



Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Metodologias no controlo de compactação em aterros

David Nuno Gonçalves Canelas



Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Metodologias no controlo de compactação em aterros

David Nuno Gonçalves Canelas

N.º 1040230

Projecto apresentado ao Instituto Superior de Engenharia do Porto para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geotécnica e Geoambiente, realizada sob a orientação do Eng.º Jorge Ribeiro Santos, Eng.º Coordenador do Laboratório Central da Mota-Engil Engenharia e Construção, S.A., e do Professor Doutor José Augusto Abreu Peixoto Fernandes, Professor Coordenador do Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP.

Agradecimentos

Quero expressar os meus sinceros agradecimentos a todas as pessoas e entidades que contribuíram, das mais variadas formas, para a realização desta dissertação, em especial:

Aos meus orientadores, Doutor José Augusto Fernandes e ao Eng.º Jorge Ribeiro Santos pela orientação, interesse, apoio e disponibilidade sempre manifestada que foram fundamentais para a realização deste trabalho;

À empresa Mota-Engil Engenharia e Construção, S.A., em especial ao Eng.º Carlos Mota Santos, ao Eng.º Pedro Januário e ao Eng.º Jorge Ribeiro Santos por terem proporcionado todas as condições necessárias;

À Eng.ª Carla Sousa por toda a ajuda, dedicação e disponibilidade na elaboração do trabalho;

A toda a equipa de colaboradores do Laboratório Central que directa e indirectamente participaram na realização deste projecto, em especial ao Sr. Alfredo Cunha, que me auxiliou nos trabalhos desde o início, e colaborou na execução dos ensaios;

A todos os docentes do Instituto Superior de Engenharia do Porto que contribuíram para a minha formação;

Aos meus amigos e colegas de faculdade pelo apoio e amizade demonstrados durante a elaboração desta tese; e

À minha família, em especial aos meus Pais, e aos meus Irmãos por toda a compreensão, ajuda e apoio demonstrado no decorrer deste trabalho.

A todos o meu muito obrigado!

Palavras-chave

Aterros, Compactação, Leito de Pavimento, Deformabilidade, Grau de Compactação.

Resumo

O presente trabalho pretende abordar aspectos relacionados com o controlo de compactação em aterros, com base na avaliação de parâmetros *“in situ”*, tais como: pesos volúmicos, teores em água, graus de compactação e módulos de deformabilidade. Recorrendo aos métodos correntes no controlo de compactação, como o ensaio de carga em placa, gamadensímetro, garrafa de areia e ao ensaio de deflectómetro de impacto portátil. Visa-se comparar os resultados obtidos, nas diferentes condições, de modo a possibilitar alcançar correlações entre os ensaios, bem como determinar aqueles que apresentam maior grau de confiança técnica e vantagens operacionais e económicas.

De modo a garantir os índices de qualidade da obra é necessário fazer cumprir os critérios exigidos pelo caderno de encargos, nomeadamente nos parâmetros de avaliação do controlo de compactação, para que estas satisfaçam o seu estado funcional e estrutural. Neste tipo de obras os cadernos de encargos de referência em Portugal são os da Estradas de Portugal (EP) e da Brisa, Auto-estradas de Portugal (BRISA), os quais se baseiam em recomendações de classificações de solos.

No contexto experimental, foram efectuados dois estudos com condições e materiais diferentes, em obras pertencentes à empresa Mota-Engil Engenharia e Construção, S.A. Nas campanhas de ensaios foram realizados ensaios *“in situ”* na obra da Subconcessão do Douro Interior – Lote 6 – IC5 Troço Murça/Nó de Pombal nas camadas de sub-base e base num agregado de granulometria extensa, e na obra de modernização do troço ferroviário Bombel e Vidigal a Évora, em solos.

Keywords

Landfills, Compaction, Capping layer, Deformability, Compaction Degree.

Abstract

This work focuses on aspects related with landfill compactation control, based on the evaluation of "*in situ*" parameters, such as volumetric weights, water contents, compactation degrees and deformability modules. Using current methods for compactation control, such as plate load test, nuclear density gauge, water balloon method, and the light falling weight deflectometer, it is meant to compare the obtained results, under different conditions, in order to find correlations between the tests, as well as to determine those that show the highest degree of technical reliability and operational and economical advantages.

In order to ensure the quality standards of the construction, it is necessary to meet the criteria required by the specifications, more specifically the compactation control evaluation parameters, so that it satisfies its structural and functional state. In this kind of constructions, the specifications of reference are the ones of Estradas de Portugal (EP) and Brisa, Auto-estradas de Portugal (Brisa) which are based on soil classification recommendations.

In the experimental context, two studies were made under different materials and conditions, in constructions where the company Mota Engil Engenharia e Construção, S.A. was the owner. In the campaign of tests, "*in situ*" tests were undertaken in the sub-base and base layers of an aggregate with extensive granulometry in the construction of Subconcessão do Douro Interior - Lote 6 – IC5 Troço Murça/Nó Pombal, and in the work of modernization of the railway section Bombel e Vidigal a Évora, in soils.

Índice

1. Introdução.....	1
1.1 Enquadramento histórico	2
1.2 Âmbito e objectivos	4
1.3 Estrutura da dissertação	4
2. Compactação em aterros.....	8
2.1 Introdução.....	8
2.2 Ensaio de identificação.....	10
2.2.1 Análise granulométrica	11
2.2.2 Limites de Atterberg	13
2.2.3 Propriedades índice	14
2.3 Considerações sobre teorias de compactação	15
2.4 Ensaio de compactação	18
2.4.1 Ensaio de compactação Proctor.....	19
2.4.2 Ensaio CBR	21
3. Caracterização do material para aterro	24
3.1 Introdução.....	24
3.2 Tipos de material para aterro e leito de pavimento. Classificações	24
3.2.1 Classificações de solos Americanas ASTM E AASTHO	25
3.2.2 Classificação Espanhola MOPU	28
3.2.3 Classificação Francesa LCPC/SETRA	29
3.2.3.1 Classificação de solos	29
3.2.3.2 Classificação de materiais rochosos	37
3.2.3.3 Classificação de solos orgânicos e subprodutos industriais	39
3.2.4 Especificações em Portugal.....	40
3.3 Condições de utilização de material em aterro e leito de pavimento. Execução	41
3.3.1 Recomendações do LCPC/SETRA	43
3.3.2 Recomendações do CE da EP	46
3.3.3 Recomendações das especificações do LNEC	47
4. Equipamentos de compactação.....	50
4.1 Tipos de cilindros	50
4.1.1 Cilindro pés de carneiro	51
4.1.2 Cilindros de pneus.....	52
4.1.3 Cilindro de rolo liso	53
4.1.4 Cilindro de impacto	54
4.2 Compactação inteligente	55
4.3 Selecção do equipamento.....	57
4.4 Tratamento do teor de humidade. Equipamento.....	58

4.4.1 Solo seco – Teor de humidade inferior ao óptimo	59
4.4.2 Solo húmido – Teor de humidade superior ao óptimo.....	59
5. Controlo de compactação. Ensaios.....	62
5.1 Controlo de obra em leito de pavimento e aterros de solos.....	62
5.2 Determinação do teor em água.....	63
5.3 Determinação do Peso Volúmico Seco “ <i>in situ</i> ”	63
5.4 Ensaio de carga em placa (PLT).....	68
5.5 Deflectómetro de Impacto Pesado (FWD).....	72
5.6 Ensaio Deflectómetro de Impacto Dinâmico (LFWD)	74
5.7 Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo (MCSC) – Portancemètre	76
5.8 Geogauge - Medidor do Índice de Rigidez de Solos Compactados	78
6. Estudo experimental.....	82
6.1 Subconcessão Douro Interior – Lote 6 – IC 5 Troço Murça/Nó de Pombal	82
6.1.1 Enquadramento da obra	82
6.1.2 Descrição dos trabalhos	83
6.1.3 Identificação e caracterização física do material	84
6.1.4 Ensaios “ <i>in situ</i> ”	85
6.1.4.1 Resultados ensaio de carga em placa.....	85
6.1.4.2 Resultados deflectómetro de impacto portátil.....	91
6.1.4.3 Resultados gamadensímetro e garrafa de areia.....	97
6.2 Obra de modernização do troço Bombel e Vidigal a Évora	104
6.2.1 Enquadramento da obra	104
6.2.2 Descrição dos trabalhos	106
6.2.3 Identificação e caracterização física do material	107
6.2.4 Resultados “ <i>in situ</i> ”	107
6.2.4.1 Resultados ensaio de carga em placa.....	107
6.2.4.2 Resultados deflectómetro de impacto portátil.....	110
6.2.4.3 Resultados gamadensímetro e garrafa de areia.....	116
7. Considerações finais	124
7.1. Síntese e Conclusões do estudo realizado.....	124
7.2. Principais conclusões obtidas nos ensaios executados na obra da Subconcessão do Douro Interior – Lote 6 – IC5 Troço Murça/Nó de Pombal	124
7.2.1 Considerações de Sub-base.....	124
7.2.2 Camada de Base.....	125
7.3 Obra ferroviária de modernização do troço Bombel e Vidigal a Évora	125
7.3.1 Camada de coroamento.....	125
7.4 Conclusões finais	126
7.5 Perspectivas de estudo e desenvolvimento	127

Referências Bibliográficas.....	130
ANEXO I – Boletins de Ensaio – Obra Douro Interior –Lote 6 Troço Murça/Nó de Pombal.....	I
ANEXO II – Boletins de Ensaio Obra de Modernização do Troço Bombel e Vidigal a Évora.....	III

Índice de Figuras

Figura 1.1 Plataformas tipo Babilónia e Império Romano.....	2
Figura 2.1 Estado físico de um solo	8
Figura 2.2 Exemplo de uma curva granulométrica tipo de uma areia	11
Figura 2.3 Principais fracções granulométricas com as respectivas designações	12
Figura 2.4 Limites de Atterberg	13
Figura 2.5 Curva de compactação – Peso volúmico máximo (γ_d max) - Teor de humidade óptimo (Wop) .	16
Figura 2.6 Teoria de Hogentogler	16
Figura 2.7 Teoria de Lambe	17
Figura 2.8 Compactador Proctor	19
Figura 2.9 Curva de compactação num solo para diferentes energias aplicadas.....	20
Figura 2.10 Curva de compactação de solos diferentes compactados com a mesma energia	21
Figura 2.11 Equipamento de compactação CBR.....	22
Figura 3.1 Classificação de Solos AASHTO	25
Figura 3.2 Classificação de Solos Unificada (ASTM 2487-85)	26
Figura 3.3 Classificação de Solos Unificada (ASTM 2487-85) (Continuação).....	27
Figura 3.4 Classificação espanhola MOPU.....	28
Figura 3.5 Estados hídricos dos materiais considerados pelos LCPC/SETRA	31
Figura 3.6 Classificação de solos LCPC/SETRA para dimensão máxima \leq 50 mm.....	32
Figura 3.7 Classificação de solos LCPC/SETRA para dimensão máxima $>$ 50 mm.....	32
Figura 3.8 Esquema com partes de estrutura de aterro	42
Figura 4.1 Cilindro misto (Rolo liso – pneus)	50
Figura 4.2 Cilindro pés de carneiro.....	52
Figura 4.3 ‘Tamping Roller’	52
Figura 4.4 Cilindro de pneus	52
Figura 4.5 Cilindro vibrador rolo liso	53
Figura 4.6 Efeito vibrador e oscilador num cilindro	54
Figura 4.7 Cilindro de impacto	54
Figura 4.8 Efeito vibrador e oscilador num cilindro	55
Figura 4.9 Equipamento munido com sistema de controlo de compactação inteligente.....	56
Figura 4.10 Informação obtida nos monitores do equipamento para auxiliar a monitorização dos trabalhos	57
Figura 4.11 Interior de um equipamento apetrechado com sistema de controlo de compactação inteligente	57
Figura 4.12 Esquema representativo da aplicação dos diferentes tipos de equipamentos em função do material a compactar	58
Figura 4.13 Camião cisterna aplicando água sobre o material seco	59
Figura 4.14 Solo escarificado.....	60

Figura 4.15 Esquema de funcionamento de um escarificador	60
Figura 4.16 Motoniveladora equipada com ripper	60
Figura 5.1 Equipamento do ensaio “Speedy”	64
Figura 5.2 Ensaio garrfa de areia.....	66
Figura 5.3 Gamadensímetro (TROXLER).....	66
Figura 5.4 Gamadensímetro.....	67
Figura 5.5 Esquema do ensaio de carga em placa	68
Figura 5.6 Assentamentos resultantes da aplicação de ciclos de carga.....	70
Figura 5.7 Deflectómetro de Impacto Pesado	72
Figura 5.8 Princípio de ensaio do deflectómetro de impacto pesado	73
Figura 5.9 Deflectómetro de impacto portátil modelo - Prima 100.....	74
Figura 5.10 Constituintes de um deflectómetro de impacto portátil	75
Figura 5.11 Exemplo de software utilizado no deflectómetro de impacto portátil.....	76
Figura 5.12 MCSC em auscultação	77
Figura 5.13 Roda vibrante instrumentada com acelerómetros	77
Figura 5.14 Monitor de afixação dos módulos.....	78
Figura 5.15 Equipamento Geogauge.....	79
Figura 6.1 Subconcessão do Douro Interior - Lote 6 - IC5 Troço Murça/Nó de Pombal	82
Figura 6.2 Mapa representativo da estrada a construir no Lote 6 do Pk0+000 ao Pk1+400	83
Figura 6.3 Planta do projecto do Pk0+000 a Pk1+400	83
Figura 6.4 Ensaio de carga em placa realizado na campanha de ensaios.....	85
Figura 6.5 Resultados obtidos no ensaio de carga em placa na camada de Sub-base	87
Figura 6.6 Representação da variação da diferença de $EV_2 - EV_1$ ao longo da extensão da camada de Sub-base	87
Figura 6.7 Resultados obtidos no ensaio de carga em placa na camada de Base.....	88
Figura 6.8 Representação da variação da diferença de $EV_2 - EV_1$ ao longo da extensão da camada de Base	89
Figura 6.9 Relação de EV_2 vs EV_1 na camada de Sub-base	89
Figura 6.10 Relação de EV_2 vs EV_1 na camada de Base	90
Figura 6.11 Relação de EV_2 vs EV_1 excluindo o Pk0+700 e Pk0+950 na camada de Base	90
Figura 6.12 Deflectómetro de impacto portátil – modelo Prima 100.....	91
Figura 6.13 Módulos de deformabilidade D1 e D2 ao longo da extensão da camada de Base	93
Figura 6.14 Representação da variação da diferença D1-D2 ao longo da extensão da camada de Base	94
Figura 6.15 Relação D1 vs D2 na camada de Base	94
Figura 6.16 Relação EV_2 vs D1 na camada de Base	95
Figura 6.17 Relação EV_1 vs D1 na camada de Base	95
Figura 6.18 Relação EV_2 vs D2 na camada de Base	95
Figura 6.19 Relação EV_1 vs D2 na camada de Base	96

Figura 6.20 Gamadensímetro – Troxler	97
Figura 6.21 Ensaio de garra de areia	97
Figura 6.22 GC (SUP) e GC (10cm) longo da extensão da camada de Sub-base	99
Figura 6.23 GC (10cm), GC (SUP) e GC (GA) ao longo da extensão da camada de Base	100
Figura 6.24 Teor em água à superfície e a 10cm ao longo da extensão da camada de Sub-base	101
Figura 6.25 TH (10cm), TH (SUP) e TH (GA) ao longo da extensão da camada de Base	102
Figura 6.26 Relação de EV_2/EV_1 vs GC (SUP) camada de Sub-base	102
Figura 6.27 Relação de EV_2/EV_1 vs GC (SUP) camada de Base	103
Figura 6.28 Relação de EV_2/EV_1 vs GC (10 cm) camada de Sub-base	103
Figura 6.29 Relação de EV_2/EV_1 vs GC (10 cm) camada de Base	104
Figura 6.30 Mapa representativo da linha férrea a construir no troço Bombel-Vendas Novas	105
Figura 6.31 Troço Bombel-Vendas Novas	105
Figura 6.32 Aplicação de cal no trecho experimental	105
Figura 6.33 Ensaio de carga em placa	107
Figura 6.34 Evolução de EV_1 e EV_2 ao longo da extensão da camada	108
Figura 6.35 Evolução da diferença EV_1-EV_2 ao longo da extensão da camada	109
Figura 6.36 Relação EV_2 vs EV_1	109
Figura 6.37 Deflectómetro de impacto portátil	110
Figura 6.38 Evolução de D1 e D2 ao longo da extensão da camada	111
Figura 6.39 Representação da variação da diferença D1-D2 ao longo da extensão da camada	112
Figura 6.40 Relação D1 vs D2	112
Figura 6.41 Relação EV_2 vs D1	113
Figura 6.42 Relação EV_1 vs D1	113
Figura 6.43 Relação EV_2 vs D2	113
Figura 6.44 Relação EV_1 vs D2	114
Figura 6.45 Limites determinados pela razão $D1/EV_2$	115
Figura 6.46 Correlação obtida no estudo de Fortunato entre os módulos D1 e EV_2	115
Figura 6.47 Limites determinados na razão $D1/EV_2$	116
Figura 6.48 Ensaio de Gamadensímetro	116
Figura 6.49 Ensaio de garrafa de areia	116
Figura 6.50 Evolução dos graus de compactação ao longo da extensão da camada	118
Figura 6.51 Evolução dos teores em água ao longo da extensão da camada	119
Figura 6.52 Evolução da baridade seca ao longo da extensão da camada	120
Figura 6.53 Evolução da baridade húmida ao longo da extensão da camada	120
Figura 6.54 Relação de EV_2/EV_1 vs GC (SUP)	121
Figura 6.55 Relação de EV_2/EV_1 vs GC (15 cm)	121
Figura 6.56 Relação de EV_2/EV_1 vs GC (GA)	122

Índice de Quadros

Quadro 2.1 Classificação dos solos argilosos quanto à consistência (Fernandes, 1994)	14
Quadro 2.2 Classificação dos solos arenosos quanto à compactidade (Fernandes, 1994)	14
Quadro 2.3 Quadro indicativo das características dos Ensaio Proctor (LNEC E 197:1966).....	20
Quadro 2.4 Valores médios de peso volúmico seco e teor de humidade óptimo em diferentes tipos de solo	21
Quadro 3.1 Características granulométricas dos tipos de material	24
Quadro 3.2 Classificação de solos finos pelo LCPC/SETRA - 'CLASSE A'	33
Quadro 3.3 Classificação de solos arenosos e gravilhosos com finos pelo LCPC/SETRA - 'CLASSE B'	34
Quadro 3.4 Classificação de solos arenosos e gravilhosos com finos pelo LCPC/SETRA - 'CLASSE B' (continuação).....	35
Quadro 3.5...Classificação de solos compostos por elementos finos e grossos pelo LCPC/SETRA - 'CLASSE C'	36
Quadro 3.6 Classificação de solos sensíveis à água pelo LCPC/SETRA - 'CLASSE D'	37
Quadro 3.7 Classificação de materiais rochosos LCPC/SETRA - 'CLASSE R'	38
Quadro 3.8 Classificação geral dos solos orgânicos e sub-produtos industriais LCPC/SETRA - 'CLASSE F' ...	39
Quadro 3.9 Classificação de solos pelo Caderno de encargos da BRISA	40
Quadro 3.10 Condições a serem impostas para utilização de solos em aterro	44
Quadro 3.11 Condições a serem impostas para utilização de solos em leito de pavimento	45
Quadro 3.12 Utilização de solos em aterro CE da EP	46
Quadro 3.13 Utilização de solos em leito de pavimento CE da EP.....	47
Quadro 5.1 Ensaio para que se verifiquem condições de execução em aterro.....	62
Quadro 5.2 Tipos de controlo a executar após a construção do aterro.....	63
Quadro 5.3 Avaliação do nível de compactação através do parâmetro K	72
Quadro 5.4 Especificações técnicas do deflectómetro de impacto pesado do LNEC.....	74
Quadro 6.1 Quantidade de ensaios realizados na sub-base e base	84
Quadro 6.2 Resultados do ensaio da análise granulométrica no agregado de granulometria extensa.....	84
Quadro 6.3 Resultados laboratoriais para caracterização do agregado	85
Quadro 6.4 Resultados obtidos no ensaio de carga em placa em ambas as camadas.....	86
Quadro 6.5 Resultados obtidos no deflectómetro de impacto portátil	91
Quadro 6.6 Resultados do deflectómetro de impacto portátil e do ensaio de carga em placa.....	92
Quadro 6.7 Matriz de correlação (Pearson)	96
Quadro 6.8 Coeficientes de determinação (R^2).....	97
Quadro 6.9 Resultados obtidos no ensaio de gamadensímetro na camada de Sub-base	98
Quadro 6.10 Resultados obtidos no ensaio de gamadensímetro na camada de Base	98
Quadro 6.11 Resultados obtidos no ensaio de garrafa de areia na camada de Base	99
Quadro 6.12 Quantidade de ensaios realizados.....	106
Quadro 6.13 Resultados do ensaio da análise granulométrica no solo	106

Quadro 6.14 Resultados laboratoriais para caracterização do solo.....	107
Quadro 6.15 Resultados obtidos no ensaio de carga em placa	108
Quadro 6.16 Matriz de correlação (Pearson).....	110
Quadro 6.17 Resultados obtidos no ensaio de deflectómetro de impacto portátil	110
Quadro 6.18 Matriz de correlação (Pearson).....	114
Quadro 6.19 Resultados obtidos no ensaio de gamadensímetro	117
Quadro 6.20 Resultados obtidos no ensaio de garrafa de areia	117

Abreviaturas

AASTHO – American Association of State Highway and Transportation Officials

AC – Antes de Cristo

ASTM – American Society for Testing and Materials

B.Húmida – Baridade Húmida

B.Seca – Baridade Seca

BRISA – Concessionária de Autoestradas em Portugal.

CBR – *California Bearing Ratio*

CE – Caderno de encargos

CI – Compactação Inteligente

DC – Depois de Cristo

DIP – Deflectómetro de Impacto Portátil

EP – Estradas de Portugal

EUA – Estados Unidos da América

FHWA – Federal Highway Administration

FS – Coeficiente de friabilidade das areias

GC – Grau de compactação

GC (10cm) – Grau de compactação no ensaio de gamadensímetro a 10 cm de profundidade

GC (15cm) – Grau de compactação no ensaio de gamadensímetro a 15 cm de profundidade

GC (GA) – Grau de compactação no ensaio da garrafa de areia

GC (SUP) – Grau de compactação no ensaio de gamadensímetro à superfície

IG – Índice de grupo

IP – Índice de Plasticidade

IPI – Capacidade de suporte imediata

LA – Coeficiente de Los Angeles,

LCPC/SETRA – Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

LL – Limite de plasticidade

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

LP – Leito de Pavimento

Marcação CE – Marcação de Certificação europeia

MCSC – Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo

MDE – Micro-Deval em presença de água

MO – Matéria Orgânica

N.P. – Não plástico

NaCl – Cloreto de Sódio

PIA – Parte inferior do aterro;

PSA – Parte superior do aterro

RTR – Recommendation por les Terrassements Routier

TH – Teor de humidade

U.S. – United States

VBS – Valor do ensaio do azul de metileno

WL – Limite de liquidez

Wn – Teor de Humidade Natural

Wopt – Teor de Humidade Ótimo Proctor Normal

Simbologia

δ_c – Deflexão central

Δp – Incremento de carga

Δs – Variação do assentamento

$\Delta \sigma$ – Variação da carga

C_c – Coeficiente de curvatura

C_d – Coeficiente da forma e rigidez da placa

C_u – Coeficiente de uniformidade

C_z – Factor de profundidade

d / D – Diâmetro da placa

D_{10} – Diâmetro equivalente que apresenta uma percentagem de passados inferior a 10%

D_{30} – Diâmetro equivalente que apresenta uma percentagem de passados inferior a 30%

D_{60} – Diâmetro equivalente que apresenta uma percentagem de passados inferior a 60%

D_r – Densidade relativa expressa em percentagem

e – Índice de vazios / índice de vazios do solo no seu estado natural

E – Módulo de elasticidade

E_c – Energia específica de compactação

E_{LFWD} – Módulo de rigidez elástico

$e_{m\acute{a}x}$ – Índice de vazios do solo no seu estado mais solto possível

$e_{m\acute{i}n}$ – Índice de vazios do solo no estado mais denso possível

EV – Módulo de deformabilidade

EV_1 – Módulo de deformabilidade após o primeiro patamar de carga

EV_2 – Módulo de deformabilidade após o segundo patamar de carga

G – Densidade das partículas sólidas

G – Módulo de rigidez

h – Altura da queda

Hz – Hertz

I_c – Índice de consistência

I_D – Índice de compacidade

I_p – Índice de plasticidade

K – Parâmetro que avalia o nível da compactação

m_1 – massa do recipiente

m_2 – massa do recipiente e do provete antes da secagem

m_3 – massa do recipiente e do provete seco

N – Número de camadas

n – Porosidade / Número de pancadas

P – Peso do pilão

p – Pressão média exercida sobre a placa carregada

r – Raio da placa
 R – Rigidez
 R^2 – Coeficiente de determinação
 S – Grau de saturação
 V – Volume total de uma amostra de solo / Volume do molde cilíndrico
 V_a – Volume do ar
 vpm – frequência em vibrações por minuto
 V_s – Volume das partículas sólidas
 V_v – Volume de vazios
 V_w – Volume de água
 W – Peso total de uma amostra de solo / Teor em água
 W_a – Peso do ar
 W_C – Limite de retracção ou concentração
 W_L – Limite de liquidez
 W_p – Limite de plasticidade
 W_s – Peso das partículas sólidas
 W_w – Peso da água
 Z_0 – Deformação provocada pelo primeiro carregamento
 Z_2 – Deformação provocada pelo segundo carregamento
 γ_d – Peso volúmico aparente seco
 γ_s – Peso volúmico das partículas sólidas
 γ_t – Peso volúmico do solo ou peso volúmico aparente total
 γ_w – Peso volúmico da água
 δ_c – Deflexão central
 σ – Tensão aplicada
 $\sigma_{máx}$ – Carga máxima
 Δp – Incremento de carga
 Δs – Variação do assentamento
 $\Delta \sigma$ – Variação da carga
 ν – Coeficiente de Poisson

1. Introdução

1. Introdução

1.1 Enquadramento histórico

Desde os primórdios da Humidade que os nossos antepassados, mesmo sem entenderem os princípios científicos, perceberam que construindo estradas o mais compacto possível, as tornavam mais estáveis e mais adequadas à sua função. Estes conhecimentos já são utilizados desde os povos Incas que na América do Sul construíram uma rede de estradas que remonta aos anos 3500 AC, bem como o processo de construção de estradas recorrendo a blocos de pedra fabricados à medida e colocados em camadas, que foi utilizado na antiga Babilónia entre 2000 e 1500 AC.

Mais tarde – 500 AC a 500 DC – com o povo Romano assistiu-se à construção de uma extensa rede de estradas, que construídas e projectadas ao longo de toda a Europa, serviram desígnios militares e estratégicos que possibilitaram aos Romanos estenderem o seu controlo por uma área geográfica enorme, desde Roma até ao Norte da Europa, e que serviram para expandir e controlar o seu enorme e poderoso Império.

Na construção das suas estradas os Romanos utilizaram processos similares aos da Babilónia, mas colocando uma camada de solo argiloso e siltoso como almofada entre os blocos de pedra da fundação e os da camada superficial (Figura 1.1). De notar que os Romanos tiveram os maiores cuidados na compactação das camadas do solo, de modo a que a sua fundação ficasse o mais firme e horizontal, recorrendo para isso a pesados rolos de arrasto, de modo a que todo o pavimento ficasse o mais resistente e menos deformável possível.

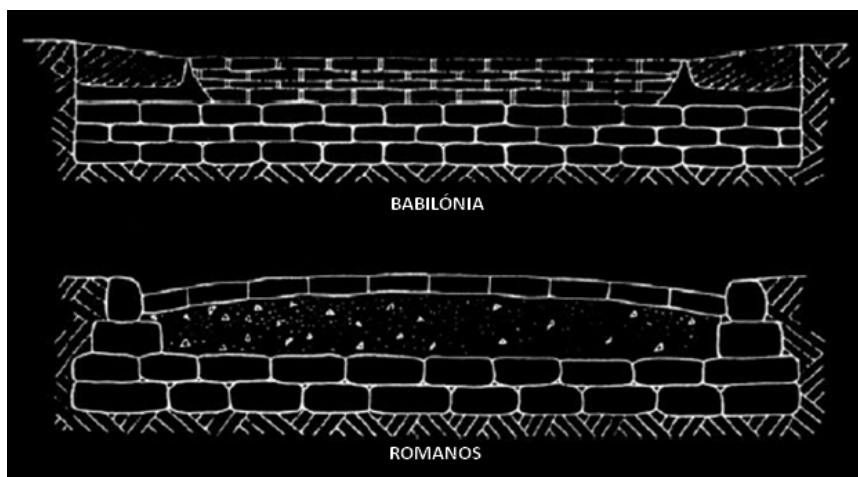


Figura 1.1 – Plataformas tipo Babilónia e Império Romano
(Fonte: Adaptado de www.original.britannica.com)

Com o ruir progressivo do Império Romano, as viagens militares e comerciais rapidamente diminuiram, o que levou a que as estradas se degradassem, e que praticamente até à Idade Média deixasse de haver qualquer actividade na construção de novas estradas.

Só mais tarde, já no século XVIII, com o ressurgimento do comércio em grande escala, se sente a necessidade de construir novas estradas entre os diversos centros urbanos, e surgem então, novos estudos e novos processos para a construção das mesmas.

São conhecidos, em França, o aproveitamento de soldados '*Corps de Ponts et Chaussées*' treinados para a construção de estradas que daria origem, anos mais tarde, a uma divisão civil com os mesmos propósitos a conhecida '*École des Ponts e Chaussées*'. Também, nessa altura surgiram na Escócia e na Inglaterra, Thomas Telford (1757-1834) e John Metcalf (1717-1810).

Mas se até a essas épocas os processos eram difíceis de executar, devido à enorme utilização de materiais rochosos de grandes dimensões e dispendiosos, eis que surge na Escócia John Loudon McAdam (1756-1836) que efectua uma grande descoberta. Ele preconiza que não era necessário utilizar material rochoso de grandes dimensões nas camadas acima da fundação, desde que existisse uma camada densa de partículas de pequena dimensão que, assim, originasse um atrito interpartículas. Com este novo processo conseguir-se-ia reduzir significativamente o custo das estradas, pois ao diminuir-se a espessura das camadas, na estrutura do pavimento não seria necessário utilizar material rochoso de grande dimensões sempre caro e nem sempre abundante. Simultaneamente surgiram novas técnicas de compactação, técnicas essas que foram utilizadas noutros tipos de construções, como a de represas ou de pequenas barragens. Nos inícios do século XX dá-se um grande desenvolvimento do equipamento para compactação. Na Alemanha, nos anos 30 e antes da II Guerra Mundial, foram desenvolvidas novas técnicas vibratórias e dinâmicas de compactação que eram exigidas para a construção de pavimentos para aeródromos e que levou a um grande desenvolvimento e utilização de equipamentos pesados.

A compactação dos solos torna-se, assim, uma forma de melhorar as propriedades dos solos e, desde então e até aos nossos tempos, transformou-se num importante tema de estudos que, com o aumento do tráfego e das grandes cargas obrigou a um constante melhoramento do desempenho dos pavimentos das estradas.

Ao mesmo tempo assistiu-se a um desenvolvimento de novos equipamentos e a novas tecnologias que aumentaram a qualidade dos estudos da mecânica dos solos.

Também os diversos organismos e investigadores trabalharam para o desenvolvimento da construção de estradas e respectiva manutenção, com documentações, classificações e teorias que são utilizadas na actualidade e das quais nos servimos nos diversos capítulos deste projecto.

Actualmente, na execução de qualquer obra de engenharia é necessário fazer cumprir os requisitos exigidos pelos cadernos de encargos, de modo a garantir a que estas satisfaçam o seu estado funcional e estrutural para o qual foram projectados ao longo da sua vida útil. Deverá também ser garantido que durante a execução da obra exista um nível de qualidade que assegure as condições de segurança, conforto, economia e de qualidade ambiental.

1.2 Âmbito e objectivos

O presente trabalho tem como objectivo o estudo de metodologias no controlo de compactação em aterros; controlo este que tem vindo a desempenhar um papel muito importante na determinação das características de deformabilidade das camadas.

Neste estudo, para a avaliação do desempenho das metodologias utilizadas no controlo de compactação, utilizaram-se diferentes ensaios em dois tipos de materiais distintos; nomeadamente:

- Agregado de granulometria extensa; e
- Solo.

Os ensaios “*in situ*” realizados para a avaliação dos parâmetros de deformabilidade foram o ensaio de carga em placa e o de deflectómetro de impacto portátil, e para avaliação dos graus de compactação os ensaios de gamadensímetro e de garrafa de areia.

O principal objectivo do estudo visa comparar os resultados obtidos, nas diferentes condições, de modo a possibilitar alcançar correlações entre os ensaios, bem como determinar quais aqueles que apresentam maior grau confiança técnica tendo como pretensão obter graus de correlação entre ensaios. Será, assim, possível a partir de um resultado obtido num determinado ensaio prever o resultado de outro ensaio com um elevado grau de confiança, representando uma mais-valia podendo trazer inúmeras vantagens económicas e operacionais.

1.3 Estrutura da dissertação

O restante trabalho está dividido nos seguintes capítulos, que se passam a descrever:

- No capítulo 2, são tecidas algumas considerações relativas ao âmbito da mecânica de solos e da compactação em aterros, abordados os principais ensaios de identificação de solos, teorias de compactação dos autores de referência, bem como a descrição de ensaios de compactação realizados em laboratório.
- No capítulo 3, são descritas as principais classificações para a caracterização dos materiais a aplicar em aterros e leitos de pavimentos. São também referidas algumas recomendações da LCPC/SETRA e cadernos de encargos tipo para a execução dos mesmos.
- O capítulo 4, são abordados os tipos de equipamentos de compactação disponíveis no mercado, realçando o seu campo de aplicação, vantagens e desvantagens. O capítulo termina com as soluções a adoptar no caso de necessidade de tratamento do teor de humidade.

- No capítulo 5, apresentam-se metodologias a adoptar no controlo de compactação durante a fase de execução e após a compactação. Em seguida são descritos os principais ensaios disponíveis que nos auxiliam a executar o controlo de compactação.
- O capítulo 6, engloba o estudo experimental, onde são descritos os ensaios realizados no Douro Interior – Lote 6 – IC5 Troço Murça/Nó de Pombal e na Obra de modernização do troço ferroviário Bombel e Vidigal a Évora. Neste capítulo também é realizada a análise a crítica dos resultados obtidos.
- Finalmente, no capítulo 7 é exposto um conjunto de conclusões resultantes do trabalho desenvolvido e apresentadas algumas sugestões para trabalhos de investigação futura.

2. Compactação em aterros

2. Compactação em aterros

2.1 Introdução

A palavra solo tem inúmeros significados e conotações para as diferentes classes profissionais que trabalham com este material. Para muitos engenheiros é qualquer material terrestre, excluindo rocha.

O solo define-se como toda a ocorrência natural de depósitos brandos ou moles, que cobrem um substrato rochoso e que é produzido por desintegração e decomposição física e química de rochas, podendo conter ou não matéria orgânica. Sob o ponto de vista da mecânica dos solos, pode definir-se solo, como o conjunto de partículas minerais que podem ser separadas por agitação na água, sendo os vazios entre as partículas ar e água, separados ou em conjunto (Vargas, 1977).

Deste modo, os solos podem ser considerados polifásicos uma vez que são compostos por partículas sólidas, água, e ar (Figura 2.1).

A redução de volume é resultado, sobretudo, da expulsão do ar dos vazios do solo, não ocorrendo significativa alteração do teor em água nem alteração do volume das partículas sólidas durante a compactação. Quando os vazios estão preenchidos por ar, não existindo fase líquida define-se como um solo seco, quando acontece o oposto, ou seja, os vazios estarem preenchidos totalmente por água o solo define-se como saturado.

A compactação provoca assim um aumento do grau de saturação visto que o volume de vazios sofre uma diminuição por expulsão do ar. Contudo a expulsão de todo o ar não é possível, verificando-se que fica sempre algum ar aprisionado entre os grãos de solo.

Com este processo a área de contacto das partículas sólidas aumenta, aumentando assim a resistência do solo e diminuindo a deformabilidade. Além disso, o solo ficando num estado mais denso dificultará a passagem da água, ou seja, torna-se menos permeável.

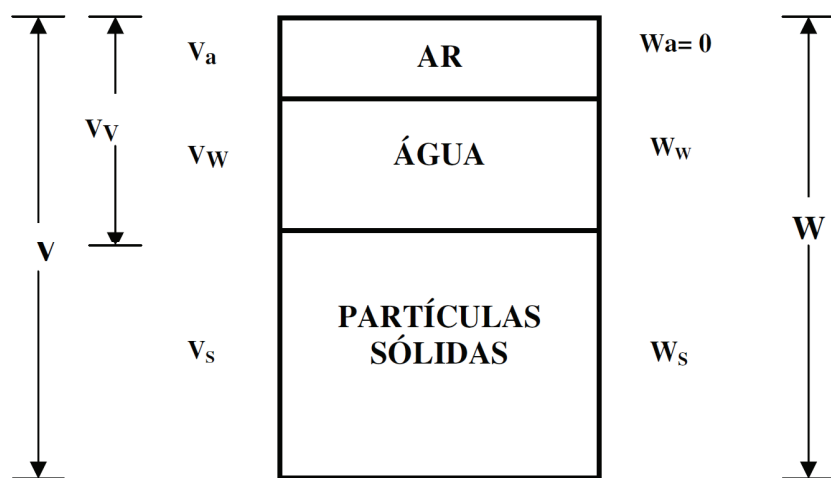


Figura 2.1 – Estado físico de um solo (Fonte: Adaptado de Fernandes, 1994)

Como é evidenciado na Figura 2.1 o volume total de uma amostra de solo, V , engloba o volume de ar, V_a , o volume da água, V_w e o volume das partículas sólidas, V_s . O volume de vazios, V_v , é tão somente a soma entre o volume de ar e o volume de água.

$$V = V_v + V_s \Leftrightarrow V = V_a + V_w + V_s \quad \text{Equação 2.1}$$

Do mesmo modo acontece com o peso total de uma amostra de solo, W , englobando o peso do ar, W_a , o peso da água, W_w , e o peso das partículas sólidas, W_s .

$$W = W_a + W_w + W_s \quad \text{Equação 2.2}$$

Com base nestas grandezas é possível definir índices físicos, os quais podem ser agrupadas do seguinte modo: relações entre volumes, relações entre pesos e relações entre pesos e volumes.

- **Índice de vazios, e** – exprime a relação entre o volume de vazios e o volume de partículas sólidas numa amostra de solo,

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad \text{Equação 2.3}$$

- **Porosidade, n** – exprime a relação entre o volume de vazios e o volume total de uma amostra de solo,

$$n = \frac{V_v}{V} \quad \text{Equação 2.4}$$

- **Grau de saturação, S** – exprime a relação entre o volume de água e o volume de vazios numa amostra de solo (expresso em percentagem).

$$S = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad \text{Equação 2.5}$$

- **Teor em água, W** – exprime a relação entre o peso da água e o peso das partículas sólidas numa amostra de solo (expresso em percentagem). O teor em água é das relações entre pesos mais utilizadas no âmbito do estudo de solos.

$$W = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad \text{Equação 2.6}$$

Baseado na relação entre o peso e o volume de uma amostra de solo é então possível deduzir outros parâmetros físicos:

- **Peso volúmico do solo ou peso volúmico aparente total, γ_t** – exprime a relação entre o peso total e o volume aparente total de uma amostra de solo, expresso em KN/m^3 .

$$\gamma_t = \frac{W}{V} \quad \text{Equação 2.7}$$

- **Peso volúmico aparente seco, γ_d** – exprime a relação entre o peso do solo seco e o volume aparente total, expresso em KN/m^3 .

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad \text{Equação 2.8}$$

- **Peso volúmico das partículas sólidas, γ_s** – exprime a relação entre o peso das partículas sólidas e o respectivo volume, expresso em KN/m^3 .

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad \text{Equação 2.9}$$

- **Peso volúmico da água, γ_w** – exprime a relação entre o peso da água e o respectivo volume, que é aproximadamente igual a $9,81\text{KN/m}^3$.

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w} \quad \text{Equação 2.10}$$

- **Densidade das partículas sólidas, G** – exprime a relação entre o peso volúmico das partículas sólidas e o peso volúmico da água. Na maioria dos solos a densidade das respectivas partículas oscila entre 2,50 – 2,85. Esta grandeza é adimensional.

$$G = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad \text{Equação 2.11}$$

2.2 Ensaio de identificação

Além das grandezas físicas apresentadas anteriormente é indispensável uma caracterização primária do solo, de modo a retirar os elementos fundamentais para a classificação dos solos. Estas características podem ser determinadas em laboratório através de ensaios de identificação, nomeadamente a análise granulométrica (por peneiração e/ou sedimentação) para avaliar a distribuição do calibre das partículas que compõe o solo, e os limites de Atterberg ou limites de consistência para a avaliar o seu comportamento na presença de água.

2.2.1 Análise granulométrica

A análise granulométrica de um solo é o processo que visa definir, para determinadas faixas pré-estabelecidas de tamanho de grãos, a percentagem em peso que cada fracção possui em relação à massa total da amostra em análise.

Quando a dimensão das partículas é superior a 0,074mm o método adequado para a determinação da composição granulométrica é a peneiração. A amostra de solo faz-se passar por uma série de peneiros de malha normalizada e sucessivamente mais apertada. Quando o material fica retido num determinado peneiro significa que a sua fracção possui dimensão superior à malha desse peneiro.

Se a dimensão das partículas for inferior a 0,074mm o método apropriado para a determinação da composição granulométrica é a sedimentação. O processo de sedimentação rege-se segundo a lei de Stokes, e tem como objectivo a determinação do calibre das partículas finas, com base na velocidade de queda das partículas, colocadas em suspensão numa proveta com água, obtida através da medição do peso volúmico da suspensão a diferentes intervalos de tempo.

A realização do ensaio descrito anteriormente deverá ser conforme a especificação LNEC E 239:1970 – Solos. Análise granulométrica.

Os resultados finais do ensaio são expressos em percentagem, traduzindo uma curva granulométrica (Figura 2.2).

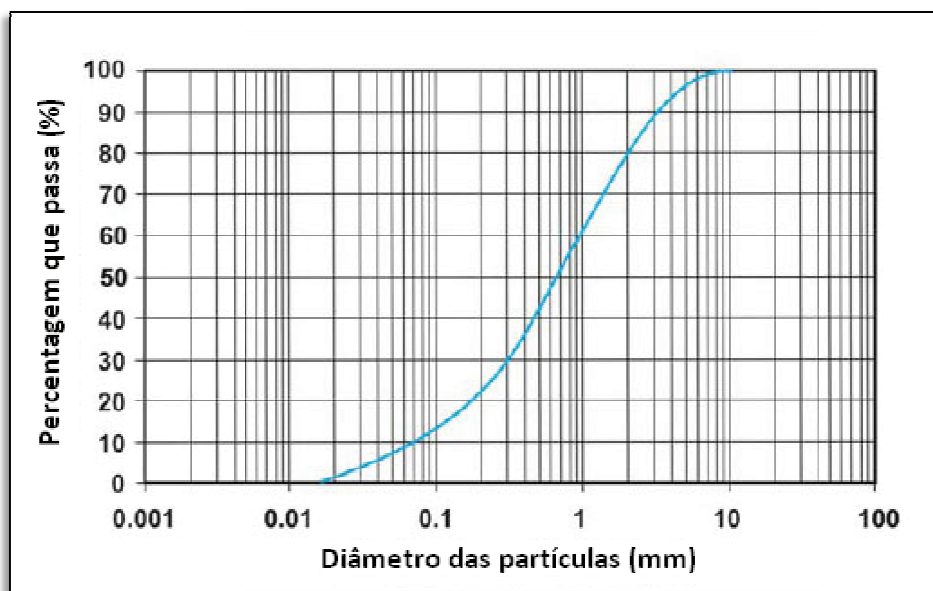


Figura 2.2 – Exemplo de uma curva granulométrica tipo de uma areia
(Fonte: Adaptado de <http://www.scielo.br>)

Através da análise desta curva é possível obter informações relativas à percentagem das fracções granulométricas presentes (Figura 2.3).

