



# **Análise de solo modificado com cinza volante e cal para dimensionamento de pavimentos**

Mestrado em Engenharia Civil - Construções Civas

Andressa Marx Mallmann

Leiria, novembro de 2020



# **Análise de solo modificado com cinza volante para dimensionamento de pavimentos**

Mestrado em Engenharia Civil - Construções Cívicas

Andressa Marx Mallmann

Dissertação realizada sob a orientação do Professor Doutor João Pedro Cruz da Silva e da Professora Doutora Anabela Quintela Nunes Veiga.

Leiria, novembro de 2020

# **Originalidade e Direitos de Autor**

A presente dissertação é original, elaborada unicamente para este fim, tendo sido devidamente citados todos os autores cujos estudos e publicações contribuíram para a elaborar.

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição de que seja mencionada a Autora e feita referência ao ciclo de estudos no âmbito do qual o mesmo foi realizado, a saber, Curso de Mestrado em Engenharia Civil – Construções Cíveis, no ano letivo 2019/2020, da Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Leiria, Portugal, e, bem assim, à data das provas públicas que visaram a avaliação destes trabalhos.

# Agradecimentos

Agradeço à Deus por toda a força e energia a mim transmitidas durante a realização do mestrado e deste trabalho.

À minha família, em especial minha mãe Ivone Maria Marx Anschau, ao meu padrasto Paulo Jandir Rohleder Anschau e ao meu pai Marco Antônio Mallmann.

Ao meu namorado Francis Giovani Brun, que esteve presente desde o início da minha trajetória acadêmica. Que foi meu pilar na vinda para Portugal. Que nunca mediu esforços para me apoiar e ajudar.

As pessoas que me ajudaram a tornar o sonho de cursar um mestrado na Europa possível, além da minha família, minha sogra Beatriz Barroso, meu sogro Neri Baron, meus cunhados Jeferson Brun e Simone Sabóia.

A todos os meus amigos que mesmo de longe, sempre me apoiaram de alguma forma.

Ao professor Luis Carlos Prola, do qual tive a oportunidade de conhecer na Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul (UNIJUÍ), por ajudar a abrir as portas do Instituto Politécnico de Leiria.

Ao meu orientador professor João Pedro Silva e minha coorientadora professora Anabela Veiga pelas orientações, pela dedicação, paciência e pelas ideias aplicadas, permitindo um desenvolvimento fluente deste trabalho.

A Engenheira Civil Vânia Marques, e ao meu colega e amigo Engenheiro Civil Márcio Iglesias por estarem comigo na etapa do programa laboratorial e por todos os conhecimentos transmitidos.

Ao Instituto Politécnico de Leiria e a todo o corpo docente do curso de mestrado em Engenharia Civil – Construções Cíveis por tornar possível a obtenção do grau de mestre.

A todos que direta ou indiretamente contribuíram para esta formação, o meu muito obrigada.

# Resumo

Um dos principais desafios encontrados em obras de pavimentos rodoviários, é a ocorrência de um solo com características indesejáveis, ou características mecânicas não adequadas para este ser utilizado *in loco*. A viabilização da utilização dos materiais do local da obra, traz como benefício a redução de explorações de novas jazidas e a economia nos gastos relativos ao transporte de materiais. O meio mais utilizado para a viabilização do solo é por meio de sua estabilização e/ou melhoramento. O objetivo desta pesquisa é gerar conhecimentos para uma aplicação prática, voltada a solução de problemas específicos, ampliando as possibilidades existentes para proceder ao melhoramento e modificação de um solo na cidade de Leiria, analisando seu comportamento face a adição de diferentes percentagens de cinza volante, cal e mistura de ambas, para este ser aplicado no dimensionamento de pavimentos betuminosos. De acordo com a metodologia geral adotada foram realizados ensaios de caracterização, Proctor e CBR do solo natural e dos solos modificados com a cal e cinza volante seguindo-se o pré-dimensionamento e dimensionamento de pavimentos rodoviários flexíveis pelo método mecanístico-empírico. Os resultados foram posteriormente cotejados tendo-se verificado, nomeadamente, que houve um grande aumento no valor do CBR com adição de 5% de cal, e com adição de 3% de cal mais 3% de cinza volante, além de uma redução no valor do índice de expansão. Consequentemente a espessura total de materiais betuminosos foi fortemente reduzida face ao pavimento congênere assente no solo natural.

**Palavras-chave:** Estabilização/melhoramento de solos, cinza volante, pré-dimensionamento MACOPAV, dimensionamento mecanístico-empírico, *Software KenPave*.

# Abstract

One of the main challenges found in road pavement works, is the occurrence of a soil with undesirable characteristics, or mechanical characteristics that are not suitable for it to be used *in loco*. The feasibility of using the materials at the construction site brings the benefit of reducing the exploration of new deposits and the savings in expenses related to the transportation of materials. The most used means for the viability of the soil is through its stabilization and/or improvement. The objective of this research is to generate knowledge for a practical application, aimed at solving specific problems, expanding the existing possibilities for improving and modifying a soil in the city of Leiria, analyzing its behavior when adding different percentages of fly ash, lime and a mixture of both, to be applied in the design of bituminous pavements. In accordance with the general methodology adopted, characterization, Proctor and CBR tests were carried out on natural soil and soils modified with lime and fly ash, followed by pre-design and design of flexible road pavements using the mechanistic-empirical approach. The results were subsequently compared and it was verified, namely, that there was a great increase in the CBR value with the addition of 5% of lime, and also with the addition of 3% of lime + 3% of fly ash, in addition to a reduction in the value expansion index. Consequently, the total thickness of bituminous materials was greatly reduced compared to the similar pavement based on natural soil.

**Keywords:** Soil stabilization/improvement, fly ash, MACOPAV pre-design, mechanistic-empirical design, KenPave software.

# Índice

<b>Originalidade e Direitos de Autor .....</b>	<b>iii</b>
<b>Agradecimentos .....</b>	<b>iv</b>
<b>Resumo .....</b>	<b>v</b>
<b>Abstract .....</b>	<b>vi</b>
<b>Lista de Figuras .....</b>	<b>x</b>
<b>Lista de Tabelas .....</b>	<b>xi</b>
<b>Lista de Gráficos.....</b>	<b>xiii</b>
<b>Lista de Siglas e Acrónimos .....</b>	<b>xiv</b>
<b>1. Introdução .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1. Enquadramento .....</b>	<b>1</b>
<b>1.2. Objetivos.....</b>	<b>2</b>
1.2.1.    Objetivo geral .....	2
1.2.2.    Objetivos específicos .....	2
<b>1.3. Metodologia.....</b>	<b>3</b>
<b>1.4. Estrutura da dissertação .....</b>	<b>4</b>
<b>2. Revisão Bibliográfica.....</b>	<b>5</b>
<b>2.1. Melhoramento e estabilização de solos para pavimentação .....</b>	<b>5</b>
<b>2.2. Aditivos para estabilização química dos solos .....</b>	<b>6</b>
2.2.1.    Estabilização com cimento .....	6
2.2.2.    Estabilização com cal .....	8
2.2.3.    Estabilização com betume .....	9
2.2.4.    Estabilização com cinza volante.....	9
2.2.5.    Síntese de investigações na estabilização de solos .....	11
<b>2.3. Métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis.....</b>	<b>14</b>
2.3.1.    Métodos Empíricos.....	15
2.3.2.    Métodos Mecanísticos .....	16
<b>2.4. Parâmetros de pré-dimensionamento – MACOPAV .....</b>	<b>16</b>
2.4.1.    Período de dimensionamento.....	17
2.4.2.    Tráfego.....	17
2.4.3.    Condições climáticas .....	19
2.4.4.    Fundação do pavimento.....	20

2.4.5.	Materiais granulares .....	22
2.4.6.	Materiais betuminosos.....	23
<b>2.5.</b>	<b>Módulo de deformabilidade das misturas betuminosas .....</b>	<b>24</b>
2.5.1.	Temperatura de serviço .....	24
2.5.2.	Rigidez do betume.....	25
2.5.3.	Previsão do módulo de deformabilidade .....	26
<b>2.6.</b>	<b>Mecanismos de degradação estrutural de pavimentos flexíveis.....</b>	<b>28</b>
2.6.1.	Crítérios de fadiga (Método Shell).....	29
2.6.2.	Crítérios de deformação permanente (Método Shell) .....	30
<b>3.</b>	<b>Métodos e Materiais .....</b>	<b>31</b>
<b>3.1.</b>	<b>Caracterização do solo natural .....</b>	<b>31</b>
3.1.1.	Colheita e preparação .....	31
3.1.2.	Análise granulométrica .....	33
3.1.3.	Limites de consistência .....	34
3.1.3.1.	<i>Limite de liquidez</i> .....	34
3.1.3.2.	<i>Limite de plasticidade</i> .....	35
3.1.3.3.	<i>Índice de plasticidade</i> .....	36
3.1.4.	Classificação do solo .....	36
<b>3.2.</b>	<b>Cinza volante e cal.....</b>	<b>37</b>
<b>3.3.</b>	<b>Ensaio de Compactação Proctor .....</b>	<b>38</b>
<b>3.4.</b>	<b>Índice Suporte Califórnia (ISC) - CBR.....</b>	<b>42</b>
<b>3.5.</b>	<b>Metodologia de dimensionamento .....</b>	<b>44</b>
<b>4.</b>	<b>Resultados e Análises do Programa Laboratorial.....</b>	<b>45</b>
<b>4.1.</b>	<b>Caracterização e ensaios do solo natural .....</b>	<b>45</b>
4.1.1.	Análise granulométrica .....	45
4.1.2.	Limites de Consistência .....	46
4.1.3.	Classificação do solo natural.....	47
4.1.4.	Ensaio de Compactação Proctor.....	48
4.1.5.	Índice Suporte Califórnia (ISC) – CBR .....	49
4.1.6.	Síntese das características do solo natural.....	50
<b>4.2.</b>	<b>Ensaio de Proctor e CBR .....</b>	<b>52</b>
4.2.1.	Solo com adição de cinza volante .....	52
4.2.2.	Solo com adição de cal.....	55
4.2.3.	Solo com adição de cal e cinza volante.....	59
<b>4.3.</b>	<b>Síntese do estudo laboratorial .....</b>	<b>63</b>

<b>5. Dimensionamento de Pavimento Flexível.....</b>	<b>65</b>
<b>5.1. Pré-dimensionamento pelo MACOPAV.....</b>	<b>65</b>
5.1.1. Tráfego e período de dimensionamento .....	65
5.1.2. Classes de fundação e estrutura do pavimento .....	66
<b>5.2. Dimensionamento mecanístico-empírico.....</b>	<b>69</b>
5.2.1. Módulo de deformabilidade das camadas betuminosas .....	69
5.2.1.1. <i>Temperatura de serviço</i> .....	69
5.2.1.2. <i>Rigidez do betume e previsão do módulo de deformabilidade</i> .....	71
5.2.2. Critérios de fadiga e deformação permanente – Método Shell .....	73
5.2.3. Resultados do dimensionamento – <i>KenPave</i> .....	75
<b>6. Conclusões.....</b>	<b>80</b>
<b>6.1. Melhoria de solos.....</b>	<b>80</b>
<b>6.2. Dimensionamento de pavimentos rodoviários flexíveis.....</b>	<b>82</b>
<b>6.3. Sugestão para trabalhos futuros.....</b>	<b>83</b>
<b>Referências Bibliográficas.....</b>	<b>84</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>89</b>
<b>Anexo A – Ensaio de análise granulométrica (solo natural).....</b>	<b>90</b>
<b>Anexo B – Ensaio dos limites de consistência (solo natural).....</b>	<b>92</b>
<b>Anexo C – Ensaio de Proctor (solo natural).....</b>	<b>93</b>
<b>Anexo D – Ensaio de CBR (solo natural).....</b>	<b>95</b>
<b>Anexo E – Ensaio de Proctor e CBR (adição de 14% e 20% de cinza volante).....</b>	<b>97</b>
<b>Anexo F – Ensaio de Proctor e CBR (adição de 5% de cal).....</b>	<b>105</b>
<b>Anexo G – Ensaio de Proctor e CBR (adição de 3% de cal + 3% de cinza volante e adição de 3% de cal + 6% de cinza volante).....</b>	<b>109</b>
<b>Anexo H – Resultados <i>KenPave</i>.....</b>	<b>117</b>
<b>Anexo I – Memorial de cálculo do E das camadas betuminosas da nova geometria</b>	<b>126</b>
<b>Anexo J – Resultados <i>KenPave</i> (nova geometria).....</b>	<b>129</b>

# Lista de Figuras

Figura 1.1 – Fluxograma da metodologia .....	4
Figura 2.1 – Escolha do agente estabilizados em função do tipo de solo (Little, 1995 <i>apud</i> Gorski, 2010)....	11
Figura 2.2 – Zonas climáticas em Portugal (CEPSA, 2006) .....	20
Figura 2.3 – Temperatura de serviço das camadas betuminosas (adaptado de Shell, 1978) .....	25
Figura 2.4 – Representação das cargas nos pavimentos (Araújo <i>et al.</i> , 2016) .....	28
Figura 2.5 – Representação das extensões do pavimento (Franco, 2007) .....	29
Figura 3.1 – Vista aérea do local da recolha do solo (Google Maps, 2019).....	31
Figura 3.2 – Afloramento de extração do solo .....	32
Figura 3.3 – Colheita do solo .....	32
Figura 3.4 – Armazenamento do solo .....	33
Figura 3.5 – Ensaio do LL .....	34
Figura 3.6 – Amostras do ensaio do LL .....	35
Figura 3.7 – Ensaio do LP.....	36
Figura 3.8 – Preparação das amostras para o ensaio de compactação Proctor .....	39
Figura 3.9 – Mistura do solo com água para ensaio de Compactação Proctor .....	40
Figura 3.10 – Compactação mecânica.....	40
Figura 3.11 – Provette antes da extração do molde.....	41
Figura 3.12 – Extração do provete para determinação do teor de umidade .....	41
Figura 3.13 – Preparação e moldagem do provete .....	42
Figura 3.14 – Determinação do índice de expansividade do solo .....	43
Figura 3.15 – Determinação do CBR .....	44
Figura 5.1 – Estrutura do pavimento para ambas as misturas (adaptado de JAE, 1995).....	67
Figura 5.2 – TMAB das camadas betuminosas 1 (camada de desgaste) .....	70
Figura 5.3 – TMAB das camadas betuminosas 2 e 3 (camada de regularização e base).....	70
Figura 5.4 – Modelo de resposta do pavimento (adaptado de Shell) .....	73

# Lista de Tabelas

Tabela 2.1 – Síntese de investigações .....	14
Tabela 2.2 – Elementos relativos ao tráfego (adaptado de JAE, 1995) .....	19
Tabela 2.3 – Classes de terrenos de fundação (adaptado de JAE, 1995).....	21
Tabela 3.1 – Classificação pela S.U.C.S (adaptado de ASTM D 2487-11).....	37
Tabela 4.1 – Análise granulométrica do solo natural .....	45
Tabela 4.2 – Resultados do ensaio de LL .....	46
Tabela 4.3 – Resultados do ensaio de LP .....	47
Tabela 4.4 – Síntese dos limites de consistência .....	47
Tabela 4.5 – Classificação do solo natural .....	48
Tabela 4.6 – Leituras da expansividade do solo natural .....	49
Tabela 4.7 – Penetração e leitura do anel .....	49
Tabela 4.8 – Síntese dos ensaios e resultados do solo natural .....	51
Tabela 4.9 – Correlação provável entre CBR e classificação dos solos (adaptado de Lima, 2013) .....	52
Tabela 4.10 – Ensaio de Proctor com adição de 14% e 20% de cinza volante .....	52
Tabela 4.11 – Ensaio de CBR com adição de 14% e 20% de cinza volante.....	53
Tabela 4.12 – Leituras da expansividade com adição de 14% e 20% de cinza volante.....	54
Tabela 4.13 – Penetração e leitura do anel com adição de 14% e 20% de cinza volante .....	54
Tabela 4.14 – Ensaio de Proctor com adição de 5% de cal .....	56
Tabela 4.15 – Ensaio de CBR com adição de 5% de cal .....	57
Tabela 4.16 – Leituras da expansividade com adição de 5% de cal .....	57
Tabela 4.17 – Penetração e Leitura do Anel com Adição de 5% de Cal (O autor, 2020).....	58
Tabela 4.18 – Ensaio de Proctor do solo natural e das misturas de cal mais cinza volante .....	59
Tabela 4.19 – Ensaio de Proctor com adição de 5% cal e das misturas de cal mais cinza volante.....	60
Tabela 4.20 – Ensaio de CBR do solo natural e das misturas de cal mais cinza volante.....	61
Tabela 4.21 – Ensaio de CBR com adição de 5% cal e das misturas de cal mais cinza volante .....	61
Tabela 4.22 – Leituras da expansividade das misturas de cal mais cinza volante .....	62
Tabela 4.23 – Penetração e leitura do anel das misturas de cal mais cinza volante.....	62

Tabela 4.24 – Síntese dos ensaios laboratoriais de Proctor e CBR .....	64
Tabela 5.1 – Parâmetros do tráfego (adaptado de JAE, 1995) .....	65
Tabela 5.2 – Número acumulado de passagens do eixo padrão .....	66
Tabela 5.3 – CBR e classes do terreno de fundação .....	66
Tabela 5.4 – Classes de fundações e espessura da camada de leito (adaptado de JAE, 1995) .....	67
Tabela 5.5 – Estrutura e espessuras das camadas do pré-dimensionamento para o solo natural.....	68
Tabela 5.6 – Estrutura e espessuras das camadas do pré-dimensionamento para as misturas.....	68
Tabela 5.7 – Módulos de deformabilidade do solo de fundação e da camada granular .....	68
Tabela 5.8 – Coeficiente W e temperatura média anual ponderada (Climate-data.org, 2020).....	69
Tabela 5.9 – Valores da TMAB para o solo natural.....	71
Tabela 5.10 – Valores da TMAB para as misturas.....	71
Tabela 5.11 – Características do betume das camadas betuminosas para o solo natural.....	72
Tabela 5.12 – Características do betume das camadas betuminosas para as misturas .....	72
Tabela 5.13 – Módulo de deformabilidade das camadas betuminosas para o solo natural .....	72
Tabela 5.14 – Módulo de deformabilidade das camadas betuminosas para as misturas .....	73
Tabela 5.15 – Cenário do solo natural conforme pré-dimensionamento.....	74
Tabela 5.16 – Cenário do solo natural com adição de 5% de cal conforme pré-dimensionamento .....	74
Tabela 5.17 – Cenário do solo natural com adição de 3% de cal mais 3% de cinza volante conforme pré-dimensionamento .....	74
Tabela 5.18 – Pontos de medição das extensões do pavimento .....	74
Tabela 5.19 – Resultados do D máximo dos cenários conforme pré-dimensionamento pelo MACOPAV .....	75
Tabela 5.20 – Cenário do solo natural com nova geometria .....	77
Tabela 5.21 – Cenário do solo natural com adição de 5% de cal com nova geometria.....	77
Tabela 5.22 – Cenário do solo natural com adição de 3% de cal mais 3% de cinza volante com nova geometria.....	77
Tabela 5.23 – Resultados do D máximo entre fadiga e deformação permanente dos cenários com nova geometria.....	78
Tabela 5.24 – Síntese de resultados da espessura total das camadas betuminosas e valor de D .....	79

# Lista de Gráficos

Gráfico 4.1 – Curva granulométrica do solo .....	46
Gráfico 4.2 – Diagrama do LL .....	47
Gráfico 4.3 – Curva de compactação.....	48
Gráfico 4.4 – Cargas (kN) <i>versus</i> penetração (mm) .....	50
Gráfico 4.5 – Curva de compactação do solo natural e com adição de 14% e 20% de cinza volante .....	53
Gráfico 4.6 – Penetração (mm) <i>versus</i> cargas (kN) com adição de 14% e 20% de cinza volante .....	55
Gráfico 4.7 – Curva de compactação do solo natural e adição de 5% de cal.....	56
Gráfico 4.8 – Penetração (mm) <i>versus</i> cargas (kN) com adição de 5% de cal .....	58
Gráfico 4.9 – Curva de compactação do solo natural e das misturas de cal mais cinza volante.....	60
Gráfico 4.10 – Penetração (mm) <i>versus</i> cargas (kN) das misturas de cal mais cinza volante .....	63

# Lista de Siglas e Acrónimos

ACAA	<i>American Coal Ash Association</i>
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
BD	Betão betuminoso
c	Fator de crescimento do tráfego
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
CCA	Cinza de casca de arroz
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
E	Módulo de deformabilidade
$E_m$	Módulo de deformabilidade das camadas betuminosas
$E_{cg}$	Módulo de deformabilidade da camada granular
$E_{sf}$	Módulo de deformabilidade do solo de fundação
ESTG	Escola Superior de Tecnologia e Gestão
HRB	<i>Highway Research Board</i>
IG	Índice de grupo
IP	Índice de plasticidade
$IP_{en}$	Índice de penetração
JAE	Junta Autónoma de Estrada
MACOPAV	Manual de Conceção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional
MB	Macadame betuminoso
MBD	Mistura betuminosa densa
$N_{adm}$	Número acumulado de passagens do eixo padrão admissíveis
$N^{dim}$	Número acumulado de passagens do eixo padrão
$N_p$	Número acumulado de passagens do eixo padrão de projeto
$N_{80}$	Número de eixos padrão de 80 kN

$p$	Período de dimensionamento
$P_{en\ 25}$	Penetração a 25°C em betume novo
$P_{en\ 25r}$	Penetração a 25°C do betume recuperado
$S_b$	Rigidez do betume
S.U.C.S	Sistema Unificado de Classificação dos Solos (ASTM)
$t$	Taxa média de crescimento anual do tráfego pesado
$T$	Temperatura de serviço do material
$T_{ab}$	Temperatura de amolecimento
$T_{abr}$	Temperatura de amolecimento do betume recuperado
$t_c$	Tempo de carregamento
TMAAP	Temperatura média anual do ar ponderada
TMAB	Temperatura média anual das camadas betuminosas
$TMDA_p$	Tráfego médio anual de veículos pesados
TMMA	Temperatura média mensal anual
$v$	Velocidade de circulação do tráfego
$V_a$	Coefficiente do volume do agregado pelo volume total
$V_b$	Coefficiente do volume de betume pelo volume total
$W$	Coefficiente de ponderação
$\alpha$	Fator de agressividade do tráfego
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\epsilon_{dp}$	Extensão vertical de compressão no topo do solo de fundação
$\epsilon_t$	Extensão de tração



# 1. Introdução

## 1.1. Enquadramento

As estruturas dos pavimentos são estruturas constituídas por sistemas de camadas assentes sobre uma fundação chamada subleito. Para se dimensionar adequadamente uma estrutura de pavimento, deve-se conhecer bem as propriedades dos materiais que as compõem, sua resistência à rutura, permeabilidade e deformabilidade (Bernucci *et al.*, 2008). Sendo assim, a preocupação em executar obras de pavimentação com custo reduzido e desempenho satisfatório, faz com que se procurem técnicas que satisfaçam esses requisitos.

Os solos são considerados pela engenharia como materiais de construção e de sustentação da obra, visto que, em vias rodoviárias, estes compõem as camadas estruturais do pavimento. Esses materiais devem apresentar certas propriedades, para que sejam capazes de conferir estabilidade e resistência mecânica aos esforços e cargas a que serão sujeitos durante a vida útil da estrada (Azevedo *et al.*, 1998).

Quando os materiais que podem ser usados nas camadas do pavimento não apresentam adequadas características geotécnicas, devem ser analisadas outras possibilidades, como: a substituição do solo existente por outro, cujo comportamento seja satisfatório; a estabilização química ou mecânica deste solo; ou a modificação do dimensionamento do projeto (Azevedo, 2010).

A estabilização do solo por muitas vezes é considerada a alternativa mais econômica, visto que, em algumas situações possibilita a utilização dos solos encontrados no local da obra, reduzindo assim os custos e tempo na execução da mesma, se comparado com outras soluções. Dentre os aditivos mais comuns para estabilização de um solo estão a cal e o cimento.

Embora existam no mercado aditivos químicos utilizados na estabilização de solos, há ainda resíduos originados em indústrias que poderão cumprir o mesmo papel, dos quais, em sua maioria, são descartados de maneira inadequada no meio ambiente. Um exemplo desses resíduos é a cinza volante (Souza *et al.*, 2018).

Atualmente a cinza volante é um dos principais resíduos industriais no mundo. O crescimento de sua produção é abundante pois o carvão é de fácil extração com uma tecnologia de queima difundida e inexistência de outras fontes de energia que possam substituir o seu baixo custo. Além disso, o seu uso vem ganhando espaço por se tratar de um material pozolânico que tem características aglutinantes (Souza *et al.*, 2018).

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. Objetivo geral**

O principal objetivo desta pesquisa é difundir o conhecimento nas possibilidades existentes para proceder ao melhoramento e modificação de um solo de fundação de pavimento, aprofundando informações sobre o método em que a alteração das propriedades dos solos a melhorar é conseguida através do uso de cinza volante, cal e misturas de ambas.

Portanto, a pesquisa visa realizar a estabilização química de um solo existente na cidade de Leiria (Portugal), analisando sua modificação face à adição de distintas percentagens destes materiais, para que este possa ser aplicado no dimensionamento de pavimentos asfálticos, para além de reduzir a espessura global do pavimento, conseguir também utilizar o solo que se encontra *in loco*, tornando-o assim mais economicamente viável.

### **1.2.2. Objetivos específicos**

- Realizar uma revisão bibliográfica referente aos materiais utilizados no melhoramento/estabilização de solos na pavimentação;
- Realizar uma revisão bibliográfica referente aos métodos e critérios de dimensionamento de pavimentos que serão utilizados neste trabalho;
- Realização de ensaios laboratoriais de caracterização e classificação dos solos, ensaio de compactação Proctor e ensaio para determinação do *California Bearing Ratio* (CBR) e expansão do solo, realizando provetes com a adição de diferentes teores de cinza volante, cal e misturas com ambos os materiais, para assim realizar um comparativo entre os melhores resultados obtidos com o solo natural;
- Analisar e constatar resultados dos ensaios laboratoriais, quanto aos parâmetros mecânicos e melhoria de comportamento do solo com as misturas quando comparado com o solo natural;

- Realizar um pré-dimensionamento como ponto de partida, definindo critérios e parâmetros face aos valores do CBR obtidos no programa laboratorial, com as classes de tráfego T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> e T<sub>4</sub> (representativas de um espectro abrangente de situações);
- Dimensionamento de pavimentos rodoviários flexíveis pelo método mecanístico-empírico utilizando o *Software KenPave*, levando em consideração parâmetros relativos as condições climáticas de Leiria (considerando a temperatura de serviço das camadas betuminosas) e critérios de fadiga e deformação permanente.

### 1.3. Metodologia

Como primeira etapa, foi realizada uma revisão bibliográfica e modelagem conceitual sobre métodos de dimensionamento de pavimentos e materiais, bem como uma revisão frente aos métodos de melhoramento e estabilização de solos.

O solo a melhorar foi coletado na cidade de Leiria. Foram definidas estratégias de melhoramento deste solo face a adição de cinza volante, cal, e a adição de ambos os materiais sobre o solo natural. Posteriormente, como principal método de pesquisa, foram realizados os devidos ensaios laboratoriais para quantificar e caracterizar o solo natural e as misturas. Foi realizada a análise granulométrica do solo natural, bem como os índices de consistência para se ter a classificação deste solo. Posteriormente foram realizados ensaios de Proctor e CBR, tanto para o solo natural quanto para as misturas com adição de cinza volante e cal e uma análise dos resultados obtidos face aos resultados dos ensaios.

A pesquisa é concluída com um pré-dimensionamento através do Manual de Conceção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional (MACOPAV) e posterior dimensionamento de pavimentos rodoviários pelo método mecanístico-empírico, utilizando o *Software KenPave*, com os diferentes cenários obtidos do programa laboratorial (face aos valores de CBR), comparando e analisando os resultados com o solo natural, levando em consideração três diferentes classes de tráfego (T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> e T<sub>4</sub>).

O fluxograma apresentado na Figura 1.1, mostra as etapas seguidas para o desenvolvimento da pesquisa.

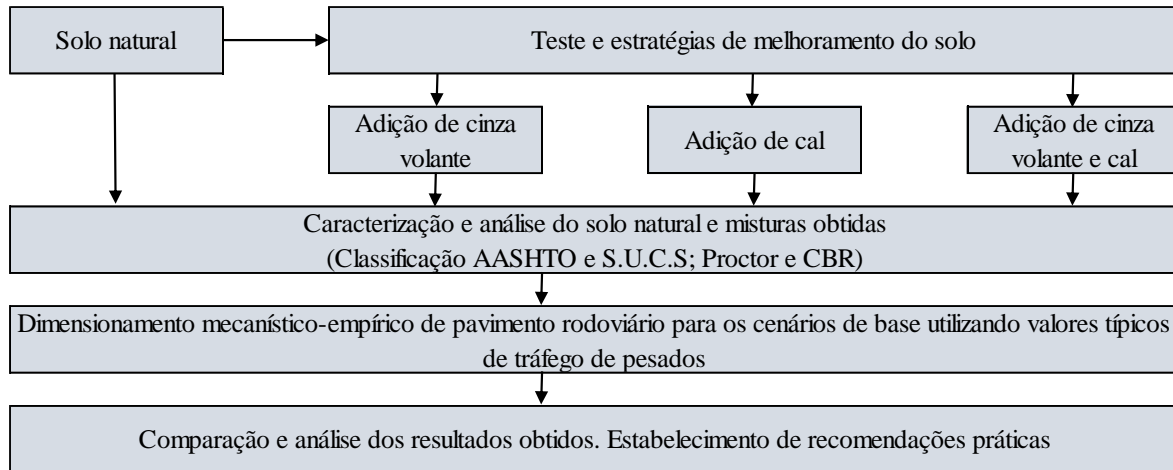


Figura 1.1 – Fluxograma da metodologia

## 1.4. Estrutura da dissertação

Para o desenvolvimento desta pesquisa foi elaborado um plano de trabalho dividido em capítulos, conforme a descrição a seguir:

Capítulo 1 – Introdução e contextualização que aborda os objetivos deste trabalho bem como a metodologia adotada.

Capítulo 2 – Revisão bibliográfica que aborda os conceitos dos materiais utilizados no melhoramento/estabilização de solos e conceitos referentes aos métodos e critérios de dimensionamento de pavimentos rodoviários considerados para a pesquisa.

Capítulo 3 – Exposição da metodologia e materiais utilizados para o desenvolvimento da pesquisa nomeadamente, o programa laboratorial realizado, as normas utilizadas, e a metodologia de dimensionamento.

Capítulo 4 – Descrição e análises dos resultados obtidos no programa laboratorial desenvolvido.

Capítulo 5 – Dimensionamento de pavimento face aos resultados obtidos pelo solo natural e pelas misturas realizadas no programa laboratorial. Análise crítica dos resultados obtidos e estabelecimento de recomendações.

Capítulo 6 – Conclusões e sugestões para estudos futuros.

São incorporados também os Anexos com as fichas técnicas dos ensaios realizados e memoriais de cálculo do dimensionamento.

## 2. Revisão Bibliográfica

### 2.1. Melhoramento e estabilização de solos para pavimentação

O solo é um material de grande importância no que diz respeito ao setor da construção, seja ele no seu estado natural, em fundações, escavações ou como material para pavimentação. No entanto, é frequente encontrar solos naturais sem os requisitos necessários para exercer adequadamente a função a que estão destinados. Neste contexto, uma das alternativas existentes é intervir em sua composição, alterando suas características com o intuito de melhorar o seu comportamento face às solicitações impostas por ações e solicitações previstas, realizando uma estabilização ou melhoramento do mesmo.

A estabilização de solos é uma prática milenar, desenvolvida a princípio de forma rudimentar, que foi sendo aprimorada com o tempo. Tem sido alvo de muitos investigadores da área de geotecnia e engenharia civil, que buscam por soluções mais eficazes e econômicas. É um processo realizado para estabilizar e suplementar as propriedades de resistência do solo, maximizando a adequação deste para um determinado uso (Brito e Paranhos, 2017).

Atualmente existem diversas alternativas para realizar a estabilização dos solos com o intuito principalmente de melhorar as suas propriedades mecânicas e durabilidade. Pode-se dizer que os três principais tipos de estabilização são: a estabilização granulométrica, a estabilização química e a estabilização mecânica do solo.

A estabilização granulométrica consiste na alteração das propriedades dos solos através da adição ou retirada de partículas do solo. Consiste essencialmente na introdução de um material ou na mistura de dois ou mais materiais, com o objetivo de se enquadrarem dentro de uma determinada faixa granulométrica de forma a atender as especificações normativas (Sartori, 2015).

O método mecânico, baseia-se na correção granulométrica do solo a partir de processos de compactação, pois esta também é uma maneira de conferir ao solo uma melhor densificação e alcançar o valor de umidade ótima. É comum realizar esta estabilização no decorrer de uma obra, na execução das diferentes camadas do pavimento e é complementar a outros métodos de estabilização (Sartori, 2015).

Na estabilização química é realizada a alteração da estrutura do solo por meio de aditivos, que são responsáveis por proporcionar o melhoramento das propriedades físicas e mecânicas que atendam aos requisitos de resistência de projeto (França, 2003). Segundo Vizcarra (2010), a estabilização química age de forma em que os poros não são preenchidos totalmente pelo aditivo estabilizador. O que de fato ocorre são alterações físico-químicas nas propriedades dos grãos que afetam as características superficiais das partículas, vedando os poros ou interconectando as partículas constituindo uma cimentação, como se fosse uma solda entre os grãos.

Para se obter uma estabilização de solo bem-sucedida, é necessário realizar ensaios laboratoriais e testes de campo. Embora os ensaios de laboratório resultem em resistências maiores do que o material correspondente do campo, eles ajudam a avaliar a eficácia dos materiais, e auxiliam na determinação do tipo de estabilizante e de sua quantidade. As propriedades de maior interesse para os engenheiros são a estabilidade, força, compressibilidade, permeabilidade e durabilidade (Makusa, 2013).

De acordo com Cruz e Said (2010) a estabilização mais indicada para fins rodoviários é a química, visto que tem o objetivo de melhorar a capacidade de carga dos solos e diminuir a sua suscetibilidade às variações de umidade. Dos diversos produtos químicos utilizados para a estabilização, o cimento é o de utilização mais generalizada, devido à sua disponibilidade e maior adequabilidade a solos não coesivos.

## **2.2. Aditivos para estabilização química dos solos**

### **2.2.1. Estabilização com cimento**

O solo-cimento é definido pela ACI (*American Concrete Institute*) como sendo uma mistura de solo e determinadas quantidades de cimento e água, compactado para um peso volúmico seco máximo. Pode ser definido também como sendo um material produzido pela mistura, compactação e cura dos materiais solo/agregados, cimento e água (Dias, 2012).

De acordo Makusa (2013) o cimento é um aglomerante hidráulico, considerado um agente estabilizador de solos pois não depende dos minerais disponíveis no solo, e sim apenas da presença de água, que por sua vez está disponível na maioria dos solos. Portanto, o cimento pode ser usado sozinho para provocar ações estabilizantes que forem necessárias para variados tipos de solos.

Diversos tipos de cimentos podem ser utilizados para estabilizar praticamente todos os solos, no entanto, existem algumas dificuldades particulares face a argilas altamente plásticas e orgânicas, os quais, normalmente exigem altas percentagens de cimento para a obtenção de significativas mudanças nas propriedades mecânicas destes solos (Sandroni e Consoli, 2010).

Segundo Vizcarra (2010) a quantidade de cimento necessária para estabilizar um solo é tanto maior quanto maior for a fração de finos no solo. No entanto, as areias uniformes são exceção, pois requisitam mais cimento que solos arenosos contendo algum tipo de silte e argila.

A estabilização com cimento consiste na preparação de uma mistura de solo finamente pulverizado, cimento e água, em proporções previamente determinadas. De acordo com Cristelo (2001) normalmente a percentagem de cimento situa-se entre 5% e 7% nas siltes, 7% a 15% nas areias e cerca de 4% no cascalho.

É essencial que o solo a ser tratado com cimento possua em sua constituição uma parte considerável de areia para que seja possível atingir a relação resistência *versus* teor de cimento, considerada viável do ponto de vista econômico. Compósitos siltosos e/ou argilosos que estão presentes no solo, reduzem a resistência mecânica da mistura (Bernucci *et al.*, 2010).

De acordo com Petrucci (1978) *apud* Sales *et al.* (2017) a presença de sulfatos no solo representa um fator de grande importância quando é utilizado o solo-cimento, pelo fato de que os sulfatos reagem na presença de hidróxido de cálcio e de alumina livre, constituintes do cimento, e formam em conjunto o sulfato-aluminato de cálcio. Tal composto apresenta natureza expansiva, podendo inclusive, por consequência de sua formação, inviabilizar o uso de cimento como estabilizante químico.

O cimento tem sido utilizado nos Estados Unidos não somente na estabilização de solos, mas também no melhoramento de estradas de seixo, no que constitui um caso particular deste aditivo. A mistura solo-cimento constitui o tipo de estabilização mais utilizado, sendo particularmente vantajosa em solos granulares, solos siltosos e argilas pouco plásticas. No entanto, a mistura de cimento não é adequada em solos com teor de matéria orgânica (Cristelo, 2001).

### 2.2.2. Estabilização com cal

A cal é um material fino e leve muito utilizado na construção civil como aglomerante. A utilização da cal como aditivo em solos, com objetivo de estabilização, deve-se ao fato de ser um excelente reagente, que torna o solo impermeável e aplicável para o uso em bases de pavimentos urbanos e rodoviários, melhorando assim a relação custo benefício, que visa o aproveitamento do solo, e lhe confere maior capacidade de resistir a carregamentos e intempéries (Sartori, 2015).

De acordo com o manual de pavimentação do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) (2006), solo-cal é uma mistura de solo, cal e água, e às vezes, cinza volante, considerada uma pozolana artificial. O teor de cal mais frequente é de 5% a 6% e o processo de estabilização ocorre por: modificação do solo (no que se refere a plasticidade e sensibilidade à água), por carbonatação (cimentação fraca) e por pozolanização (cimentação forte).

A estabilização química do solo com cal, segue os mesmos requisitos da mistura com cimento, seja para o enrijecimento, trabalhabilidade e redução da expansão. O solo-cal é preferencialmente aplicado em solos argilosos e siltosos caulínicos, e tem sido utilizado principalmente como reforço de subleito ou sub-base (Bernucci *et al.*, 2010).

A estabilização com cal confere alterações aos limites de consistência do solo, melhorando a sua trabalhabilidade. É também responsável por acréscimos de resistência da mistura a curto e longo prazo, devido aos seus mecanismos de reação com o solo. Geralmente apresentam ganhos de resistência durante longos períodos de cura, podendo essa peculiaridade ser atribuída as reações pozolânicas no solo-cal, que costumam ser processadas em tempos mais longos. (Silva, 2016).

Quando a cal é adicionada e misturada com o solo, dá-se início a uma sequência de reações químicas, que resultam em alterações imediatas. Já outras reações são processadas mais lentamente, o que atribui a estabilização de solos com cal uma parcela de ganho de resistência imediato e outra ao longo do tempo (Silva, 2016).

As principais reações químicas da estabilização com cal, são as reações de troca catiónica, floculação e as reações pozolânicas (reações de cimentação). As reações de troca catiónica e floculação processam rapidamente e produzem alterações imediatas na plasticidade e, em menor escala, na resistência mecânica da mistura. Também podem ocorrer reações

pozolânicas entre o solo e a cal, dependendo das características do solo a ser estabilizado. Tais reações resultam na formação de vários compostos de cimentação, que aumentam a resistência e a durabilidade da mistura e se desenvolvem a longo prazo (Lima *et al.*, 1993 *apud* França, 2003).

Segundo Silva (2016) a aplicação desta técnica de estabilização é mais eficiente em solos de granulometria fina, pois as alterações de textura e a cimentação das partículas do solo são resultados da reação da cal com os minerais de argila presentes na parcela fina da granulometria.

### **2.2.3. Estabilização com betume**

A estabilização através da utilização de betume não se encontra muito divulgada como da cal ou do cimento, pelo fato de se tratar de um material mais caro e mais exigente no que diz respeito à preparação da mistura. Neste tipo de tratamento do solo, o material é adicionado ao solo sob forma de óleo ou de betume fluido, por penetração, em regas sucessivas de forma a melhorar a penetração e a adesão às partículas. Os materiais betuminosos mais utilizados na estabilização de solos são os betumes líquidos e as emulsões betuminosas (Cristelo, 2001).

Segundo Cristelo (2001) a estabilização com betume é utilizada em solos granulares incoerentes, as quais o betume fornece coesão, e em solos coerentes, nos quais o betume funciona como impermeabilizante à água, reduzindo assim a perda de resistência devido ao aumento do teor em água. Ambos os efeitos são motivados pela formação de uma película ao redor das partículas do solo, aglutinando-as e evitando a absorção de água, e também pelo encerramento dos poros da massa terrosa, impedindo a entrada de água.

A ação estabilizadora do betume sobre o solo ocorre através de dois processos: a aglutinação das partículas (no caso de solos incoerentes) e a restrição à entrada de água (no caso de solos coerentes) favorecendo a suscetibilidade à água da respectiva coesão (Nascimento, 1970 *apud* Cristelo, 2001).

### **2.2.4. Estabilização com cinza volante**

Em alguns países da América e da Europa a cinza volante é considerada um rejeito industrial e as suas propriedades podem variar de acordo com o tipo de carvão utilizado ou com o processo de queima. Geralmente, a cinza volante é classificada em C ou F. A classe C

apresenta propriedades auto-cimentícias devido à considerável presença de óxido de cálcio (CaO) livre, e parte da mistura solo-cinza volante apresenta processo de hidratação semelhante ao do solo-cimento, enquanto a outra parte apresenta reações pozolânicas (Silva, 2016).

As cinzas volantes têm como principal componente a sílica, além do carbono e óxido de alumínio (conhecido por alumina). Esses componentes presentes na cinza, são usados como parâmetro para a sua classificação. Segundo a ASTM C 618 (2005), quando a soma dos teores dos compostos de silicato, alumina, óxido de ferro e de cálcio é maior que 50%, as cinzas são classificadas como classe C, e quando esses teores ultrapassam os 70% elas são classificadas como classe F.

As cinzas volantes de classe C e misturas da classe F com outro agente cimentício, podem ser usadas em diversas aplicações geotécnicas comuns na construção de pavimentos, como, por exemplo, para melhorar as propriedades de resistência, estabilizar aterros, combater as propriedades de expansão dos solos, e ainda como agente secante para reduzir o teor de umidade do solo para permitir a compactação (ACAA, 2003).

O uso das cinzas volantes da classe C, podem ser usadas como material independente por causa das suas propriedades auto-cimentícias, podendo aumentar a resistência, rigidez e durabilidade dos solos estabilizados. No entanto, a classe F, por não apresentar CaO em quantidade necessária, depende da adição de outro aditivo com propriedades cimentícias, como a cal ou o cimento para a estabilização do solo (Misra, 1998; Little *et al.*, 2000 *apud* Silva, 2016).

O comportamento auto-cimentício das cinzas volantes é determinado pela ASTM D 5239, onde a norma fornece um método padrão para determinar a resistência à compressão de cubos feitos com cinzas volantes e água, testada em sete dias com cura úmida padrão. A relação peso água/cinza volante é 0,35. É relevante notar que os resultados obtidos caracterizam apenas as propriedades cimentícias das misturas de cinza volante e água, e, portanto, não fornecem uma base para avaliar as interações potenciais entre as mesmas e o solo (ACAA, 2003).

As taxas típicas de adição de cinzas volantes na estabilização para o melhoramento da resistência do solo são de 8% a 16%, com base no peso seco do solo. Essa taxa varia de

acordo com a natureza do solo, das características das cinzas volantes e da resistência desejada (ACAA, 2003).

Com relação as propriedades do solo, a plasticidade dos solos tratados com cinzas volantes de classe C ou outras que tenham um alto teor de cálcio, é influenciada pelos tipos de minerais argilosos presentes no solo e pela água absorvida. Em solos que contém mais de 10% de sulfatos tem tendência a expandir excessivamente em algumas aplicações. Além disso, os solos orgânicos são difíceis de estabilizar usando cinzas volantes (ACAA, 2003).

Pode-se afirmar que a cinza volante é um agente efetivo para estabilização química e/ou mecânica dos solos, modificando a densidade do solo, teor de umidade, plasticidade e resistência. As suas aplicações típicas incluem estabilização de solos para aumentar a resistência, dessecamento do solo e controle da contração-expansão (ACAA, 2003).

### 2.2.5. Síntese de investigações na estabilização de solos

De acordo com Gorski (2010) os agentes estabilizantes podem ter maior ou menor eficiência, consoante o tipo de solo em causa. A Figura 2.1, esquematiza quais os agentes mais indicados mediante os resultados dos ensaios de análise granulométrica e dos limites de Atterberg (limites de consistência).

% Passados no Peneiro nº 200 <25%	$I_p < 10\%$	Estabilização com cimento
		Estabilização com betume para bases se o $I_p < 6\%$
	$I_p > 10\%$	Estabilização com cimento
		Estabilização com cal
% Passados no Peneiro nº 200 > 25%	$I_p < 10$	Estabilização com cimento
		Estabilização com cal
	$10\% < I_p < 30\%$	Estabilização com cimento
		Estabilização com betume (adicionar cal para o $I_p < 10\%$ (sub-bases) e $I_p < 6\%$ (bases))
		Estabilização com cimento (adicionar cal suficiente para $I_p < 30\%$ )
	$I_p > 30\%$	Estabilização com cal

Figura 2.1 – Escolha do agente estabilizados em função do tipo de solo (Little, 1995 *apud* Gorski, 2010)

Em um estudo, realizado por Lovato (2004), constatou-se alguns resultados laboratoriais sobre o comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal, onde estudou-se também a durabilidade de algumas misturas e ciclos de molhagem e secagem, e o efeito da demora na compactação na resistência a compressão simples. Foram adotados teores de 3%, 4% e 5% de cal, e tempos de cura de até 168 dias. Os resultados da dosagem, mostraram que o solo é reativo a cal, sendo necessário um teor de 3% de cal para sua estabilização. Constatou-se que após terem atingidos valores máximos de resistência e rigidez das misturas solo-cal, os mesmos diminuiriam com tempos de cura mais longos, possivelmente devido a formação de  $\text{CaCO}_3$  e/ou produtos expansivos.

De acordo com um estudo realizado por Goularte e Pereira (2009), do qual foram coletadas algumas amostras de um solo argiloso, onde foram desenvolvidos dois modelos de estabilização, uma com cimento e outra com cal, sendo adicionadas proporções de 3% e 5% de cimento e 5% e 8% de cal (e posteriormente elevando esse teor para 10% e 15% de cal), moldados na umidade ótima de cada amostra, constatou-se que ocorreu um acréscimo dos valores de resistência das misturas com os novos percentuais de material estabilizante, e que o valor da resistência final para estabilização do solo-cimento é superior ao valor da resistência final para estabilização solo-cal aos 28 dias.

Oliveira (2010) estudou a utilização da cal na estabilização de solos finos de baixa resistência e alta expansão. Foi realizada a caracterização geotécnica dos solos, realizando os ensaios de análise granulométrica, limites físicos, de compactação, umidade, CBR e expansão, em 12 amostras. Durante a pesquisa, foram selecionadas cinco amostras, em função de suas semelhanças geotécnicas. Os resultados apontaram que as amostras atendem aos critérios de CBR e expansão com a adição de 3% de cal, podendo utilizar-se como camada de sub-base. A pesquisa apontou vantagens na utilização da cal como agente estabilizante, comprovando a redução da expansão a níveis aceitáveis e a redução da espessura final do pavimento.

Souza e Belchior (2016) com o intuito de utilizar resíduos industriais para a estabilização de solos e visando diminuir os gastos com a construção de rodovias, utilizaram a cinza de casca de arroz (CCA) e cal para estabilizar um solo argiloso, planejando viabilizar a utilização desses materiais para sub-base de pavimentos. Os ensaios realizados foram o de compactação (Energia Proctor Normal), CBR, expansão e resistência a compressão simples. Os resultados obtidos mostram pequenas variações nas propriedades avaliadas quando foi adicionada unicamente a CCA ao solo. Assim, o valor do CBR aumentou levemente de 7,1%

no solo natural para valores de 8,6% e 13,9% com adição de 5% e 10% de CCA, respectivamente. Já com o auxílio da cal, as misturas de solo e CCA obtiveram melhores resultados com valores de CBR superiores a 20% em amostras compactadas na umidade ótima. No caso da expansão, o valor requerido para materiais de sub-base somente foi atingido quando o solo natural foi misturado com a CCA e cal. No final, os autores concluíram que a CCA pode ter um destino sustentável como material de sub-base quando misturada com alguma dosagem de cal além do solo em estudo.

