serem materiais com boa capacidade resistente, valores de CBR médios próximos dos 100% para o calcário e 85% para o granito, bem como boa resistência ao desgaste, levando em linha de conta os resultados dos

ensaios de *Los Angeles* e de *micro-Deval*. Verifica-se, no entanto, que o calcário apresenta, de um modo geral, melhores características que o granito.

No que diz respeito ao comportamento mecânico verificam-se, para valores de teor em água óptimo e 95% da baridade seca máxima, valores de módulo resiliente, função das condições de carregamento, variáveis entre, aproximadamente, 160 MPa e 450 MPa, para o calcário e entre cerca de 100 e 300 MPa para os granitos. Para as condições de compactação *in situ* verificam-se valores da mesma ordem de grandeza para os granitos mas mais elevados para o calcário da A23, apresentando valores entre 160 MPa e 600 MPa.

Verifica-se, por outro lado, e no que respeita à deformação permanente obtida para as condições de ensaio usadas, que esta é, de um modo geral, pouco significativa no decorrer do ensaio, atingido valores máximos de cerca de 1,4% para os calcários e de 2,4% para os granitos.

Da modelação do comportamento mecânico foi concluído que o modelo que melhor simula o comportamento dos materiais em estudo, embora sendo também o mais conservador, é o modelo de Pezo, apresentado na equação (7).

Da caracterização mecânica *in situ* obtiveram-se módulos de deformabilidade para a camada de sub - base granular e para as estruturas de pavimento e condições, de compactação e de temperatura, apresentadas, de cerca de 570 MPa para o calcário e cerca de 250 MPa para o granito.

Da análise estrutural realizada pode concluir-se que para estruturas de pavimento flexível típicas da tecnologia portuguesa, compostas por camadas sobrepostas, semi - infinitas e com um comportamento mecânico linear - elástico, o estado de tensão que se consegue simular (com métodos exactos de resolução baseados na teoria de Burmister) nas camadas granulares é muito diferente, por defeito, daquele que se usa para obter os módulos resilientes de materiais idênticos em ensaios triaxiais cíclicos realizados com a norma AASHTO TP - 46 [1].

Do mesmo modo, analisando os módulos resilientes obtidos a partir de ensaios de carga com o deflectómetro de impacto, verifica-se que os módulos resilientes que daí decorrem são bastante superiores aos obtidos com a análise do estado de tensão, da ordem de

grandeza dos obtidos nos ensaios triaxiais cíclicos, e também da mesma ordem de grandeza dos geralmente usados na prática de dimensionamento de pavimentos flexíveis.

Do que ficou dito na comunicação parece poder concluir-se que o tipo de estado de tensão usado pela AASHTO TP - 46 [1] não simula o tráfego sobre um pavimento tão bem como é geralmente admitido, já que os valores de módulo resiliente que se obtêm a partir daí são em geral mais elevados do que os que se verificam no pavimento a menos de fenómenos que alterem o estado de tensão em repouso.

No mesmo sentido, os resultados do ensaio *in situ* mais frequentemente utilizado para a caracterização mecânica dos materiais granulares, ensaio de carga com o deflectómetro de impacto, são muito influenciados pelo estado de tensão *in situ* (em repouso), o que não se consegue simular.

6- Referências Bibliográficas

- [1] AASHTO TP 46 - "Standard test method for determining the resilient modulus of soils and aggregate materials". 1994.
- [2] EP@ (2005). <http://www2.iestradas.pt/areas/>. Estradas de Portugal (página internet oficial), Lisboa
- [3] LNEC E 237 - "Ensaio de Desgaste pela Máquina de Los Angeles". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1970.
- [4] NP EN 1097-1 - "Ensaio das propriedades mecânicas dos agregados. Parte 1: Determinação da resistência ao desgaste (micro-Deval)". Instituto Português da Qualidade, Lisboa, 2002.
- [5] LNEC E 199 - "Solos. Ensaio de Equivalente de Areia". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1967
- [6] NF P 18-592 - "Granulats. Essai au Bleu de Méthylène. Méthode à la Tache". AFNOR, Paris, 1990.
- [7] LNEC E 198 - "Solos. Determinação do CBR". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1967.
- [8] LNEC E 197 - "Solos. Ensaio de Compactação". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1966.
- [9] BS 1377: part 4 - "Soils for civil engineering purposes. Part 4. Compaction-related tests". British standard institution, 1990.

- [10] LNEC E 233 - “Agregados. Análise Granulométrica”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1969.
- [11] FHWA - “LTPP materials characterization: Resilient modulus of unbound granular base/subbase materials and subgrade soils. Protocol P46”. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1996
- [12] Lekarp, F.; Isacsson, U.; Dawson, A. - “State of the art. I: Resilient response of unbound aggregates”. Journal of Transportation Engineering, ASCE, January-February 2000, 66-75.
- [13] Dynatest International (2001). “Dynatest 8000 FWD Test System. Owners Manual, version 1.7.0”. Denmark.
- [14] Brow, Stephen F. (1996). “Soil Mechanics in Pavement Engineering”. Géotechnique 46, nº3, pp383 - 426.
- [15] LCPC/SETRA - “Réalisation des Remblais et des Couches de Forme”. Guide Technique. LCPC/SETRA. Paris, 1992.

Agradecimentos

A investigação que deu origem a esta comunicação foi desenvolvida com o apoio do Programa para o Desenvolvimento Educativo em Portugal (PRODEP III), Medida 5 - Acção 5.3 - Formação Avançada de Docentes do Ensino Superior, através da bolsa atribuída à autora, o qual desde já se agradece.

Gostaria ainda de agradecer-se à SCUTVIAS Auto-estradas da Beira Interior pela disponibilidade para colaborar no desenvolvimento deste trabalho, através da disponibilização de dados relativos ao troço Castelo Branco Sul - Fratel, da Auto-estrada A23.