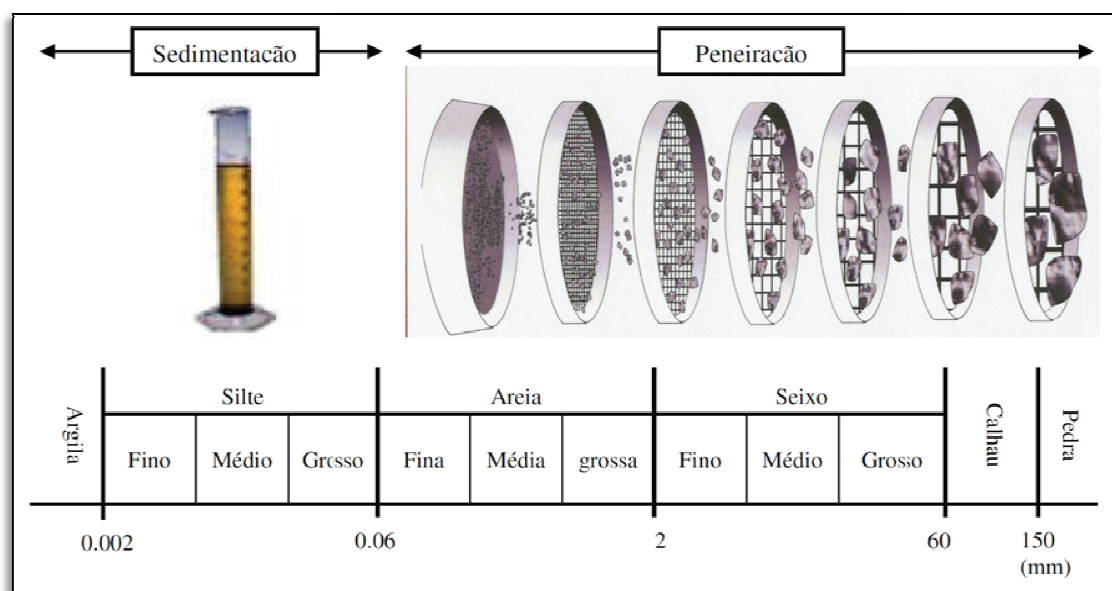


Figura 2.3 – Principais fracções granulométricas com as respectivas designações
(Fonte: Adaptado de Vaz, 2005)

Consoante a variação das gamas das fracções granulométricas é possível inferir informações relevantes sobre a sua distribuição granulométrica, nomeadamente na determinação do coeficiente de uniformidade, C_u , e do coeficiente de curvatura, C_c . O coeficiente de uniformidade, C_u , permite concluir quanto à gama de variação das dimensões das partículas de um dado solo, e é expresso através da seguinte expressão:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{Equação 2.12}$$

Onde o D_{10} e o D_{60} são “diâmetros equivalentes”, isto é, o diâmetro que apresenta uma percentagem de passados inferior a 10% e 60%, respectivamente.

O coeficiente de curvatura, C_c , relaciona a forma da curva granulométrica entre D_{10} e D_{60} , e é expresso pela seguinte expressão:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad \text{Equação 2.13}$$

Em que, D_{30} tem significado análogo ao definido para D_{10} e D_{60} .

Quando se obtém um C_u superior a 4 e um C_c compreendido entre 1 e 3, o solo pode ser definido como “bem graduado”. Nos casos em que o solo apresenta um C_u baixo e/ou um C_c que não esteja compreendido entre 1 e 3 é designado como “mal graduado”.

2.2.2 Limites de Atterberg

Os solos granulares constituídos por partículas semelhantes às das areias e dos seixos apresentam superfícies específicas muito pequenas. As forças que actuam entre as moléculas dispostas nessas superfícies e a água do solo são praticamente inexistentes. Deste modo, o comportamento de um solo granular é fundamentalmente dependente da forma e da dimensão das respectivas partículas (Vargas, 1977).

Quando falamos de partículas cuja dimensão é semelhante à das argilas, a realização da análise granulométrica não é suficiente para a sua classificação, pois devido à sua forma laminar estão associadas grandes superfícies específicas. É então necessário avaliar o seu comportamento em relação ao teor em água, que pode ser realizado através de parâmetros designados por Limites de consistência ou Limites de Atterberg (Figura 2.4).



a) Limite de liquidez



b) Limite de plasticidade

Figura 2.4 – Limites de Atterberg (Fonte: <http://www.geotech.sn/>)

O comportamento de um solo fino passa por diferentes fases, sendo limitado por três valores de teor em água: Limite de liquidez, W_L , Limite de plasticidade, W_p e Limite de retracção ou concentração, W_c . A diferença entre o Limite de liquidez e o Limite de plasticidade é designado por Índice de plasticidade, I_p .

$$I_p = W_L - W_p \quad \text{Equação 2.14}$$

A realização do ensaio descrito anteriormente para determinar a grandeza dos limites de Atterberg, deverá ser conforme a especificação NP - 143:1969 – Solos. Determinação de Limites de consistência.

Para tipos de solo onde não é possível determinar o seu limite de liquidez ou limite de plasticidade, diz-se que o solo é não plástico, N.P. Diz-se igualmente que um solo é não plástico nos casos em que o Limite de liquidez é igual ao Limite de plasticidade.

2.2.3 Propriedades índice

A presença de água nos finos influencia fortemente as características mecânicas (resistência e deformabilidade) num solo, sendo assim fundamental classificá-lo quanto à sua consistência. Sabendo o valor do teor em água natural, e dos limites de Atterberg de um determinado solo é possível classificar o seu índice de consistência, I_c , conforme é apresentado no Quadro 2.1 (Fernandes, 1994):

$$I_c = \frac{W_L - W}{W_L - W_P} = \frac{W_L - W}{I_P} \quad \text{Equação 2.15}$$

Quadro 2.1 – Classificação dos solos argilosos quanto à consistência (Fernandes, 1994)

Argila	I_c
Muito mole	0,0 – 0,25
Mole	0,25 – 0,50
Média	0,50 – 0,75
Dura, Muito dura e Rija	> 0,75

As propriedades mecânicas, no caso dos solos arenosos, não são significativamente influenciadas pelo teor em água. No entanto, são afectadas pelo índice de vazios, logo é de todo importante relacionar o seu índice de vazios, e , com o seu máximo, $e_{máx}$ e o seu mínimo, $e_{mín}$. Esta relação é definida através da densidade relativa, D_r ou índice de compacidade, I_D , conforme é apresentado no Quadro 2.2.

$$D_r = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \times 100 (\%) \quad \text{Equação 2.16}$$

Em que,

D_r – Densidade relativa expressa em percentagem;

e – Índice de vazios do solo no seu estado natural;

$e_{máx}$ – Índice de vazios do solo no seu estado mais solto possível; e

$e_{mín}$ – Índice de vazios do solo no estado mais denso possível.

Quadro 2.2 – Classificação dos solos arenosos quanto à compacidade (Fernandes, 1994)

Areia	D_r
Muito solta	0 – 15
Solta	15 – 35
Medianamente compacta	35 – 65
Compacta ou densa	65 – 85
Muito compacta ou muito densa	85 – 100

2.3 Considerações sobre teorias de compactação

Existem vários processos que visam melhorar as propriedades dos solos. A compactação elimina os vazios garantindo a sua homogeneidade, podendo entender-se como: “O processo pelo qual uma massa de solo constituída por partículas sólidas, água e ar vê diminuído o seu índice de vazios por redução do volume da sua fase gasosa conseguida à custa da aplicação repetida de cargas. O teor em água, razão do peso da água sobre o peso das partículas sólidas, é normalmente o mesmo para uma massa de solo solta e descompactada e a mesma massa num estado mais denso conferido pela compactação. Em regra a compactação permite um aumento da resistência ao corte, e uma redução da deformabilidade e permeabilidade do solo” (Fernandes, 1994).

Na década dos anos 30, Ralph Proctor procurou aperfeiçoar a técnica da compactação, com os primeiros estudos sobre a compactação de aterros. A partir destes trabalhos, ocorreu grande evolução nas técnicas de compactação, que antes eram realizados de forma empírica sem qualquer fundamento técnico que servisse como orientação. Ralph Proctor desenvolveu um ensaio dinâmico para a determinação experimental da curva de compactação, que é obtida através da relação entre o peso volúmico e o teor de humidade do solo, constatando que o peso volúmico, resultante da aplicação de uma determinada energia de compactação, é função do teor de humidade do solo durante o processo de compactação.

Dependendo desse teor de humidade, obtém-se uma maior ou menor eficiência do efeito de compactação na densidade do solo. Este facto é devido essencialmente ao efeito de atrito existente entre a água e as partículas sólidas. Segundo aquele investigador, a adição de água ao solo reduz a resistência ao corte, as forças capilares e a resistência ao atrito. Para valores muito baixos de humidades, o atrito exercido é alto, o que prejudica fortemente a redução de vazios. Pelo contrário, à medida que se aumenta o teor de humidade, verifica-se que ocorre um maior efeito de lubrificação entre as partículas, o que facilita a saída do ar que se encontra no solo, em forma de canículos intercomunicadores.

Segundo Ralph Proctor (1933), a partir de um determinado teor de humidade, a água impede a expulsão do ar, não reduz o atrito nem influencia o rearranjo de partículas do solo, não sendo obtido qualquer acréscimo de densidade. Existe portanto, para uma dada energia, uma densidade máxima que é obtida para um certo teor de humidade, designado como o teor de humidade óptimo, representativo da relação ideal entre solo, água e ar. A Figura 2.5 apresenta a curva típica de compactação e a variação do peso volúmico seco com o teor em água.

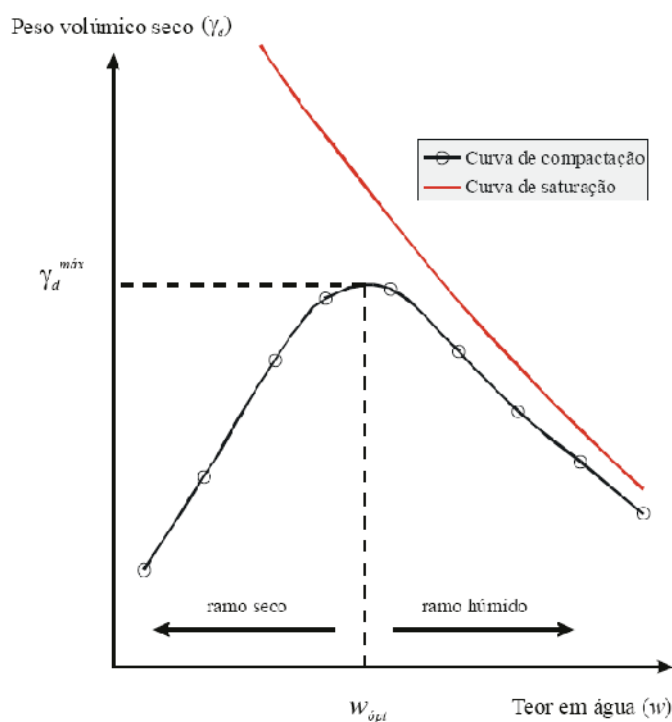


Figura 2.5 – Curva de compactação – Peso volúmico máximo ($\gamma_d \text{ máx}$) - Teor de humidade óptimo (W_{op}) (Fonte: Jaime, 2008)

Posteriormente, outros investigadores expuseram novas teorias, em função da capilaridade, lubrificação, viscosidade da água, interacção físico-química e tensões efectivas, numa tentativa de explicar de modo mais aprofundado o comportamento da curva de compactação. São de destacar as teorias de Hogentogler, também decorrida na década de 30, e um pouco mais tarde as de Lambe e Whitman (1979).

Foi apresentado por Hogentogler (1937) uma teoria baseada na viscosidade da água, demonstrando que a curva de compactação passa por quatro estados de humidade: hidratação, lubrificação, inchamento e saturação do solo (Figura 2.6).

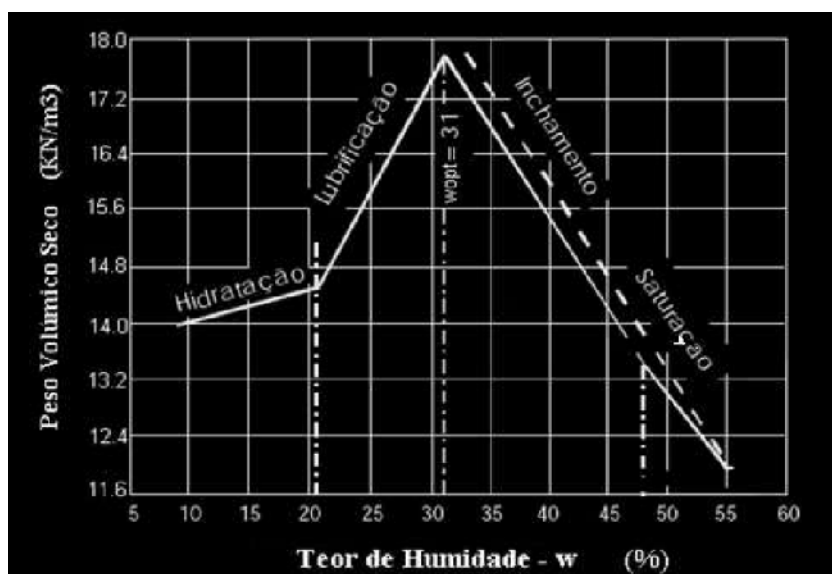


Figura 2.6 – Teoria de Hogentogler (Fonte: Adaptado de Junior, 2005)

Segundo Hogentogler (1937) na fase de hidratação, com o acréscimo do teor de humidade aumenta a espessura das camadas de água adsorvida nas partículas do solo, na forma de *filme*, havendo assim uma redução da viscosidade da água. Esta redução de viscosidade diminui o atrito entre as partículas e aumenta o peso volúmico do solo. O filme de água formado na superfície das partículas de solo, possibilita caracterizar os diferentes estados, à medida que o teor de humidade aumenta. A partir de uma certa humidade, a adição de água implica a lubrificação das partículas, não influenciando mais na viscosidade da água. Esta é a fase de *lubrificação*, que atinge o maior efeito quando o solo é compactado no teor de humidade óptima. O aumento de água até se atingir o teor de humidade óptimo irá provocar um deslocamento das partículas, o qual é designado por processo de *inchamento*, e que corresponde à fase em que há uma redução significativa da densidade. Por fim, surge o estágio de *saturação*, que corresponde ao estado em que os vazios do solo estão completamente preenchidos pela água.

Lambe e Whitman (1979) divulgaram uma teoria que procura explicar o efeito da compactação na estrutura dos solos através de alterações na concentração electrolítica das partículas. Aqueles autores concluíram que, quanto maior for a energia, maior o grau de dispersão das partículas, para o mesmo teor de humidade. Quando a humidade cresce, ocorre uma maior repulsão entre as partículas, o que permite um melhor arranjo entre as mesmas para uma dada quantidade de energia (Lambe e Whitman, 1979). A orientação das partículas no interior de um solo, em função do teor de humidade, pode ser ilustrada através da Figura 2.7, a qual mostra o grau de orientação dos grãos do solo. É de notar que, à medida que a humidade aumenta, as partículas tendem a orientar-se de uma forma mais paralela.

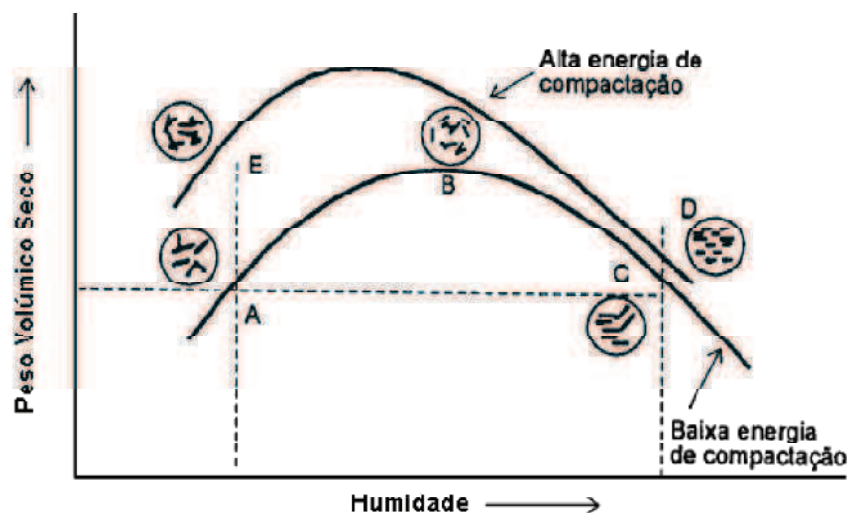


Figura 2.7 – Teoria de Lambe (Fonte: Lamb et al., 1979)

Para um dado esforço de compactação, os solos tendem a ser mais floclados (estruturas que se caracterizam pelo arranjo desordenado das partículas) quando compactados no ramo seco do que

no ramo húmido da curva de compactação. Observando a Figura 2.7, constata-se que o solo no ponto “A” é mais floclado do que no ponto “C”. Em geral, um solo com estrutura floclada tem maior resistência do que o mesmo solo em estado disperso, considerando o mesmo índice de vazios.

Segundo Fernandes (1994), “No caso de solos coesivos, a experiência mostra que a resistência ao corte é máxima quando o solo é compactado do lado seco, decrescendo com o aumento do teor de água, mesmo quando se aproxima do óptimo, isto é quando cresce a compacidade”.

“A compactação com um teor em água um pouco abaixo do óptimo é favorável, em termos de resistência ao corte pois a ligeira redução no valor do ângulo de atrito é largamente compensada com o decréscimo que se obtém nas pressões neutras positivas geradas durante o corte, logo com o aumento das tensões efectivas”.

No que se refere a argilas, a sua compactação é bastante complexa. Por vezes nem recorrendo a cilindros é possível obter a sua compactação. Neste tipo de materiais é necessário trabalhá-los sempre com um teor de humidade mais próximo possível do teor óptimo. Cabe aos projectistas preverem outros métodos de compactação, no caso de a argila ser solo de fundação. As soluções normalmente utilizadas são a construção de um aterro provisório ou de uma malha de colunas de brita, ou de colunas geotêxtil com o intuito de reduzir a água existente no solo. No caso de argilas provenientes de escavação, estas podem ser tratadas com cal, e escarificadas para que se alterem as suas características ou se reduza o teor em água, respectivamente. Considerando-se que o teor de humidade do solo já está próximo do óptimo é então possível cumprir a função de compactação com cilindros.

Ainda segundo aquele autor, “Pode concluir-se que um dado solo coesivo compactado do lado seco exhibe resistência ao corte mais elevada no fim da compactação”.

O autor também refere que “na resistência de solos compactados não coesivos (areias e cascalhos limpos) verifica-se que o teor em água de compactação tem uma influência muito menos marcante na resistência ao corte nas condições correspondentes ao fim da compactação. A saturação não acarreta uma quebra sensível na resistência, quer os solos tenham sido compactados do lado seco ou do lado húmido.”

2.4 Ensaios de compactação

Um conceito bastante importante no domínio da compactação de aterros, é o de grau de compactação. Este pode ser definido como sendo a razão entre o peso volúmico obtido na obra e o peso volúmico seco máximo determinado em laboratório. O controlo deste parâmetro será abordado com maior detalhe no capítulo 5 – Controlo de compactação. Ensaios.

2.4.1 Ensaio de compactação Proctor

O ensaio de compactação Proctor (Figura 2.8) surgiu pela necessidade de controlar em laboratório o processo de compactação em obra. É o método vulgarmente utilizado em laboratório para avaliação dos materiais compactados e consiste na aplicação de um determinado pilão com um peso especificado, que cai a uma altura padrão um número de vezes também especificado, sobre uma amostra de solo. O ensaio Proctor permite determinar o teor de humidade óptimo ($w_{\text{ópt}}$) e o peso volúmico seco máximo (γ_d). A energia específica de compactação pode ser definida pela seguinte expressão:

$$E_c = \frac{P \times h \times n}{V} \times N \quad \text{Equação 2.17}$$

Em que:

- E_c** – Energia específica de compactação (N.cm/m³);
- P** – peso do pilão (Kg);
- h** – Altura da queda (cm);
- n** – Número de pancadas;
- V** – Volume do molde cilíndrico (m³); e
- N** – Número de camadas.

Esta energia de compactação descrita, procura reproduzir em laboratório as condições de compactação que o equipamento vai exercer sobre o solo em obra.

Os ensaios podem ser realizados em moldes pequenos ou grandes de acordo com a granulometria do solo ensaiado e com dois valores de energia específica de compactação. Deste modo o ensaio pode ser realizado com uma energia de compactação mais baixa e neste caso o ensaio designa-se por Proctor Normal (ou leve) ou com uma energia mais elevada e o ensaio designa-se por Proctor Modificado (ou pesado).



Figura 2.8 – Compactador Proctor (Fonte: <http://www.matest.com/imgprodotti/S199.jpg>)

No Quadro 2.3 apresentam-se o número de camadas, o número de pancadas, o pilão e o tipo de molde para Proctor Normal e Modificado.

Quadro 2.3 – Quadro indicativo das características dos Ensaio Proctor (LNEC E 197:1966)

Ensaio	N.º de Camadas	Pilão	Tipo de Molde	N.º de Pancadas
Proctor Normal	3 Camadas	Pequeno	Molde Pequeno	25
		Grande	Molde Grande	55
Proctor Modificado	5 Camadas	Pequeno	Molde Pequeno	25
		Grande	Molde Grande	55

A técnica de ensaio está descrita na especificação LNEC E 197:1966 – Solos. Ensaio de compactação.

Resultados do Ensaio de Compactação

Em cada tipo de solo podem ser aplicadas diferentes energias de compactação. No ensaio Proctor, existe uma curva teor de humidade – peso volúmico seco associada a cada uma destas energias aplicadas. Cada curva procura indicar o efeito real que o equipamento vai exercer no solo para uma dada energia de compactação. A partir dos teores de humidade óptimo e dos pesos volúnicos secos máximos da curva respectiva a cada energia aplicada, é possível definir a curva óptima. O que se verifica é que do lado húmido, as curvas aproximam-se da respectiva curva de saturação (Figura 2.9).

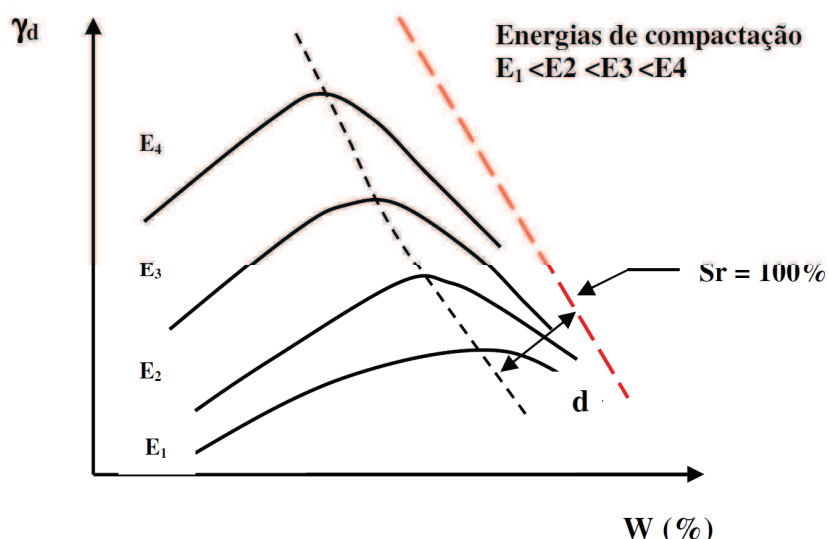


Figura 2.9 – Curva de compactação num solo para diferentes energias aplicadas (Fonte: Santos, 2008)

Observando a Figura 2.10 constata-se que, para uma dada energia de compactação aplicada a diferentes tipos de solos, existe um respectivo teor de humidade óptimo e densidade máxima obtida, em que os solos A, B, C e D, são respectivamente areia siltosa, argila com baixa compressibilidade, silte e argila com alta compressibilidade e argila gorda ou plástica.

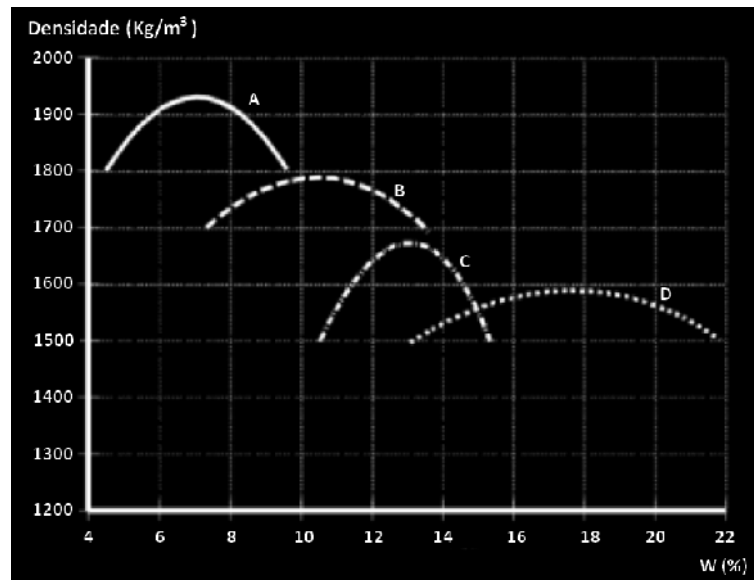


Figura 2.10 – Curva de compactação de solos diferentes compactados com a mesma energia
(Fonte: Adaptado de Korytynski, 2003)

No Quadro 2.4 apresentam-se os valores médios de peso volúmico seco e teor de humidade óptimo em diferentes tipos de solo.

Quadro 2.4 – Valores médios de peso volúmico seco e teor de humidade óptimo em diferentes tipos de solo
(Fonte: Adaptado de Gresser, 1996)

Classificação Unificada de Solos	Designação	γ_d (KN/m ³)	w_{opt} (%)
SW	Cascalho bem graduado	22	7
SC	Areia argilosa	19	12
SP	Areia mal graduada	18	15
CL	Argila magra	18	15
ML	Silte	17	17
CH	Argila gorda	15	25

2.4.2 Ensaio CBR

É possível determinar a deformabilidade das camadas de aterro recorrendo ao ensaio laboratorial de compactação (“California Bearing Ratio”) CBR, permitindo assim aferir a capacidade de suporte do solo. O ensaio consiste na determinação da força necessária para que um pistão normalizado

penetre no solo até a uma profundidade normalizada. O resultado do ensaio corresponde ao valor de CBR no qual se obtém uma penetração de 2,5 mm. Caso se obtenha um valor de CBR correspondente a uma penetração superior a 5,0 mm é necessário repetir o ensaio. Após a repetição do ensaio e a confirmarem-se os mesmos valores, toma-se o valor de CBR do solo correspondente à penetração de 5,0 mm. Na execução do ensaio são moldados provetes com energias de compactação traduzidas pelo número de pancadas do ensaio Proctor (12, 25, 55 *pancadas*), permitindo assim estabelecer uma relação entre o grau de compactação, o teor em água e o CBR correspondente. A técnica de ensaio deverá estar conforme como na especificação LNEC E 198:1967 – Solos. Determinação do CBR. Na Figura 2.11 apresenta-se um exemplo do equipamento de compactação CBR.



Figura 2.11 – Equipamento de compactação CBR
(Fonte: <http://www.matest.com/imgprodotti/S211%20KIT.jpg>)

3. Caracterização do material para aterro

3. Caracterização do material para aterro

3.1 Introdução

Nem todos os solos possuem boas características para serem empregues em aterros. Os materiais a utilizar nos aterros são solos ou materiais locais que se obtêm das escavações realizadas nas obras ou em zonas de empréstimo mas que possuam as características mínimas exigidas, de modo a cumprirem a sua função .

Na execução de um aterro podem estar disponíveis os melhores meios de produção, equipamentos e mão-de-obra, mas se o material não for bem caracterizado, não existir o cuidado de uma colocação adequada na parte de aterro correspondente, uma preocupação para o caso de intempéries, irão certamente surgir problemas de execução e de cumprimento de prazos estipulados, quer por dificuldade de circulação em obra, quer na execução de tarefas extraordinárias. Deste modo existe a agravante de surgirem problemas posteriores à construção do aterro como roturas e assentamentos.

A maioria das obras em Portugal segue a caracterização de materiais descrita em dois cadernos encargos (CE), o da Estradas de Portugal (EP) e o da BRISA. Considera-se assim pertinente, apresentar de forma breve e concisa, os tipos de materiais, a utilização aplicável, e problemas inerentes.

3.2 Tipos de material para aterro e leito de pavimento. Classificações

Os materiais para colocação em aterro podem ser divididos em três tipos distintos, segundo a respectiva granulometria: solos, enrocamentos e solo-enrocamento. A classificação adoptada pelo caderno de encargos das Estradas de Portugal é evidenciada no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Características granulométricas dos tipos de material (Fonte: Adaptado de EP, 2009)

Tipo de Material	Características Granulométricas (mm) – Peneiros ASTM	Valores Limite (%)
Solo	Material retido no peneiro 19 mm (3/4")	≤ 30
Enrocamento	Material retido no peneiro 19 mm (3/4")	> 30
	Material passado no peneiro 25 mm (1")	< 30
Solo-Enrocamento	Material passado no peneiro de 0,074 mm (N.º200)	< 12
	Material retido no peneiro 19 mm (3/4")	30 a 70
	Material passado no peneiro de 0,074 mm (N.º200)	12 a 40

3.2.1 Classificações de solos Americanas ASTM E AASTHO

Nos anos 70 a Federal Highway Administration lançou um guia técnico que continha a formulação de critérios para projectos de construção de aterros, diversas recomendações para a sua execução e cuidados a ter e controlo para a compactação dos mesmos.

No ano de 1928 foi desenvolvido pela U.S. Bureau of Public Roads o primeiro sistema de classificação de solos, e mais tarde, depois de sucessivas transformações, surgiu em 1942 o sistema actual de classificação da AASTHO, que se encontra dividido em 8 grupos de solos (Krebs, 1971), estendendo-se de A-1 a A-7, estando geralmente os solos classificados como A-1 associados a boas características e os A-7 a más para aplicação em camadas de aterro e leito de pavimento (Figura 3.1).

Classificação de solos											
Tipo de solos	Materiais Granulares (35% ou menos passados no peneiro de 0,074 (n.º200) ASTM)							Materiais silto-argilosos (mais de 35% passados no peneiro de 0,074 (n.º200) ASTM)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Grupos e Subgrupos	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-4
Granulometria - % passados nos peneiros ASTM: 2,00mm (n.º 10) 0,420mm (n.º40) 0,074mm(nº200)	50 máx 30 máx 15 máx	- 50 máx 25 máx	- 51 máx 10 máx	- - 35 máx	- - 35 máx	- - 35 máx	- - 35 máx	- - 36 min	- - 36 min	- - 36 min	- - 36 min
Características da fracção passados no peneiro de 0,042 mm (n.º 40) ASTM: Limite de Liquidez Índice de plasticidade	- 6 máx	- Não plástico	- 10 máx	40 máx 10 máx	41 min 10 máx	40 máx 11 min	40 min 11 min	40 máx 10 máx	41 min 10 máx	40 máx 11 min	40 min 11 min (1)
Índice de grupo (2)	0		0	0		4 máx		8 máx	12 máx	16 máx	20 máx
Tipos usuais dos constituintes significativos dos materiais	Calhau, seixo e areia		Areia fina	Seixo e areia siltosos ou argilosos				Solos siltosos		Solos argilosos	
Comportamento na camada sob o pavimento	Excelente a bom					Regular a muito mau					

(1) O índice de plasticidade do subgrupo A-7-5 é igual ou menor que o limite de liquidez menor 30º.

O índice de plasticidade do subgrupo A-7-4 é maior que o limite de liquidez menor de 30.

(2) O índice de grupo indica-se entre parêntesis depois do símbolo do grupo ou subgrupo. Exemplos: A-3 (0); A-2-7 (3); A-7-5 (18)

Figura 3.1 – Classificação de Solos AASTHO (Fonte: Adaptado de <http://www.dmc.furg.br>)

O Professor Arthur Casagrande desenvolveu um sistema para classificar solos empregues em aterros para estradas e aeródromos, que evoluiu em 1952 para o chamado Sistema de Classificação Unificada. Este sistema é baseado nas características da textura dos solos, tais como a plasticidade e a compressibilidade e onde uma percentagem pequena de finos pode afectar o seu comportamento (Figura 3.2 e 3.3).

Critérios para designação dos símbolos e nome dos grupos utilizando ensaios de laboratórios (a)				Classificação do solo	
				Símbolo do grupo	Nome do grupo (b)
SOLOS GROSSOS mais de 50% retido no peneiro n.º 200	Cascalho mais de 50% da fracção	Cascalhos limpos (c)	$C_{ij} \geq 4$ e $1 \leq C_C \leq 3$ (e)	GW	Cascalho bem granulados (f)
		Menos de 5% finos	$C_{ij} < 4$ e/ou $1 > C_C > 3$ (e)	GP	Cascalho mal granulados (f)
	grossa retirada no peneiro n.º 4	Cascalhos com finos (c)	Finos classificados como ML ou MH	GM	Cascalho siltoso (f), (g), (h)
		Mais de 12% de finos	Finos classificados como CL ou CH	GC	Cascalho argiloso (f), (g), (h)
	Areias 50% ou mais da fracção grossa passa no peneiro n.º 4	Areias limpas (d)	$C_{ij} \geq 6$ e $1 \leq C_C \leq 3$ (e)	SW	Areia bem graduada (i)
			$C_{ij} < 6$ e/ou $1 > C_C > 3$ (e)	SP	Areia mal graduada (i)
		Areias com finos (d)	Finos classificados como ML ou MH	SM	Areia siltosa (g), (h), (i)
			Finos classificados como CL ou CH	SC	Areia argilosa (g), (h), (i)
SOLOS FINOS 50% ou mais passado no peneiro n.º 200	Siltes e Argilas $W_L < 50\%$	Inorgânico	IP > 7 e situa-se na linha A ou acima desta (j)	CL	Argila magra (k), (l), (m)
			IP < 4 ou situa-se abaixo da linha A (j)	ML	Silte (k), (l), (m)
	Siltes e Argilas $W_L \geq 50\%$	Orgânico	$\frac{W_L(\text{seco em estufa})}{W_L(\text{sem secagem})} < 0,75$	OL	Argila orgânica (k), (l), (m), (n) Silte orgânico (k), (l), (m), (o)
			Inorgânico	IP situa-se na linha A ou acima desta	CH
		IP situa-se abaixo da linha A		MH	Silte clássico (k), (l), (m)
		Orgânico	$\frac{W_L - \text{seco em estufa}}{W_L - \text{sem secagem}} < 0,75$	OH	Argila orgânica (k), (l), (m), (p) Silte orgânico (k), (l), (m), (q)
Solos altamente orgânicos, principalmente matéria orgânica, cor escura e odor orgânico				Pt	Turfa

Figura 3.2 – Classificação de Solos Unificada (ASTM 2487-85) (Fonte: Fernandes, 1994)

- (a) Baseado no material passado no peneiro 3" (75mm)
- (b) Se a amostra virgem tiver blocos e/ou calhaus junte "com blocos e/ou calhaus" ao nome do grupo
- (c) Cascalho com 5% a 12% de finos precisa de dois símbolos
 GW – GM Cascalho bem graduado com silte
 GW – GC Cascalho bem graduado com argila
 GP – GM Cascalho mal graduado com silte
 GP – GC Cascalho mal graduado com argila
- (d) Areia com 5% a 12% de finos precisa de dois símbolos
 SW – SM Areia bem graduado com silte
 SW – SC Areia bem graduado com argila
 SP – SM Areia mal graduado com silte
 SP – SC Areia mal graduado com argila
- (e) $C_u = D_{60}/D_{10}$ $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$
- (f) Se o solo contém $\geq 15\%$ de areia, junte "com areia" ao nome do grupo
- (g) Se os finos se classificam como CL-ML, use dois símbolos: GC-GM, SC-SM
- (h) Se os finos são orgânicos, junte "com finos orgânicos" ao nome do grupo
- (i) Se o solo contém $\geq 15\%$ de cascalho, junte "com cascalho" ao nome do grupo
- (j) Se os limites de Atterberg se situam na zona sombreada da carta de plasticidade, o solo é um CL-ML, argila siltosa
- (k) Se o solo contém 15 a 30% retido no peneiro n.º 200, junte "com areia" ou "com cascalho" conforme o predominante
- (l) Se o solo contém $\geq 30\%$ retido no peneiro n.º 200, predominantemente arenoso, junte "arenoso" ao nome do grupo
- (m) Se o solo contém $\geq 30\%$ retido no peneiro n.º 200, predominantemente cascalho, junte "cascalhento" ao nome do grupo
- (n) $I_p \geq 4$ e situa-se na linha A ou acima desta
- (o) $I_p < 4$ ou situa-se abaixo da linha A
- (p) I_p situa-se na linha A ou acima desta
- (q) I_p situa-se abaixo da linha A

CARTA DE PLASTICIDADE DE CASAGRANDE

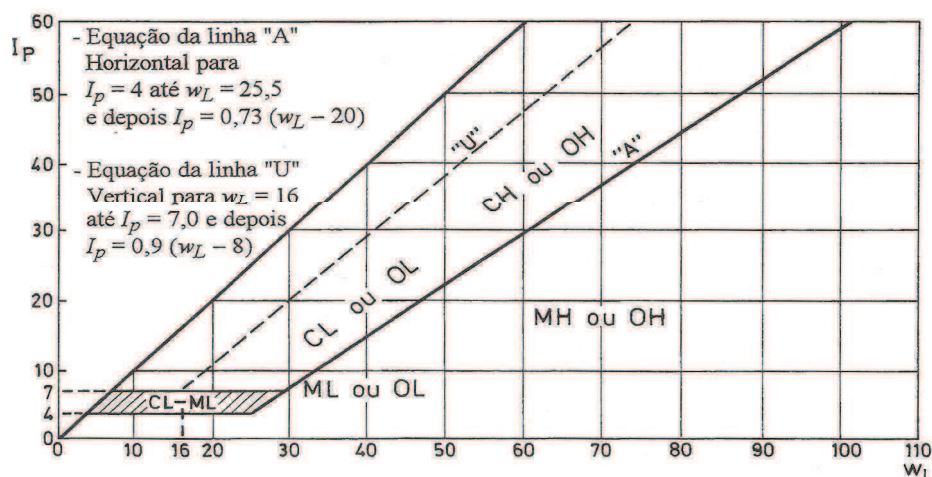


Figura 3.3 – Classificação de Solos Unificada (ASTM 2487-85) (Continuação) (Fonte: Fernandes, 1994)

3.2.2 Classificação Espanhola MOPU

A classificação espanhola MOPU pode ser observada na Figura 3.4 (Regulamentação Espanhola Orden FOM/1382). Esta classificação divide os solos em cinco tipos: solos seleccionados, solos adequados, solos toleráveis, solos marginais e solos inadequados.

Classificação do Material	Características Granulométricas – Peneiros ASTM		Valor Limite
Solos Seleccionados	Se não cumpra #40mm ≤15%	Matéria Orgânica – MO	<0,2%
		Sais Solúveis – SS	<0,2%
		Dimensão Máxima - $D_{máx}$	≤100 mm
		Material passado no peneiro #0,40	≤15%
		Material passado no peneiro #2	≤80%
		Material passado no peneiro #0,40	≤75%
		Material passado no peneiro #0,080	≤25%
		Limite de Liquidez – LL	<30%
		Índice de Plasticidade – IP	<10%
Solos Adequados	Se LL >30	Matéria Orgânica – MO	<1%
		Sais Solúveis – SS	<0,2%
		Dimensão Máxima - $D_{máx}$	≤100mm
		Material passado no peneiro #2	≤80%
		Material passado no peneiro #0,080	<35%
		Limite de Liquidez – LL	<40
		Índice de Plasticidade – IP	>4
Solos Toleráveis	Se LL >40	Matéria Orgânica – MO	<2%
		Gesso	<5%
		Sais Solúveis – SS	<1%
		Limite de Liquidez – LL	<65
		Limite de Plasticidade – IP	>0,73 (LL-20)
Solos Marginais	Se LL >90	Matéria Orgânica – MO	<2%
		Inchamento livre para Proctor normal	<2%
		Limite de Liquidez – LL	>90
		Limite de Plasticidade – IP	>0,73 (LL-20)
Solos Inadequados	Os que não se incluem nas classificações anteriores Materiais que contenham ramos ou vegetação		

Figura 3.4 – Classificação espanhola MOPU (Fonte: Regulamentação Espanhola Orden FOM/1382/02)

3.2.3 Classificação Francesa LCPC/SETRA

A carência de uma classificação que se coadunasse à execução de aterros e leitos de pavimentos, tendo em conta factores predominantes como o carácter evolutivo de certos materiais rochosos, o estado hídrico dos solos sensíveis à água e a dimensão máxima dos elementos maiores encontrados no solo levou à criação de um guia técnico. Surge assim, o guia técnico para a construção de aterros e leitos de pavimentos, o LCPC/SETRA (SETRA/LCPC – Réalisation des remblais et des couches de forme – Fascicule 1 et 2), que substituiu a classificação *Recommandation pour Terrassements Routiers* (RTR, 1976), com o objectivo de ser um instrumento metodológico para a elaboração de trabalhos em aterros e leitos de pavimentos. Este documento encontra-se dividido em quatro pontos principais:

- Classificação dos materiais utilizados para a construção de aterros e leito de pavimento;
- Condições de utilização dos materiais de aterro;
- Condições de utilização dos materiais do leito de pavimento; e
- Compactação de aterros e leito do pavimento.

3.2.3.1 Classificação de solos

Os parâmetros considerados na Classificação dos solos agrupam-se em três categorias:

- Parâmetros de natureza;
- Parâmetros de comportamento mecânico, e
- Parâmetros de estado.

Parâmetros de natureza:

No que se refere aos parâmetros de natureza, estes indicam características intrínsecas do solo, sendo os mais relevantes a granulometria e a argilosidade.

Granulometria

A avaliação da análise granulométrica, reporta-se ao diâmetro máximo das partículas ($D_{máx}$), e a limites granulométricos considerados que dividem as classes de solos.

- **O diâmetro máximo das partículas ($D_{máx}$)** é uma característica determinante para avaliar a espessura das camadas elementares e as condições de eventual mistura com ligante. É igualmente importante para apreciar a representatividade dos ensaios de laboratório.
- **Os limites granulométricos** considerados pelo LCPC para a divisão de solos são os seguintes:

50 mm - Distingue solos finos e arenosos (com ou sem cascalho) dos solos grossos.

O peneiro de 80µm (n.º200) - Permite distinguir os solos ricos em finos e, em grande medida, avaliar a sua sensibilidade à água. Os limites considerados são os seguintes:

- 35%, para valores além do qual o comportamento do solo pode ser considerado como dependente da fracção dependente da fracção fina ($\leq 80 \mu\text{m}$)

-12%, é o valor limite que permite estabelecer a distinção entre os materiais arenosos com cascalho, pobre ou rico em finos; e

O peneiro de 2mm - é utilizado para a distinção entre solos da areia ou cascalho. Acima de 70% os solos são tendencialmente arenosos, e abaixo deste valor o solo tem propensão para cascalho.

Argilosidade

O índice de plasticidade (IP) e o valor do ensaio do azul de metileno (VBS), são os principais parâmetros de avaliação da argilosidade.