Na pesquisa de Teixeira *et al.*, (2018), estudou-se a estabilização de um solo do tipo silte arenoso com cal para uso em pavimentação, onde o objetivo era quantificar e validar a influência das adições de cal sobre a resistência do solo. As misturas definidas através do método do pH foram de: 3%, 5%, 7% e 9% de cal. O método responde que em 9% cessa as reações solo-cal. Os resultados de compactação mostraram que o peso específico seco máximo diminui com a maior proporção de cal e o teor de umidade diminui até 5% e aumenta com 7% e 9%. Constatou-se, por fim, que a resistência à compressão e à tração por compressão diametral aumentam com a quantidade de cal, diminuem a porosidade e aumentam com o tempo de cura.

Lima (2019), estudou a viabilidade da estabilização de um solo laterítico utilizando resíduo de cana de açúcar (cinza). Para a realização da estabilização do solo, foram utilizados cimento Portland CII-E-32, cal hidratada e cinza. As misturas preparadas foram de: solo + 5% de cimento; solo + 5% de cal; solo + 5% de cinza; solo + 5% de cinza + 1% de cal e solo + 5% de cinza + 2% de cal. O CBR obtido para o solo natural foi de 40%. A introdução de 5% de cinza no solo natural sem adição de aglomerantes, acarretou na diminuição do CBR para 32%. Em contrapartida, a inserção de 5% de cinza e 1% de cal atingiu CBR de 78%. Além disso, constatou-se que com a mistura de 5% de cinza e 2% de cal atingiu um CBR de 83%, o que permite seu uso em camadas de base, provando, portanto, a viabilidade técnica e ambiental do uso da cinza, em camadas de base e sub-base de pavimentos.

Num estudo realizado por Papayianni *et al.* (2012) foram recolhidas amostradas de cinzas volantes com diferentes composições, tendo estabilizado dois tipos de solos, um CL (argila pouco plástica) com teores de 10%, 15% e 20% de cinza volante e um solo SW (areia bem graduada) com teores de 9%, 13% e 17%. Em todas as misturas com a adição de cinzas volantes, a umidade ótima do solo foi aumentada, assim como valores de CBR, que aumentaram significativamente em comparação com as amostras de solos sem adição,

principalmente com as cinzas volantes que tinham maior teor de CaO livre na sua composição.

Na Tabela 2.1 é apresentada uma síntese das investigações abordadas.

**Tabela 2.1 – Síntese de investigações**

<b>Autores</b>	<b>Solo</b>	<b>Composição da mistura/Adição ao solo natural</b>	<b>Resultados</b>
Lovato (2004)	Laterítico	3%, 4% e 5% de cal	Solo reativo a cal sendo necessário 3% de cal para estabilização.
Goularte e Pereira (2009)	Argiloso	3% e 5% de cimento; 5% e 8% de cal; 10% e 15% de cal	Estabilização do solo-cimento é superior ao valor da resistência final para estabilização solo-cal aos 28 dias.
Oliveira (2010)	Solos finos de baixa resistência e alta expansão	2%, 4% e 6% de cal	As amostras atendem aos critérios de CBR e expansão com a adição de 3% de cal. Redução da expansão a níveis aceitáveis e a redução da espessura final do pavimento.
Souza e Belchior (2016)	Argiloso	5% e 10% de CCA; 5% e 10% de cal; 5% CCA + 5% cal; 5% CCA + 10% cal; 10% CCA + 10% cal	Valor do CBR aumentou levemente de 7,1% no solo natural para valores de 8,6% e 13,9% com adição de 5% e 10% de CCA. Já com o auxílio da cal, as misturas de solo e CCA obtiveram melhores resultados com valores de CBR superiores a 20%.
Teixeira <i>et al.</i> , (2018)	Silte arenoso	3%, 5%, 7% e 9% de cal	O método responde que em 9% cessa as reações solo-cal. Os resultados de compactação mostraram que o peso específico seco máximo diminui com a maior proporção de cal e o teor de umidade diminui até 5% e aumenta com 7% e 9%.
Lima (2019)	Laterítico	5% de cimento; 5% de cal; 5% de cinza; 5% de cinza + 1% de cal; 5% de cinza + 2% de cal	O CBR obtido para o solo natural foi de 40%. A introdução de 5% de cinza no solo natural sem adição de aglomerantes, acarretou na diminuição do CBR para 32%. Em contrapartida, a inserção de 5% de cinza e 1% de cal atingiu CBR de 78%. Além disso, constatou-se que com a mistura de 5% de cinza e 2% de cal atingiu um CBR de 83%.
Papayianni <i>et al.</i> (2012)	Argila pouco plástica e areia bem graduada	Argila: 10%, 15% e 20% de cinza volante; Areia: 9%, 13% e 17% de cinza volante	Em todas as misturas com a adição de cinzas volantes, a umidade ótima do solo foi aumentada, assim como valores de CBR.

### 2.3. Métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis

Um pavimento tem como principal função assegurar uma superfície de rolamento confortável e segura para os usuários. O dimensionamento é efetuado justamente para que estas condições se mantenham durante a vida útil do pavimento, quando este está sujeito às ações que potencializam a sua degradação.

O catálogo de estruturas proposto pela Junta Autónoma de Estrada (JAE), pode ser aplicado em fase de pré-dimensionamento, devendo as estruturas de pavimento previamente obtidas serem retificadas e reajustadas por um método empírico-mecanístico, em fase de projeto de execução (Alves, 2016).

O dimensionamento dos pavimentos flexíveis é sustentado numa relação entre uma modelação empírica e uma modelação mecanística, baseada na teoria da elasticidade. O método empírico leva em consideração o desempenho ao longo do tempo das estruturas do pavimento, por meio de experiências *in loco*, enquanto os modelos mecanísticos ou racionais baseiam-se na teoria elástica considerada adequada para a interpretação do fenómeno. (Hartmann, 2009; Rodrigues, 2013).

### **2.3.1. Métodos Empíricos**

O empirismo fundamenta-se na experiência acumulada e correlaciona o desempenho dos pavimentos com algumas propriedades dos materiais utilizados na construção. Baseiam-se em regras desenvolvidas a partir de observações e experiências com certos tipos de pavimentos, para certos tipos de materiais, e para condições específicas de clima, que não necessariamente as da região do projeto (Neto, 2004; Franco, 2007).

Possuem a vantagem de serem facilmente empregues pelo fato dos ensaios de caracterização necessários serem simples, e não precisarem aparelhagem sofisticada. No entanto, o método demonstra algumas limitações pelas condições de contorno, como os materiais, o clima da região, condições de tráfego, etc, não permitindo uma generalização com confiabilidade para outras condições senão aquelas para as quais foram desenvolvidos (Neto, 2004; Oliveira 2011).

De acordo com Hartmann (2009) os métodos empíricos podem ser divididos em: método empíricos que não empregam ensaios de resistência dos solos, onde se tem como exemplos o método do índice de grupo (IG) e o método do *Highway Research Board* (HRB); e os métodos empíricos que empregam ensaios de resistência dos solos, como o método do CBR e o método de Hveem.

No Brasil, a estrutura de pavimentos flexíveis vem sido dimensionadas a partir do método empírico do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), que tem como base o trabalho “*Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume*” do Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos, e algumas conclusões obtidas na

pista experimental da *American Association of State Highway and Transportation Officials* AASHTO (Neto, 2004; Hartmann, 2009).

### **2.3.2. Métodos Mecanísticos**

De acordo com Neto (2004) um dimensionamento pelo método mecanístico é quando se adota uma teoria para prever as tensões e deformações advindas do tráfego e do clima na estrutura do pavimento, procurando compatibilizá-las com as tensões resistentes dos materiais empregados.

Os métodos mecanísticos exercem a integração de um modelo estrutural para o pavimento, do qual é relacionado estreitamente com a geração de defeitos na estrutura, com uma base experimental. Para isto, utiliza-se as chamadas “funções de transferência”, que relacionam as respostas da estrutura às cargas do tráfego e ao surgimento e evolução dos defeitos, como trincamentos e deformações plásticas (Specht, 2008 *apud* Hartmann, 2009).

Quando se adota esse tipo de análise, tem-se um panorama de funcionamento da estrutura quando solicitada, que possibilita modificações quanto à natureza dos materiais constituintes, bem como quanto às espessuras das camadas. Esta análise da estrutura sob o ponto de vista mecanístico, possibilita alterá-la a ponto de proporcionar um resultado adequado de cada um dos materiais do pavimento, para que o conjunto seja solicitado de forma equilibrada, sem que a solicitação seja demasiada em uma das camadas de modo a levá-la à ruptura precoce (Neto, 2004).

De acordo com a AASHTO (1986), o método mecanístico possibilita uma série de vantagens no dimensionamento de pavimentos flexíveis, tais como: melhor confiabilidade de projeto, possibilidade de prever defeitos específicos, possibilidade de extrapolação de resultados de laboratório e de campo, maior compatibilização entre custo e benefício das construções, previsão das consequências de novas configurações de carregamento, melhor utilização dos materiais disponíveis e possibilidade de considerar explicitamente os defeitos sazonais.

## **2.4. Parâmetros de pré-dimensionamento – MACOPAV**

Apesar da utilização da metodologia empírica estar generalizada no dimensionamento de pavimentos, os catálogos ainda são um recurso corrente, principalmente para o dimensionamento de estradas secundárias. Um dos principais catálogos de dimensionamento

é o Manual de Conceção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional (MACOPAV), desenvolvido em Portugal pela JAE em 1995. Este manual tem o objetivo de orientar na concepção da estrutura de pavimentos e respectivas fundações, propondo estruturas tipo a adotar em pavimentos novos.

Para dimensionar uma estrutura através do MACOPAV é necessário levar em consideração alguns dados referentes ao tráfego, condições climáticas, condições de fundação e materiais de pavimentação, dos quais serão abordados a seguir, bem como os critérios e parâmetros levados em consideração para o pré-dimensionamento de um pavimento flexível.

#### **2.4.1. Período de dimensionamento**

O dimensionamento de um pavimento tem o objetivo de assegurar adequadas condições de circulação do tráfego durante um dado período, que é o chamado período de dimensionamento, que visa evitar ou minimizar obras de conservação e reparação dos pavimentos neste tempo (JAE, 1995).

Em pavimentos flexíveis e semi-rígidos são considerados períodos de dimensionamento de 20 anos, e nos pavimentos rígidos é adotado um período de 30 anos. No entanto, para classes de tráfego com menor expressão ( $T_5$ ,  $T_6$  e  $T_7$ ), os períodos de dimensionamento podem ser inferiores, podendo adotar valores entre 10 e 15 anos. Ainda para essas classes ou períodos de dimensionamento inferiores a 20 anos, poderá ser de interesse econômico adotar uma construção faseada, ajustada a evolução do tráfego ou das condições de serviço (JAE, 1995).

#### **2.4.2. Tráfego**

De acordo com o MACOPAV (JAE, 1995) para o dimensionamento de pavimentos rodoviários apenas consideram-se ações induzidas pelos veículos pesados, já que são estes que provocam o fendilhamento e a deformação das camadas do pavimento. São considerados veículos pesados aqueles com peso bruto superior ou igual a 3 tf (300 kN).

Para efeitos de dimensionamento, são considerados alguns parâmetros, como o tráfego médio diário anual de veículos pesados ( $TMDA_p$ ) no ano de abertura, por sentido, e na via mais solicitada; o período de dimensionamento de 20 anos; e ainda uma taxa média de crescimento anual de veículos pesados no período de dimensionamento (Alves, 2016).

O valor do  $TMDA_p$  deve ser obtido a partir de um estudo de tráfego. São consideradas 8 classes distintas, em cada sentido e na via mais solicitada. No Quadro 2.4 do MACOPAV podem ser conferidas as classes de tráfego, bem como a taxa média de crescimento anual do tráfego pesado que é realizada com base em estudos específicos, onde são ponderados aspectos da sua evolução ao longo do período de dimensionamento (JAE, 1995).

Para cada classe de tráfego ainda é assumida uma determinada composição de tráfego, que é traduzida através de um fator de agressividade (Quadro 2.5 do MACOPAV), que se utiliza para converter o número de passagens de veículos pesados em número equivalente de passagens de eixos padrão. A avaliação da adequação das estruturas flexíveis, em termos da respectiva capacidade de carga, foi feita definido um valor admissível para o número acumulado de eixos padrão de 80 kN (JAE, 1995).

Levando em consideração todos os valores admitidos para a taxa média de crescimento e para o fato de agressividade, o tráfego acumulado de eixos padrão durante o período de dimensionamento, correspondente às várias classes de tráfego, é dado pela Equação 2.1 (JAE, 1995).

$$N^{dim} = 365 \cdot (TMDA_p) \cdot C \cdot \alpha \cdot p \quad (2.1)$$

Em que:

$N^{dim}$  = número acumulado de passagens do eixo padrão;

t = taxa média de crescimento anual do tráfego pesado;

$\alpha$  = fator de agressividade do tráfego;

p = período de dimensionamento;

C = fator de crescimento do tráfego, que tem em conta o período de dimensionamento (p) e a taxa de crescimento anual (t), sendo dado pela Equação 2.2.

$$C = \frac{(1 + t)^p - 1}{p \cdot t} \quad (2.2)$$

Na Tabela 2.2 estão apresentados os elementos relativos às classes de tráfego, com indicação do número acumulado de eixos padrão de 80 kN no caso de pavimentos flexíveis, de acordo com JAE (1995).

Tabela 2.2 – Elementos relativos ao tráfego (adaptado de JAE, 1995)

ELEMENTOS RELATIVOS AO TRÁFEGO				
Classe de Tráfego	(TMDA <sub>p</sub> )	Taxa média de crescimento anual (%)	Fator de agressividade (eixo padrão de 80 kN)	N <sup>dim</sup> (20 anos)
T <sub>7</sub>	< 50	Estudo específico		
T <sub>6</sub>	50-150	3	2	2 x 10 <sup>6</sup>
T <sub>5</sub>	150-300		3	8 x 10 <sup>6</sup>
T <sub>4</sub>	300-500	4	4	2 x 10 <sup>7</sup>
T <sub>3</sub>	500-800		4,5	4 x 10 <sup>7</sup>
T <sub>2</sub>	800-1200	5	5	7 x 10 <sup>7</sup>
T <sub>1</sub>	1200-2000		5,5	1 x 10 <sup>8</sup>
T <sub>0</sub>	> 2000	Estudo específico		

### 2.4.3. Condições climáticas

O fator climático no dimensionamento depende principalmente da localização geográfica de cada país. Em países com inverno mais rigoroso, leva-se em consideração os efeitos de gelo, neve e do degelo, por exemplo, e já em países com chuvas mais intensas, tem-se em conta variação das condições hidrológicas no processo de dimensionamento. Em Portugal, são levados em consideração os efeitos da variação sazonal da temperatura (efeitos térmicos no comportamento das misturas betuminosas) e da variação das condições hídricas, por se tratar de efeitos com maior expressividade (Brás, 2012).

As condições hídricas afetam o estado de umidade das camadas granulares e do solo de fundação, e condicionam deste modo o seu comportamento mecânico. De modo geral, pode-se dizer que a resistência das camadas granulares e dos solos de fundação de um pavimento é inversamente proporcional ao respectivo teor de água, ou seja, a medida que aumenta o teor em água diminui a resistência das camadas (JAE, 1995; Brás, 2012).

O comportamento das camadas granulares e do solo de fundação em função ao teor de água, nomeadamente o valor de deformabilidade a adotar, é difícil de ser caracterizado devido a elevada quantidade de parâmetros que devem ser levados em consideração. Portanto, é aconselhável a adoção de procedimentos simples (Alves, 2016). O MACOPAV, considera que as estruturas de pavimentos possuem um sistema de drenagem (superficial e interna) eficiente que não compromete o comportamento mecânico do pavimento.

Já as condições térmicas, afetam principalmente as propriedades mecânicas das misturas betuminosas, visto que a variação diária e anual da temperatura leva a degradação do

pavimento, principalmente o afundamento das camadas. Para atender a influência da temperatura, o MACOPAV divide o país em três distintas zonas climáticas: zona quente, zona média e zona temperada (Figura 2.2). Este zoneamento foi desenvolvido levando em consideração as temperaturas máximas que ocorrem no período estival (JAE, 1995).

A divisão das zonas climáticas tem como objetivo indicar o tipo de betume que deve ser utilizado. O manual indica as classes de betume a empregar em misturas betuminosas fabricadas a quente. Para as camadas de desgaste é indicado o betume da classe 60/70 e para as camadas de regularização e base conforme o Quadro 3.1 do MACOPAV (JAE, 1995). No entanto, a classe de betume 60/70 deixou de estar comercialmente disponível em Portugal e foi substituída pela 50/70.

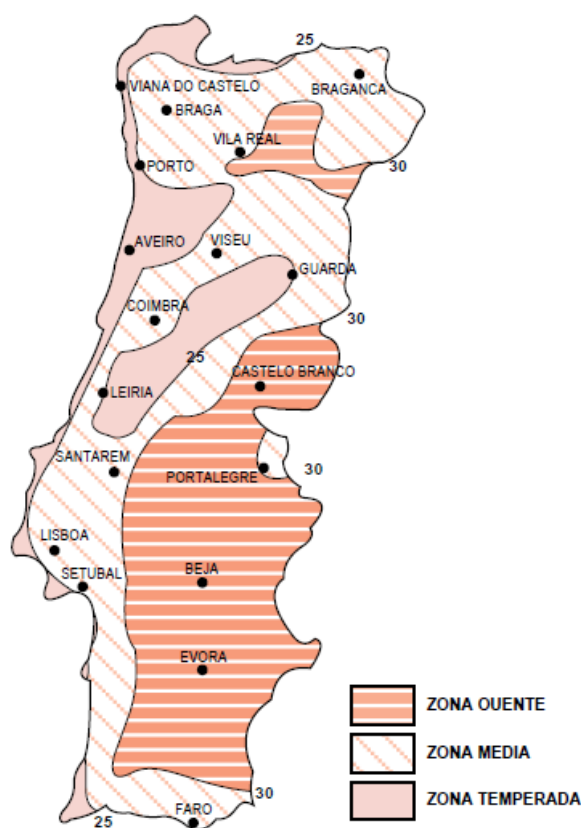


Figura 2.2 – Zonas climáticas em Portugal (CEPSA, 2006)

#### 2.4.4. Fundação do pavimento

É fundamental considerar a capacidade de suporte do solo de fundação para o dimensionamento de pavimentos, já que suas características mecânicas condicionam as características mecânicas das camadas granulares. Para efeito de dimensionamento deve-se analisar as características dos terrenos até a profundidade de 1 m (JAE, 1995).

São consideradas quatro classes distintas de fundação ( $F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$  e  $F_4$ ), caracterizadas através do respectivo módulo de deformabilidade da fundação e das classes de tráfego, conforme o Quadro 4.1 do MACOPAV (JAE, 1995).

As classes de terrenos são determinadas levando em consideração os solos usualmente encontrados e os valores de CBR dos mesmos para as condições mais desfavoráveis previsíveis em obra e após entrada em serviço, conforme apresentado na Tabela 2.3. O tipo de solo considerado na Tabela 2.3 é pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos (S.U.C.S) contida na especificação ASTM D 2487 (JAE, 1995).

Tabela 2.3 – Classes de terrenos de fundação (adaptado de JAE, 1995)

<b>CLASSES DE TERRENOS DE FUNDAÇÃO</b>		
<b>Classe de Terreno</b>	<b>CBR (%)</b>	<b>Tipo de Solo (S.U.C.S)</b>
S <sub>0</sub>	< 3	OL
		OH
		CH
		MH
S <sub>1</sub>	$3 \leq \text{CBR} < 5$	OL
		OH
		CH
		MH
S <sub>2</sub>	$5 \leq \text{CBR} < 10$	CH
		MH
		CL
		ML
		SC
S <sub>3</sub>	$10 \leq \text{CBR} < 20$	SC
		SM
		SP
S <sub>4</sub>	$20 \leq \text{CBR} < 40$	SW
		GC
		GM-u
		GP
S <sub>5</sub>	$\geq 40$	GM-d
		GP
		GW

Além das classes de terreno apresentadas, são consideradas situações técnico-econômicas em que se recorre ao tratamento *in situ* de solos. O manual apresenta duas classes de solos tratados, que são apresentados no Quadro 4.5 do MACOPAV.

No dimensionamento é usual construir na zona da terraplanagem uma camada de leito de pavimento, cujas propriedades dependem do solo onde é executada, das características dos

materiais e da classe de plataforma pretendida. Nos Quadros 4.6 e 4.7 do MACOPAV estão indicadas as espessuras de materiais não ligados e tratados com cal ou ligantes hidráulicos a utilizar no leito do pavimento para obtenção da classe de fundação pretendida (JAE, 1995).

Através do CBR é possível definir o módulo de deformabilidade do solo de fundação ( $E_{sf}$ ). Normalmente, para a simplificação de cálculos, o valor do CBR é convertido em valores de módulo de deformabilidade. Estas conversões podem ser descritas de distintas formas, dependendo do autor. Brown (1990) propôs uma expressão que tem limites de aplicação para valores de 50 MPa, aplicável a solos compactados com teor de umidade ao limite de plasticidade (Equação 2.3). Já Powell *et al.* (1984) propôs a Equação 2.4 (*apud* Tangarrinha, 2011):

$$E_{sf} = 10 \cdot CBR \quad (2.3)$$

$$E_{sf} = 17,6 \cdot (CBR)^{0,64} \quad (2.4)$$

#### 2.4.5. Materiais granulares

Os principais materiais utilizados na pavimentação são os granulares e os betuminosos. Os materiais granulares são empregues basicamente nas camadas de base e sub-base, podendo estes serem naturais ou britados (JAE, 1995).

De acordo com o MACOPAV, o comportamento das camadas constituídas pelos materiais granulares depende de algumas características intrínsecas, como: natureza e forma dos agregados, propriedades físicas dos agregados, granulometria adotada e quantidade de elementos britados. O comportamento mecânico, em particular o seu módulo de deformabilidade, é condicionado pelas condições de compactação, teor em água e ainda o estado de tensão.

O comportamento das camadas granulares depende significativamente do teor em água, e isto leva a que as condições climáticas locais, possam condicionar as propriedades de deformabilidade das camadas. Por isso, admite-se que através de um adequado sistema de drenagem e impermeabilização das camadas do pavimento, seja possível limitar os efeitos desfavoráveis pela presença de água nas camadas (JAE, 1995).

No Quadro 5.1 do MACOPAV está apresentada a tipologia adotada para os materiais granulares. Para a verificação do dimensionamento, os materiais granulares previstos pelo

manual são caracterizados pelas suas características mecânicas aproximadas, módulo de deformabilidade (E) e coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), do qual está apresentado no Quadro 5.2 do MACOPAV.

Em geral, assim como nos solos, recorre-se frequentemente a métodos baseados em relações empíricas para estimar o módulo de deformabilidade dos materiais granulares. De acordo com Claessen *et al.* (1977) *apud* Alves (2016) é proposto que o módulo de deformabilidade seja estimado a partir do módulo de deformabilidade da camada subjacente, definido como:

$$E_{cg} = k \cdot E_{sf} \quad (2.5)$$

Onde:

$E_{cg}$  = módulo de deformabilidade da camada granular, em MPa;

$E_{sf}$  = módulo de deformabilidade da camada subjacente, em MPa;

$k = 0,2 \cdot h_g^{0,45}$ , sendo  $h_g$  a espessura da camada granular, em milímetros.

O valor de “k” não deve ser inferior a 1,5 de forma a garantir que a camada superior seja mais resistente que a inferior, e nem superior a 4, pois somente em condições de execução muito controladas é que poderá admitir uma resistência quatro vezes maior (Claessen *et al.*, 1977 *apud* Alves, 2016).

#### 2.4.6. Materiais betuminosos

Os materiais betuminosos ou misturas betuminosas fabricadas a quente podem ser aplicadas em camadas com características de desgaste, regularização ou base, com o objetivo de oferecer aos utentes uma superfície que permita a circulação do veículo com segurança, economia e conforto, além de ter de conferir à estrutura do pavimento resistência às ações do tráfego. Para tanto, as misturas devem exibir adequadamente algumas características como: trabalhabilidade, deformabilidade, resistência a fadiga e deformação permanente, e durabilidade (JAE, 1995).

O Quadro 5.3 do MACOPAV apresenta a tipologia adotada para as misturas betuminosas fabricadas a quente.

As características mecânicas dos materiais betuminosos dependem de diversos fatores como a composição volumétrica, o tipo de betume, as condições de temperatura e a velocidade de aplicação das cargas (JAE, 1995). Para efeitos de dimensionamento consideram-se as

composições apresentadas no Quadro 5.4 do MACOPAV referente as características volumétricas das camadas betuminosas a quente.

Por critérios de simplificação, o MACOPAV considera o mesmo valor para o módulo de deformabilidade dos tipos de camadas betuminosas (4000 MPa), que corresponde a uma temperatura ponderada do ar de aproximadamente 17°C, e uma velocidade de circulação de 60 km/h. A temperatura das misturas betuminosas nessas condições varia entre 24 e 26°C, sendo o betume considerado da classe 60/70 (50/70 atualmente), admitindo-se que após a entrada em serviço o valor de penetração se reduz para 65% do valor inicial. Para o coeficiente de Poisson considera-se o valor de 0,35 (JAE, 1995).

## **2.5. Módulo de deformabilidade das misturas betuminosas**

Apesar das simplificações abordadas pelo MACOPAV, no projeto de pavimentos em Portugal, é usual definir o módulo de deformabilidade das misturas betuminosas de acordo com a metodologia proposta pela Shell (1978) (Alves, 2016). Portanto, deve-se levar em consideração a rigidez do betume, que é determinado face as temperaturas da região e do material, e o tipo de betume que será aplicado.

### **2.5.1. Temperatura de serviço**

Um dos principais métodos de cálculo para determinar a temperatura dos pavimentos foi desenvolvido pela Shell, que consiste em determinar uma estimativa da temperatura média ponderada do ar, e com esta, estimar a temperatura do pavimento para determinada profundidade. Esta temperatura do pavimento permite estimar os módulos de rigidez do betume, e conseqüentemente estimar o módulo de deformabilidade das camadas betuminosas.

O procedimento de cálculo utiliza uma temperatura anual do ar ponderada, da qual deriva das temperaturas médias mensais (TMMA) da região que pretende-se realizar o dimensionamento. Portanto, para o cálculo da temperatura média anual do ar ponderada são registadas as TMMA para cada mês do ano. O coeficiente de ponderação ( $w$ ) é expresso pela equação 2.6:

$$w = 0,0723 \cdot e^{(0,1296 \cdot TMMA)} \quad (2.6)$$

A equação que define a temperatura média anual do ar ponderada (TMAAP) é a equação 2.7:

$$TMAAP = 7,716 \ln (13,831 \cdot w) \quad (2.7)$$

Por fim, através do ábaco ilustrado na Figura 2.3, define-se a temperatura média anual das camadas betuminosas (TMAB), conforme a espessura das mesmas.

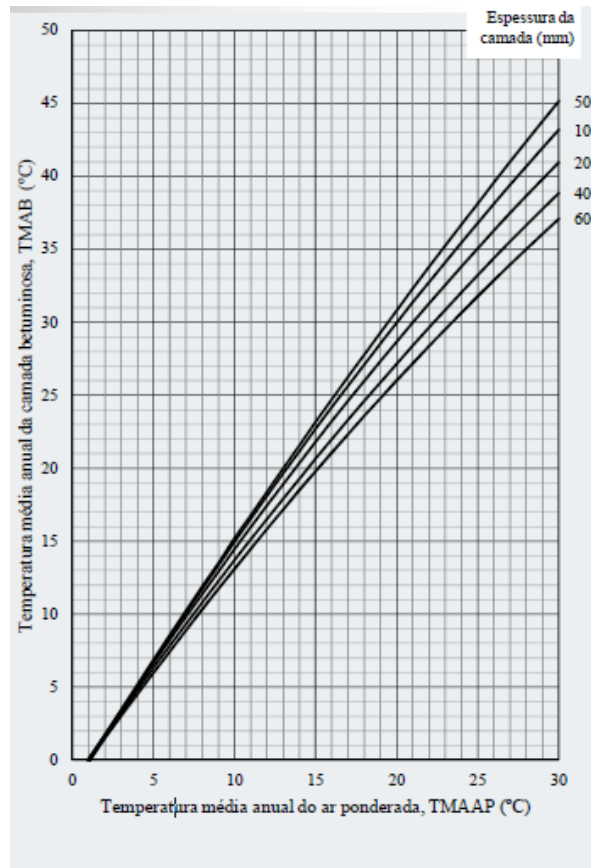


Figura 2.3 – Temperatura de serviço das camadas betuminosas (adaptado de Shell, 1978)

### 2.5.2. Rigidez do betume

A rigidez do betume ( $S_b$ ) pode ser obtida pela fórmula aproximada de Ullidtz e Peattie (1980) pela seguinte expressão (2.8):

$$S_b = 1,157 \times 10^{-7} \cdot t_c^{-0,368} \cdot 2,718^{-IP_{en}} \cdot (T_{ab} - T)^5 \quad (2.8)$$

Onde:

$S_b$  = rigidez do betume, em MPa;

$t_c$  = tempo de carregamento, em segundos;

$IP_{en}$  = índice de penetração;

$T_{ab}$  = temperatura de amolecimento pelo método do anel e bola, em °C;

$T$  = temperatura de serviço do material (usualmente o TMAB), em °C.

A Equação 2.8 é válida mediante as seguintes condições: para valores de diferença entre a temperatura de amolecimento e a temperatura de serviço do material de  $20^{\circ}\text{C} \leq T_{ab_r} - T \leq 60^{\circ}\text{C}$ , para índices de penetração do betume entre  $-1 \leq IP_{en} < 1$ , e para tempos de carregamento ( $t_c$ ) entre 0,01 e 0,1 segundos. Para uma dada velocidade de circulação do tráfego pesado em km/h ( $v$ ), o valor do tempo de carregamento é dado por (Alves, 2016):

$$t_c = \frac{1}{v} \quad (2.9)$$

O valor do índice de penetração ( $IP_{en}$ ) e da temperatura de amolecimento ( $T_{ab}$ ) são obtidas pelas expressões 2.10 e 2.11, respetivamente:

$$IP_{en} = \frac{20 \cdot T_{ab_r} + 500 \cdot \log(Pen_{25r}) - 1951,55}{T_{ab_r} - 50 \cdot \log(Pen_{25r}) + 120,15} \quad (2.10)$$

$$T_{ab_r} = 99,13 - 26,35 \cdot \log(Pen_{25r}) \quad (2.11)$$

$$Pen_{25r} = 0,65 \cdot Pen_{25} \quad (2.12)$$

Onde:

$T_{ab_r}$  = temperatura do ponto de amolecimento do betume recuperado, em °C;

$Pen_{25}$  = penetração a 25°C em betume novo (0,1mm);

$Pen_{25r}$  = penetração a 25°C no betume recuperado (0,1mm)

A caracterização do betume deve corresponder a situação de serviço, ou seja, considerando que já ocorreu um endurecimento referente a fabricação e colocação das misturas betuminosas em obra, e por isto, os valores de temperatura do ponto de amolecimento do betume e a penetração a 25°C, devem ser “recuperados” (Rodrigues, 2013).

### 2.5.3. Previsão do módulo de deformabilidade

De acordo com a metodologia Shell (1978) o módulo de deformabilidade de uma mistura betuminosa depende de duas condições em função do valor da rigidez do betume, podendo ser expressa da seguinte forma pelas equações 2.13 e 2.14:

$$E_m = 10^A \quad \text{se } 5 \cdot 10^6 \text{ Pa} < S_b < 1 \cdot 10^9 \text{ Pa} \quad (2.13)$$

$$E_m = 10^B \quad \text{se } 1 \cdot 10^9 \text{ Pa} < S_b < 3 \cdot 10^9 \text{ Pa} \quad (2.14)$$

Onde:

$E_m$  = módulo de deformabilidade das misturas betuminosas, em Pa.

Portanto, para valores da  $S_b$  com valores entre 5 e 1000 MPa usa-se a equação 2.13, e valores entre 1000 MPa e 3000 MPa o módulo de deformabilidade das misturas betuminosas segue conforme a Equação 2.14. Os valores de A e B estão apresentados nas equações 2.15 - 2.20, assim como os demais coeficientes:

$$A = \frac{S_{89} + S_{68}}{2} (\log S_b - 8) + \frac{S_{89} - S_{68}}{2} |\log S_b - 8| + S_{m108} \quad (2.15)$$

$$B = (S_{m3109} - S_{m108} - S_{89}) \frac{\log S_b - 9}{\log 3} + S_{m108} + S_{89} \quad (2.16)$$

$$S_{89} = 1,12 \frac{(S_{m3109} - S_{m108})}{\log 30} \quad (2.17)$$

$$S_{68} = 0,6 \log \frac{1,37 \cdot V_b^2 - 1}{1,33 \cdot V_b - 1} \quad (2.18)$$

$$S_{m108} = 8 + 5,68 \cdot 10^{-3} \cdot V_a + 2,135 \cdot 10^{-4} \cdot V_a^2 \quad (2.19)$$

$$S_{m3109} = 10,82 - \frac{1,342(100 - V_a)}{(V_a + V_b)} \quad (2.20)$$

Onde:

$V_a$  = cociente do volume do agregado pelo volume total (%), ou percentagem volumétrica do agregado;

$V_b$  = cociente do volume de betume pelo volume total (%), ou percentagem volumétrica do betume;

$S_b$  = rigidez do betume, em Pa.

No caso de os valores da rigidez do betume estarem fora dos intervalos apresentados pelas Equações 2.13 e 2.14, o módulo de deformabilidade deverá ser determinado recorrendo a ensaios apropriados. Os valores de  $E_m$  para valores de  $S_b$  inferiores a 5 MPa, correspondentes

a uma situação de não linearidade do material, são determinados através de um procedimento baseado no método da Shell, expresso pela relação entre o módulo de deformabilidade de misturas betuminosas e a rigidez do betume (Rodrigues, 2013).

## 2.6. Mecanismos de degradação estrutural de pavimentos flexíveis

A construção de um pavimento pode variar conforme sua localização, o tipo de tráfego previsto, o subleito ou solo de fundação, tipo de material empregado (que depende dos materiais disponíveis) e das condições climáticas do qual será sujeito, ou seja, de uma forma geral, todas as variáveis influenciam o seu comportamento (Rodrigues, 2013).

Nos pavimentos flexíveis, as tensões impostas pelo tráfego agem de forma muito concentrada nas proximidades de aplicação desta carga. Já nos pavimentos rígidos, as tensões impostas pela carga são distribuídas numa maior extensão da placa de cimento Portland, diminuindo as pressões sobre o subleito, conforme ilustrado na Figura 2.4. Portanto, estruturalmente, os pavimentos flexíveis distinguem-se dos rígidos por apresentarem uma deformabilidade superior (Rodrigues, 2013).

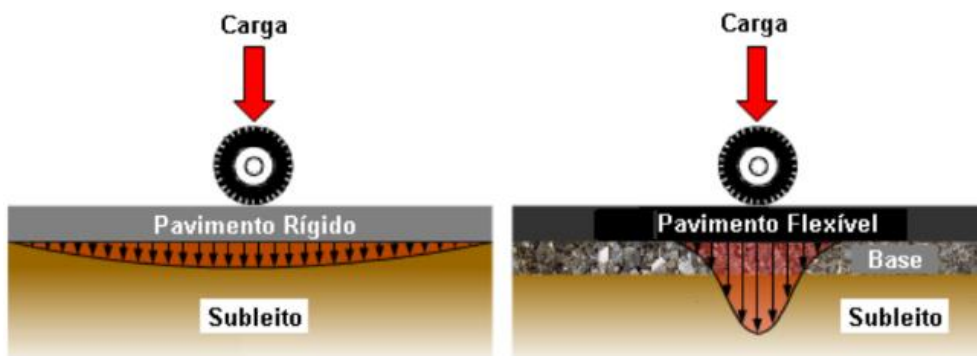


Figura 2.4 – Representação das cargas nos pavimentos (Araújo *et al.*, 2016)

Os defeitos estruturais dos pavimentos ocorrem principalmente por uma densidade de tráfego e cargas elevadas. No entanto, fatores como práticas inadequadas de construção, falta de manutenção e erros de dimensionamento estrutural, também podem levar a rutura do pavimento (Hartmann, 2009).

Os dois principais critérios de ruína considerado nos pavimentos são: o critério de fadiga das camadas betuminosas, medido pela extensão radial de tração ao nível da base destas camadas; e o critério de deformação permanente, associado às camadas granulares e controlado pela extensão vertical (elástica) máxima de compressão no topo do solo de fundação, conforme ilustrado na Figura 2.5 (Brás, 2012).

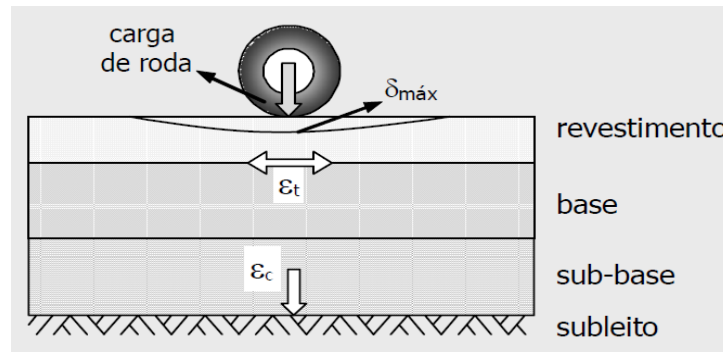


Figura 2.5 – Representação das extensões do pavimento (Franco, 2007)

### 2.6.1. Critérios de fadiga (Método Shell)

Os critérios de ruturas dos pavimentos estão relacionados a um valor representativo do dano do pavimento quando sujeito as ações que provocam a sua deterioração. Estes critérios definem os estados limite relativamente dos quais os pavimentos são dimensionados para resistir. Com as sucessivas passagens de veículos, dá-se uma degradação progressiva dos materiais, e esta degradação, é traduzida por fendilhamento das camadas com coesão, devido a um processo de rotura por fadiga, associada a repetidas extensões de tração instaladas nestas camadas. Portanto, a fadiga é representada por um fendilhamento excessivo com início nas zonas mais tracionadas das camadas ligadas, geralmente localizada na base das camadas betuminosas, controlada pela extensão radial de tração ( $\epsilon_t$ ) (Rodrigues, 2013).

O método da Shell (1978) admite como pontos críticos dos pavimentos flexíveis os pontos inferiores das camadas betuminosas, onde se verificam as maiores extensões de tração que resultam na rotura por fadiga destas camadas (Rodrigues, 2013). A expressão utilizada para relacionar a extensão radial de tração, e a vida útil representada por  $N_{80}$ , é dada pela equação 2.21.:

$$\epsilon_t = (0,856 \cdot V_b + 1,08) \cdot E_m^{-0,36} \cdot N_{80}^{-0,2} \quad (2.21)$$

Onde:

$\epsilon_t$  = extensão de tração (adimensional);

$N_{80}$  = número de eixos padrão de 80 kN;

$V_b$  = percentagem volumétrica de betume no volume total;

$E_m$  = módulo de deformabilidade das misturas betuminosas, em Pa.

### 2.6.2. Critérios de deformação permanente (Método Shell)

O defeito de deformação plástica ou permanente é resultado do acúmulo de pequenas tensões não recuperáveis, causadas por repetidas aplicações de cargas, podendo ocorrer em diversas circunstâncias, como problemas no subleito, base com compactação precária, má dosagem da mistura asfáltica, entre outros (Hartmann, 2009).

O critério de deformação permanente representa um assentamento excessivo à superfície do pavimento, o que provém do adensamento das camadas inferiores e do solo de fundação, que é resultado das sucessivas ações de extensão por compressão sobre estas camadas. Este assentamento é controlado pela extensão vertical de compressão ( $\epsilon_{dp}$ ) no topo do solo de fundação (Rodrigues, 2013).

O método da Shell (1978) estabelece que a relação entre a extensão vertical de compressão no topo do solo de fundação e a vida útil é dada pela equação 2.22:

$$\epsilon_{dp} = K_s \cdot N_{80}^{-0,25} \quad (2.22)$$

Onde:

$\epsilon_{dp}$  = extensão vertical de compressão no topo do solo de fundação;

$N_{80}$  = número de eixos padrão de 80 kN;

$K_s$  = parâmetro que depende da probabilidade de sobrevivência atribuída no âmbito do dimensionamento do pavimento. Estes valores podem ser:  $K_s = 2,8 \times 10^{-2}$  (probabilidade de 50%);  $K_s = 2,1 \times 10^{-2}$  (probabilidade de 85%);  $K_s = 1,8 \times 10^{-2}$  (probabilidade de 95%).

Para uma análise técnica e econômica do pavimento, realiza-se ainda uma proporção entre o número previsível de passagens durante o tempo de vida do pavimento e o número máximo de passagens compatíveis com os critérios de ruína através da determinação da confiança de projeto pelo cálculo do dano (D). Se o D for superior a 100%, pode-se dizer que o pavimento está subdimensionado, e se for inferior a 80% o pavimento está sobredimensionado, ou seja, uma solução menos econômica. O D, pode ser definido através da expressão 2.23:

$$80\% \leq D = \frac{N_p}{N_{adm}} \cdot 100 \leq 100\% \quad (2.23)$$

Onde:

$N_p$  = número acumulado de passagens do eixo padrão de projeto ( $N^{dim}$ );

$N_{adm}$  = número acumulado de passagens de eixo padrão admissíveis.

## 3. Métodos e Materiais

Neste capítulo são apresentados os materiais utilizados para o desenvolvimento da pesquisa e suas características, bem como os métodos de caracterização utilizados, abordando os ensaios laboratoriais realizados, tanto para a amostra de solo recolhida na cidade de Leiria, quanto para as misturas com cinza volante e cal, e ainda a metodologia de dimensionamento considerada.

Inicialmente, foram realizados os ensaios de caracterização do solo natural, como a análise granulométrica por via úmida e os limites de consistência para obter a classificação da amostra recolhida. Em seguida, realizou-se o ensaio de compactação (Proctor) e o ensaio de CBR para determinação da capacidade de suporte do solo e sua expansão.

Nas misturas, para cada percentagem de cinza volante, cal e misturas de ambas, foram realizados os ensaios de compactação (Proctor) e CBR para posterior análises e comparações com o solo natural, possibilitando ainda realizar o dimensionamento para fins comparativos.

### 3.1. Caracterização do solo natural

#### 3.1.1. Colheita e preparação

O solo selecionado para a realização do estudo foi extraído na cidade de Leiria, na região central de Portugal. O local da recolha (Figura 3.1) encontra-se nas coordenadas geográficas 39°44'43.0"N e 8°49'06.1"W do marcador vermelho, próximo a autoestrada A19.



Figura 3.1 – Vista aérea do local da recolha do solo (Google Maps, 2019)

Na Figura 3.2 e na Figura 3.3, pode-se observar o afloramento de onde o solo foi extraído, bem como sua coleta. O solo é um solo de natureza argilosa e pertencente à formação geológica da Dagorda (formação datada da base do Jurássico) (Veiga, 2011).



**Figura 3.2 – Afloramento de extração do solo**



**Figura 3.3 – Colheita do solo**

Como o objetivo das misturas com cinza volante e cal é intervir na composição do solo alterando suas características mecânicas com o intuito de melhorar o comportamento do subleito frente às solicitações que possam vir a ser impostas num pavimento, o motivo de definir este solo, é por se tratar de um solo argiloso com capacidade de suporte inferior ao requerido para sua utilização como solo de fundação, além de tem um elevado índice expansividade.

O armazenamento (Figura 3.4) e a preparação do solo para os ensaios, foram realizados no Laboratório de Geotecnia e Vias de Comunicação da Escola Superior de Tecnologia e Gestão (LGVC - ESTG) do Politécnico de Leiria (IPL). A preparação das amostras de solo foi realizada de acordo com a especificação LNEC E 195 (1966).



Figura 3.4 – Armazenamento do solo

### 3.1.2. Análise granulométrica

A análise granulométrica foi realizada por peneiração úmida, de acordo com a especificação LNEC E 239 (1970).

Previamente, o solo foi seco na estufa durante um período de 24 horas à temperatura de 105°C. Selecionou-se então uma parcela representativa com a quantidade necessária para realizar o ensaio desejado. Pesou-se uma certa quantidade de solo, sendo que este valor representa a massa total da amostra seca. Fez-se passar a amostra no peneiro 2,00 mm (n. °10) tendo-se desagregado a fração retida até que as partículas ficassem em suas dimensões individuais. A fração retida no peneiro n° 10 foi lavada e foi levada para secar na estufa a 105°C.

Após 24 horas, o material foi retirado da estufa e passado pelos peneiros com abertura nominal entre 76,1 mm e 0,075 mm, conforme indicado na especificação do LNEC E 239 (1970). A peneiração foi realizada mecanicamente, com duração de 3 minutos. Para a análise granulométrica, levou-se em consideração que a fração retida no peneiro n. °10 representa o material grosso do solo, e a fração passada, representa o material fino.

### 3.1.3. Limites de consistência

Para a realização dos limites de consistência do solo, foram preparadas as amostras necessárias de acordo com a especificação do LNEC 195 (1966), a qual recomenda uma quantidade de 100 g de material para a determinação do limite de liquidez (LL) e 15 g para a determinação do limite de plasticidade (LP), sendo este material passado no peneiro n.º 40 (abertura 0,420 mm). As determinações dos limites de consistência foram realizadas de acordo com a Norma Portuguesa NP -143 (1969).

#### 3.1.3.1. Limite de liquidez

Conforme a NP - 143 (1969) o LL de uma amostra de solo é o teor de água correspondente a 25 pancadas na concha de Casagrande, que se obtém por interpolação numa curva que relaciona o teor de água de cada um dos 4 provetes da amostra com o número de pancadas para o qual os bordos inferiores de um sulco aberto num provete se unem numa extensão de 1 cm.

Antes de dar início ao ensaio, verificou-se a calibração da concha de Casagrande, bem como a regulação da sua altura de queda. Colocou-se então as 100 g do material num recipiente juntando-se água e amassando-se com uma espátula até formar uma pasta homogênea e consistente. Posteriormente colocou-se a pasta na concha de modo a obter uma camada com uma espessura máxima de 1 cm e com a superfície nivelada, e em seguida realizou-se a ranhura com o auxílio de um riscador, conforme a Figura 3.5. Por fim, fez-se a contagem das pancadas, ou golpes, até que a parte inferior da pasta uniu-se cerca de 1 cm.

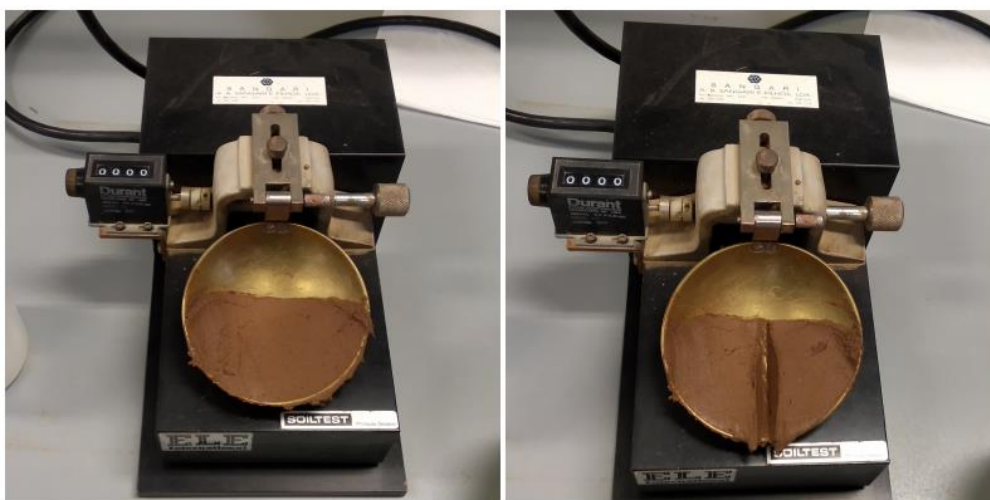


Figura 3.5 – Ensaio do LL

Repetiu-se o mesmo procedimento para os outros 3 provetes, com diferentes teores de água, sendo escolhidos de modo que o número de pancadas necessárias para unir os bordos da pasta variasse entre 10 e 40 pancadas, e se distribuíssem em dois ensaios abaixo das 25 pancadas e os outros 2, acima das 25 pancadas.

Em cada provete realizado, foram retirados com uma espátula cerca de 10 g da pasta na zona em que se deu sua união, colocou-se cada amostra dentro de uma cápsula (Figura 3.6), onde as mesmas foram pesadas e em seguida colocadas para secar em estufa num período de 24 horas, a uma temperatura de 105°C com o objetivo de determinar o teor em água.

Após a secagem, fez-se novamente a pesagem das cápsulas com o solo seco.



**Figura 3.6 – Amostras do ensaio do LL**

### *3.1.3.2. Limite de plasticidade*

De acordo com a NP – 143 (1969) o LP de uma amostra de solo é a média dos teores de água determinados para 4 provetes, correspondentes ao maior teor em água com que cada um se rompe ao pretender-se transformá-los num filamento cilíndrico com cerca de 3 mm de diâmetro.