O índice de plasticidade permite caracterizar a quantidade de argila no solo, em que os limites considerados são de 12, 25 e 40 os quais correspondem a solos pouco argilosos, medianamente argilosos, argilosos ou muito argilosos, respectivamente; por outro lado o valor do ensaio do azul de metileno determina a quantidade e actividade das argilas exprimindo-se em gramas de azul de metilo por 100 gramas de solos. São apresentados 6 limites que possibilitam distinguir a plasticidade de solos argilosos e siltosos, e a sensibilidade à água:

- 0,1, abaixo deste valor considera-se que o solo é insensível à água;
- 0,2, a partir deste valor o solo começa a manifestar sensibilidade à água;
- 1,5, limite que distingue solos arenosos com argila de solos arenosos com silte;
- 2, limite que distingue solos com siltes muito plásticos de medianamente plásticos;
- 6, limite que distingue solos siltosos de argilosos; e
- 8, limite que distingue solos argilosos de muito argilosos.

Na classificação de solos LCPC/SETRA está prevista a utilização destes dois parâmetros, a qual aponta para a utilização do parâmetro que melhor se adapta.

Parâmetros de comportamento mecânico:

Os parâmetros de comportamento mecânico são apenas considerados se os solos forem aplicados em leito de pavimento. São considerados na classificação os ensaios: *Coefficiente de Los Angeles* (LA), Micro-Deval em presença de água (MDE), medidos sobre a fracção 10/14, e o *Coefficiente de friabilidade das areias* (FS), medido sobre a fracção 0-1 ou 0-2mm.

Os limites considerados são os seguintes:

- 45 para valores de *Coefficiente de Los Angeles* (LA) e *Micro-Deval* em presença de água; e
- 60 para valores de *Coefficiente de friabilidade das areias* (FS).

Parâmetros de estado:

Um factor bastante relevante da classificação LCPC/SETRA face a outras classificações é de considerar o estado hídrico natural. A classificação encontra-se dividida em cinco estados distintos: muito seco (ts), seco (s), humidade média (m), húmido (h), e muito húmido (th) (Figura 3.5).



Figura 3.5 – Estados hídricos dos materiais considerados pelos LCPC/SETRA
(Fonte: Adaptado de Ribeiro, 2008)

Na caracterização do estado hídrico de um solo são considerados três parâmetros:

- A posição do teor de humidade natural (W_n) da fracção 0-20 mm, relativamente ao teor óptimo de humidade conseguido no ensaio Proctor Normal (W_{opt});
- A posição do teor de humidade natural (W_n), relativamente aos limites de Atterberg (W_L e W_p) que se exprime pelo Índice de consistência (I_c); e
- O índice de capacidade de suporte imediata (IPI), que exprime o valor do CBR imediato, medido sem sobrecarga do Proctor normal, e no seu teor em humidade natural.

Para estados húmidos (h) e muito húmidos (th) será mais adequada a utilização do parâmetro IPI, enquanto nos estados secos (s) e muito secos (ts), será mais adequada a utilização do primeiro parâmetro. O parâmetro relativo aos limites de Atterberg poderá ser utilizado em todos os tipos de estados hídricos.

Analisando todos os parâmetros descritos anteriormente a classificação encontra-se esquematizada na Figura 3.6 para solos com dimensão máxima ≤ 50 mm, e na Figura 3.7 para solos com dimensão máxima superior a 50 mm.

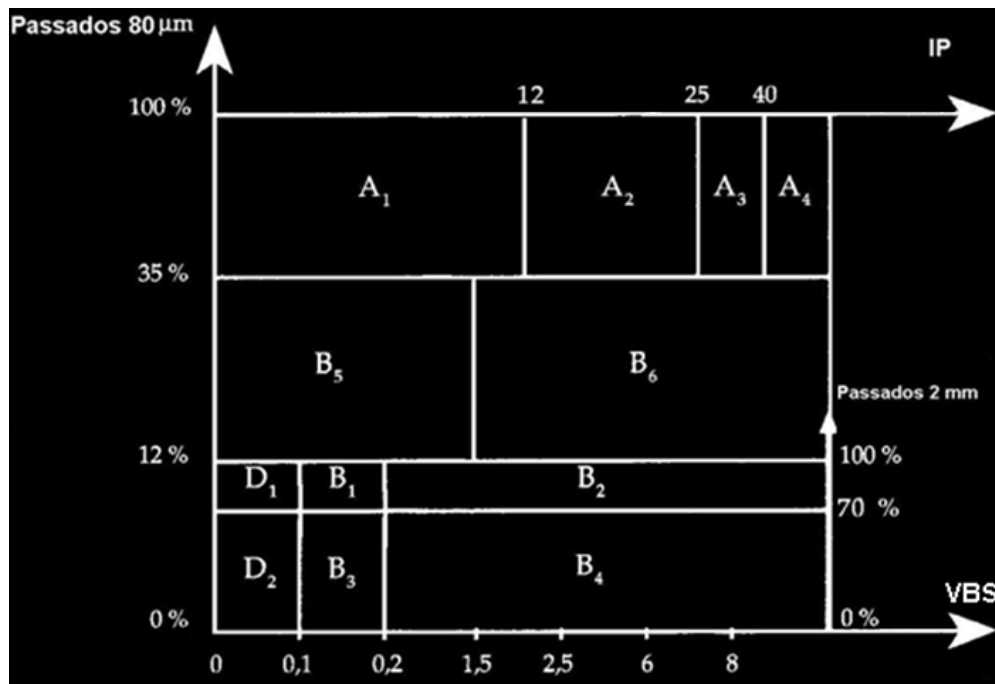


Figura 3.6 – Classificação de solos LCPC/SETRA para dimensão máxima ≤ 50 mm
(Fonte: Adaptado de SETRA/LCPC, 1992)

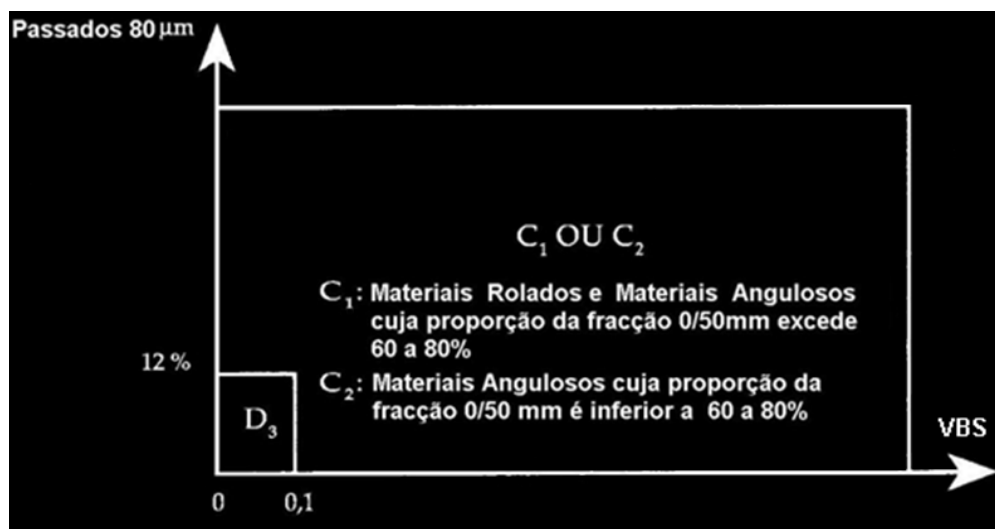


Figura 3.7 – Classificação de solos LCPC/SETRA para dimensão máxima > 50 mm
(Fonte: Adaptado de SETRA/LCPC, 1992)

A classificação LCPC/SETRA possui tabelas que segundo os seus regulamentos qualificam os solos a aplicar na construção de aterros e leitos de pavimentos em quatro classes distintas:

- 'CLASSE A' – Solos finos (Quadro 3.2)
- 'CLASSE B' – Solos arenosos e gravilhosos com finos (Quadros 3.3 e 3.4)
- 'CLASSE C' – Solos compostos por elementos finos e grossos (Quadro 3.5)
- 'CLASSE D' – Solos sensíveis à água (Quadro 3.6)

Quadro 3.2 – Classificação de solos finos pelo LCPC/SETRA - ‘CLASSE A’
(Fonte: Adaptado de SETRA/LCPC, 1992)

Classificação segundo a natureza					Classificação segundo o estado hídrico		
Parâmetros de natureza. 1º Nível de classificação	Classe	Parâmetros de natureza. 2º Nível de classificação	Subclasse em função da natureza	Características principais	Parâmetros e valores limite	Sub-classe	
D _{máx} ≤ 50mm e peneiro de 80µm > 35%	A	VBS ≤ 2.5 ou I _p ≤ 12	A ₁	Consistência facilmente variável, com fracas variações de teor em água, quando W _n está próximo de W _{OPN} ; Tempo de reacção curto face às variações das condições hídricas e climáticas; Permeabilidade pode variar grandes limites conforme Plasticidade, Compacidade e tempo de reacção; Para Solos Finos pouco Plásticos é preferível identificá-lo pelo valor de VBS, já que o valor de I _p é mais impreciso.	IPI ≤ 3 ou W _n ≥ 1,25 W _{OPN}	A ₁ th	
			Siltes pouco plásticos		3 < IPI < 8 1,10 W _{OPN} ≤ W _n < 1,25 W _{OPN}	A ₁ h	
			Silte Aluvionar		8 < IPI ≤ 25 ou 0,9 W _{OPN} ≤ W _n < 1,10 W _{OPN}	A ₁ m	
			Saibros finos		0,7 W _{OPN} ≤ W _n < 0,9 W _{OPN}	A ₁ s	
			Areias pouco plásticas		W _n < 0,7 W _{OPN}	A ₁ ts	
		12 < I _p ≤ 25 ou 2,5 < VBS ≤ 6	A ₂	Utilizável praticamente por toda a gama de Equipamentos, quando o teor de água não é demasiado elevado; I _p ≥ 12, constitui o melhor critério de identificação.	IPI ≤ 2 ou I _c ≤ 0,9 ou W _n ≥ 1,3 W _{OPN}	A ₂ th	
			Areias finas argilosas		2 < IPI ≤ 5 ou 0,9 < I _c ≤ 1,05 ou 1,1 W _{OPN} ≤ W _n < 1,3 W _{OPN}	A ₂ h	
			Siltes		5 < IPI ≤ 15 ou 1,05 < I _c ≤ 1,2 ou 0,9 W _{OPN} ≤ W _n < 1,1 W _{OPN}	A ₂ m	
			Argilas		1,2 < I _c ≤ 1,4 ou 0,7 W _{OPN} ≤ W _n < 0,9 W _{OPN}	A ₂ s	
			Margas pouco plásticas		I _c > 1,4 ou W _n < 0,7 W _{OPN}	A ₂ ts	
		15 < I _p ≤ 40 ou 6 < VBS ≤ 8	A ₃	Solos são muito coerentes com teor em água médio e fraco; Apresentam ligações muito fortes no estado húmido, o que dificulta colocação em obra; Permeabilidade muito reduzida torna as suas variações em teor de água muito lentas, no local; Grande variação da consistência para um pequeno aumento do teor de água.	IPI ≤ 1 ou I _c ≤ 0,8 ou W _n ≥ 1,4 W _{OPN}	A ₃ th	
			Argilas		1 < IPI ≤ 3 ou 0,8 < I _c ≤ 1 ou 1,2 W _{OPN} ≤ W _n < 1,4 W _{OPN}	A ₃ h	
			Argilas margosas		3 < IPI ≤ 10 ou 1 < I _c ≤ 1,15 ou 0,9 W _{OPN} ≤ W _n < 1,2 W _{OPN}	A ₃ m	
			Siltes (muito plásticos)		1,15 < I _c ≤ 1,3 ou 0,7 W _{OPN} ≤ W _n < 0,9 W _{OPN}	A ₃ s	
					I _c > 1,3 W _n < 0,7 W _{OPN}	A ₃ ts	
		I _p > 40 ou VBS > 8	A ₄	Solos muito coerentes, quase impermeáveis; Mudam o teor em água lentamente e com importantes retracções e deformações; Normalmente não é aplicado em Aterro nem Leito de Pavimento.	ESTUDO ESPECÍFICO		A ₄ th
			Argilas				A ₄ h
			Argilas margosas				A ₄ m
			(muito plásticos)				A ₄ s

Quadro 3.3 – Classificação de solos arenosos e gravilhosos com finos pelo LCPC/SETRA - 'CLASSE B'
(Fonte: Adaptado de SETRA/LCPC, 1992)

Classificação segundo a natureza					Classificação segundo o estado hídrico		Classificação segundo o comportamento		
Parâmetros de natureza. 1º Nível de classificação	Classe	Parâmetros de natureza. 2º Nível de classificação	Subclasse em função da natureza	Características principais	Parâmetros e valores limites considerados	Sub-classe	Parâmetros e valores de limite deduzidos	Sub-classe	
D _{máx} ≤ 50mm e peneiro de 80µm ≤ 35%	B	Solos arenosos e gravilhosos com finos	B ₁ Areias siltosas ...	Materiais arenosos geralmente insensíveis à água. Mas, em certos casos (extração abaixo do nível freático), essa insensibilidade deverá ser confirmada (estudo complementar, série de ensaios). O seu emprego em leito de pavimento necessita da medição da sua resistência mecânica (friabilidade das areias FS).			FS ≤ 60	B ₁₁	
							FS > 60	B ₁₂	
			B ₂ Areias siltosas (pouco argilosas) ...	A plasticidade dos seus finos torna estes solos sensíveis à água. O seu tempo de reacção com as variações do ambiente hídrico e climático é curto, podendo variar bastante (função de permeabilidade). Quando são extraídos abaixo do nível freático e colocados em depósito provisório, conservam um estado hídrico "húmido" a "muito húmido". É pouco provável, em clima oceânico, que o seu estado hídrico possa melhor até tornar-se médio. O seu emprego em leito de pavimento sem tratamento com LH necessita, de medição da sua resistência mecânica (friabilidade das areias FS).	IPI ≤ 4 ou W _n ≥ 1,25 W _{OPN}	B _{2th}	FS ≤ 60	B _{21th}	
							FS > 60	B _{22th}	
						B _{2h}	4 < IPI ≤ 8 ou 1,10 W _{OPN} ≤ W _n < 1,25 W _{OPN}	FS ≤ 60	B _{21h}
							FS > 60	B _{22h}	
						B _{2m}	0,9 W _{OPN} ≤ W _n < 1,10 W _{OPN}	FS ≤ 60	B _{21m}
								FS > 60	B _{22m}
			B _{2s}	0,5 W _{OPN} ≤ W _n < 0,9 W _{OPN}	FS ≤ 60	B _{21s}			
					FS > 60	B _{22s}			
			B _{2ts}	W _n < 0,5 W _{OPN}	FS ≤ 60 FS > 60	B _{21ts} B _{22ts}			
			B ₃ Materiais de granulometria extensa ...	Materiais gravilhosos geralmente insensíveis à água. Mas, em certos casos (extração abaixo do nível freático), essa insensibilidade deverá ser confirmada (estudos complementares, série de ensaios). O seu emprego em leito de pavimentos sem tratamento com LH necessita, de medição da sua resistência mecânica (Los Angeles, LA, e Mrico Deval em presença de água MDE)			LA ≤ 45 e MDE ≤ 45	B ₃₁	
LA > 45 ou MDE > 45	B ₃₂								

Quadro 3.4 – Classificação de solos arenosos e gravilhosos com finos pelo LCPC/SETRA - 'CLASSE B' (continuação) (Fonte: Adaptado de SETRA/LCPC, 1992)

Classificação segundo a natureza					Classificação segundo o estado hídrico		Classificação segundo o comportamento	
Parâmetros de natureza. 1º Nível de classificação	Classe	Parâmetros de natureza. 2º Nível de classificação	Subclasse em função da natureza	Características principais	Parâmetros e valores limite considerados	Sub-classe	Parâmetros e valores de limites deduzidos	Sub-classe
D _{máx} ≤ 50mm e peneiro de 80µm ≤ 35%	B Solos arenosos e gravilhosos com finos	Peneiro de 80µm ≤ 12% Peneiro de 2mm ≤ 70% VBS > 0,2 ou ES ≤ 25	B ₄ Granulometrias extensas argilosas (pouco argilosos) ...	A plasticidade dos seus finos torna estes solos sensíveis à água. Eles são mais gravilhosos que os solos B ₂ e a sua fracção arenosa é mais fraca. Por esta razão, são em geral permeáveis. Reagem rapidamente às variações de ambiente hídrico e climático (humidificação-secagem). Quando extraídos sob o nível freático, é pouco provável, em clima oceânico, que o seu estado hídrico possa melhorar até tornar-se "médio". O seu emprego em leito de pavimentos sem tratamento com LH necessita, de medição da sua resistência mecânica (Los Angeles, LA, e/ou Micro Deval em presença de água, MDE).	$IP \leq 7$ ou $W_n \geq 1,25 W_{OPN}$	B ₄ th	LA ≤ 45 e MDE ≤ 45	B ₄₁ th
							LA > 45 ou MDE > 45	B ₄₂ th
					$7 < IP \leq 15$ ou $1,10 W_{OPN} \leq W_n < 1,25 W_{OPN}$	B ₄ h	LA ≤ 45 e MDE ≤ 45	B ₄₁ h
							LA > 45 ou MDE > 45	B ₄₂ h
					$0,9 W_{OPN} \leq W_n < 1,10 W_{OPN}$	B ₄ m	LA ≤ 45 e MDE ≤ 45	B ₄₁ m
							LA > 45 ou MDE > 45	B ₄₂ m
					$0,6 W_{OPN} \leq W_n < 0,9 W_{OPN}$	B ₄ s	LA ≤ 45 e MDE ≤ 45	B ₄₁ s
							LA > 45 ou MDE > 45	B ₄₂ s
					$W_n < 0,6 W_{OPN}$	B ₄ ts	LA ≤ 45 e MDE ≤ 45	B ₄₁ ts
							LA > 45 ou MDE > 45	B ₄₂ ts
		Peneiro de 80µm entre 12 e 35% VBS ≤ 1,5 ou I _p ≤ 12	B ₅ Saibros e Granulometrias extensas muito siltosos ...	A proporção de finos e a fraca plasticidade destes últimos, aproxima muito o comportamento destes solos com os solos A ₁ . Pela mesma razão que a indicada para os solos A ₁ , é preferível o critério VBS ao critério IP, para identificação dos solos B ₅ . O seu emprego em leito de pavimentos sem tratamento LH necessita de medição da sua resistência mecânica (Los Angeles, LA, e/ou Micro Deval em presença de água, MDE).	$IP \leq 5$ ou $W_n \geq 1,25 W_{OPN}$	B ₅ th	LA ≤ 45 e MDE ≤ 45	B ₅₁ th
							LA > 45 ou MDE > 45	B ₅₂ th
					$5 < IP \leq 12$ ou $1,10 W_{OPN} \leq W_n < 1,25 W_{OPN}$	B ₅ h	LA ≤ 45 e MDE ≤ 45	B ₅₁ h
							LA > 45 ou MDE > 45	B ₅₂ h
					$12 < IP \leq 30$ ou $0,9 W_{OPN} \leq W_n < 1,10 W_{OPN}$	B ₅ m	LA ≤ 45 e MDE ≤ 45	B ₅₁ m
							LA > 45 ou MDE > 45	B ₅₂ m
					$0,6 W_{OPN} \leq W_n < 0,9 W_{OPN}$	B ₅ s	LA ≤ 45 e MDE ≤ 45	B ₅₁ s
							LA > 45 ou MDE > 45	B ₅₂ s
					$W_n < 0,6 W_{OPN}$	B ₅ ts	LA ≤ 45 e MDE ≤ 45	B ₅₁ ts
							LA > 45 ou MDE > 45	B ₅₂ ts
		Peneiro de 80µm entre 12 e 35% VBS > 1,5 ou IP > 12	B ₆ Saibros e Granulometrias extensas argilosas e muito argilosos ...	A influência dos finos é preponderante. O comportamento do solo aproxima-se do solo fino tendo a mesma plasticidade que os finos do solo, apresentando, todavia, uma maior sensibilidade à água, devido à presença de uma fracção arenosa em maior quantidade.	$IP \leq 4$ ou $W_n \geq 1,3 W_{OPN}$ ou $I_c \leq 0,8$	B ₆ th		
$4 < IP \leq 10$ ou $0,8 < I_c \leq 1$ ou $1,10 W_{OPN} \leq W_n < 1,3 W_{OPN}$	B ₆ h							
$10 < IP \leq 25$ ou $1 < I_c \leq 1,2$ ou $0,9 W_{OPN} \leq W_n < 1,1 W_{OPN}$	B ₆ m							
$0,7 W_{OPN} \leq W_n < 0,9 W_{OPN}$ ou $1,2 < I_c \leq 1,3$	B ₆ s							
$W_n < 0,7 W_{OPN}$ ou $I_c > 1,3$	B ₆ ts							

Quadro 3.5 – Classificação de solos compostos por elementos finos e grossos pelo LCPC/SETRA - 'CLASSE C'
(Fonte: Adaptado de SETRA/LCPC, 1992)

Classificação segundo natureza					Classificação segundo o estado hídrico e comportamento		
Parâmetros de natureza. 1º Nível de classificação	Classe	Parâmetros de natureza. 2º Nível de classificação	Subclasse em função da natureza	Características principais			
<p>D_{máx} > 50mm e peneiro de 80µm > 12% ou se peneiro 80µm ≤ 12% o VBS é > 0,1</p>	<p>C</p> <p>Solos compostos por elementos finos e grossos</p>	<p>Materiais angulosos cuja proporção da fracção 0/50mm excede 60 a 80% e Materiais rolados. A fracção 0/50mm é um solo da classe A</p>	<p>C₁A₁</p> <p>Argilas de sílex, argilas de "ligação", escombros, "moraines", aluviões grosseiros ...</p>	<p>O comportamento dos solos desta classe pode ser justamente apreciado pela sua fracção 0/50mm. A avaliação da proporção da fracção 0/50mm é todavia necessária no caso dos solos constituídos por elementos angulosos. Esta pode-se fazer visualmente por um geotécnico experiente, desde que D_{máx} do solo ultrapasse 200mm. A identificação dos solos deverá ser precisada com a ajuda de um duplo símbolo do tipo C₁(A₁) ou C₁(B₁).</p>	<p>A sub-classificação em função do estado hídrico dos solos desta classe, estabelece-se considerando a sua fracção 0/50mm que pode ser um solo de classe A ou de classe B.</p> <p>As diferentes subclasses que compoem a classe C são:</p>		
		<p>Materiais angulosos cuja proporção da fracção 0/50mm excede 60 a 80% e Materiais rolados. A fracção 0/50mm é um solo da classe B</p>	<p>C₁B₁</p> <p>Argilas de sílex, argilas de "ligação", escombros, "moraines", aluviões grosseiros ...</p>	<p>Sendo A₁ ou B₁ respectivamente a classe da fracção 0/50mm do material considerado. Pode ainda completar-se a identificação indicando o valor do D_{máx} presente no solo. Assim, por ex: um solo classificado C₁⁴⁰⁰ (A₃) corresponde a um solo rolado ou anguloso tendo mais de 60 a 80% de elementos < 50mm, cujos elementos mais grossos têm uma dimensão de 400mm e a fracção 0/50mm é do tipo A₃</p>	<p>C₁A₁ C₁A₂ C₁A₃ C₁A₄</p> <p>C₂A₁ C₂A₂ C₂A₃ C₂A₄</p> <p>Estado th, h, m, s out s</p>		
		<p>Materiais angulosos compostando uma fracção 0/50mm ≤ 60 a 80%. A fracção 0/50mm é um solo da classe A</p>	<p>C₂A₁</p> <p>Argilas de sílex, argilas de "ligação", escombros, "biefs" de sílex, ...</p>	<p>O comportamento dos solos desta classe depende também da fracção 50/D presente e já não pode ser assimilado ao que tem uma fracção única de 0/50mm. A importância desta influência é sempre difícil de avaliar (função da continuidade granulométrica e do ângulo dos elementos) devido às dificuldades práticas que existem em realizar os ensaios de laboratório sobre estes materiais.</p>	<p>C₁B₂₁ C₁B₂₂ C₁B₄₁ C₁B₄₂ C₁B₅₁ C₁B₅₂ C₁B₆</p> <p>C₂B₂₁ C₂B₂₂ C₂B₄₁ C₂B₄₂ C₂B₅₁ C₂B₅₂ C₂B₆</p> <p>Estado th, h, m, s ou ts</p>		
		<p>Materiais angulosos compostando uma fracção 0/50mm ≤ 60 a 80%. A fracção 0/50mm é um solo da classe A</p>	<p>C₂B₁</p> <p>Argilas de sílex, argilas de "ligação", escombros, "biefs" de sílex, ...</p>	<p>Apesar de tudo é útil como para os C₁ precisar a identificação dos solos desta classe com ajuda de um duplo símbolo C₂(A₁) ou C₂(B₁).</p> <p>Sendo A₁ ou B₁ respectivamente a classe da fracção 0/50mm do material considerado. Esta mesma identificação poderá ser completada pela indicação do D_{máx} presente no solo (Cf. classe C₁). Os ensaios em semi ou verdadeira grandeza serão sempre necessários para completar a interpretação das medidas realizadas sobre a fracção 0/50mm.</p>			

Quadro 3.6 – Classificação de solos sensíveis à água pelo LCPC/SETRA - 'CLASSE D'
(Fonte: Adaptado de SETRA/LCPC, 1992)

Classificação segundo a natureza					Classificação segundo o comportamento		
Parâmetros de natureza. Primeiro nível de classificação	Classe	Parâmetros de natureza. Segundo nível de classificação	Subclasse em função da natureza	Características principais	Parâmetros e valores limites deduzidos		Sub-classe
VBS ≤ 0,1 e peneiro de 80µm ≤ 12%	D Solos insensíveis à água	D _{máx} ≤ 50mm e peneiro de 2mm > 70%	D ₁ Areias aluvionares limpas, areias de dunas ...	Estes solos não têm coesão e são permeáveis. A sua granulometria, sempre mal graduada e de pequeno calibre, torna-os muito erudíveis e de traficabilidade difícil	O seu emprego em leito de pavimento sem tratamento de LH necessita da medição da sua resistência mecânica (Los Angeles, LA e/ou Micro Deval em presença de água, MDE) ou friabilidade dos saibros (FS).	FS ≤ 60	D ₁₁
			FS > 60			D ₁₂	
		D _{máx} ≤ 50mm e peneiro de 2mm ≤ 70%	D ₂ Granulometria as extensas aluvionares limpas, areias ...	Estes solos são sem coesão e permeáveis. Depois da compactação, quanto mais graduados forem, menos erudíveis e mais aptos a suportar o tráfego serão.		LA ≤ 45 e MDE ≤ 45	D ₂₁
			LA > 45 e MDE > 45			D ₂₂	
		D _{máx} > 50mm	D ₃ Granulometria as extensas aluvionares limpas	Materiais sem coesão e permeáveis, inadaptados à mistura com vista a um tratamento que responda à qualidade de "leito de pavimento". Na parte superior dos aterros, podem colocar problemas de regularização e de execução de valas diversas.		LA ≤ 45 e MDE ≤ 45	D ₃₁
						LA > 45 e MDE > 45	D ₃₂

3.2.3.2 Classificação de materiais rochosos

No que se refere à classificação de materiais rochosos, apenas o conhecimento da sua natureza petrográfica é geralmente insuficiente para prever todos problemas que possam causar na sua utilização em aterro e leito de pavimento. Além da escolha do método de extracção é necessário ter em conta os seguintes parâmetros:

- Capacidade do material em fragmentar-se quando sujeito a solicitações aplicadas durante as diferentes fases de execução e em particular a possibilidade de produzir uma proporção de elementos finos suficiente para ter um comportamento de solo sensível à água;
- Ressalvar uma possível evolução posterior à execução, quando sujeitos a tensões e sob o efeito da água e do gelo/degelo;
- O teor de água no caso de materiais muito fragmentáveis em que na sua estrutura podem conter uma importante quantidade de água, que pode a vir ser transmitida aos elementos finos produzidos na execução das terraplanagens; e
- O teor de elementos solúveis no caso de rochas salinas.

Na classificação de materiais rochosos, os parâmetros mais relevantes são os que avaliam o seu comportamento mecânico e o seu estado. Para caracterizá-los devem ser determinados o coeficiente *Los Angeles* (LA), o coeficiente *Micro-Deval* na presença de água (MDE), a massa volúmica da rocha desidratada no lugar (ρ_d), o coeficiente de fragmentabilidade (F.R.), o coeficiente de degradabilidade (DG), o teor de humidade natural (W_n), e o teor de elementos solúveis. Na classificação LCPC/SETRA este tipo de materiais tem a designação de ‘CLASSE R’ (Quadro 3.7).

Quadro 3.7 – Classificação de materiais rochosos LCPC/SETRA - ‘CLASSE R’
(Fonte: Adaptado de SETRA/LCPC, 1992)

Classificação LCPC/SETRA	Rocha	Família	Natureza Petrográfica
R1	Cré	Rochas Carbonatadas	Rochas Sedimentares
R2	Calcários Rochosos Diversos		
R3	Margas Xistos Sedimentares Argilitos	Rochas Argilosas	
R4	Grés “Pudins” “Brechas”	Rochas Siliciosas	
R5	Gesso Sal-gema Anidrite	Rochas Salinas	
R6	Granitos, Basaltos, Antracite, Andesite Gessos, Xistos Metamórficos, Xistos Ardosíferos		

3.2.3.3 Classificação de solos orgânicos e subprodutos industriais

A classificação LCPC/SETRA prevê a utilização de materiais particulares em aterro ou em leito de pavimento, uma vez que são proveitosos do ponto de vista técnico-económico e ambiental, denominando-os como 'CLASSE F'.

O Quadro 3.8 é representativo da 'CLASSE F' que enumera 9 famílias de materiais (subclasses F1 a F9) em função dos parâmetros mais significativos face à sua reutilização.

Quadro 3.8 – Classificação geral dos solos orgânicos e sub-produtos industriais LCPC/SETRA - 'CLASSE F'
(Fonte: Adaptado de SETRA/LCPC, 1992)

Classificação LCPC/SETRA	Família de Materiais	Parâmetros considerados significativos face à reutilização
F1	Materiais naturais com matérias orgânicas	Caracterização geotécnica como nos solos A, B, C Teor em MO
F2	Cinzas volantes Silico-Aluminosas	Relação Wn e Wop IP para Wn
F3	Xistos carboníferos	Taxa de combustão Caracterização geotécnica como nos outros materiais
F4	Xistos de minas de potássio	Teor em NaCl Caracterização geotécnica como nos Solos A, B, C
F5	Fosfogesso	Exame de granulometria Teor de Humidade Modo de obtenção com possível neutralização com cal
F6	Escórias de Incineração de lixos domésticos	Grau de incineração pela perda ao fogo a 500 °C
F7	Materiais de demolição	Granulometria Presença de elementos indesejáveis como estuques, madeiras, entre outros
F8	Escórias de alto forno	Caracterização geotécnica como nos outros materiais
F9	Outros subprodutos	Estudo específico

3.2.4 Especificações em Portugal

Caderno de Encargos BRISA

Segundo o CE da Brisa de 2006, os solos utilizáveis em aterros estão divididos em quatro tipos: solos seleccionados, adequados, toleráveis e inadequados (Quadro 3.9).

Quadro 3.9 – Classificação de solos pelo Caderno de encargos da BRISA (Fonte: Brisa, 2006).

Classificação	D _{máx} (cm)	# 200 ASTM	WL (%)	IP (%)	CBR a 95%
Solos Seleccionados	<8cm	≤12	<25	<10	≥20
Solos Adequados	<10cm	≤35	<40	-	≥6
Solos Toleráveis	*	-	≤65	<0,6LL – 9	≥3
Inadequados	Não cumprem condições para solos toleráveis				

*Não deverão conter mais de 25% de partículas com diâmetro > 15cm

Caderno de Encargos da EP

O CE da EP de Fevereiro de 2009 refere-se ao tipo de material para aterro como sendo solo, solo tratado com cal e/ou cimento, material rochoso e material solo-enrocamento.

A classificação utilizada pelo CE da EP para solos em aterro é baseada na classificação unificada de solos. Está dividida nas classes de S0 a S5, sendo que S0 representa os solos de pior qualidade e com baixo valor de CBR, tais como é o caso de siltes e argilas muito plásticas, e S5 os solos com CBR superior como é o caso de cascalhos bem graduados. O presente CE admite a utilização de solos tratados com cal e/ou ligantes hidráulicos, isto no caso de estarmos perante solos coerentes.

Relativamente à compactação em aterros, o caderno de encargos para solos coerentes, refere que o grau de compactação deve ser pelo menos de 90% no corpo do aterro e de 95% na PSA.

No caso de solos incoerentes, com equivalente de areia superior a 30%, os valores de referência devem ser os do ensaio Proctor modificado e devem ser aumentados para 95% no corpo do aterro.

No início da compactação, para solos tratados em aterro e leito de pavimento, o material deverá apresentar solto e o teor em água não deverá divergir mais de 1% da fórmula de trabalho.

Para efectuar-se a compactação deverá partir longitudinalmente do bordo mais baixo das diferentes faixas com uma sobreposição mínima de 0,5 metros das sucessivas passagens longitudinais do equipamento.

Na compactação do leito de pavimento serão utilizados cilindros de rasto liso com carga estática mínima de 45kg/cm na geratriz do rolo nas primeiras passagens e cilindros de pneus com carga mínima por roda de 3 toneladas nas passagens finais. Na última fase da compactação, com os solos a tratar, a terem uma percentagem de material passado no peneiro ASTM 0,075 mm (n.º200) superior a 50%, é então, obrigatória a utilização de cilindros de pneus com o fim de evitar o fenómeno de “foliação” (estratificação superficial e fissuração aleatória sem ligação). O CE aceita que poderão ser admitidos equipamentos mais leves se a espessura da camada for inferior a 20 cm.

Especificação LNEC – E 240:1970 - Solos. Classificação para Fins Rodoviários

Esta Especificação serve para classificar os solos e as suas misturas em grupos, baseando-se nos resultados de ensaios de caracterização, análise granulométrica e limites de consistência e atendendo ao seu comportamento em estrada, através da classificação da AASTHO.

A classificação leva em conta a divisão de material que passa no peneiro de 0,074mm (n.º200) ASTM, fazendo a divisão entre solos granulares e solos silto-argilosos para uma percentagem de passados de 35% no peneiro n.º200. Efectuam-se depois divisões do material em função da granulometria, plasticidade do material, limite liquidez e índice de plasticidade, A classificação completa-se com a determinação do índice de grupo (IG), o qual pode ser determinado usando a fórmula empírica ou os ábacos da referida Especificação. Este índice está compreendido no intervalo 0 a 20, valor que indica a máxima compressibilidade do solo (LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1970. E 240. Solos. Classificação para fins rodoviários).

3.3 Condições de utilização de material em aterro e leito de pavimento. Execução

A construção de uma estrada é sempre precedida de um projecto de execução. Depois de executados os trabalhos preliminares (desmatação, demolição de estruturas, decapagem, desenraizamento) dá-se o início às terraplenagens, ou seja, o desmonte do material nas escavações, transportado para o aterro.

O aterro distingue-se em 6 zonas:

- *Fundação do aterro*, terreno sobre o qual serão colocados novos materiais;
- *Parte Inferior de Aterro (PIA)*, é a parte de aterro que assenta sob a fundação. De forma geral é constituída pelas duas primeiras camadas de aterro. No caso de existir a necessidade de proceder a trabalhos de decapagem, as camadas abaixo da superfície do terreno natural também são consideradas integradas na PIA;
- *Corpo de Aterro*, é a parte de aterro compreendida entre a Parte Inferior do Aterro e a Parte Superior do Aterro;

- *Parte Superior do Aterro (PSA)*, é a zona do aterro, com espessura na ordem dos 40 a 85 cm, sobre a qual assenta a camada do Leito de Pavimento;
- *Leito de Pavimento*, é a última camada do aterro; e
- *Espaldar*, é a zona lateral do corpo do aterro limitada externamente pelos taludes, e que ocupa uma faixa de cerca de 4 m. Em certos casos tem função de maciço estabilizador.

A Fundação do Pavimento é constituída pela PSA e pelo Leito de Pavimento, esta camada influenciará significativamente o comportamento dos pavimentos (Figura 3.8).

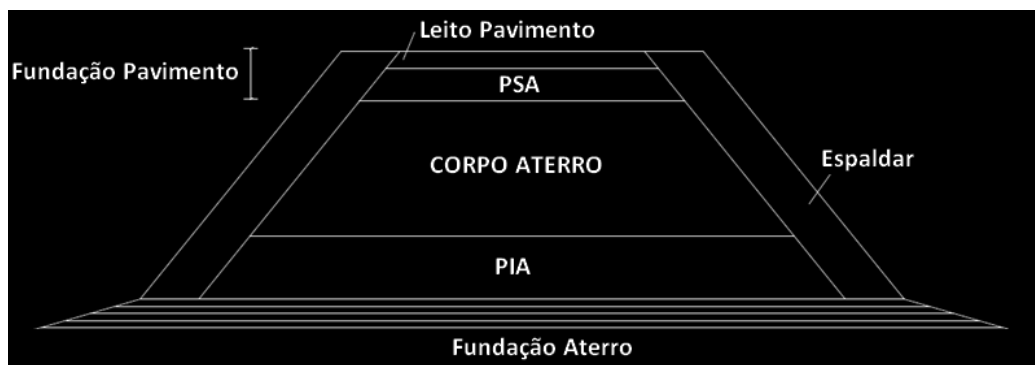


Figura 3.8 – Esquema com partes de estrutura de aterro (Fonte: Adaptado Ribeiro, 2008)

No leito do pavimento devem ser empregues os solos com melhores características encontrados nas escavações e deve haver o maior cuidado na compactação desta camada pois é ela que vai receber o pavimento. Devido à importância que tem no comportamento dos pavimentos será estudado de forma particular.

O Leito de Pavimento é efectivamente a última camada da terraplenagem, daí ter uma função muito importante no fecho do aterro, e é, portanto, obrigatória a utilização de materiais de boa qualidade, bem como, um cuidado acrescido na sua execução, visto que a sua superfície deve ficar lisa, sem ondulações ou com material e isenta de fendas (Neves, 2006).

As principais funções do leito do pavimento são:

- Proteger o aterro de intempéries;
- Garantir boas condições de traficabilidade aos veículos que circulam na obra e que executarão a primeira camada de pavimento, com uma capacidade de suporte suficiente, independentemente das condições meteorológicas;
- Nivelar a plataforma de modo a permitir uma correcta execução das camadas de pavimento;
- Permitir uma correcta execução do pavimento, nomeadamente no que se refere à compactação e regularização de camadas;

- Efectuar a transição da inclinação transversal do final do terrapleno de 6%, para a inclinação transversal superficial seja em recta ou curva;
- Permitir uma correcta execução do pavimento, nomeadamente no que se refere à compactação e regularização de camadas;
- Assegurar a capacidade de suporte ao longo da vida da obra, independentemente do estado hídrico a que se encontra sujeito aterro; e
- Assegurar uma contribuição na drenagem do pavimento.

3.3.1 Recomendações do LCPC/SETRA

Aterro

Tal como já foi referido, cada classe de material é caracterizada em sub-classes conforme o teor de humidade no momento da extracção. Para cada sub-classe de material, o LCPC/SETRA ajusta o uso desses materiais em aterro conforme a situação meteorológica a que se encontram sujeitos. Esta caracterização permite, por um lado, uma qualidade técnica durante a execução em condições habituais e com equipamentos normalmente utilizados. Por outro lado, entra em linha de conta com os custos médios, de forma a que não seja necessário tomar outras medidas ou equipamentos especiais.

As condições de utilização são expressas em função de 7 parâmetros (Quadro 3.10):

- Extracção – E;
- Acção sobre a granulometria – G;
- Acção sobre o teor de humidade – W;
- Tratamento – T;
- Espalhamento – R;
- Compactação – C; e
- Altura de aterro – H.

Quadro 3.10 – Condições a serem impostas para utilização de solos em aterro
(Fonte: Adaptado de SETRA/LCPC, 1992)

Parâmetro	Técnicas de preparação dos materiais	Código
Extracção E	Nenhuma condição a recomendar	0
	Extracção em camadas de 0,1 a 0,3m	1
	Extracção frontal, para uma frente de altura > 1 a 2m	2
Ação sob a Granulometria G	Nenhuma condição a recomendar	0
	Eliminação dos elementos > 800 mm	1
	Eliminação dos elementos > 250 mm	2
	Fragmentação complementar após extracção	3
Ação sob o teor em humidade W	Nenhuma condição a recomendar	0
	Redução do teor em água por arejamento	1
	Secagem por colocação em depósito provisório	2
	Rega para manter o estado	3
	Humidificação para mudar o estado	4
Tratamento T	Nenhuma condição particular a recomendar	0
	Tratamento com um reagente ou um aditivo adaptado	1
	Tratamento com cal simples	2
Espalhamento R	Nenhuma condição particular a recomendar	0
	Camadas finas, 20 a 30 cm	1
	Camadas médias, 30 a 50 cm	2
Compactação C	Compactação intensa	1
	Compactação média	2
	Compactação fraca	3
Altura dos aterros H	Nenhuma condição particular a recomendar	0
	Aterro de altura baixa, < 5m	1
	Aterro de altura, < 10m	2

Para se saber o procedimento correcto a ter com o material, dever-se-á consultar as tabelas de condições de utilização de materiais em aterro, conforme o código correspondente ao solo. Como a título exemplificativo, para uma areia siltosa pouco argilosa no estado seco, classificada pelo LCPC como solo do tipo B2s, aplicado em condições meteorológicas médias sem chuva, tem para as suas condições de utilização um código EGWTRCH = 0040120. Consultando o Quadro 3.10, pode concluir-se que o solo necessita de ser humidificado para mudança de estado, deverá ser aplicado em camadas finas de 20 a 30 cm, e deverá ter uma compactação de intensidade média.

Leito Pavimento

O LCPC/SETRA refere a utilização de materiais para construção do leito do pavimento, e mesmo para determinados casos, sugere o tratamento a dar-lhes com o fim de poderem a vir a ser aplicados.

Os critérios que o regulamento segue são a dimensão dos elementos mais grossos, a insensibilidade à água e ao gelo, e a resistência à circulação do equipamento de obra (Quadro 3.11).

Quadro 3.11 – Condições a serem impostas para utilização de solos em leito de pavimento
(Fonte: Adaptado de SETRA/LCPC, 1992)

Parâmetro	Técnicas de preparação dos materiais	Código
Acção sob a granulometria G	Nenhuma condição a recomendar	0
	Eliminação dos elementos > 800 mm	1
	Eliminação da fracção grossa, permitir mistura correcta do solo	2
	Eliminação da fracção grossa, permitir regularização da plataforma	3
	Eliminação da fracção 0/d sensível à água e da fracção grossa	4
	Fragmentação da fracção grossa	5
Acção sob o teor em humidade W	Nenhuma condição a recomendar	0
	Rega para manutenção do estado hídrico	1
	Humidificação para mudar de estado hídrico	2
Tratamento T	Nenhuma condição a recomendar	0
	Tratamento com um ligante hidráulico	1
	Tratamento com um ligante hidráulico, e eventualmente com cal	2
	Tratamento misto: cal com ligante hidráulico	3
	Tratamento com cal	4
	Tratamento com ligante hidráulico, e eventualmente correcção granulométrica	5
	Tratamento com correcção granulométrica	
Protecção Superficial S	Nenhuma condição a recomendar	0
	Revestimento de cura eventualmente com gravilha	1
	Revestimento de cura com gravilha eventualmente incrustado	2
	Camada final de regularização	3

3.3.2 Recomendações do CE da EP

Aterro

O presente caderno de encargos da EP apresenta uma série de procedimentos e condições que devem ser cumpridas na execução do aterro e compactação. A utilização do tipo de solo a aplicar por zona de aterro é apresentada no Quadro 3.12:

Quadro 3.12 – Utilização de solos em aterro CE da EP (Fonte: EP, 2009)

Classe	CBR (%)	Tipo de Solo	Descrição	Reutilização		
				PIA	Corpo	PSA
S 0	< 3	OL	Siltes orgânicos e siltes argilosos de baixa plasticidade. (1)	N	N	N
		OH	Argilas orgânicas de plasticidade média a elevada; Siltes orgânicos. (2)	N	P	N
		CH	Argilas inorgânicas de plasticidade elevada; Argilas gordas. (3)	N	P	N
		MH	Siltes Inorgânicos; Areias finas e micáceas; Siltes micáceos. (4)	N	P	N
S 1	≥ 3 a < 5	OL	Idem (1)	N	S	N
		OH	Idem (2)	N	S	N
		CH	Idem (3)	N	S	N
		MH	Idem (4)	N	S	N
S 2	≥ 5 < 10	CH	Idem (3)	N	S	N
		MH	Idem (4)	N	S	N
		CL	Argilas inorgânicas de plasticidade baixa a média, Argilas com seixo, Argilas arenosas, Argilas siltosas e Argilas magras.	S	S	P
		ML	Siltes inorgânicos e areias muito finas; Areias finas, siltosas ou argilosas; Siltes argilosos de baixa plasticidade	S	S	P
		SC	Areia argilosa; Areia argilosa com cascalho. (5)	S	S	P
S 3	≥ 10 a < 20	SC	Idem (5)	S	S	P
		SM d	Areia siltosa;	S	S	S
		SM u	Areia siltosa.	P	S	N
		SP	Areias mal graduadas; Areias mal graduadas com cascalho.	S	S	S
S 4	≥ 20 a < 40	SW	Areias bem graduadas; Areias bem graduadas com cascalho.	S	S	S
		GC	Cascalho argiloso; Cascalho argiloso com areia.	S	S	S
		GM-u	Cascalho siltoso; Cascalho siltoso com areia. (6)	P	S	P
		GP	Cascalho mal graduado; Cascalho mal graduado com areia.(7)	S	S	S
S 5	≥ 40	GM-d	Idem (6)	S	S	S
		GP	Idem (7)	S	S	S
		GW	Cascalho bem graduado; Cascalho bem graduado com areia.	S	S	S

S – Admissível; N – Não admissível; P – Possível

PIA – Parte inferior do aterro; PSA – Parte superior do aterro

Leito de Pavimento

Os materiais em camadas de leito de pavimento, devem ser formados por solos de boa qualidade, isentos de detritos, matéria orgânica ou quaisquer outras substâncias nocivas, obedecendo às seguintes características indicadas no Quadro 3.13.

Quadro 3.13 – Utilização de solos em leito de pavimento CE da EP (Fonte: EP, 2009)

Dimensão Máxima – $D_{m\acute{a}x}$	75mm
Percentagem de material que passa no peneiro n.º 200 ASTM, máxima	20%
Limite liquidez - WL, máximo	25%
Índice de plasticidade - IP, máximo	6%
Equivalente de areia, mínimo	30%
Valor de azul de metileno – VBS (material de dimensão inferior a $75\mu\text{m}$), máximo	2,0
CBR a 95% de compact. relativa, e teor óptimo em água (Proctor Modificado) mínimo	10%
Expansibilidade, ensaio CBR (máxima)	1,5%
Percentagem de matéria orgânica – MO	0%

3.3.3 Recomendações das especificações do LNEC

LNEC – E 242:1971 - Execução de Terraplenagens de Estradas

Esta especificação tem como objectivo indicar o modo de executar aterros e leito de pavimentos, abrangendo as etapas necessárias para a execução de terraplenagens de uma estrada.

Ao preparar as superfícies onde assentam os aterros dever-se-á ter em consideração uma correcta ligação entre os materiais do mesmo. Para o efeito poderá ser necessário colocar a superfície em degraus, e/ou aplicar uma camada granular que sustente a passagem dos equipamentos, tornando a compactar o material até atingir o peso volúmico específico para o aterro.

A especificação antevê a construção de aterros experimentais para estudar o comportamento dos materiais a compactar, no que se torna num procedimento que acarreta custos bastante significativos e requer ainda a mobilização de diversos equipamentos.

No que concerne à construção de aterros, a especificação contempla duas situações: quando se efectua o estudo em aterro experimental e o caso contrário.

Quando é efectuada o estudo experimental, sugere-se que os solos devam ser empregues por ordem crescente de qualidade, partindo da sua base, e que na base do aterro seja utilizada rocha escavada, enchendo os vazios com material fino, criando assim um soloenrocamento.

O LNEC adverte para o facto de poder existir um arrastamento de finos das camadas superiores, e preconiza a construção de uma camada de granulometria adequada sobre a camada de rocha. Actualmente pode-se evitar este fenómeno com a utilização de um geotêxtil.

No caso de não se proceder ao estudo experimental, dever-se-á limitar a espessura das camadas a 20 cm, e o material não deverá conter pedras que impeçam a utilização do equipamento.

No que diz respeito ao leito de pavimento, a especificação torna-se ainda mais vaga, referindo apenas que se utilize material seleccionado e define a espessura desta camada em função do respectivo tráfego. Não define qualquer particularidade no que se refere à construção do leito do pavimento.

Como se pode verificar esta especificação, embora sucinta, serve como guia de construção de um aterro, muito embora não tenha em linha de conta considerações sobre o estado do solo, nem de procedimentos específicos ou tratamentos.

LNEC – E 241:1971 - Solos. Terraplenagens

Os materiais a serem utilizados na execução de aterros em estradas, incluindo a camada de leito de pavimento, são indicados segundo esta especificação, e deverão possuir as seguintes características:

Os materiais a utilizar deverão ser classificados conforme foi referido no capítulo 3.2.4, segundo a Classificação para Fins Rodoviários, Especificação LNEC E 240 nos grupos A-1-a, A-2-4, A-2-5 ou A-3, podendo, no entanto, serem utilizados os dos grupos A-2-6, A-2-7, A-4, A-5, A-6 ou A-7 desde que sejam tomadas as devidas precauções no projecto e execução do aterro quanto à sua distribuição, compactação e drenagem, especialmente em relação aos solos dos grupos A-6 e A-7;

Os materiais não deverão conter detritos orgânicos; e

Os materiais xistosos, os muitos alteráveis ou aqueles que contêm pedra muito brandas, poderão ser empregues em aterros desde que se tomem as devidas precauções baseadas em estudos especiais e/ou se tenha em conta o seu comportamento em obras anteriores na região.

Como se pode verificar, estas recomendações são pouco detalhadas, visto que contemplam apenas a quantidade de materiais finos presentes no solo e não levam em conta o tipo de argila e o seu comportamento na presença de água.

4. Equipamentos de compactação

4. Equipamentos de compactação

4.1 Tipos de cilindros

Para se obter uma correcta densidade do solo, o mais rapidamente possível e menor energia de compactação é necessário seleccionar devidamente o equipamento.

O esforço de compactação está correlacionado com a energia necessária para compactar uma massa de solo, dependendo das propriedades deste, da sua graduação, da sua coesão e densidade.

Os compactadores são projectados para serem usados em quatro tipos de esforços isolados ou em combinação:

- Estático;
- “Kneading”;
- Impacto; e
- Vibração.

Os equipamentos de compactação normalmente usados em Portugal, são classificados em 4 tipos:

- Cilindro Pés de Carneiro;
- Cilindro de Pneus;
- Cilindro de Rolo Liso; e
- Cilindro de Impacto.

Podem existir, contudo, combinações destes tipos, que são os chamados cilindros mistos (Figura 4.1).



Figura 4.1 – Cilindro misto (Rolo liso – pneus)
(Fonte: http://www.civep.com/img/equipamentos/cilindro_misto.jpg)

Quanto ao rodado dos cilindros existem dois tipos: os monocilindros em que apenas um dos rolos exerce a função de compactação e mais usados em compactação de aterro, e os *tandem* em que existem dois eixos compactadores.

4.1.1 Cilindro pés de carneiro

O hábito antigo de pisar os solos recorrendo à utilização de rebanhos de carneiros deu o nome a este tipo de compactador. São constituídos por “pés” em forma cúbica ou trapezoidal, com as faces laterais inclinadas e com uma face paralela ao rolo.

Com esta configuração consegue-se uma melhor penetração inicial o que vai permitir uma compactação mais uniforme ao longo da espessura das camadas. Obtém-se, assim, um efeito de compactação, quer pelo seu peso e pressão, que é designado “*Kneading*”.

Este tipo de cilindro é mais usado na compactação de solos finos e granulares com finos, e principalmente em solos que têm tendência para lamelação. Principalmente, e tal como acontece com os solos argilosos em que o compactador quando penetra no solo evita a lamelação deste e proporciona, um aumento de resistência geral do aterro.

Os cilindros pés de carneiro podem compactar até uma espessura de 10 cm por cada passagem, e são usados para camadas com profundidade até 30 cm. Em caso de espessura de camadas superior a 20 cm e de modo a se obter melhores resultados dever-se-á utilizar uma selecção de equipamentos com cilindros de pneus, e/ou com cilindros vibradores lisos.

Caso o solo a compactar seja solto e permita que o cilindro de pés de carneiro penetre na camada inicial do solo é possível obter-se uma densidade uniforme ao longo de toda a profundidade da camada. Acontece que, com a passagem do cilindro e com o movimento de saída do solo dos pés do cilindro em rotação, haverá uma quantidade de material que será expelida, o que resultará numa pequena camada de material solto à superfície. Se estivermos na última camada, ou no final do trabalho diário, devem ser aplicados outros cilindros com o propósito de nivelar a superfície do solo.

Existe a distinção ente o cilindro pés de carneiro (Figura 4.2), normalmente utilizado no nosso país que é constituído por um rolo único e o designado “*Tamping Roller*” equipado com quatro rodas metálicas de pés (Figura 4.3).



Figura 4.2 – Cilindro pés de carneiro
(Fonte: <http://xml.catmms.com/servlet/ImageServlet?imageld=C421264>)



Figura 4.3 – ‘Tamping Roller’

(Fonte: <http://www.uk.cat.com/cda/files/1143944/7/soil-compactor.jpg>)

4.1.2 Cilindros de pneus

Os cilindros com pneumáticos são utilizados para dois tipos de esforços de compactação: o estático e o “*kneading*”. Embora possam variar os mais utilizados têm normalmente cinco pneus por eixo, podendo a superfície de contacto destes com o solo ser regulada conforme a pressão e a carga do equipamento. Para isso estes cilindros têm um compartimento na secção frontal onde são colocados blocos de betão ou de material granular para adicionar peso ao veículo.

A superfície de contacto é obtida pelo quociente entre a carga no pneu e a sua pressão. Devemos levar em consideração que a superfície do pneu em contacto com o solo tende a deformar-se cerca de 10% nas faces laterais o que, portanto, deve ser ajustada a pressão dos pneus em função do contacto que se pretende (Figura 4.4).



Figura 4.4 – Cilindro de pneus

(Fonte: <http://xml.catmms.com/servlet/ImageServlet?imgeld=C201074>)

4.1.3 Cilindro de rolo liso

Este tipo de cilindro está equipado com um rolo metálico liso, podendo ser do tipo mono ou *tandem*. No caso de ser o tipo *tandem* resulta daí um aumento no efeito de compactação, mas em contrapartida, a sua capacidade de manobra é inferior à do mono, o que leva a um menor rendimento se for necessário efectuar várias inversões de marcha, pelo que são mais utilizados em pavimentos betuminosos. Tratando-se de compactação em aterros é preferível recorrer aos cilindros do tipo mono, visto no mercado encontram-se disponíveis modelos com maior peso e dimensões.

A vibração de um cilindro é definida pela sua amplitude e pela sua frequência. A amplitude determina a altura a que a vibração é transmitida ao solo e a frequência é determinada pelo número de pancadas que são transmitidas no período de tempo entre os impactos. As marcas geralmente definem a frequência em vibrações por minuto (vpm) ou em hertz (Hz).

Este tipo de cilindro é muito eficaz na compactação de solos não coesivos ou não plásticos, até porque o seu efeito vibratório permite um rearranjo das partículas, o que determina que a superfície fique lisa e densa e com o acabamento eficiente pois evita o acumular de água à superfície (Figura 4.5).



Figura 4.5 – Cilindro vibrador rolo liso

(Fonte: <http://br.viarural.com/construcao/escavadeiras-pas/caterpillar/compactadores-cs-533e-01.jpg>)

Este sistema transmite um contacto permanente do rolo no solo, ao contrário dos vibradores que têm apenas movimento vertical, possível graças à substituição do usual contrapeso no eixo do rolo que permite a sua vibração por dois contrapesos que, rodando no mesmo sentido, provocam um efeito contrário ao do rolo impedindo-o de perder o contacto com o solo (Figura 4.6).



Figura 4.6 – Efeito vibrador e oscilador num cilindro
(Fonte: Adaptado de www.hamm-ag.de/en/technologien/oszillation/index.html)

4.1.4 Cilindro de impacto

Os cilindros de impacto foram desenvolvidos na África do Sul, e praticamente não são utilizados na Europa. São usados para compactar diversos tipos de solos, principalmente os granulares e os de material rochoso, pois devido ao seu elevado peso estático aplica, por isso, uma força de impacto forte que reajusta bem os materiais atrás citados. É usado em aterros de grandes dimensões como é o caso de aeroportos onde pode atingir altas velocidades e compactar uma grande espessura de material. Permite uma redução de custos, já que executa o maior trabalho em menor espaço de tempo (Figura 4.7). Pode ser visualizado o efeito vibrador e oscilador este tipo de cilindros na Figura 4.8.



Figura 4.7 – Cilindro de impacto
(Fonte: www.fhwa.dot.gov/)

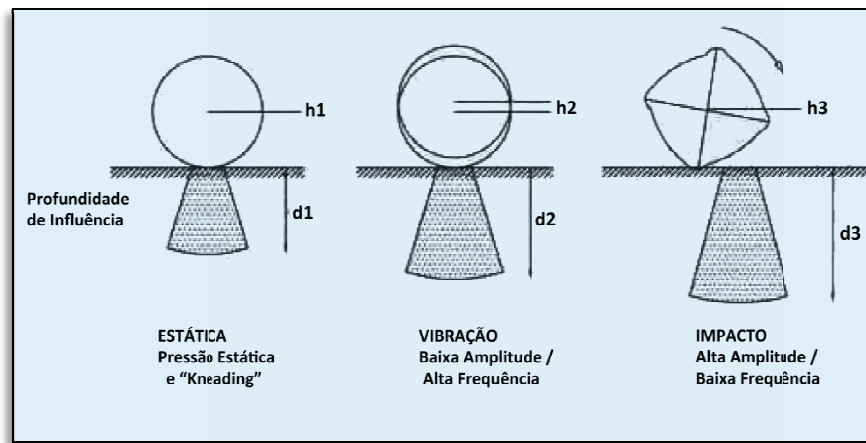


Figura 4.8 – Efeito vibrador e oscilador num cilindro
(Fonte: Adaptado de www.hamm-ag.de/en/technologien/oszillation/index.html)

4.2 Compactação inteligente

Actualmente estão a surgir e a ser desenvolvidas no mercado vários equipamentos de compactação de misturas betuminosas a quente. Os fabricantes destes equipamentos estão a ter vários factores em consideração, nomeadamente o conforto e a visibilidade dos manobreadores das mesmas aumentando assim a produtividade.

A compactação inteligente é uma das tecnologias até à data mais bem conseguidas na área da construção rodoviária, pois melhora significativamente a performance e a qualidade da mesma.

O conceito de Compactação Inteligente surgiu inicialmente na Europa por volta de 1980, embora os avanços mais recentes no seu desenvolvimento tenham sido realizados pela FHWA (Federal Highway Administration), nos EUA (Camargo, 2006). Esta tecnologia é nova na sua aplicação em Portugal e inovadora a nível internacional no que se refere à utilização em misturas solo-enrocamento.

A Compactação Inteligente (CI) é então um processo, que recorre a um compactador devidamente equipado, permitindo a regulação automática e o controlo contínuo da compactação de solos, de camadas granulares ou de camadas com ligantes, nomeadamente camadas betuminosas, em tempo real, ou seja, a regulação dos parâmetros de compactação é realizada simultaneamente ao próprio processo de compactação, bem como o registo contínuo de um valor indicador do nível de compactação do material (Peterson, 2005). O que distingue os equipamentos designados de "compactadores inteligentes" em relação aos outros sistemas de controlo contínuos da compactação é o facto de estes incorporarem automatismos que permitem alterar os parâmetros de vibração do equipamento face à resposta da interacção rolo-terreno, optimizando assim o processo de compactação. O equipamento permite ajustar a energia de compactação aplicada no solo, quer com o objectivo de continuar o processo de compactação nas zonas onde ela ainda é necessária, como também para evitar a sobrecompactação das zonas de solo que já atingiram ou ultrapassaram os valores pretendidos (Figura 4.9).



Figura 4.9 – Equipamento munido com sistema de controlo de compactação inteligente
(Fonte: Parente, 2010)

Como tal é de considerar que a uniformização da compactação das camadas é uma mais-valia e serve, também, para identificar potenciais zonas problemáticas ou de baixa rigidez nas camadas inferiores. Tem ainda a capacidade, entre outras possibilidades, de continuamente fornecer dados acerca da deformabilidade, rigidez e compacidade do material.

A tecnologia de compactação inteligente oferece o maior potencial para a mudança radical nas práticas de construção de estradas, pois deste modo, já não é necessário recorrer aos métodos convencionais no controlo de compactação, realizada por meio de ensaios pontuais que serão devidamente descritos no capítulo 5.

Tendo a informação necessária e fiável acerca das capacidades de compactação do projecto, é possível logo desde a fase de projecto uma avaliação exacta das propriedades mecânicas do terreno compactado, permitindo ao projectista maior rigor e até uma minimização inicial dos custos de execução previstos.

Verifica-se, ainda, que a informação obtida no processo de compactação é correlacionada com dados tais como resultados de deflectómetro de impacto portátil, métodos nucleares, ensaios de carga em placa, garrafa de areia, entre outras medidas de deformabilidade (Petersen, 2005).

Os sistemas de compactação inteligente englobam um equipamento que mensura o grau de compactação, um sistema de GPS que monitoriza a localização dos trabalhos que está a executar e um computador que permite que todo o trabalho realizado seja monitorizado e gravado para que possa ser consultado posteriormente. Neste computador do compactador é possível que um projecto em 3D seja descarregado, facilitando assim que o manobrador execute o trabalho seguindo fielmente o que está no projecto (Figura 4.10). No mercado também já existem compactadores híbridos, o que se traduz numa vantagem ambiental, pois estes reduzem o consumo de combustível e regeneração energia devido ao seu sistema interno de travagem. Este

tipo de sistemas permitem reduzir o consumo de combustível e as emissões equiparando-o ao de um veículo ligeiro (Figura 4.11).

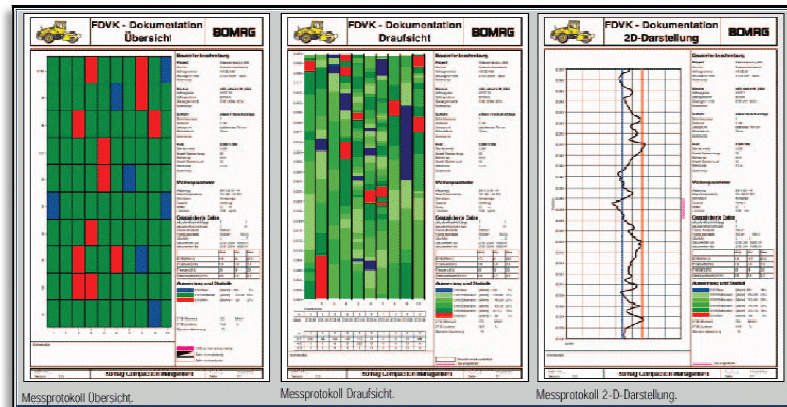


Figura 4.10 – Informação obtida nos monitores do equipamento para auxiliar a monitorização dos trabalhos (Fonte: <http://www.bomag.com/worldwide/index.aspx?&Lang=10000>)



Figura 4.11 - Interior de um equipamento apetrechado com sistema de controlo de compactação inteligente (Fonte: <http://www.bomag.com/worldwide/index.aspx?&Lang=10000>)

Este tipo de compactadores, apresenta uma outra vantagem na redução custos, pois derivado ao facto da energia de compactação ser aplicada apenas onde é necessária, a longo prazo, diminui-se o desgaste imposto ao compactador, e consequentemente a redução de custos na sua manutenção.

4.3 Selecção do equipamento

No processo de compactação para se obter os parâmetros desejados no solo, é fundamental fazer uma selecção criteriosa do equipamento de modo a conseguir mais rapidez e um menor esforço de compactação, para assim os custos e o tempo serem reduzidos.

Na selecção do equipamento para compactação dever-se-á primordiar os seguintes critérios:

- Tipo e propriedades do solo;
- Equipamento de compactação disponível;
- Densidade desejada; e
- A dimensão do trabalho.

Considerando os diferentes tipos de materiais a compactar, apresentam-se esquematicamente na Figura 4.12 campos de aplicação dos diferentes tipos de equipamento em função do tipo do material a compactar (Holtz & Kovacs, 1981).



Figura 4.12 – Esquema representativo da aplicação dos diferentes tipos de equipamentos em função do material a compactar (Fonte: Adaptado de Holtz & Kovacs, 1981)

4.4 Tratamento do teor de humidade. Equipamento

Para que sejam cumpridos os Cadernos de Encargos, que em Portugal geralmente limitam o valor do Proctor a 95% em aterro e a 100% em leito de pavimento, a compactação deve ser feita para um teor de humidade muito próximo do óptimo para o solo em questão.

Por vezes nem sempre é fácil encontrar o solo no seu estado natural com níveis os humidade pretendidos para uma correcta compactação. Devido a essa dificuldade admite-se um valor marginal de 2% face ao teor de humidade óptimo.

É necessário ter em consideração que as características dos solos, a pluviosidade ou elevadas temperaturas dificultam o processo de compactação, podendo assim, acontecer duas situações distintas que requerem um tratamento do solo, a saber:

- Solo muito seco; e
- Solo muito húmido;

4.4.1 Solo seco – Teor de humidade inferior ao óptimo

Quando estamos na presença de solos secos, em que o valor do teor de humidade se encontra abaixo do limite inferior obtido no Ensaio Proctor, torna-se necessário adicionar água ao solo. Deve-se, portanto, estudar a percentagem de água necessária, a taxa de aplicação de água, o método de aplicação e prever, também, eventuais efeitos da chuva. A água pode ser adicionada em local de empréstimo ou no local da construção do aterro e deve ser envolvida uniformemente com o solo.

O equipamento mais comum para este tipo de tratamento é o camião cisterna (Figura 4.13), ou um tractor com uma cisterna atrelada, com um tanque de água equipado com bomba de água. Na parte posterior do veículo, junto ao rodado, existem aspersores que regulam o caudal e a pressão da água.



Figura 4.13 – Camião cisterna aplicando água sobre o material seco

Uma vez calculada a quantidade de água necessária conforme a variação do teor de humidade desejado, deve-se implementar a velocidade do veículo, a pressão de água, ou usá-la simplesmente por gravidade.

4.4.2 Solo húmido – Teor de humidade superior ao óptimo

Os solos que tenham um teor de humidade superior ao dado pelo ensaio Proctor, terão de ser previamente secos antes de compactados. Para esse efeito os solos podem ser colocados em local próprio de modo a que sejam arejados ou então, serem escarificados (Figura 4.14), com o fim de serem estabilizados, antes da sua compactação. O processo de escarificação do solo está representado na Figura 4.15.



Figura 4.14 – Solo escarificado

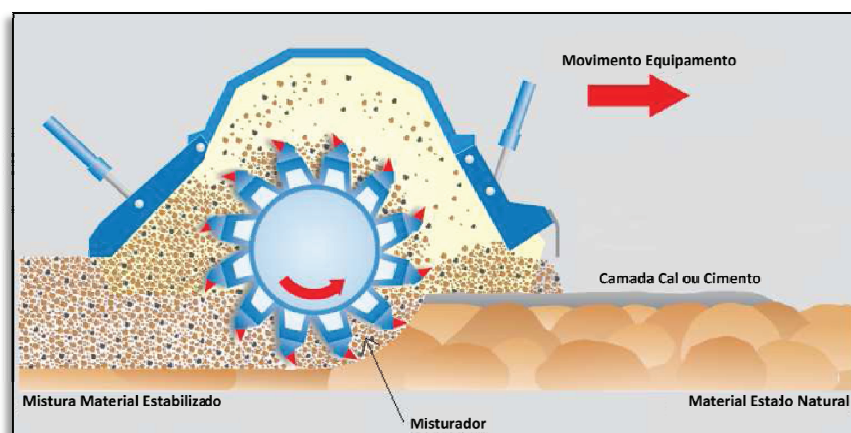


Figura 4.15 – Esquema de funcionamento de um escarificador
(Fonte: Adaptado de Soil Stabilizers and cold Recyclers, Wirtgen Technical Data)

A realização da mistura do solo pode ser feita com um simples tractor agrícola, mas para grandes volumes de material é mais adequada a utilização de equipamento especial. De modo a se obter melhores rendimentos, também é habitual utilizar motoniveladores equipadas com *riper* para remexer o solo (Figura 4.16).



Figura 4.16 – Motoniveladora equipada com *riper*

5. Controlo de compactação. Ensaio

5. Controlo de compactação. Ensaio

O estudo da técnica do controlo de compactação tem sido desenvolvido essencialmente na construção de aterros. O controlo da compactação deve ser feito a dois níveis:

- Durante a fase de execução do aterro, em que o controlo deve incidir sobre a granulometria do material, o equipamento utilizado, o número de passagens, a espessura da camada, a quantidade de água adicionada, etc; e
- Após a compactação do aterro, onde deve ser realizada uma comparação dos resultados obtidos em campo com os ensaios de referência realizados em laboratório.

5.1 Controlo de obra em leito de pavimento e aterros de solos

Para a verificação das condições de execução do aterro devem ser realizados os seguintes ensaios laboratoriais (Quadro 5.1) em solos:

Quadro 5.1 – Ensaio para que se verifiquem condições de execução em aterro

Ensaio / Controlo	Especificação / Norma
Análise Granulométrica	LNEC E 196:1967 LNEC E 239:1970 JAE S. 8-1953
Azul de Metileno	NF P 94-068
CBR	LNEC E 198:1967
Equivalente de Areia	LNEC E 199:1967
Limites de Consistência	NP 143:1969
Peso Específico das Partículas	NP 83:1965
Presença de Sulfatos	LNEC E 202:1971
Proctor Modificado	LNEC E 197:1966
Teor em Água Natural	NP 84:1965
Teor em Matéria Orgânica	LNEC E201:1967 JAE S.9-1953

Após a construção do aterro devem ser tomadas em conta algumas verificações de modo a garantir um controlo de compactação adequado. Os vários tipos de controlo na obra a serem realizados estão descritos no Quadro 5.2.

Quadro 5.2 – Tipos de controlo a executar após a construção do aterro

Tipo de Controlo	Objectivos
Inspecção visual	Identificar solos impróprios Detectar pontos de acumulação de água Reconhecimento de zonas mal compactadas Detectar material solto
Peso volúmico e teor em água "in situ"	Verificar o grau de compactação Maximizar a resistência Diminuir a deformabilidade Evitar variações volumétricas
Espessura da camada	Verificar a espessura definida no projecto
Ensaio de carga em placa	Avaliar capacidade de suporte da PSA
Nivelamento	Verificar as cotas do projecto
Inclinação transversal	Verificar a inclinação de 6% em aterro Verificar a inclinação de 2,5% em leito de pavimento

5.2 Determinação do teor em água

Os métodos em laboratório usualmente utilizados para a determinação do teor em água são:

- Método de estufa; e
- Método de infra-vermelhos.

Os ensaios mencionados são baseados no mesmo procedimento, variando apenas o processo de secagem. Uma amostra de solo é pesada e submetida a um processo de secagem em estufa, a uma temperatura de $105^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ num período de 24 horas, de modo a que toda a água existente na amostra se evapore. A amostra seca é pesada, e através da diferença de massas antes de secagem e após secagem é calculado o teor de humidade. Este ensaio encontra-se descrito na norma NP-84 Solos.

$$W = \frac{m_2 - m_3}{m_3 - m_1} \times 100 \quad \text{Equação 5.1}$$

Onde,

W – teor em água (%);

m₁ – massa do recipiente;

m₂ – massa do recipiente e do provete antes da secagem; e

m₃ – massa do recipiente e do provete seco.

Todas as massas deverão estar expressas na mesma unidade.

O método de infra-vermelhos, comparativamente ao método de estufa, executa o processo de secagem bastante mais rápido, efectuando-se em apenas 30 minutos.

Os métodos vulgarmente utilizados para a determinação do teor em água *“in situ”* são:

- Método *“Speedy”*;
- Método do álcool; e
- Método reactivo ou gamadensímetro.

O método *“Speedy”* consiste em fazer reagir a massa de um solo com uma certa quantidade de carboneto de cálcio. A reacção da água do solo com este reagente provoca a libertação de um gás (acetileno), que origina um aumento de pressão no interior da garrafa. A leitura dessa pressão é efectuada num manómetro que é proporcional ao teor em água presente no solo (Figura 5.1).



Figura 5.1 – Equipamento do ensaio *“Speedy”* (Fonte: http://mkinstruments.com/soil_testing)

Este método é bastante prático e fácil de executar, sendo normalmente utilizado para determinações rápidas do teor de água em solos granulares. Para solos muito finos, a sua utilização não é aconselhável, pois não possui tanta precisão devido à dificuldade em desagregar as partículas. Uma desvantagem é que existe a necessidade de se efectuar uma calibração para cada tipo de solo a ensaiar. Cada calibração é estabelecida com base em valores obtidos por método e os correspondentes determinados pelo método de secagem em estufa. A técnica deste ensaio está descrita na norma AASHTO T217-67.

O método do álcool consiste na adição de álcool etílico a uma amostra de solo com a sua posterior queima. A operação de eliminação da água no solo através da sua evaporação mediante

a combustão, é repetida até que o peso da amostra estabilize. O teor em água é então determinado por uma relação entre o peso da amostra húmida e o peso da amostra seca.

O ensaio apresenta uma enorme desvantagem quando aplicado em solos orgânicos, na medida em que a combustão levada a cabo não só permite a evaporação da água, como também proporciona a perda de partículas sólidas do solo. Verificando-se assim perdas de peso que não correspondem apenas ao teor em água do solo. Este tipo de ensaio não é muito utilizado, a menos que se trate de solos granulares ou em casos em que é requerido pela fiscalização.

O método reactivo, baseia-se na utilização de um equipamento designado de gamadensímetro, que mede os teores de humidade e o peso volúmico seco do solo. A medição do teor de humidade faz-se emitindo neutrões rápidos no solo, que por colisão com os átomos de hidrogénio transformam-se em neutrões lentos. O teor de humidade do solo é tanto maior quanto maior for o número de neutrões lentos registados. O ensaio será descrito com maior pormenor no sub-capítulo 5.3 seguidamente apresentado.

5.3 Determinação do peso volúmico seco “*in situ*”

Os ensaios para compactação “*in situ*”, dividem-se em dois grandes grupos: ensaios destrutivos e ensaios não destrutivos.

Dentro dos ensaios destrutivos podemos destacar:

- Método do volume de água deslocado;
- Método da garrafa de areia;
- Método do balão ou densímetro de membrana; e
- Extractor ou anel volumétrico.

O método do volume de água deslocado é utilizado em solos com alguma coesão e está descrito na especificação LNEC E-205. Este método permite determinar o volume de uma amostra colhida no terreno revestida em parafina e efectuando de seguida a sua pesagem. O cálculo do teor de humidade do solo colhido possibilita, assim, a determinação do peso volúmico seco.

O método da “*garrafa de areia*” consiste em efectuar uma cavidade na camada de aterro, pesar o material extraído e determinar o seu teor em água. De seguida procede-se ao preenchimento da cavidade por meio de uma areia normalizada, com peso volúmico conhecido. Pela relação do peso de solo retirado e do teor de humidade determinado, é então possível determinar o peso volúmico seco. É um dos métodos destrutivos mais utilizados no nosso país, e a sua técnica de ensaio está descrita na especificação LNEC E-204 (Figura 5.2).

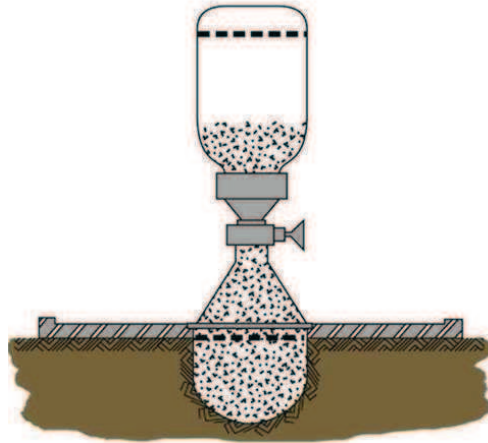


Figura 5.2 – Ensaio garrafa de areia (Fonte: http://www.siteprepmag.com/SP/Home/Images/SP0308TestingInPlaceDensity_SandCone.jpg)

O método do balão, ou densímetro de membrana, é um método destrutivo que requer a abertura de uma cavidade no solo. A técnica deste ensaio está descrita na norma ASTM D-1556, não existindo nenhuma especificação nacional própria para a sua execução. Contudo, não deve ser utilizado em solos pouco consistentes, pois a pressão exercida pelo balão pode alterar o volume da cavidade.

Actualmente o controlo de compactação mais utilizado é realizado através de “*Métodos Nucleares ou Radioactivos*”. Trata-se de um ensaio não destrutivo, cujo equipamento utilizado é designado por gamadensímetro ou nucleodensímetro, de nome comercial *TROXLER* (Figura 5.3).



Figura 5.3 – Gamadensímetro (*TROXLER*)

Como o equipamento é radioactivo, leva-nos a cumprir a normas de segurança e a ter cuidados especiais na sua utilização. Durante o seu funcionamento, os utilizadores deverão estar colocados

a uma distância do equipamento superior a 5 metros para evitar que recebam radiações emitidas pelo gamadensímetro.

O funcionamento deste aparelho portátil, baseia-se na propagação de radiação pelo solo e na mediação da quantidade dessa radiação que é deflectida pelo meio, assim como a quantidade de radiação que atravessa directamente o mesmo.

Deste modo, é possível não só determinar o teor de água existente no solo, como também, a massa volúmica do mesmo. Estes elementos podem ser comparados com o teor óptimo em água e a massa volúmica máxima resultante do ensaio, que foram previamente determinados em laboratório para uma determinada energia de compactação, e que dão, assim, a indicação do grau de compactação do material ensaiado (Troxler, 2010).

A fonte deste tipo de equipamento consta de dois tipos de materiais radioactivos: um que permite determinar o peso específico do solo, por emissão de raios gama; o outro permite determinar o teor em água natural, por emissão de neutrões.

Por sua vez a fonte de emissão também pode ser colocada de duas formas:

- Por “transmissão directa” com a fonte cravada no solo, onde a intensidade de raios gama é captada por unidade de tempo no contador e é inversamente proporcional à densidade do solo atravessado; e
- Por “transmissão indirecta” com o aparelho sobre o solo e a respectiva fonte junto à superfície do solo, em que a intensidade da resposta dada ao receptor é proporcional ao teor em água (Figura 5.4).

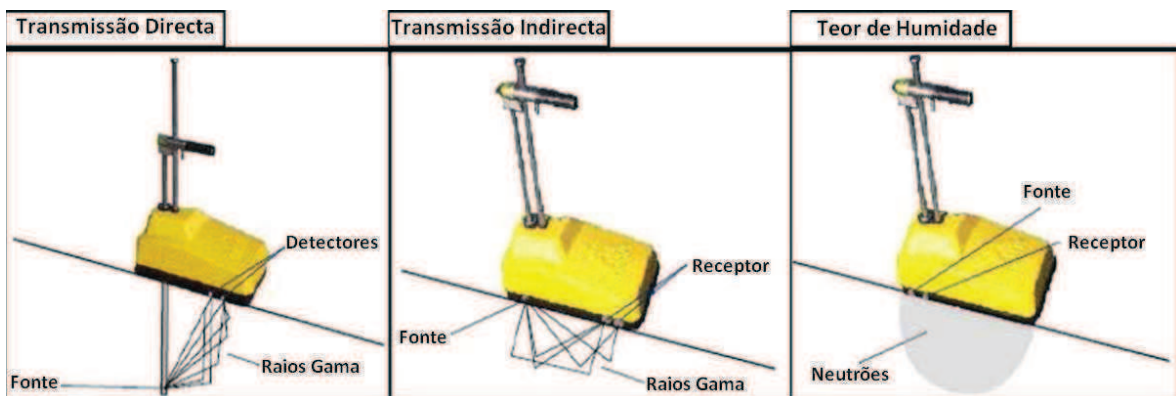


Figura 5.4 – Gamadensímetro (Fonte: Adaptado de Ribeiro, 2008)

Dado que este equipamento tem incorporado um “software” os valores de contagem são convertidos nas grandezas físicas pretendidas, nomeadamente o peso volúmico seco e o teor em água natural. Por outro lado, os resultados obtidos são de menor fiabilidade, sendo necessário efectuar operações contínuas de calibração, através de métodos clássicos, nomeadamente o

método da “garrafa de areia” e dispor de curvas de calibração apropriadas que permitam relacionar as grandezas determinadas com a intensidade de radiação emitida.

O controlo de compactação com recurso a este tipo de equipamento veio possibilitar a realização de amostragens mais representativas e a determinação de parâmetros físicos com maior rapidez.

A técnica de ensaio está descrita na norma ASTM D6938-10.

Compactação Insuficiente

Uma compactação insuficiente, avaliada pelo grau de compactação, requerido pelo caderno de encargos, poder ser devida a um dos seguintes problemas:

- Tipo de equipamento não adequado;
- Número insuficiente de passagens do cilindro;
- A utilização de uma frequência inadequada;
- Alteração no tipo de solo;
- Peso insuficiente do cilindro; e
- Defeitos no rolo do cilindro;

Para evitar todos estes problemas deve-se efectuar previamente uma análise à compactação. Se por algum motivo não se obtiver os resultados pretendidos deverá então actuar-se nos factores anteriormente referidos.

5.4 Ensaio de carga em placa (PLT)

O ensaio de carga em placa (*“Plate Load Test” – PLT*), consiste na avaliação da capacidade de uma plataforma submetida a um carregamento estático, em patamares, por intermédio de uma placa rígida, permitindo assim medir os assentamentos resultantes da aplicação da mesma.

Através dos resultados tensão/deformação é possível obter parâmetros de deformabilidade, nomeadamente o módulo de deformabilidade. Por outro lado, é possível determinar a tensão de rotura (q_u). Embora a determinação desta última se encontre limitada à capacidade de reacção necessária para se poder obter as respectivas cargas (Figura 5.5).

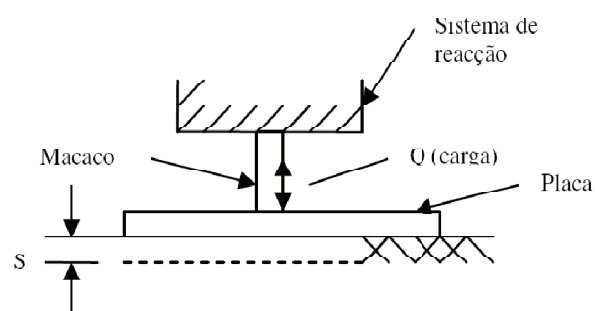


Figura 5.5 – Esquema do ensaio de carga em placa (Fonte: Vaz, 2005)

Equipamento do ensaio

- Placa de carga, habitualmente de forma circular com diâmetro habitual de 600mm, tendo sobrejacentes placas de dimensão decrescente (450 e 300mm);
- Sistema de aplicação de cargas, composto por um cilindro hidráulico colocado no centro da placa de menor diâmetro (300mm);
- Sistema de reacção de carga, onde devem ser verificadas as cargas deste equipamento de grande tonelagem para que as tensões necessárias sejam atingidas;
- Estrutura de referência composta por três vigas metálicas, dispostas 120º, centradas com a placa e apoiados em pontos que sejam suficientemente afastados da placa e da estrutura de reacção;
- Sistema de medição de cargas, designado por célula de carga, que vai encaixar no macaco hidráulico, que está ligado à consola digital de leitura por meio de um fio eléctrico; e
- Sistema de medição de assentamento composto por deflectómetros que têm uma sensibilidade de 0,02mm e capacidade mínima de 10mm.

O ensaio de carga em placa é comum a várias especificações normativas que permitem determinar o módulo de deformabilidade, das quais se destacam: NF P 94-117-1, ASTM D 1194/94, e DIN 18134. O que as distingue é a aplicação do regime de patamares de carga que depende fundamentalmente de um valor máximo de tensão aplicado, estabelecido em função das condições de serviço de cada obra específica. Por outro lado, os critérios deste ensaio podem ainda considerar a execução de ciclos de carga/descarga intermédios.

Ensaio de carga em placa segundo a norma NF P 94-117-1

A aplicação desta norma destina-se à determinação de módulos de deformabilidade associados a plataformas de aterro de obras rodoviárias, ferroviárias e aeroportuárias.

Este ensaio constitui dois ciclos de carga/descarga. No primeiro ciclo, a carga máxima aplicada na placa é de 250KPa. Esta tensão é mantida e medem-se os assentamentos sofridos de 15 em 15 segundos, até que se verifique uma diferença de leituras em cada deflectómetro inferior a 0,02 mm. A média dos assentamentos nos três deflectómetros é igual a Z_0 . De seguida, efectua-se a descarga total e a média dos assentamentos nos três deflectómetro é igual a Z_2 .

No segundo ciclo de carga, a tensão máxima aplicada na placa é de 200KPa. Esta tensão é mantida e medem-se os assentamentos de 15 em 15 segundos até se verificar uma diferença entre leituras em cada deflectómetro inferior a 0.02mm. No final do segundo carregamento determina-se o assentamento total, Z_1 (Figura 5.6).

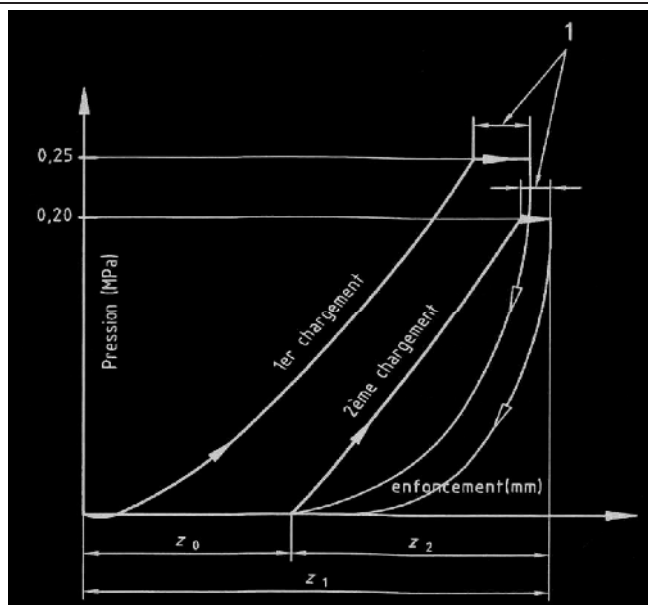


Figura 5.6 – Assentamentos resultantes da aplicação de ciclos de carga (Fonte: NF P 94-117-1,2000)

A partir dos resultados obtidos efectua-se o cálculo dos módulos de deformabilidade EV_1 e EV_2 de acordo com as expressões:

$$EV_1 = \frac{\pi}{4} \times (1 - \nu^2) \times \frac{p \times d}{Z_0} \quad \text{Equação 5.2}$$

$$EV_2 = \frac{\pi}{4} \times (1 - \nu^2) \times \frac{p \times d}{Z_2} \quad \text{Equação 5.3}$$

Em que:

EV_1 – Módulo de deformabilidade após o primeiro patamar de carga

EV_2 – Módulo de deformabilidade após o segundo patamar de carga

Z_0 – Deformação provocada pelo primeiro carregamento;

Z_2 – Deformação provocada pelo segundo carregamento;

ν – Coeficiente de Poisson;

p – Pressão média exercida sobre a placa carregada; e

d – Diâmetro da placa.

Ensaio de carga em placa segundo a norma ASTM D 1194/94

A aplicação desta norma destina-se à determinação de módulos de deformabilidade associados ao dimensionamento de fundações.

Neste ensaio a carga máxima aplicada deverá estar estabelecida com os valores de tensão interessados pelo caderno de encargos. Relativamente ao intervalo de patamares de carga intermédios, estes não devem ser superiores a 1/10 da carga de rotura estimada.