Para a realização do ensaio, colocou-se a amostra preparada dentro de um recipiente, juntamente com água, amassando com uma espátula até formar uma massa suficientemente plástica. Inicialmente rolou-se os provetes da mistura entre a palma da mão, e numa placa de vidro realizou-se uma pressão suficiente para transformar a mistura num filamento cilíndrico. O objetivo é o de fazer com que os pequenos filamentos percam água até parecer que entram em rotura, ou seja, mudam de comportamento plástico para rígido.

Quando o diâmetro dos filamentos de cada um dos 4 provetes atingiu cerca de 3 mm e notou-se algumas roturas pela secagem do provete, aglomerou-se os mesmos, colocando-os em cápsulas para realizar sua pesagem, conforme apresentado na Figura 3.7.



**Figura 3.7 – Ensaio do LP**

Após 24 horas de estufa numa temperatura de 105°C, realizou-se novamente a pesagem dos provetes secos. O teor em água resultante corresponde ao LP.

#### *3.1.3.3. Índice de plasticidade*

O índice de plasticidade (IP) representa o estado plástico do solo, e é calculado através da diferença entre o LL e o LP. Quanto maior o valor do IP, mais plástico será o solo.

#### **3.1.4. Classificação do solo**

O solo em estudo foi classificado por dois sistemas: Sistema Unificado de Classificação dos Solos (S.U.C.S) e Classificação H.R.B (*Highway Research Board*) ou Sistema Rodoviário de Classificação da AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*).

O sistema da S.U.C.S foi idealizado por Arthur Casagrande e inicialmente utilizado para classificação de solos para construção de aeroportos, e posteriormente expandido para outras aplicações. Este Sistema de classificação está normalizado pela *American Society for Testing and Materials* (ASTM). Os solos através deste sistema são classificados em grossos, finos e orgânicos, sendo que, para a fração grossa as características granulométricas são os parâmetros mais significativos, enquanto para a fração fina, são relevantes os parâmetros dos limites de consistência. Cada tipo de solo tem um símbolo e um nome. Os nomes dos

grupos são simbolizados por um par de letras, onde o prefixo é uma das subdivisões ligada ao tipo de solo, e o sufixo, as características granulométricas e a plasticidade (Tabela 3.1).

**Tabela 3.1 – Classificação pela S.U.C.S (adaptado de ASTM D 2487-11)**

Solo	Solos grossos		Solos finos		Solos orgânicos
	Pedregulhos	Areia	Argila	Siltes	
Símbolo	G ( <i>gravel</i> )	S ( <i>sand</i> )	C ( <i>clay</i> )	M ( <i>mo</i> )	O ( <i>organic</i> )
W ( <i>well graded</i> ) - bem graduados	GW	SW			
P ( <i>poor graded</i> ) - mal graduados	GP	SP			
C ( <i>clay</i> ) - argiloso	GC	SC			
M ( <i>mo</i> ) - siltoso	GM	SM			
L ( <i>low</i> ) - baixa compressibilidade			CL	ML	OL
H ( <i>high</i> ) - alta compressibilidade			CH	MH	OH
Solos altamente orgânicos (turfa)					PT

A classificação H.R.B fundamenta-se na granulometria, LL e IP do solo. Um outro parâmetro relevante nesta classificação, é o índice de grupo (IG) que define a capacidade de suporte do terreno de fundação de um pavimento. Os valores extremos do IG representam solos ótimos para IG = 0 e solos péssimos para IG = 20, ou seja, quanto maior o valor do IG, pior é o solo. Este parâmetro pode ser obtido através da expressão 3.1:

$$IG = 0,2. a + 0,005. a. c + 0,01. b. d \quad (3.1)$$

Onde:

p = teor de silte + argila do solo, ou seja, a percentagem que passa na peneira nº 200;

a = p - 35 (se p > 75%, adota-se 75 e se p < 35%, adota-se 35). O valor de a varia de 0 a 40 e a parcela “0,2.a” varia de 0 a 8;

b = p - 15 (se p > 55%, adota-se 55 e se p < 15%, adota-se 15). O valor de b varia de 0 a 40 e a parcela “0,01.b.d” varia de 0 a 8;

c = LL - 40 (se LL > 60%, adota-se 60 e se LL < 40%, adota-se 40). O valor de c varia de 0 a 20 e a parcela “0,005.a.c” varia de 0 a 4;

d = IP - 10 (se IP > 30, adota-se 30 e se IP < 10, adota-se 10). O valor de d varia de 0 a 20 e a parcela “0,01.b.d” varia de 0 a 8.

### 3.2. Cinza volante e cal

Com o intuito de realizar o melhoramento do solo natural, e para que este tenha condições de suporte suficientes para suportar a estrutura de um pavimento, foram realizados estudos laboratoriais adicionando distintas percentagens de cinza volante e de cal sobre seu peso seco.

A cinza volante utilizada para este estudo laboratorial foi fornecida pela Central Termoelétrica do Pego (PEGOP), a resulta da queima de carvão. Esta cinza é classificada como sendo da classe C. O tipo de cal utilizada foi a cal viva da marca Maxical, fornecida pelo LGVC do IPL.

As percentagens de solo natural mais cinza volante foram definidas através de revisões bibliográficas e análise de resultados de outras pesquisas, chegando na definição de se adicionar 14%, 16%, 18% e 20%. A percentagem de solo natural mais cal, também foi baseada em revisões bibliográficas, até se chegar na definição de adicionar 5% de cal.

Já nas misturas com ambos os materiais, definiu-se de acordo com os resultados das misturas acima mencionadas e revisões bibliográficas, analisando, portanto, duas misturas distintas: a primeira com adição de 3% de cal + 3% de cinza volante sobre o peso seco do solo; e a segunda com adição de 3% de cal + 6% de cinza volante.

Os ensaios realizados para as misturas foram o ensaio de compactação Proctor e o ensaio de CBR para obter a capacidade de suporte, bem como a expansividade das misturas, sendo estes realizados conforme as especificações e procedimentos descritos a seguir (itens 3.3 e 3.4) para o solo natural, exceto na preparação das amostras. Como já mencionado, as percentagens tanto de cinza volante quanto de cal, foram adicionadas sobre o peso seco do solo.

### **3.3. Ensaio de Compactação Proctor**

O ensaio de compactação Proctor foi realizado de acordo com a especificação LNEC E 197 (1966), e destinou-se a fixar o modo de determinar a relação entre o teor em água ótimo e a baridade seca máxima dos solos. A especificação define 4 tipos de compactação:

- Compactação leve (Proctor normal) em molde pequeno;
- Compactação leve (Proctor normal) em molde grande;
- Compactação pesada (Proctor modificado) em molde pequeno;
- Compactação pesada (Proctor modificado) em molde grande.

O que difere a compactação leve da compactação pesada é a energia de compactação que é aplicada, sendo esta exercida com um determinado número de pancadas com um pilão de peso normalizado caindo de uma altura constante e especificada sobre cada camada de solo. O tamanho do molde a utilizar depende da granulometria do solo que será ensaiado. De

acordo com a especificação LNEC E 197 (1966), quando a percentagem de material retido no peneiro de 4,75mm (n° 4) é inferior a 20% utiliza-se o molde pequeno. No caso do solo em estudo, o ensaio foi realizado através da compactação pesada (5 camadas) em molde pequeno.

Antes de iniciar o ensaio, as amostras de solo foram espalhadas em camadas pouco espessas e secas ao ar livre. Realizou-se também o destorroamento do solo para separar as partículas, e então, passou-se o material no peneiro n° 4 (abertura 4,75 mm), rejeitando a fração retida (Figura 3.8), conforme recomendado na especificação LNEC E 197 (1966). Foram separados aproximadamente 2,5 kg de material para cada um dos 5 provetes realizados.



**Figura 3.8 – Preparação das amostras para o ensaio de compactação Proctor**

Após a preparação, misturou-se o solo num recipiente com certa quantidade de água (Figura 3.9), considerada suficiente para que os provetes ficassem com teores em água diferentes cerca de 2% entre si. Foram realizados 5 provetes, com teores de água crescentes.

De acordo com a especificação LNEC E 197 (1966) na compactação dos diferentes provetes com teores em água crescentes, o estacionamento ou a diminuição da massa dos provetes, é indicação de que o teor ótimo em água foi ultrapassado.



Figura 3.9 – Mistura do solo com água para ensaio de Compactação Proctor

A compactação foi realizada mecanicamente no molde pequeno, em 5 camadas com 25 pancadas por camada, através de um pilão com 4540 g, e altura de queda de 45,7 cm, conforme apresentado na Figura 3.10.



Figura 3.10 – Compactação mecânica

Após o término da compactação, retirou-se a alonga e rasou-se o solo acima do molde, preenchendo qualquer concavidade eventualmente formada. Posteriormente pesou-se o molde com o solo úmido, conforme apresentado na Figura 3.11.



**Figura 3.11 – Provete antes da extração do molde**

A extração do provete foi realizada com o auxílio de um macaco mecânico. Após o provete ser devidamente retirado do molde, coletou-se três porções de solo do interior do mesmo para a determinação do teor em água. As porções foram colocadas em cápsulas numeradas, pesadas com o solo úmido, e posteriormente, colocadas na estufa para secar (Figura 3.12). Após 24 horas, as cápsulas foram novamente pesadas com o solo seco, podendo assim, traçar-se a curva de compactação permitindo obter a umidade ótima e baridade seca máxima.



**Figura 3.12 – Extração do provete para determinação do teor de umidade**

### 3.4. Índice Suporte Califórnia (ISC) - CBR

O ensaio ISC (Índice Suporte Califórnia), mais popularmente conhecido como CBR, foi realizado de acordo com a especificação LNEC E 198-1967, e destinou-se a determinar o índice de resistência e o índice expansividade do solo.

Na primeira fase do ensaio, realizou-se a preparação e moldagem da amostra, passando o solo pelo peneiro de nº 4 (abertura 4,75 mm) e separando uma amostra de aproximadamente 5 kg. A mistura foi realizada acrescentando o teor em água ótimo do solo, obtido a partir do ensaio de Proctor.

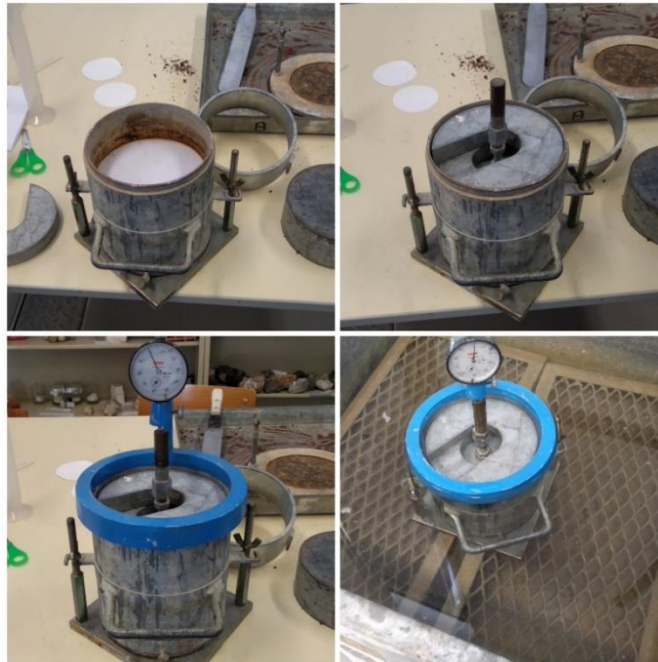
A moldagem da amostra foi realizada conforme a especificação, procedendo primeiro com a colocação do espaçador sobre a base do molde, e a fixação da alonga. Sobre o espaçador colocou-se ainda uma folha de papel de filtro grosso. Em seguida, o solo foi disposto em cordão e dividido em cinco partes iguais. Posteriormente colocou-se a primeira camada de solo e realizou-se a compactação (automática), com 55 pancadas, repetindo-se o procedimento até completar as cinco camadas, conforme se pode observar na Figura 3.13.



Figura 3.13 – Preparação e moldagem do provete

Após o término da compactação, retirou-se a alonga, rasando o solo acima do molde. Em seguida, removeu-se a base perfurada, o espaçador e o papel de filtro, para então pesar o molde com o solo compactado, a fim de determinar o teor em água do solo que sobrou na compactação do provete, e a sua baridade seca.

Na segunda fase do ensaio, realizou-se a avaliação da expansividade do solo. Colocou-se um disco de papel de filtro grosso sobre a base perfurada e inverteu-se o molde com o solo compactado. Sobre o molde já invertido, colocou-se a placa perfurada com uma haste ajustável, as placas de carga e o defletómetro para colocar o conjunto no tanque de embebição (Figura 3.14). As placas de carga, tem um peso normalizado com um total de 10 libras (4,536 kg), tendo como finalidade simular o peso das camadas sobre o subleito.



**Figura 3.14 – Determinação do índice de expansividade do solo**

Após a colocação do conjunto no tanque, colocou-se água até atingir um nível ligeiramente acima do bordo do molde. Conservou-se o provete em embebição durante 96 horas, conforme recomendado na especificação, e fez-se a leitura da expansão no defletómetro a cada 24 horas. Passadas as 96 horas de embebição, fez-se a leitura final do defletómetro. Em seguida retirou-se o provete do tanque, deixando o mesmo drenar durante 15 minutos. Posteriormente fez-se a pesagem do molde com o solo úmido, para obter o peso volumétrico e o peso de água absorvida.

Para finalizar o ensaio, realizou-se a determinação do CBR (Figura 3.15). Foram colocadas novamente as placas de carga em forma de anel no topo do provete e posteriormente instalou-se o molde na prensa, centralizando-o e ajustando o pistão ao molde (repondo a zero os extensômetros). Aplicou-se então o carregamento com uma velocidade uniforme de penetração de 1mm/min, anotando-se a leitura das forças às penetrações de 0,5, 1,5, 2,0, 2,5, 3,0, 4,0, 5,0, 6,0, 7,5, 10,0 e 12,5 mm.



**Figura 3.15 – Determinação do CBR**

De acordo com a especificação LNEC E 198-1967 o CBR geralmente é determinado a partir das forças corrigidas correspondentes à penetração de 2,5 e 5mm, dividindo-se pelas forças normalizadas de 1355 e 2033 kgf e multiplicando os valores obtidos por 100.

Após a retirada do molde da prensa, determinou-se ainda o teor em água após embebição do provete por meio de duas amostras colhidas, uma a 1 cm abaixo do topo superior, e outra a 1 cm acima do topo inferior do provete. Pesou-se as amostras em cápsulas, onde estas foram colocadas na estufa e pesadas novamente passadas as 24 horas.

### **3.5. Metodologia de dimensionamento**

A metodologia de dimensionamento utilizada na presente pesquisa irá obedecer as regras diretivas incluídas no MACOPAV, concebido pela JAE. Através deste manual foram definidos o período de dimensionamento, o tráfego de dimensionamento e as características a adotar para o solo de fundação em pavimentos novos.

Como indicado em JAE (1995), o catálogo de estruturas proposto pode ser aplicado em fase de pré-dimensionamento, devendo as estruturas de pavimento previamente obtidas serem retificadas e reajustadas por um método empírico-mecânico, em fase de projeto e execução. Para tanto, foram realizadas simulações de dimensionamento e cálculo de deformação permanente e fadiga, utilizando o *Software KenPave* para a realização destes reajustes.

## 4. Resultados e Análises do Programa Laboratorial

Neste capítulo são descritos todos os resultados obtidos no programa laboratorial desenvolvido nesta pesquisa. Para tanto, são apresentados a caracterização do solo natural, bem como os respectivos limites de consistência e classificação do mesmo, e os ensaios de compactação Proctor e CBR. Em seguida, são apresentados e comparados os resultados referentes aos ensaios de Proctor e CBR das misturas com cinza volante e cal.

### 4.1. Caracterização e ensaios do solo natural

#### 4.1.1. Análise granulométrica

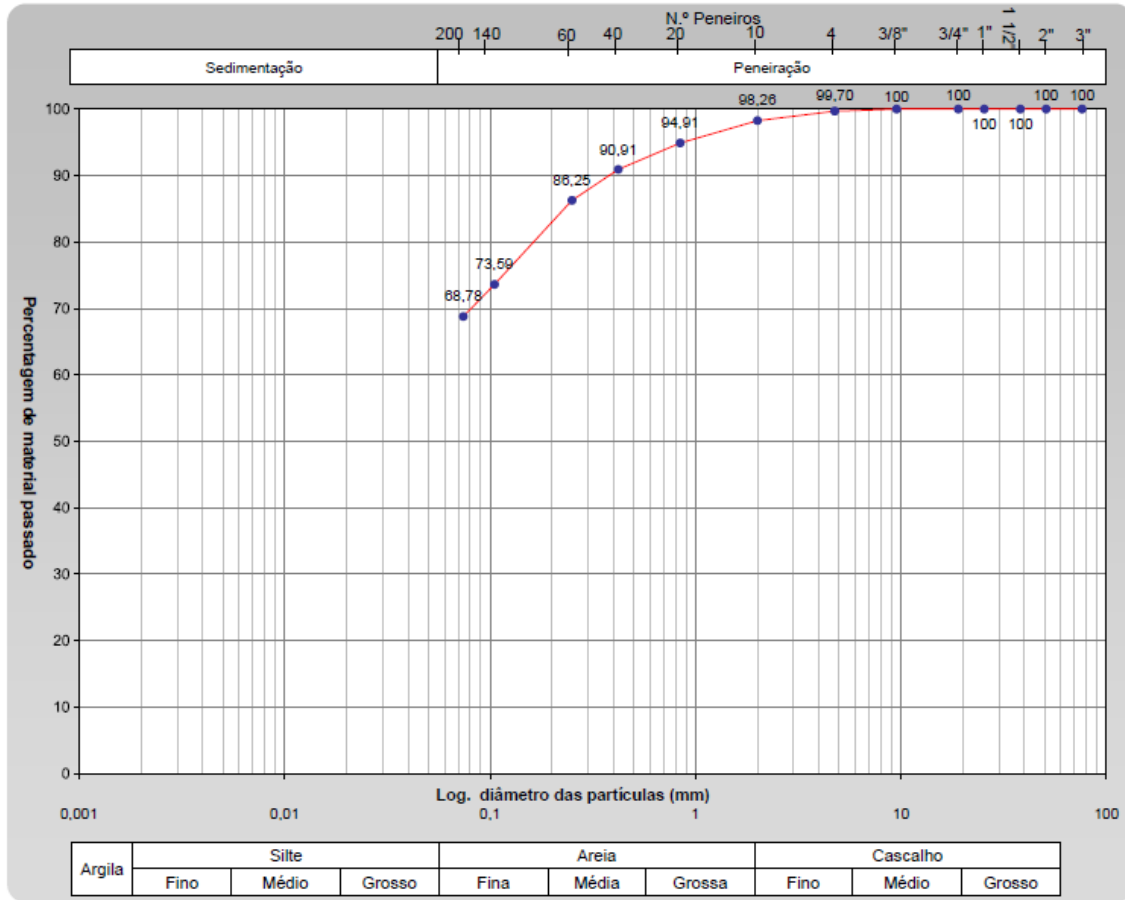
Para a análise granulométrica, levou-se em consideração que a fração retida no peneiro 2,00 mm (n. °10) representa o material grosso do solo, e a fração passada, representa o material fino, conforme pode-se observar na Tabela 4.1, onde o valor de 200,59 g representa a massa total da amostra seca.

Tabela 4.1 – Análise granulométrica do solo natural

Massa total da amostra seca ( $m_t$ ) : 200,59 g								
		Peneiros		Material Retido			% acumulada do material que passa	
		N.º	Abertura nominal mm	Massa ( $m_x$ ) g	Porcentagem ( $N_x$ ) ( $m_x / m_t$ ) %	Porcentagem corrigida ( $N_x \times C$ ) %		Porcentagem acumulada ( $N_x$ ) %
PENEIRAÇÃO	Material Grosso Fração retida no peneiro nº 10	3"	76,1	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00
		2"	50,8	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00
		1 1/2"	38,1	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00
		1"	25,4	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00
		3/4"	19,0	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00
		3/8"	9,51	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00
		4	4,76	0,61	0,30	0,30	0,30	99,70
	10	2,00	2,88	1,44	1,44	1,74	98,26	
	Material Fino Fração passada no peneiro nº 10	20	0,841	6,72	3,35	3,35	5,09	94,91
		40	0,420	8,03	4,00	4,00	9,09	90,91
60		0,250	9,35	4,66	4,66	13,75	86,25	
140		0,105	25,39	12,66	12,66	26,41	73,59	
200		0,074	9,65	4,81	4,81	31,22	68,78	
SEDIMENTAÇÃO		<0,074	137,96	68,78	68,78	100,00		
						100,00		
				200,59				

Com os resultados obtidos da análise granulométrica foi possível traçar a curva granulométrica do solo em estudo, do qual pode ser observado no Gráfico 4.1

Gráfico 4.1 – Curva granulométrica do solo



Da análise granulométrica verifica-se que o solo apresenta cerca de 31% de fração grossa e cerca de 69% de fração fina. A ficha técnica completa do ensaio pode ser conferida através do Anexo A.

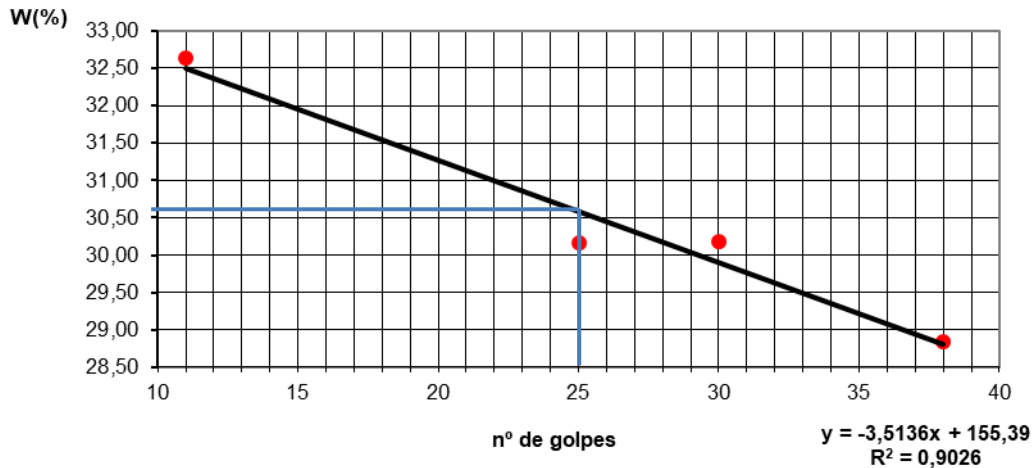
#### 4.1.2. Limites de Consistência

Neste item são determinados os LL, LP e IP do solo. Os resultados referentes ao LL estão apresentados na Tabela 4.2 e no Gráfico 4.2. Assim, o LL obtido para o solo natural em estudo é de 31%.

Tabela 4.2 – Resultados do ensaio de LL

Limite de Liquidez					
		Cápsula n°			
		42	25	44	48
Amostra húmida+cápsula	(g)	15,02	15,26	16,92	17,01
Amostra seca+cápsula		13,78	14,02	15,39	15,51
Pêso da cápsula		9,98	9,91	10,32	10,31
Pêso de água		1,24	1,24	1,53	1,50
Amostra seca		3,80	4,11	5,07	5,20
<b>Teores de humidade</b>	(%)	<b>32,63</b>	<b>30,17</b>	<b>30,18</b>	<b>28,85</b>
<b>N° de golpes</b>		<b>11</b>	<b>25</b>	<b>30</b>	<b>38</b>

Gráfico 4.2 – Diagrama do LL



Por sua vez, o LP, obtido corresponde a 18%, conforme a Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Resultados do ensaio de LP

Limite de Plasticidade					
		Cápsula nº			
		39	4	47	32
Amostra húmida+cápsula	(g)	13,01	12,37	11,70	12,36
Amostra seca+cápsula		12,62	12,11	11,45	12,16
Peso da cápsula		10,35	10,56	9,96	11,19
Peso de água		0,39	0,26	0,25	0,20
Amostra seca		2,27	1,55	1,49	0,97
<b>Teores de humidade</b>	(%)	17,18	16,77	16,78	20,62
<b>Teor de humidade médio</b>		17,8			

Na Tabela 4.4 é apresentada uma síntese dos limites de consistência, bem como o valor do IP. Quanto maior for o valor do IP, mais plástico é o solo. Pode-se dizer que o solo em estudo é medianamente plástico, face à estudos que relatam que as argilas são altamente plásticas quando o valor de IP é maior que 15%.

Tabela 4.4 – Síntese dos limites de consistência

Resumo:	
<b>Limite de Liquidez</b>	31 %
<b>Limite de Plasticidade</b>	18 %
<b>Índice de Plasticidade</b>	13 %

A ficha técnica completa do ensaio pode ser conferida através do Anexo B.

#### 4.1.3. Classificação do solo natural

Como já mencionado no Capítulo 3, o solo natural foi classificado por dois sistemas: Sistema Unificado de Classificação (S.U.C.S) e pelo Sistema Rodoviário de Classificação da AASHTO. A Tabela 4.5 apresenta os critérios utilizados em cada método, bem como o

resultado da classificação do solo em estudo e o valor do índice de grupo (IG). De acordo com S.U.C.S o solo é um CL e de acordo com a AASHTO é um A-6(8).

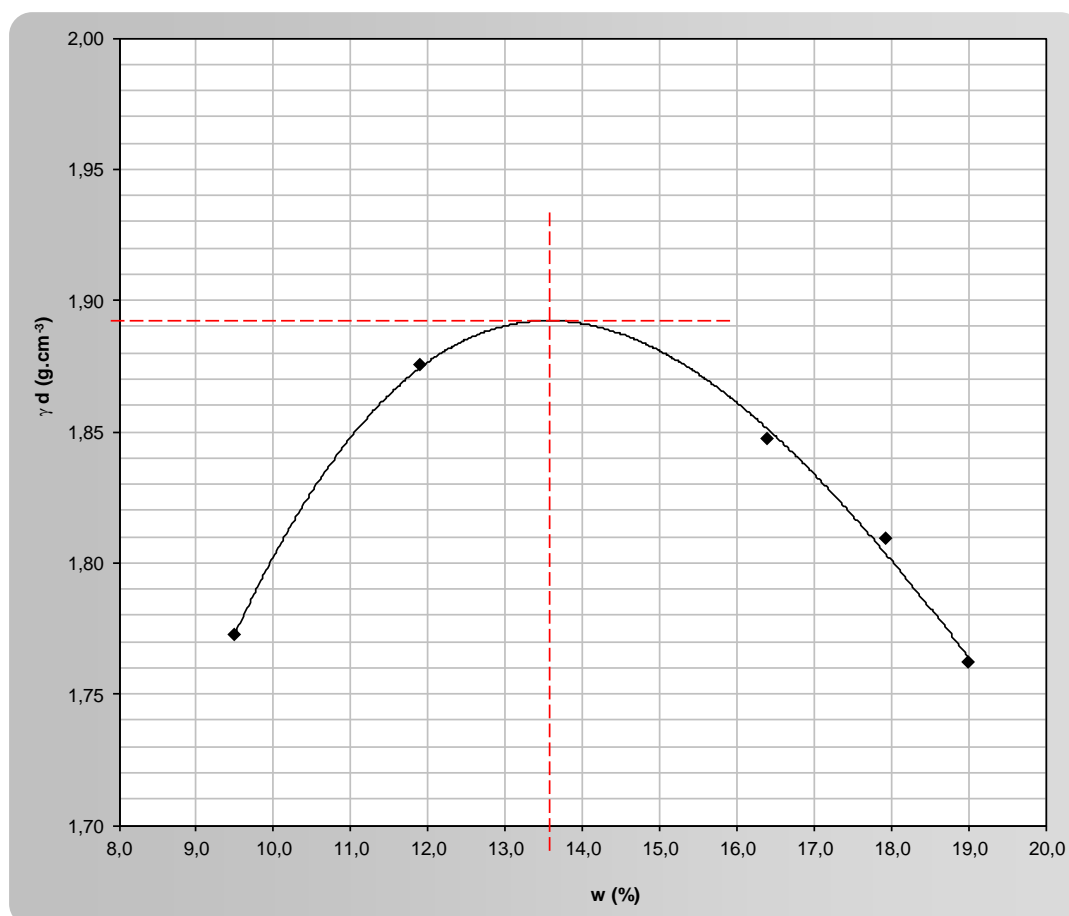
Tabela 4.5 – Classificação do solo natural

Método	Critérios		Classificação do solo	
S.U.C.S	% passado #200: 68,78%	Maior que 50%	CL	Argila pouco Plástica
	LL = 31%	Menor que 50%		
	IP = 13%	Maior que 7%		
AASHTO	% passado #200: 68,78%	Maior que 35%	A-6(8)	Argila (com comportamento geral do subleito fraco a pobre)
	LL = 31%	Menor que 40%		
	IP = 13%	Maior que 11%		
	IG = 8			

#### 4.1.4. Ensaio de Compactação Proctor

Os resultados obtidos no ensaio de Proctor para o solo natural podem ser observados no Gráfico 4.3, do qual apresenta sua curva de compactação, bem como o teor ótimo em água ( $w$ ) que resultou em 13,6%, e a baridade seca máxima ( $\gamma_d$ ) de 1,89 g.cm<sup>-3</sup>. A ficha técnica completa do ensaio pode ser consultada através do Anexo C.

Gráfico 4.3 – Curva de compactação



#### 4.1.5. Índice Suporte Califórnia (ISC) – CBR

O ensaio de CBR destinou-se a determinar o índice de resistência do solo e o seu índice de expansividade, ou seja, os resultados foram obtidos em duas fases.

No período de embebição de 96 horas do provete, foram realizadas leituras no defletómetro a cada dia para determinar o índice de expansividade do solo. Nas primeiras 24 horas foi quando o solo teve uma maior expansividade, diminuindo gradativamente nos dias seguintes, porém, não se obteve uma estabilização, conforme pode-se observar na Tabela 4.6. Passadas as 96 horas de embebição, fez-se a leitura final do defletómetro, onde calculou-se uma expansão de 3,807% do solo natural.

**Tabela 4.6 – Leituras da expansividade do solo natural**

Data Hora		Leituras (mm)
09/dez	12:15	4,00
10/dez	12:12	6,17
11/dez	15:38	7,50
12/dez	15:00	7,91
13/dez	14:39	8,47

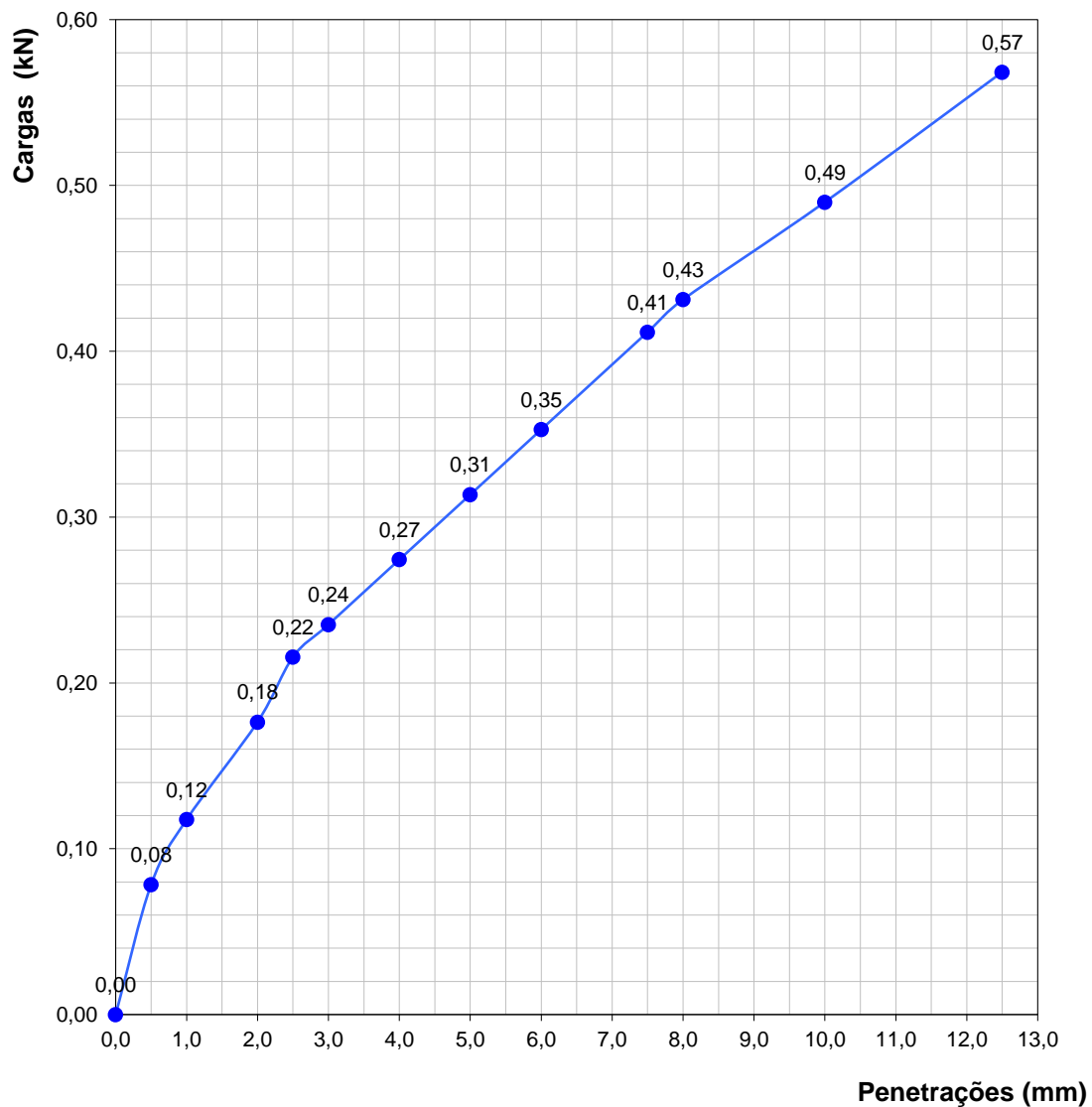
Para finalizar o ensaio, realizou-se a determinação do CBR. Aplicou-se o carregamento com uma velocidade uniforme de penetração de 1mm/min, anotando-se a leitura das forças às penetrações conforme a Tabela 4.7.

**Tabela 4.7 – Penetração e leitura do anel**

Penetração (mm)	Leitura no anel (div.)	Cargas (kN)
0,0		0,000
0,5	4	0,078
1,0	6	0,118
2,0	9	0,176
2,5	11	0,216
3,0	12	0,235
4,0	14	0,274
5,0	16	0,314
6,0	18	0,353
7,5	21	0,412
8,0	22	0,431
10,0	25	0,490
12,5	29	0,568

De acordo com a especificação LNEC E 198-1967 o CBR geralmente é determinado a partir das forças corrigidas correspondentes à penetração de 2,5 e 5mm, dividindo-se pelas forças normalizadas de 1355 e 2033 kgf e multiplicando os valores obtidos por 100. Tomando isto em consideração, o valor do CBR obtido para o solo em estudo foi de 1,6%, no entanto, tomou-se o valor arredondado de 2%, sendo este o mínimo de CBR para o solo de fundação. Através do Gráfico 4.4 pode-se observar a curva de cargas (kN) *versus* penetração (mm).

Gráfico 4.4 – Cargas (kN) *versus* penetração (mm)



A ficha técnica completa do ensaio pode ser conferida através do Anexo D.

#### 4.1.6. Síntese das características do solo natural

Na Tabela 4.8 apresentam-se resumidamente os resultados dos ensaios laboratoriais que caracterizaram o solo natural em estudo.

Tabela 4.8 – Síntese dos ensaios e resultados do solo natural

Ensaio			Resultado	
Limites de Consistência	Limite de liquidez	LL	31%	
	Limite de plasticidade	LP	18%	
	Índice de plasticidade	IP	13%	
Classificação do Solo			S.U.C.S	CL (Argila pouco plástica)
			AASHTO	A-6(8) (Argila)
Proctor	Teor em água ótimo	$W_{\text{ótimo}}$	13,60%	
	Baridade seca máxima	$\gamma_{d \text{ máx}}$	1,89 g/cm <sup>3</sup>	
CBR (Compactação)	Teor em água médio	w	12,90%	
	Baridade seca máxima	$\gamma_{sm}$	1,90 g/cm <sup>3</sup>	
CBR (Após Embebição)	Teor em água médio	w	20,60%	
	Peso específico apar. úmido		2,24 g/cm <sup>3</sup>	
	Expansão relativa		3,81%	
CBR (Penetração)	Penetração a 2,5 mm	1,60%	2%	
	Penetração a 5,0 mm	1,60%		

O solo corresponde a uma argila de baixa plasticidade (CL) de acordo a S.U.C.S, do qual define que este solo tem uma compressibilidade média e resistência razoável quando compactados e saturados, tendo um comportamento bom a razoável quando trabalhados como material de construção. No entanto, pelo Sistema Rodoviário de Classificação da AASHTO este solo corresponde a um A-6(8) apresentando um comportamento mau a muito mau como solo de fundação de pavimentos.

Como já mencionado no Capítulo 3 no item que se refere a classificação do solo (3.1.4), os valores extremos do índice de grupo (IG) representam solos ótimos para  $IG = 0$  e solos péssimos para  $IG = 20$ , ou seja, quanto maior o valor do IG, pior é o solo. No caso do solo em estudo, o mesmo é considerado muito mau, apesar de ter um IG de 8.

Existe ainda uma correlação entre o valor do CBR e as classificações, conforme já descrito na Tabela 2.3 do Capítulo 2, e de acordo com a Tabela 4.9. Em ambas as classificações correlacionadas com o valor do CBR, nota-se claramente a influência dos solos granulares na obtenção de valores mais elevados da capacidade de suporte. Já os solos finos (argilas e siltes) nota-se valores de CBR inferiores, e quando sob influência de matéria orgânica, chegam a valores mínimos. Com os resultados apresentados pelo solo natural em estudo, pode-se confirmar esta correlação, ou seja, as classificações obtidas de CL e A-6(8) correspondem à valores de CBR de 2%, valor este que foi obtido pelo solo em estudo.

**Tabela 4.9 – Correlação provável entre CBR e classificação dos solos (adaptado de Lima, 2013)**

Solo (Classificação AASHTO)	CBR provável (%)	Solo (Classificação S.U.C.S)	CBR provável (%)
A-1-a	40 a 80 (ou mais)	GW	40 a 80 (ou mais)
A-1-b	20 a 80 (ou mais)	GP	30 a 60 (ou mais)
A-2-4 e A-2-5	25 a 80 (ou mais)	GM	20 a 60 (ou mais)
A-2-6 e A-2-7	12 a 30	GC e SW	20 a 40
A-3	15 a 40	SP e SM	10 a 40
A-4	4 a 25	SC	5 a 20
A-5	2 (ou menos) a 10	ML, CL e CH	2 (ou menos) a 15
A-6 e A-7	2 (ou menos) a 5	MH	2 (ou menos) a 5
		OL e OH	2 (ou menos) a 5

## 4.2. Ensaios de Proctor e CBR

### 4.2.1. Solo com adição de cinza volante

As percentagens definidas para adição de cinza volante foram de 14%, 16%, 18% e 20%. Procedeu-se primeiramente com as misturas das duas percentagens extremas (14% e 20%). Os resultados do ensaio de Proctor para cada uma das misturas com cinza volante pode ser observada resumidamente na Tabela 4.10.

**Tabela 4.10 – Ensaio de Proctor com adição de 14% e 20% de cinza volante**

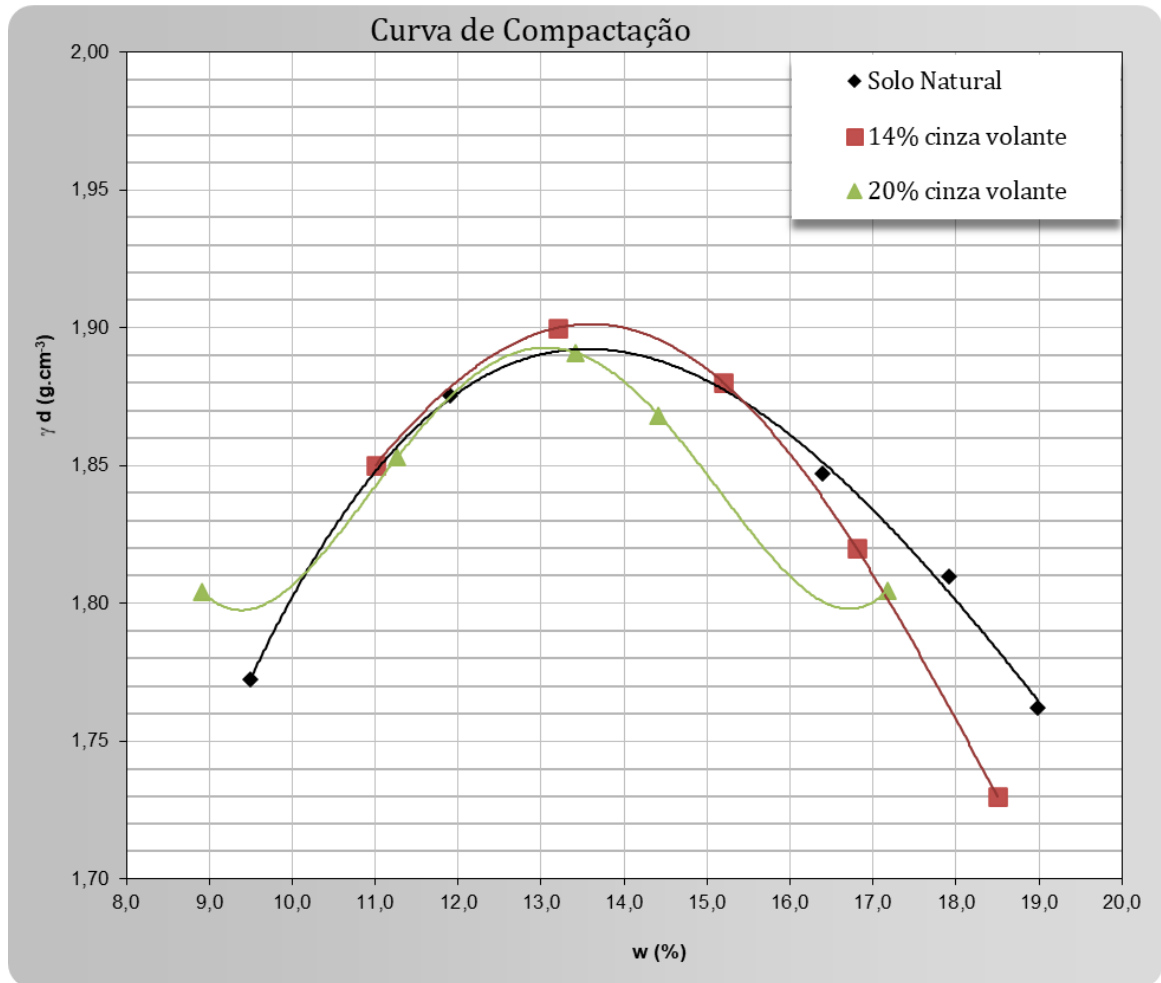
Ensaio		Solo Natural	14% de Cinza Volante	20% de Cinza Volante
<b>Proctor</b>	Teor em água ótimo $w_{\text{ótimo}}$	13,60%	13,30%	13,10%
	Baridade seca máxima $\gamma_d \text{ máx}$	1,891 g.cm <sup>-3</sup>	1,90 g.cm <sup>-3</sup>	1,898 g.cm <sup>-3</sup>

Nota-se que pelos resultados acima apresentados (Tabela 4.10), não houve a necessidade de proceder com a adição de 16% e 18% de cinza volante, visto que, se comparado com o solo natural, não se obteve mudanças significativas frente a adição do material nestas percentagens.

Na pesquisa de Meliande (2014) também foram constatados resultados de umidade ótima ligeiramente inferiores com a adição de cinza volante, e valores de baridade seca máxima aproximadamente igual ao do solo puro.

No Gráfico 4.5 está apresentada a curva de compactação do solo natural em comparação com as misturas de 14% e 20% de cinza volante, onde pode-se realizar uma análise gráfica dos resultados obtidos frente ao teor ótimo em água e a respetiva baridade seca máxima.

Gráfico 4.5 – Curva de compactação do solo natural e com adição de 14% e 20% de cinza volante



Assim como no ensaio de Proctor, no ensaio de CBR também não se obtiveram resultados muito distintos se comparado com o solo natural. Nota-se que tanto os valores da resistência a penetração quanto os valores da expansão relativa são praticamente iguais, não mostrando qualquer influência da cinza volante nestas percentagens sobre o solo em estudo (Tabela 4.11).

Tabela 4.11 – Ensaio de CBR com adição de 14% e 20% de cinza volante

Ensaio		Solo Natural		14% de Cinza Volante		20% de Cinza Volante	
CBR	Penetração a 2,5 mm	1,6%	2%	1,8%	2%	1,8%	2%
	Penetração a 5,0 mm	1,6%		2,1%		2,0%	
	Expansão relativa	3,81%		3,89%		3,80%	

Tendo em vista estes resultados, decidiu-se incluir a cal no estudo para um possível melhoramento deste solo e para se realizar uma comparação através do dimensionamento.

Com relação a expansividade dos provetes com adição de 14% e 20% de cinza volante, houve uma breve diferença entre as misturas e o solo natural. Nota-se através da Tabela 4.12 que no primeiro dia obteve-se um maior índice de expansão com a adição de cinza volante, e, nos dias seguintes houve uma breve estabilização da mesma, o que não ocorreu com o solo natural, apesar da expansão relativa resultar praticamente no mesmo valor ao final das 96 horas de embebição.

**Tabela 4.12 – Leituras da expansividade com adição de 14% e 20% de cinza volante**

Solo Natural		14% de cinza volante		20% de cinza volante	
Data	Leituras (mm)	Data	Leituras (mm)	Data	Leituras (mm)
09/dez	4,00	10/fev	4,00	10/fev	3,00
10/dez	6,17	11/fev	8,07	18/fev	7,34
11/dez	7,50	12/fev	8,46	19/fev	7,40
12/dez	7,91	13/fev	8,54	20/fev	7,45
13/dez	8,47	14/fev	8,57	21/fev	7,46

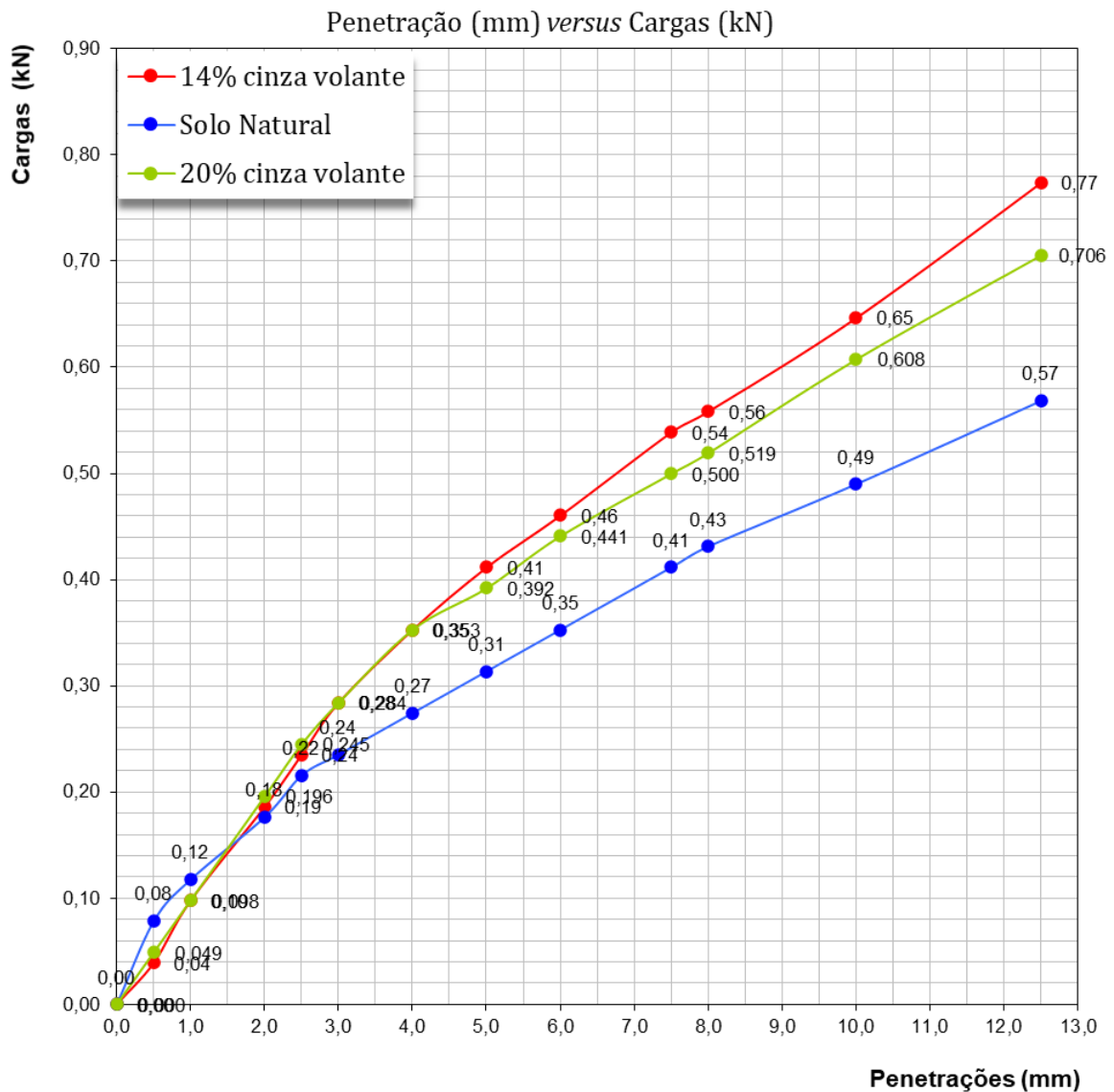
Nas leituras das forças às penetrações não se obteve resultados muito distintos se comparado com o solo natural, como pode-se observar na Tabela 4.13.