As descargas intermédias deverão ser realizadas tendo em conta três ciclos, considerando 50% e 25% da carga máxima até à descarga total.

O módulo de deformabilidade pode ser avaliado com base na seguinte expressão:

$$E = \frac{\Delta p \times D \times (1 - \nu^2) \times Cd \times Cz}{\Delta s} \times 100 \quad \text{Equação 5.4}$$

Em que,

E – Módulo de deformabilidade;

Δp – Incremento de carga;

D – Diâmetro da placa;

ν – Coeficiente de Poisson;

Cd – Coeficiente dependente da forma e rigidez da placa (0,79 para placas circulares rígidas);

Δs – Variação de assentamento; e

Cz – Factor de profundidade.

Ensaio de carga em placa segundo a norma DIN 18134

A aplicação desta norma destina-se à determinação de módulos de deformabilidade associados a plataformas de aterro de obras rodoviárias, ferroviárias e aeroportuárias.

Este ensaio consiste na aplicação de dois ciclos de carga seguidos de descarga, sendo cada ciclo de carga constituído por 6 patamares e cada descarga acompanhado por 3 patamares. No primeiro ciclo, a carga máxima aplicada deverá ser definida de acordo com as indicações do projecto. A descarga consiste em dois patamares intermédios, de 50% e 25% da carga máxima aplicada até à descarga total.

O segundo ciclo de carga máxima aplicada deverá ser 90% da carga máxima aplicada no primeiro ciclo. A nova descarga segue o procedimento tomado no primeiro ciclo.

Os módulos de deformabilidade EV_1 e EV_2 são determinados para um intervalo de carga entre 30% a 70% da carga máxima do respectivo ciclo.

$$EV = \frac{\pi \times r \times \Delta \sigma \times (1 - \nu^2)}{2 \times \Delta s} = 1,5 r \times \frac{\Delta \sigma}{\Delta s} \quad \text{Equação 5.5}$$

Em que:

EV – Módulo de deformabilidade;

r – Raio da placa (mm); e

Δs e $\Delta \sigma$ – Variação da carga e assentamento. Medidos a partir da curva carga/assentamentos, nos ciclos de cargas, a partir da inclinação da secante entre os pontos $0,30 \sigma_{\text{máx}}$ e $0,70 \sigma_{\text{máx}}$.

Através da razão entre os módulos de deformabilidade obtidos na carga (EV_1), e obtidos na recarga (EV_2), do solo, é possível avaliar o nível de compactação K, conforme o Quadro 5.3.

$$K = \frac{EV_2}{EV_1} \quad \text{Equação 5.6}$$

Quadro 5.3 – Avaliação do nível de compactação através do parâmetro K (Fonte: Vaz, 2005)

K	Nível de Compactação
1,0 – 1,2	Excelente Compactação
1,2 – 2,0	Boa Compactação
> 2,0	Razoável a deficiente Compactação

5.5 Deflectómetro de Impacto Pesado (FWD)

O deflectómetro de impacto pesado (*Falling Weight Deflectometer – FWD*) é um equipamento utilizado na avaliação da capacidade estrutural de um pavimento medindo a sua resposta a uma carga vertical de impacto (Figura 5.7). Trata-se de um ensaio não-destrutivo, que permite simular a acção de passagem de veículos (60-80 km/h), medindo, assim, a resposta do pavimento daí resultante relativamente às deflexões (Antunes, 1993).

A força de impacto do ensaio é gerada pela queda de uma massa de uma determinada altura sobre um conjunto de amortecedores. Poder-se-á ajustar a massa, a altura da queda e o número de amortecedores para cada ensaio. As deflexões são medidas por sensores (ou transdutores) no local onde é aplicada a carga de impacto e em diversos pontos de uma viga, em que o número de sensores (normalmente 6 a 9) e o afastamento entre si vai variar de acordo com os objectivos definidos para o ensaio e pelas características do pavimento em estudo (ASTM D 4694-96, 2003).



Figura 5.7 – Deflectómetro de impacto pesado (Fonte: Alves, 2007)

Geralmente, o deflectómetro de impacto é atrelado a um veículo colocado no local do ensaio, sendo por isso um ensaio estacionário. Após o estacionamento do equipamento, encosta-se a

placa de ensaio à superfície do pavimento e a massa é elevada até à altura que se pretende. Os resultados são obtidos num computador que se encontra a bordo do veículo rebocador. O diâmetro da placa de ensaio varia entre 30 a 45 cm, o que está de acordo com a norma ASTM-D4694-96. A placa de 45 cm de diâmetro é mais habitual ser utilizada em pavimentos aeroportuários, e a de 30 cm em pavimentos rodoviários (Figura 5.8).

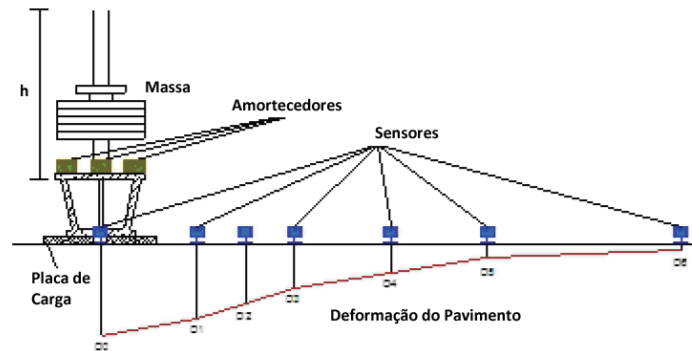


Figura 5.8 – Princípio de ensaio do deflectómetro de impacto pesado (Fonte: Adaptado de Alves, 2007)

Os transdutores utilizados para calcular a deflexão nos ensaios com este equipamento são os transdutores de inércia, que medem o deslocamento a partir de uma massa de referência ligada à sua parte exterior. Existem três tipos de transdutores: Geofones (transdutores de velocidade), Sismómetros (transdutores de deslocamento absolutos), e Acelerómetros.

É relevante considerar que a força aplicada em cada ponto de ensaio não corresponde exactamente à força pretendida, sendo necessário que os valores da deflexão estejam sempre normalizados com a força pretendida.

Através deste equipamento torna-se possível avaliar as condições de fundação, das camadas de base e de sub-base em fase de construção e determinar o comportamento estrutural do pavimento como os módulos de deformabilidade das várias camadas que o constituem.

Os resultados obtidos por este ensaio são bastante fiáveis, efectuados com rapidez e com elevado rendimento, tendo em conta a condição estacionária, embora a carga aplicada seja dinâmica.

As cargas de impacto aplicadas podem atingir os 250 kN, sendo que as maiores cargas dizem respeito a equipamentos *Heavy Weight Deflectometer* e podem ser utilizados em pavimentos rodoviários e em pavimentos aeroportuários. No Quadro 5.4, são evidenciadas as características de um deflectómetro de impacto do tipo HWD.

Quadro 5.4 – Especificações técnicas do deflectómetro de impacto pesado do LNEC

Dimensões	
C x L x A	4,30 x 1,84 x 1,30 (m)
Peso	1180 Kg
Número de eixos	2
Características de carga	
Intervalo de carga	7-250 KN
Duração da aplicação da carga	20 – 30 meseg
Sensores de deflexão	
Tipo de sensor	geofones
Número de geofones	9
Sensor de Temperatura	
Número de Sensores	1 manual e 3 opcionais
Intervalo de medição de temperaturas	0°C a 45°C

5.6 Ensaio Deflectómetro de Impacto Portátil (LFWD)

O deflectómetro de impacto portátil, ou ligeiro, o LFWD (“Light Falling Weight Deflectometer”) é um modelo que tem a vantagem de poder ser utilizado em locais de difícil acesso. O facto de permitir obter informação imediata “*in situ*” para uma rápida avaliação dos materiais ensaiados e a sua facilidade de transporte, torna a execução do ensaio de baixo custo.

Foi desenvolvido na Alemanha e tem por base a norma: ASTM E2583-07: Standard Test Method for Measuring Deflections with a Light Weight Deflectometer.

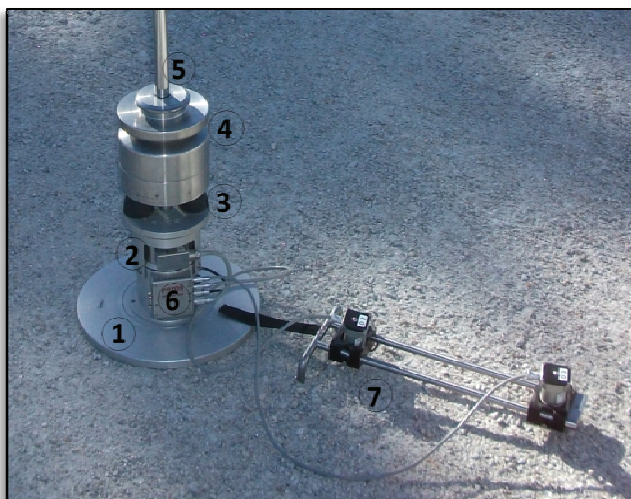
Embora de diversos países de origem e de diferentes fabricos todos os vários modelos existentes no mercado têm princípios de funcionamento similares. Os mais comuns são: o *Prima 100 LFWD* (Figura 5.9), o *German Dynamic Plate (GDP)*, e o *Dynatest 3031 LWD*.



Figura 5.9 – Deflectómetro de impacto portátil modelo - Prima 100

Este equipamento, tal como o deflectómetro de impacto pesado, permite determinar a deformação à superfície, medindo as deflexões geradas pela aplicação da carga de modo não destrutivo. A aquisição e a avaliação de dados são realizadas com o auxílio de um computador portátil ou de um PDA, através da tecnologia de comunicações sem fios denominada por Bluetooth, obtendo-se assim valores com grande facilidade, em apenas 30 segundos e só com um operador.

É constituído por uma placa de carga circular (de 100 mm, 150mm, 200 mm ou 300 mm) que assenta directamente sobre o material a ensaiar, uma massa móvel que se desloca num varão guia fixo e que cai livremente de uma altura definida, uma célula de carga que mede a força aplicada à superfície, um conjunto de borrachas amortecedoras que protegem a célula de carga da queda da massa e um geofone posicionado no centro da placa, que mede as deflexões induzidas. Além do geofone central podem ser utilizados mais dois geofones consoante o fabricante (Figura 5.10):



1 – Placa de carga
2 – Cilindro com célula de carga
3 – Borrachas amortecedoras
4 – Massa móvel
5 – Varão guia
6 – Mecanismos para o geofone central
7 – Geofones extra

Figura 5.10 – Constituintes de um deflectómetro de impacto portátil

A massa móvel é elevada manualmente até uma altura definida (no máximo de 0,80 m) e largada, caindo sobre os amortecedores, que transmitem um impulso à placa de carga e ao solo. Esta força aplicada no solo é medida pela célula de carga e a deflexão daí resultante é medida pelo geofone central e pelos geofones laterais, caso estes sejam utilizados. As deflexões e as forças medidas são transmitidas ao sistema de controlo (computador portátil ou PDA), que utilizando um software adequado (Figura 5.11) utiliza-as para calcular o módulo de rigidez elástico segundo a seguinte fórmula:

$$E_{LFWD} = 0,75 d \times \frac{\sigma}{\delta_c} \quad \text{Equação 5.7}$$

Em que:

E_{LFWD} – Módulo de rigidez elástico;

σ – Tensão aplicada (kPa);

d – Diâmetro da placa (m); e

δ_c – Deflexão central (m).



Figura 5.11 – Exemplo de software utilizado no deflectómetro de impacto portátil

Aplicações do deflectómetro de impacto portátil:

- Caracterização da fundação previamente à aplicação da placa de betão (determinação do CBR e do módulo de reação do subleito);
- Determinação dos parâmetros elásticos “*in situ*” das camadas; e
- Controlo de qualidade e recebimento de obra

Vantagens do deflectómetro de impacto portátil:

- Pouca interferência com a operação do local (ensaios não destrutivos);
- Grande número de ensaios realizado em curto período de tempo permitindo o “mapeamento” do terreno;
- Rapidez na obtenção dos resultados;
- Possibilidade de realizar ensaios em áreas de difícil acesso; e
- Fiabilidade dos resultados.

5.7 Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo (MCSC) – Portancemètre

O CETE – Centre d’ Etudes Techniques de l’Equipement juntamente com o LCPC – Laboratoire Central des Ponts et Chaussées desenvolveram e conceberam um Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo (MCSC).

Trata-se de um equipamento de elevada performance que permite a medição em contínuo, sem espaços vazios de informação, do módulo de deformabilidade de uma plataforma.

A profundidade do ensaio encontra-se na ordem dos 0,60 m, estando assim o equipamento competente para avaliar o módulo de deformabilidade (EV_2) em camadas de solos ou agregados (naturais ou tratados) que se encontrem numa gama de valores entre 30 a 300 Mpa (Figura 5.12).



Figura 5.12 – MCSC em auscultação (Fonte: <http://www.geocontrole.pt/>)

O equipamento apresenta um modo de funcionamento muito semelhante ao de um rolo de um cilindro vibrador, circulando a uma velocidade constante de 3,6Km/hora. A vibração é gerada por um motor hidráulico a uma frequência próxima de 35Hz, o que permite obter no intervalo de cada metro cerca de 30 conjuntos força-deflexão, que por recurso a uma regressão linear será possível traçar um gráfico módulo de deformabilidade vs distância.

A roda vibrante possui 1m de diâmetro, 200 mm de espessura, e 600Kg à qual se associa a massa de 400Kg da reacção com que vai afectar uma profundidade de ensaio da ordem dos 0,60m (Figura 5.13).



Figura 5.13 – Roda vibrante instrumentada com acelerómetros (Fonte: <http://www.lcpc.fr/>)

O MCSC avalia ainda a regularidade geométrica transversal e longitudinal da camada auscultada, pois para cada ponto de medição do módulo são também avaliadas as respectivas pendentes através de inclinómetros instalados junto à roda de medida.

A roda vibrante está instrumentada com equipamento que lhe permite medir as componentes necessárias ao cálculo da rigidez da superfície, dispondo ainda o equipamento de um software de cálculo automático que afixa num monitor, em tempo real, e na forma de um gráfico, o perfil longitudinal contínuo do módulo de deformabilidade da camada em função da distância percorrida (Figura 5.14).

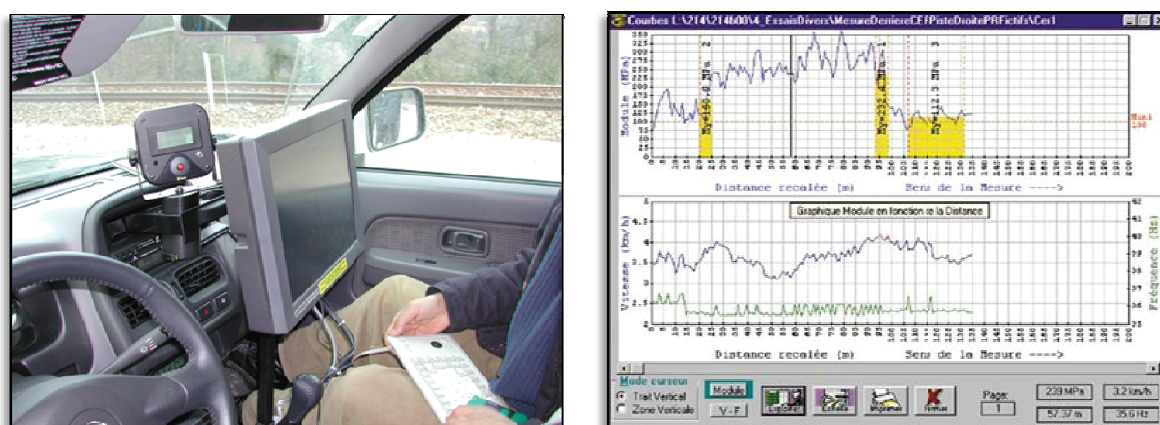


Figura 5.14 – Monitor de afixação dos módulos (Fonte: <http://www.lcpc.fr/>)

5.8 Geogauge - Medidor do Índice de Rigidez de Solos Compactados

O Geogauge é um equipamento (não radioactivo), fabricado pela Humboldt Scientific Inc que possibilita a determinação dinâmica do módulo de elasticidade do material “in situ”, assim como a resistência da camada às deflexões (Figura 5.15).

Este dispositivo é utilizado no controlo de qualidade da compactação no processo construtivo da fase de regularização do subleito e das camadas de pavimento (Fernandes, 2005). Conforme as especificações técnicas apresentadas pelo fabricante, trabalha medindo a tensão imposta à superfície do solo e a velocidade resultante da superfície, como uma função do tempo.

O Geogauge tem dimensões de 280 mm x 270 mm, pesa 10 Kg e efectua medições até uma profundidade de 310 mm com uma duração de 75 segundos.



Figura 5.15 – Equipamento Geogauge (Fonte: <http://www.humboldtmg.com/>)

A rigidez e o módulo de elasticidade do solo são assim determinados em função da força constante vibratória aplicada na superfície do solo e da reflexão das ondas de vibração ao longo da duração do ensaio. O equipamento possui 25 tipos de faixas de frequência de vibração, variando de 100 a 196 Hz.

Os procedimentos do ensaio deverão ser regidos pela norma de referência ASTM D6758. Para a execução do ensaio cabe ao utilizador apenas introduzir valores do coeficiente de Poisson (ν) do material, e os módulos de rigidez e de elasticidade do solo serão determinados pelo equipamento, de acordo com as seguintes equações:

$$G = \frac{R \times (1 - \nu)}{0,202311} \quad \text{Equação 5.8}$$

$$E = \frac{R \times (1 - \nu^2)}{0,202311} \quad \text{Equação 5.9}$$

Em que:

G – Módulo de rigidez (em MPa);

E – Módulo de elasticidade (em Mpa);

R – Rigidez (em MN/m); e

ν – Coeficiente de Poisson.

Vantagens do Geogauge:

- Equipamento portátil, pois apenas pesa 10Kg;
- Não utiliza elementos radioactivos, não necessitando de licenças para transporte ou de local de armazenamento especial;
- Pode executar-se o ensaio lado a lado com os equipamentos de compactação, mesmo com vibração;
- Ensaio de rápida execução, visto que cada medição leva apenas 75 segundos; e
- Expressa valores do índice de rigidez e do módulo de Young, valores que podem ser correlacionados com outras variáveis mediante uso de modelos específicos.

6. Estudo experimental

6. Estudo experimental

No decurso deste trabalho foram realizados dois estudos experimentais, em tipos de materiais diferentes, que visam essencialmente o controlo da compactação em aterros:

- O primeiro estudo experimental foi realizado numa obra rodoviária, mais concretamente na Subconcessão do Douro Interior – Lote 6 – IC5 Troço Murça/Nó de Pombal, em leito de pavimento com agregado de granulometria extensa; e
- No segundo estudo experimental, os ensaios foram executados numa obra ferroviária, nomeadamente na obra de modernização do troço Bombel e Vidigal a Évora, em solo.

Em ambos os estudos, o controlo da compactação foi realizado através da execução de ensaios “*in situ*”, tais como: o ensaio de carga em placa e o deflectómetro de impacto portátil para a avaliação de parâmetros de deformabilidade, e os ensaios de garrafa de areia e de gamadensímetro para avaliação de graus de compactação.

6.1 Subconcessão Douro Interior – Lote 6 – IC 5 Troço Murça/Nó de Pombal

6.1.1 Enquadramento da obra

A Subconcessão do Douro Interior irá abranger 15 concelhos, tendo uma extensão total de 242 km, dos quais 232km são de construção nova, divide-se em 111km de IP2, entre Macedo de Cavaleiros e Celorico da Beira, estendendo-se do distrito de Bragança até à Guarda e 131km de IC5 que ligará Murça no distrito de Vila Real, a Miranda do Douro no distrito de Bragança. A concessão irá incluir também o lanço com 10km do IP2 que actualmente liga Macedo de Cavaleiros a Vale do Benfeito. No que diz respeito ao estudo experimental, a campanha de ensaios foi realizada no Lote 6, nomeadamente do Pk0+200 ao Pk1+125 (Figura 6.1).



Figura 6.1 – Subconcessão do Douro Interior - Lote 6 - IC5 Troço Murça/Nó de Pombal

Os 24km previstos para o Lote 6, entre Murça (Nó do Pópulo – IP4) e Pombal (Carrazeda de Ansiães), constituem um novo troço do IC5. Nesta empreitada destacam-se cerca de 4 milhões de metros cúbicos de movimentos de terras (com elevada percentagem de rocha), e duas obras de

Arte Especiais, nas quais se inclui a Ponte sobre o Rio Tua, e ainda a execução de 29 obras de Arte Correntes. Neste Lote 6, os trabalhos iniciaram-se em Agosto de 2009 e têm conclusão prevista para final de 2011 (Figura 6.2).

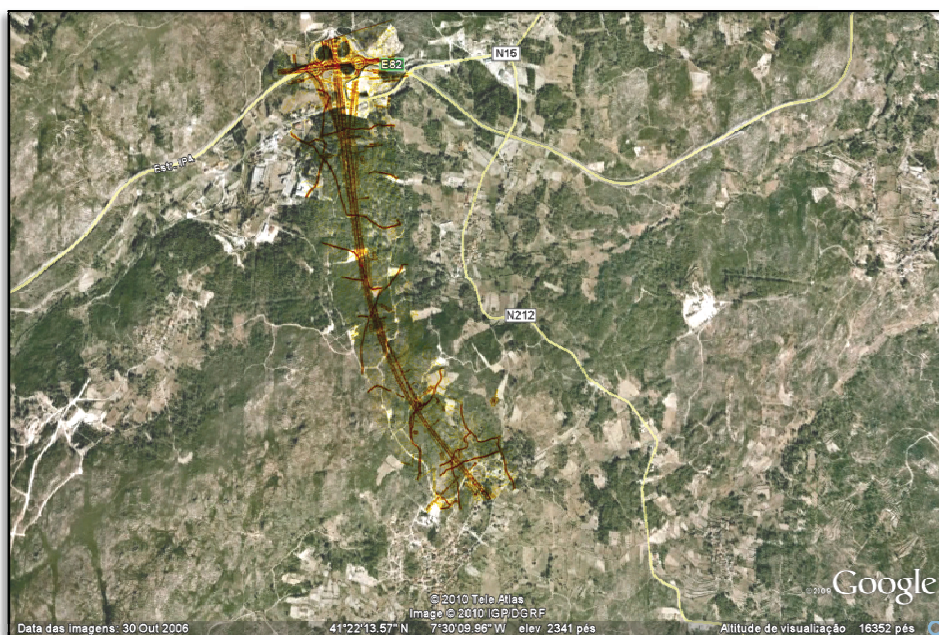


Figura 6.2 – Mapa representativo da estrada a construir no Lote 6 do Pk0+000 ao Pk1+400

6.1.2 Descrição dos trabalhos

A campanha de ensaios foi realizada na camada de leito de pavimento, que era constituído por duas camadas de 15cm cada:

- Sub-base, em que os ensaios foram executados na faixa da esquerda; e
- Base, onde os ensaios foram realizados na faixa da direita.

A plataforma disponível para execução dos ensaios tinha uma extensão de 925 m (Pk0+200 – Pk1+125) (Figura 6.3). Na camada de base efectuaram-se os ensaios de carga em placa, deflectómetro de impacto portátil, gamadensímetro e garrafa de areia, e na camada de sub-base derivado ao rápido avanço da obra, apenas foi possível realizar os ensaios de carga em placa e gamadensímetro.

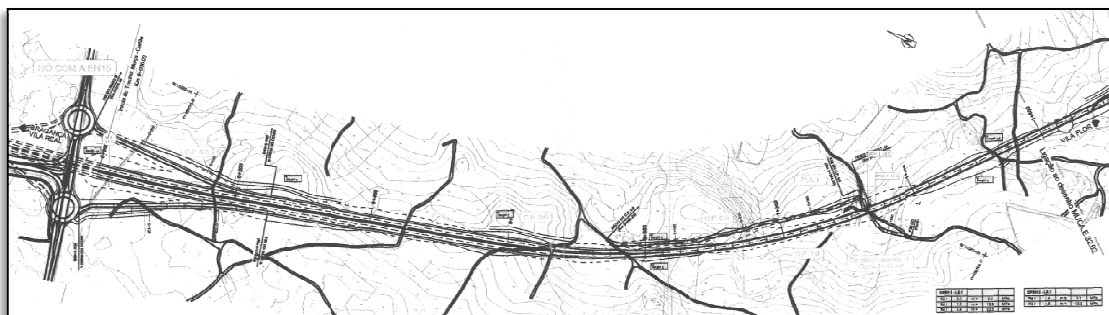


Figura 6.3 – Planta do projecto do Pk0+000 a Pk1+400

No Quadro 6.1 está representada a campanha de ensaios realizada “in situ” das duas camadas.

Quadro 6.1 – Quantidade de ensaios realizados na sub-base e base

Camada	Ensaio Realizados				
	Carga em Placa NF P94-117-1	Deflectómetro de impacto portátil ASTM E 2583:07	Gamadensímetro ASTM D6938:10		Garrafa de areia LNEC E 204:1967
			Sup.	10cm	
Sub-base	8	-	8	8	-
Base	8	32	8	8	3

No Anexo I podem ser consultados os boletins de ensaio associados a este estudo experimental.

6.1.3 Identificação e caracterização física do material

O material ensaiado era um agregado granítico de granulometria extensa, proveniente de uma Pedreira de Vila Real. Este agregado foi utilizado na camada de Sub-base e na camada de Base. No Quadro 6.2 e 6.3 apresentam-se os resultados dos ensaios de caracterização que foram realizados neste material:

Quadro 6.2 – Resultados do ensaio da análise granulométrica no agregado de granulometria extensa

Análise granulométrica (com lavagem) JAE. S:8 : 1953	n.º	mm	%
	2''	50,8	100
	1 ½''	38,1	98,2
	1''	25,4	76,4
	¾''	19,1	65,4
	½''	12,7	54,3
	3/8''	9,52	48,4
	4	4,76	38,9
	10	2	27,3
	20	0,84	18,1
	40	0,42	12,3
	80	0,177	7,2
	200	0,074	4,1

Quadro 6.3 – Resultados laboratoriais para caracterização do agregado

Equivalente de areia (LNEC E 199:1968)	63%
Azul de metileno (NF P18-592:1991) Valor de azul de metileno corrigido	0,51 g/100g solo 8%
Índices de alongamento e lamelação (BS: Secções 105.1 e 105.2)	Índice de lamelação IL = 22% Índice de alongamento IA = 34%
Desgaste pela máquina de Los Angeles (LNEC E 237:1971)	50,8% (A)
Peso específico e absorção de água de inertes (ASTM C 127/ASTM C 128:1982)	P#n.º4: 2,6 g/cm ³ P#n.º4: 2,5 g/cm ³
Compactação de agregados (LNEC E 197:1966)	γ_s máx corrigido: 2,20 g/cm ³ w óptimo corrigido: 5,9%
Peso volúmico seco (NP 955:1974)	Peso volúmico seco de inertes compactados: 1850 g/cm ³ Peso volúmico seco de inertes não compactados: 1650 g/cm ³

Da análise dos resultados apresentados no Quadro 6.2 e 6.3 podemos concluir que o agregado cumpria os critérios definidos no caderno de encargos da EP, 2009.

6.1.4 Ensaios “*in situ*”

6.1.4.1 Resultados ensaio de carga em placa

Os ensaios de carga em placa foram realizados segundo a norma francesa NF P94-117-1, com uma placa de 600 mm e os assentamentos medidos através de três deflectómetros (Figura 6.4).



Figura 6.4 – Ensaio de carga em placa realizado na campanha de ensaios

Os resultados obtidos no ensaio de carga em placa após dois ciclos de carga e uma descarga foram os seguintes (Quadro 6.4):

Quadro 6.4 – Resultados obtidos no ensaio de carga em placa em ambas as camadas

Localização	Camada de Sub-base				Camada de Base			
	EV ₂ (MPa)	EV ₁ (MPa)	Δ (EV ₂ -EV ₁) (Mpa)	EV ₂ /EV ₁	EV ₂ (MPa)	EV ₁ (MPa)	Δ (EV ₂ -EV ₁) (Mpa)	EV ₂ /EV ₁
Pk0+200	97,5	68,0	29,5	1,4	96,7	56,3	40,4	1,7
Pk0+300	108,6	71,2	37,4	1,5	85,2	49,1	36,1	1,7
Pk0+400	108,6	80,5	28,1	1,3	111,8	66,2	45,6	1,7
Pk0+500	89,6	58,0	31,6	1,5	123,9	75,7	48,2	1,6
Pk0+600	129,3	98,1	31,2	1,3	79,1	43,3	35,8	1,8
Pk0+700	102,7	72,6	30,1	1,4	166,7	81,7	85,0	2,0
Pk0+800	79,1	44,5	34,6	1,8	114,3	67,2	47,1	1,7
Pk0+950	89,2	58,0	31,2	1,5	95,7	85,9	9,8	1,1

Máximo	129,3	98,1	37,4	1,8	166,7	85,9	85,0	2,0
Mínimo	79,1	44,5	28,1	1,3	79,1	43,3	9,8	1,1
Amplitude	50,2	53,6	9,3	0,5	87,6	42,6	75,2	0,9
Média	100,6	68,9	31,7	1,5	109,2	65,7	43,5	1,7
Desvio Padrão	15,5	16,2	3,0	0,1	27,7	15,3	20,8	0,3
Coef. de Variação	0,154	0,235	0,094	0,098	0,254	0,233	0,478	0,155

Camada de Sub-Base:

Na camada de sub-base os valores obtidos de EV₂ ficaram compreendidos entre 129,3 MPa e 79,1 MPa, e os de EV₁ entre 98,1MPa e 44,5 MPa, constatando-se que houve uma variação de aproximadamente 50Mpa tanto para EV₁ como para EV₂. A média de EV₂ ficou registada nos 100,6 MPa, o desvio padrão em 15,5 e o coeficiente de variação em 15,4%. Para EV₁ o valor médio obtido ao longo da extensão da camada foi 68,9 MPa, o desvio padrão em 16,2 e o coeficiente de variação 23,5% (Figura 6.5).

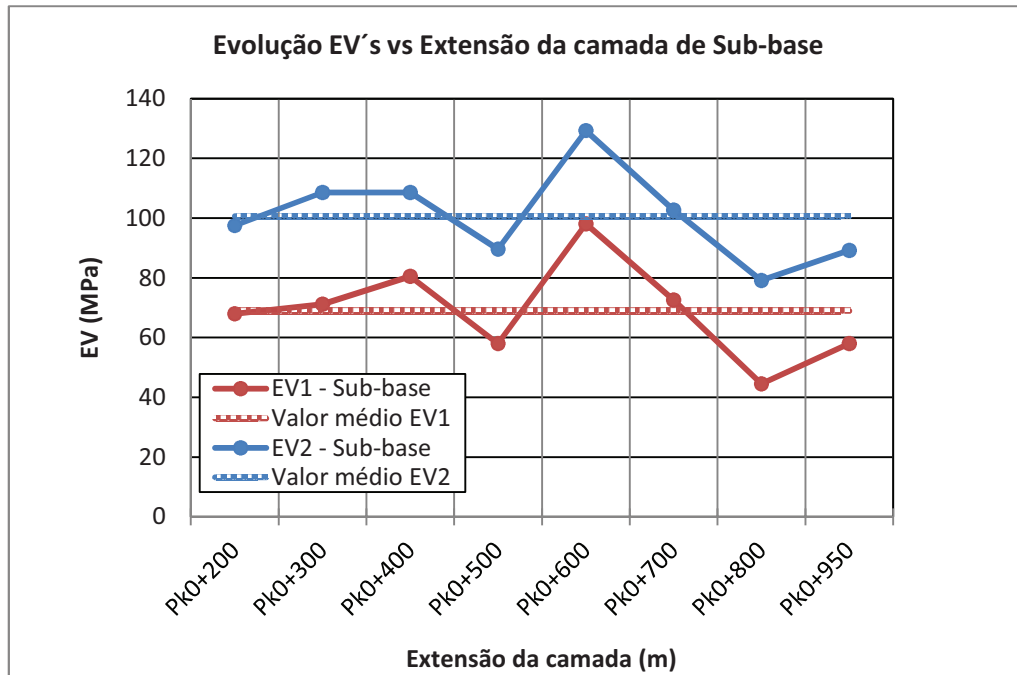


Figura 6.5 – Resultados obtidos no ensaio de carga em placa na camada de Sub-base

Da análise do Quadro 6.4 constata-se que a razão EV_2/EV_1 de todos os pontos se encontra no intervalo representativo de uma Boa Compactação [2,0 – 1,2], obtendo-se valores compreendidos entre 1,8 e 1,3.

Observado a diferença de valores entre EV_2 e EV_1 em cada ponto ensaiado na camada de Sub-base, obteve-se uma variação máxima de 37,4 MPa e mínima de 28,1 MPa, o que representa uma amplitude de 9,3 MPa (Figura 6.6).

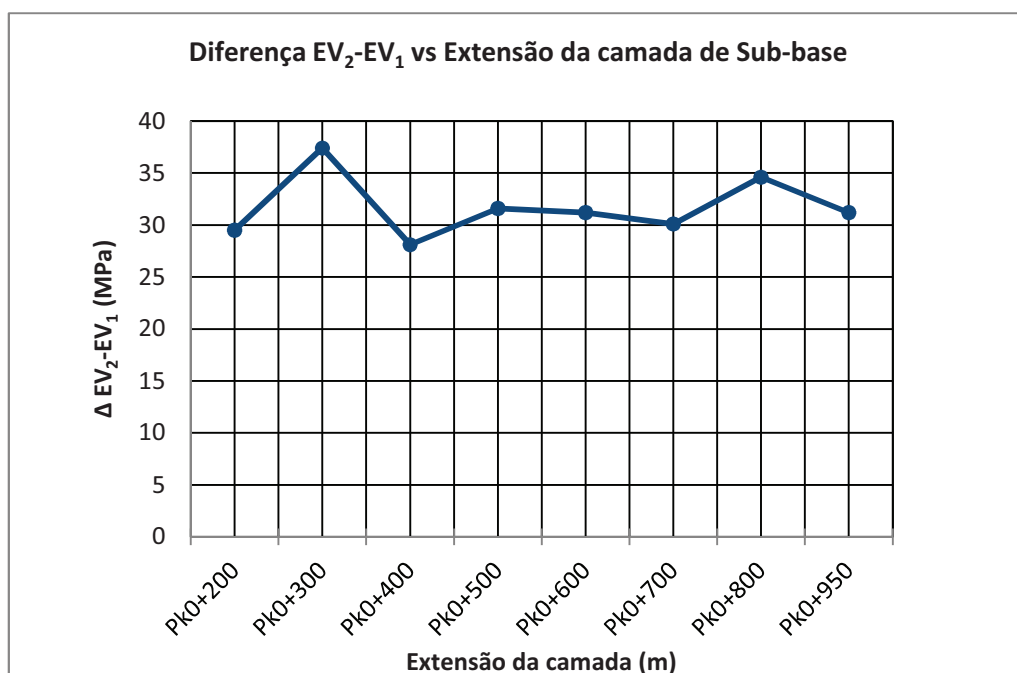


Figura 6.6 – Representação da variação da diferença de EV_2-EV_1 ao longo da extensão da Sub-base

Camada de Base:

Da análise dos dados do Quadro 6.4 podemos constatar que de forma geral, os resultados alcançados foram bastante similares aos da camada de Sub-base com excepção dos pontos Pk0+700 e Pk0+950.

Obtiveram-se valores de EV_2 compreendidos entre 166,7 MPa e 79,1 MPa; e de EV_1 entre 85,9 MPa e 43,3 MPa. Neste caso, tal como na camada de Sub-base, a variação continuou elevada, revelando-se bastante díspar, para EV_1 foi de 42,6 MPa e para EV_2 de 87,6 MPa.

A média de EV_2 ficou registada nos 109,2 Mpa, o desvio padrão em 27,7 e o coeficiente de variação em 25,4%. Para EV_1 o valor médio obtido ao longo da extensão da camada foi 65,7 MPa, o desvio padrão em 15,3 e o coeficiente de variação em 23,3% (Figura 6.7).

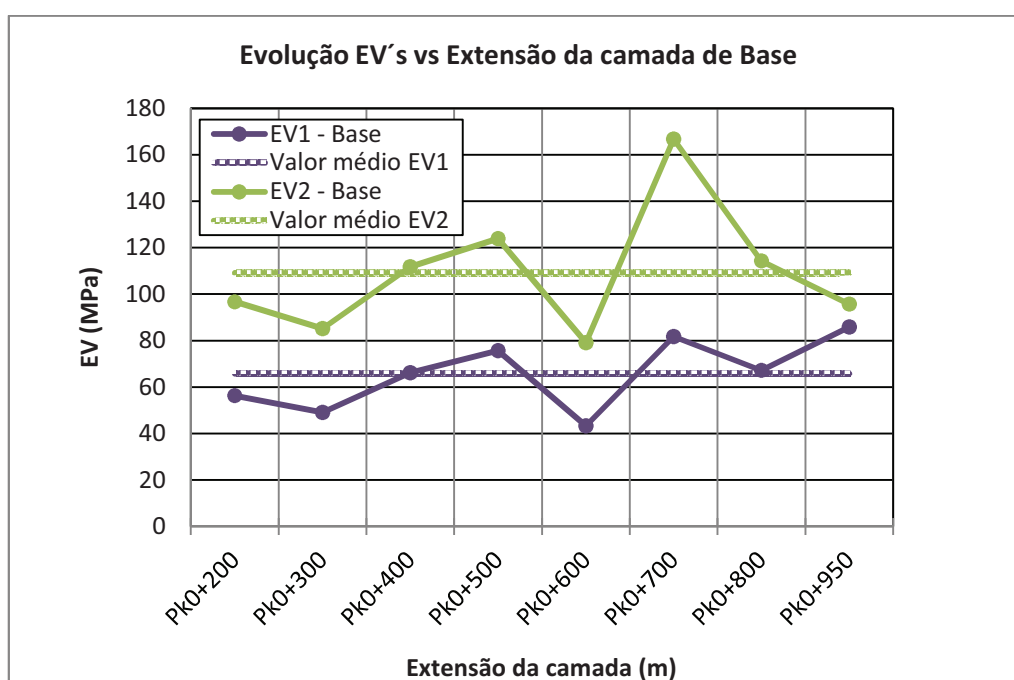


Figura 6.7 – Resultados obtidos no ensaio de carga em placa na camada de Base

Os resultados obtidos na razão EV_2/EV_1 foram de encontro com intervalo representativo de uma Boa Compactação [2,0 – 1,2], e de uma Excelente Compactação [1,0 – 1,2]. Obtiveram-se valores compreendidos entre 2,0 e 1,1, que são coincidentes com os pontos Pk0+700 e Pk0+950, respectivamente.

Analisando a diferença de valores entre EV_2 e EV_1 em cada ponto ensaiado ao longo da extensão da camada de Base, obteve-se uma variação máxima de 85,0 MPa e mínima de 9,8 MPa, o que representa uma amplitude de 75,2 MPa. Se não forem contabilizados os pontos localizados no Pk0+700 e Pk0+950, o valor máximo registado passa a ser 48,2 MPa e o mínimo 35,8 MPa, havendo uma oscilação de apenas 12,4 MPa, que é bastante semelhante à variação obtida na camada de Sub-base (Figura 6.8).

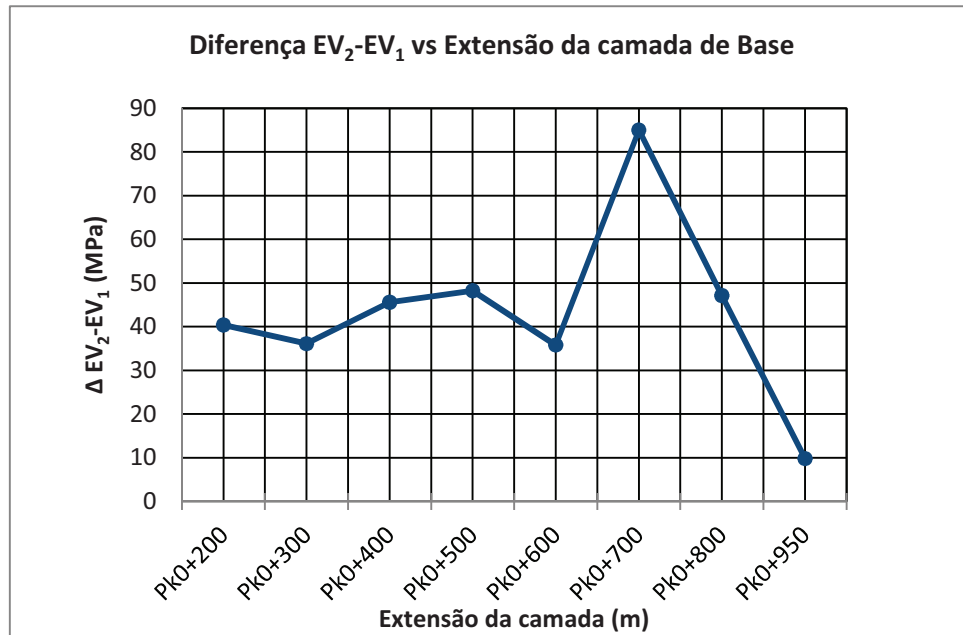


Figura 6.8 – Representação da variação da diferença de EV₂-EV₁ ao longo da extensão da camada de Base

Da análise dos resultados obtidos nas duas camadas podemos concluir que apesar de se tratar de um material homogéneo e rotulado com marcação CE, verificou-se que o desempenho das camadas no que se refere à determinação do módulo de deformabilidade não foi uniforme. As Figuras 6.9 e 6.10 representam a relação de EV₂ vs EV₁ na camada de Sub-base e Base, respectivamente.

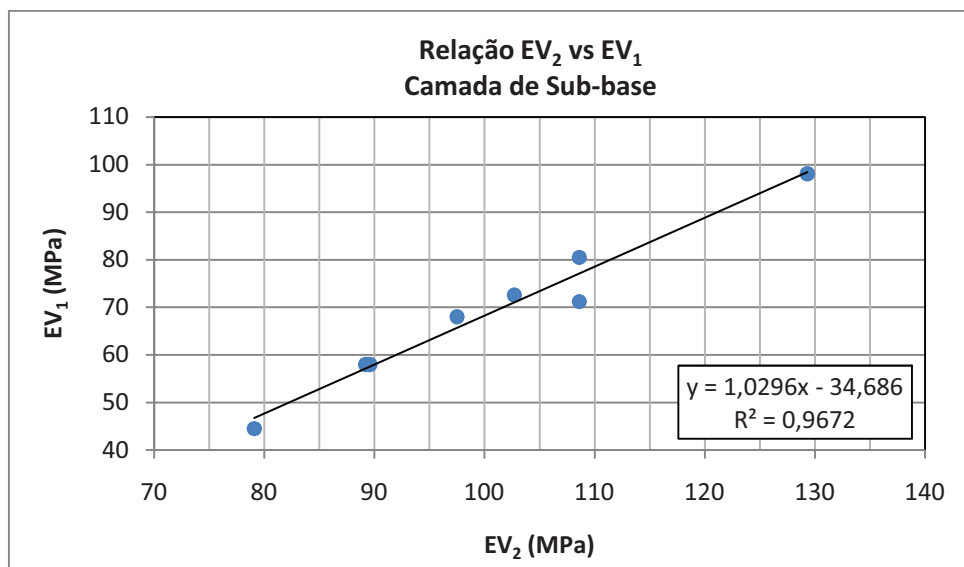


Figura 6.9 – Relação de EV₂ vs EV₁ na camada de Sub-base

O modelo linear, utilizado para representar a correlação entre EV₁ e EV₂ na camada de Sub-base, explica cerca de 96% da variabilidade encontrada, pelo que se mostra um ajustamento muito próximo da relação observada entre os módulos de deformabilidade após o primeiro e o segundo

patamares de carga. Assim, verifica-se efectivamente que os dois parâmetros avaliados estão correlacionados positivamente.

O mesmo não se passa com o comportamento dos referidos parâmetros na camada de Base, dado que o modelo linear apenas explica cerca de 45% da variabilidade observada entre eles. De facto, o desempenho das camadas apresenta alguma discrepância de valores ao longo de toda a sua extensão, tal como já se referiu. Uma possível causa para esta discrepância de valores poderá estar relacionada com diferentes condições de execução no processo de compactação (n.º de passagens, tipos de frequência), irregularidades da espessura da camada, e factores climatéricos.

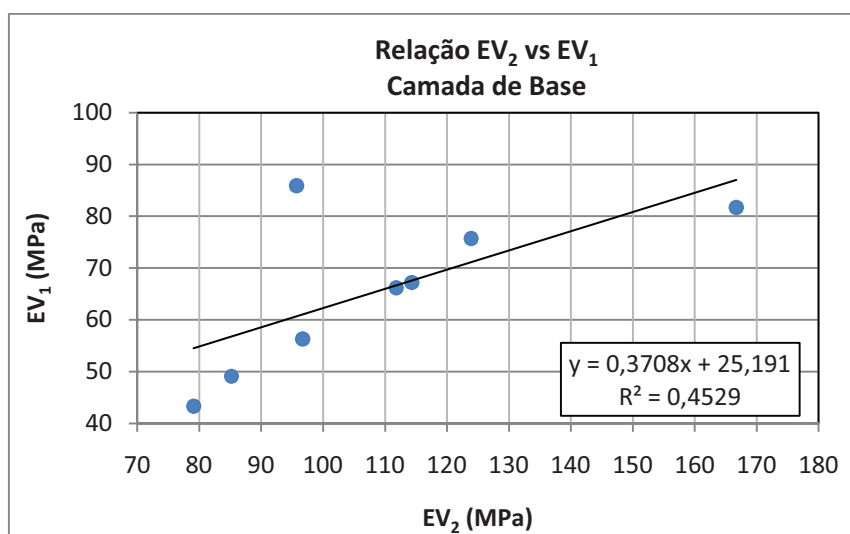


Figura 6.10 – Relação de EV₂ vs EV₁ na camada de Base

No entanto, se na camada de Base forem eliminados os pontos Pk0+700 e Pk0+950, o coeficiente de determinação (R²) sobe para 0,9957, como é evidenciado na Figura 6.11.

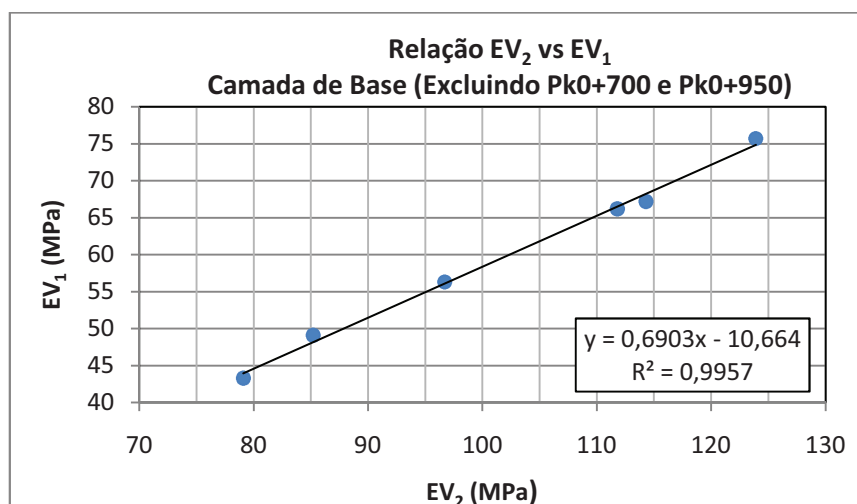


Figura 6.11 – Relação de EV₂ vs EV₁ excluindo o Pk0+700 e Pk0+950 na camada de Base

Podemos então concluir, que no ensaio de carga em placa podemos estimar valores de EV₁ a partir de valores de EV₂ com um elevado grau de confiança.

6.1.4.2 Resultados deflectómetro de impacto portátil

Foram executados 32 ensaios com o deflectómetro de impacto portátil – modelo Prima 100 (Figura 6.12), na camada de Base, segundo a norma ASTM E 2583. No entanto, apenas 8 desses ensaios, coincidentes com a localização da execução dos ensaios de carga em placa, é que vão ser alvo de estudo para termo de comparação, sendo os restantes ensaios analisados isoladamente.

O ensaio foi executado em conjunto de 10 repetições, com uma placa 150mm, com uma massa de 10kg e com uma altura de queda de 0,80, permitindo assim a aplicação de uma carga de cerca de 9KN. O Geofone central utilizado é denominado de D1, sendo também utilizado um Geofone extra denominado de D2.



Figura 6.12 – Deflectómetro de impacto portátil – modelo Prima 100

Os resultados obtidos no ensaio de deflectómetro de impacto portátil na camada de Base estão representados no Quadro 6.5.

Quadro 6.5 – Resultados obtidos no deflectómetro de impacto portátil

Localização	Camada de Base			Localização	Camada de Base		
	Geofone central D1 (MPa)	Geofone extra D2 (MPa)	Δ D1-D2 (MPa)		Geofone central D1 (MPa)	Geofone extra D2 (MPa)	Δ D1-D2 (MPa)
Pk0+200	143,8	81,0	62,8	Pk0+450	128,8	76,4	52,4
Pk0+225	131,5	81,0	50,5	Pk0+475	146,1	110,6	35,5
Pk0+250	84,7	72,0	12,7	Pk0+500	108,2	104,4	3,8
Pk0+275	120,0	81,0	39	Pk0+525	133,8	94,2	39,6
Pk0+300	82,5	74,0	8,5	Pk0+550	123,2	135,0	-11,8
Pk0+325	111,0	93,8	17,2	Pk0+575	90,8	42,2	48,6
Pk0+350	103,4	93,8	9,6	Pk0+600	86,2	51,0	35,2
Pk0+375	132,5	67,2	65,3	Pk0+625	90,2	86,8	3,4
Pk0+400	169,7	116,4	53,3	Pk0+650	97,2	86,0	11,2
Pk0+425	130,8	96,6	34,2	Pk0+675	86,5	100,8	-14,3

(Continuação)

Quadro 6.5 - Resultados obtidos no deflectómetro de impacto portátil (Continuação)

Localização	Camada de Base			Localização	Camada de Base		
	Geofone central D1 (MPa)	Geofone extra D2 (MPa)	Δ D1-D2 (MPa)		Geofone central D1 (MPa)	Geofone extra D2 (MPa)	Δ D1-D2 (MPa)
Pk0+700	98,1	95,2	2,9	Pk0+912,5	104,3	-	-
Pk0+725	162,9	-	-	Pk0+950	101,7	60,5	41,2
Pk0+750	111,2	-	-	Pk0+987,5	81,5	-	-
Pk0+775	121,6	-	-	Pk1+025	84,3	-	-
Pk0+800	90,3	101,6	-11,3	Pk1+062,5	97,1	-	-
Pk0+837,5	130,0	124,0	6,0	Pk1+100	123,9	82,6	41,3
Pk0+875	133,3	-	-	Pk1+125	93,6	-	-

No Quadro 6.6 são evidenciados os resultados obtidos com o ensaio de deflectómetro de impacto portátil, apenas nos locais onde estes foram coincidentes com a realização do ensaio de carga em placa.

Quadro 6.6 – Resultados do deflectómetro de impacto portátil e do ensaio de carga em placa

Localização	Camada de Base			
	Deflectómetro de Impacto Portátil		Ensaio de Carga em placa	
	Geofone central D1 (MPa)	Geofone extra D2 (MPa)	EV ₂ (MPa)	EV ₁ (MPa)
Pk0+200	143,8	81,0	96,7	56,3
Pk0+300	82,5	74,0	85,2	49,1
Pk0+400	169,7	116,4	111,8	66,2
Pk0+500	108,2	104,4	123,9	75,7
Pk0+600	86,2	51,0	79,1	43,3
Pk0+700	98,1	95,2	166,7	81,7
Pk0+800	90,3	101,6	114,3	67,2
Pk0+950	101,7	60,5	95,7	85,9
Máximo	169,7	116,4	166,7	85,9
Mínimo	82,5	51,0	79,1	43,3
Amplitude	87,2	65,4	87,6	42,6
Média	110,1	85,5	109,2	65,7
Desvio Padrão	30,78	22,78	27,71	15,27
Coef. de Variação	0,280	0,266	0,254	0,233

No ensaio de deflectómetro de impacto portátil, numa extensão de 925 m, e num material relativamente homogéneo como este agregado de granulometria extensa, não deveria haver tanta discrepância entre os valores de D1 e D2, o que seria de esperar era obter valores de D1 superiores aos de D2, visto que este geofone se encontra mais perto do centro da aplicação da carga que D2.

Para valores de D1 foi registado como valor máximo 162 MPa e mínimo de 82,5 MPa, havendo uma variação bastante elevada de 87,2 MPa ao longo da mesma camada. O valor médio de D1 obtido foi de 110,1 MPa, o desvio padrão de 30,78 e o coeficiente de variação de 28,0%.

No que se refere aos valores de D2, foram registados valores compreendidos entre 116,4 MPa e 51,0 MPa, o que representa uma variação de 65,4 MPa ao longo da extensão da camada ensaiada. A média de D2 ficou registada nos 85,5 MPa, o desvio padrão em 22,78 e o coeficiente de variação em 26,6% (Figura 6.13).

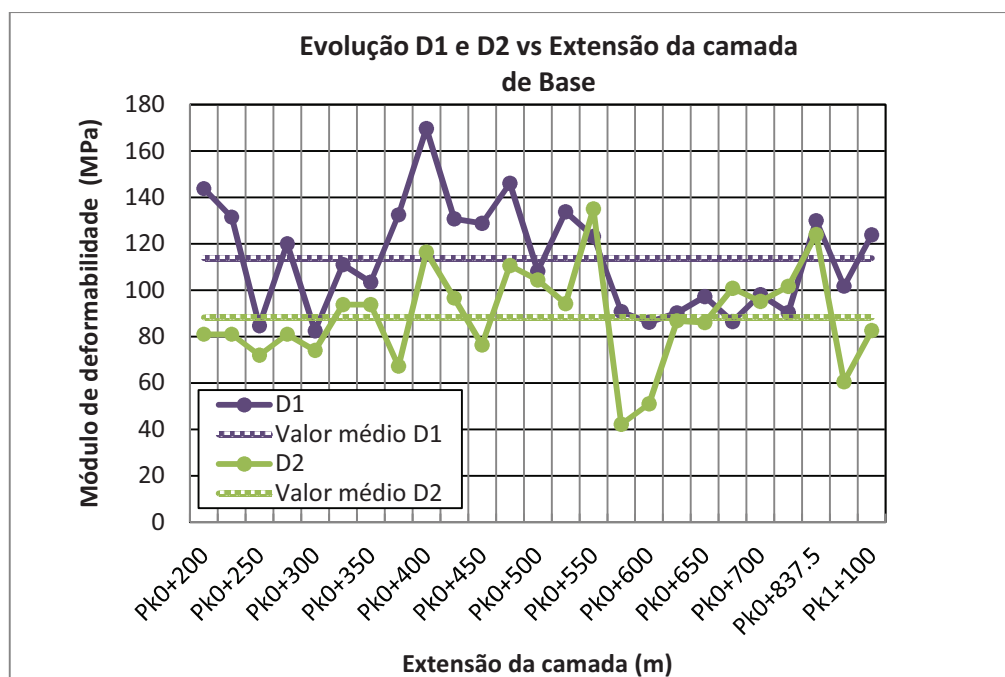


Figura 6.13 - Módulos de deformabilidade D1 e D2 ao longo da extensão da camada de Base

Observado a diferença de valores entre D1 e D2 em cada ponto ensaiado na camada de Base, obteve-se uma variação máxima de 65,3 MPa (Pk0+375) e mínima de -14,3 MPa (Pk0+675), o que representa uma amplitude de 79,6 MPa (Figura 6.14). Como se pode constatar em três pontos ensaiados, obtiveram-se valores de D2 superior aos de D1, apresentando assim valores negativos.

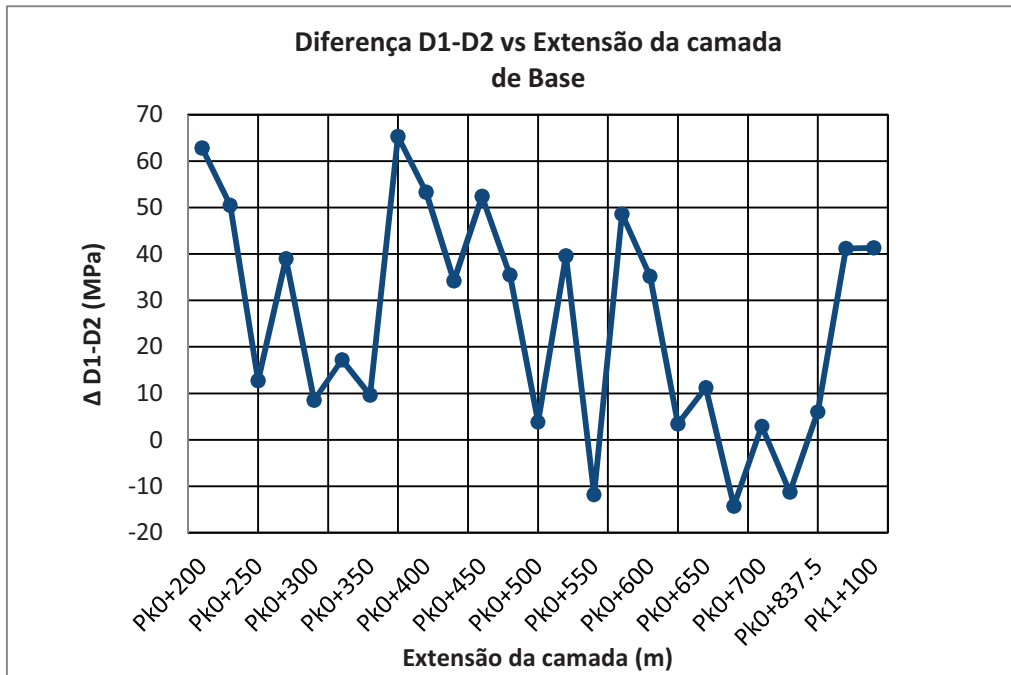


Figura 6.14 – Representação da variação da diferença D1-D2 ao longo da extensão da camada de Base

Na Figura 6.15 está representada a correlação **D1 vs D2** para todos os valores obtidos no ensaio do deflectómetro de impacto portátil.

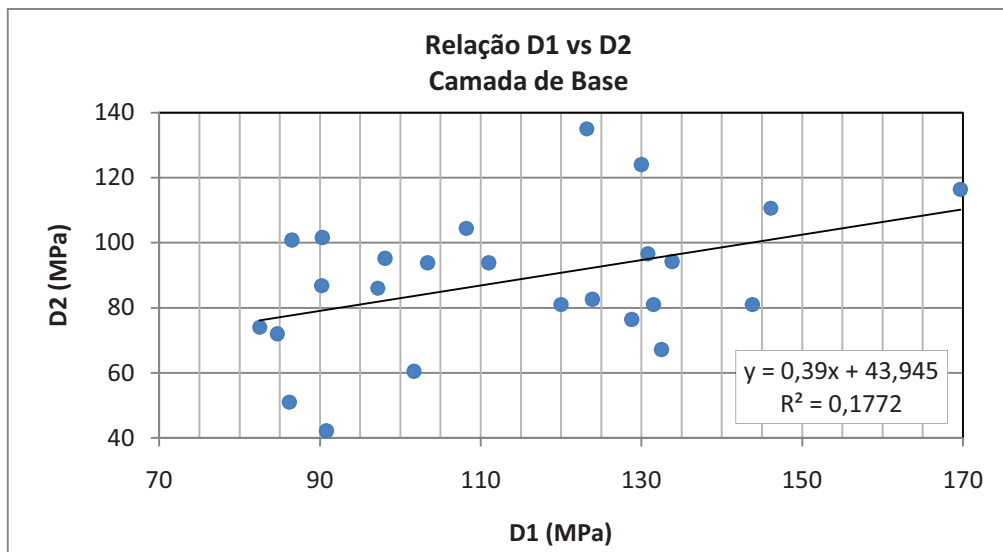
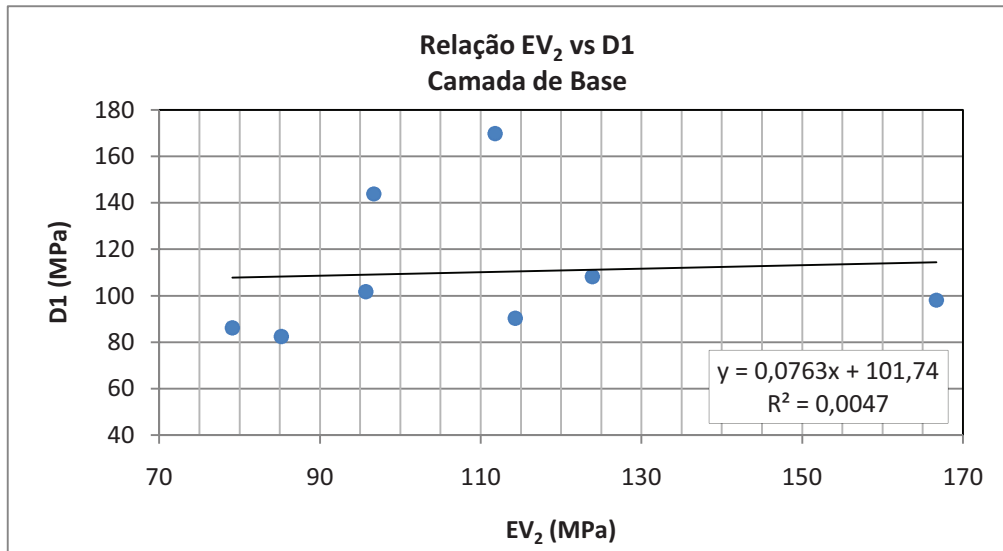
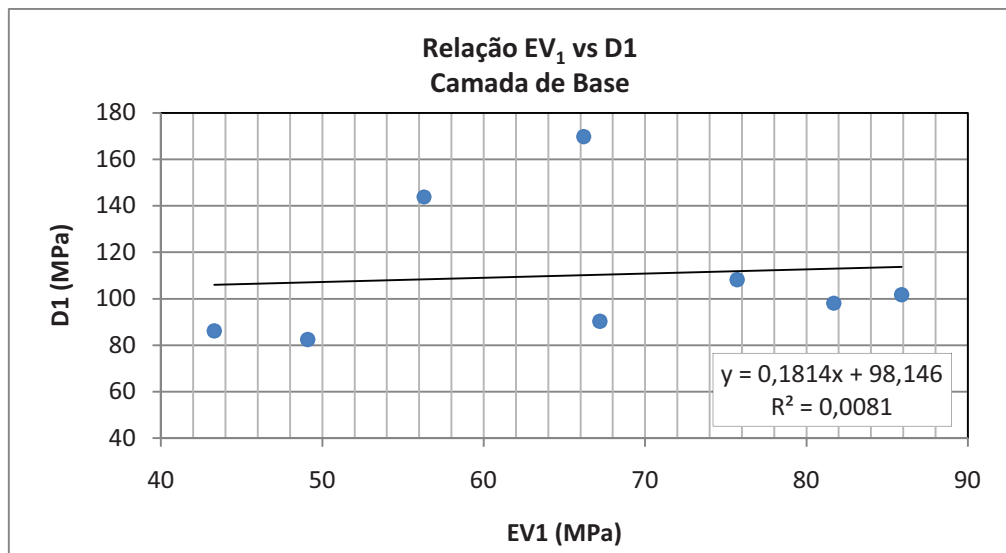
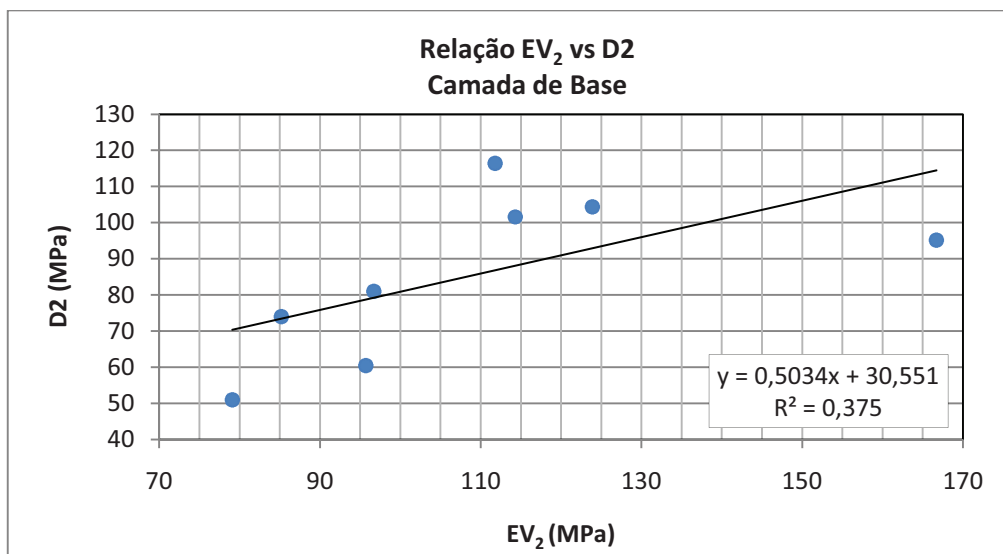


Figura 6.15 – Relação D1 vs D2 na camada de Base

Numa tentativa de relacionar os módulos de deformabilidade foram relacionados entre si os parâmetros EV_2 e EV_1 do ensaio de carga em placa, com o D1 e D2 do ensaio de deflectómetro de impacto portátil, nas seguintes comparações: **EV_2 vs D1** (Figura 6.16), **EV_1 vs D1** (Figura 6.17), **EV_2 vs D2**; (Figura 6.18), e **EV_1 vs D2** (Figura 6.19).

Figura 6.16 – Relação EV₂ vs D1 na camada de BaseFigura 6.17 – Relação EV₁ vs D1 na camada de BaseFigura 6.18 – Relação EV₂ vs D2 na camada de Base

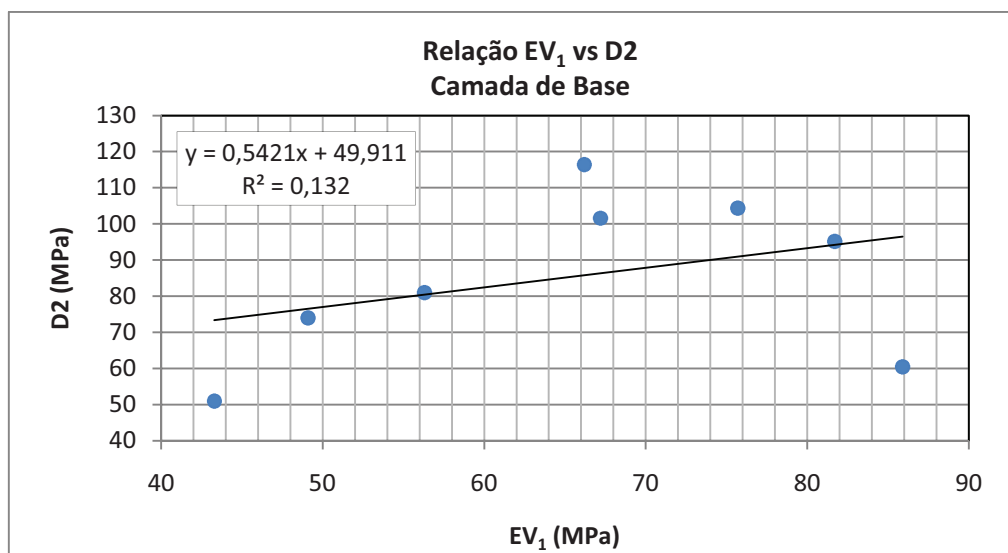


Figura 6.19 – Relação EV₁ vs D2 na camada de Base

Analisando as relações obtidas, verifica-se uma elevada dispersão dos valores dos parâmetros estudados, bem evidenciados na matriz de correlação Pearson (Quadro 6.7), contrariamente ao que se sucedeu no ensaio de carga em placa, onde se obtiveram coeficientes de determinação de EV₂ vs EV₁ de 0,9672 e 0,9957. A elevada variabilidade dos valores encontrados está bem patente nos valores obtidos para os coeficientes de determinação (R^2) (Quadro 6.8).

O ensaio de deflectómetro de impacto portátil mede os mesmos parâmetros que o ensaio de carga em placa, tendo a vantagem de ser bastante expedito e ter um baixo custo. Existia portanto o interesse em correlacioná-lo com o ensaio de carga em placa numa tentativa de achar uma boa correlação e poder substituir um ensaio pelo outro. No entanto, os resultados alcançados com o deflectómetro de impacto portátil apresentaram uma dispersão de valores muito elevada, que reflectiram em correlações muito baixas, não demonstrando assim ser, para este caso em concreto, um equipamento adequado.

Quadro 6.7 – Matriz de correlação (Pearson)

Variáveis	D1	D2	EV ₂	EV ₁
D1	1	0,524	0,069	0,090
D2	0,524	1	0,612	0,363
EV ₂	0,069	0,612	1	0,673
EV ₁	0,090	0,363	0,673	1

Quadro 6.8 – Coeficientes de determinação (R^2)

Variáveis	D1	D2	EV ₂	EV ₁
D1	1	0,274	0,005	0,008
D2	0,274	1	0,375	0,132
EV ₂	0,005	0,375	1	0,453
EV ₁	0,008	0,132	0,453	1

6.1.4.3 Resultados gamadensímetro e garrafa de areia

Foram realizados 16 ensaios de gamadensímetro nas duas camadas, segundo a norma ASTM D6938:10, sendo que 8 deles foram à superfície e 8 à profundidade de 10 cm. Para a sua execução foi considerado na camada de Sub-base um peso volúmico seco máximo corrigido de 2253 Kg/m³ e um teor em água óptimo de 5,3%. Na camada de Base do Pk0+200 ao Pk0+600, foi considerado o mesmo valor de peso volúmico seco máximo corrigido e um teor em água óptimo de 5,0%, e do Pk0+700 ao Pk1+100 um peso volúmico seco máximo corrigido de 2231 Kg/m³ e um teor em água óptimo de 5,4% (Figura 6.20). Os valores de peso volúmico seco máximo corrigido e do teor em água utilizados, foram previamente obtidos através da realização do ensaio de caracterização do agregado, o ensaio Proctor (LNEC E 197:1966).

No que diz respeito ao ensaio de garrafa de areia, foram realizados 3 ensaios apenas na camada de Base, segundo a norma LNEC E 204 (Figura 6.21).

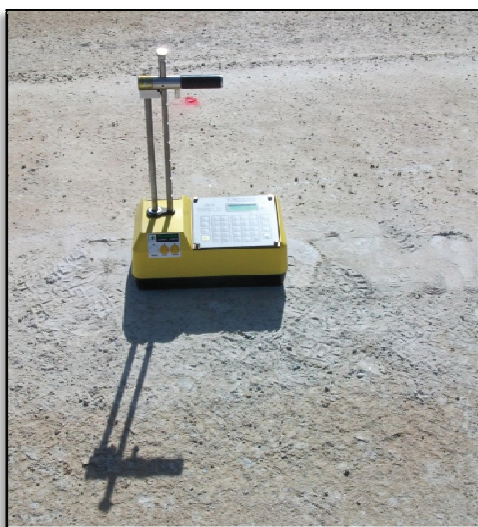


Figura 6.20 – Gamadensímetro – Troxler



Figura 6.21 – Ensaio de garra de areia

Resultados obtidos na camada de Sub-Base

No Quadro 6.9 estão representados os resultados obtidos com o ensaio de gamadensímetro à profundidade de 10 cm e à superfície, na camada de Sub-base.

Quadro 6.9 – Resultados obtidos no ensaio de gamadensímetro na camada de Sub-base

Localização	Camada de Sub-Base								
	Carga em placa	Gamadensímetro							
	EV ₂ /EV ₁	Superfície				10 cm			
		GC (%)	B. Seca (Kg/m ³)	B. Húmida (Kg/m ³)	TH (%)	GC (%)	B. Seca (Kg/m ³)	B. Húmida (Kg/m ³)	TH (%)
Pk0+200	1,4	95,3	2147,0	2201,0	2,5	97,0	2196,0	2246,0	2,3
Pk0+300	1,5	98,3	2214,0	2261,0	2,1	96,4	2172,0	2210,0	1,8
Pk0+400	1,3	95,1	2143,0	2182,0	1,8	97,5	2197,0	2234,0	1,7
Pk0+500	1,5	96,1	2166,0	2206,0	1,5	97,3	2193,0	2183,0	1,5
Pk0+600	1,3	96,0	2164,0	2195,0	1,8	96,2	2166,0	2256,0	1,7
Pk0+700	1,4	96,8	2182,0	2223,0	1,9	95,2	2144,0	2168,0	1,1
Pk0+800	1,8	96,4	2172,0	2205,0	1,5	95,7	2155,0	2192,0	1,7
Pk0+950	1,5	96,6	2177,0	2221,0	2,0	96,2	2166,0	2101,0	1,6

Máximo	1,8	98,3	2214,0	2261,0	2,5	97,5	2197,0	2256,0	2,3
Mínimo	1,3	95,1	2143,0	2182,0	1,5	95,2	2144,0	2101,0	1,1
Amplitude	0,5	3,2	71,0	79,0	1,0	2,3	53,0	155,0	1,2
Média	1,5	96,3	2170,6	2211,8	1,9	96,4	2173,6	2198,8	1,7
Desvio Padrão	0,145	0,994	22,168	23,897	0,327	0,791	19,878	50,247	0,333
Coef. de Variação	0,098	0,010	0,010	0,011	0,173	0,008	0,009	0,023	0,199

Resultados obtidos na camada de Base

No Quadro 6.10 e 6.11 estão representados os resultados obtidos do ensaio de gamadensímetro à superfície e em profundidade de 10 cm, e do ensaio da garrafa de areia, na camada de Base.

Quadro 6.10 – Resultados obtidos no ensaio de gamadensímetro na camada de Base

Localização	Camada de Base								
	Carga em placa	Gamadensímetro							
	EV ₂ /EV ₁	Superfície				10 cm			
		GC (%)	B. Seca (Kg/m ³)	B. Húmida (Kg/m ³)	TH (%)	GC (%)	B. Seca (Kg/m ³)	B. Húmida (Kg/m ³)	TH (%)
Pk0+200	1,7	97,7	2202,0	2229,0	1,2	95,4	2149,0	2189,0	1,9
Pk0+300	1,7	95,4	2149,0	2200,0	2,4	97,8	2203,0	2240,0	1,7
Pk0+400	1,7	96,5	2173,0	2209,0	1,6	97,2	2190,0	2221,0	1,4
Pk0+500	1,6	97,2	2191,0	2211,0	0,9	95,7	2155,0	2189,0	1,6
Pk0+600	1,8	96,0	2162,0	2197,0	1,6	95,9	2162,0	2201,0	1,8
Pk0+700	2,0	95,9	2140,0	2176,0	1,7	95,3	2126,0	2154,0	1,3
Pk0+800	1,7	98,6	2199,0	2237,0	1,7	99,5	2221,0	2248,0	1,2
Pk0+950	1,1	97,4	2172,0	2195,0	1,1	95,4	2128,0	2163,0	1,6

(Continuação)

Quadro 6.10 – Resultados obtidos no ensaio de gamadensímetro na camada de Base (Continuação)

Máximo	2,0	98,6	2202,0	2237,0	2,4	99,5	2221,0	2248,0	1,9
Mínimo	1,1	95,4	2140,0	2176,0	0,9	95,3	2126,0	2154,0	1,2
Amplitude	0,9	3,2	62,0	61,0	1,5	4,2	95,0	94,0	0,7
Média	1,7	96,8	2173,5	2206,8	1,5	96,5	2166,8	2200,6	1,6
Desvio Padrão	0,261	1,073	22,760	19,484	0,465	1,514	34,714	33,953	0,245
Coef. De Variação	0,155	0,011	0,010	0,009	0,305	0,016	0,016	0,015	0,157

Quadro 6.11 – Resultados obtidos no ensaio de garrafa de areia na camada de Base

Localização	Camada de Base			
	Garrafa de areia			
	GC (%)	B. Seca (Kg/m ³)	B. Húmida (Kg/m ³)	TH (%)
Pk0+300	90,7	2,044	2,082	1,9
Pk0+700	97,9	2,184	2,201	0,8
Pko+950	92,4	2,062	2,096	1,7

• Análise dos graus de compactação

Camada de Sub-base

Analisando os valores do Quadro 6.9, a evolução do grau de compactação (GC) ao longo da extensão da camada de Sub-base, registou à superfície, valores compreendidos entre 98,3% e 95,1%, e em profundidade de 10 cm entre 97,5% e 95,2%, existindo uma variação de respectivamente de 3,2% e 2,3%. Entre os dois tipos de grau de compactação houve ainda alguma discrepância de valores, mas no entanto, todos os valores registados foram superiores aos 95%, que é requisito mínimo exigido pelo caderno de encargos da obra (Figura 6.22).

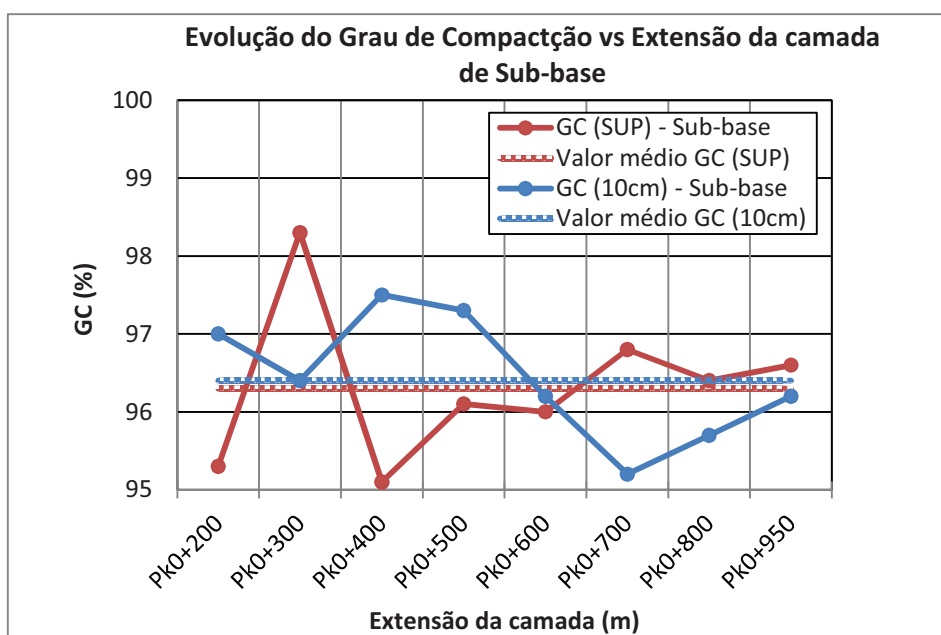


Figura 6.22 – GC (SUP) e GC (10cm) longo da extensão da camada de Sub-base

Camada de Base

Observando os Quadros 6.10 e 6.11, verifica-se que os graus de compactação (GC) obtidos pelo gamadensímetro na camada de Base, foram semelhantes aos da camada de Sub-base, existindo alguma variação ao longo de toda a sua extensão. Todos os pontos ensaiados registaram valores superiores a 95%, cumprindo assim os requisitos pelo caderno de encargos da obra. À superfície foram registados valores compreendidos entre 98,6% e 95,4%, e à profundidade de 10 cm entre 99,5% e 95,3%, existindo uma variação de respectivamente de 3,2% e 4,2%.

No que se refere ao ensaio de garrafa de areia os graus de compactação (GC) registados ficaram compreendidos entre 97,9% e 90,7%, estando dois dos três ensaios realizados com valores de GC inferiores a 95% (Figura 6.23); registando-se assim uma variação de 7,2%.

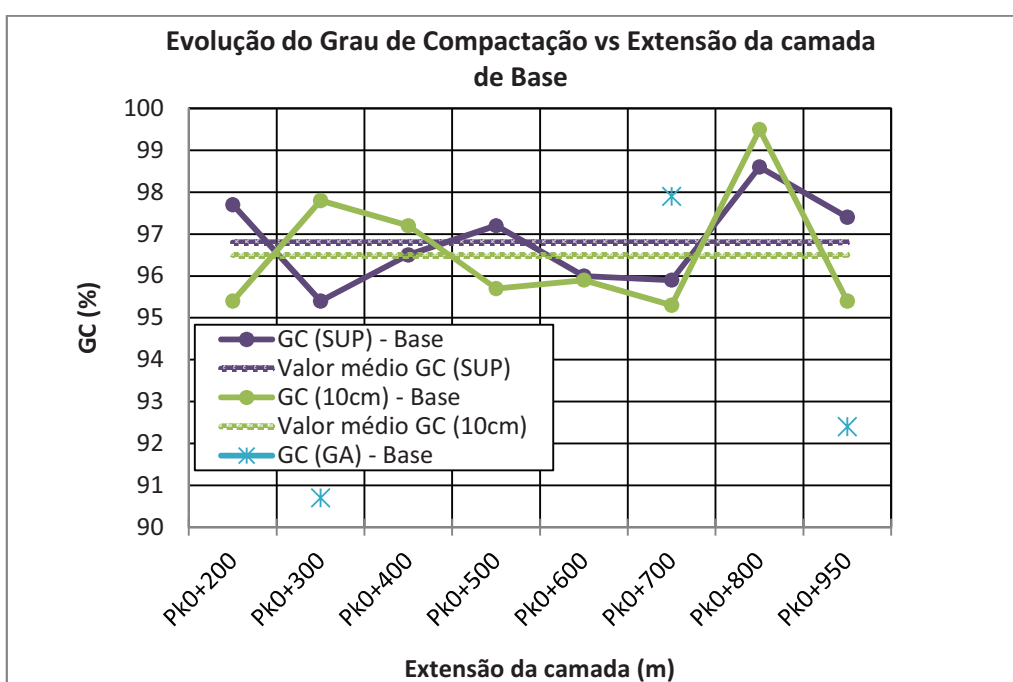


Figura 6.23 – GC (10cm), GC (SUP) e GC (GA) ao longo da extensão da camada de Base

• Análise dos teores em água

Camada de Sub-Base

No que diz respeito à evolução dos teores em água (TH), registaram-se no ensaio de gamadensímetro valores à superfície compreendidos entre 2,5% e 1,5%, e à profundidade de 10 cm entre 2,3% e 1,1%, existindo uma variação de respectivamente de 1,0% e 1,2% (Figura 6.24).

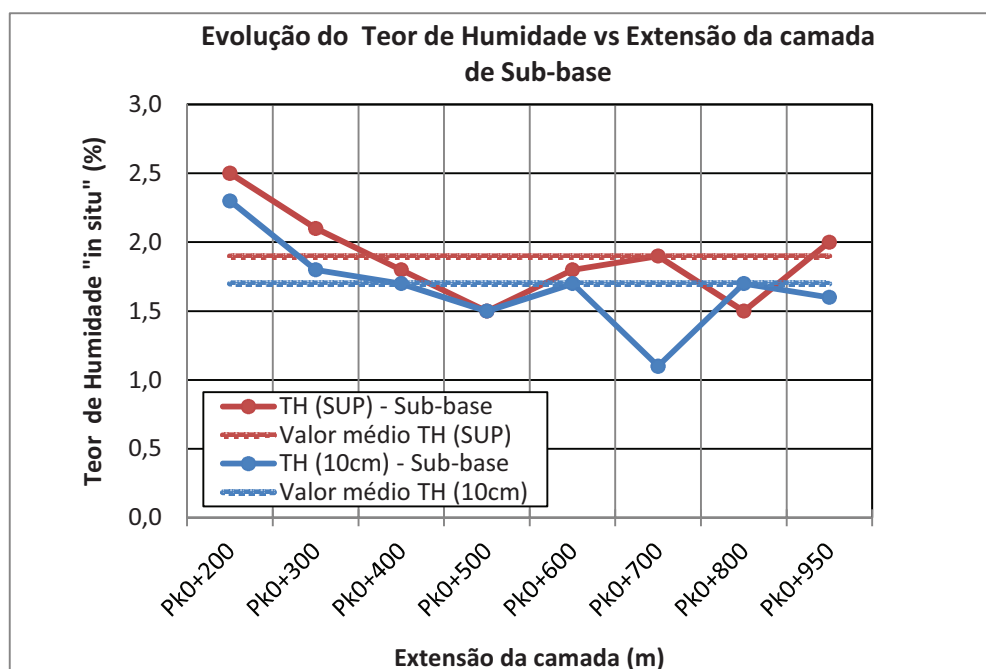


Figura 6.24 – Teor em água à superfície e a 10cm ao longo da extensão da camada de Sub-base

Contrariamente ao que seria de esperar, na época sazonal em que se realizaram os ensaios, o agregado verificou-se à superfície ter teores de humidade superiores aos encontrados à profundidade.

Também de referir que os valores obtidos no Pk0+700, onde à superfície se registou um valor de 1,9% e em profundidade 1,1, havendo assim a maior variação de teores em água registada de 0,8%.

Camada de Base

Os valores de teores em água (TH) obtidos no ensaio de gamadensímetro ao longo da extensão da camada de Base ficaram compreendidos à superfície entre 2,4% e 0,9%, e à profundidade de 10 cm entre 1,9% e 1,2%, existindo uma variação de respectivamente de 1,5% e 0,7 %. Contrariamente ao que se sucedeu na camada de Sub-base os valores à superfície não foram predominantemente superiores aos registados em profundidade. De referir que no Pk0+300 e Pk0+500 houve uma variação entre os pontos de 0,7%.

Os teores em água (TH) registados no ensaio de garrafa de areia, ficaram compreendidos entre 1,9% e 0,8% (Figura 6.25), havendo assim uma variação de 1,1%.

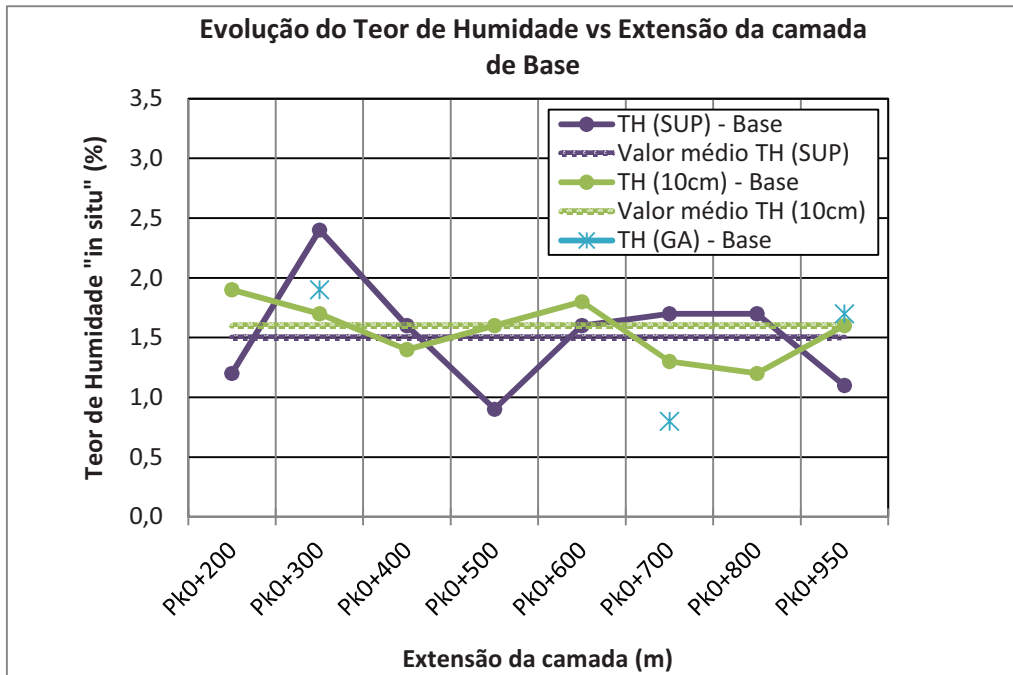


Figura 6.25 – TH (10cm), TH (SUP) e TH (GA) ao longo da extensão da camada de Base

Para relacionar os módulos de deformabilidade com os graus de compactação foram comparados, em ambas as camadas, os parâmetros EV_2 e EV_1 do ensaio de carga em placa com os graus de compactação à superfície (GC (SUP)) e aos 10 cm de profundidade (GC (10cm)) do ensaio de gamadensímetro: EV_2/EV_1 vs GC (SUP) e EV_2/EV_1 vs GC (10 cm) (Figura 6.26 a 6.29).