**Tabela 4.13 – Penetração e leitura do anel com adição de 14% e 20% de cinza volante**

Penetração (mm)	Leitura no anel			Cargas (kN)		
	Solo natural	14% de cinza volante	20% de cinza volante	Solo natural	14% de cinza volante	20% de cinza volante
0	0	0	0	0	0	0
0,5	4	2	2,5	0,0784	0,0392	0,049
1	6	5	5	0,1176	0,098	0,098
2	9	9,5	10	0,1764	0,1862	0,196
2,5	11	12	12,5	0,2156	0,2352	0,245
3	12	14,5	14,5	0,2352	0,2842	0,2842
4	14	18	18	0,2744	0,3528	0,3528
5	16	21	20	0,3136	0,4116	0,392
6	18	23,5	22,5	0,3528	0,4606	0,441
7,5	21	27,5	25,5	0,4116	0,539	0,4998
8	22	28,5	26,5	0,4312	0,5586	0,5194
10	25	33	31	0,49	0,6468	0,6076
12,5	29	39,5	36	0,5684	0,7742	0,7056

Observando estes resultados graficamente (Gráfico 4.6) pode-se notar um ligeiro aumento das leituras do anel e do valor final do CBR com a percentagem de 14% de cinza volante, apesar desta não ser muito significativa tecnicamente.

Gráfico 4.6 – Penetração (mm) versus cargas (kN) com adição de 14% e 20% de cinza volante



No Anexo E estão apresentadas as fichas técnicas dos ensaios de Proctor e CBR com 14% e 20% de cinza volante.

#### 4.2.2. Solo com adição de cal

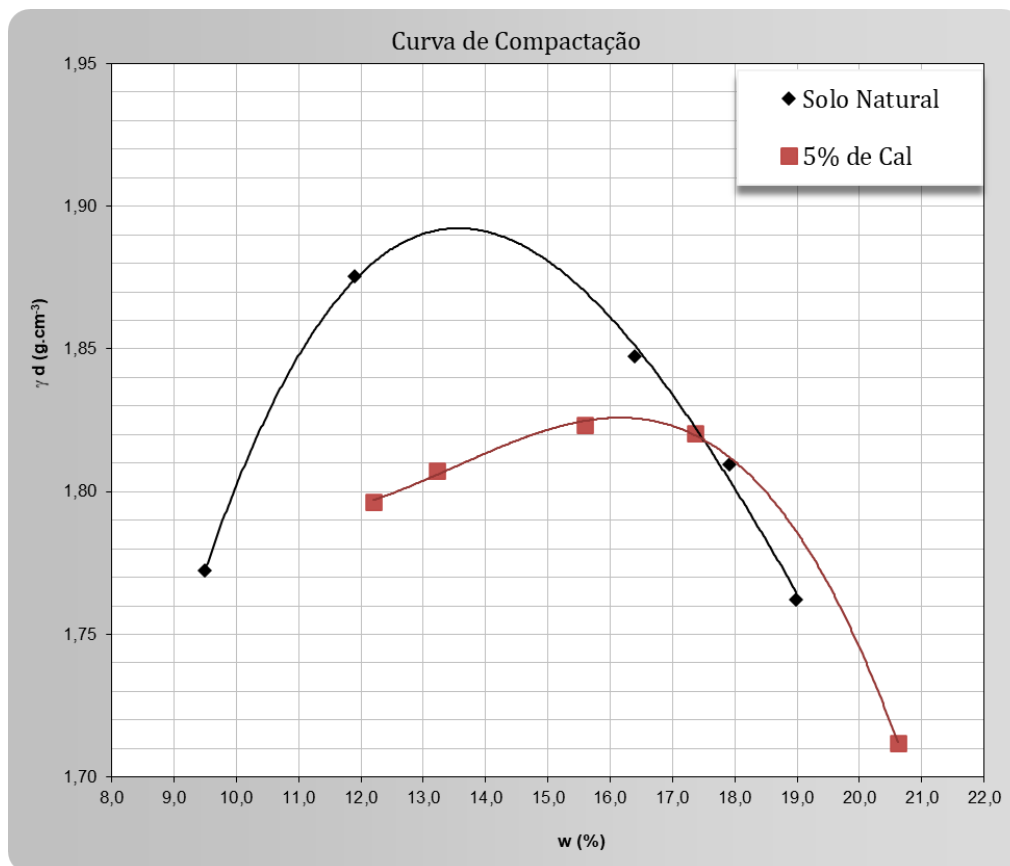
A mistura de solo natural com cal, como já mencionado no Capítulo 3, foi definida através de revisões bibliográficas analisando resultados do mesmo tipo de solo em estudo, onde chegou-se na definição de se adicionar 5% de cal sobre o peso seco do solo. Portanto, foram realizados apenas ensaios com adição de 5% de cal, visto que se obteve um resultado atrativo com tal definição.

Através da Tabela 4.14 pode-se observar os resultados do ensaio de Proctor, podendo ainda serem observados graficamente através do Gráfico 4.7.

Tabela 4.14 – Ensaio de Proctor com adição de 5% de cal

Ensaio		Solo Natural	5% de Cal
Proctor	Teor em água ótimo	13,60%	16,20%
	Baridade seca máxima	1,891 g.cm <sup>-3</sup>	1,83 g.cm <sup>-3</sup>

Gráfico 4.7 – Curva de compactação do solo natural e adição de 5% de cal



Nota-se que com os resultados apresentados anteriormente, houve um aumento no teor em água ótimo de 13,60% do solo natural para 16,20% com adição de cal, e um decréscimo na baridade seca máxima do solo de 1,891 g.cm<sup>-3</sup> para aproximadamente 1,83 g.cm<sup>-3</sup>.

Normalmente, existe um aumento em torno de 0,5 a 1% na umidade ótima de compactação do solo quando este é submetido à adição de cal, assim como a diminuição da baridade seca máxima do solo se comparado com o solo natural e mantendo a energia de compactação. Isto se deve pela necessidade que a cal tem de se hidratar para então iniciar as reações com o solo (Azevedo, 2010).

Em relação ao ensaio de CBR, obteve-se resultados tecnicamente mais favoráveis quanto ao índice de expansão e o valor do CBR desta mistura (Tabela 4.15), tendo havido um aumento de 2% para 32% no valor do CBR e uma diminuição significativa na expansão de 3,81% para 0,17% com adição de cal.

Tabela 4.15 – Ensaio de CBR com adição de 5% de cal

Ensaio		Solo Natural		5% de Cal	
CBR	Penetração a 2,5 mm	1,6%	2%	31,6%	32%
	Penetração a 5,0 mm	1,6%		33,1%	
	Expansão relativa		3,81%		0,17%

Com relação à expansividade dos provetes com adição de 5% de cal, houve grandes diferenças entre a mistura e o solo natural. Nota-se através da Tabela 4.16 que já no primeiro dia obteve-se um índice de expansão relativamente baixo, sendo que este valor se manteve até o final das 96 horas de embebição do provete, ou seja, o mesmo estabilizou em poucas horas, resultando numa mistura tecnicamente mais favorável.

Tabela 4.16 – Leituras da expansividade com adição de 5% de cal

Solo Natural		5% de cal	
Data	Leituras (mm)	Data	Leituras (mm)
09/dez	4,00	11/mai	5,00
10/dez	6,17	12/mai	5,20
11/dez	7,50	13/mai	5,20
12/dez	7,91	14/mai	5,20
13/dez	8,47	15/mai	5,20

No trabalho de Oliveira (2010) também se constatou esse ganho significativo na capacidade de suporte do solo quando adicionado cal. Observou-se que o aumento de teor de adição da cal tem relação direta com o crescimento do CBR. Além do ganho da capacidade de suporte, o autor observou que todas as amostras realizadas com adição de cal demonstraram uma redução do índice de expansividade.

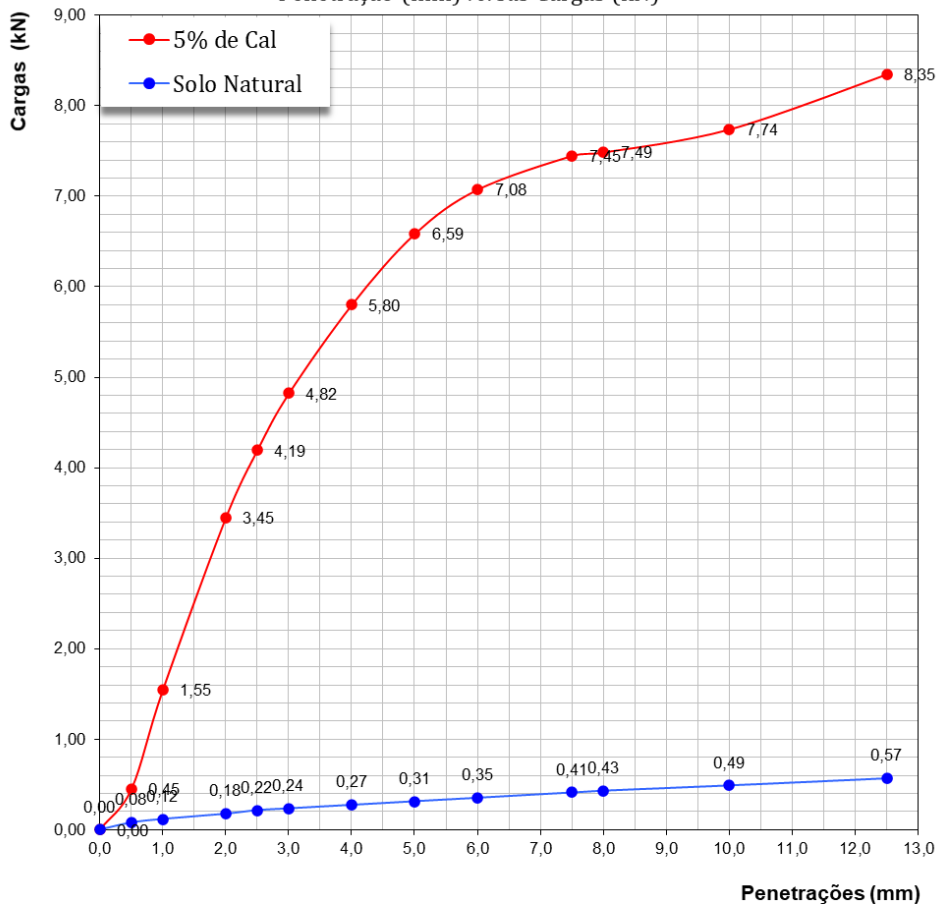
Nas leituras das forças às penetrações também se obteve resultados muito distintos em relação ao solo natural, e relativamente mais favoráveis, como pode-se observar na Tabela 4.17.

**Tabela 4.17 – Penetração e Leitura do Anel com Adição de 5% de Cal (O autor, 2020)**

Penetração (mm)	Leitura no anel		Cargas (kN)	
	Solo natural	5% de cal	Solo natural	5% de cal
0	0	0	0	0
0,5	4	23	0,0784	0,4508
1	6	79	0,1176	1,5484
2	9	176	0,1764	3,4496
2,5	11	214	0,2156	4,1944
3	12	246	0,2352	4,8216
4	14	296	0,2744	5,8016
5	16	336	0,3136	6,5856
6	18	361	0,3528	7,0756
7,5	21	380	0,4116	7,448
8	22	382	0,4312	7,4872
10	25	395	0,49	7,742
12,5	29	426	0,5684	8,3496

Observando estes resultados graficamente (Gráfico 4.8) pode-se notar uma grande diferença e valores mais altos das leituras do anel e do valor final do CBR com a adição de 5% de cal, tornando-a muito significativa tecnicamente.

**Gráfico 4.8 – Penetração (mm) versus cargas (kN) com adição de 5% de cal**  
 Penetração (mm) versus Cargas (kN)



Outro ponto que deve ser levado em consideração, é que na especificação LNEC E 198-1967 (LNEC, 1967) toma-se normalmente para CBR do solo o valor correspondente à penetração de 2,5 mm, e se, o valor de CBR correspondente à penetração de 5,0 mm for superior, repete-se o ensaio. Caso o valor se confirme, toma-se para o valor de CBR do solo o correspondente à penetração de 5,0 mm. No caso da mistura com adição de 5% de cal, o valor de 5,0 mm resultou num CBR de 33,1% do qual é ligeiramente superior ao de 2,5 mm com CBR de 31,6%. No entanto, como estes valores estão próximos, não ocasionando grandes diferenças técnicas, optou-se por não realizar a confirmação deste valor, e tomar como CBR do solo o valor de 31,6% favorecendo assim segurança. Este critério foi utilizado em todos os casos.

No Anexo F estão apresentadas as fichas técnicas dos ensaios de Proctor e CBR com 5% de cal.

#### 4.2.3. Solo com adição de cal e cinza volante

Com o intuito de analisar a viabilidade de ainda se utilizar cinza volante no estudo, realizaram-se ensaios com adição de cal e cinza volante juntas sobre solo natural seco. Para tanto, definiu-se a adição de 3% de cal, diminuindo tal percentagem em relação a mistura anteriormente apresentada que levava 5% deste material, e acrescentando 3% e 6% de cinza volante, formando duas novas misturas:

- Solo natural + 3% de cal + 3% de cinza volante;
- Solo natural + 3% de cal + 6% de cinza volante.

Através da Tabela 4.18 pode-se observar os resultados do ensaio de Proctor em comparativo com o solo natural.

Tabela 4.18 – Ensaio de Proctor do solo natural e das misturas de cal mais cinza volante

Ensaio			Solo Natural	3% Cal + 3% Cinza Volante	3% Cal + 6% Cinza Volante
Proctor	Teor em água ótimo	$W_{\text{ótimo}}$	13,60%	14,90%	14,80%
	Baridade seca máxima	$\gamma_{\text{d máx}}$	1,891 g.cm <sup>-3</sup>	1,849 g.cm <sup>-3</sup>	1,85 g.cm <sup>-3</sup>

Nota-se que com os resultados apresentados anteriormente, houve um aumento do teor em água ótimo de 13,6% para 14,9% e 14,8% respectivamente para as misturas com ambos os materiais, e ainda um decréscimo na baridade seca máxima do solo de 1,89 g.cm<sup>-3</sup> para aproximadamente 1,85 g.cm<sup>-3</sup> em ambas misturas. Meliande (2014) já havia constado que

ocorre essa ligeira redução da baridade seca máxima com teores de cinza volante misturadas com cal sobre o solo.

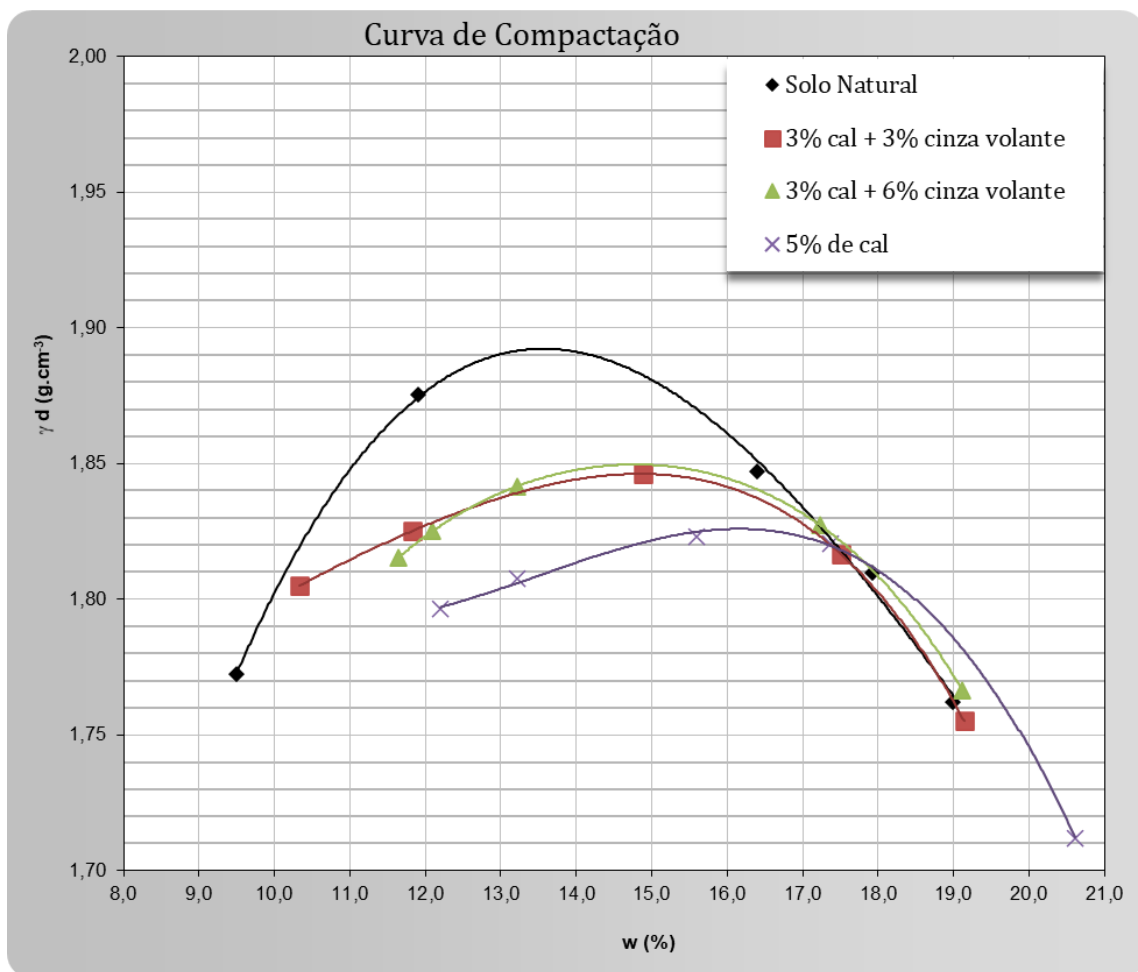
No entanto, pode-se constatar que houve uma diminuição do teor em água ótimo destas misturas se comparado com a mistura levando apenas cal (16,2%), e um acréscimo na baridade seca máxima de 1,83 g.cm<sup>-3</sup> para 1,85 g.cm<sup>-3</sup> em ambas misturas, conforme apresentado na Tabela 4.19.

Tabela 4.19 – Ensaio de Proctor com adição de 5% cal e das misturas de cal mais cinza volante

Ensaio		5% de Cal	3% Cal + 3% Cinza Volante	3% Cal + 6% Cinza Volante
Proctor	Teor em água ótimo	16,20%	14,90%	14,80%
	Baridade seca máxima	1,83 g.cm <sup>-3</sup>	1,849 g.cm <sup>-3</sup>	1,85 g.cm <sup>-3</sup>

Os resultados podem ser observados graficamente através do Gráfico 4.9.

Gráfico 4.9 – Curva de compactação do solo natural e das misturas de cal mais cinza volante



Para os valores de CBR e índice de expansão, em ambas as misturas se obtiveram resultados relativamente satisfatórios em comparação ao solo natural, conforme apresentado na Tabela 4.20.

**Tabela 4.20 – Ensaio de CBR do solo natural e das misturas de cal mais cinza volante**

Ensaio		Solo Natural		3% Cal + 3% Cinza Volante		3% Cal + 6% Cinza Volante	
CBR	Penetração a 2,5 mm	1,6%	2%	35,6%	36%	23,6%	24%
	Penetração a 5,0 mm	1,6%		27,3%		25,8%	
	Expansão relativa	3,81%		0,35%		0,54%	

Em ambas as novas misturas se obtiveram valores muito superiores de CBR e uma grande diminuição do índice de expansão em reação ao solo natural. Vale ressaltar que o melhor resultado obtido foi com a mistura contendo a adição de 3% de cal e 3% de cinza volante, resultando num CBR de 36%, sendo este valor superior ao da segunda mistura realizada com 3% de cal e 6% de cinza volante com valor de CBR de 24%. Pode-se, portanto, concluir face a estes resultados que a adição de cinza volante não é viável em grandes percentagens, tendo um melhor desempenho técnico quando misturada com a cal, e em pequenas quantidades.

De acordo com Dalla Rosa (2009) a função da cinza volante é agir com a fração fina do solo (argila) aumentando a reatividade do mesmo com a cal, conseqüentemente diminuindo a percentagem de cal na mistura. Logo, em solos argilosos, a autora constatou que não há necessidade de utilizar grandes percentagens de cinza (superior a 8%).

Pode-se ressaltar ainda que a mistura com 3% de cal e 3% de cinza volante resultou num CBR ligeiramente superior (36%) em relação a adição de 5% de cal (32%) sobre o solo, conforme apresentado na Tabela 4.21. No entanto, o índice de expansão na mistura com 5% de cal é menor do que as outras misturas realizadas.

**Tabela 4.21 – Ensaio de CBR com adição de 5% cal e das misturas de cal mais cinza volante**

Ensaio		5% de Cal		3% Cal + 3% Cinza Volante		3% Cal + 6% Cinza Volante	
CBR	Penetração a 2,5 mm	31,6%	32%	35,6%	36%	23,6%	24%
	Penetração a 5,0 mm	33,1%		27,3%		25,8%	
	Expansão relativa	0,17%		0,35%		0,54%	

Com relação a expansividade no período de embebição de 96 horas do provete, nota-se através da Tabela 4.22 que em ambas as misturas de 3% de cal e 3 e 6% de cinza volante se obteve um índice de expansão bem menor em comparação ao solo natural e se estabilizou

logo nas primeiras 24 horas, como foi o caso da mistura de 5% de cal, apesar da expansão desta ainda ser ligeiramente inferior. Pode-se dizer, portanto, que a estabilização do índice de expansão que se deu nas primeiras horas nestes casos se deve essencialmente pela adição de cal no solo em estudo, sendo que a cinza volante não influenciou significativamente para estes resultados.

**Tabela 4.22 – Leituras da expansividade das misturas de cal mais cinza volante**

Solo Natural		5% de cal		3% de cal + 3% de cinza volante		3% de cal + 6% de cinza volante	
Data	Leituras (mm)	Data	Leituras (mm)	Data	Leituras (mm)	Data	Leituras (mm)
09/dez	4,00	11/mai	5,00	25/jun	4,00	02/jul	3,82
10/dez	6,17	12/mai	5,20	26/jun	4,41	03/jul	4,44
11/dez	7,50	13/mai	5,20	27/jun	4,41	04/jul	4,44
12/dez	7,91	14/mai	5,20	28/jun	4,41	05/jul	4,45
13/dez	8,47	15/mai	5,20	29/jun	4,41	06/jul	4,45

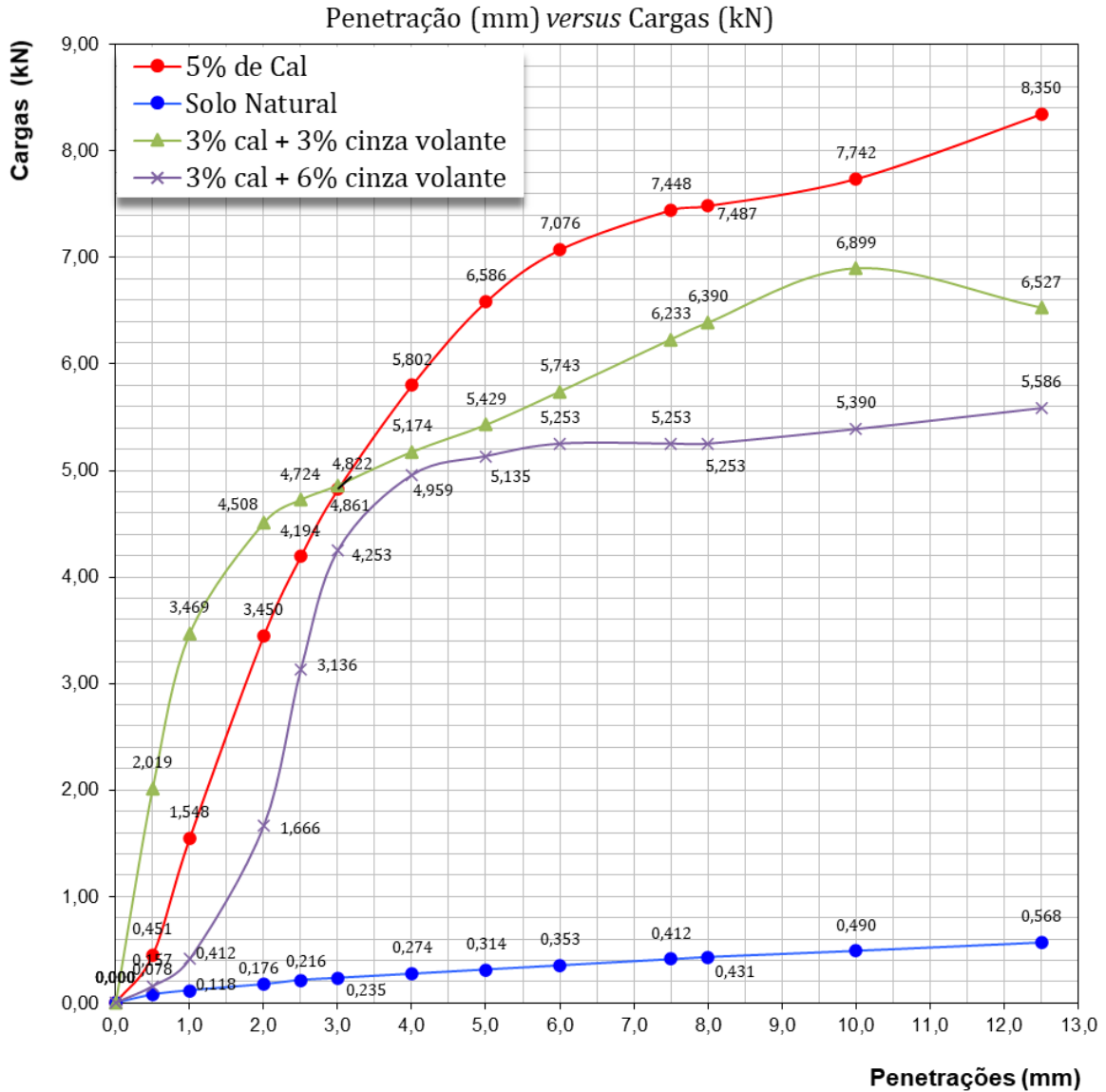
Nas leituras das forças às penetrações também se obteve resultados muito distintos em relação ao solo natural, e relativamente favoráveis, como pode-se observar na Tabela 4.23. Em comparação com a mistura de 5% de cal, os resultados mostraram-se ligeiramente parecidos com a mistura de 3% de cal e 3% de cinza volante, e relativamente distintos com a mistura de 3% de cal e 6% de cinza volante.

**Tabela 4.23 – Penetração e leitura do anel das misturas de cal mais cinza volante**

Penetração (mm)	Leitura no anel				Cargas (kN)			
	Solo natural	5% de cal	3% de cal + 3% de cinza volante	3% de cal + 6% de cinza volante	Solo natural	5% de cal	3% de cal + 3% de cinza volante	3% de cal + 6% de cinza volante
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5	4	23	103	8	0,0784	0,4508	2,0188	0,1568
1	6	79	177	21	0,1176	1,5484	3,4692	0,4116
2	9	176	230	85	0,1764	3,4496	4,508	1,666
2,5	11	214	241	160	0,2156	4,1944	4,7236	3,136
3	12	246	248	217	0,2352	4,8216	4,8608	4,2532
4	14	296	264	253	0,2744	5,8016	5,1744	4,9588
5	16	336	277	262	0,3136	6,5856	5,4292	5,1352
6	18	361	293	268	0,3528	7,0756	5,7428	5,2528
7,5	21	380	318	268	0,4116	7,448	6,2328	5,2528
8	22	382	326	268	0,4312	7,4872	6,3896	5,2528
10	25	395	352	275	0,49	7,742	6,8992	5,39
12,5	29	426	333	285	0,5684	8,3496	6,5268	5,586

Observando estes resultados graficamente (Gráfico 4.10) pode-se notar a grande diferença das leituras do anel e do valor final do CBR do solo natural em comparação com as misturas de ambos os materiais (cal mais cinza volante), e com adição de 5% de cal.

Gráfico 4.10 – Penetração (mm) versus cargas (kN) das misturas de cal mais cinza volante



No Anexo G estão apresentadas as fichas técnicas dos ensaios de Proctor e CBR das misturas com 3% de cal + 3% de cinza volante e com 3% de cal + 6% de cinza volante.

### 4.3. Síntese do estudo laboratorial

Apresentam-se de seguida todos os resultados dos ensaios de Proctor e CBR realizados e uma breve síntese dos resultados obtidos face às misturas desenvolvidas, no estudo laboratorial, e considerações referentes ao dimensionamento.

Na Tabela 4.24 estão apresentados resumidamente os resultados relevantes para se levar em consideração no dimensionamento de um pavimento, e para o solo de fundação.

Tabela 4.24 – Síntese dos ensaios laboratoriais de Proctor e CBR

Solo/Mistura	Proctor		CBR	
	W ótimo	$\gamma_d$ máx	CBR	Expansão
Solo Natural	13,6%	1,891 g.cm <sup>-3</sup>	2%	3,81%
14% de Cinza Volante	13,3%	1,90 g.cm <sup>-3</sup>	2%	3,89%
20% de Cinza Volante	13,1%	1,898 g.cm <sup>-3</sup>	2%	3,80%
5% de Cal	16,2%	1,83 g.cm <sup>-3</sup>	32%	0,17%
3% Cal + 3% Cinza Volante	14,9%	1,849 g.cm <sup>-3</sup>	36%	0,35%
3% Cal + 6% Cinza Volante	14,8%	1,85 g.cm <sup>-3</sup>	24%	0,54%

O solo natural não é tecnicamente favorável de se utilizar como solo de fundação de um pavimento, principalmente na questão do índice de expansão, onde o mesmo não deveria ultrapassar 2%, o que não é o caso do solo em estudo, já que o mesmo resultou num índice de expansão de 3,81%.

Já para o CBR do solo natural, se obteve o mínimo valor permitido, que é de 2%. No entanto, este valor ainda é relativamente baixo considerando que para um bom funcionamento e conservação das camadas seguintes do pavimento, o solo de fundação é um dos principais elementos que deve ser levado em consideração, para que, futuramente este não venha a sofrer com anomalias e deformações precoces.

Nos casos das misturas que levaram 14% e 20% de cinza volante, não serão levadas em consideração para posteriores fins comparativos no dimensionamento, visto que seus resultados se apresentaram ligeiramente parecidos aos do solo natural.

No Capítulo 5 serão comparados os dois melhores resultados obtidos face aos ensaios de CBR, ou seja, a mistura com adição de 5% de cal, e a mistura com ambos os materiais com adição de 3% de cal mais 3% de cinza volante, com o solo natural, apesar deste apresentar uma expansão superior da permitida. O mesmo só será considerado para fins comparativos no dimensionamento por apresentar um CBR mínimo de 2%.

## 5. Dimensionamento de Pavimento Flexível

A metodologia de pré-dimensionamento adotada nesta análise foi a preconizada pelo MACOPAV (JAE, 1995) sendo posteriormente utilizada uma abordagem empírico-mecanístico para o dimensionamento.

Portanto, neste capítulo são abordados o pré-dimensionamento e dimensionamento dos pavimentos rodoviários para os cenários de fundação escolhidos, sendo efetuado igualmente uma análise comparativa dos resultados obtidos.

### 5.1. Pré-dimensionamento pelo MACOPAV

Neste item são apresentados os parâmetros considerados para o pré-dimensionamento através do manual MACOPAV para o solo natural e as misturas definidas para fins comparativos: adição de 5% de cal e adição de 3% de cal mais 3% de cinza volante.

#### 5.1.1. Tráfego e período de dimensionamento

Em pavimentos flexíveis é usual adotar um período de dimensionamento de 20 anos, apesar de que para classes de tráfego com menor expressão ( $T_5$ ,  $T_6$  e  $T_7$ ), os períodos de dimensionamento podem ser inferiores (10 e 15 anos). Para o pré-dimensionamento realizado no presente trabalho, foram escolhidas três classes distintas de tráfego:  $T_1$ ,  $T_2$  e  $T_4$  que são representativas de um espectro abrangente de situações (remetendo a um período de dimensionamento de 20 anos).

Para cada classe de tráfego são considerados alguns parâmetros como o  $TMDA_p$ , uma taxa média de crescimento anual de veículos no período de dimensionamento, e um fator de agressividade do tráfego, conforme estipulado no MACOPAV. Para as classes de tráfego em estudo, estes parâmetros são apresentados na Tabela 5.1. Nos cálculos são utilizados os valores máximos de  $TMDA_p$  simulado assim a situação mais desfavorável de cada classe.

Tabela 5.1 – Parâmetros do tráfego (adaptado de JAE, 1995)

Classe de Tráfego	( $TMDA_p$ )	Taxa média de crescimento anual (%)	Fator de agressividade (eixo padrão de 80 kN)
$T_4$	300-500	4	4
$T_2$	800-1200	5	5
$T_1$	1200-2000	5	5,5

Com os parâmetros determinados, obtém-se o tráfego acumulado de eixos padrão durante o período de dimensionamento, correspondente às classes de tráfego, conforme às equações 2.1 e 2.2 do Capítulo 2. A Tabela 5.2 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 5.2 – Número acumulado de passagens do eixo padrão

Classe de tráfego	C	$N_{80}^{dim}$
T <sub>1</sub>	1,65	1,32E+08
T <sub>2</sub>	1,65	7,23E+07
T <sub>4</sub>	1,49	2,18E+07

### 5.1.2. Classes de fundação e estrutura do pavimento

Como já definido no Capítulo 4, serão comparadas diferentes situações de dimensionamento obtidos frente aos ensaios de CBR realizados no programa laboratorial. A seguir, solo natural e as misturas serão apresentadas através de siglas, sendo:

- Solo natural: SN
- Solo mais adição de 5% de cal: SN+5C
- Solo mais adição de 3% de cal mais 3% de cinza volante: SN+3C+3CV

A partir do CBR, pode-se definir a classe de terreno para cada situação, de acordo com a Tabela 2.3. A Tabela 5.3 apresenta a classe de terreno encontrada para o solo natural e para as misturas.

Tabela 5.3 – CBR e classes do terreno de fundação

Solo / Mistura	CBR (%)	Classe de Terreno
SN	2	S <sub>0</sub>
SN+5C	32	S <sub>4</sub>
SN+3C+3CV	36	S <sub>4</sub>

Com o auxílio do Quadro 4.6 do MACOPAV, referente as camadas de leito em materiais não ligados, definiu-se a classe de fundação. Para o solo natural (S<sub>0</sub>) o quadro remete a um estudo especial para a espessura da camada de leito. Portanto, para se ter a possibilidade deste ser comparável, optou-se por considerar o solo natural com uma classe de terreno S<sub>1</sub>, e uma classe de fundação F<sub>2</sub>, já que a classe F<sub>1</sub> não é admissível para as classes de tráfego em estudo, conforme apresentado nas estruturas de pavimento do MACOPAV. Para as duas misturas (SN+5C e SN+3C+3CV), das quais a classe de terreno resultou em S<sub>4</sub>, definiu-se

uma classe de fundação  $F_3$  ao invés de  $F_4$ , para o ponto de partida ser a favor a segurança. A Tabela 5.4 apresenta as classes de fundação definidas.

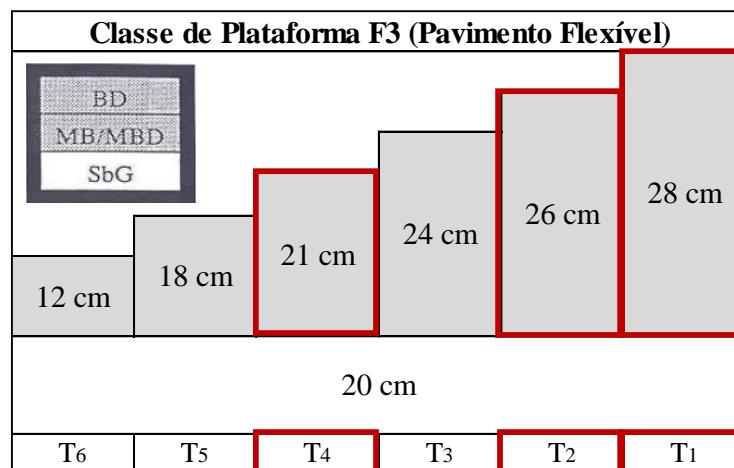
**Tabela 5.4 – Classes de fundações e espessura da camada de leito (adaptado de JAE, 1995)**

Solo / Mistura	Classe de terreno	Classe de fundação	Espessura da camada de leito (cm)
SN	S <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	60 S <sub>3</sub> ou 40 S <sub>4</sub>
SN+5C	S <sub>4</sub>	F <sub>3</sub>	(1)
SN+3C+3CV	S <sub>4</sub>	F <sub>3</sub>	(1)

(1) - Em escavação deve ser escarificado e recompactado na profundidade necessária à garantia de uma espessura final de 30 cm bem compactada; em aterro as condições de fundação estão garantidas.

Como pode-se observar na Tabela 5.4, o leito do pavimento que leva o solo natural, precisaria de um acréscimo de 60 cm de um solo do tipo S<sub>3</sub> (CBR entre 10% e 20%) ou 40 cm de um solo do tipo S<sub>4</sub> (CBR > 20%). Portanto, teria obrigatoriamente de buscar outro tipo de solo para o leito do pavimento. Nos casos de ambas as misturas, se utilizar uma camada bem compactada do solo melhorado, as condições de suporte do leito seriam garantidas com 30 cm, não sendo necessária a busca e transporte por outro solo.

Para as misturas SN+5C e SN+3C+3CV, onde a classe de fundação definida é F<sub>3</sub>, a estrutura adotada para as camadas do pavimento está representada na Figura 5.1, do qual a camada granular tem uma espessura total de 20 cm e as camadas betuminosas um total de 21 cm para uma classe de tráfego T<sub>4</sub>, 26 cm para uma classe de tráfego T<sub>2</sub> e 28 cm para a classe de tráfego T<sub>1</sub>. Para o caso do solo natural, onde a classe de fundação é F<sub>2</sub>, acrescenta-se um total de 4 cm na camada betuminosa de acordo com o MACOPAV. Portanto, a camada granular é de 20 cm, e as camadas betuminosas têm um total de 25 cm para a classe de tráfego T<sub>4</sub>, 30 cm para uma classe de tráfego T<sub>2</sub> e 32 cm para uma classe de tráfego T<sub>1</sub>.



**Figura 5.1 – Estrutura do pavimento para ambas as misturas (adaptado de JAE, 1995)**

A estrutura definida para cada uma das camadas do pré-dimensionamento conforme o MACOPAV do solo natural e das misturas estão apresentadas nas Tabela 5.5 e Tabela 5.6 para as três situações de tráfego consideradas.

**Tabela 5.5 – Estrutura e espessuras das camadas do pré-dimensionamento para o solo natural**

<b>Estrutura do pavimento F2 - SN</b>				
<b>Camada</b>		<b>Espessuras das camadas (cm)</b>		
		<b>Classe de tráfego T<sub>1</sub></b>	<b>Classe de tráfego T<sub>2</sub></b>	<b>Classe de tráfego T<sub>4</sub></b>
1	Camada de desgaste (BD)	5	5	5
2	Camada de regularização (MB)	12	10	10
3	Camada de base (MB)	15	15	10
4	Camada de sub-base (SbG)	20	20	20
5	Solo de fundação	+ 40 cm de solo S4	+ 40 cm de solo S4	+ 40 cm de solo S4

**Tabela 5.6 – Estrutura e espessuras das camadas do pré-dimensionamento para as misturas**

<b>Estrutura do pavimento F3 - Misturas: SN + 5C e SN + 3C + 3CV</b>				
<b>Camada</b>		<b>Espessuras das camadas (cm)</b>		
		<b>Classe de tráfego T<sub>1</sub></b>	<b>Classe de tráfego T<sub>2</sub></b>	<b>Classe de tráfego T<sub>4</sub></b>
1	Camada de desgaste (BD)	5	5	5
2	Camada de regularização (MB)	10	10	8
3	Camada de base (MB)	13	11	8
4	Camada de sub-base (SbG)	20	20	20
5	Solo de fundação	30	30	30

Através do CBR é possível definir ainda o módulo de deformabilidade do solo de fundação ( $E_{sf}$ ) (Equação 2.3). Para os materiais granulares, o módulo de deformabilidade ( $E_g$ ) é estimado a partir do módulo de deformabilidade da camada subjacente (Equação 2.5).

A Tabela 5.7 apresenta os valores de E ( $E_{sf}$  e  $E_g$ ) para cada cenário em estudo.

**Tabela 5.7 – Módulos de deformabilidade do solo de fundação e da camada granular**

<b>Solo / Mistura</b>	<b>CBR (%)</b>	<b>Solo de fundação</b>	<b>Camada granular</b>
		$E_{sf}$ (MPa)	$E_g$ (MPa)
SN	2	20	43,4
SN+5C	32	320	694,5
SN+3C+3CV	36	360	781,3

## 5.2. Dimensionamento mecânico-empírico

### 5.2.1. Módulo de deformabilidade das camadas betuminosas

Em Portugal é usual definir o módulo de deformabilidade das misturas betuminosas de acordo com a metodologia da Shell (1978). Portanto, leva-se em consideração a rigidez do betume para o dimensionamento. Este é determinado através das temperaturas da região e do material, e o tipo de betume que será aplicado.

A formulação e passos para determinar o módulo de deformabilidade das camadas betuminosas serão seguidas conforme o subtítulo 2.5 do Capítulo 2.

#### 5.2.1.1. Temperatura de serviço

Este procedimento de cálculo utiliza uma temperatura anual do ar ponderada, da qual deriva das temperaturas médias mensais da região que se pretende realizar o dimensionamento. Para determinar a temperatura ponderada (TMAAP), utilizaram-se as equações 2.6 e 2.7, e as temperaturas mensais da cidade de Leiria (TMMA), onde se chegou aos resultados apresentados na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 – Coeficiente W e temperatura média anual ponderada (Climate-data.org, 2020)

Mês	Leiria		
	TMMA (°C)	W	TMAAP (°C)
Janeiro	10,8	0,29	<b>16,71</b>
Fevereiro	11,4	0,32	
Março	13,3	0,41	
Abril	14,9	0,50	
Maió	16,6	0,62	
Junho	19,1	0,86	
Julho	20,7	1,06	
Agosto	21,1	1,11	
Setembro	19,9	0,95	
Outubro	17,6	0,71	
Novembro	13,7	0,43	
Dezembro	11,3	0,31	
<b>MÉDIA</b>		<b>0,63</b>	

Por fim, definiu-se a temperatura de serviço (TMAB) através dos ábacos ilustrados na Figura 5.2 e na Figura 5.3, conforme as espessuras das camadas betuminosas obtidas no pré-dimensionamento conforme o MACOPAV, e a TMAAP. Os valores de TMAB são obtidos ao meio de cada camada betuminosa.

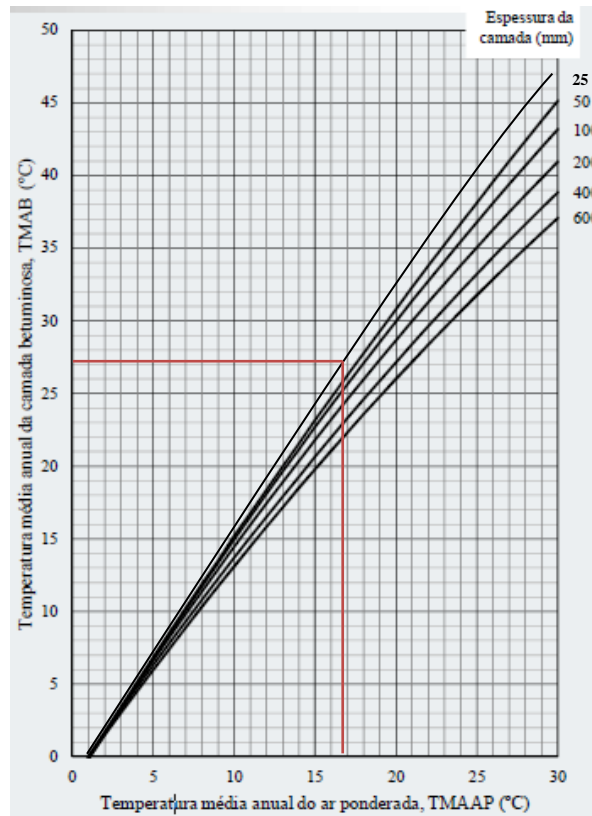


Figura 5.2 – TMAB das camadas betuminosas 1 (camada de desgaste)

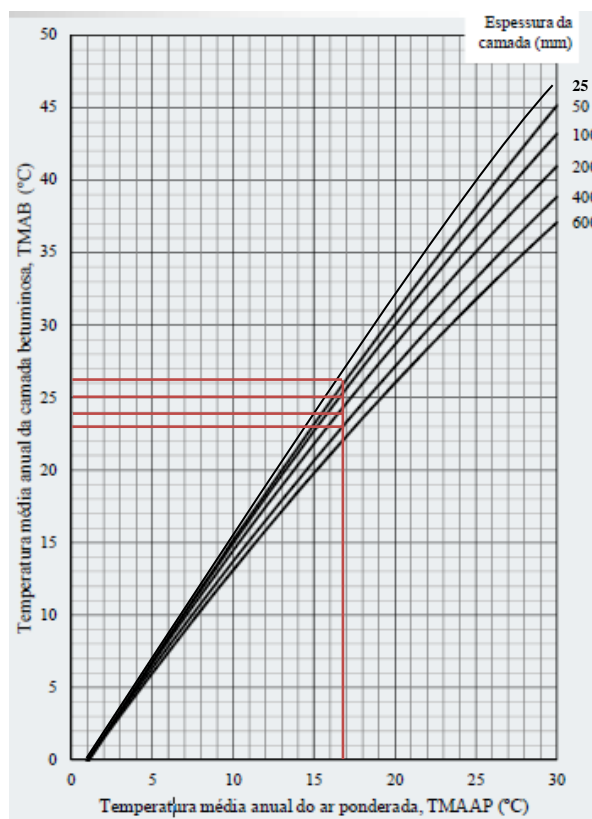


Figura 5.3 – TMAB das camadas betuminosas 2 e 3 (camada de regularização e base)

A camada betuminosa 1 (camada de desgaste) é de 50 mm em todos os cenários do pré-dimensionamento, portanto, obteve-se uma  $TMAB_{25}$  de 27°C através do ábaco da Figura 5.2. Para as camadas betuminosas 2 (camada de regularização) e 3 (camada de base), foram retirados os valores de TMAB referentes as espessuras de 50 mm (26°C), 100 mm (25°C), 200 mm (24°C) e de 400 mm (23°C) e definiu-se a TMAB das espessuras corretas através de interpolação. Na Tabela 5.9 e Tabela 5.10 estão os resultados obtidos da TMAB para cada uma das situações em estudo.

**Tabela 5.9 – Valores da TMAB para o solo natural**

Solo natural SN									
Camada betuminosa	Espessura (mm)	TMAB		Espessura (mm)	TMAB		Espessura (mm)	TMAB	
		T <sub>1</sub>			T <sub>2</sub>			T <sub>4</sub>	
C. betuminosa 1 (desgaste)	50	27 °C	(TMAB <sub>25</sub> )	50	27 °C	(TMAB <sub>25</sub> )	50	27 °C	(TMAB <sub>25</sub> )
C. betuminosa 2 (regularização)	120	24,9 °C	(TMAB <sub>110</sub> )	100	25 °C	(TMAB <sub>100</sub> )	100	25 °C	(TMAB <sub>100</sub> )
C. betuminosa 3 (base)	150	23,78 °C	(TMAB <sub>245</sub> )	150	23,88 °C	(TMAB <sub>225</sub> )	100	24 °C	(TMAB <sub>200</sub> )

**Tabela 5.10 – Valores da TMAB para as misturas**

Misturas: SN+5C e SN+3C+3CV									
Camada betuminosa	Espessura (mm)	TMAB		Espessura (mm)	TMAB		Espessura (mm)	TMAB	
		T <sub>1</sub>			T <sub>2</sub>			T <sub>4</sub>	
C. betuminosa 1 (desgaste)	50	27 °C	(TMAB <sub>25</sub> )	50	27 °C	(TMAB <sub>25</sub> )	50	27 °C	(TMAB <sub>25</sub> )
C. betuminosa 2 (regularização)	100	25 °C	(TMAB <sub>100</sub> )	100	25 °C	(TMAB <sub>100</sub> )	80	25,2 °C	(TMAB <sub>90</sub> )
C. betuminosa 3 (base)	130	23,93 °C	(TMAB <sub>215</sub> )	110	23,98 °C	(TMAB <sub>205</sub> )	80	24,3 °C	(TMAB <sub>170</sub> )

#### 5.2.1.2. Rigidez do betume e previsão do módulo de deformabilidade

Como o E depende da  $S_b$ , primeiramente deve-se determinar as características do betume. A classe de betume definida para se utilizar nas camadas granular e betuminosa é de 50/70. O valor de  $PEN_{25}$  é a média dos valores limites da classe de betume utilizado. Definiu-se também uma velocidade de circulação do tráfego de 70 km/h. Na Tabela 5.11 e na Tabela 5.12 são apresentados os cálculos que definem a  $S_b$  para o solo natural e para as misturas.

Tabela 5.11 – Características do betume das camadas betuminosas para o solo natural

Rigidez do betume - SN									
	Camada betuminosa 1			Camada betuminosa 2			Camada betuminosa 3		
Tipo de betume	Betume tipo 50/70			Betume tipo 50/70			Betume tipo 50/70		
Classe de tráfego	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>
Temperatura de serviço (°C)	27	27	27	24,9	25	25	23,78	23,88	24
PEN <sub>25</sub> (°C)	60	60	60	60	60	60	60	60	60
Velocidade de circulação do tráfego	70	70	70	70	70	70	70	70	70
Penetração corrigido PEN <sub>25r</sub> (°C)	39	39	39	39	39	39	39	39	39
T <sub>abr</sub>	57,21	57,21	57,21	57,21	57,21	57,21	57,21	57,21	57,21
Índice de penetração do betume	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12
Tempo de carregamento - t <sub>c</sub> (seg)	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
S <sub>b</sub> (MPa)	15,69	15,69	15,69	21,96	21,62	21,62	26,04	25,65	25,19

Tabela 5.12 – Características do betume das camadas betuminosas para as misturas

Rigidez do betume - SN+5C e SN+3C+3CV									
	Camada betuminosa 1			Camada betuminosa 2			Camada betuminosa 3		
Tipo de betume	Betume tipo 50/70			Betume tipo 50/70			Betume tipo 50/70		
Classe de tráfego	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>
Temperatura de serviço (°C)	27	27	27	25	25	25,2	23,93	23,98	24,3
PEN <sub>25</sub> (°C)	60	60	60	60	60	60	60	60	60
Velocidade de circulação do tráfego	70	70	70	70	70	70	70	70	70
Penetração corrigido PEN <sub>25r</sub> (°C)	39	39	39	39	39	39	39	39	39
T <sub>abr</sub>	57,21	57,21	57,21	57,21	57,21	57,21	57,21	57,21	57,21
Índice de penetração do betume	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12
Tempo de carregamento - t <sub>c</sub> (seg)	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
S <sub>b</sub> (MPa)	15,69	15,69	15,69	21,62	21,62	20,96	25,46	25,27	24,07

A previsão do E foi realizada conforme descrito no item 2.5.3 do Capítulo 2. Portanto, em relação à S<sub>b</sub> que está entre o intervalo de  $5 \times 10^6 \text{ Pa} < S_b < 1 \times 10^9 \text{ Pa}$ , utilizou-se a equação 2.3. A Tabela 5.13 e a Tabela 5.14 apresentam os resultados obtidos face ao valor de E das camadas betuminosas para os casos do solo natural e das misturas

Tabela 5.13 – Módulo de deformabilidade das camadas betuminosas para o solo natural

Módulo de deformabilidade - SN									
	Camada betuminosa 1			Camada betuminosa 2			Camada betuminosa 3		
Classe de tráfego	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>
Sm 108	9,98			9,98			9,98		
Sm 3109	10,60			10,60			10,60		
S 68	0,67			0,66			0,66		
S 89	0,46			0,46			0,46		
A	9,71	9,71	9,71	9,70	9,70	9,70	9,75	9,74	9,74
E (Pa)	5,07E+09	5,07E+09	5,07E+09	5,02E+09	4,97E+09	4,97E+09	5,58E+09	5,53E+09	5,46E+09

Tabela 5.14 – Módulo de deformabilidade das camadas betuminosas para as misturas

Módulo de deformabilidade - SN+5C e SN+3C+3CV									
Classe de tráfego	Camada betuminosa 1			Camada betuminosa 2			Camada betuminosa 3		
	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>
Sm 108	9,98			9,98			9,98		
Sm 3109	10,60			10,60			10,60		
S 68	0,67			0,66			0,66		
S 89	0,46			0,46			0,46		
A	9,71	9,71	9,71	9,70	9,70	9,69	9,74	9,74	9,73
E (Pa)	5,07E+09	5,07E+09	5,07E+09	4,97E+09	4,97E+09	4,88E+09	5,50E+09	5,47E+09	5,31E+09

### 5.2.2. Critérios de fadiga e deformação permanente – Método Shell

As extensões do pavimento foram realizadas através do auxílio do *Software KenPave*. Foram definidos como pontos de medição das extensões a base das camadas betuminosas e o topo do solo de fundação, que são os pontos críticos do pavimento, conforme o método da Shell (Shell, 1978) (Figura 5.4).

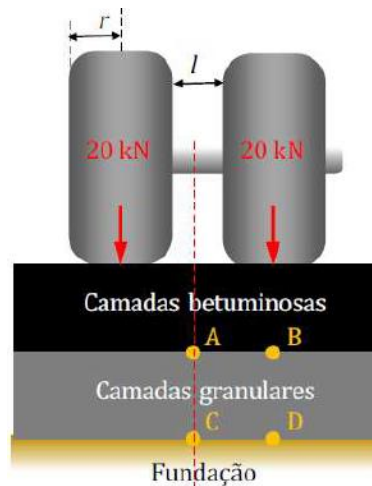


Figura 5.4 – Modelo de resposta do pavimento (adaptado de Shell)

Onde:

- Raio de contato ( $r$ ) = 106 mm
- Distância entre rodas ( $l$ ) = 105 mm
- Distância da origem ao ponto de aplicação das cargas:  $105/2 + 106 = 158,5$  mm
- Distância entre cargas:  $158,5 \times 2 = 317$  mm
- Pressão:  $20000/(l \times 0,106^2) = 566,589$  kPa

Na Tabela 5.15 está apresentado o cenário referente ao solo natural, nas três situações de tráfego, com os respectivos módulos de deformabilidade obtidos em cada camada e suas espessuras referentes ao pré-dimensionamento através do MACOPAV. O coeficiente de Poisson foi definido conforme o MACOPAV (JAE, 1995).

**Tabela 5.15 – Cenário do solo natural conforme pré-dimensionamento**

Solo natural								
Camada	Material	Coeficiente de Poisson	E (Mpa)			Espessura (cm)		
			T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>
1	Camada Betuminosa	0,35	5070	5070	5070	5	5	5
2	Camada Betuminosa	0,35	5020	4970	4970	12	10	10
3	Camada Betuminosa	0,35	5580	5530	5460	15	15	10
4	Material Granular	0,3	43,4	43,4	43,4	20	20	20
5	Solo de Fundação	0,35	20	20	20	Semi-infinita	Semi-infinita	Semi-infinita

A Tabela 5.16 e a Tabela 5.17 apresentam os cenários referente as misturas com 5% de cal e 3% de cal mais 3% de cinza volante.

**Tabela 5.16 – Cenário do solo natural com adição de 5% de cal conforme pré-dimensionamento**

Mistura SN + 5C								
Camada	Material	Coeficiente de Poisson	E (Mpa)			Espessura (cm)		
			T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>
1	Camada Betuminosa	0,35	5070	5070	5070	5	5	5
2	Camada Betuminosa	0,35	4970	4970	4880	10	10	8
3	Camada Betuminosa	0,35	5500	5470	5310	13	11	8
4	Material Granular	0,3	694,5	694,5	694,5	20	20	20
5	Solo de Fundação	0,35	320	320	320	Semi-infinita	Semi-infinita	Semi-infinita

**Tabela 5.17 – Cenário do solo natural com adição de 3% de cal mais 3% de cinza volante conforme pré-dimensionamento**

Mistura SN + 3C + 3CV								
Camada	Material	Coeficiente de Poisson	E (Mpa)			Espessura (cm)		
			T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>
1	Camada Betuminosa	0,35	5070	5070	5070	5	5	5
2	Camada Betuminosa	0,35	4970	4970	4880	10	10	8
3	Camada Betuminosa	0,35	5500	5470	5310	13	11	8
4	Material Granular	0,3	781,3	781,3	781,3	20	20	20
5	Solo de Fundação	0,35	360	360	360	Semi-infinita	Semi-infinita	Semi-infinita

Os pontos de medição das extensões do pavimento (pontos A, B, C e D da Figura 5.4) estão apresentadas na Tabela 5.18, e são usados como inserção de dados no *Software KenPave*.

**Tabela 5.18 – Pontos de medição das extensões do pavimento**

Pontos de medição das extensões do pavimento						
Solo/Mistura	T <sub>1</sub>		T <sub>2</sub>		T <sub>4</sub>	
	Z <sub>1</sub> (cm)	Z <sub>2</sub> (cm)	Z <sub>1</sub> (cm)	Z <sub>2</sub> (cm)	Z <sub>1</sub> (cm)	Z <sub>2</sub> (cm)
SN	31,9	52,1	29,9	50,1	24,9	45,1
SN+5C	27,9	48,1	25,9	46,1	20,9	41,1
SN+3C+3CV	27,9	48,1	25,9	46,1	20,9	41,1

Face as Equações 2.21 e 2.22, é definido um  $N_{80máx}$  ( $N_{adm}$ ) para os critérios fadiga e a deformação permanente, conforme as seguintes equações:

$$\text{Fadiga: } N_{80máx} = \left( \frac{0,856 \cdot V_b + 1,08}{\epsilon_t \cdot E_m^{0,36}} \right)^5 \quad (5.1)$$

$$\text{Deformação Permanente: } N_{80máx} = \left( \frac{\epsilon_z}{K_s} \right)^{-4} \quad (5.2)$$

### 5.2.3. Resultados do dimensionamento – *KenPave*

Para a análise técnica e econômica do pavimento, realizou-se uma proporção entre o  $N_{80máx}$  (de fadiga e de deformação permanente) e o  $N_{80}^{(dim)}$  ( $N_{80}$  do pré-dimensionamento conforme o MACOPAV) para os cenários de tráfego  $T_1$ ,  $T_2$  e  $T_4$ , conforme equação 2.23, para o cálculo do dano (D).

Se o valor de D for superior a 100% o pavimento está subdimensionado, e se for inferior a 80% o pavimento está sobredimensionado. Portanto, o objetivo é uma estrutura mais leve que garanta  $D \leq 100\%$  (de preferência entre 70 e 90 % para manter a segurança). Caso essa relação falhar, verifica-se a possibilidade de alterar a geometria do pavimento até se ter um pavimento técnico e economicamente favorável.

Na Tabela 5.19 são apresentados os resultados relativos ao D máximo entre fadiga e deformação permanente do pavimento dos cenários em estudo. Os resultados do *Software KenPave* para cada um dos cenários, assim como o memorial de cálculo do D, pode ser conferido através do Anexo H.

**Tabela 5.19 – Resultados do D máximo dos cenários conforme pré-dimensionamento pelo MACOPAV**

<b>Dano máximo (%) - Conforme pré-dimensionamento</b>			
Solo / Mistura	Classe de tráfego		
	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>
SN	232,40	199,68	212,47
SN + 5C	3,21	2,51	2,34
SN + 3C + 3CV	2,42	1,88	1,70

Para o solo natural, nas três classes de tráfego consideradas para o estudo, o D máximo, que se refere a deformação permanente neste caso, é de 232,40% ( $T_1$ ), 199,68% ( $T_2$ ) e 212,47%

(T<sub>4</sub>), ou seja, maior que 100%. Portanto, o pavimento está subdimensionado para as três classes de tráfego, sendo tecnicamente impossível a utilização do solo natural como solo de fundação para estes cenários. A solução seria aumentar a espessura das camadas betuminosas, para analisar a possibilidade de se chegar a um valor de D inferior a 100%.

Ao contrário dos resultados de D do solo natural, os resultados no caso das misturas, tanto SN+5C, quanto com SN+3C+3CV, o D é muito inferior a 80% nas três classes de tráfego estudadas, demonstrando um sobredimensionamento do pavimento e conseqüentemente a sua inviabilidade. Nota-se que os valores de D máximos variam de 1,70% a 3,21%. A solução para aumentar o valor de D, e tornar estes cenários mais econômicos, seria retirar uma camada betuminosa, diminuindo assim a espessura global do pavimento.

Quando o solo natural é melhorado com a 5% de cal, ou com a mistura de 3% de cal mais 3% cinza volante, o sobredimensionamento do pavimento se reflete diretamente nos resultados do CBR, onde para o solo natural obteve-se um CBR de 2%, e para as misturas um CBR 32% e 36%, respectivamente.

Portanto, a fim de apresentar condições mais econômicas, alterou-se a geometria do pavimento dos cenários das misturas para as três classes de tráfego. Decidiu-se retirar uma camada betuminosa, formando um pavimento com duas camadas betuminosas (camada de desgaste e camada de base ou regularização). Realizaram-se tentativas através do *Software KenPave*, até se chegar em um pavimento que tenha um D máximo (de fadiga ou deformação permanente) entre os valores de 70% e 90%. Para o cenário do solo natural, e para fins comparativos, aumentou-se a espessura total da camada betuminosa, para diminuir o valor de D, e este ser comparável com os demais cenários.

De acordo com o Quadro 5.3 do MACOPAV, a camada de desgaste em betão betuminoso (BD) deve ser de 4 cm a 6 cm espessura e a camada de base em macadame betuminoso (MB) entre 8 cm e 16 cm de espessura. No caso de se utilizar a camada de regularização em mistura betuminosa densa (MBD) a espessura deve ser entre 5 cm e 8 cm de espessura. Para todos os cenários, definiu-se uma camada de desgaste de 5 cm por questões construtivas. As demais camadas betuminosas foram definidas a partir de tentativas realizadas no *Software KenPave*, face aos resultados do D.

Para inserir novamente os dados no *Software KenPave*, foram recalculados a TMAB de cada camada betuminosa e conseqüentemente, os módulos de deformabilidade. O memorial

destes cálculos pode ser conferido através do Anexo I, bem como os novos pontos de medição das extensões do pavimento.

Na Tabela 5.20 está o novo cenário do solo natural com a alteração da geometria das camadas betuminosas, bem como os valores de E para cada nova espessura. O solo natural é constituído por uma camada de desgaste em BD, e a segunda e terceira camada betuminosa são camadas de base em MB.

**Tabela 5.20 – Cenário do solo natural com nova geometria**

Solo natural								
Camada	Material	Coeficiente de Poisson	E (Mpa)			Espessura (cm)		
			T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>
1	Camada Betuminosa	0,35	5070	5070	5070	5	5	5
2	Camada Betuminosa	0,35	5120	5070	5020	16	14	12
3	Camada Betuminosa	0,35	5700	5630	5540	16	15	12
4	Material Granular	0,3	43,4	43,4	43,4	20	20	20
5	Solo de Fundação	0,35	20	20	20	Semi-infinita	Semi-infinita	Semi-infinita

Na Tabela 5.21 e na Tabela 5.22 estão apresentados os cenários das misturas. A camada de desgaste é em BD. A segunda camada betuminosa para a classe de tráfego T<sub>1</sub> é uma camada de base em MB. Já no caso das classes de tráfego T<sub>2</sub> e T<sub>4</sub>, a segunda camada betuminosa é uma camada de regularização em MBD.

**Tabela 5.21 – Cenário do solo natural com adição de 5% de cal com nova geometria**

Mistura SN + 5C								
Camada	Material	Coeficiente de Poisson	E (Mpa)			Espessura (cm)		
			T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>
1	Camada Betuminosa	0,35	5070	5070	5070	5	5	5
2	Camada Betuminosa	0,35	4920	4830	4740	9	7	5
3	Material Granular	0,3	694,5	694,5	694,5	20	20	20
4	Solo de Fundação	0,35	320	320	320	Semi-infinita	Semi-infinita	Semi-infinita

**Tabela 5.22 – Cenário do solo natural com adição de 3% de cal mais 3% de cinza volante com nova geometria**

Mistura SN + 3C + 3CV								
Camada	Material	Coeficiente de Poisson	E (Mpa)			Espessura (cm)		
			T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>
1	Camada Betuminosa	0,35	5070	5070	5070	5	5	5
2	Camada Betuminosa	0,35	4880	4780	4740	8	6	5
3	Material Granular	0,3	781,3	781,3	781,3	20	20	20
4	Solo de Fundação	0,35	360	360	360	Semi-infinita	Semi-infinita	Semi-infinita

Os resultados do D para estes novos cenários são apresentados na Tabela 5.23. No Anexo J são apresentados os resultados do *Software KenPave* para cada um dos novos cenários, assim como o memorial de cálculo do D.

Tabela 5.23 – Resultados do D máximo entre fadiga e deformação permanente dos cenários com nova geometria

<b>Dano máximo (%) - Nova geometria</b>			
Solo / Mistura	Classe de tráfego		
	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>
SN	81,76	82,58	76,05
SN + 5C	90,19	89,19	46,43
SN + 3C + 3CV	84,39	80,03	30,91

Para o solo natural, o D resultou em uma solução tecnicamente viável para o novo cenário, com resultados de 81,76% (T<sub>1</sub>) 82,58% (T<sub>2</sub>) e 76,05% (T<sub>4</sub>). No entanto, a espessura total das camadas betuminosas aumentou significativamente em relação ao pré-dimensionamento, obtendo um total de camadas betuminosas de 37 cm para a classe de tráfego T<sub>1</sub>, 34 cm para a classe de tráfego T<sub>2</sub>, e 29 cm para a classe de tráfego T<sub>4</sub>, não sendo soluções economicamente viáveis.

Nos casos das misturas, obteve-se uma solução técnica e economicamente viável a partir da redução total das camadas betuminosas. Para a classe de tráfego T<sub>1</sub>, os valores dos danos resultaram em 81,76% (SN) com a espessura total das camadas betuminosas de 37 cm, 90,19% (SN+5C) com espessura total das camadas betuminosas de 14 cm e 89,39% (SN+3C+3CV) com espessura total das camadas betuminosas de 13 cm. Portanto, numa solução em que é levada em consideração a classe de tráfego T<sub>1</sub>, o cenário em que mais se economizaria em materiais betuminosos, é a mistura que leva 3% de cal mais 3% de cinza volante para o solo de fundação, visto que esta solução que resultou na menor espessura total de camadas betuminosas.

O mesmo ocorre para a classe de tráfego T<sub>2</sub>, onde os valores do D resultaram em 82,58% (SN) com a espessura total das camadas betuminosas de 34 cm, 89,19% (SN+5C) com a espessura total das camadas betuminosas de 12 cm e 80,03% (SN+3C+3CV) com a espessura total das camadas betuminosas de 11 cm. Neste caso a solução mais economicamente viável em termos de materiais betuminosos, também é o cenário que leva 3% de cal mais 3% de cinza volante como solo de fundação do pavimento.

Para a classe de tráfego T<sub>4</sub>, os valores do D resultaram em 76,05% (SN) com espessura total das camadas betuminosas de 29 cm, 46,43% (SN+5C) com espessura total das camadas betuminosas de 10 cm e 30,91% (SN+3C+3CV) com espessura total das camadas betuminosas de 10 cm. No caso das misturas para a classe de tráfego T<sub>4</sub> já estão sendo utilizadas as espessuras mínimas conforme Quadro 5.3 do MACOPAV. No entanto, apesar

dos valores de D das misturas serem inferiores a 70%, ainda são soluções mais econômicas, visto que levam uma espessura total das camadas betuminosas de 10 cm, valor este muito inferior se comparado com a espessura total do cenário do solo natural que seria de 29 cm para obter um D entre 70 e 90%.

A Tabela 5.24 apresenta uma síntese do valor de D conforme as espessuras dos cenários da nova geometria.

**Tabela 5.24 – Síntese de resultados da espessura total das camadas betuminosas e valor de D**

Classe de tráfego	T1		T2		T4	
	Espessura total das camadas betuminosas	D (%)	Espessura total das camadas betuminosas	D (%)	Espessura total das camadas betuminosas	D (%)
SN	37 cm	81,76	34 cm	82,58	29 cm	76,05
SN + 5C	14 cm	90,19	12 cm	89,19	10 cm	46,43
SN + 3C + 3CV	13 cm	84,39	11 cm	80,03	10 cm	30,91

Constata-se que o melhoramento do solo natural em estudo, tanto com a adição de 5% de cal, quanto com a adição de 3% de cal mais 3% de cinza volante, além de diminuir o total das espessuras das camadas betuminosas, torna o solo aplicável no local da obra, diminuindo os custos com materiais betuminosos, os custos com transportes e a busca por solos melhores.

Essa grande diferença entre as espessuras totais das camadas betuminosas do solo natural e das misturas, se reflete diretamente no valor do CBR. O solo natural apresentou um CBR de 2%, enquanto as misturas apresentaram valores de CBR de 32% (SN+5C) e 36% (SN+3C+3CV), ou seja, o CBR é 16 e 18 vezes maior do que o do solo natural, respectivamente.

## 6. Conclusões

### 6.1. Melhoria de solos

A utilização de materiais existentes próximos à execução da obra, mesmo aqueles que seriam descartados para aterros, geram economia, essencialmente em relação aos gastos com transporte. A exploração de materiais de melhor qualidade, são muitas vezes trazidos de locais mais distantes, podendo gerar impactos ambientais e alto custo com transporte. A técnica de estabilização e/ou melhoramento dos solos, é uma solução mais econômica para utilização do solo *in loco*, podendo este ainda servir como estratégia para a diminuição de camadas estruturais no dimensionamento de pavimentos.

A estabilização com cal e principalmente com cimento, se adequa à maioria dos solos. No entanto, atualmente, tem-se realizado mais pesquisas referentes ao uso de estabilizantes resultantes dos resíduos industriais, como a cinza volante, a fim de viabilizar mais tal técnica, tanto economicamente, quanto ambientalmente.

Este trabalho teve como principal objetivo contribuir no estudo face ao melhoramento e estabilização de um solo da cidade de Leiria (Portugal) para sua utilização como solo de fundação em pavimentos flexíveis. Aprofundou-se informações referente ao método de estabilização química, onde a alteração das propriedades do solo a melhorar era conseguida através da adição de cal, cinza volante, e mistura de ambos os materiais.

Foram realizados ensaios para caracterização do solo natural e ensaios de compactação Proctor e CBR para avaliar a capacidade de suporte e o índice de expansão. Posteriormente, foram estudadas misturas com adição de cinza volante, nas percentagens de 14% e 20%, e por fim, avaliou-se a possibilidade de se adicionar a cal no estudo. As misturas foram realizadas com adição de 5% de cal, e posteriormente com adição de 3% de cal mais 3% de cinza volante e 3% de cal mais 6% de cinza volante sobre o solo natural.

Dos ensaios laboratoriais, constatou-se que o solo natural:

- Corresponde a uma argila de baixa plasticidade (CL) de acordo com a classificação da S.U.C.S, e um solo A-6(8) pela classificação da AASHTO (apresentando um comportamento mau como solo de fundação de pavimentos);

- Apresentou um CBR arredondado de 2%, obtendo-se o valor mínimo permitido para o solo de fundação de um pavimento, com um índice de expansão de 3,81%. Portanto, não é tecnicamente favorável de se utilizar como solo de fundação de um pavimento, visto que a expansão máxima é de 2%.

Nas misturas com 14% e 20% de cinza volante, constatou-se que:

- O CBR de ambas as misturas, não foi muito diferente do solo natural, resultando também num CBR de 2%, bem como o índice de expansividade dos provetes, sendo 3,89% para 14% de cinza volante e 3,80% para 20% de cinza volante;

Face aos resultados obtidos com a adição de 14% e 20% de cinza volante, estas misturas não avançaram para a fase de dimensionamento, visto que se obtiveram resultados similares aos do solo natural.

Na mistura em que foi adicionado 5% de cal sobre o solo natural, constatou-se que:

- O CBR aumentou de 2% (solo natural) para 32%. Resultados estes que são tecnicamente mais favoráveis para se utilizar como solo de fundação de um pavimento;
- Houve uma diminuição significativa no índice de expansão para 0,17% com adição de cal, obtendo-se a estabilização em poucas horas de embebição.

Para as misturas com 3% de cal mais 3% de cinza volante e 3% de cal mais 6% de cinza volante, constatou-se que:

- Em ambas as misturas, se teve um elevado aumento no valor do CBR se comparado com o solo natural para 36% (SN+3C+3CV) e para 25% (SN+3C+6CV). Se comparado com a adição de 5% de cal, o CBR aumenta para 36% (SN+3C3CV), no entanto, na mistura do SN+3C+6CV o CBR diminui para 24%. Portanto, a adição de cinza volante não é viável em grandes percentagens, tendo um melhor desempenho técnico quando misturada com a cal, e em pequenas quantidades;
- Em ambas as misturas, se teve uma diminuição no índice de expansão se comparado com o solo natural de 3,81% para 0,35% (SN+3C+3CV) e 0,54% (SN+3C+6CV). Se comparado com adição de 5% de cal, houve um aumento da expansão nas duas misturas;

- Durante a embebição de 96 horas, obteve-se um índice de expansão bem menor se comparado com o solo natural nas primeiras 24 horas, como foi o caso da mistura com 5% de cal. Portanto, a estabilização do índice de expansão que se deu nas primeiras horas nestes casos se deve essencialmente pela adição de cal no solo natural, sendo que a cinza volante não influenciou significativamente para estes resultados.

## 6.2. Dimensionamento de pavimentos rodoviários flexíveis

No pré-dimensionamento foram levados em consideração critérios definidos pelo MACOPAV face as condições de tráfego e condições de fundação. No dimensionamento mecanístico-empírico, o *Software KenPave* possibilitou a consideração de parâmetros relativos as condições climáticas e os critérios de fadiga e deformação permanente.

Com relação ao pré-dimensionamento conforme o MACOPAV constatou-se que o valor de D máximo para o solo natural foi de 232,40% (T<sub>1</sub>), 199,68% (T<sub>2</sub>) e 212,47% (T<sub>4</sub>), demonstrando um subdimensionado para as três classes de tráfego, sendo tecnicamente impossível a utilização do solo natural como solo de fundação para estes cenários. Já os valores de D máximos para as misturas variaram de 1,70% a 3,21%, demonstrando um sobredimensionamento do pavimento.

Para os valores de D diminuírem no cenário do solo natural, aumentou-se a espessura total das camadas betuminosas. Para a nova geometria, o D máximo resultou em uma solução tecnicamente viável, com valores de D de 81,76% (T<sub>1</sub>) 82,58% (T<sub>2</sub>) e 76,05% (T<sub>4</sub>). No entanto, não são soluções economicamente viáveis face ao grande aumento da espessura total das camadas betuminosas.

No caso das misturas (SN+5C e SN+3C+3CV) obteve-se uma solução viável técnica e econômica através da redução total das camadas betuminosas. Para a mistura que leva a adição de 5% de cal, a espessura diminuiu para 14 cm (T<sub>1</sub>) com D de 90,19%; para 12 cm (T<sub>2</sub>) com D de 89,19% e para 10 cm (T<sub>4</sub>) com D de 46,43%. Na mistura SN+3C+3CV a espessura diminuiu para 13 cm (T<sub>1</sub>) com D de 84,39%; para 11 cm (T<sub>2</sub>) com D de 80,03% e para 10 cm (T<sub>4</sub>) com D de 30,91%.

Para as classes de tráfego T<sub>1</sub> e T<sub>2</sub> obtiveram-se resultados técnicos e economicamente viáveis com a menor espessura das camadas betuminosas face aos resultados do D, com a mistura que leva a adição de 3% de cal e 3% de cinza volante.

Para a classe de tráfego T<sub>4</sub>, em ambas as misturas, obteve-se as espessuras mínimas de acordo com o Quadro 5.3 do MACOPAV, onde os valores de D ficaram inferiores a 70%. No entanto, ainda se economizaria em materiais betuminosos se comparado com o cenário do solo natural.

Portanto, as misturas estudadas adaptam-se melhor quando forem uma solução para as classes de tráfego mais agressivas (T<sub>1</sub> e T<sub>2</sub>).

### **6.3. Sugestão para trabalhos futuros**

A necessidade da continuidade de estudos realizados na área de estabilização de solos é de grande relevância considerando o expressivo número de estradas não pavimentadas existentes, e o custo de uma pavimentação tradicional, principalmente quando encontramos solos sem os requisitos necessários para exercer adequadamente a função a que estão destinados.

Portanto, pode-se dar continuidade ao estudo através de novas misturas com diferentes teores de cal e cinza volante, realizando ensaios laboratoriais de Proctor e CBR a fim de encontrar outras misturas viáveis técnica e economicamente, ou analisar a possibilidade de se introduzir outros materiais ao estudo.

Ainda pode-se estudar a viabilidade de se introduzir somente a cinza volante sobre este solo em específico, porém, em menores percentagens, já que neste estudo constatou-se que a utilização da cinza não é viável em grandes quantidades, tendo um melhor desempenho técnico em pequenas quantidades.

## Referências Bibliográficas

- AASHTO (1986) – American Association of State Highway and Transportation Officials. “*AASHTO guide for design of pavement structures.*” Washington, USA, 1986.
- Alves, N. B. P. (2016). “*Dimensionamento de pavimentos rodoviários: comparação entre diferentes metodologias.*” Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Universidade Nova de Lisboa. 220 páginas.
- ACAA (2003) – American Coal Ash Association. “*Fly Ash Facts for Highway Engineers.*” Federal Highway Administration (FHWA). FHWA-IF-03-019.
- Araújo, M. A.; Santos, M. J. P.; Pinheiro, H. P., Cruz, Z. V. “*Análise Comparativa de Métodos de Pavimentação – Pavimento Rígido (concreto) x Flexível (asfalto).*” Revista Científica Multidisciplinar Núcleo Do Conhecimento. Ano 01, Edição 11, Vol. 10, pp. 187-196, Novembro de 2016. ISSN: 2448-0959.
- ASTM (2005) – American Society for Testing Materials. ASTM C 618-05: *Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for use in Concrete.*
- ASTM (2011) – American Society for Testing Materials. ASTM D 2487-11: *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).*
- Azevedo, A. L. C., Oliveira, A. JR., Pedrosa, R. A., Ramalho, R.W. (1998). “Estabilização de solos com adição de cal”. Dissertação de Pós-Graduação. IPC/PUC. Belo Horizonte. 78 páginas.
- Azevedo, A. L. C. (2010). “*Estabilização de solos com adição de cal. Um estudo a respeito da reversibilidade das reações que acontecem no solo após a adição de cal.*” Dissertação de Mestrado. Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto. 178 páginas.
- Bernucci, L. B., Motta, L. M. G., Ceratti, J. A. P., Soares, J. B. (2008). “*Pavimentação Asfáltica: Formação básica para Engenheiros.*” PETROBRÁS, Gráfica Imprinta, Rio de Janeiro. 475 páginas.
- Brás, M. I. M. (2012). “*Validação Estrutural dos Pavimentos Flexíveis indicados no Manual de Conceção de Pavimentos para Rede Nacional.*” Dissertação de Mestrado. Universidade do Porto.
- Brito, L. C., Paranhos, H. S. (2017). “*Estabilização de Solos.*” Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento. Edição 06. Vol. 01. Páginas 425 – 438.

- CEPSA (2006). *“Manual de Pavimentação”* Cepsa Portuguesa Petróleos, S.A. Barcelona, 2006.
- Climate-data.org (2020) - <https://pt.climate-data.org/europa/portugal/leiria/leiria-140/>  
Acesso: 31 de agosto de 2020.
- Cristelo, N. (2001). *“Estabilização de Solos Residuais Graníticos através da Adição de Cal.”* Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho.
- Cruz, M. L. S., Said, J. (2010) *“Melhoramento do desempenho de misturas de solo-cimento.”* Artigo. Instituto Politécnico de Bragança e Universidade do Minho. 10 páginas.
- Dalla Rosa, A. (2009). *“Estudo do Parâmetros-Chave no Controle da Resistência de Misturas Solo-Cinza-Cal.”* Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 198 páginas.
- Dias, J. J. F. M. S. (2012). *“Tratamento de solos com cimento para obtenção de melhores características mecânicas.”* Dissertação de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa. 117 páginas.
- França, F. C. (2003). *“Estabilização Química de Solos para fins Rodoviários: Estudo de Caso com o produto RBI GRADE 81.”* Tese de Pós-Graduação da Universidade Federal de Viçosa.
- Franco, A. C. P. (2007). *“Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos – SISPAV”*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2007.
- Gorski, C. M. F. M. (2010). *“Estabilização de Solos Argilosos com Ligante Hidráulico LIPIDUR DS.”* Dissertação de Mestrado, Universidade da Beira Interior.
- Goularte, C. L., Pereira, L. S. (2009). *“Estabilização Química de Solo com Adição de Cimento ou Cal como alternativa de Pavimento.”* Universidade Federal de Rio Grande e Universidade Católica de Pelotas. Rio Grande, Brasil.
- Hartmann, D. A. (2009). *“Análise dos Defeitos e da Irregularidade de Pavimentos Flexíveis a partir do Guia da AASHTO de 2004”*. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí, 2009.
- JAE (1995) – Junta Autónoma de Estrada. *“Manual de concepção de pavimentos para a rede rodoviária nacional.”*
- Lima, A, P (2013). *“Notas de Aula: Unidade 02. Compactação dos Solos.”* Universidade Veiga de Almeida. Disciplina: Obras de Terra.


- Lima, R. P., (2019). “*Estabilização de Solo Laterítico utilizando Resíduo de Cana de Açúcar (Cinza).*” Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica de Campinas.
- LNEC E 195 (1966) – Laboratório Nacional de Engenharia Civil. “*Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação.*”
- LNEC E 197 (1966) – Laboratório Nacional de Engenharia Civil. “*Ensaio de compactação Proctor.*”
- LNEC E 198 (1967) – Laboratório Nacional de Engenharia Civil. “*Determinação do CBR.*”
- LNEC E 239 (1970) – Laboratório Nacional de Engenharia Civil. “*Análise granulométrica por peneiração húmida.*”
- Lovato, R. S. (2004). “*Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Laterítico Estabilizado com Cal, Aplicado à Pavimentação.*” Dissertação de Mestrado em Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- Macêdo, M. M. (2004). “*Solos Modificados com Cimento – Efeito no Módulo de Resiliência e no Dimensionamento de Pavimentos.*” Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Pernambuco.
- Makusa, G. P. (2013). “*Soil stabilization methods and materials in engineering practice.*” Lulea University of Technology. Lulea, Sweden. 38 páginas.
- Meliande, A. M. C. (2014). “*Análise do Comportamento de Misturas de Solos com Cinza Volante de Carvão Mineral e Cal.*” Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 149 páginas.
- Morais, V. A. (2014). “*Análise comparativa dos métodos de dimensionamento empírico e empírico-mecânico de pavimentos flexíveis.*” Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal do Pampa. Alegrete – RS, 2014.
- Neto, R. S. B. (2004). “*Análise comparativa de pavimentos dimensionados através dos métodos empírico do DNER e mecânico e proposta de um catálogo simplificado de pavimentos para a região de Campo Grande (MS)*”. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. 189 páginas.
- NP – 143 (1969) – Norma Portuguesa. “*Determinação dos limites de consistência.*”
- Oliveira, E. (2010). “*Emprego da cal na Estabilização de Solos Finos de Baixa Resistência e Alta Expansão: Estudo de caso no Município de Ribeirão das Neves/MG.*” Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC.

- Oliveira, R. F. V. (2011). *“Análise de dois solos modificados com cimento para dimensionamento de pavimentos”*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto. 186 páginas.
- Papayianni I., Papachristoforou, M. Stavridakis, E. (2012). *“Use of calcareous fly ash for improving mechanical and physical characteristics of soils.”* Eurocoalash 2012 Conference.
- Pinto, C. S. (2006). *“Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas.”* 3ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- Rodrigues, J. P. L. (2013). *“Análise e Aplicação do Método de Dimensionamento de Pavimentos da AASHTO.”* Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade de Coimbra. Coimbra 2013.
- Sales, A. W., Ribeiro, D. D., Nery, K. D. (2017). *“Efeitos da Adição de Cimento e de Cal em um Solo da Região de Curitiba para fins de Pavimentação.”* Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. 93 páginas.
- Sandroni, S. S., Consoli, N. (2010). *“Sobre a Prática da Engenharia Geotécnica com dois Solos Difíceis: Os extremamente Moles e os Expansivos.”* In: 15o Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2010, Gramado - RJ. Anais do 15o Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.
- Sartori, G. (2015). *“Estudo de Estabilização de Solos para fins de Pavimentação na Região de Campo Mourão.”* Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo do Mourão.
- SHELL. (1978) – *“Shell pavement design manual – asphalt pavements and overlays for road traffis.”* Shell International Petroleum Company Limited. Londres.
- Silva, M. F. (2016). *“Estudo da Estabilização com Cal de um Solo Laterítico e um Solo não Laterítico.”* Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 118 páginas.
- Souza, J. V., Belchior, I. R. M. (2016). *“Estabilização de Solo Argiloso com Cinza de Casca de Arroz e Cal.”* Artigo para obtenção do título de Engenheiro Civil, UNESC.
- Souza, M. R., Arns, P., Belchior, I. M. R. M. (2018). *“Melhoramento de um Solo Siltoso com Adição de Cinza leve oriunda de termoelétrica.”* Artigo submetido ao Curso de Engenharia Civil. Universidade do Extremo Sul Catarinense – UNESC. 11 páginas.
- Tangarrinha, J. A. C. (2011). *“Análise comparativa de metodologias para avaliação das condições de fundação de pavimentos rodoviários.”* Dissertação de mestrado. Universidade Nova de Lisboa. 80 páginas.

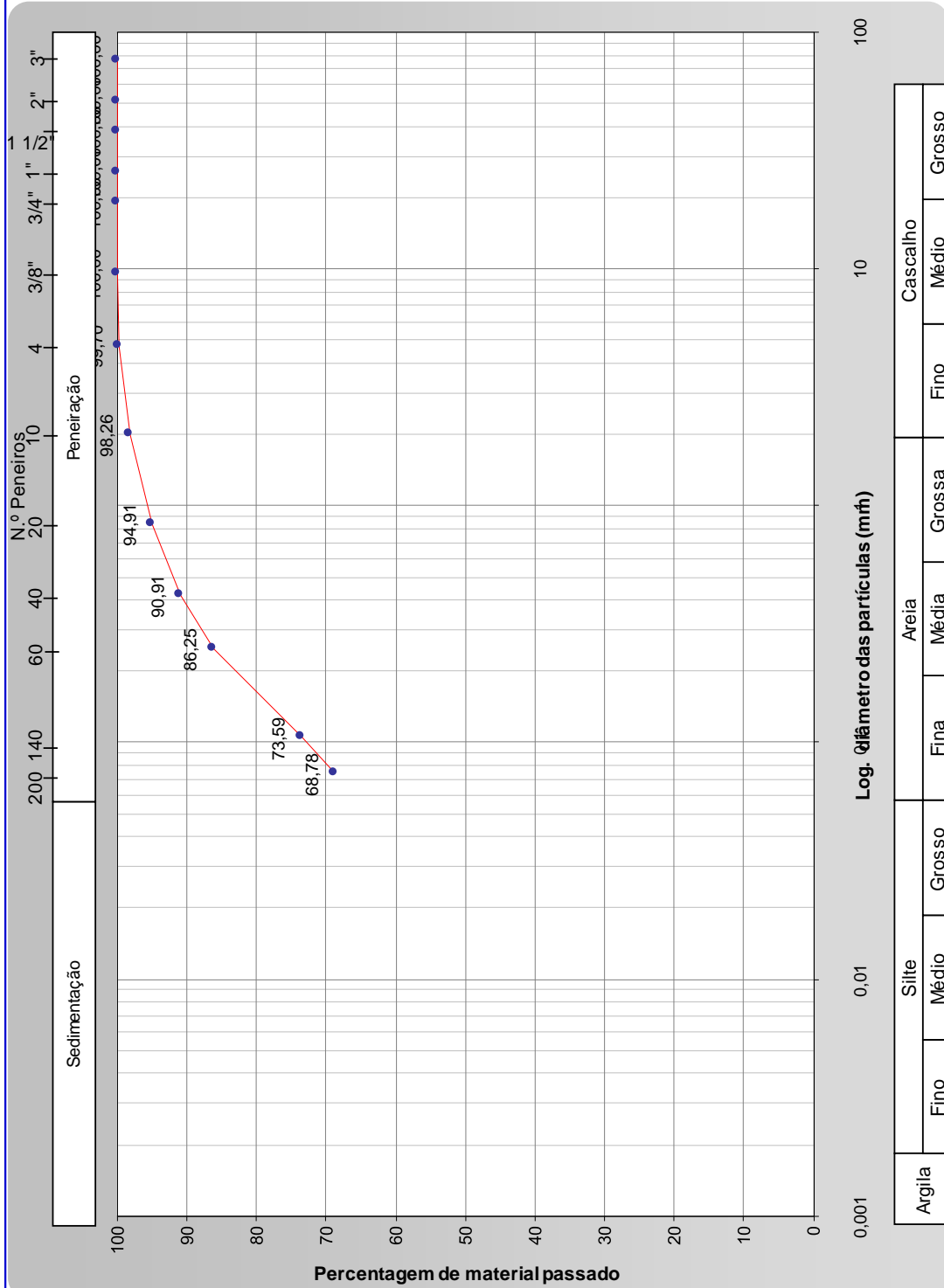
- Teixeira, W., Moreira, E., Andrade, V. C., Izzo, R. L. S. (2018). “*Estabilização de um Solo Silte Arenoso da Formação Guabirota com Cal para uso em Pavimentação.*” XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.
- Veiga, A., Q. N. (2011). “*Caracterização Geotécnica dos Terrenos do Vale Tifônico Parceiros-Leiria.*” Dissertação de Doutorado. Universidade de Coimbra. 331 páginas.
- Vizcarra, G. O. C. (2010). “*Aplicabilidade de Cinzas de Resíduo Sólido Urbano para Bases de Pavimentos.*” Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

# **ANEXOS**

**Anexo A – Ensaio de análise granulométrica (solo natural)**

		ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO									
<b>Relatório de Ensaio</b> <b>Análise Granulométrica de Solos</b>											
Processo n.º		Data									
Amostra n.º		21/nov/19									
Requerente											
Obra											
Designação											
Entregue por											
Norma utilizada	E 239 - 1970	Observações									
Entrado em											
Recibo n.º											
Massa total da amostra seca ( $m_t$ ) : <u>200,59</u> g (De acordo com a especificação do LNEC E 195 - 1966)											
PENEIRAÇÃO	Material Grosso Fração retida no peneiro n.º 10	Peneiros		Material Retido			% acumulada do material que passa				
		N.º	Abertura nominal mm	Massa ( $m_x$ ) g	Percentagem ( $N_x$ ) ( $m_x / m_t$ ) %	Percentagem corrigida ( $N_x \cdot C$ ) %		Percentagem acumulada ( $N_x$ ) %			
		3"	<b>76,1</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>100,00</b>			
		2"	<b>50,8</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>100,00</b>			
		1 1/2"	<b>38,1</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>100,00</b>			
		1"	<b>25,4</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>100,00</b>			
		3/4"	<b>19,0</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>100,00</b>			
		3/8"	<b>9,51</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>100,00</b>			
		4	<b>4,76</b>	0,61	0,30	0,30	0,30	<b>99,70</b>			
		10	<b>2,00</b>	2,88	1,44	1,44	1,74	<b>98,26</b>			
		Material Fino Fração passada no peneiro n.º 10	20	<b>0,841</b>	6,72	3,35	3,35	5,09	<b>94,91</b>		
			40	<b>0,420</b>	8,03	4,00	4,00	9,09	<b>90,91</b>		
			60	<b>0,250</b>	9,35	4,66	4,66	13,75	<b>86,25</b>		
			140	<b>0,105</b>	25,39	12,66	12,66	26,41	<b>73,59</b>		
200	<b>0,074</b>		9,65	4,81	4,81	31,22	<b>68,78</b>				
SEDIMENTAÇÃO		<b>&lt;0,074</b>	137,96	68,78	68,78	100,00					
						100,00					
200,59											
<table border="1"> <tr> <td><math>m_{10}</math></td> <td>Massa total da fracção retida no peneiro de 2,00 mm (n.º 10)</td> <td>g</td> <td>3,49</td> </tr> <tr> <td><math>N'_{10}</math></td> <td>Percentagem do material retido no peneiro de 2,00 mm (n.º 10)</td> <td>%</td> <td>1,74%</td> </tr> </table>		$m_{10}$	Massa total da fracção retida no peneiro de 2,00 mm (n.º 10)	g	3,49	$N'_{10}$	Percentagem do material retido no peneiro de 2,00 mm (n.º 10)	%	1,74%		
$m_{10}$	Massa total da fracção retida no peneiro de 2,00 mm (n.º 10)	g	3,49								
$N'_{10}$	Percentagem do material retido no peneiro de 2,00 mm (n.º 10)	%	1,74%								
<table border="1"> <tr> <td><math>m'_{10}</math></td> <td>Massa total da fracção passada no peneiro de 2,00 mm (n.º 10)</td> <td>g</td> <td>59,14</td> </tr> <tr> <td><math>N''_{10}</math></td> <td>Percentagem do material passado no peneiro de 2,00 mm (n.º 10)</td> <td>%</td> <td>29,48%</td> </tr> </table>		$m'_{10}$	Massa total da fracção passada no peneiro de 2,00 mm (n.º 10)	g	59,14	$N''_{10}$	Percentagem do material passado no peneiro de 2,00 mm (n.º 10)	%	29,48%		
$m'_{10}$	Massa total da fracção passada no peneiro de 2,00 mm (n.º 10)	g	59,14								
$N''_{10}$	Percentagem do material passado no peneiro de 2,00 mm (n.º 10)	%	29,48%								
<table border="1"> <tr> <td><math>C = m_i / m_f</math></td> <td>Coefficiente de Correção</td> <td>1,00</td> </tr> </table>		$C = m_i / m_f$	Coefficiente de Correção	1,00							
$C = m_i / m_f$	Coefficiente de Correção	1,00									
Ensaiou:		Calculou:		Verificou:							
<b>Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Leiria</b> Campus 2, Morro do Lena - Alto do Vieiro Apartado 4163 2411-901 Leiria Telef.: 244 820 300 Fax : 244820310 Telef. directo.: 244 843 348 Email Lab. Eng. Civil: lecivil@estg.ipleiria.pt											

**Relatório de Ensaio  
Curva Granulométrica**



Ensaiou:

Calculou:

Verificou:


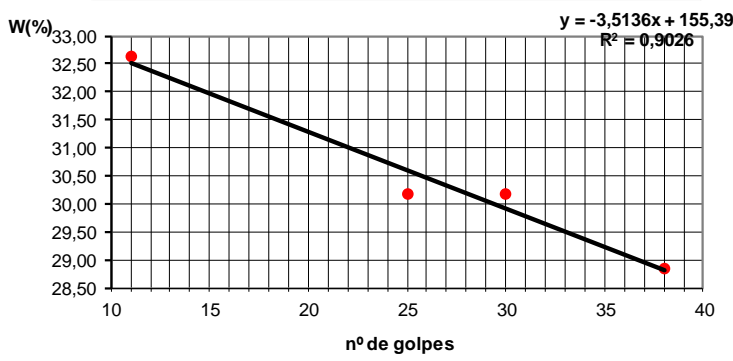
**Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Leiria**

Campus 2, Morro do Lena - Alto do Vieiro Apartado 4163 2411-901 Leiria Telef.: 244 820 300 Fax : 244820310


Telef. directo.: 244 843 348

Email Lab. Eng. Civil: lecivil@estg.ipleiria.pt

**Anexo B – Ensaio dos limites de consistência (solo natural)**

 <b>POLITÉCNICO DE LEIRIA</b>		ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO		
<b>Relatório de Ensaio</b> Limites de Consistência de um Solo				
Processo n.º		Data	21/11/2019	
Requerente				
Obra				
Entregue por	Identificação da Amostra			
Entrado em	Norma Utilizada no Ensaio		Norma portuguesa NP-143	
<b>Limite de Liquidez</b>				
	Cápsula n.º			
	42	25	44	48
Amostra húmida+cápsula	15,02	15,26	16,92	17,01
Amostra seca+cápsula	13,78	14,02	15,39	15,51
Pêso da cápsula (g)	9,98	9,91	10,32	10,31
Pêso de água	1,24	1,24	1,53	1,50
Amostra seca	3,80	4,11	5,07	5,20
Teores de humidade (%)	32,63	30,17	30,18	28,85
N.º de golpes	11	25	30	38
<b>Diagrama Limite Liquidez</b>				
				