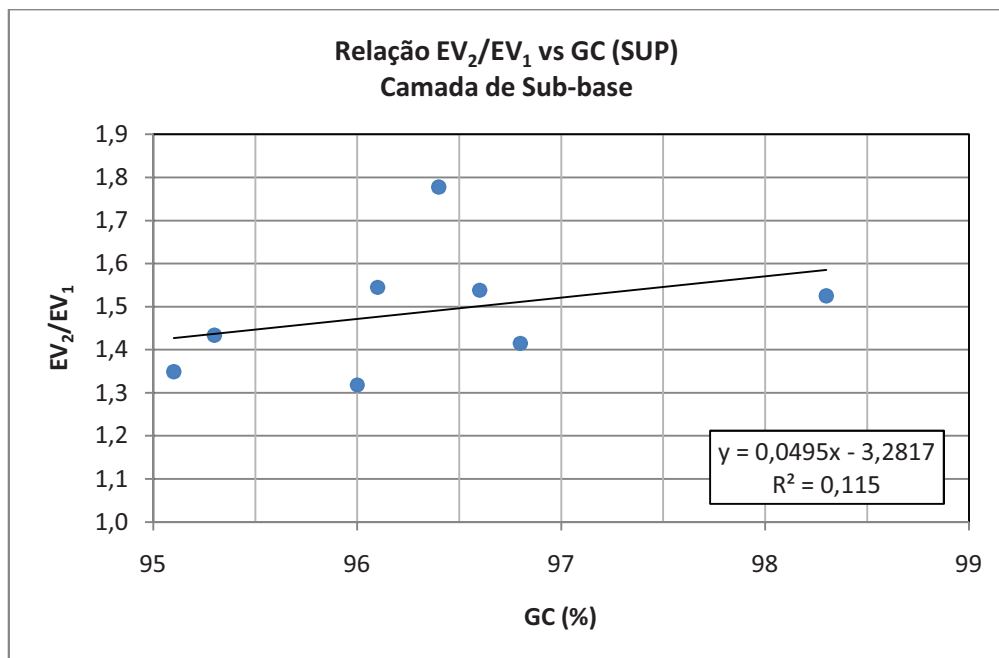


Figura 6.26 – Relação de EV_2/EV_1 vs GC (SUP) camada de Sub-base

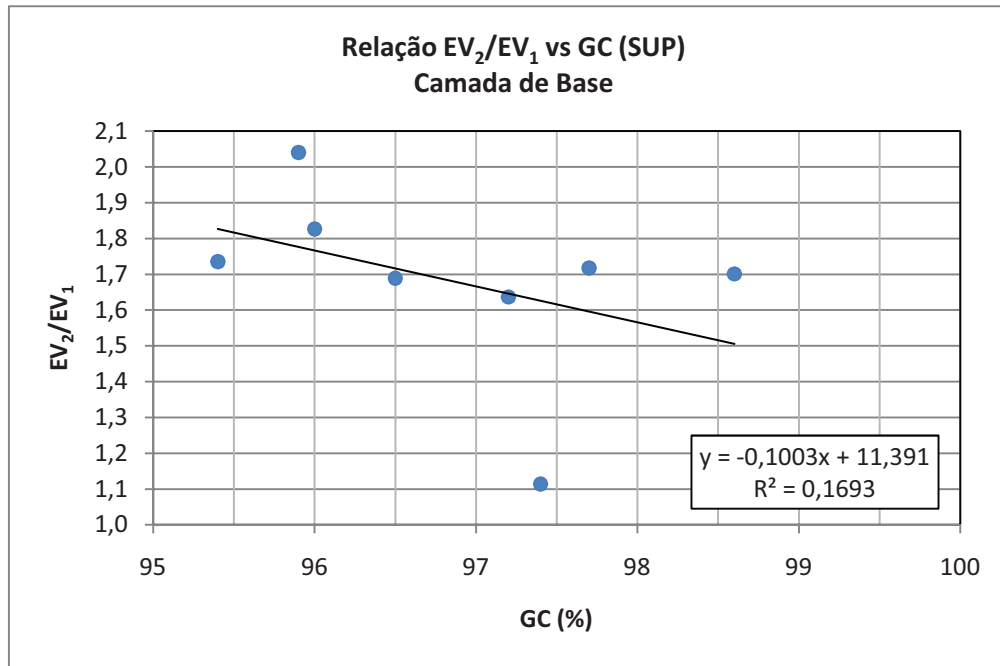


Figura 6.27 – Relação de EV_2/EV_1 vs GC (SUP) camada de Base

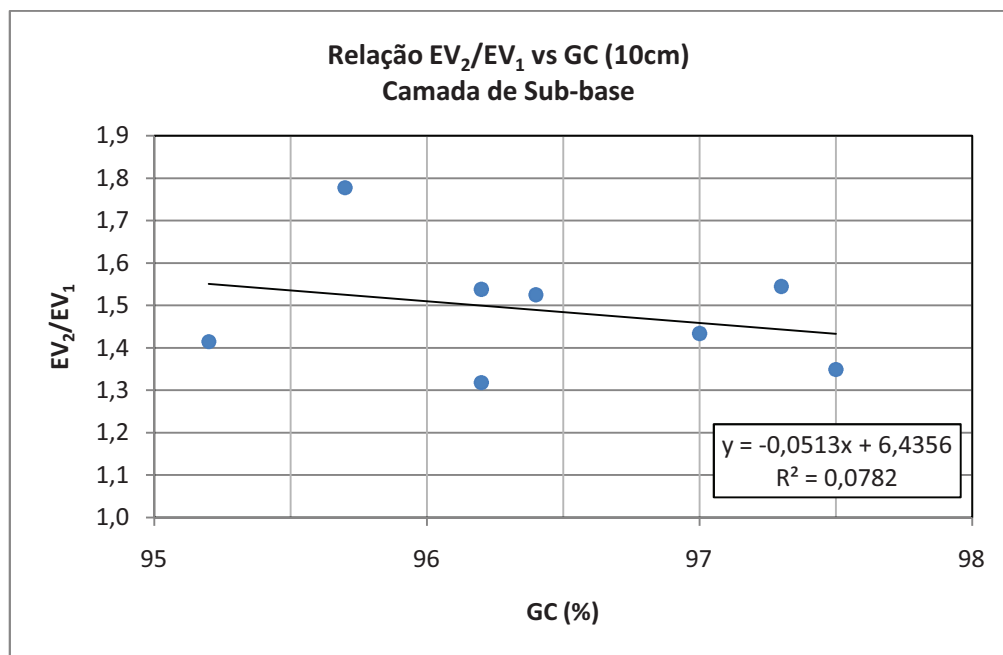


Figura 6.28 – Relação de EV_2/EV_1 vs GC (10 cm) camada de Sub-base

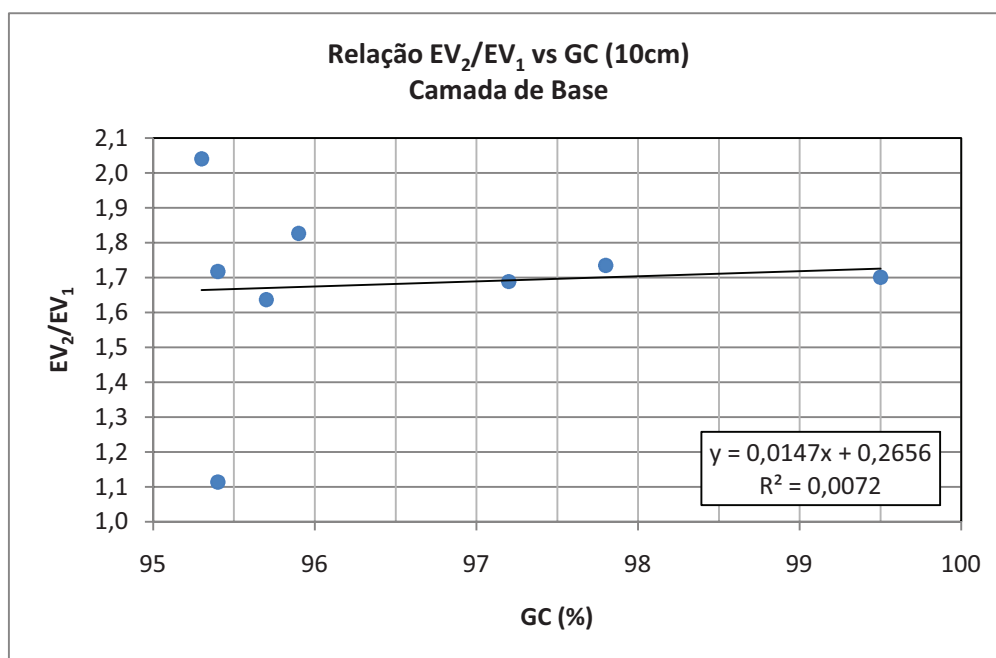


Figura 6.29 – Relação de EV_2/EV_1 vs GC (10 cm) camada de Base

Analisando as relações anteriores, verifica-se que o grau de confiança entre o ensaio de carga em placa e o gamadensímetro é baixo (todas inferiores a 0,1693), contrariamente ao que se sucedeu no ensaio de carga em placa isoladamente, onde se obtiveram correlações de 0,96 na camada de Sub-base e 0,99 na camada de Base. No entanto, pode concluir-se que quando temos graus de compactação superiores a 95% (valor mínimo requerido pelos cadernos de encargos) no ensaio de gamadensímetro, obtemos sempre razões de $EV_2/EV_1 < 2$, que são correspondentes ao intervalo de “Boa Compactação”.

6.2 Obra de modernização do troço Bombel e Vidigal a Évora

6.2.1 Enquadramento da obra

A obra a executar tem o objectivo de renovar a linha férrea existente, modernizando o troço Bombel e Vidigal a Évora. Este terá uma extensão de aproximadamente 64Km (Pk51+958 a Pk115+654), que permitirá fazer circular comboios destinados ao transporte de passageiros e de mercadorias.

No que diz respeito ao estudo experimental, a campanha de ensaios foi realizada no troço Bombel-Vendas Novas, nomeadamente do Pk51+972 ao Pk54+500 (Figura 6.30 e 6.31).

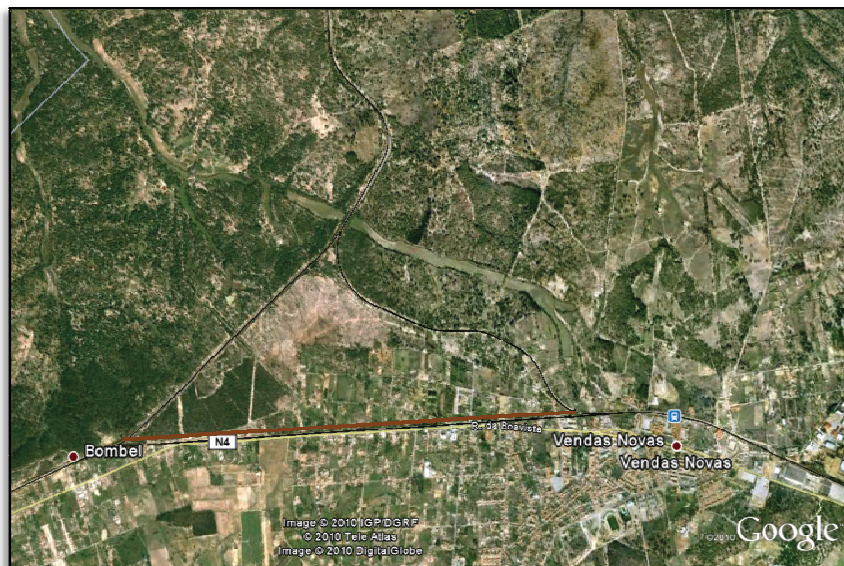


Figura 6.30 – Mapa representativo da linha férrea a construir no troço Bombel-Vendas Novas
(Fonte: Adaptado de Google Earth)



Figura 6.31 – Troço Bombel-Vendas Novas

O solo não apresentava características para ser aplicado directamente na obra, havendo assim, a necessidade de fazer a aplicação de cal em algumas extensões da obra, de modo a melhorar as suas propriedades (Figura 6.32).



Figura 6.32 – Aplicação de cal no trecho experimental

6.2.2 Descrição dos trabalhos

Os ensaios foram realizados numa única camada com 20 cm de espessura. A plataforma disponível para execução dos ensaios tinha uma extensão aproximadamente 1500m (Pk51+972-Pk53+477), onde se realizaram os ensaios de carga em placa, deflectómetro de impacto portátil, gamadensímetro e garrafa de areia.

O Quadro 6.12 é representativo da quantidade e tipos de ensaios “*in situ*” realizados.

Quadro 6.12 – Quantidade de ensaios realizados

Carga em Placa NF P94-117-1	Deflectómetro de impacto portátil ASTM E 2583:07	Gamadensímetro ASTM D6938:10		Garrafa de areia LNEC E 204:1967
		Sup.	10cm	
		7	7	

No Anexo II podem ser consultados os boletins de ensaio associados a este estudo experimental.

6.2.3 Identificação e caracterização física do material

Os Quadros 6.13 e 6.14 representam os ensaios realizados para caracterização do solo.

Quadro 6.13 – Resultados do ensaio da análise granulométrica no solo

Localização	Análise Granulométrica por peneiração húmida (LNEC E 239:1970)										
	P#1 ½" (%)	P#1" (%)	P#3/4" (%)	P#3/8" (%)	P#nº4 (%)	P#nº10 (%)	P#nº20 (%)	P#nº40 (%)	P#nº60 (%)	P#nº140 (%)	P#nº200 (%)
Pk51+972 - Pk52+100	100	100	100	95,9	92,1	84,5	64,7	40,5	29,5	18,7	16,4
Pk52+100 - Pk52+356	100	100	100	98,1	97,6	95,6	70	25,5	18,2	12,4	11,1
Pk52+336 - Pk52+900	100	100	100	98,4	95,7	81,5	53,3	36,3	30	24,1	23
Pk52+900 - Pk53+105	100	97,4	97,1	93	90,1	84,7	65	38,7	27,6	17,7	15,6
Pk53+376 - Pk53-477	100	100	100	99,2	97,8	90,5	70,7	49,3	39	30,4	28,5

Quadro 6.14 – Resultados laboratoriais para caracterização do solo

Localização	Azul de metileno NF P 94-068	Determinação dos limites de consistência NP 143:1969			Compactação Proctor (2% cal viva) LNEC E 197		Classificação		
	(g/100g _{solo})	L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)	$w_{\text{máx}}$ (g/cm ³)	w_{opt} (%)	AASTHO	UNIF.	GTR
Pk51+972 - Pk52+100	0,59	NP	NP	NP	1,8	13,5	A-1-b(0)	SM	B ₅
Pk52+100 - Pk52+356	0,51	NP	NP	NP	1,875	13,2	A-1-b(0)	SP-SM	B ₂
Pk52+336 - Pk52+900	1,37	39	16	23	1,87	12,5	A-2-6(1)	SC	B ₅
Pk52+900 - Pk53+105	0,79	NP	NP	NP	1,867	12,8	A-1-b(0)	SM	B ₅
Pk53+376 - Pk53-477	1,34	34	22	23	1,86	12	A-2-6(0)	SC	B ₅

Analisando os valores obtidos nos ensaios de caracterização do material verifica-se que o solo cumpre todos os critérios definidos caderno de encargos da obra, e que segundo as classificações de solos estamos na presença de três 3 tipos essenciais de solos: Areia Siltosa, Areia Siltosa mal graduada, e Areia argilosa.

6.2.4 Resultados “*in situ*”

6.2.4.1 Resultados ensaio de carga em placa

Foram realizados 7 ensaios de carga em placa (Figura 6.33), onde foram obtidos os seguintes resultados (Quadro 6.15):



Figura 6.33 – Ensaio de carga em placa

Quadro 6.15 – Resultados obtidos no ensaio de carga em placa

Localização	EV ₂ (MPa)	EV ₁ (MPa)	Δ EV ₂ -EV ₁ (Mpa)	EV ₂ /EV ₁
Pk51+972	92,0	44,8	47,2	2,1
Pk52+256	154,1	97,5	56,6	1,6
Pk52+498	153,2	101,4	51,8	1,5
Pk52+974	162,6	106,8	55,8	1,5
Pk52+999	84,1	49,4	34,7	1,7
Pk53+250	110,0	63,9	46,1	1,7
Pk53+477	103,1	62,4	40,7	1,7

Máximo	162,6	106,8	56,6	2,1
Mínimo	84,1	44,8	34,7	1,5
Amplitude	78,5	62,0	21,9	0,6
Média	122,7	75,2	47,6	1,7
Desvio Padrão	32,88	26,02	7,98	0,19
Coef. Variação	0,27	0,35	0,17	0,11

Ao longo da extensão da plataforma os valores obtidos de EV₂ ficaram compreendidos entre 162,6 Mpa e 106,8 Mpa, e os de EV₁ entre 84,1 Mpa e 44,8 Mpa. Houve portanto uma variação elevada de valores de 78,5 Mpa em Ev2 e 62,0 Mpa em EV₁. A média de EV₂ ficou registada nos 122,7 Mpa, o desvio padrão em 32,88 e o coeficiente de variação em 0,27. Para EV₁ o valor médio obtido ao longo da extensão da camada foi 75,2 Mpa, o desvio padrão em 26,02 e o coeficiente de variação em 0,35 (Figura 6.34).

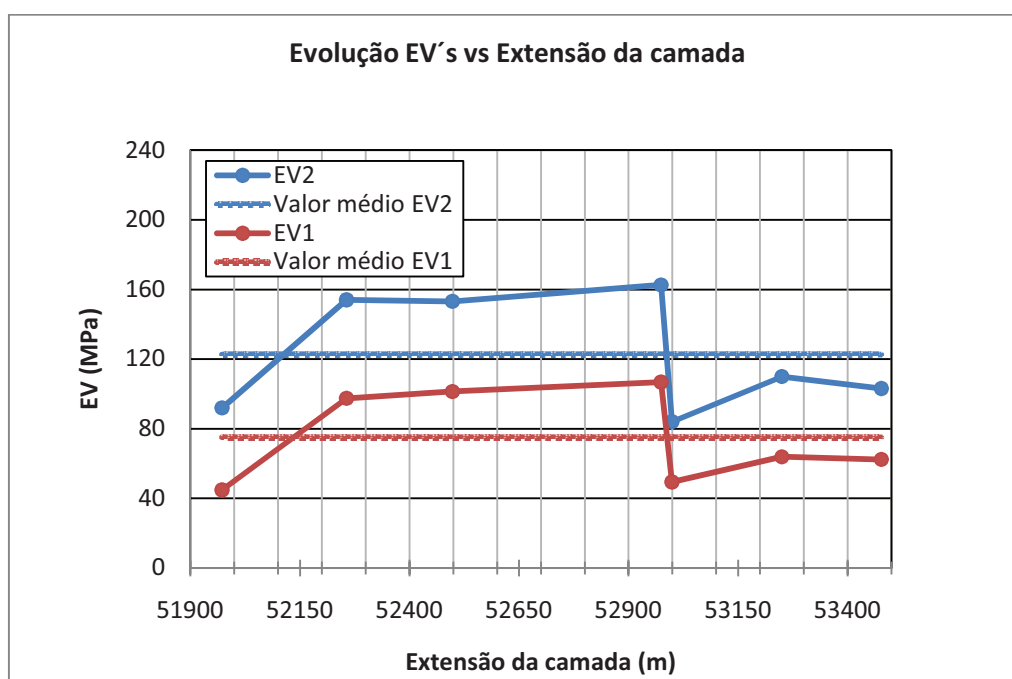


Figura 6.34 – Evolução de EV₁ e EV₂ ao longo da extensão da camada

Os valores da razão EV_2/EV_1 , encontram-se em maioria no intervalo representativo de uma Boa Compactação [2,0 – 1,2]. Apenas no Pk51+972 foi registado um valor de 2,1 que não se encontra nesse intervalo, obtendo-se assim valores compreendidos entre 2,1 e 1,5 cuja variação foi de 0,6. Na diferença de valores entre EV_2 e EV_1 em cada ponto ensaiado, obteve-se uma variação máxima de 56,6 Mpa e mínima de 34,7 Mpa, o que representa uma amplitude de 21,9 Mpa (Figura 6.35).

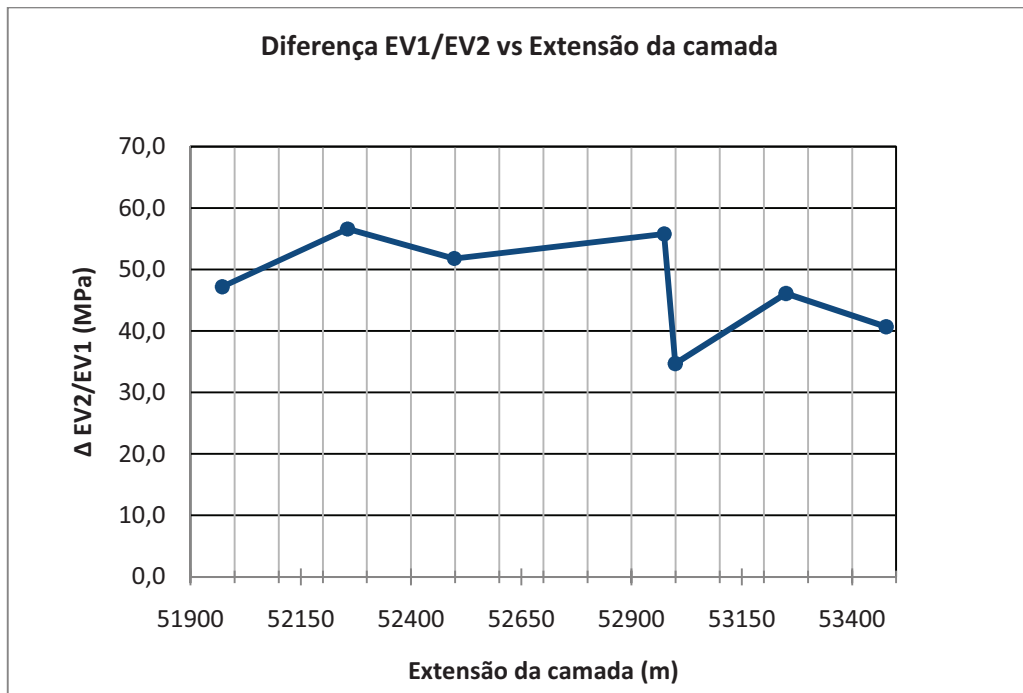


Figura 6.35 – Evolução da diferença EV_1-EV_2 ao longo da extensão da camada

A Figura 3.36 representa a relação de EV_2 vs EV_1 ao longo da extensão da camada.

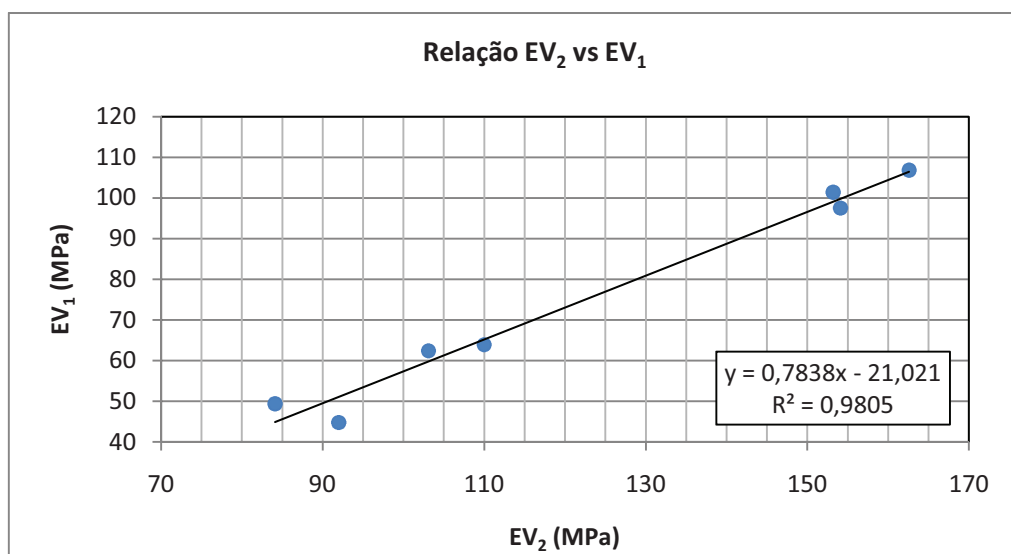


Figura 6.36 – Relação EV_2 vs EV_1

A relação dos EV's obtida é bastante elevada, tendo sido obtido um coeficiente de determinação de 0,98. Os valores obtidos significam então que podemos estimar valores de EV₁ a partir de valores de EV₂ com um elevado grau de confiança. A matriz de correlação de Pearson evidencia a forte correlação entre os dois parâmetros (Quadro 6.16).

Quadro 6.16 – Matriz de correlação (Pearson)

Variáveis	EV ₂	EV ₁
EV ₂	1	0,990
EV ₁	0,990	1

6.2.4.2 Resultados deflectómetro de impacto portátil

Foram realizados 7 ensaios de deflectómetro de impacto portátil (Figura 6.37) em que obtiveram-se os seguintes resultados (Quadro 6.17).



Figura 6.37 – Deflectómetro de impacto portátil

Quadro 6.17 – Resultados obtidos no ensaio de deflectómetro de impacto portátil

Localização	D1 (MPa)	D2 (MPa)	Δ D1-D2 (Mpa)	EV ₂ (MPa)	EV ₁ (MPa)	D1/EV ₂
Pk51+972	82,6	141,8	-59,2	92,0	44,8	0,90
Pk52+256	183,6	179,6	4,0	154,1	97,5	1,19
Pk52+498	126,2	116,4	9,8	153,2	101,4	0,82
Pk52+974	199,6	149,0	50,6	162,6	106,8	1,23
Pk52+999	117,6	100,8	16,8	84,1	49,4	1,40
Pk53+250	137,6	95,6	42,0	110,0	63,9	1,25
Pk53+477	172,2	169,2	3,0	103,1	62,4	1,67

(Continuação)

Quadro 6.17 – Resultados obtidos no ensaio de deflectómetro de impacto portátil (Continuação)

Máximo	199,6	179,6	50,6	162,6	106,8	1,67
Mínimo	82,6	95,6	-59,2	84,1	44,8	0,82
Amplitude	117,0	84,0	109,8	78,5	62,0	0,85
Média	145,6	136,1	9,57	122,7	75,2	1,21
Desvio Padrão	41,35	32,82	35,57	32,88	26,02	0,29
Coef. Variação	0,28	0,24	3,72	0,27	0,35	0,24

Numa extensão de aproximadamente 1500 m, e num material relativamente homogéneo como este solo, não deveria haver tanta oscilação entre os valores de D1 e D2. De qualquer forma obtiveram-se na generalidade dos pontos ensaiados valores de D1 superiores aos de D2, como seria de esperar, visto que este geofone encontra-se mais perto da aplicação da carga que D2.

Para valores de D1 foi registado como valor máximo de 199,6 Mpa e mínimo de 82,6 MPa, havendo uma variação bastante elevada de 117,0 MPa ao longo da mesma camada. O valor médio de D1 obtido foi de 145,6 MPa, o desvio padrão de 41,35 e o coeficiente de variação de 28,0%.

No que se refere a valores de D2, foi registado como valor máximo 179,6 MPa e mínimo de 95,6 Mpa, sendo a variação de 84,0 MPa. O valor médio de D2 determinado foi de 136,1 MPa, o desvio padrão de 32,82 e o coeficiente de variação de 24,0%(Figura 6.38).

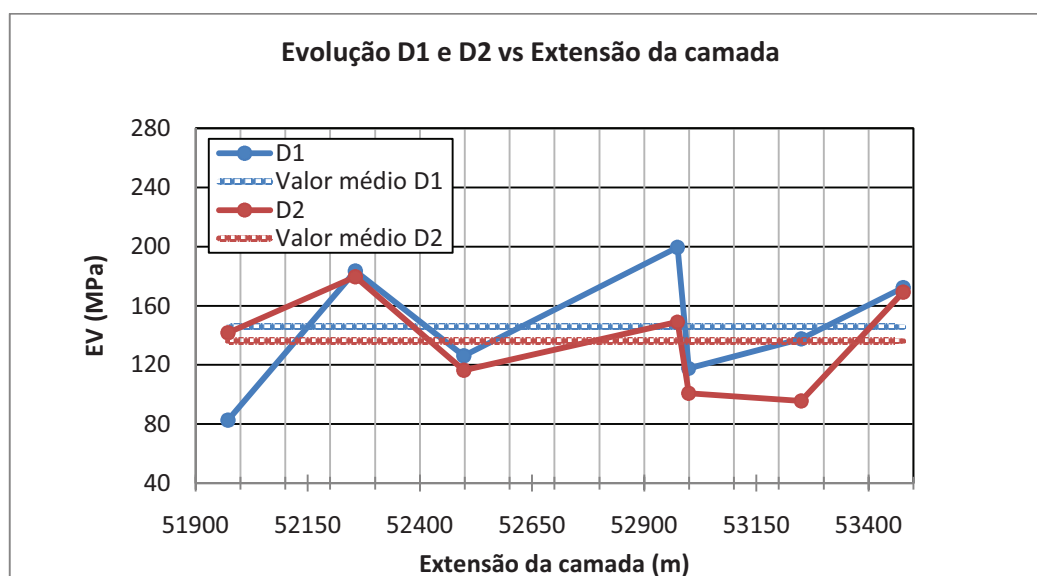


Figura 6.38 – Evolução de D1 e D2 ao longo da extensão da camada

Observado a diferença de valores entre D1 e D2 em cada ponto ensaiado, obteve-se uma variação máxima de 50,6MPa e mínima de -59,2 MPa, o que representa uma amplitude de 109,8 MPa.

Como se pode constatar houve um ponto ensaiado (Pk51+972), em que se obteve um valor de D2 superior a D1 (Figura 6.39)

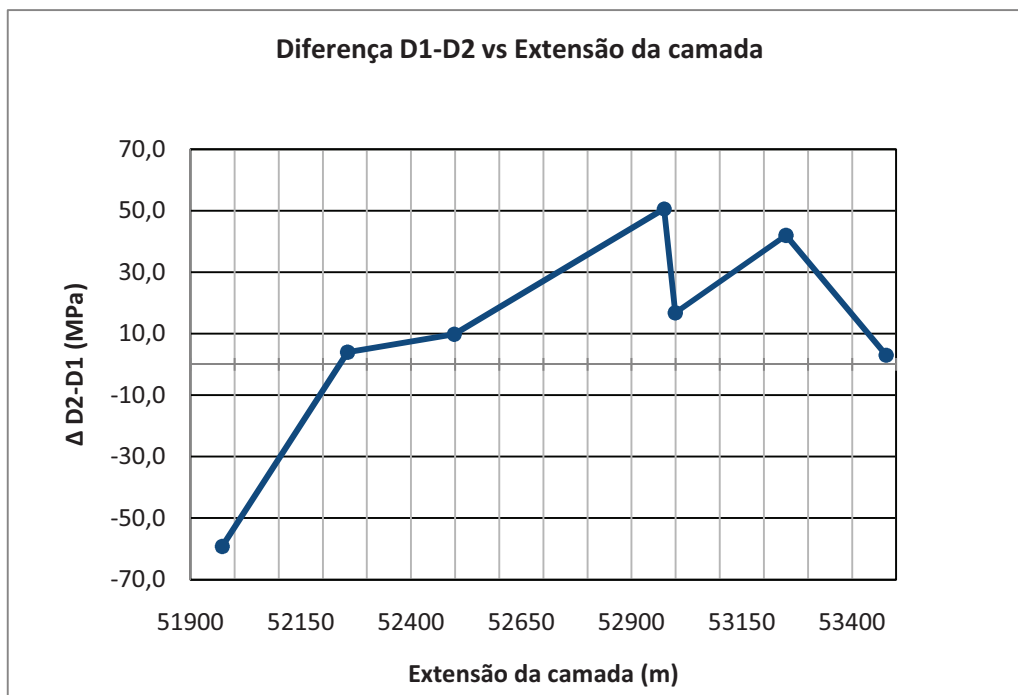


Figura 6.39 – Representação da variação da diferença D1-D2 ao longo da extensão da camada

Para comparar os módulos de deformabilidade foram relacionados entre si os parâmetros EV_2 e EV_1 do ensaio de carga em placa com D1 e D2 do ensaio de deflectómetro de impacto portátil, nas seguintes comparações: **D1 vs D2**; **EV_2 vs D1**; **EV_1 vs D1**; **EV_2 vs D2**; e **EV_1 vs D2** (Figura 6.40 a 6.44).

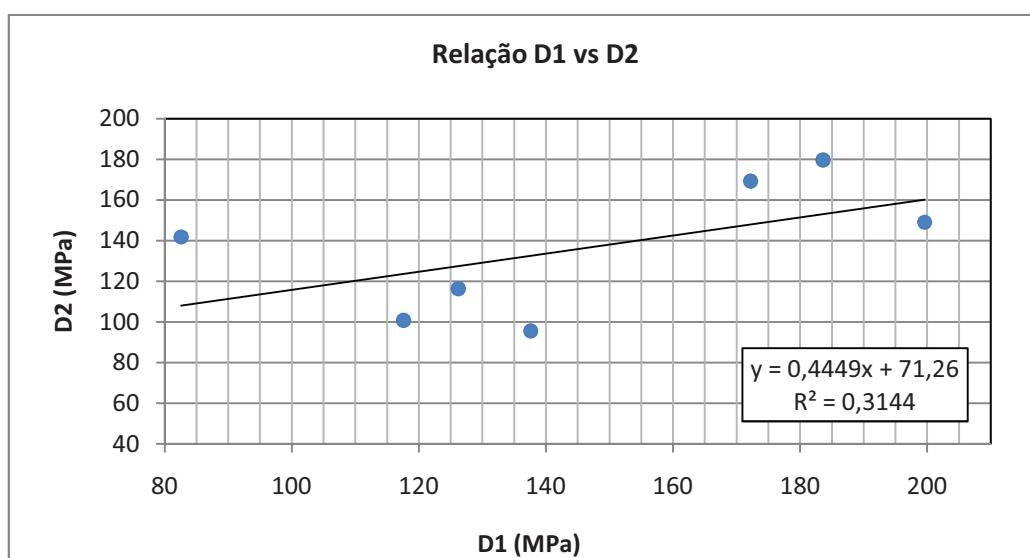


Figura 6.40 – Relação D1 vs D2

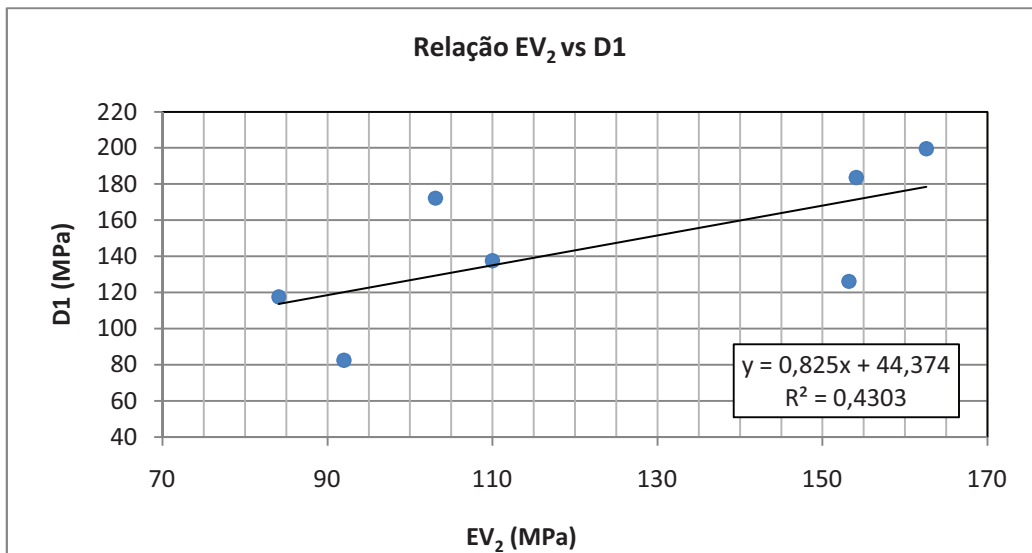


Figura 6.41 – Relação EV₂ vs D1

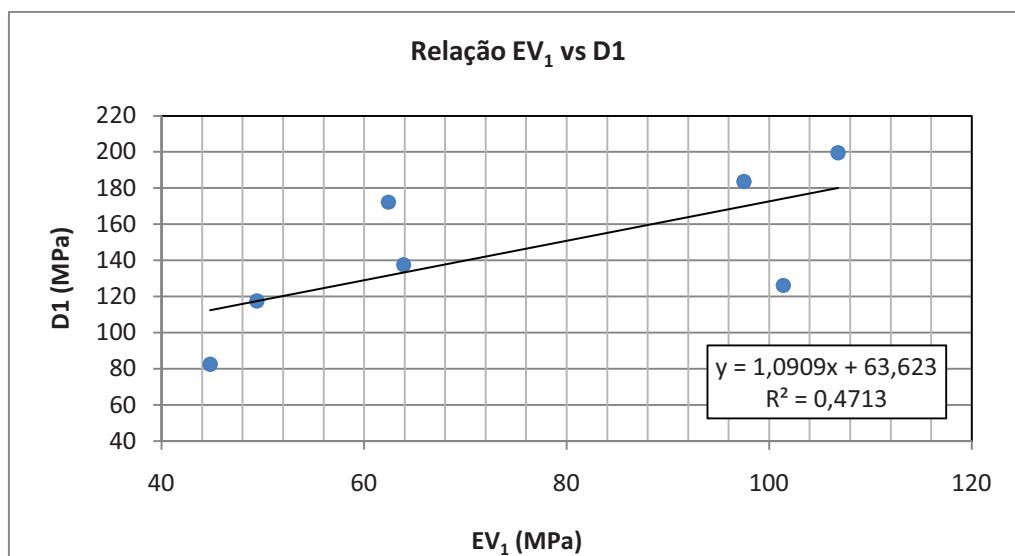


Figura 6.42 – Relação EV₁ vs D1

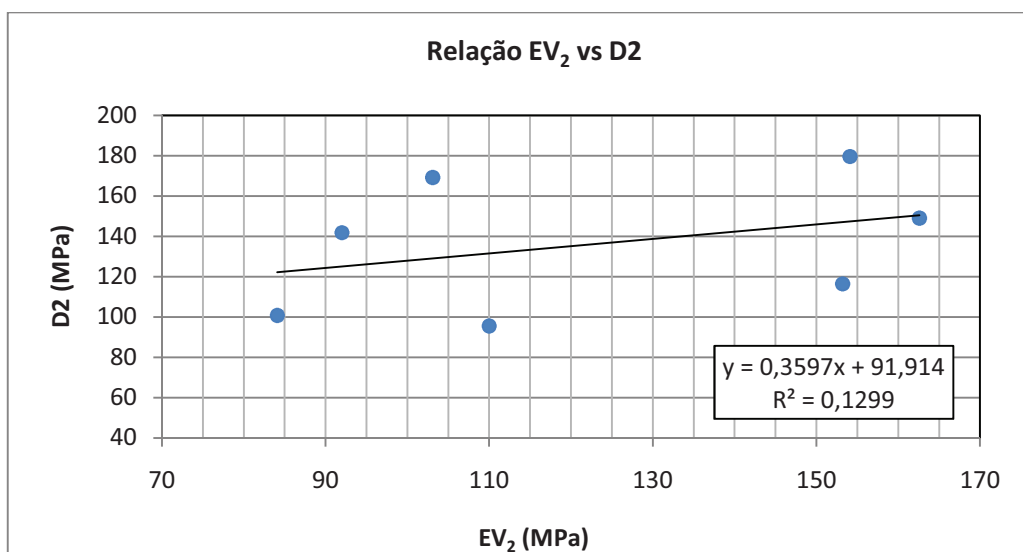


Figura 6.43 – Relação EV₂ vs D2

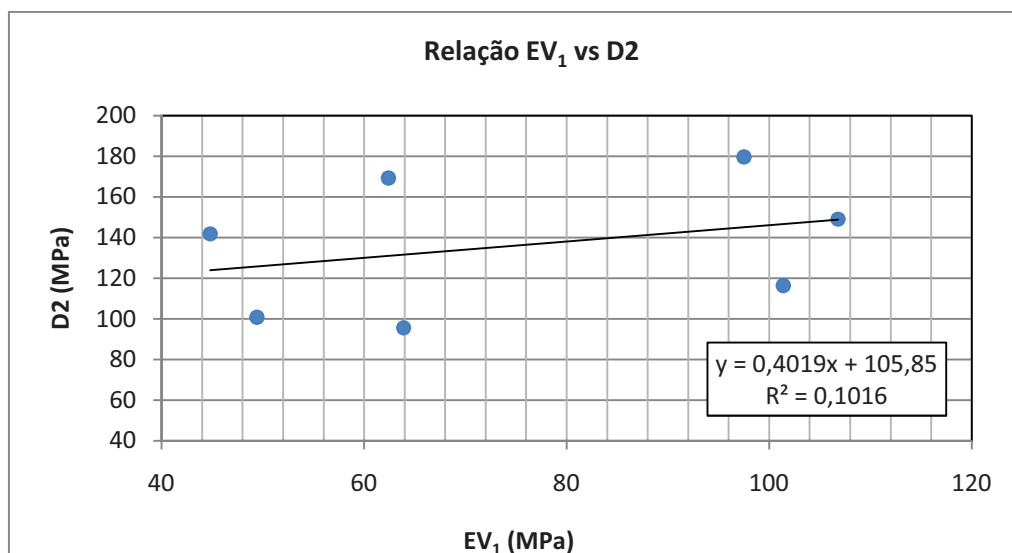


Figura 6.44 – Relação EV₁ vs D2

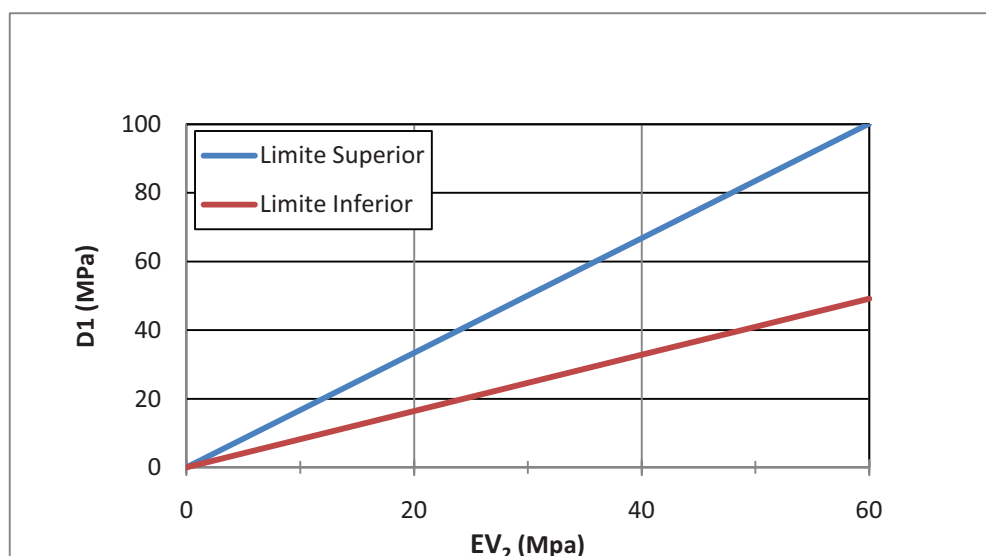
Analisando as relações, verifica-se que o grau de confiança no ensaio deflectómetro de impacto portátil é bastante baixo, tendo em atenção os baixos valores dos coeficientes de determinação (todos inferiores a 0,4713), contrariamente ao que se sucedeu no ensaio de carga em placa, onde se obteve um coeficiente de determinação de EV₂ vs EV₁ de 0,9805.