<b>Limite de Plasticidade</b>				
	Cápsula n.º			
	39	4	47	32
Amostra húmida+cápsula	13,01	12,37	11,70	12,36
Amostra seca+cápsula	12,62	12,11	11,45	12,16
Peso da cápsula (g)	10,35	10,56	9,96	11,19
Peso de água	0,39	0,26	0,25	0,20
Amostra seca	2,27	1,55	1,49	0,97
Teores de humidade (%)	17,18	16,77	16,78	20,62
Teor de humidade médio	17,8			
<b>Resumo:</b>				
Limite de Liquidez	30,6	(%)		
Limite de Plasticidade	17,8	(%)		
Índice de Plasticidade	12,8	(%)		
Ensaiou:		Calculou:		Verificou:
Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Leiria Campus 2, Morro do Lena - Alto do Vieiro Apartado 4163 2411-901 Leiria Telef.: 244 820 300 Fax : 244820310 Telef. directo.: 244 843 348 Email Lab. Eng. Civil: lecivil@estg.ipleiria.pt				

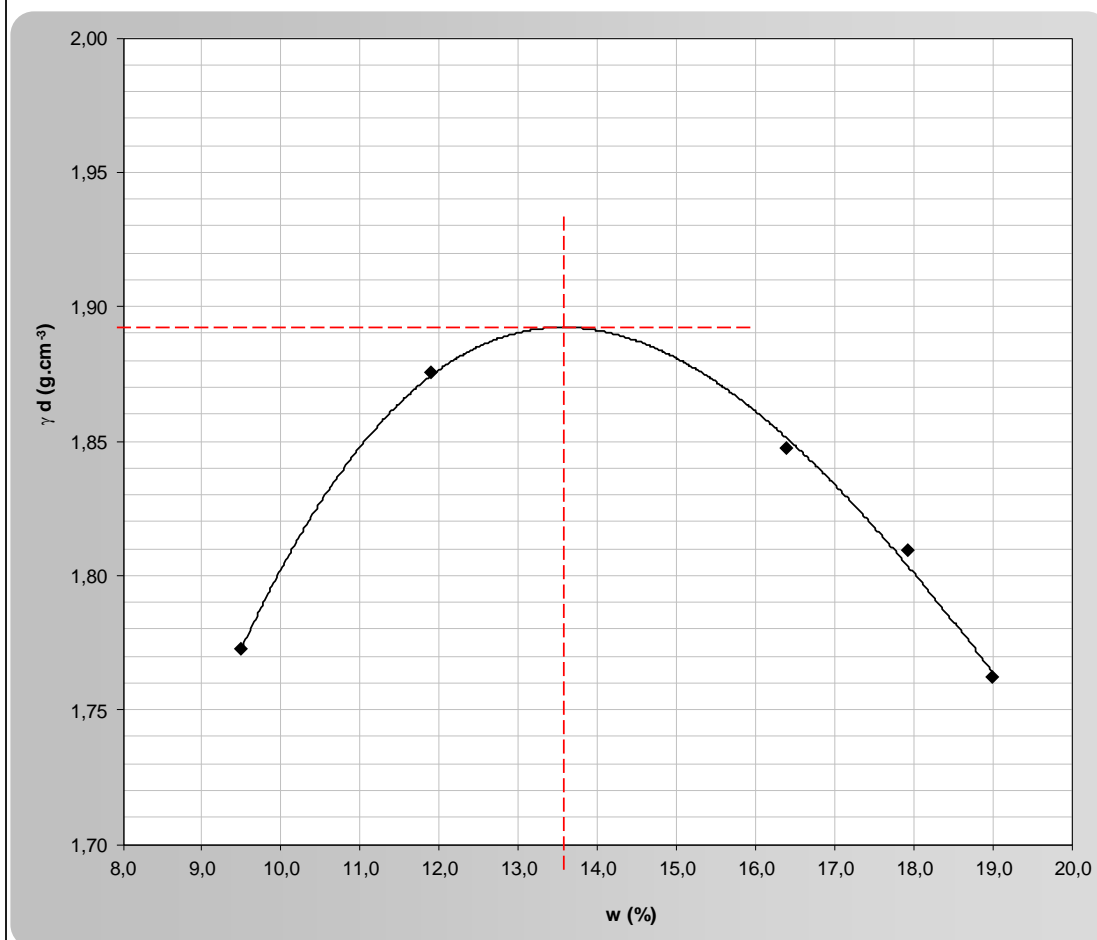
**Anexo C – Ensaio de Proctor (solo natural)**

		ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO															
<b>ENSAIO DE COMPACTAÇÃO</b>																	
Processo n.º			Data														
Identificação da amostra	Ensaio de Proctor do solo natural		02/dez/19														
Requerente																	
Obra																	
Especificação LNEC	E 197 - 1966	Observações															
Entrado em																	
Tipo de compactação:		Pesada	Nº de camadas:														
Molde:		pequeno	Nº de pancadas / camadas:														
Peso do pilão:		4540 g	Peso do molde ( P <sub>m</sub> ):														
Altura de queda:		45,7 cm	Volume do molde ( V ):														
			5														
			25														
			2012,89 g														
			991,66 cm³														
Número do provete		1	2	3	4	5											
Teor em água	%	6%	8%	10%	12%	14%											
Água adicionada	cm³	133	180	220	267	318											
P <sub>t</sub>	Peso do molde + solo húm.	g	3937,48	4094,07	4145,12	4128,88	4092,25										
P = P <sub>t</sub> - P <sub>m</sub>	Peso do solo húmido	g	1924,59	2081,18	2132,23	2115,99	2079,36										
γ <sub>wh</sub> = P/V	Baridade húmida	g.cm <sup>-3</sup>	1,94	2,10	2,15	2,13	2,10										
Número da cápsula			17	27	19	35	36	13	1	3	42	48	47	32	30	40	11
m <sub>1</sub>	Peso da cápsula	g	9,51	10,16	11,60	10,18	10,26	11,54	10,30	9,91	9,99	10,31	9,96	11,19	10,24	10,15	9,96
m <sub>2</sub>	Peso cáp + solo húm.	g	17,42	23,25	20,03	17,77	20,65	23,66	33,74	25,31	25,70	26,85	31,55	44,07	34,10	43,91	41,32
m <sub>3</sub>	Peso cáp + solo seco	g	16,73	22,15	19,28	16,98	19,53	22,36	30,36	23,14	23,54	24,31	28,30	39,08	30,25	38,61	36,29
W <sub>s</sub> = m <sub>3</sub> - m <sub>1</sub>	Peso do solo seco	g	7,22	11,99	7,68	6,80	9,27	10,82	20,06	13,23	13,55	14,00	18,34	27,89	20,01	28,46	26,33
W <sub>w</sub> = m <sub>2</sub> - m <sub>3</sub>	Peso da água	g	0,69	1,10	0,75	0,79	1,12	1,30	3,38	2,17	2,16	2,54	3,25	4,99	3,85	5,30	5,03
W <sub>w</sub> / W <sub>s</sub> × 100	Teor em água	%	9,6	9,2	9,8	11,6	12,1	12,0	16,8	16,4	15,9	18,1	17,7	17,9	19,2	18,6	19,1
W	Teor em água médio	%	9,5		11,9		16,4		17,9		19,0						
γ <sub>s</sub> = (γ <sub>w</sub> / (100 + w)) × 100	Baridade seca	g.cm <sup>-3</sup>	1,77		1,88		1,85		1,81		1,76						
Ensaiou:			Calculou:														
Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Leiria Morro do Lena - Alto do Vieiro 2411-901 Leiria email : estg@estg.ipleiria.pt Telef.: 244 820300 Fax : 244820310																	

**ENSAIO DE COMPACTAÇÃO (GRÁFICO)**

Processo n.º		Data
Identificação da amostra	Ensaio de Proctor do solo natural	02/dez/19
Requerente		
Obra		
Especificação LNEC	E 197 - 1966	Observações
Entrado em		

Proverte		1	2	3	4	5
Teor em água médio	%	9,5	11,9	16,4	17,9	19,0
Baridade seca ( $\gamma_d$ )	$\text{g.cm}^{-3}$	1,77	1,88	1,85	1,81	1,76




Baridade seca máxima	$\text{g.cm}^{-3}$	1,891
Teor em água óptimo	%	13,600

Este relatório só é válido quando assinado e carimbado

Ensaiou: \_\_\_\_\_ Calculou: \_\_\_\_\_

**Anexo D – Ensaio de CBR (solo natural)**

		ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO	
<b>Ensaio C.B.R.</b>			
Processo n.º			Data
Amostra n.º	Ensaio de CBR do solo natural		09/12/2019
Requerente			
Obra			
Especificação LNEC	E 198 - 1967	Observações	
Entrado em			
Número do molde			
Número de pancadas por camada			
A	Área média do molde	cm <sup>2</sup>	179,70
H	Altura do solo no molde	cm	11,74
V=A× H	Volume do solo	cm <sup>3</sup>	2110
P <sub>m</sub>	Peso do molde	g	4380
P <sub>t</sub>	Peso do molde + solo húmido	g	8901
P=P <sub>t</sub> - P <sub>m</sub>	Peso do solo húmido	g	4521
γ <sub>h</sub> = P/V	Baridade húmida	g.cm <sup>-3</sup>	2,14
		Compactação	Após penetração
		Compactação	Após penetração
Número da cápsula		2	5
m <sub>1</sub>	Peso da cápsula	g	10,28
m <sub>2</sub>	Peso cáp + solo húm.	g	25,20
m <sub>3</sub>	Peso cáp + solo seco	g	23,49
W <sub>s</sub> = m <sub>3</sub> - m <sub>1</sub>	Peso do solo seco	g	13,21
W <sub>w</sub> = m <sub>2</sub> - m <sub>3</sub>	Peso da água	g	1,71
W <sub>w</sub> / W <sub>s</sub> × 100	Teor em água	%	12,9
W	Teor em água médio	%	12,9
γ <sub>s</sub> = $\frac{100 \times \gamma_h}{100 + W}$	Baridade seca	g.cm <sup>-3</sup>	1,90
γ <sub>sm</sub>	Baridade seca máx.	g.cm <sup>-3</sup>	1,89
γ <sub>s</sub> / γ <sub>sm</sub>	Grau de compactação	%	100,4%
EMBEBIÇÃO		PENETRAÇÃO	
NÚMERO DO MOLDE			
Data	Leituras (mm)	Pene- tração (mm)	Leitura no anel (div.)
Hora			
	4,00	0,0	0,000
		0,5	0,078
	6,17	1,0	0,118
		2,0	0,176
	7,50	2,5	0,216
		3,0	0,235
	7,91	4,0	0,274
		5,0	0,314
	8,47	6,0	0,353
		7,5	0,412
		8,0	0,431
		10,0	0,490
		12,5	0,568
			0,000
			0,000
Ensaiou:		Calculou:	Verificou:

APÓS EMBEBIÇÃO				
Número do molde	Peso do molde + solo (g)	Peso água absorvida (g)	Peso esp apar húmido (P <sub>t</sub> - P <sub>m</sub> ) / V (g.cm <sup>3</sup> )	Expansão relativa L / H × 100 (%)
	P <sub>t</sub>	P <sub>t</sub> - P <sub>t</sub>		
9112	211	2,24	3,807	
	0	#DIV/0!	#DIV/0!	
	0	#DIV/0!	#DIV/0!	

L - diferença entre as leituras inicial e final da embebição

Sobrecarga: \_\_\_\_\_

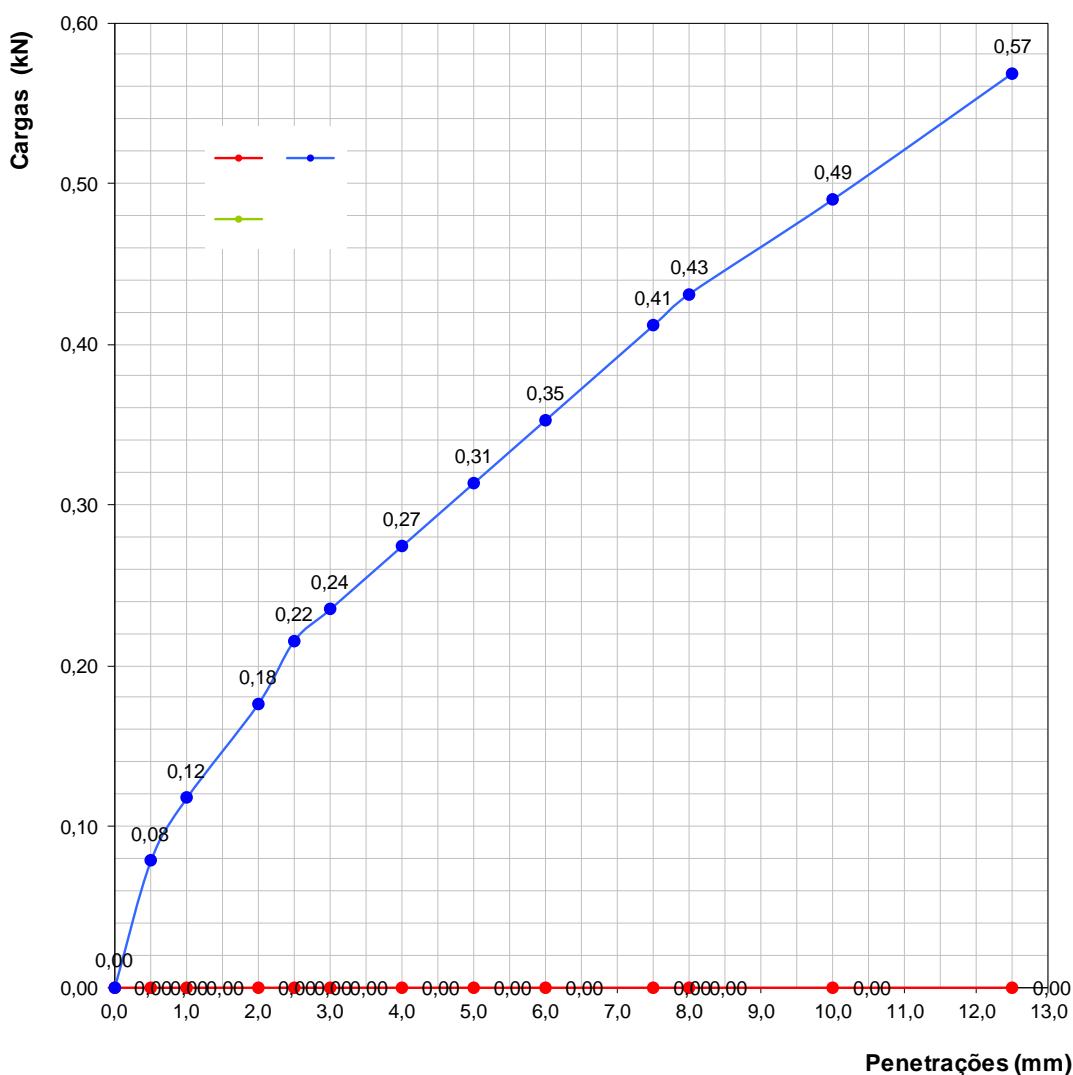
Anel: \_\_\_\_\_



ESCOLA SUPERIOR  
DE TECNOLOGIA  
E GESTÃO

**Ensaio C.B.R. (Gráfico)**

Processo n.º			Data
Amostra n.º	Ensaio de CBR do solo natural		09/12/2019
Requerente			
Obra			
Especificação LNEC	E 198 - 1967	Observações	
Entrado em			




Valores correspondentes ao provete padrão

Penetração (mm)	Força	
	Kgf	kN
2,5	1355	13,279
5,0	2033	19,923
7,5	2575	25,235
10,0	3177	31,135
12,5	3500	34,300

Número do molde				Média
Penetração a 2,5 mm	1,6%			2%
Penetração a 5,0 mm	1,6%			2%

**Anexo E – Ensaio de Proctor e CBR (adição de 14% e 20% de cinza volante)**

- Ensaio de Proctor com adição de 14% de cinza volante

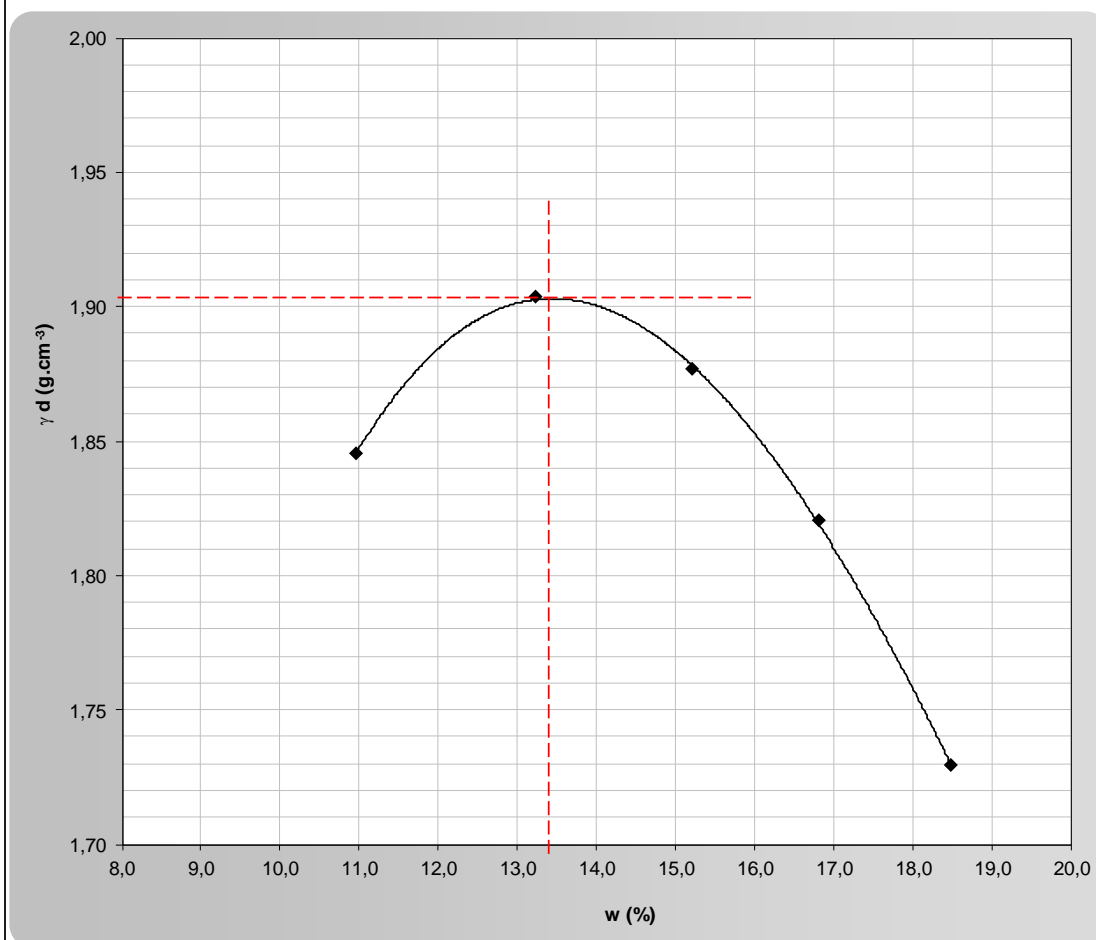
		ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO													
<b>ENSAIO DE COMPACTAÇÃO</b>															
Processo n.º		Data													
Identificação da amostra	Ensaio de Proctor com adição de 14% de cinza volante		03/fev/20												
Requerente															
Obra															
Especificação LNEC	E 197 - 1966	Observações													
Entrado em															
Tipo de compactação:	Pesada	Nº de camadas:	5												
Molde:	pequeno	Nº de pancadas / camadas:	25												
Peso do pilão:	4540 g	Peso do molde ( P <sub>m</sub> ):	2012,89 g												
Altura de queda:	45,7 cm	Volume do molde ( V ):	991,66 cm <sup>3</sup>												
Número do provete	1	2	3	4	5										
Teor em água %	12%	14%	16%	18%	20%										
Água adicionada cm <sup>3</sup>	300	350	400	450	500										
P <sub>i</sub> Peso do molde + solo húm. g	4043,33	4150,20	4156,97	4121,56	4044,97										
P = P <sub>i</sub> - P <sub>m</sub> Peso do solo húmido g	2030,44	2137,31	2144,08	2108,67	2032,08										
γ <sub>wh</sub> = PV Baridade húmida g.cm <sup>3</sup>	2,05	2,16	2,16	2,13	2,05										
Número da cápsula	1	23	21	3	4	4f	47	39	34	25	42	30	44	40	32
m <sub>1</sub> Peso da cápsula g	11,03	9,91	9,87	10,51	10,98	10,56	9,96	10,34	10,09	9,91	9,98	10,24	10,29	10,16	10,19
m <sub>2</sub> Peso cáp + solo húm. g	30,32	31,86	33,10	32,46	34,57	34,60	38,55	38,53	34,19	36,55	35,78	32,40	47,07	47,53	45,28
m <sub>3</sub> Peso cáp + solo seco g	28,42	29,69	30,80	29,90	31,79	31,81	34,75	34,82	31,02	32,70	32,07	29,22	41,27	41,66	39,90
W <sub>s</sub> = m <sub>3</sub> - m <sub>1</sub> Peso do solo seco g	17,39	19,78	20,93	19,39	20,81	21,25	24,79	24,48	20,93	22,79	22,09	18,98	30,98	31,50	29,71
W <sub>w</sub> = m <sub>2</sub> - m <sub>3</sub> Peso da água g	1,90	2,17	2,30	2,56	2,78	2,79	3,80	3,71	3,17	3,85	3,71	3,18	5,80	5,87	5,38
W <sub>w</sub> / W <sub>s</sub> × 100 Teor em água %	10,9	11,0	11,0	13,2	13,4	13,1	15,3	15,2	15,1	16,9	16,8	16,8	18,7	18,6	18,1
W Teor em água médio %	11,0		13,2		15,2		16,8		18,5						
γ <sub>c</sub> = (γ <sub>w</sub> / (100 + w)) × 100 Baridade seca g.cm <sup>3</sup>	1,845		1,90		1,88		1,82		1,73						
Ensaiou:			Calculou:												
Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Leiria Morro do Lena - Alto do Vieiro 2411-901 Leiria email : estg@estg.ipleiria.pt Telef.: 244 820300 Fax : 244820310															



**ENSAIO DE COMPACTAÇÃO (GRÁFICO)**

Processo n.º		Data
Identificação da amostra	Ensaio de Proctor com adição de 14% de cinza volante	03/fev/20
Requerente		
Obra	...	
Especificação LNEC	E 197 - 1966	Observações
Entrado em		

Proverte		1	2	3	4	5	6
Teor em água médio	%	11,0	13,2	15,2	16,8	18,5	0,0
Baridade seca ( $\gamma_d$ )	$\text{g.cm}^{-3}$	1,85	1,90	1,88	1,82	1,73	0,00



Baridade seca máxima	$\text{g.cm}^{-3}$	1,900
Teor em água óptimo	%	13,300

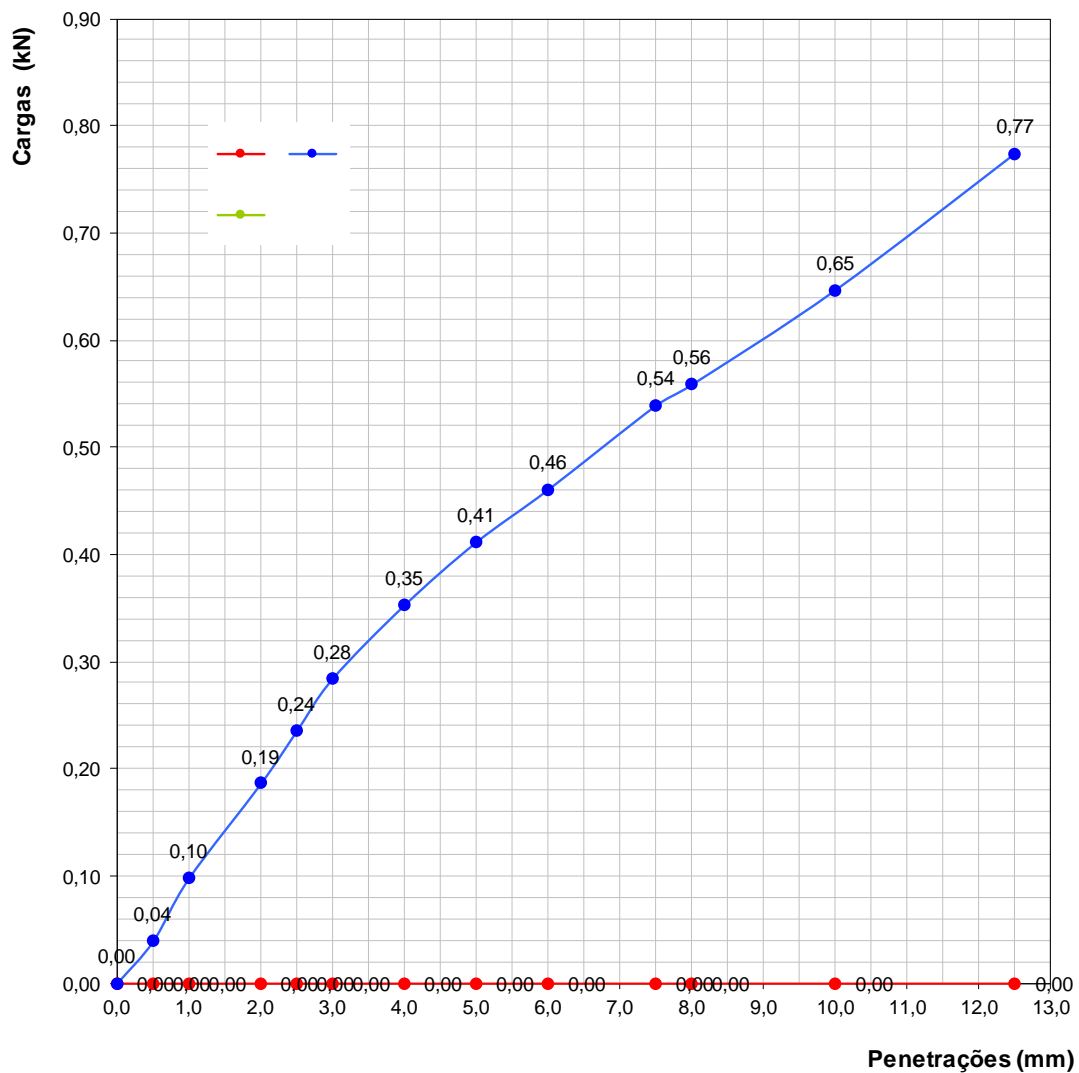
Este relatório só é válido quando assinado e carimbado

Ensaiou: \_\_\_\_\_ Calculou: \_\_\_\_\_



**Ensaio C.B.R. (Gráfico)**

Processo n.º			Data
Amostra n.º	Ensaio de CBR com adição de 14% de cinza volante		10/02/2020
Requerente			
Obra			
Especificação LNEC	E 198 - 1967	Observações	
Entrado em			



Valores correspondentes ao  
provette padrão

Penetração (mm)	Força	
	Kgf	kN
2,5	1355	13,279
5,0	2033	19,923
7,5	2575	25,235
10,0	3177	31,135
12,5	3500	34,300

Número do molde				Média
Penetração a 2,5 mm	1,8%			2%
Penetração a 5,0 mm	2,1%			2%

- Ensaio de Proctor com adição de 20% de cinza volante

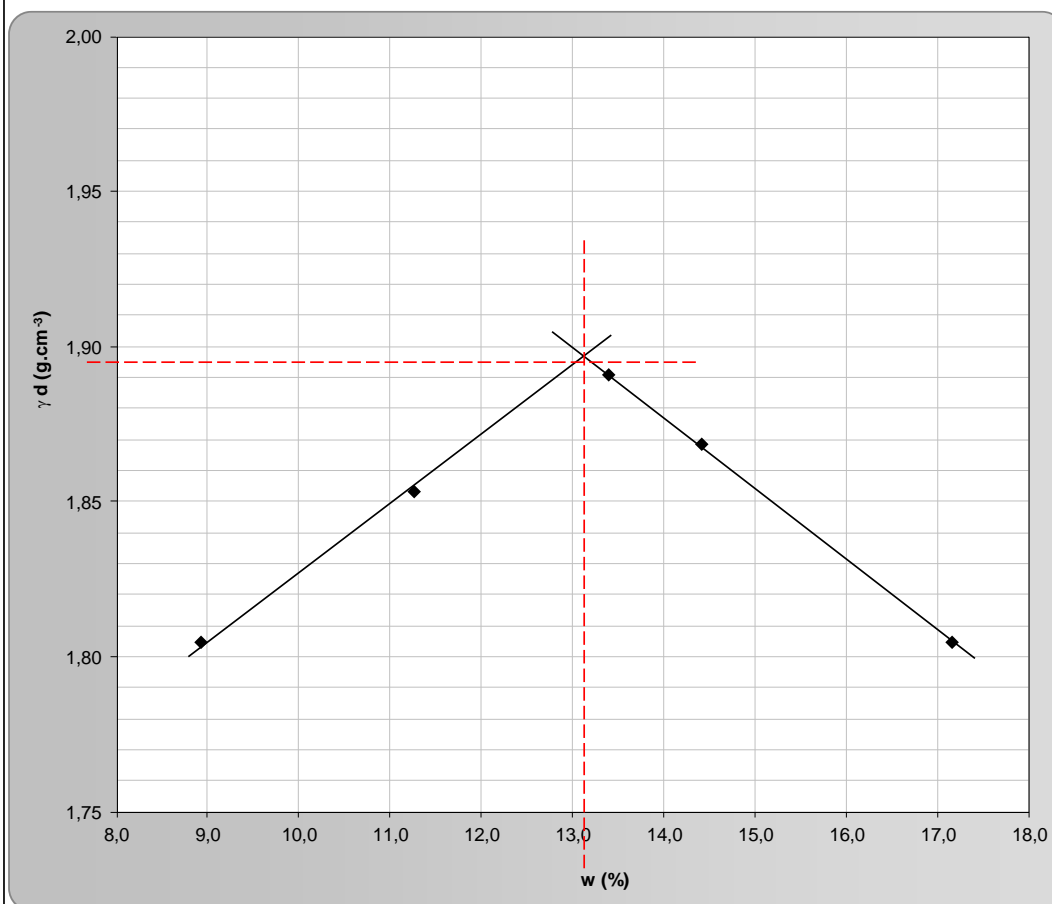
POLITÉCNICO DE LEIRIA		ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO													
<b>ENSAIO DE COMPACTAÇÃO</b>															
Processo n.º			Data												
Identificação da amostra	Ensaio de Proctor com adição de 20% de cinza volante		12/fev/20												
Requerente															
Obra															
Especificação LNEC	E 197 - 1966	Observações													
Entrado em															
Tipo de compactação:	Pesada	Nº de camadas:	5												
Molde:	pequeno	Nº de pancadas / camadas:	25												
Peso do pilão:	4540 g	Peso do molde ( P <sub>m</sub> ):	2019,5 g												
Altura de queda:	45,7 cm	Volume do molde ( V ):	991,66 cm <sup>3</sup>												
Número do provete	1	2	3	4	5										
Teor em água %	10%	12%	14%	16%	18%										
Água adicionada cm <sup>3</sup>	250	300	350	400	450										
P <sub>i</sub> Peso do molde + solo húm. g	3968,39	4064,22	4146,15	4139,29	4116,26										
P = P <sub>i</sub> - P <sub>m</sub> Peso do solo húmido g	1948,89	2044,72	2126,65	2119,79	2096,76										
$\gamma_{wh} = P/V$ Baridade húmida g.cm <sup>3</sup>	1,97	2,06	2,14	2,14	2,11										
Número da cápsula	5	1	3	16	15	4	21	10	36	1	3	5	48	31	27
m <sub>1</sub> Peso da cápsula g	10,65	11,07	10,55	9,91	9,98	11,03	9,90	9,90	10,28	11,06	10,54	10,65	10,35	10,28	10,19
m <sub>2</sub> Peso cáp + solo húm. g	40,33	34,67	31,03	40,36	32,46	37,10	40,71	37,73	35,77	39,27	39,08	37,55	35,15	39,92	32,86
m <sub>3</sub> Peso cáp + solo seco g	37,89	32,68	29,41	37,29	30,13	34,51	37,05	34,43	32,78	35,69	35,52	34,15	31,45	35,64	29,55
W <sub>s</sub> = m <sub>3</sub> - m <sub>1</sub> Peso do solo seco g	27,24	21,61	18,86	27,38	20,15	23,48	27,15	24,53	22,50	24,63	24,98	23,50	21,10	25,36	19,36
W <sub>w</sub> = m <sub>2</sub> - m <sub>3</sub> Peso da água g	2,44	1,99	1,62	3,07	2,33	2,59	3,66	3,30	2,99	3,58	3,56	3,40	3,70	4,28	3,31
W <sub>w</sub> / W <sub>s</sub> × 100 Teor em água %	9,0	9,2	8,6	11,2	11,6	11,0	13,5	13,5	13,3	14,5	14,3	14,5	17,5	16,9	17,1
W Teor em água médio %	8,9		11,3		13,4		14,4		17,2						
$\gamma_s = (\gamma_{wh} / (100 + w)) \times 100$ Baridade seca g.cm <sup>3</sup>	1,80		1,85		1,891		1,868		1,80						
Ensaiou:				Calculou:											
Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Leiria															
Morro do Lena - Alto do Vieiro 2411-901 Leiria email : estg@estg.ipleiria.pt Telef.: 244 820300 Fax : 244820310															



**ENSAIO DE COMPACTAÇÃO (GRÁFICO)**

Processo n.º		Data
Identificação da amostra	Ensaio de Proctor com adição de 20% de cinza volante	12/fev/20
Requerente		
Obra		
Especificação LNEC	E 197 - 1966	Observações
Entrado em		

Proвете		1	2	3	4	5	6
Teor em água médio	%	8,9	11,3	13,4	14,4	17,2	0,0
Baridade seca ( $\gamma_d$ )	$g \cdot cm^{-3}$	1,80	1,85	1,89	1,87	1,80	0,00



Baridade seca máxima	$g \cdot cm^{-3}$	1,898
Teor em água óptimo	%	13,100

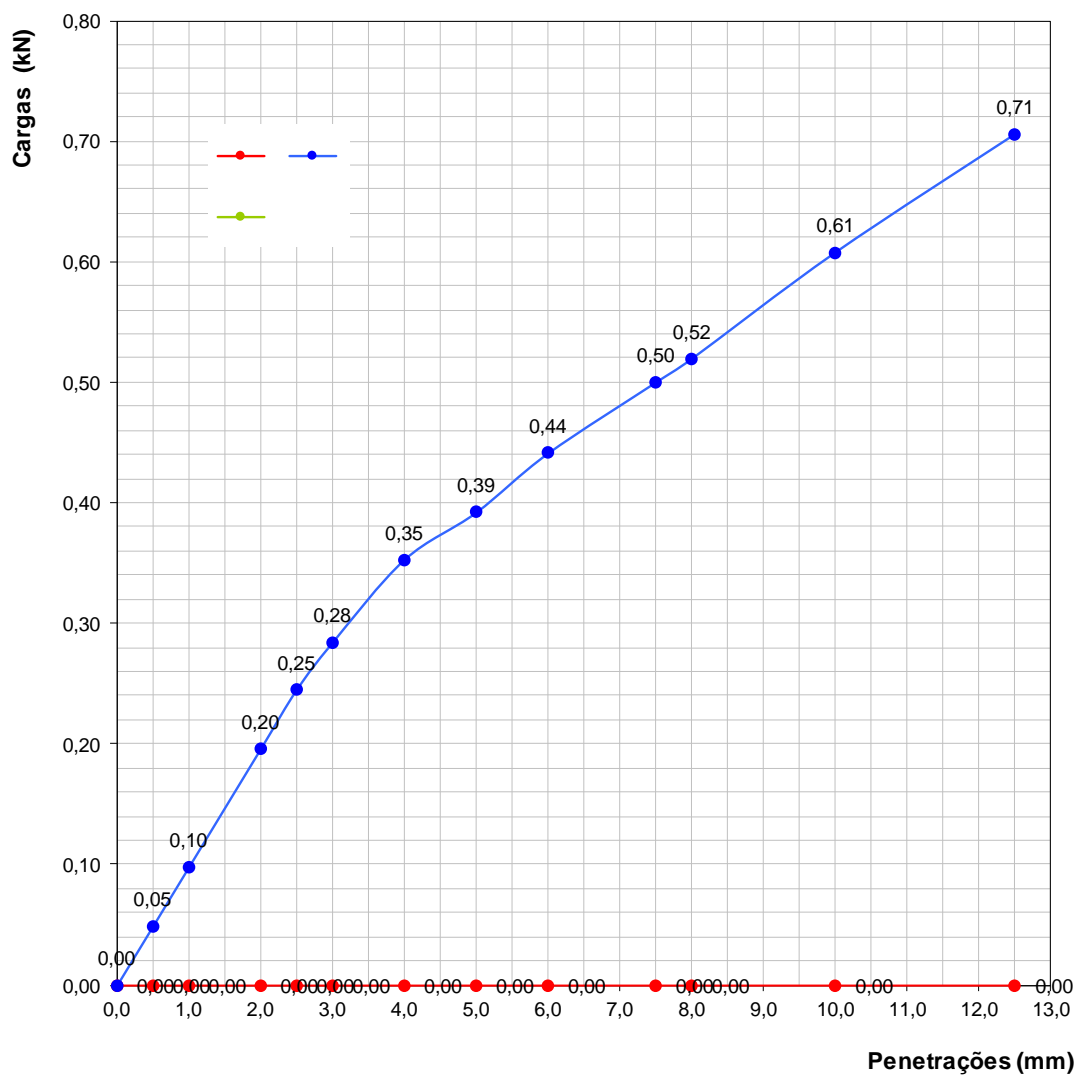
Este relatório só é válido quando assinado e carimbado

Ensaiou: \_\_\_\_\_ Calculou: \_\_\_\_\_



**Ensaio C.B.R. (Gráfico)**

Processo n.º		Data
Amostra n.º	Ensaio de CBR com adição de 20% de cinza volante	17/02/2020
Requerente		
Obra		
Especificação LNEC	E 198 - 1967	Observações
Entrado em		




Valores correspondentes ao  
provette padrão

Penetração (mm)	Força	
	Kgf	kN
2,5	1355	13,279
5,0	2033	19,923
7,5	2575	25,235
10,0	3177	31,135
12,5	3500	34,300

Número do molde				Média
Penetração a 2,5 mm	1,8%			2%
Penetração a 5,0 mm	2,0%			2%

**Anexo F – Ensaio de Proctor e CBR (adição de 5% de cal)**

- Ensaio de Proctor com adição de 5% de cal

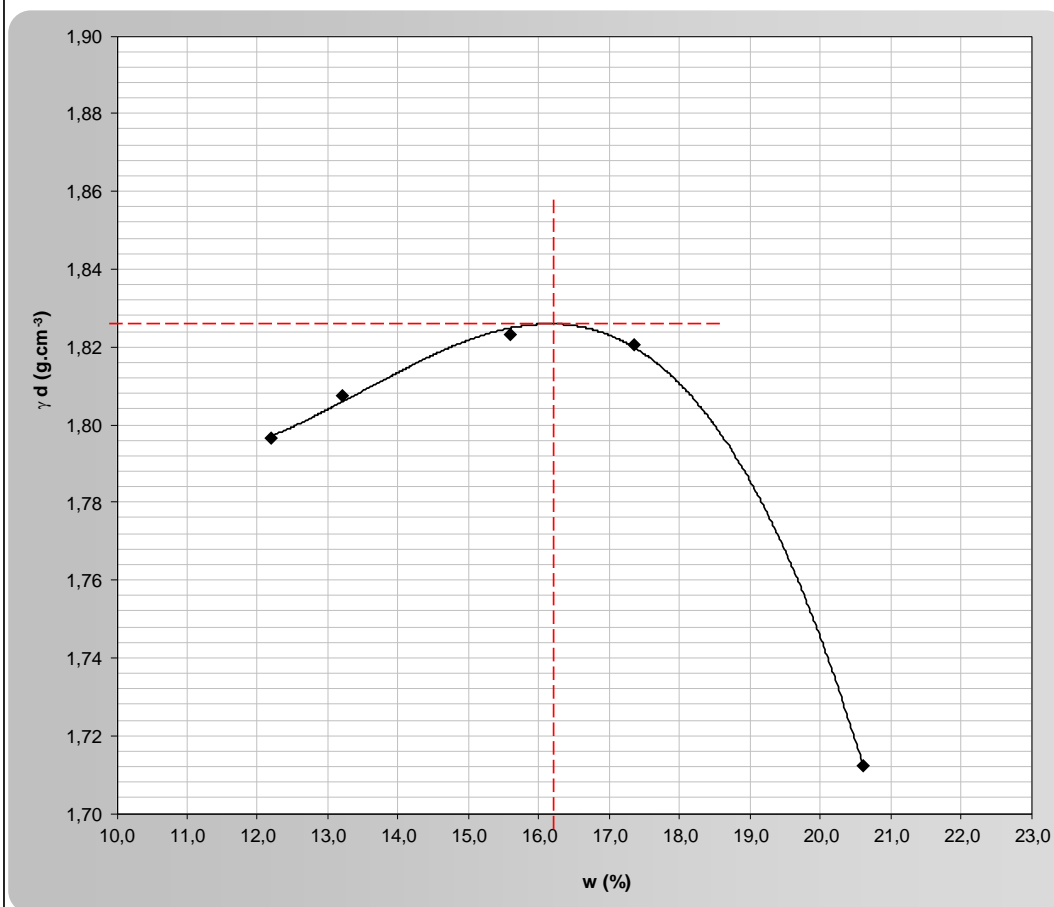
		ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO														
<b>ENSAIO DE COMPACTAÇÃO</b>																
Processo n.º			Data													
Identificação da amostra	Ensaio de Proctor com adição de 5% de cal		12/mar/20													
Requerente																
Obra																
Especificação LNEC	E 197 - 1966	Observações														
Entrado em																
Tipo de compactação:		Pesada	Nº de camadas: 5													
Molde:		pequeno	Nº de pancadas / camadas: 25													
Peso do pilão:		4540 g	Peso do molde ( P <sub>m</sub> ): 2019,16 g													
Altura de queda:		45,7 cm	Volume do molde ( V ): 991,66 cm <sup>3</sup>													
Número do provete		1	2	3	4	5										
Teor em água	%	12%	14%	16%	18%	21%										
Água adicionada	cm <sup>3</sup>	289,8	338,1	386,4	434,7	507,15										
P <sub>t</sub>	Peso do molde + solo húm. g	4017,76	4048,47	4109,04	4138,14	4066,84										
P = P <sub>t</sub> - P <sub>m</sub>	Peso do solo húmido g	1998,60	2029,31	2089,88	2118,98	2047,68										
$\gamma_{wh} = P/V$	Baridade húmida g.cm <sup>3</sup>	2,02	2,05	2,11	2,14	2,06										
Número da cápsula		32	45	35	47	31	10	4	23	36	9	34	13	39	33	42
m <sub>1</sub>	Peso da cápsula g	11,22	10,30	10,21	9,99	10,29	9,90	10,59	9,93	10,29	9,85	10,13	11,58	10,38	10,31	10,01
m <sub>2</sub>	Peso cáps + solo húm. g	32,33	32,44	28,84	28,69	21,32	26,48	29,94	30,17	31,58	39,41	32,71	34,27	30,09	34,65	36,58
m <sub>3</sub>	Peso cáps + solo seco g	30,00	30,04	26,84	26,51	20,06	24,50	27,31	27,46	28,71	35,00	29,35	30,96	26,68	30,56	32,02
W <sub>s</sub> = m <sub>3</sub> - m <sub>1</sub>	Peso do solo seco g	18,78	19,74	16,63	16,52	9,77	14,60	16,72	17,53	18,42	25,15	19,22	19,38	16,30	20,25	22,01
W <sub>w</sub> = m <sub>2</sub> - m <sub>3</sub>	Peso da água g	2,33	2,40	2,00	2,18	1,26	1,98	2,63	2,71	2,87	4,41	3,36	3,31	3,41	4,09	4,56
W <sub>w</sub> / W <sub>s</sub> × 100	Teor em água %	12,4	12,2	12,0	13,2	12,9	13,6	15,7	15,5	15,6	17,5	17,5	17,1	20,9	20,2	20,7
W	Teor em água médio %	12,2		13,2		15,6		17,4		20,6						
$\gamma_s = (\gamma_{wh} / (100 + w)) \times 100$	Baridade seca g.cm <sup>3</sup>	1,80		1,81		1,82		1,82		1,71						
Ensaiou:			Calculou:													
Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Leiria Morro do Lena - Alto do Vieiro 2411-901 Leiria email : estg@estg.ipleiria.pt Telef.: 244 820300 Fax : 244820310																



**ENSAIO DE COMPACTAÇÃO (GRÁFICO)**

Processo n.º		Data
Identificação da amostra	Ensaio de Proctor com adição de 5% de cal	12/mar/20
Requerente		
Obra		
Especificação LNEC	E 197 - 1966	Observações
Entrado em		

Proвете		1	2	3	4	5
Teor em água médio	%	12,2	13,2	15,6	17,4	20,6
Baridade seca ( $\gamma_d$ )	$g.cm^{-3}$	1,80	1,81	1,82	1,82	1,71



Baridade seca máxima	$g.cm^{-3}$	1,830
Teor em água óptimo	%	16,200

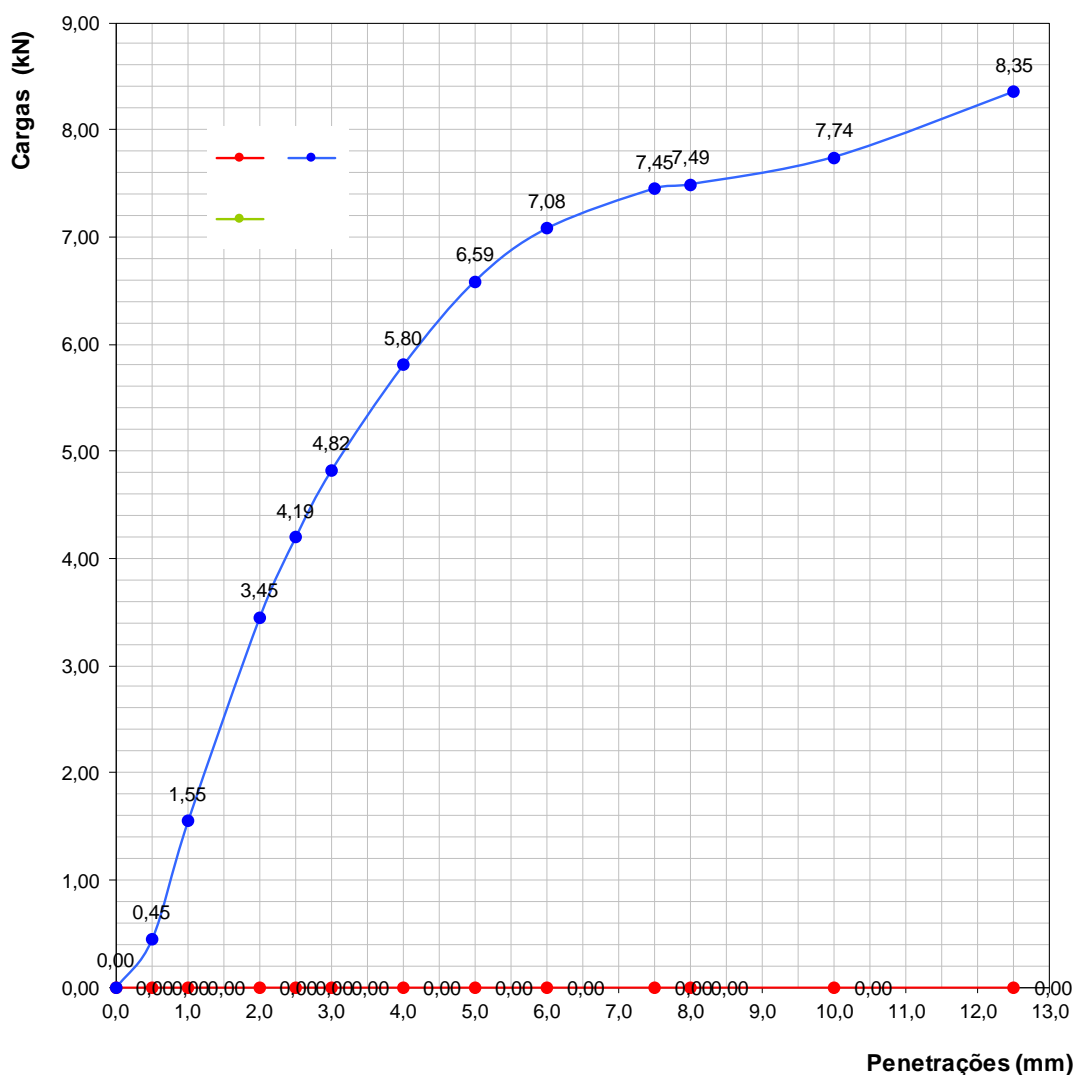
Este relatório só é válido quando assinado e carimbado

Ensaiou: \_\_\_\_\_ Calculou: \_\_\_\_\_



**Ensaio C.B.R. (Gráfico)**

Processo n.º		Data
Amostra n.º	Ensaio de CBR com adição de 5% de cal	11/05/2020
Requerente		
Obra		
Especificação LNEC	E 198 - 1967	Observações
Entrado em		




Valores correspondentes ao  
provette padrão

Penetração (mm)	Força	
	Kgf	kN
2,5	1355	13,279
5,0	2033	19,923
7,5	2575	25,235
10,0	3177	31,135
12,5	3500	34,300

Número do molde				Média
Penetração a 2,5 mm	31,6%			32%
Penetração a 5,0 mm	33,1%			33%

**Anexo G – Ensaio de Proctor e CBR (adição de 3% de cal + 3% de cinza volante e adição de 3% de cal + 6% de cinza volante)**

- Ensaio de Proctor com adição de 3% de cal + 3% de cinza volante

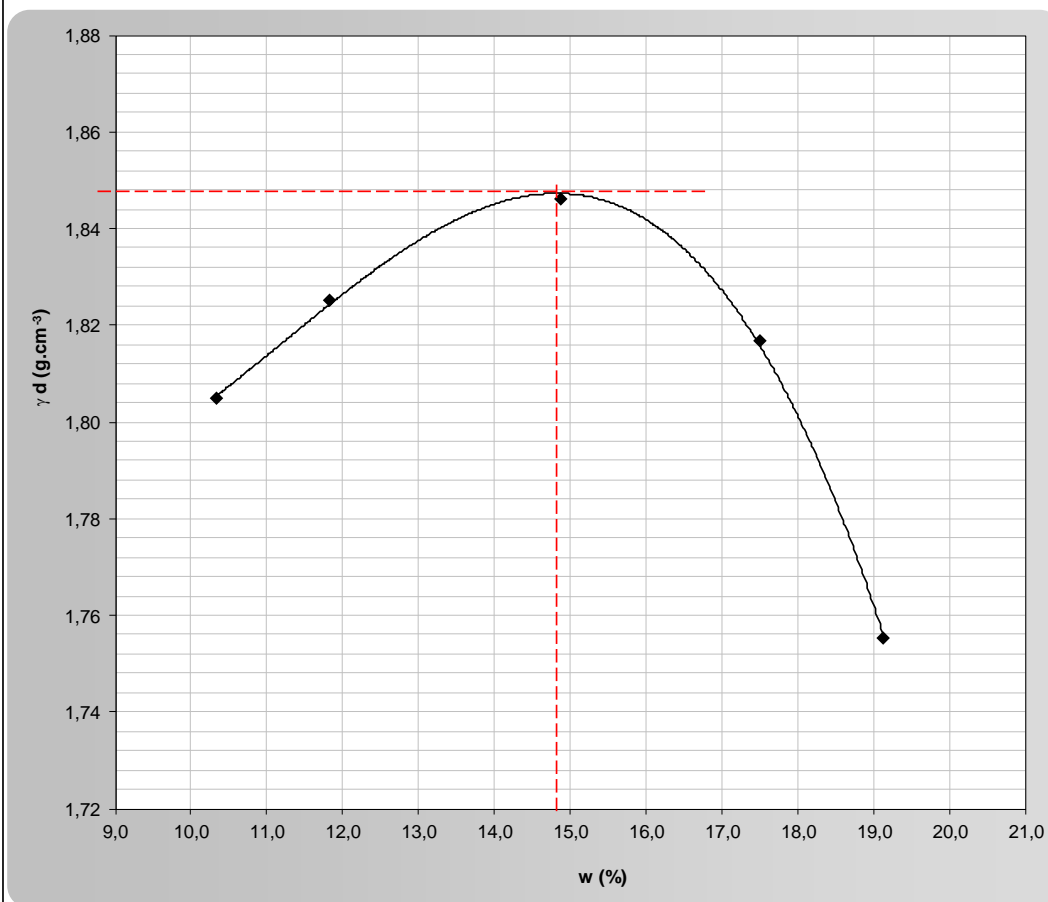
 <b>POLITÉCNICO DE LEIRIA</b>		ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO															
<b>ENSAIO DE COMPACTAÇÃO</b>																	
Processo n.º		Data															
Identificação da amostra	Ensaio de Proctor com adição de 3% de cal + 3% de cinza volante		03/jun/20														
Requerente																	
Obra																	
Especificação LNEC	E 197 - 1966	Observações															
Entrado em																	
Tipo de compactação:	Pesada	Nº de camadas:	5														
Molde:	pequeno	Nº de pancadas / camadas:	25														
Peso do pilão:	4540 g	Peso do molde ( P <sub>m</sub> ):	2019,16 g														
Altura de queda:	45,7 cm	Volume do molde ( V ):	991,66 cm³														
Número do provete		1	2	3	4	5											
Teor em água %		11%	13%	16%	18%	2000%											
Água adicionada cm³		268,18	316,94	390,08	438,34	487,6											
P <sub>i</sub> Peso do molde + solo húm. g		3994,19	4043,40	4122,33	4136,05	4093,08											
P = P <sub>i</sub> - P <sub>m</sub> Peso do solo húmido g		1975,03	2024,24	2103,17	2116,89	2073,92											
γ <sub>wh</sub> = P/V Baridade húmida g.cm³		1,99	2,04	2,12	2,13	2,09											
Número da cápsula		39	15	13	3	10	33	31	5	27	35	44	32	36	47	45	
m <sub>1</sub> Peso da cápsula g		10,38	9,99	11,59	10,55	9,90	10,31	10,29	10,66	10,19	10,22	10,33	11,23	10,30	10,00	10,31	
m <sub>2</sub> Peso cáp + solo húm. g		22,44	28,23	26,78	22,25	20,27	21,63	24,85	23,07	25,38	28,42	30,75	32,04	30,94	38,05	32,55	
m <sub>3</sub> Peso cáp + solo seco g		21,34	26,46	25,37	21,02	19,14	20,46	22,96	21,46	23,42	25,76	27,69	28,90	27,62	33,56	28,97	
W <sub>s</sub> = m <sub>3</sub> - m <sub>1</sub> Peso do solo seco g		10,96	16,47	13,78	10,47	9,24	10,15	12,67	10,80	13,23	15,54	17,36	17,67	17,32	23,56	18,66	
W <sub>w</sub> = m <sub>2</sub> - m <sub>3</sub> Peso da água g		1,10	1,77	1,41	1,23	1,13	1,17	1,89	1,61	1,96	2,66	3,06	3,14	3,32	4,49	3,58	
W <sub>w</sub> / W <sub>s</sub> × 100 Teor em água %		10,0	10,7	10,2	11,7	12,2	11,5	14,9	14,9	14,8	17,1	17,6	17,8	19,2	19,1	19,2	
W Teor em água médio %		10,3		11,8		14,9		17,5		19,1							
γ <sub>s</sub> = (γ <sub>w</sub> / (100 + w)) × 100 Baridade seca g.cm³		1,81		1,83		1,85		1,82		1,76							
Ensaiou:		Calculou:															
Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Leiria Morro do Lena - Alto do Vieiro 2411-901 Leiria email : estg@estg.ipleiria.pt Telef.: 244 820300 Fax : 244820310																	



**ENSAIO DE COMPACTAÇÃO (GRÁFICO)**

Processo n.º		Data
Identificação da amostra	Ensaio de Proctor com adição de 3% de cal + 3% de cinza volante	03/jun/20
Requerente		
Obra		
Especificação LNEC	E 197 - 1966	Observações
Entrado em		

Proвете		1	2	3	4	5
Teor em água médio	%	10,3	11,8	14,9	17,5	19,1
Baridade seca ( $\gamma_d$ )	$g.cm^{-3}$	1,81	1,83	1,85	1,82	1,76



Baridade seca máxima	$g.cm^{-3}$	1,849
Teor em água óptimo	%	14,900

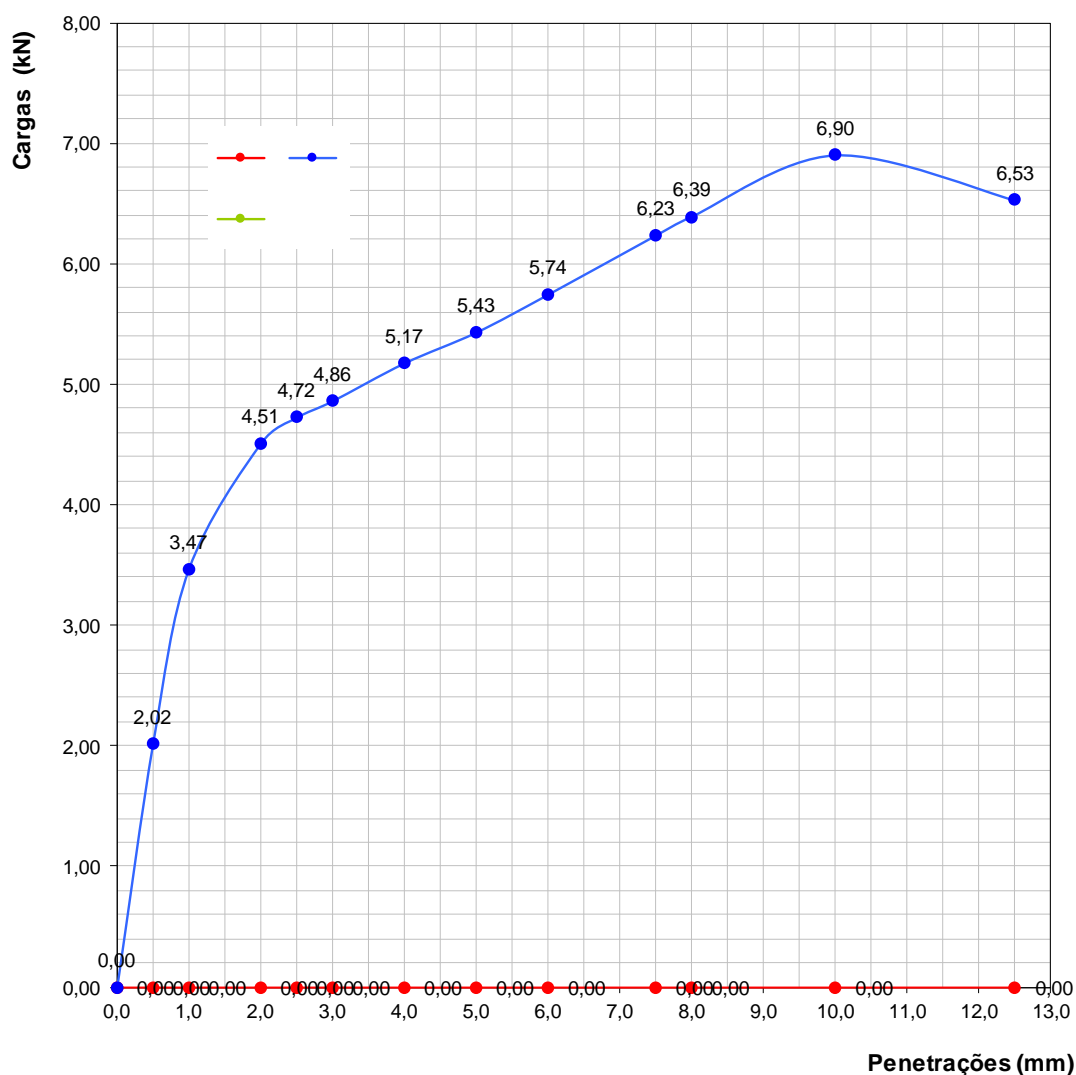
Este relatório só é válido quando assinado e carimbado

Ensaiou: \_\_\_\_\_ Calculou: \_\_\_\_\_



**Ensaio C.B.R. (Gráfico)**

Processo n.º		Data
Amostra n.º	Ensaio de CBR com adição de 3% cal + 3% cinza volante	25/06/2020
Requerente		
Obra		
Especificação LNEC	E 198 - 1967	Observações
Entrado em		



Valores correspondentes ao  
proвете padrão

Penetração (mm)	Força	
	Kgf	kN
2,5	1355	13,279
5,0	2033	19,923
7,5	2575	25,235
10,0	3177	31,135
12,5	3500	34,300

Número do molde				Média
Penetração a 2,5 mm	35,6%			36%
Penetração a 5,0 mm	27,3%			27%

- Ensaio de Proctor com adição de 3% de cal + 6% de cinza volante

POLITÉCNICO DE LEIRIA		ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO														
<b>ENSAIO DE COMPACTAÇÃO</b>																
Processo n.º			Data													
Identificação da amostra	Ensaio de Proctor com adição de 3% de cal + 6% de cinza volante		22/jun/20													
Requerente																
Obra																
Especificação LNEC	E 197 - 1966	Observações														
Entrado em																
Tipo de compactação:	Pesada	Nº de camadas:	5													
Molde:	pequeno	Nº de pancadas / camadas:	25													
Peso do pilão:	4540 g	Peso do molde ( P <sub>m</sub> ):	2019,16 g													
Altura de queda:	45,7 cm	Volume do molde ( V ):	991,66 cm <sup>3</sup>													
Número do provete	2	3	4	5	6											
Teor em água %	11%	13%	15%	18%	20%											
Água adicionada cm <sup>3</sup>	275,77	325,91	376,05	451,26	501,4											
P <sub>i</sub> Peso do molde + solo húm. g	4028,64	4047,79	4086,91	4143,48	4105,60											
P = P <sub>i</sub> - P <sub>m</sub> Peso do solo húmido g	2009,48	2028,63	2067,75	2124,32	2086,44											
γ <sub>wh</sub> = P/V Baridade húmida g.cm <sup>-3</sup>	2,03	2,05	2,09	2,14	2,10											
Número da cápsula	35	34	10	31	42	39	47	27	32	21	13	36	40	4	16	
m <sub>1</sub> Peso da cápsula g	10,21	10,13	9,90	10,30	10,02	10,39	10,00	10,20	11,24	9,91	11,58	10,29	10,18	10,66	9,91	
m <sub>2</sub> Peso cáp + solo húm. g	30,40	34,86	29,07	27,90	38,85	31,60	26,72	23,76	25,21	34,83	35,20	36,74	41,78	33,13	37,52	
m <sub>3</sub> Peso cáp + solo seco g	28,31	32,28	27,06	25,97	35,70	29,38	24,75	22,18	23,59	31,16	31,75	32,84	36,68	29,55	33,08	
W <sub>s</sub> = m <sub>3</sub> - m <sub>1</sub> Peso do solo seco g	18,10	22,15	17,16	15,67	25,68	18,99	14,75	11,98	12,35	21,25	20,17	22,55	26,50	18,89	23,17	
W <sub>w</sub> = m <sub>2</sub> - m <sub>3</sub> Peso da água g	2,09	2,58	2,01	1,93	3,15	2,22	1,97	1,58	1,62	3,67	3,45	3,90	5,10	3,58	4,44	
W <sub>w</sub> / W <sub>s</sub> × 100 Teor em água %	11,5	11,6	11,7	12,3	12,3	11,7	13,4	13,2	13,1	17,3	17,1	17,3	19,2	19,0	19,2	
W Teor em água médio %	11,6		12,1		13,2		17,2		19,1							
γ <sub>s</sub> = (γ <sub>wh</sub> / (100 + w)) × 100 Baridade seca g.cm <sup>-3</sup>	1,82		1,83		1,84		1,83		1,77							
Ensaiou:			Calculou:													
Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Leiria																
Morro do Lena - Alto do Vieiro 2411-901 Leiria email : estg@estg.ipleiria.pt Telef.: 244 820300 Fax : 244820310																



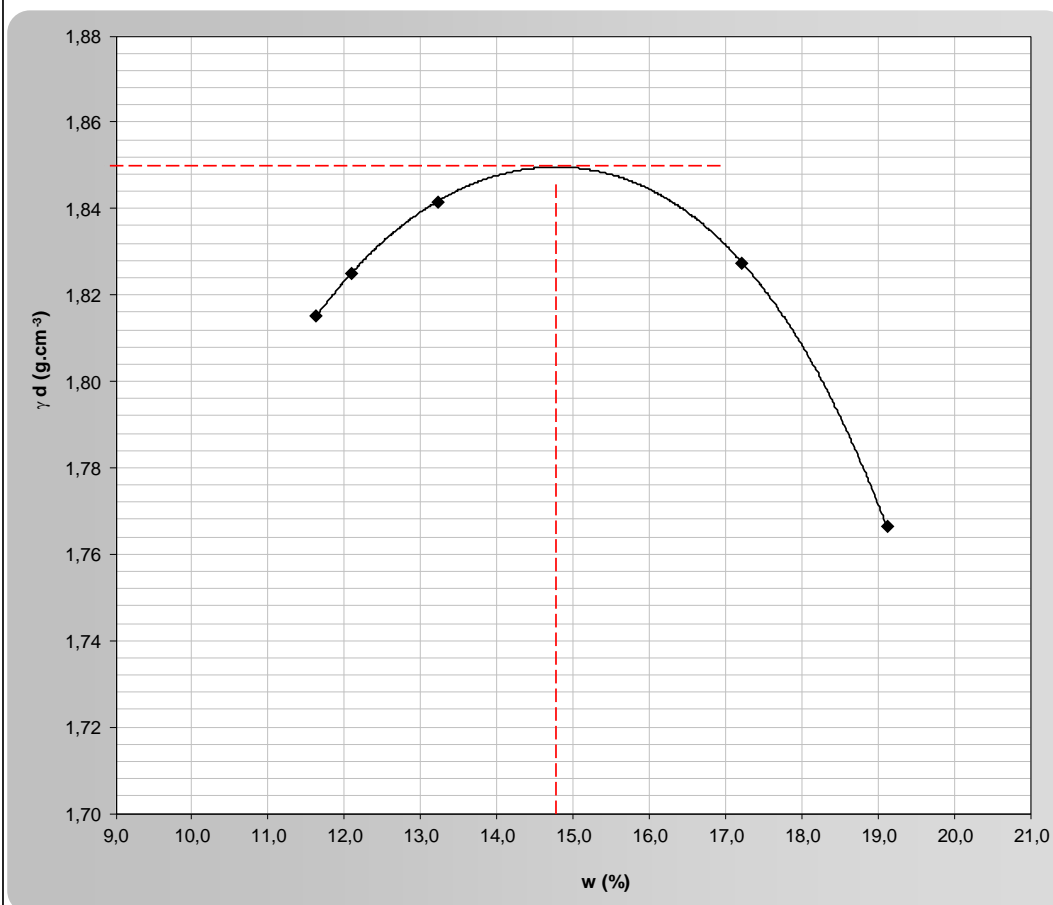
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
Laboratório de Geotecnia e Vias de Comunicação



**ENSAIO DE COMPACTAÇÃO (GRÁFICO)**

Processo n.º		Data
Identificação da amostra	Ensaio de Proctor com adição de 3% de cal + 6% de cinza volante	22/jun/20
Requerente		
Obra		
Especificação LNEC	E 197 - 1966	Observações
Entrado em		

Proвете		1	2	3	4	5
Teor em água médio	%	11,6	12,1	13,2	17,2	19,1
Baridade seca ( $\gamma_d$ )	$g.cm^{-3}$	1,82	1,83	1,84	1,83	1,77



Baridade seca máxima	$g.cm^{-3}$	1,850
Teor em água óptimo	%	14,800

Este relatório só é válido quando assinado e carimbado

Ensaiou: \_\_\_\_\_ Calculou: \_\_\_\_\_

Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Leiria  
Morro do Lena - Alto do Vieiro 2411-901 Leiria email : estg@estg.ipleiria.pt Telef.: 244 820300 Fax : 244820310

- Ensaio de CBR com adição de 3% de cal + 6% de cinza volante

POLITÉCNICO DE LEIRIA		ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO	
<b>Ensaio C.B.R.</b>			
Processo n.º		Data	
Amostra n.º	Ensaio de CBR com adição de 3% de cal + 6% de cinza volante	02/07/2020	
Requerente	-		
Obra	-		
Especificação LNEC	E 198 - 1967	Observações	
Entrado em			
Número do molde			
Número de pancadas por camada			
A	Área média do molde	cm <sup>2</sup>	179,70
H	Altura do solo no molde	cm	11,74
V=A×H	Volume do solo	cm <sup>3</sup>	2110
P <sub>m</sub>	Peso do molde	g	4370,84
P <sub>t</sub>	Peso do molde + solo húmido	g	8640
P=P <sub>t</sub> - P <sub>m</sub>	Peso do solo húmido	g	4269,16
γ <sub>h</sub> = P/V	Baridade húmida	g.cm <sup>3</sup>	2,02
#DIV/0! #DIV/0!			
Compacção Após penetração Compacção Após penetração Compacção Após penetração			
Número da cápsula			
m <sub>1</sub>	Peso da cápsula	g	9,90 9,91 9,90 11,56
m <sub>2</sub>	Peso cáp + solo húm.	g	34,60 37,14 34,13 31,86
m <sub>3</sub>	Peso cáp + solo seco	g	32,11 34,31
W <sub>s</sub> = m <sub>3</sub> - m <sub>1</sub>	Peso do solo seco	g	22,21 24,40 -9,90 -11,56 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00
W <sub>w</sub> = m <sub>2</sub> - m <sub>3</sub>	Peso da água	g	2,49 2,83 34,13 31,86 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00
W <sub>w</sub> / W <sub>s</sub> × 100	Teor em água	%	11,2 11,6 ##### -275,6 ##### #DIV/0! ##### #DIV/0! #DIV/0! #DIV/0! #DIV/0!
W	Teor em água médio	%	11,4 -310,2 #DIV/0! #DIV/0! #DIV/0! #DIV/0!
γ <sub>s</sub> = $\frac{100 \times \gamma_h}{100 + W}$	Baridade seca	g.cm <sup>3</sup>	1,82 ----- #DIV/0! ----- #DIV/0! -----
γ <sub>sm</sub>	Baridade seca máx.	g.cm <sup>3</sup>	1,85
γ <sub>s</sub> / γ <sub>sm</sub>	Grau de compactação	%	98,2% #DIV/0! #DIV/0!
EMBEBIÇÃO		PENETRAÇÃO	
NÚMERO DO MOLDE			
Data		Leituras (mm)	
Hora		Pene-tração (mm)	
		Leitura no anel (div.)	
		Cargas (kN)	
02/jul	11:45	3,82	0,0
			0,5 8
03/jul	09:53	4,44	1,0 21
			2,0 85
04/jul		4,44	2,5 160
			3,0 217
06/jul		4,45	4,0 253
			5,0 262
07/jul		4,45	6,0 268
			7,5 268
			8,0 268
			10,0 275
			12,5 285
			0,000 0,000
			0,157 0,000
			0,412 0,000
			1,666 0,000
			3,136 0,000
			4,253 0,000
			4,959 0,000
			5,135 0,000
			5,253 0,000
			5,253 0,000
			5,253 0,000
			5,390 0,000
			5,586 0,000
			0,000 0,000
Ensaiou: _____ Calculou: _____ Verificou: _____			

APÓS EMBEBIÇÃO			
Número do molde	Peso do molde + solo (g)	Peso água absorvida (g)	Peso esp apar húmido (P <sub>t</sub> - P <sub>m</sub> ) / V (g.cm <sup>3</sup> )
	P <sub>t</sub>	P <sub>t</sub> - P <sub>t</sub>	Expansão relativa L / H × 100 (%)
		-8640	-2,07 0,537
		0	#DIV/0! #DIV/0!
		0	#DIV/0! #DIV/0!

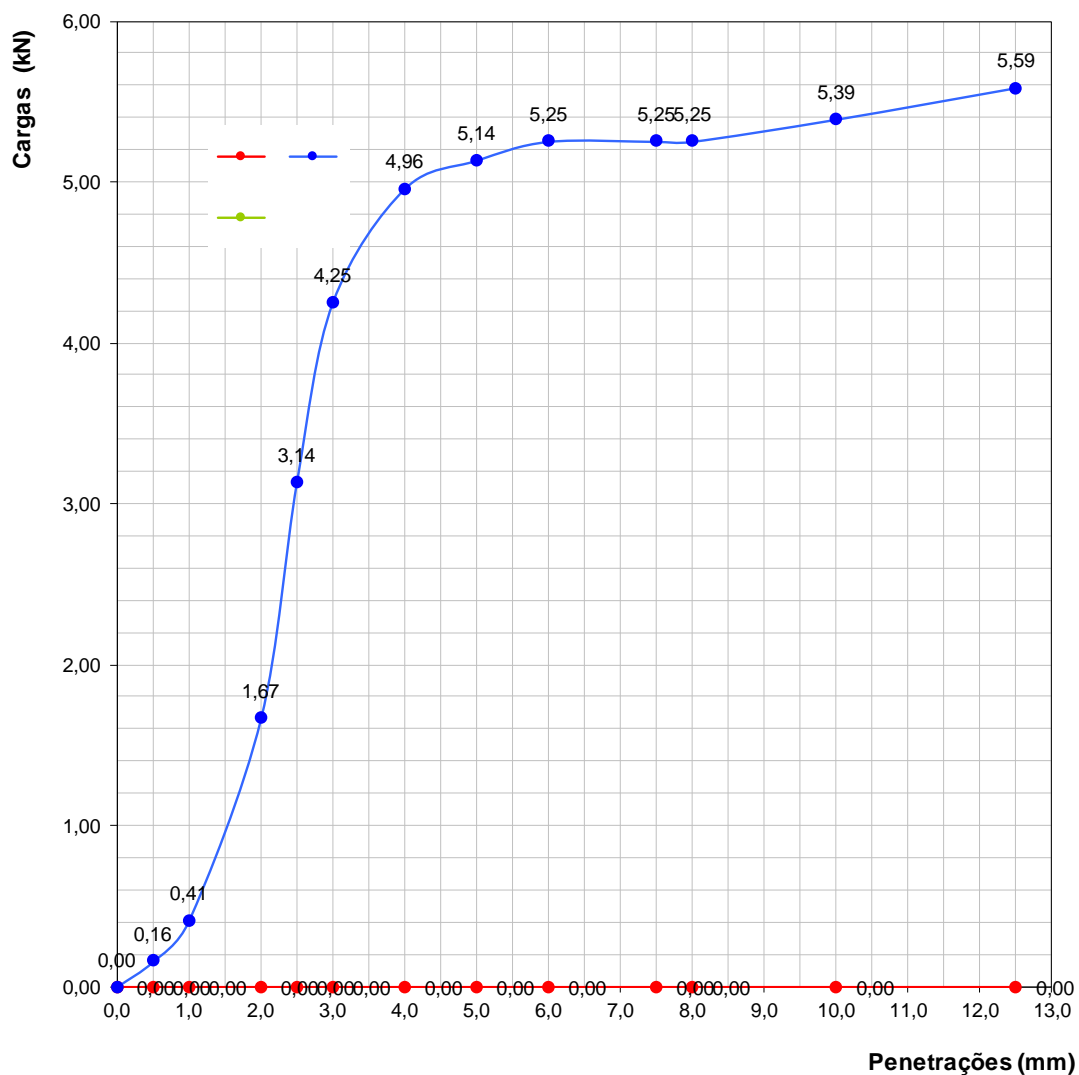
L - diferença entre as leituras inicial e final da embebição

Sobrecarga: \_\_\_\_\_

Anel: \_\_\_\_\_

**Ensaio C.B.R. (Gráfico)**

Processo n.º			Data
Amostra n.º	Ensaio de CBR com adição de 3% de cal + 6% de cinza		02/07/2020
Requerente			
Obra			
Especificação LNEC	E 198 - 1967	Observações	
Entrado em			



Valores correspondentes ao  
proвете padrão

Penetração (mm)	Força	
	Kgf	kN
2,5	1355	13,279
5,0	2033	19,923
7,5	2575	25,235
10,0	3177	31,135
12,5	3500	34,300

Número do molde				Média
Penetração a 2,5 mm	23,6%			24%
Penetração a 5,0 mm	25,8%			26%

**Anexo H – Resultados KenPave**

- SN – Classe de tráfego T<sub>1</sub>

```

TITLE -SNT1

MATL = 1 FOR LINEAR ELASTIC LAYERED SYSTEM
NDAMA = 0, SO DAMAGE ANALYSIS WILL NOT BE PERFORMED
NUMBER OF PERIODS PER YEAR (NPY) = 1
NUMBER OF LOAD GROUPS (NLG) = 1
TOLERANCE FOR INTEGRATION (DEL) -- = 0.001
NUMBER OF LAYERS (NL)----- = 5
NUMBER OF Z COORDINATES (NZ)----- = 2
LIMIT OF INTEGRATION CYCLES (ICL)- = 80
COMPUTING CODE (NSTD)----- = 9
SYSTEM OF UNITS (NUNIT)----- = 1

Length and displacement in cm, stress and modulus in kPa
unit weight in kN/m^3, and temperature in C

THICKNESSES OF LAYERS (TH) ARE : 5 12 15 20
POISSON'S RATIOS OF LAYERS (PR) ARE : 0.35 0.35 0.35 0.3 0.35
VERTICAL COORDINATES OF POINTS (ZC) ARE: 31.9 52.1
ALL INTERFACES ARE FULLY BONDED

FOR PERIOD NO. 1 LAYER NO. AND MODULUS ARE : 1 5.070E+06 2 5.020E+06
3 5.580E+06 4 4.340E+04 5 2.000E+04

LOAD GROUP NO. 1 HAS 2 CONTACT AREAS
CONTACT RADIUS (CR)----- = 10.6
CONTACT PRESSURE (CP)----- = 566.589
NO. OF POINTS AT WHICH RESULTS ARE DESIRED (NPT)-- = 2
WHEEL SPACING ALONG X-AXIS (XW)----- = 0
WHEEL SPACING ALONG Y-AXIS (YW)----- = 31.7

RESPONSE PT. NO. AND (XPT, YPT) ARE: 1 0.000 0.000 2 0.000 15.850

PERIOD NO. 1 LOAD GROUP NO. 1

POINT VERTICAL VERTICAL VERTICAL MAJOR MINOR INTERMEDIATE
NO. COORDINATE DISP. STRESS PRINCIPAL PRINCIPAL P. STRESS
(STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) P. STRAIN
1 31.90000 0.05431 7.318 7.324 -534.865 -476.417
(STRAIN) 6.474E-05 6.474E-05 -6.643E-05 -6.643E-05
1 52.10000 0.05117 5.024 5.066 0.481 0.567
(STRAIN) 2.321E-04 2.350E-04 -7.452E-05 -7.452E-05
2 31.90000 0.05516 7.569 7.569 -558.236 -492.538
(STRAIN) 6.727E-05 6.727E-05 -6.962E-05 -6.962E-05
2 52.10000 0.05188 5.214 5.214 0.492 0.583
(STRAIN) 2.419E-04 2.419E-04 -7.683E-05 -7.683E-05
    
```

Solo Natural (T <sub>1</sub> )			
FADIGA		DEFORMAÇÃO PERMANENTE	
N80projeto	1,32E+08	N80projeto	1,32E+08
Vb	11,5	ks prob: 85%	2,10E-02
E (Pa)	5580000000		
ε <sub>t</sub>	6,962E-05	ε <sub>z</sub>	2,419E-04
N80max	2,718E+08	N80max	5,680E+07
D=N80projeto/N80max	48,56	D=N80projeto/N80max	232,40

- SN – Classe de tráfego T<sub>2</sub>

```

TITLE -SNT2

MATL = 1 FOR LINEAR ELASTIC LAYERED SYSTEM
NDAMA = 0, SO DAMAGE ANALYSIS WILL NOT BE PERFORMED
NUMBER OF PERIODS PER YEAR (NPY) = 1
NUMBER OF LOAD GROUPS (NLG) = 1
TOLERANCE FOR INTEGRATION (DEL) -- = 0.001
NUMBER OF LAYERS (NL)----- = 5
NUMBER OF Z COORDINATES (NZ)----- = 2
LIMIT OF INTEGRATION CYCLES (ICL)- = 80
COMPUTING CODE (NSTD)----- = 9
SYSTEM OF UNITS (NUNIT)----- = 1

Length and displacement in cm, stress and modulus in kPa
unit weight in kN/m^3, and temperature in C

THICKNESSES OF LAYERS (TH) ARE : 5 10 15 20
POISSON'S RATIOS OF LAYERS (PR) ARE : 0.35 0.35 0.35 0.3 0.35
VERTICAL COORDINATES OF POINTS (ZC) ARE: 29.9 50.1
ALL INTERFACES ARE FULLY BONDED

FOR PERIOD NO. 1 LAYER NO. AND MODULUS ARE : 1 5.070E+06 2 4.970E+06
3 5.530E+06 4 4.340E+04 5 2.000E+04

LOAD GROUP NO. 1 HAS 2 CONTACT AREAS
CONTACT RADIUS (CR)----- = 10.6
CONTACT PRESSURE (CP)----- = 566.589
NO. OF POINTS AT WHICH RESULTS ARE DESIRED (NPT)-- = 2
WHEEL SPACING ALONG X-AXIS (XW)----- = 0
WHEEL SPACING ALONG Y-AXIS (YW)----- = 31.7

RESPONSE PT. NO. AND (XPT, YPT) ARE: 1 0.000 0.000 2 0.000 15.850

PERIOD NO. 1 LOAD GROUP NO. 1

POINT VERTICAL VERTICAL VERTICAL MAJOR MINOR INTERMEDIATE
NO. COORDINATE DISP. STRESS STRESS STRESS PRINCIAL P. STRESS
(STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) P. STRAIN)
1 29.90000 0.05782 8.314 8.321 -591.883 -525.297
(STRAIN) 7.221E-05 7.221E-05 -7.431E-05 -7.431E-05
1 50.10000 0.05429 5.630 5.680 0.528 0.628
(STRAIN) 2.604E-04 2.638E-04 -8.396E-05 -8.396E-05
2 29.90000 0.05874 8.546 8.546 -614.598 -535.947
(STRAIN) 7.436E-05 7.436E-05 -7.776E-05 -7.776E-05
2 50.10000 0.05507 5.834 5.834 0.538 0.646
(STRAIN) 2.710E-04 2.710E-04 -8.650E-05 -8.650E-05
    
```

Solo Natural (T <sub>2</sub> )			
FADIGA		DEFORMAÇÃO PERMANENTE	
N80projeto	7,20E+07	N80projeto	7,20E+07
Vb	11,5	ks prob: 85%	2,10E-02
E (Pa)	5530000000		
ε <sub>t</sub>	7,776E-05	ε <sub>z</sub>	2,710E-04
N80max	1,589E+08	N80max	3,606E+07
D=N80projeto/N80max	45,30	D=N80projeto/N80max	199,68

- SN – Classe de tráfego T4

```

TITLE -SNT4

MATL = 1 FOR LINEAR ELASTIC LAYERED SYSTEM
NDAMA = 0, SO DAMAGE ANALYSIS WILL NOT BE PERFORMED
NUMBER OF PERIODS PER YEAR (NPY) = 1
NUMBER OF LOAD GROUPS (NLG) = 1
TOLERANCE FOR INTEGRATION (DEL) -- = 0.001
NUMBER OF LAYERS (NL)----- = 5
NUMBER OF Z COORDINATES (NZ)----- = 2
LIMIT OF INTEGRATION CYCLES (ICL)- = 80
COMPUTING CODE (NSTD)----- = 9
SYSTEM OF UNITS (NUNIT)----- = 1

Length and displacement in cm, stress and modulus in kPa
unit weight in kN/m^3, and temperature in C

THICKNESSES OF LAYERS (TH) ARE : 5 10 10 20
POISSON'S RATIOS OF LAYERS (PR) ARE : 0.35 0.35 0.35 0.3 0.35
VERTICAL COORDINATES OF POINTS (ZC) ARE: 24.9 45.1
ALL INTERFACES ARE FULLY BONDED

FOR PERIOD NO. 1 LAYER NO. AND MODULUS ARE :   1  5.070E+06   2  4.970E+06
          3  5.460E+06   4  4.340E+04   5  2.000E+04

LOAD GROUP NO. 1 HAS 2 CONTACT AREAS
CONTACT RADIUS (CR)----- = 10.6
CONTACT PRESSURE (CP)----- = 566.589
NO. OF POINTS AT WHICH RESULTS ARE DESIRED (NPT)-- = 2
WHEEL SPACING ALONG X-AXIS (XW)----- = 0
WHEEL SPACING ALONG Y-AXIS (YW)----- = 31.7

RESPONSE PT. NO. AND (XPT, YPT) ARE:  1  0.000  0.000  2  0.000  15.850

PERIOD NO.  1  LOAD GROUP NO.  1

POINT   VERTICAL   VERTICAL   VERTICAL   MAJOR      MINOR      INTERMEDIATE
NO.     COORDINATE   DISP.     STRESS     PRINCIPAL  PRINCIPAL  P. STRESS
        (STRAIN)   (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (HORIZONTAL
        (STRAIN)   (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  P. STRAIN)
1       24.90000   0.06869   11.817     11.827     -787.616   -692.597
        (STRAIN)   (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)
1       45.10000   0.06383   7.669      7.749      0.672      0.823
        (STRAIN)   (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)
2       24.90000   0.06974   11.927     11.927     -804.665   -676.452
        (STRAIN)   (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)
2       45.10000   0.06471   7.935      7.935      0.672      0.844
        (STRAIN)   (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)
    
```

Solo Natural (T4)			
FADIGA		DEFORMAÇÃO PERMANENTE	
N80projeto	2,20E+07	N80projeto	2,20E+07
Vb	11,5	ks prob: 85%	2,10E-02
E (Pa)	5460000000		
εt	1,048E-04	εz	3,702E-04
N80max	3,657E+07	N80max	1,035E+07
N80projeto/N80max	60,15	N80projeto/N80max	212,47

- SN + 5C – Classe de tráfego T<sub>1</sub>

```

TITLE -SN5CT1

MATL = 1 FOR LINEAR ELASTIC LAYERED SYSTEM
NDAMA = 0, SO DAMAGE ANALYSIS WILL NOT BE PERFORMED
NUMBER OF PERIODS PER YEAR (NPY) = 1
NUMBER OF LOAD GROUPS (NLG) = 1
TOLERANCE FOR INTEGRATION (DEL) -- = 0.001
NUMBER OF LAYERS (NL)----- = 5
NUMBER OF Z COORDINATES (NZ)----- = 2
LIMIT OF INTEGRATION CYCLES (ICL)- = 80
COMPUTING CODE (NSTD)----- = 9
SYSTEM OF UNITS (NUNIT)----- = 1

Length and displacement in cm, stress and modulus in kPa
unit weight in kN/m^3, and temperature in C

THICKNESSES OF LAYERS (TH) ARE : 5 10 13 20
POISSON'S RATIOS OF LAYERS (PR) ARE : 0.35 0.35 0.35 0.3 0.35
VERTICAL COORDINATES OF POINTS (ZC) ARE: 27.9 48.1
ALL INTERFACES ARE FULLY BONDED

FOR PERIOD NO. 1 LAYER NO. AND MODULUS ARE :   1 5.070E+06   2 4.970E+06
      3 5.500E+06   4 6.945E+05   5 3.200E+05

LOAD GROUP NO. 1 HAS 2 CONTACT AREAS
CONTACT RADIUS (CR)----- = 10.6
CONTACT PRESSURE (CP)----- = 566.589
NO. OF POINTS AT WHICH RESULTS ARE DESIRED (NPT)-- = 2
WHEEL SPACING ALONG X-AXIS (XW)----- = 0
WHEEL SPACING ALONG Y-AXIS (YW)----- = 31.7

RESPONSE PT. NO. AND (XPT, YPT) ARE: 1 0.000 0.000 2 0.000 15.850

PERIOD NO. 1  LOAD GROUP NO. 1

POINT  VERTICAL  VERTICAL  VERTICAL  MAJOR  MINOR  INTERMEDIATE
NO.    COORDINATE  DISP.    STRESS    PRINCIPAL  PRINCIPAL  P. STRESS
      (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (HORIZONTAL
      (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  P. STRAIN)
1      27.90000  0.00819  51.977    52.471    -254.601   -204.233
      (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)
1      48.10000  0.00698  24.080    24.710    -1.601     -0.514
      (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)
2      27.90000  0.00847  52.597    52.597    -263.725   -192.801
      (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)
2      48.10000  0.00718  25.774    25.774    -1.780     -0.404
      (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)  (STRAIN)
    
```

SN + 5C (T <sub>1</sub> )			
FADIGA		DEFORMAÇÃO PERMANENTE	
N80projeto	1,32E+08	N80projeto	1,32E+08
Vb	11,5	ks prob: 85%	2,10E-02
E (Pa)	5500000000		
Et	3,903E-05	Ez	8,293E-05
N80max	5,038E+09	N80max	4,112E+09
D=N80projeto/N80max	2,62	D=N80projeto/N80max	3,21

- SN + 5C – Classe de tráfego T<sub>2</sub>

```

TITLE -SN5CT2

MATL = 1 FOR LINEAR ELASTIC LAYERED SYSTEM
NDAMA = 0, SO DAMAGE ANALYSIS WILL NOT BE PERFORMED
NUMBER OF PERIODS PER YEAR (NPY) = 1
NUMBER OF LOAD GROUPS (NLG) = 1
TOLERANCE FOR INTEGRATION (DEL) -- = 0.001
NUMBER OF LAYERS (NL)----- = 5
NUMBER OF Z COORDINATES (NZ)----- = 2
LIMIT OF INTEGRATION CYCLES (ICL)- = 80
COMPUTING CODE (NSTD)----- = 9
SYSTEM OF UNITS (NUNIT)----- = 1

Length and displacement in cm, stress and modulus in kPa
unit weight in kN/m^3, and temperature in C

THICKNESSES OF LAYERS (TH) ARE : 5 10 11 20
POISSON'S RATIOS OF LAYERS (PR) ARE : 0.35 0.35 0.35 0.3 0.35
VERTICAL COORDINATES OF POINTS (ZC) ARE: 25.9 46.1
ALL INTERFACES ARE FULLY BONDED

FOR PERIOD NO. 1 LAYER NO. AND MODULUS ARE : 1 5.070E+06 2 4.970E+06
3 5.470E+06 4 6.945E+05 5 3.200E+05

LOAD GROUP NO. 1 HAS 2 CONTACT AREAS
CONTACT RADIUS (CR)----- = 10.6
CONTACT PRESSURE (CP)----- = 566.589
NO. OF POINTS AT WHICH RESULTS ARE DESIRED (NPT)-- = 2
WHEEL SPACING ALONG X-AXIS (XW)----- = 0
WHEEL SPACING ALONG Y-AXIS (YW)----- = 31.7

RESPONSE PT. NO. AND (XPT, YPT) ARE: 1 0.000 0.000 2 0.000 15.850

PERIOD NO. 1 LOAD GROUP NO. 1

POINT VERTICAL VERTICAL VERTICAL MAJOR MINOR INTERMEDIATE
NO. COORDINATE DISP. STRESS PRINCIPAL PRINCIPAL P. STRESS
(STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) (HORIZONTAL
P. STRAIN)
1 25.90000 0.00865 58.764 59.303 -278.529 -222.152
(STRAIN) 4.274E-05 4.288E-05 -4.050E-05 -4.050E-05
1 46.10000 0.00731 26.331 27.047 -1.735 -0.481
(STRAIN) 8.392E-05 8.695E-05 -3.448E-05 -3.448E-05
2 25.90000 0.00895 58.288 58.288 -283.952 -198.553
(STRAIN) 4.153E-05 4.153E-05 -4.294E-05 -4.294E-05
2 46.10000 0.00753 28.247 28.247 -1.930 -0.312
(STRAIN) 9.073E-05 9.073E-05 -3.659E-05 -3.659E-05
    
```

SN + 5C (T <sub>2</sub> )			
FADIGA		DEFORMAÇÃO PERMANENTE	
N80projeto	7,20E+07	N80projeto	7,20E+07
Vb	11,5	ks prob: 85%	2,10E-02
E (Pa)	5470000000		
ε <sub>t</sub>	4,294E-05	ε <sub>z</sub>	9,073E-05
N80max	3,157E+09	N80max	2,870E+09
D=N80projeto/N80max	2,28	D=N80projeto/N80max	2,51

- SN + 5C – Classe de tráfego T4

TITLE -SN5CT4

MATL = 1 FOR LINEAR ELASTIC LAYERED SYSTEM  
 NDAMA = 0, SO DAMAGE ANALYSIS WILL NOT BE PERFORMED  
 NUMBER OF PERIODS PER YEAR (NPY) = 1  
 NUMBER OF LOAD GROUPS (NLG) = 1  
 TOLERANCE FOR INTEGRATION (DEL) -- = 0.001  
 NUMBER OF LAYERS (NL)----- = 5  
 NUMBER OF Z COORDINATES (NZ)----- = 2  
 LIMIT OF INTEGRATION CYCLES (ICL)- = 80  
 COMPUTING CODE (NSTD)----- = 9  
 SYSTEM OF UNITS (NUNIT)----- = 1

Length and displacement in cm, stress and modulus in kPa  
 unit weight in kN/m<sup>3</sup>, and temperature in C

THICKNESSES OF LAYERS (TH) ARE : 5 8 8 20  
 POISSON'S RATIOS OF LAYERS (PR) ARE : 0.35 0.35 0.35 0.3 0.35  
 VERTICAL COORDINATES OF POINTS (ZC) ARE: 20.9 41.1  
 ALL INTERFACES ARE FULLY BONDED

FOR PERIOD NO. 1 LAYER NO. AND MODULUS ARE : 1 5.070E+06 2 4.880E+06  
 3 5.310E+06 4 6.945E+05 5 3.200E+05

LOAD GROUP NO. 1 HAS 2 CONTACT AREAS  
 CONTACT RADIUS (CR)----- = 10.6  
 CONTACT PRESSURE (CP)----- = 566.589  
 NO. OF POINTS AT WHICH RESULTS ARE DESIRED (NPT)-- = 2  
 WHEEL SPACING ALONG X-AXIS (XW)----- = 0  
 WHEEL SPACING ALONG Y-AXIS (YW)----- = 31.7

RESPONSE PT. NO. AND (XPT, YPT) ARE: 1 0.000 0.000 2 0.000 15.850

PERIOD NO. 1 LOAD GROUP NO. 1

POINT NO.	VERTICAL COORDINATE	VERTICAL DISP.	VERTICAL STRESS (STRAIN)	MAJOR PRINCIPAL STRESS (STRAIN)	MINOR PRINCIPAL STRESS (STRAIN)	INTERMEDIATE P. STRESS (HORIZONTAL P. STRAIN)
1	20.90000	0.01005	82.917 (STRAIN) 5.701E-05	83.583 (STRAIN) 5.718E-05	-351.245 (STRAIN) -5.337E-05	-277.489 (STRAIN) -5.337E-05
1	41.10000	0.00829	33.560 (STRAIN) 1.065E-04	34.570 (STRAIN) 1.108E-04	-2.182 (STRAIN) -4.427E-05	-0.330 (STRAIN) -4.427E-05
2	20.90000	0.01039	76.452 (STRAIN) 4.964E-05	76.452 (STRAIN) 4.964E-05	-336.241 (STRAIN) -5.528E-05	-198.399 (STRAIN) -5.528E-05
2	41.10000	0.00859	36.205 (STRAIN) 1.157E-04	36.205 (STRAIN) 1.157E-04	-2.428 (STRAIN) -4.729E-05	0.094 (STRAIN) -4.729E-05

SN + 5C (T4)			
FADIGA		DEFORMAÇÃO PERMANENTE	
N80projeto	2,20E+07	N80projeto	2,20E+07
Vb	11,5	ks prob: 85%	2,10E-02
E (Pa)	5310000000		
εt	5,528E-05	εz	1,157E-04
N80max	9,417E+08	N80max	1,085E+09
N80projeto/N80max	2,34	N80projeto/N80max	2,03

- SN + 3C + 3CV – Classe de tráfego T<sub>1</sub>

TITLE -SN3C3CVT1

MATL = 1 FOR LINEAR ELASTIC LAYERED SYSTEM  
 NDAMA = 0, SO DAMAGE ANALYSIS WILL NOT BE PERFORMED  
 NUMBER OF PERIODS PER YEAR (NPY) = 1  
 NUMBER OF LOAD GROUPS (NLG) = 1  
 TOLERANCE FOR INTEGRATION (DEL) -- = 0.001  
 NUMBER OF LAYERS (NL)----- = 5  
 NUMBER OF Z COORDINATES (NZ)----- = 2  
 LIMIT OF INTEGRATION CYCLES (ICL)- = 80  
 COMPUTING CODE (NSTD)----- = 9  
 SYSTEM OF UNITS (NUNIT)----- = 1

Length and displacement in cm, stress and modulus in kPa  
 unit weight in kN/m<sup>3</sup>, and temperature in C

THICKNESSES OF LAYERS (TH) ARE : 5 10 13 20  
 POISSON'S RATIOS OF LAYERS (PR) ARE : 0.35 0.35 0.35 0.3 0.35  
 VERTICAL COORDINATES OF POINTS (ZC) ARE: 27.9 48.1  
 ALL INTERFACES ARE FULLY BONDED

FOR PERIOD NO. 1 LAYER NO. AND MODULUS ARE : 1 5.070E+06 2 4.970E+06  
 3 5.500E+06 4 7.813E+05 5 3.600E+05

LOAD GROUP NO. 1 HAS 2 CONTACT AREAS  
 CONTACT RADIUS (CR)----- = 10.6  
 CONTACT PRESSURE (CP)----- = 566.589  
 NO. OF POINTS AT WHICH RESULTS ARE DESIRED (NPT)-- = 2  
 WHEEL SPACING ALONG X-AXIS (XW)----- = 0  
 WHEEL SPACING ALONG Y-AXIS (YW)----- = 31.7

RESPONSE PT. NO. AND (XPT, YPT) ARE: 1 0.000 0.000 2 0.000 15.850

PERIOD NO. 1 LOAD GROUP NO. 1

POINT NO.	VERTICAL COORDINATE	VERTICAL DISP.	VERTICAL STRESS (STRAIN)	MAJOR PRINCIPAL STRESS (STRAIN)	MINOR PRINCIPAL STRESS (STRAIN)	INTERMEDIATE P. STRESS (HORIZONTAL P. STRAIN)
1	27.90000	0.00748	55.168 (STRAIN) 3.707E-05	55.751 (STRAIN) 3.721E-05	-236.850 (STRAIN) -3.461E-05	-188.590 (STRAIN) -3.461E-05
1	48.10000	0.00634	25.154 (STRAIN) 7.150E-05	25.832 (STRAIN) 7.404E-05	-1.763 (STRAIN) -2.944E-05	-0.588 (STRAIN) -2.944E-05
2	27.90000	0.00773	55.730 (STRAIN) 3.696E-05	55.730 (STRAIN) 3.696E-05	-245.169 (STRAIN) -3.690E-05	-176.433 (STRAIN) -3.690E-05
2	48.10000	0.00652	26.971 (STRAIN) 7.727E-05	26.971 (STRAIN) 7.727E-05	-1.956 (STRAIN) -3.121E-05	-0.464 (STRAIN) -3.121E-05

SN + 3C + 3CV (T <sub>1</sub> )			
FADIGA		DEFORMAÇÃO PERMANENTE	
N80projeto	1,32E+08	N80projeto	1,32E+08
Vb	11,5	ks prob: 85%	2,10E-02
E (Pa)	5500000000		
ε <sub>t</sub>	3,690E-05	ε <sub>z</sub>	7,727E-05
N80max	6,670E+09	N80max	5,455E+09
D=N80projeto/N80max	1,98	D=N80projeto/N80max	2,42

- SN + 3C + 3CV – Classe de tráfego T<sub>2</sub>

TITLE -SN3C3CVT2

MATL = 1 FOR LINEAR ELASTIC LAYERED SYSTEM  
 NDAMA = 0, SO DAMAGE ANALYSIS WILL NOT BE PERFORMED  
 NUMBER OF PERIODS PER YEAR (NPY) = 1  
 NUMBER OF LOAD GROUPS (NLG) = 1  
 TOLERANCE FOR INTEGRATION (DEL) -- = 0.001  
 NUMBER OF LAYERS (NL)----- = 5  
 NUMBER OF Z COORDINATES (NZ)----- = 2  
 LIMIT OF INTEGRATION CYCLES (ICL)- = 80  
 COMPUTING CODE (NSTD)----- = 9  
 SYSTEM OF UNITS (NUNIT)----- = 1

Length and displacement in cm, stress and modulus in kPa  
 unit weight in kN/m<sup>3</sup>, and temperature in C

THICKNESSES OF LAYERS (TH) ARE : 5 10 11 20  
 POISSON'S RATIOS OF LAYERS (PR) ARE : 0.35 0.35 0.35 0.3 0.35  
 VERTICAL COORDINATES OF POINTS (ZC) ARE: 25.9 46.1  
 ALL INTERFACES ARE FULLY BONDED

FOR PERIOD NO. 1 LAYER NO. AND MODULUS ARE : 1 5.070E+06 2 4.970E+06  
 3 5.470E+06 4 7.813E+05 5 3.600E+05

LOAD GROUP NO. 1 HAS 2 CONTACT AREAS  
 CONTACT RADIUS (CR)----- = 10.6  
 CONTACT PRESSURE (CP)----- = 566.589  
 NO. OF POINTS AT WHICH RESULTS ARE DESIRED (NPT)-- = 2  
 WHEEL SPACING ALONG X-AXIS (XW)----- = 0  
 WHEEL SPACING ALONG Y-AXIS (YW)----- = 31.7

RESPONSE PT. NO. AND (XPT, YPT) ARE: 1 0.000 0.000 2 0.000 15.850

PERIOD NO. 1 LOAD GROUP NO. 1

POINT NO.	VERTICAL COORDINATE	VERTICAL DISP.	VERTICAL STRESS (STRAIN)	MAJOR PRINCIPAL STRESS (STRAIN)	MINOR PRINCIPAL STRESS (STRAIN)	INTERMEDIATE P. STRESS (HORIZONTAL P. STRAIN)
1	25.90000 (STRAIN)	0.00789	62.310 4.101E-05	62.943 4.116E-05	-258.683 -3.822E-05	-204.785 -3.822E-05
1	46.10000 (STRAIN)	0.00664	27.460 7.791E-05	28.228 8.080E-05	-1.903 -3.219E-05	-0.550 -3.219E-05
2	25.90000 (STRAIN)	0.00816	61.630 3.967E-05	61.630 3.967E-05	-263.331 -4.053E-05	-180.638 -4.053E-05
2	46.10000 (STRAIN)	0.00684	29.507 8.437E-05	29.507 8.437E-05	-2.114 -3.421E-05	-0.361 -3.421E-05

SN + 3C + 3CV (T <sub>2</sub> )			
FADIGA		DEFORMAÇÃO PERMANENTE	
N80projeto	7,20E+07	N80projeto	7,20E+07
Vb	11,5	ks prob: 85%	2,10E-02
E (Pa)	5470000000		
ε <sub>t</sub>	4,053E-05	ε <sub>z</sub>	8,437E-05
N80max	4,214E+09	N80max	3,838E+09
D=N80projeto/N80max	1,71	D=N80projeto/N80max	1,88

- SN + 3C + 3CV – Classe de tráfego T<sub>4</sub>

TITLE -SN3C3CVT4

MATL = 1 FOR LINEAR ELASTIC LAYERED SYSTEM  
 NDAMA = 0, SO DAMAGE ANALYSIS WILL NOT BE PERFORMED  
 NUMBER OF PERIODS PER YEAR (NPY) = 1  
 NUMBER OF LOAD GROUPS (NLG) = 1  
 TOLERANCE FOR INTEGRATION (DEL) -- = 0.001  
 NUMBER OF LAYERS (NL)----- = 5  
 NUMBER OF Z COORDINATES (NZ)----- = 2  
 LIMIT OF INTEGRATION CYCLES (ICL)- = 80  
 COMPUTING CODE (NSTD)----- = 9  
 SYSTEM OF UNITS (NUNIT)----- = 1

Length and displacement in cm, stress and modulus in kPa  
 unit weight in kN/m<sup>3</sup>, and temperature in C

THICKNESSES OF LAYERS (TH) ARE : 5 8 8 20  
 POISSON'S RATIOS OF LAYERS (PR) ARE : 0.35 0.35 0.35 0.3 0.35  
 VERTICAL COORDINATES OF POINTS (ZC) ARE: 20.9 41.1  
 ALL INTERFACES ARE FULLY BONDED

FOR PERIOD NO. 1 LAYER NO. AND MODULUS ARE : 1 5.070E+06 2 4.880E+06  
 3 5.310E+06 4 7.813E+05 5 3.600E+05

LOAD GROUP NO. 1 HAS 2 CONTACT AREAS  
 CONTACT RADIUS (CR)----- = 10.6  
 CONTACT PRESSURE (CP)----- = 566.589  
 NO. OF POINTS AT WHICH RESULTS ARE DESIRED (NPT)-- = 2  
 WHEEL SPACING ALONG X-AXIS (XW)----- = 0  
 WHEEL SPACING ALONG Y-AXIS (YW)----- = 31.7

RESPONSE PT. NO. AND (XPT, YPT) ARE: 1 0.000 0.000 2 0.000 15.850

PERIOD NO. 1 LOAD GROUP NO. 1

POINT NO.	VERTICAL COORDINATE	VERTICAL DISP.	VERTICAL STRESS (STRAIN)	MAJOR PRINCIPAL STRESS (STRAIN)	MINOR PRINCIPAL STRESS (STRAIN)	INTERMEDIATE P. STRESS (HORIZONTAL P. STRAIN)
1	20.90000	0.00914	87.666 (STRAIN) 5.463E-05	88.432 (STRAIN) 5.482E-05	-324.481 (STRAIN) -5.016E-05	-254.557 (STRAIN) -5.016E-05
1	41.10000	0.00750	34.824 (STRAIN) 9.835E-05	35.895 (STRAIN) 1.024E-04	-2.361 (STRAIN) -4.109E-05	-0.375 (STRAIN) -4.109E-05
2	20.90000	0.00946	80.250 (STRAIN) 4.710E-05	80.250 (STRAIN) 4.710E-05	-309.130 (STRAIN) -5.190E-05	-176.091 (STRAIN) -5.190E-05
2	41.10000	0.00778	37.617 (STRAIN) 1.070E-04	37.617 (STRAIN) 1.070E-04	-2.625 (STRAIN) -4.395E-05	0.093 (STRAIN) -4.395E-05

SN + 3C + 3CV (T <sub>4</sub> )			
FADIGA		DEFORMAÇÃO PERMANENTE	
N80projeto	2,20E+07	N80projeto	2,20E+07
Vb	11,5	ks prob: 85%	2,10E-02
E (Pa)	5310000000		
ε <sub>t</sub>	5,190E-05	ε <sub>z</sub>	1,070E-04
N80max	1,291E+09	N80max	1,484E+09
N80projeto/N80max	1,70	N80projeto/N80max	1,48

## Anexo I – Memorial de cálculo do E das camadas betuminosas da nova geometria

- E das camadas betuminosas – SN

Temperatura de serviço - SN									
Camada betuminosa	Espessura (mm)	TMAB		Espessura (mm)	TMAB		Espessura (mm)	TMAB	
		T <sub>1</sub>			T <sub>2</sub>			T <sub>4</sub>	
C. betuminosa 1	50	27 °C	(TMAB <sub>25</sub> )	50	27 °C	(TMAB <sub>25</sub> )	50	27 °C	(TMAB <sub>25</sub> )
C. betuminosa 2	160	24,7 °C	(TMAB <sub>130</sub> )	140	24,8 °C	(TMAB <sub>120</sub> )	120	24,9 °C	(TMAB <sub>110</sub> )
C. betuminosa 3	160	23,55 °C	(TMAB <sub>290</sub> )	150	23,68 °C	(TMAB <sub>265</sub> )	120	23,85 °C	(TMAB <sub>230</sub> )

Rigidez do betume - SN									
	Camada betuminosa 1			Camada betuminosa 2			Camada betuminosa 3		
Tipo de betume	Betume tipo 50/70			Betume tipo 50/70			Betume tipo 50/70		
Classe de tráfego	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>
Temperatura de serviço (°C)	27	27	27	24,7	24,8	24,9	23,55	23,68	23,85
PEN <sub>25</sub> (°C)	60	60	60	60	60	60	60	60	60
Velocidade de circulação do tráfego	70	70	70	70	70	70	70	70	70
Penetração corrigido PEN <sub>25r</sub> (°C)	39	39	39	39	39	39	39	39	39
T <sub>abr</sub>	57,21	57,21	57,21	57,21	57,21	57,21	57,21	57,21	57,21
Índice de penetração do betume (IP <sub>en</sub> )	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12
Tempo de carregamento - t <sub>c</sub> (seg)	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
S <sub>b</sub> (MPa)	15,69	15,69	15,69	22,65	22,30	21,96	26,95	26,43	25,77

Módulo de deformabilidade - SN									
	Camada betuminosa 1			Camada betuminosa 2			Camada betuminosa 3		
Classe de tráfego	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>
Sm 108	9,98			9,98			9,98		
Sm 3109	10,60			10,60			10,60		
S 68	0,67			0,66			0,66		
S 89	0,46			0,46			0,46		
A	9,7054	9,7054	9,7054	9,7090	9,7049	9,7007	9,7556	9,7504	9,7436
E (Pa)	5,07E+09	5,07E+09	5,07E+09	5,12E+09	5,07E+09	5,02E+09	5,70E+09	5,63E+09	5,54E+09

- E das camadas betuminosas – Misturas

Temperatura de serviço das misturas: SN+5C									
Camada betuminosa	Espessura (mm)	TMAB		Espessura (mm)	TMAB		Espessura (mm)	TMAB	
		T <sub>1</sub>			T <sub>2</sub>			T <sub>4</sub>	
C. betuminosa 1	50	27 °C	(TMAB <sub>25</sub> )	50	27 °C	(TMAB <sub>25</sub> )	50	27 °C	(TMAB <sub>25</sub> )
C. betuminosa 2	90	25,1 °C	(TMAB <sub>95</sub> )	70	25,3 °C	(TMAB <sub>85</sub> )	50	25,5 °C	(TMAB <sub>75</sub> )

Temperatura de serviço das misturas: SN+3C+3CV									
Camada betuminosa	Espessura (mm)	TMAB		Espessura (mm)	TMAB		Espessura (mm)	TMAB	
		T <sub>1</sub>			T <sub>2</sub>			T <sub>4</sub>	
C. betuminosa 1	50	27 °C	(TMAB <sub>25</sub> )	50	27 °C	(TMAB <sub>25</sub> )	50	27 °C	(TMAB <sub>25</sub> )
C. betuminosa 2	80	25,2 °C	(TMAB <sub>90</sub> )	60	25,4 °C	(TMAB <sub>80</sub> )	50	25,5 °C	(TMAB <sub>75</sub> )

Rigidez do betume - SN+5C						
	Camada betuminosa 1			Camada betuminosa 2		
Tipo de betume	Betume tipo 50/70			Betume tipo 50/70		
Classe de tráfego	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>
Temperatura de serviço (°C)	27	27	27	25,1	25,3	25,5
PEN <sub>25</sub> (°C)	60	60	60	60	60	60
Velocidade de circulação do tráfego	70	70	70	70	70	70
Penetração corrigido PEN <sub>25r</sub> (°C)	39	39	39	39	39	39
T <sub>abr</sub>	57,21	57,21	57,21	57,21	57,21	57,21
Índice de penetração do betume (IP <sub>en</sub> )	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12
Tempo de carregamento - tc (seg)	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
Sb (MPa)	15,69	15,69	15,69	21,29	20,63	19,99

Rigidez do betume - SN+3C+3CV						
	Camada betuminosa 1			Camada betuminosa 2		
Tipo de betume	Betume tipo 50/70			Betume tipo 50/70		
Classe de tráfego	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>
Temperatura de serviço (°C)	27	27	27	25,2	25,4	25,5
PEN <sub>25</sub> (°C)	60	60	60	60	60	60
Velocidade de circulação do tráfego	70	70	70	70	70	70
Penetração corrigido PEN <sub>25r</sub> (°C)	39	39	39	39	39	39
T <sub>abr</sub>	57,21	57,21	57,21	57,21	57,21	57,21
Índice de penetração do betume (IP <sub>en</sub> )	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12	-0,12
Tempo de carregamento - tc (seg)	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
Sb (MPa)	15,69	15,69	15,69	20,96	20,31	19,99

Módulo de deformabilidade - SN+5C						
	Camada betuminosa 1			Camada betuminosa 2		
Classe de tráfego	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>
Sm 108	9,98			9,98		
Sm 3109	10,60			10,60		
S 68	0,67			0,66		
S 89	0,46			0,46		
A	9,7054	9,7054	9,7054	9,6924	9,6840	9,6756
E (Pa)	5,07E+09	5,07E+09	5,07E+09	4,92E+09	4,83E+09	4,74E+09

Módulo de deformabilidade - SN+3C+3CV						
	Camada betuminosa 1			Camada betuminosa 2		
Classe de tráfego	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>4</sub>
Sm 108	9,98			9,98		
Sm 3109	10,60			10,60		
S 68	0,67			0,66		
S 89	0,46			0,46		
A	9,7054	9,7054	9,7054	9,6882	9,6798	9,6756
E (Pa)	5,07E+09	5,07E+09	5,07E+09	4,88E+09	4,78E+09	4,74E+09

- Pontos de medição das extensões do pavimento

Pontos de medição das extensões do pavimento						
Solo/Mistura	T <sub>1</sub>		T <sub>2</sub>		T <sub>4</sub>	
	Z <sub>1</sub> (cm)	Z <sub>2</sub> (cm)	Z <sub>1</sub> (cm)	Z <sub>2</sub> (cm)	Z <sub>1</sub> (cm)	Z <sub>2</sub> (cm)
SN	36,9	57,1	33,9	54,1	28,9	49,1
SN+5C	13,9	34,1	11,9	32,1	9,9	30,1
SN+3C+3CV	12,9	33,1	10,9	31,1	9,9	30,1

**Anexo J – Resultados KenPave (nova geometria)**

- SN – Classe de tráfego T<sub>1</sub>

```

TITLE -SNT1

MATL = 1 FOR LINEAR ELASTIC LAYERED SYSTEM
NDAMA = 0, SO DAMAGE ANALYSIS WILL NOT BE PERFORMED
NUMBER OF PERIODS PER YEAR (NPY) = 1
NUMBER OF LOAD GROUPS (NLG) = 1
TOLERANCE FOR INTEGRATION (DEL) -- = 0.001
NUMBER OF LAYERS (NL)----- = 5
NUMBER OF Z COORDINATES (NZ)----- = 2
LIMIT OF INTEGRATION CYCLES (ICL)- = 80
COMPUTING CODE (NSTD)----- = 9
SYSTEM OF UNITS (NUNIT)----- = 1

Length and displacement in cm, stress and modulus in kPa
unit weight in kN/m^3, and temperature in C

THICKNESSES OF LAYERS (TH) ARE : 5 16 16 20
POISSON'S RATIOS OF LAYERS (PR) ARE : 0.35 0.35 0.35 0.3 0.35
VERTICAL COORDINATES OF POINTS (ZC) ARE: 36.9 57.1
ALL INTERFACES ARE FULLY BONDED

FOR PERIOD NO. 1 LAYER NO. AND MODULUS ARE : 1 5.070E+06 2 5.120E+06
3 5.700E+06 4 4.340E+04 5 2.000E+04

LOAD GROUP NO. 1 HAS 2 CONTACT AREAS
CONTACT RADIUS (CR)----- = 10.6
CONTACT PRESSURE (CP)----- = 566.589
NO. OF POINTS AT WHICH RESULTS ARE DESIRED (NPT)-- = 2
WHEEL SPACING ALONG X-AXIS (XW)----- = 0
WHEEL SPACING ALONG Y-AXIS (YW)----- = 31.7

RESPONSE PT. NO. AND (XPT, YPT) ARE: 1 0.000 0.000 2 0.000 15.850

PERIOD NO. 1 LOAD GROUP NO. 1

POINT VERTICAL VERTICAL VERTICAL MAJOR MINOR INTERMEDIATE
NO. COORDINATE DISP. STRESS STRESS STRESS P. STRESS
(STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) (STRAIN)
1 36.90000 0.04718 5.468 5.472 -423.394 -380.654
(STRAIN) 5.033E-05 5.033E-05 -5.124E-05 -5.124E-05
1 57.10000 0.04478 3.867 3.896 0.388 0.448
(STRAIN) 1.782E-04 1.802E-04 -5.663E-05 -5.663E-05
2 36.90000 0.04769 5.721 5.721 -446.323 -403.407
(STRAIN) 5.318E-05 5.318E-05 -5.388E-05 -5.388E-05
2 57.10000 0.04518 4.024 4.024 0.396 0.458
(STRAIN) 1.863E-04 1.863E-04 -5.863E-05 -5.863E-05
    
```

<b>Solo Natural (T<sub>1</sub>)</b>			
<b>FADIGA</b>		<b>DEFORMAÇÃO PERMANENTE</b>	
N80projeto	1,32E+08	N80projeto	1,32E+08
Vb	11,5	ks prob: 85%	2,10E-02
E (Pa)	5700000000		
ε <sub>t</sub>	5,388E-05	ε <sub>z</sub>	1,863E-04
N80max	9,423E+08	N80max	1,614E+08
D=N80projeto/N80max	14,01	D=N80projeto/N80max	81,76

- SN – Classe de tráfego T<sub>2</sub>

```

TITLE -SNT2

MATL = 1 FOR LINEAR ELASTIC LAYERED SYSTEM
NDAMA = 0, SO DAMAGE ANALYSIS WILL NOT BE PERFORMED
NUMBER OF PERIODS PER YEAR (NPY) = 1
NUMBER OF LOAD GROUPS (NLG) = 1
TOLERANCE FOR INTEGRATION (DEL) -- = 0.001
NUMBER OF LAYERS (NL)----- = 5
NUMBER OF Z COORDINATES (NZ)----- = 2
LIMIT OF INTEGRATION CYCLES (ICL)- = 80
COMPUTING CODE (NSTD)----- = 9
SYSTEM OF UNITS (NUNIT)----- = 1

Length and displacement in cm, stress and modulus in kPa
unit weight in kN/m^3, and temperature in C

THICKNESSES OF LAYERS (TH) ARE : 5 14 15 20
POISSON'S RATIOS OF LAYERS (PR) ARE : 0.35 0.35 0.35 0.3 0.35
VERTICAL COORDINATES OF POINTS (ZC) ARE: 33.9 54.1
ALL INTERFACES ARE FULLY BONDED

FOR PERIOD NO. 1 LAYER NO. AND MODULUS ARE : 1 5.070E+06 2 5.070E+06
3 5.630E+06 4 4.340E+04 5 2.000E+04

LOAD GROUP NO. 1 HAS 2 CONTACT AREAS
CONTACT RADIUS (CR)----- = 10.6
CONTACT PRESSURE (CP)----- = 566.589
NO. OF POINTS AT WHICH RESULTS ARE DESIRED (NPT)-- = 2
WHEEL SPACING ALONG X-AXIS (XM)----- = 0
WHEEL SPACING ALONG Y-AXIS (YM)----- = 31.7

RESPONSE PT. NO. AND (XPT, YPT) ARE: 1 0.000 0.000 2 0.000 15.850

PERIOD NO. 1 LOAD GROUP NO. 1

POINT VERTICAL VERTICAL VERTICAL MAJOR MINOR INTERMEDIATE
NO. COORDINATE DISP. STRESS STRESS STRESS P. STRESS
(STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) P. STRAIN)
1 33.90000 0.05120 6.483 6.488 -485.689 -434.216
(STRAIN) 5.834E-05 5.834E-05 -5.968E-05 -5.968E-05
1 54.10000 0.04839 4.507 4.543 0.440 0.514
(STRAIN) 2.080E-04 2.105E-04 -6.651E-05 -6.651E-05
2 33.90000 0.05193 6.742 6.742 -509.174 -453.979
(STRAIN) 6.107E-05 6.107E-05 -6.264E-05 -6.264E-05
2 54.10000 0.04900 4.684 4.684 0.451 0.528
(STRAIN) 2.171E-04 2.171E-04 -6.868E-05 -6.868E-05
    
```

Solo Natural (T <sub>2</sub> )			
FADIGA		DEFORMAÇÃO PERMANENTE	
N80projeto	7,23E+07	N80projeto	7,23E+07
Vb	11,5	ks prob: 85%	2,10E-02
E (Pa)	5630000000		
ε <sub>t</sub>	6,264E-05	ε <sub>z</sub>	2,171E-04
N80max	4,537E+08	N80max	8,755E+07
D=N80projeto/N80max	15,94	D=N80projeto/N80max	82,58

- SN – Classe de tráfego T<sub>4</sub>

TITLE -SNT2

MATL = 1 FOR LINEAR ELASTIC LAYERED SYSTEM  
 NDAMA = 0, SO DAMAGE ANALYSIS WILL NOT BE PERFORMED  
 NUMBER OF PERIODS PER YEAR (NPY) = 1  
 NUMBER OF LOAD GROUPS (NLG) = 1  
 TOLERANCE FOR INTEGRATION (DEL) -- = 0.001  
 NUMBER OF LAYERS (NL)----- = 5  
 NUMBER OF Z COORDINATES (NZ)----- = 2  
 LIMIT OF INTEGRATION CYCLES (ICL)- = 80  
 COMPUTING CODE (NSTD)----- = 9  
 SYSTEM OF UNITS (NUNIT)----- = 1

Length and displacement in cm, stress and modulus in kPa  
 unit weight in kN/m<sup>3</sup>, and temperature in C

THICKNESSES OF LAYERS (TH) ARE : 5 12 12 20  
 POISSON'S RATIOS OF LAYERS (PR) ARE : 0.35 0.35 0.35 0.3 0.35  
 VERTICAL COORDINATES OF POINTS (ZC) ARE: 28.9 49.1  
 ALL INTERFACES ARE FULLY BONDED

FOR PERIOD NO. 1 LAYER NO. AND MODULUS ARE : 1 5.070E+06 2 5.020E+06  
 3 5.540E+06 4 4.340E+04 5 2.000E+04

LOAD GROUP NO. 1 HAS 2 CONTACT AREAS  
 CONTACT RADIUS (CR)----- = 10.6  
 CONTACT PRESSURE (CP)----- = 566.589  
 NO. OF POINTS AT WHICH RESULTS ARE DESIRED (NPT)-- = 2  
 WHEEL SPACING ALONG X-AXIS (XW)----- = 0  
 WHEEL SPACING ALONG Y-AXIS (YW)----- = 31.7

RESPONSE PT. NO. AND (XPT, YPT) ARE: 1 0.000 0.000 2 0.000 15.850

PERIOD NO. 1 LOAD GROUP NO. 1

POINT NO.	VERTICAL COORDINATE	VERTICAL DISP.	VERTICAL STRESS (STRAIN)	MAJOR PRINCIPAL STRESS (STRAIN)	MINOR PRINCIPAL STRESS (STRAIN)	INTERMEDIATE P. STRESS (HORIZONTAL P. STRAIN)
1	28.90000	0.05967	8.874 (STRAIN) 7.623E-05	8.881 (STRAIN) 7.623E-05	-626.412 (STRAIN) -7.858E-05	-554.863 (STRAIN) -7.858E-05
1	49.10000	0.05593	5.962 (STRAIN) 2.759E-04	6.017 (STRAIN) 2.796E-04	0.553 (STRAIN) -8.918E-05	0.661 (STRAIN) -8.918E-05
2	28.90000	0.06063	9.091 (STRAIN) 7.813E-05	9.091 (STRAIN) 7.813E-05	-648.679 (STRAIN) -8.216E-05	-561.975 (STRAIN) -8.216E-05
2	49.10000	0.05673	6.175 (STRAIN) 2.870E-04	6.175 (STRAIN) 2.870E-04	0.562 (STRAIN) -9.186E-05	0.680 (STRAIN) -9.186E-05

Solo Natural (T <sub>4</sub> )			
FADIGA		DEFORMAÇÃO PERMANENTE	
N80projeto	2,18E+07	N80projeto	2,18E+07
Vb	11,5	ks prob: 85%	2,10E-02
E (Pa)	5540000000		
ε <sub>t</sub>	8,216E-05	ε <sub>z</sub>	2,870E-04
N80max	1,203E+08	N80max	2,866E+07
N80projeto/N80max	18,12	N80projeto/N80max	76,05

- SN + 5C – Classe de tráfego T<sub>1</sub>

```

TITLE -SN5CT1

MATL = 1 FOR LINEAR ELASTIC LAYERED SYSTEM
NDAMA = 0, SO DAMAGE ANALYSIS WILL NOT BE PERFORMED
NUMBER OF PERIODS PER YEAR (NPY) = 1
NUMBER OF LOAD GROUPS (NLG) = 1
TOLERANCE FOR INTEGRATION (DEL) -- = 0.001
NUMBER OF LAYERS (NL)----- = 4
NUMBER OF Z COORDINATES (NZ)----- = 2
LIMIT OF INTEGRATION CYCLES (ICL)- = 80
COMPUTING CODE (NSTD)----- = 9
SYSTEM OF UNITS (NUNIT)----- = 1

Length and displacement in cm, stress and modulus in kPa
unit weight in kN/m^3, and temperature in C

THICKNESSES OF LAYERS (TH) ARE : 5 9 20
POISSON'S RATIOS OF LAYERS (PR) ARE : 0.35 0.35 0.3 0.35
VERTICAL COORDINATES OF POINTS (ZC) ARE: 13.9 34.1
ALL INTERFACES ARE FULLY BONDED

FOR PERIOD NO. 1 LAYER NO. AND MODULUS ARE : 1 5.070E+06 2 4.920E+06
3 6.945E+05 4 3.200E+05

LOAD GROUP NO. 1 HAS 2 CONTACT AREAS
CONTACT RADIUS (CR)----- = 10.6
CONTACT PRESSURE (CP)----- = 566.589
NO. OF POINTS AT WHICH RESULTS ARE DESIRED (NPT)-- = 2
WHEEL SPACING ALONG X-AXIS (XW)----- = 0
WHEEL SPACING ALONG Y-AXIS (YW)----- = 31.7

RESPONSE PT. NO. AND (XPT, YPT) ARE: 1 0.000 0.000 2 0.000 15.850

PERIOD NO. 1 LOAD GROUP NO. 1

POINT VERTICAL VERTICAL VERTICAL MAJOR MINOR INTERMEDIATE
NO. COORDINATE DISP. STRESS STRESS PRINCIPAL P. STRESS
(STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) (STRAIN)
1 13.90000 0.01286 148.456 149.272 -489.073 -387.648
(STRAIN) 9.248E-05 9.271E-05 -8.245E-05 -8.245E-05
1 34.10000 0.01010 49.477 51.161 -3.235 0.286
(STRAIN) 1.560E-04 1.631E-04 -6.638E-05 -6.638E-05
2 13.90000 0.01319 113.810 113.810 -391.114 -112.963
(STRAIN) 5.899E-05 5.899E-05 -7.955E-05 -7.955E-05
2 34.10000 0.01058 53.651 53.651 -3.583 1.644
(STRAIN) 1.698E-04 1.698E-04 -7.168E-05 -7.168E-05
    
```

SN + 5C (T <sub>1</sub> )			
FADIGA		DEFORMAÇÃO PERMANENTE	
N80projeto	1,32E+08	N80projeto	1,32E+08
Vb	11,5	ks prob: 85%	2,10E-02
E (Pa)	4920000000		
ε <sub>t</sub>	8,245E-05	ε <sub>z</sub>	1,698E-04
N80max	1,464E+08	N80max	2,340E+08
D=N80projeto/N80max	90,19	D=N80projeto/N80max	56,42

- SN + 5C – Classe de tráfego T<sub>2</sub>

TITLE -SN5CT2

MATL = 1 FOR LINEAR ELASTIC LAYERED SYSTEM  
 NDAMA = 0, SO DAMAGE ANALYSIS WILL NOT BE PERFORMED  
 NUMBER OF PERIODS PER YEAR (NPY) = 1  
 NUMBER OF LOAD GROUPS (NLG) = 1  
 TOLERANCE FOR INTEGRATION (DEL) -- = 0.001  
 NUMBER OF LAYERS (NL)----- = 4  
 NUMBER OF Z COORDINATES (NZ)----- = 2  
 LIMIT OF INTEGRATION CYCLES (ICL)- = 80  
 COMPUTING CODE (NSTD)----- = 9  
 SYSTEM OF UNITS (NUNIT)----- = 1

Length and displacement in cm, stress and modulus in kPa  
 unit weight in kN/m<sup>3</sup>, and temperature in C

THICKNESSES OF LAYERS (TH) ARE : 5 7 20  
 POISSON'S RATIOS OF LAYERS (PR) ARE : 0.35 0.35 0.3 0.35  
 VERTICAL COORDINATES OF POINTS (ZC) ARE: 11.9 32.1  
 ALL INTERFACES ARE FULLY BONDED

FOR PERIOD NO. 1 LAYER NO. AND MODULUS ARE : 1 5.070E+06 2 4.830E+06  
 3 6.945E+05 4 3.200E+05

LOAD GROUP NO. 1 HAS 2 CONTACT AREAS  
 CONTACT RADIUS (CR)----- = 10.6  
 CONTACT PRESSURE (CP)----- = 566.589  
 NO. OF POINTS AT WHICH RESULTS ARE DESIRED (NPT)-- = 2  
 WHEEL SPACING ALONG X-AXIS (XW)----- = 0  
 WHEEL SPACING ALONG Y-AXIS (YW)----- = 31.7

RESPONSE PT. NO. AND (XPT, YPT) ARE: 1 0.000 0.000 2 0.000 15.850

PERIOD NO. 1 LOAD GROUP NO. 1

POINT NO.	VERTICAL COORDINATE	VERTICAL DISP.	VERTICAL STRESS (STRAIN)	MAJOR PRINCIPAL STRESS (STRAIN)	MINOR PRINCIPAL STRESS (STRAIN)	INTERMEDIATE P. STRESS (HORIZONTAL P. STRAIN)
1	11.90000	0.01396	180.460 (STRAIN) 1.075E-04	181.259 (STRAIN) 1.077E-04	-538.197 (STRAIN) -9.341E-05	-429.951 (STRAIN) -9.341E-05
1	32.10000	0.01074	56.040 (STRAIN) 1.763E-04	57.981 (STRAIN) 1.845E-04	-3.670 (STRAIN) -7.563E-05	0.685 (STRAIN) -7.563E-05
2	11.90000	0.01419	126.806 (STRAIN) 5.811E-05	126.806 (STRAIN) 5.811E-05	-392.916 (STRAIN) -8.715E-05	-46.753 (STRAIN) -8.715E-05
2	32.10000	0.01129	60.681 (STRAIN) 1.912E-04	60.681 (STRAIN) 1.912E-04	-4.062 (STRAIN) -8.192E-05	2.616 (STRAIN) -8.192E-05

SN + 5C (T <sub>2</sub> )			
FADIGA		DEFORMAÇÃO PERMANENTE	
N80projeto	7,23E+07	N80projeto	7,23E+07
Vb	11,5	ks prob: 85%	2,10E-02
E (Pa)	4830000000		
ε <sub>t</sub>	9,341E-05	ε <sub>z</sub>	1,912E-04
N80max	8,107E+07	N80max	1,455E+08
D=N80projeto/N80max	89,19	D=N80projeto/N80max	49,68

- SN + 5C – Classe de tráfego T4

```

TITLE -SN5CT4

MATL = 1 FOR LINEAR ELASTIC LAYERED SYSTEM
NDAMA = 0, SO DAMAGE ANALYSIS WILL NOT BE PERFORMED
NUMBER OF PERIODS PER YEAR (NPY) = 1
NUMBER OF LOAD GROUPS (NLG) = 1
TOLERANCE FOR INTEGRATION (DEL) -- = 0.001
NUMBER OF LAYERS (NL)----- = 4
NUMBER OF Z COORDINATES (NZ)----- = 2
LIMIT OF INTEGRATION CYCLES (ICL)- = 80
COMPUTING CODE (NSTD)----- = 9
SYSTEM OF UNITS (NUNIT)----- = 1

Length and displacement in cm, stress and modulus in kPa
unit weight in kN/m^3, and temperature in C

THICKNESSES OF LAYERS (TH) ARE : 5 6 20
POISSON'S RATIOS OF LAYERS (PR) ARE : 0.35 0.35 0.3 0.35
VERTICAL COORDINATES OF POINTS (ZC) ARE: 10.9 31.1
ALL INTERFACES ARE FULLY BONDED

FOR PERIOD NO. 1 LAYER NO. AND MODULUS ARE : 1 5.070E+06 2 4.780E+06
3 6.945E+05 4 3.200E+05

LOAD GROUP NO. 1 HAS 2 CONTACT AREAS
CONTACT RADIUS (CR)----- = 10.6
CONTACT PRESSURE (CP)----- = 566.589
NO. OF POINTS AT WHICH RESULTS ARE DESIRED (NPT)-- = 2
WHEEL SPACING ALONG X-AXIS (XW)----- = 0
WHEEL SPACING ALONG Y-AXIS (YW)----- = 31.7

RESPONSE PT. NO. AND (XPT, YPT) ARE: 1 0.000 0.000 2 0.000 15.850

PERIOD NO. 1 LOAD GROUP NO. 1

POINT VERTICAL VERTICAL VERTICAL MAJOR MINOR INTERMEDIATE
NO. COORDINATE DISP. STRESS STRESS PRINCIAL P. STRESS
(STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) P. STRAIN
1 10.90000 0.01458 200.134 200.905 -561.898 -451.658
(STRAIN) 1.160E-04 1.162E-04 -9.919E-05 -9.919E-05
1 31.10000 0.01109 59.787 61.860 -3.922 0.946
(STRAIN) 1.878E-04 1.966E-04 -8.095E-05 -8.095E-05
2 10.90000 0.01473 133.222 133.222 -386.970 -0.704
(STRAIN) 5.626E-05 5.626E-05 -9.066E-05 -9.066E-05
2 31.10000 0.01167 64.610 64.610 -4.340 3.262
(STRAIN) 2.031E-04 2.031E-04 -8.780E-05 -8.780E-05
    
```

SN + 5C (T4)			
FADIGA		DEFORMAÇÃO PERMANENTE	
N80projeto	2,18E+07	N80projeto	2,18E+07
Vb	11,5	ks prob: 85%	2,10E-02
E (Pa)	4740000000		
Et	1,049E-04	Ez	2,157E-04
N80max	4,695E+07	N80max	8,984E+07
N80projeto/N80max	46,43	N80projeto/N80max	24,26

- SN + 3C + 3CV – Classe de tráfego T<sub>1</sub>

TITLE -SN3C3CVT1

MATL = 1 FOR LINEAR ELASTIC LAYERED SYSTEM  
 NDAMA = 0, SO DAMAGE ANALYSIS WILL NOT BE PERFORMED  
 NUMBER OF PERIODS PER YEAR (NPY) = 1  
 NUMBER OF LOAD GROUPS (NLG) = 1  
 TOLERANCE FOR INTEGRATION (DEL) -- = 0.001  
 NUMBER OF LAYERS (NL)----- = 4  
 NUMBER OF Z COORDINATES (NZ)----- = 2  
 LIMIT OF INTEGRATION CYCLES (ICL)- = 80  
 COMPUTING CODE (NSTD)----- = 9  
 SYSTEM OF UNITS (NUNIT)----- = 1

Length and displacement in cm, stress and modulus in kPa  
 unit weight in kN/m<sup>3</sup>, and temperature in C

THICKNESSES OF LAYERS (TH) ARE : 5 8 20  
 POISSON'S RATIOS OF LAYERS (PR) ARE : 0.35 0.35 0.3 0.35  
 VERTICAL COORDINATES OF POINTS (ZC) ARE: 12.9 33.1  
 ALL INTERFACES ARE FULLY BONDED

FOR PERIOD NO. 1 LAYER NO. AND MODULUS ARE : 1 5.070E+06 2 4.880E+06  
 3 7.813E+05 4 3.600E+05

LOAD GROUP NO. 1 HAS 2 CONTACT AREAS  
 CONTACT RADIUS (CR)----- = 10.6  
 CONTACT PRESSURE (CP)----- = 566.589  
 NO. OF POINTS AT WHICH RESULTS ARE DESIRED (NPT)-- = 2  
 WHEEL SPACING ALONG X-AXIS (XW)----- = 0  
 WHEEL SPACING ALONG Y-AXIS (YW)----- = 31.7

RESPONSE PT. NO. AND (XPT, YPT) ARE: 1 0.000 0.000 2 0.000 15.850

PERIOD NO. 1 LOAD GROUP NO. 1

POINT NO.	VERTICAL COORDINATE	VERTICAL DISP.	VERTICAL STRESS (STRAIN)	MAJOR PRINCIPAL STRESS (STRAIN)	MINOR PRINCIPAL STRESS (STRAIN)	INTERMEDIATE P. STRESS (HORIZONTAL P. STRAIN)
1	12.90000	0.01212	171.503 (STRAIN) 9.521E-05	172.382 (STRAIN) 9.545E-05	-467.634 (STRAIN) -8.160E-05	-370.722 (STRAIN) -8.160E-05
1	33.10000	0.00937	54.012 (STRAIN) 1.512E-04	55.877 (STRAIN) 1.582E-04	-3.593 (STRAIN) -6.481E-05	0.523 (STRAIN) -6.481E-05
2	12.90000	0.01235	123.439 (STRAIN) 5.454E-05	123.439 (STRAIN) 5.454E-05	-351.873 (STRAIN) -7.695E-05	-55.865 (STRAIN) -7.695E-05
2	33.10000	0.00984	58.511 (STRAIN) 1.642E-04	58.511 (STRAIN) 1.642E-04	-3.982 (STRAIN) -7.016E-05	2.271 (STRAIN) -7.016E-05

SN + 3C + 3CV (T <sub>1</sub> )			
FADIGA		DEFORMAÇÃO PERMANENTE	
N80projeto	1,32E+08	N80projeto	1,32E+08
Vb	11,5	ks prob: 85%	2,10E-02
E (Pa)	4880000000		
εt	8,160E-05	εz	1,642E-04
N80max	1,564E+08	N80max	2,675E+08
D=N80projeto/N80max	84,39	D=N80projeto/N80max	49,34

- SN + 3C + 3CV – Classe de tráfego T<sub>2</sub>

TITLE -SN3C3CVT2

MATL = 1 FOR LINEAR ELASTIC LAYERED SYSTEM  
 NDAMA = 0, SO DAMAGE ANALYSIS WILL NOT BE PERFORMED  
 NUMBER OF PERIODS PER YEAR (NPY) = 1  
 NUMBER OF LOAD GROUPS (NLG) = 1  
 TOLERANCE FOR INTEGRATION (DEL) -- = 0.001  
 NUMBER OF LAYERS (NL)----- = 4  
 NUMBER OF Z COORDINATES (NZ)----- = 2  
 LIMIT OF INTEGRATION CYCLES (ICL)- = 80  
 COMPUTING CODE (NSTD)----- = 9  
 SYSTEM OF UNITS (NUNIT)----- = 1

Length and displacement in cm, stress and modulus in kPa  
 unit weight in kN/m<sup>3</sup>, and temperature in C

THICKNESSES OF LAYERS (TH) ARE : 5 6 20  
 POISSON'S RATIOS OF LAYERS (PR) ARE : 0.35 0.35 0.3 0.35  
 VERTICAL COORDINATES OF POINTS (ZC) ARE: 10.9 31.1  
 ALL INTERFACES ARE FULLY BONDED

FOR PERIOD NO. 1 LAYER NO. AND MODULUS ARE : 1 5.070E+06 2 4.780E+06  
 3 7.813E+05 4 3.600E+05

LOAD GROUP NO. 1 HAS 2 CONTACT AREAS  
 CONTACT RADIUS (CR)----- = 10.6  
 CONTACT PRESSURE (CP)----- = 566.589  
 NO. OF POINTS AT WHICH RESULTS ARE DESIRED (NPT)-- = 2  
 WHEEL SPACING ALONG X-AXIS (XW)----- = 0  
 WHEEL SPACING ALONG Y-AXIS (YW)----- = 31.7

RESPONSE PT. NO. AND (XPT, YPT) ARE: 1 0.000 0.000 2 0.000 15.850

PERIOD NO. 1 LOAD GROUP NO. 1

POINT NO.	VERTICAL COORDINATE	VERTICAL DISP.	VERTICAL STRESS (STRAIN)	MAJOR PRINCIPAL STRESS (STRAIN)	MINOR PRINCIPAL STRESS (STRAIN)	INTERMEDIATE P. STRESS (HORIZONTAL P. STRAIN)
1	10.90000	0.01318	209.498 (STRAIN) 1.108E-04	210.314 (STRAIN) 1.110E-04	-507.535 (STRAIN) -9.175E-05	-407.328 (STRAIN) -9.175E-05
1	31.10000	0.00997	61.183 (STRAIN) 1.708E-04	63.300 (STRAIN) 1.787E-04	-4.044 (STRAIN) -7.379E-05	1.044 (STRAIN) -7.379E-05
2	10.90000	0.01327	135.434 (STRAIN) 5.136E-05	135.434 (STRAIN) 5.136E-05	-340.443 (STRAIN) -8.304E-05	25.920 (STRAIN) -8.304E-05
2	31.10000	0.01050	66.019 (STRAIN) 1.843E-04	66.019 (STRAIN) 1.843E-04	-4.482 (STRAIN) -8.007E-05	3.533 (STRAIN) -8.007E-05

SN + 3C + 3CV (T <sub>2</sub> )			
FADIGA		DEFORMAÇÃO PERMANENTE	
N80projeto	7,23E+07	N80projeto	7,23E+07
Vb	11,5	ks prob: 85%	2,10E-02
E (Pa)	4780000000		
ε <sub>t</sub>	9,175E-05	ε <sub>z</sub>	1,843E-04
N80max	9,035E+07	N80max	1,686E+08
D=N80projeto/N80max	80,03	D=N80projeto/N80max	42,89

- SN + 3C + 3CV – Classe de tráfego T<sub>4</sub>

TITLE -SN3C3CVT4

MATL = 1 FOR LINEAR ELASTIC LAYERED SYSTEM  
 NDAMA = 0, SO DAMAGE ANALYSIS WILL NOT BE PERFORMED  
 NUMBER OF PERIODS PER YEAR (NPY) = 1  
 NUMBER OF LOAD GROUPS (NLG) = 1  
 TOLERANCE FOR INTEGRATION (DEL) -- = 0.001  
 NUMBER OF LAYERS (NL)----- = 4  
 NUMBER OF Z COORDINATES (NZ)----- = 2  
 LIMIT OF INTEGRATION CYCLES (ICL)- = 80  
 COMPUTING CODE (NSTD)----- = 9  
 SYSTEM OF UNITS (NUNIT)----- = 1

Length and displacement in cm, stress and modulus in kPa  
 unit weight in kN/m<sup>3</sup>, and temperature in C

THICKNESSES OF LAYERS (TH) ARE : 5 5 20  
 POISSON'S RATIOS OF LAYERS (PR) ARE : 0.35 0.35 0.3 0.35  
 VERTICAL COORDINATES OF POINTS (ZC) ARE: 9.9 31.1  
 ALL INTERFACES ARE FULLY BONDED

FOR PERIOD NO. 1 LAYER NO. AND MODULUS ARE : 1 5.070E+06 2 4.740E+06  
 3 7.813E+05 4 3.600E+05

LOAD GROUP NO. 1 HAS 2 CONTACT AREAS  
 CONTACT RADIUS (CR)----- = 10.6  
 CONTACT PRESSURE (CP)----- = 566.589  
 NO. OF POINTS AT WHICH RESULTS ARE DESIRED (NPT)-- = 2  
 WHEEL SPACING ALONG X-AXIS (XM)----- = 0  
 WHEEL SPACING ALONG Y-AXIS (YW)----- = 31.7

RESPONSE PT. NO. AND (XPT, YPT) ARE: 1 0.000 0.000 2 0.000 15.850

PERIOD NO. 1 LOAD GROUP NO. 1

POINT NO.	VERTICAL COORDINATE	VERTICAL DISP.	VERTICAL STRESS (STRAIN)	MAJOR PRINCIPAL STRESS (STRAIN)	MINOR PRINCIPAL STRESS (STRAIN)	INTERMEDIATE P. STRESS (HORIZONTAL P. STRAIN)
1	9.90000 (STRAIN)	0.01377	232.768 1.193E-04	233.527 1.195E-04	-525.622 -9.670E-05	-425.679 -9.670E-05
1	31.10000 (STRAIN)	0.01011	62.929 1.755E-04	65.115 1.837E-04	-4.123 -7.594E-05	1.211 -7.594E-05
2	9.90000 (STRAIN)	0.01375	140.617 4.781E-05	140.617 4.781E-05	-326.804 -8.532E-05	81.139 -8.532E-05
2	31.10000 (STRAIN)	0.01066	67.937 1.894E-04	67.937 1.894E-04	-4.575 -8.250E-05	3.846 -8.250E-05

SN + 3C + 3CV (T <sub>4</sub> )			
FADIGA		DEFORMAÇÃO PERMANENTE	
N80projeto	2,18E+07	N80projeto	2,18E+07
Vb	11,5	ks prob: 85%	2,10E-02
E (Pa)	4740000000		
ε <sub>t</sub>	9,670E-05	ε <sub>z</sub>	1,894E-04
N80max	7,053E+07	N80max	1,511E+08
N80projeto/N80max	30,91	N80projeto/N80max	14,42