Constata-se também que o geofone central (D1) obteve correlações mais elevadas que o geofone lateral (D2). Embora os valores das correlações obtidas não sejam altos, a partir do geofone central (D1) registaram-se valores mais elevados para as correlações de EV₂ vs D1 (0,4303) e EV₁ vs D1 (0,4713), como seria de esperar visto que o D1 é o valor do geofone central (Quadro 6.18).

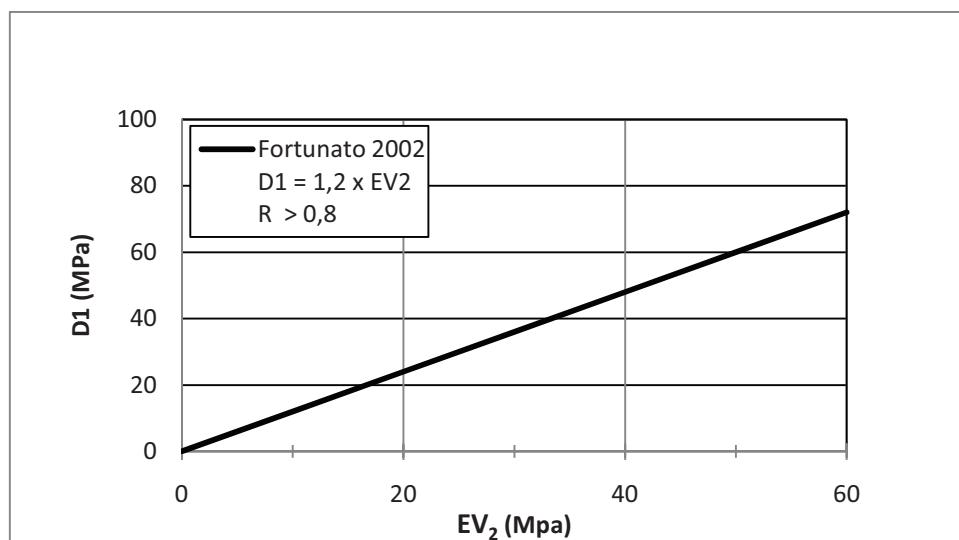
Quadro 6.18 – Matriz de correlação (Pearson)

Variáveis	D1	D2	EV ₂	EV ₁
D1	1	0,561	0,656	0,687
D2	0,561	1	0,360	0,319
EV ₂	0,656	0,360	1	0,990
EV ₁	0,687	0,319	0,990	1

De acordo com os resultados dos ensaios de carga em placa e do deflectómetro de impacto portátil determinou-se a razão D1/EV₂, sendo possível verificar que esta se encontra limitada entre 1,67-0,82, o que permitiu estabelecer duas rectas de correlação a passar em zero (Figura 6.45).

Figura 6.45 – Limites determinados pela razão $D1/EV_2$

Em 2002, o LNEC desenvolveu estudos no âmbito de trabalhos integrados na renovação de plataformas ferroviárias da linha do Norte (Fortunato, 2002), semelhantes ao estudo que está a ser realizado. Neste estudo obtiveram uma boa correlação com o ensaio de carga em placa, e estabeleceram uma recta de correlação entre os valores de módulo $D1$ e EV_2 (Fortunato, 2002) (Figura 6.46).

Figura 6.46 – Correlação obtida no estudo de Fortunato entre os módulos $D1$ e EV_2

Como se pode constatar o intervalo obtido tem uma amplitude muito grande, onde se atingem valores muito fora da correlação obtida por Fortunato (Figura 6.47).

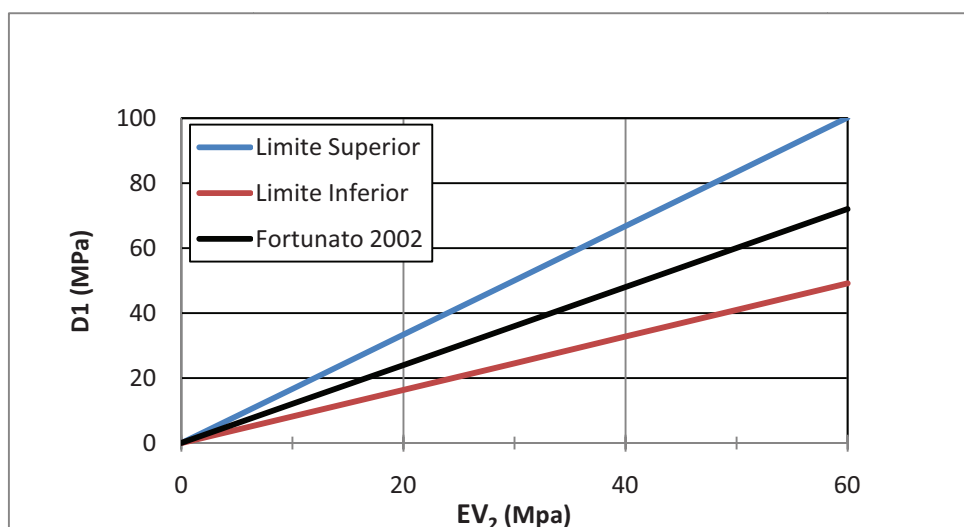


Figura 6.47 – Limites determinados na razão D1/EV₂

Verifica-se que os resultados obtidos apresentaram uma dispersão de valores muito elevada, reflectindo correlações muito baixas, que se afastam da correlação obtida por Fortunato. No âmbito do estudo efectuado, ficou demonstrado que para este tipo de material o deflectómetro de impacto portátil não é o equipamento mais adequado.

6.2.4.3 Resultados gamadensímetro e garrafa de areia

Foram realizados 7 ensaios de gamadensímetro (Figura 6.48) e 7 garrafas de areia (Figura 6.49). No Quadro 6.19 e 6.20 estão representados os resultados obtidos nos ensaios de gamadensímetro à superfície e em profundidade de 15 cm, e no ensaio de garrafa de areia.

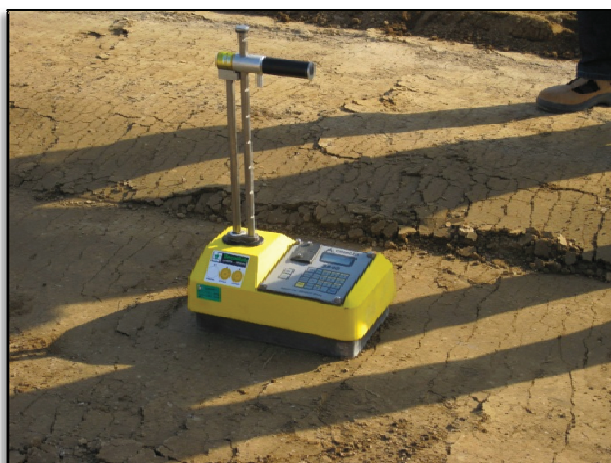


Figura 6.48 – Ensaio de Gamadensímetro



Figura 6.49 – Ensaio de garrafa de areia

Quadro 6.19 – Resultados obtidos no ensaio de gamadensímetro

Localização	EV ₂ /EV ₁	SUP				15 cm			
		GC (%)	B. Seca (Kg/m ³)	B. Húmida (Kg/m ³)	TH (%)	GC (%)	B. Seca (Kg/m ³)	B. Húmida (Kg/m ³)	TH (%)
Pk51+972	2,1	99,6	1793,0	1915,0	6,8	105,7	1903,0	2030,0	6,7
Pk52+256	1,6	100,1	1801,0	1927,0	7,0	105,3	1896,0	2019,0	6,5
Pk52+498	1,5	100,4	1883,0	2052,0	9,0	103,2	1935,0	2097,0	8,4
Pk52+974	1,5	95,1	1778,0	1965,0	10,5	99,9	1869,0	2048,0	9,6
Pk52+999	1,7	96,9	1812,0	2020,0	11,5	100,3	1875,0	2085,0	11,2
Pk53+250	1,7	99,1	1850,0	2065,0	11,6	99,8	1863,0	2081,0	11,7
Pk53+477	1,7	96,9	1803,0	2014,0	11,7	97,2	1807,0	2016,0	11,6

Máximo	2,1	100,4	1883,0	2065,0	11,7	105,7	1935,0	2097,0	11,7
Mínimo	1,5	95,1	1778,0	1915,0	6,8	97,2	1807,0	2016,0	6,5
Amplitude	0,6	5,3	105,0	150,0	4,9	8,5	128,0	81,0	5,2
Média	1,69	98,30	1817,14	1994,00	9,73	101,63	1878,29	2053,71	9,39
Desvio Padrão	0,20	2,01	36,56	59,23	2,15	3,17	39,90	33,71	2,24
Coef. Variação	0,12	0,02	0,02	0,03	0,22	0,03	0,02	0,02	0,24

Quadro 6.20 – Resultados obtidos no ensaio de garrafa de areia

Localização	Grau de Compactação (%)	Baridade Seca (Kg/m ³)	Baridade Húmida (Kg/m ³)	Teor de humidade (%)
Pk51+972	99,0	1782,0	1893,0	6,2
Pk52+256	99,3	1788,0	1963,0	9,8
Pk52+498	101,2	1898,0	2119,0	11,6
Pk52+974	96,9	1818,0	1983,0	9,1
Pk52+999	98,2	1837,0	2009,0	9,4
Pk53+250	100,2	1871,0	2073,0	10,8
Pk53+477	97,8	1819,0	2010,0	10,5

Máximo	101,2	1898,0	2119,0	11,6
Mínimo	96,9	1782,0	1893,0	6,2
Amplitude	4,3	116,0	226,0	5,4
Média	98,94	1830,43	2007,14	9,63
Desvio Padrão	1,46	42,20	73,51	1,74
Coef. Variação	0,01	0,02	0,04	0,18

• Análise dos graus de compactação

No que diz respeito à evolução do grau de compactação (GC) ao longo da extensão da camada registaram-se valores no gamadensímetro à superfície compreendidos entre 100,4% e 95,1%, à profundidade de 10 cm entre 105,7% e 97,2% e no ensaio de garrafa de areia entre 101,2% a 96,9%, existindo uma variação de respectivamente de 5,3% e 4,9% e 4,3%. Entre os três tipos de grau de compactação houve ainda alguma oscilação de valores, mas no entanto, todos os valores registados foram superiores aos 95%, que é requisito mínimo exigido pelo caderno de encargos da obra. Os valores de grau de compactação no gamadensímetro à superfície foram bastante equivalentes aos registados no ensaio de garrafa de areia, que de modo geral (excepto nos Pk51+972 e Pk52+256) é ligeiramente inferior (Figura 6.50).

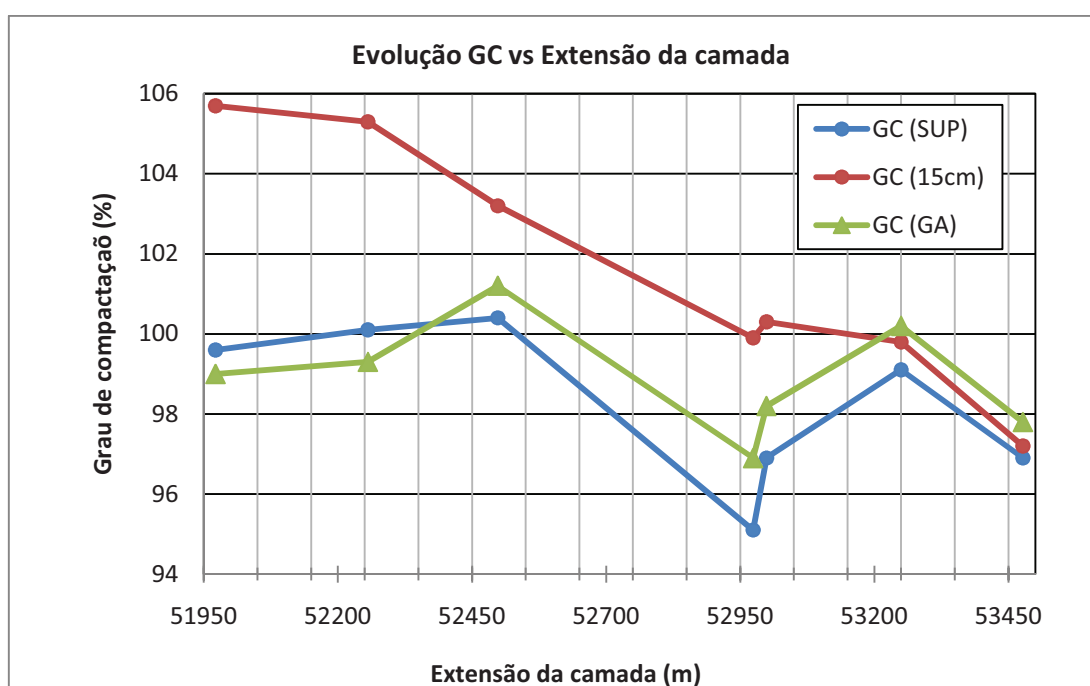


Figura 6.50 – Evolução dos graus de compactação ao longo da extensão da camada

Os valores obtidos a uma profundidade de 15 cm podem evidenciar alguma heterogeneidade do material, dado que quando se obtém no ensaio de gamadensímetro valores de superiores a 100% poderá significar que a baridade óptima retirada através do ensaio Proctor não corresponde ao material aplicado no terreno.

• Análise dos teores em água:

A evolução dos teores em água (TH) ao longo da extensão da plataforma, registou no ensaio de gamadensímetro à superfície valores compreendidos entre 11,7% e 6,8%, à profundidade de 15

cm entre 11,7% e 6,5%, e no ensaio de garrafa de areia 11,6% e 6,2%, existindo uma variação de respectivamente de 4,9%, 5,2% e 5,4.

Nos três métodos houve pouca oscilação nos valores. Contudo, os teores em água obtidos com o gamadensímetro à superfície são ligeiramente superiores aos valores obtidos em profundidade, como também na garrafa de areia. Em excepção são os valores registados no ensaio de garrafa de areia nos Pk's 52+256 e Pk52+498 que foram bastante superiores aos registados nos outros métodos (Figura 6.51).

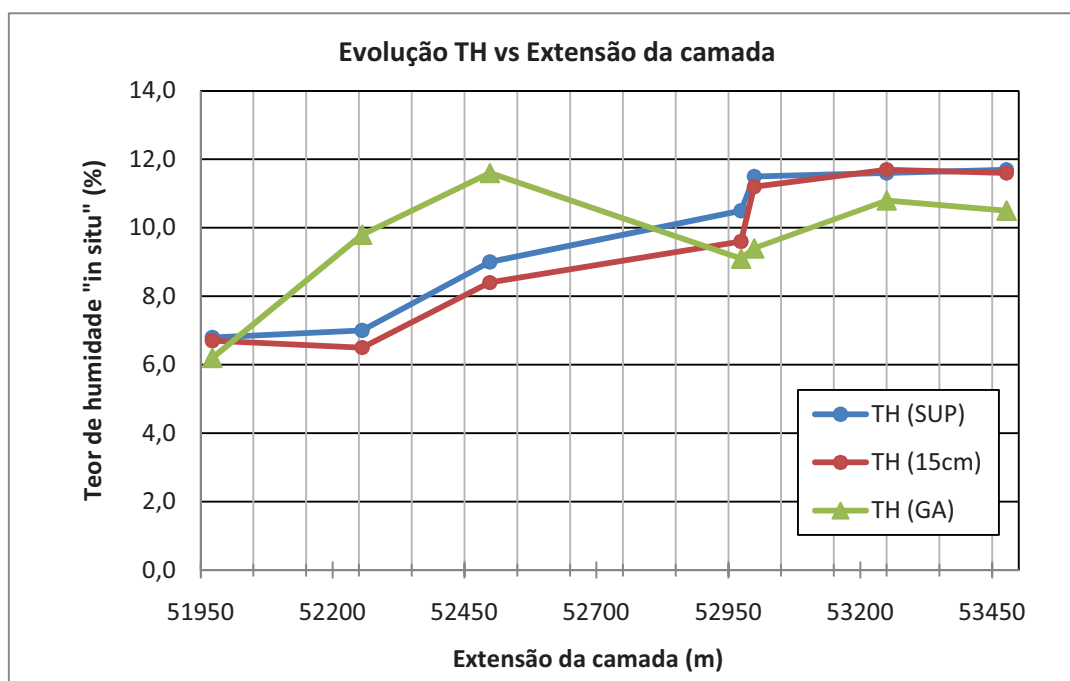


Figura 6.51 – Evolução dos teores em água ao longo da extensão da camada

• Análise da baridade seca e húmida

A baridade seca ao longo da extensão da plataforma, registou no ensaio de gamadensímetro à superfície, valores compreendidos entre 1883 Kg/m³ e 1778 Kg/m³, à profundidade de 15 cm entre 1935 Kg/m³ 1807 Kg/m³, e no ensaio de garrafa de areia 1898 Kg/m³ e 1782 Kg/m³, existindo uma variação de respectivamente de 105, 128 e 116 Kg/m³.

Nos três métodos houve pouca variação nos valores, sendo de modo geral a baridade seca com o gamadensímetro em profundidade de 15 cm superior aos outros dois métodos. A excepção é o valor registado nos pontos Pk51+972 e Pk52+256, os quais foram significativamente mais elevados em relação aos outros métodos (Figura 6.52).

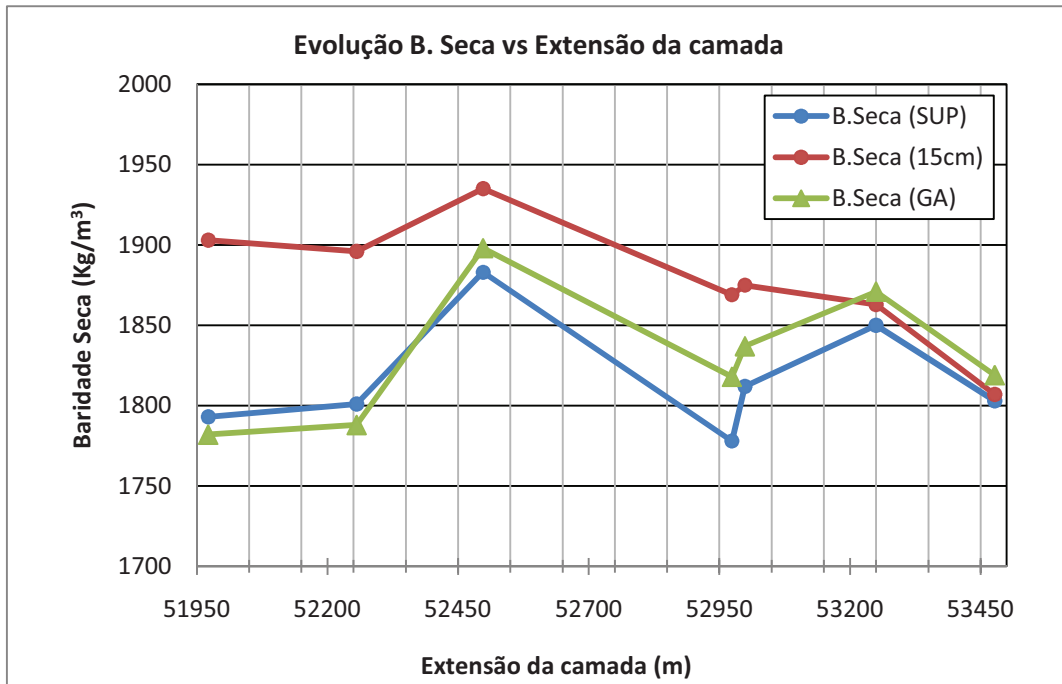


Figura 6.52 – Evolução da baridade seca ao longo da extensão da camada

Na evolução dos baridade húmida ao longo da extensão da plataforma, registaram-se no ensaio de gamadensímetro à superfície valores compreendidos entre 2065 Kg/m³ e 1915 Kg/m³, à profundidade de 15 cm entre 2097 Kg/m³ 2016 Kg/m³, e no ensaio de garrafa de areia 2119Kg/m³ e 1893 Kg/m³, existindo uma variação de respectivamente de 150, 81 e 226 Kg/m³ (Figura 6.53).

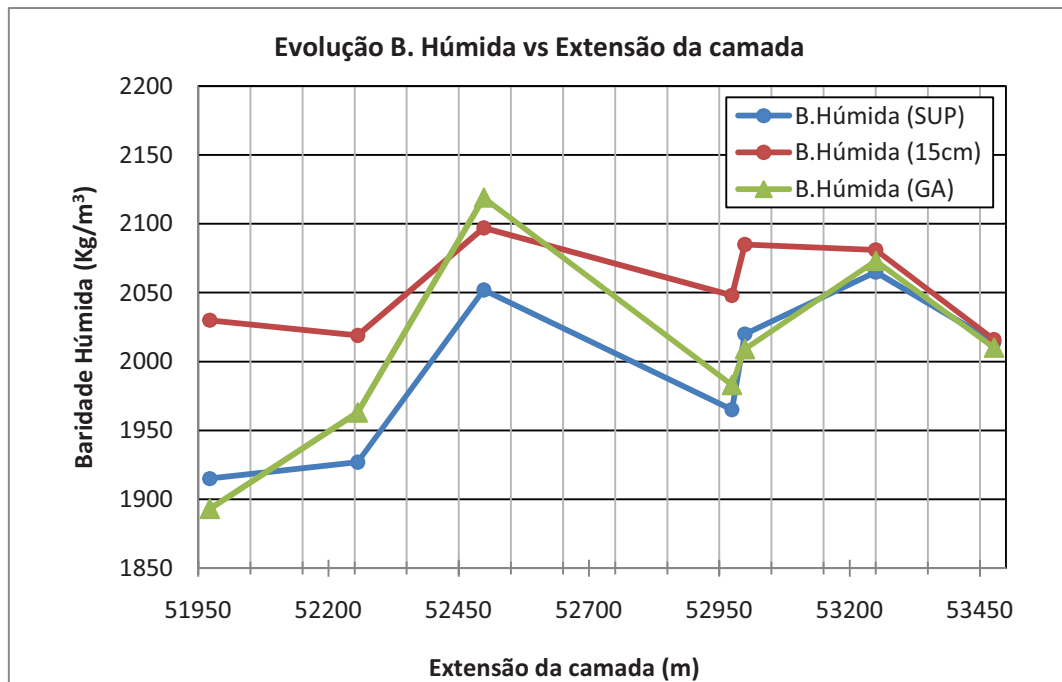


Figura 6.53 – Evolução da baridade húmida ao longo da extensão da camada

Para relacionar os módulos de deformabilidade com os graus de compactação foram comparados entre eles os parâmetros EV_2 e EV_1 do ensaio de carga em placa com os graus de compactação do ensaio gamadensímetro à superfície (GC (SUP)), aos 15 cm de profundidade (GC (15cm)), e no com o ensaio garrafa de areia (GC (GA)): EV_2/EV_1 vs GC (SUP), EV_2/EV_1 vs GC (15 cm) e EV_2/EV_1 vs GC (GA) (Figura 6.54 a 6.56).

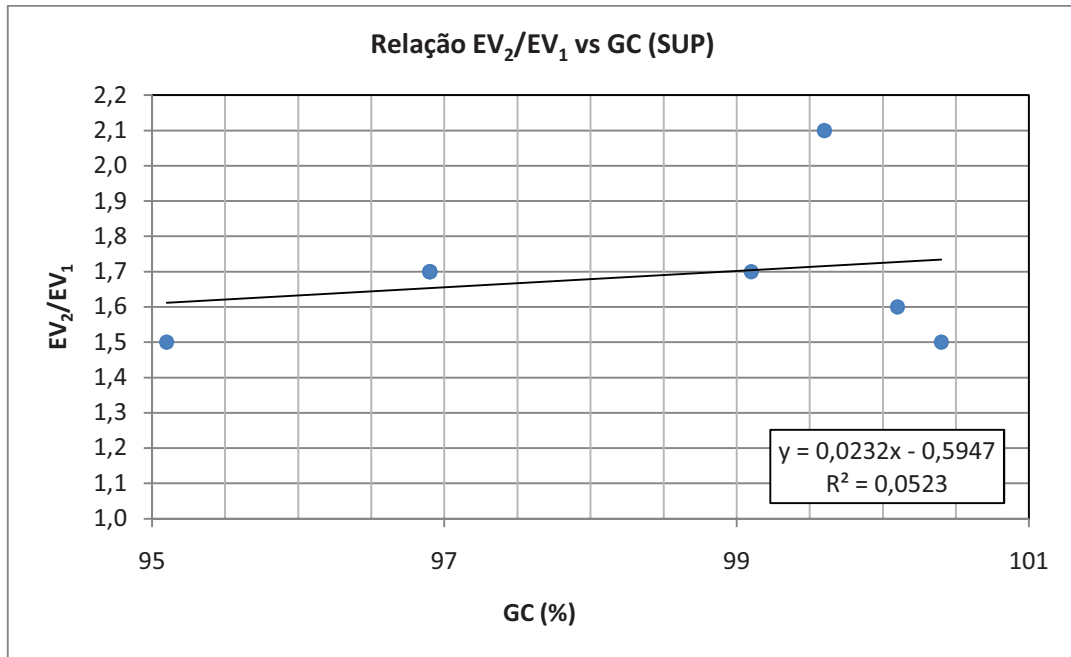


Figura 6.54 – Relação de EV_2/EV_1 vs GC (SUP)

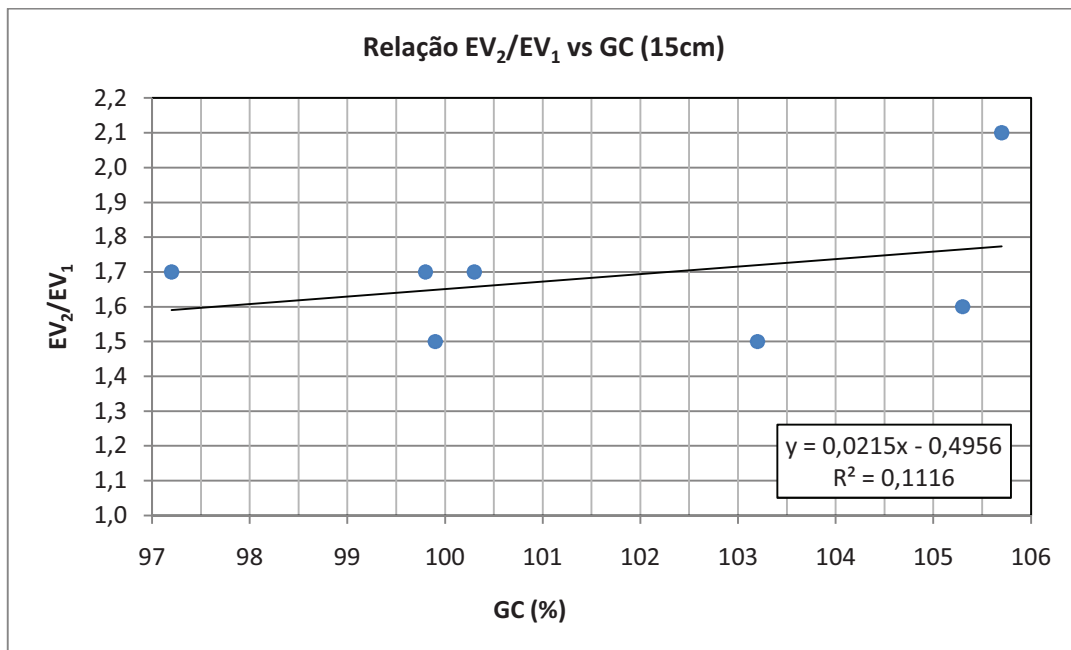


Figura 6.55 – Relação de EV_2/EV_1 vs GC (15 cm)

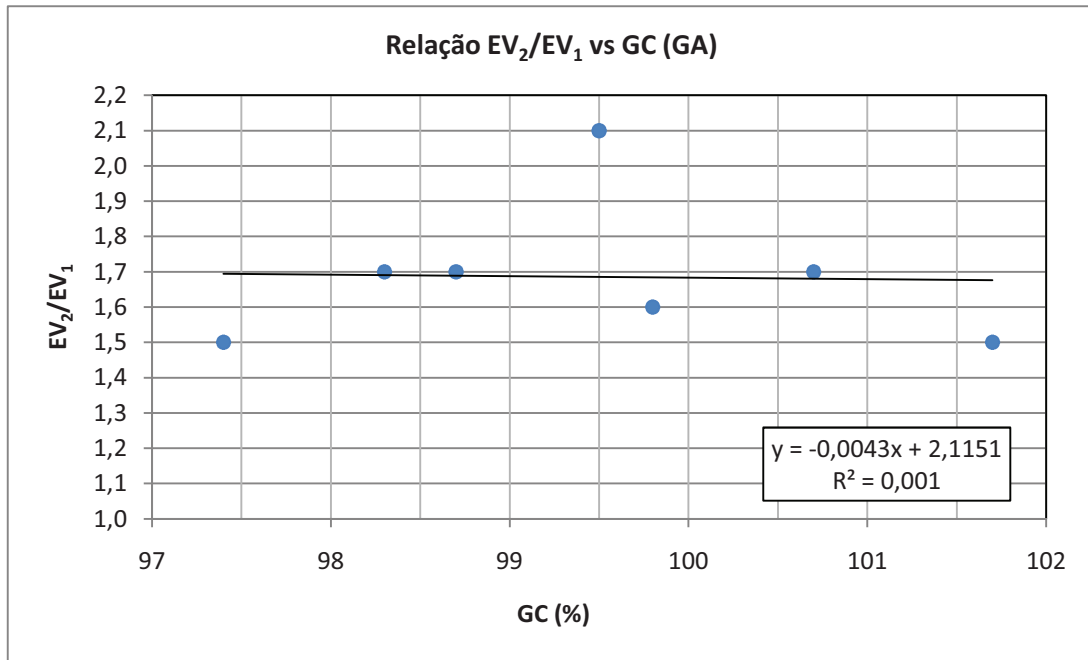


Figura 6.56 – Relação de EV₂/EV₁ vs GC (GA)

Analisando os resultados, verifica-se que os valores dos coeficientes de determinação na relação dos ensaios de carga em placa e gamadensímetro são muito baixos (todos inferiores a 0,1116), contrariamente ao que se sucedeu no ensaio de carga em placa isoladamente, onde se obteve o valor de 0,98 entre EV₂ vs EV₁. Conclui-se, assim, que não é possível correlacionar com um elevado grau de confiança os ensaios gamadensímetro e a garrafa de areia com o ensaio de carga em placa.

7. Considerações finais

7. Considerações finais

7.1 Síntese e Conclusões do estudo realizado

O estudo experimental foi elaborado tendo por base as metodologias aplicadas ao controlo da compactação de dois tipos de materiais distintos, nomeadamente um agregado de granulometria extensa e um solo aplicados respectivamente num aterro de uma obra rodoviária e na camada de coroamento de uma obra ferroviária.

Em ambos os materiais o controlo da compactação foi realizado através da execução de ensaios “*in situ*”, nomeadamente o ensaio de carga em placa e o deflectómetro de impacto portátil para a avaliação de parâmetros de deformabilidade, e os ensaios de garrafa de areia e de gamadensímetro para avaliação de graus de compactação.

7.2. Principais conclusões obtidas nos ensaios executados na obra da Subconcessão do Douro Interior – Lote 6 – IC5 Troço Murça/Nó de Pombal

7.2.1 Camada de Sub-base

Relativamente à camada de Sub-base foi possível concluir que:

- No ensaio de carga em placa houve uma variação de aproximadamente de 50 MPa, quer para valores de EV_1 como para valores de EV_2 ;
- Em todos os pontos ensaiados a razão EV_2/EV_1 encontrava-se no intervalo representativo [2,0-1,2] considerado como boa compactação;
- A amplitude em cada ponto entre EV_2 e EV_1 foi de 9,3 MPa;
- O modelo linear que correlaciona EV_1 e EV_2 explica cerca de 96% de variabilidade encontrada, o que se verifica que os dois parâmetros avaliados se correlacionam de modo muito interessante;
- No ensaio de gamadensímetro registou-se uma variação dos graus de compactação de 3,2% nos valores obtidos à superfície e de 2,3% à profundidade; e
- A variação dos teores em água obtidos através do ensaio de gamadensímetro foram de 1,0% à superfície e 1,2% em profundidade. Na generalidade dos valores o teor de humidade à superfície deu superior ao teor de humidade em profundidade.

7.2.2 Camada de Base

No que se refere à camada de Base pode concluir-se que:

- Ao longo de toda a extensão da camada os valores obtidos no ensaio de carga em placa tanto para o EV_1 como para o EV_2 oscilaram bastante, com variações de EV_1 na ordem dos 42,6 MPa e de EV_2 na ordem dos 87,6 MPa;
- Obtiveram-se valores para a razão EV_2/EV_1 compreendidos entre uma boa compactação [2,0-1,2] e uma excelente compactação [1,0-1,2];
- O modelo linear que correlaciona EV_1 e EV_2 apenas explica cerca de 45% de variabilidade observada entre eles. No entanto, se retirarmos dois dos pontos ensaiados considerados suspeitos o coeficiente de determinação $(R)^2$ sobe para 0,9957 reforçando o valor obtido para a camada de sub-base;
- Relativamente ao ensaio de deflectómetro de impacto portátil obtiveram-se valores bastante heterogéneos tanto para o D1 como para D2, havendo para D1 variações de 87,2 MPa e para D2 de 65,4 MPa;
- Tal como seria de esperar, na generalidade dos casos os valores de D1 foram superiores aos de D2 com a excepção de três pontos;
- As correlações obtidas relativamente ao deflectómetro de impacto portátil demonstraram um grau de confiança muito baixo, sendo que para o caso em estudo este equipamento não revelou ser um substituto para o ensaio de referência (Ensaio de Carga em placa);
- No ensaio de gamadensímetro registou-se uma variação dos graus de compactação de 3,2% nos valores obtidos à superfície e 4,2% nos valores obtidos à profundidade;
- Relativamente aos teores em água obtidos no ensaio de gamadensímetro registou-se uma variação de 1,5% à superfície e de 0,7% à profundidade;
- No ensaio da garrafa de areia, como apenas se realizaram três ensaios os valores foram bastante díspares registando-se assim uma variação de 7,2% nos graus de compactação; e
- Os teores em água obtidos no ensaio de garrafa de areia registaram uma variação de 1,1%.

7.3 Obra ferroviária de modernização do troço Bombel e Vidigal a Évora

7.3.1 Camada de coroamento

Relativamente à camada de solo pode concluir-se que:

- O ensaio de carga em placa registou uma variação elevada ao longo de toda a camada, quer para valores de EV_1 quer para EV_2 , a variação foi de 62,0 MPa em EV_1 e 78,5 MPa em EV_2 ;

- A razão EV_2/EV_1 , na maioria dos casos encontrava-se no intervalo representativo de uma boa compactação [2,0-1,2];
- A amplitude em cada ponto entre EV_2 e EV_1 foi de 21,9 MPa;
- O modelo linear que correlaciona EV_1 e EV_2 explica cerca de 98% de variabilidade encontrada, o que verifica que os dois parâmetros avaliados se correlacionam positivamente;
- Ao longo de toda a camada, no ensaio de deflectómetro de impacto portátil, tanto os valores de D1 como os de D2 oscilaram bastante, o D1 registou variações de 117,0 MPa e o D2 de 84,0 MPa;
- Na generalidade dos casos os valores de D1 foram superiores aos de D2, com a excepção de um dos pontos ensaiados;
- As correlações obtidas quer para D1 quer para D2 foram bastante baixas, embora se constate que se obtiveram correlações de D1 superiores às de D2;
- No ensaio de gamadensímetro registaram-se variações dos graus de compactação de 5,3% nos valores obtidos à superfície e de 4,9% dos valores obtidos em profundidade;
- Relativamente aos teores em água determinados no ensaio de gamadensímetro registaram-se variações de 4,9% à superfície e de 5,2% em profundidade;
- Da análise da baridade seca e húmida determinada no ensaio de gamadensímetro podemos concluir que houve uma variação de 105 Kg/m^3 à superfície e 128 Kg/m^3 em profundidade;
- No ensaio de garrafa de areia registou-se uma variação dos graus de compactação de 4,3%;
- Relativamente aos teores em água determinados no ensaio da garrafa de areia registou-se uma variação de 5,4%; e
- Da análise da baridade seca e húmida determinada no ensaio de garrafa de areia podemos concluir que a variação foi de 116 Kg/m^3 .

7.4 Conclusões finais

- Verifica-se com este estudo que no caso do ensaio de carga em placa podemos estimar valores de EV_1 a partir dos valores de EV_2 obtidos segundo a norma Francesa com um elevado grau de confiança;
- Ao mesmo tempo, esta estimativa permite também obter o valor da razão EV_2/EV_1 de modo a determinar a qualidade da compactação;
- Não é possível correlacionar com um grau de confiança aceitável os ensaios de gamadensímetro e a garrafa de areia com o ensaio de carga em placa, contrariamente ao

que sucedeu no ensaio de carga em placa isoladamente, no entanto foi possível verificar que sempre que se obtiveram boas compactações no ensaio garrafa de areia e gamadensímetro também se obtiveram boas correlações EV_2/EV_1 o que indica boa qualidade de compactação das plataformas estudadas; e

- Relativamente ao deflectómetro de impacto portátil existiu uma grande dispersão de resultados embora, na generalidade dos casos, os valores de D1 foram superiores aos de D2 como seria de esperar, não sendo no entanto possível correlacionar com elevado grau de confiança os valores obtidos neste ensaio. Tendo por base a bibliografia existente, que indica que o deflectómetro de impacto portátil pode ser um equipamento eficaz na substituição do Ensaio de Carga em Placa, e apesar de o equipamento utilizado estar devidamente calibrado pelo fabricante, não será de excluir e após a conclusão deste trabalho alguma anomalia no funcionamento do equipamento. Este facto terá de ser avaliado em trabalhos futuros.

7.5 Perspectivas de estudo e desenvolvimento

Embora os resultados alcançados tenham permitido validar alguns dos objectivos inicialmente propostos, pretende-se como trabalhos futuros dar continuidade ao trabalho desenvolvido:

- Correlacionando todos os ensaios deste estudo nas mesmas localizações e com uma maior quantidade de ensaios executados e com uma malha mais apertada (o que não foi possível executar no estudo experimental da obra do Douro Interior devido ao rápido avanço da obra);
- Alargar a campanha de ensaios para a utilização de novos equipamentos de controlo de compactação, nomeadamente o Portanceméter;
- Comparar o estudo efectuado com outro equipamento de deflectómetro de impacto portátil para aferir o bom funcionamento do equipamento utilizado neste trabalho; e
- Alargar este estudo a materiais tratados com ligantes hidráulicos.

Referências Bibliográficas

Referências Bibliográficas

- Alves, T., 2007. Metodologias de Auscultação de Pavimentos Rodoviários - Aplicação Prática do Radar de Prospecção e do Deflectómetro de Impacto. Instituto Superior Técnico, Lisboa (Tese de Mestrado).
- Antunes, M. L., 1993 . Avaliação da capacidade de carga de pavimentos utilizando ensaios dinâmicos. Tese de Doutoramento. Universidade Técnica de Lisboa.
- Branco, F. ; Pereira, P.; Picado-Santos, L., 2006. Pavimentos Rodoviários. 2ª reimpressão. Coimbra. Caderno de Encargos da Brisa, 2006.
- Caderno de Encargos da Estradas de Portugal – Fevereiro, 2009.
- Camargo, F.; Larsen, B.; Chabourn, B.; Roberson, R.; Siekmeier, J. , 2006. Intelligent Compaction: A Minnesota Case History. 54th Annual University of Minnesota Geotechnical Conference, Minnesota, US.
- Caputo, H. P., 1987. Mecânica dos Solos e suas aplicações, 6ª ed., Vol. 2.
- Caterpillar, 2006. Manual de Produção Caterpillar.
- Editores Técnicos Associados, S.A Compactacion de terrenos , 1997. Terraplenes y pedraplenes.
- Fernandes, G. (2005). Comportamento de Estruturas de Pavimentos Ferroviários com Utilização de Solos Finos e/ou Resíduos de Mineração de Ferro Associados a Geossintéticos, UnB. Brasília/ DF (Tese de Doutoramento).
- Fernandes, M. ,1994. Mecânica dos Solos. Vol.1 (reimpressão de Julho 2003). Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Fortunato, E., 2002. Caracterização de camadas de agregados não ligados em subestruturas de vias de comunicação. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Fortunato, E., 2005. Renovação de Plataformas Ferroviárias . FEUP (Tese Mestrado).
- Fortunato, E., 2009. Valorização dos Resíduos de Construção e Demolição em Obras Geotécnicas. CESAM e Departamento de Ambiente e Ordenamento, Universidade de Aveiro.
- França, A., 2000. Sebenta de Vias de Comunicação II. FEUP.
- Frias, A., 2010. Optimização de procedimentos construtivos para a construção de um trecho em aterro com finos de pedreiras de granito.*
- Geodynamic, 1994. Numerical Simulation of a vibratory roller on cohesionless soil (Internal report 9411).
- Gomes Correia, A. , 1996. Fundamentos Teóricos da Disciplina de Mecânica dos Solos e Fundações I . Lisboa, Instituto Superior Técnico.
- Gomes Correia, A., 1980. Ensaios para Controlo de Terraplenagens. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

- Gonçalves, J., (2066). Possibilidade de controlar o processo construtivo de aterros com recurso a deflectómetro de impacto portátil – DIP. Geoplano Aherne, Casais da Serra.
- Gresser, C., 1996. *Soil Compaction and Stability*, Construction Materials Testing Division Manager.
- Holtz, R.D, Kovacs, W.D., 1981. *An introduction to Geotechnical Engineering*, Washington.
- Junior, J. Souza D. (2005). O Efeito da energia de compactação em propriedades dos solos utilizados na pavimentação do estado do Ceará – Universidade Federal do Ceará (Tese de Mestrado).
- Korytynski, A., 2003. *Compaction Control*. Sabatini Earth Technologies Inc.
- Krebs, R. D., Walker, R. D., 1971. *Highway Materials*, McGraw-Hill, Virginia.
- Lamb, T.W., Whitman, R.V., 1979. *Soil Mechanics*, John Wiley & Sons.
- Neves, J., 2006. *Acetatos das aulas da disciplina de Construção e Manutenção de Infra-Estruturas de Transportes*, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Parente, M. A., 2010. *Gestão da Compactação*. Universidade do Minho (Tese de Mestrado).
- Pestana, R., 2008. *Contribuição para o Estudo do Comportamento Mecânico de Resíduos de Construção e Demolição Aplicados em Estradas de Baixo Tráfego*. Instituto Superior Técnico (Tese Mestrado).
- Petersen, D. L. , 2005. *Continuous Compaction Control - MnROAD Demonstration*. Minnesota Department of Transportation, Minnesota, US.
- Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes, 2002. *Orden FOM/1382/02*.
- Ribeiro, J.Q., Azevedo,M., Micaelo,R., 2006. A influência dos parâmetros de compactação na qualidade final de misturas betuminosas. V Jornadas Luso Brasileiras de Pavimentos.
- Ribeiro, Simão Pedro Tavares, 2008. *Terraplenagem. Metodologia e técnicas de compactação – FEUP* (Tese de Mestrado).
- Santos, J. A., 2008. *Obras Geotécnicas: Compactação - Elementos Teóricos*. Lisboa, Instituto Superior Técnico.
- SETRA/LCPC, 1992. *Réalisation des remblais et des couches de forme*. Fascicule 1 et 2.
- Silva, J. P.,2002. *Vias de Comunicação II – Apresentações de suporte às aulas*, ESTG Leiria.
- The Asphalt Institute, 1978. *Soils Manual for design of Pavement Structures*. Manual Series No. 10. College Park.
- Troxler Electronic Laboratories, Inc., 2006. *Manual of Operation and Instruction, Model 3440 Surface Moisture-Density Gauge*.
- US Army, 2000. *FM 5-434 Earthmoving Operations introduction to Geotechnical Engineering*, Washington.
- Vargas, M., *Introdução à Mecânica dos Solos*, 1978.

Vaz, A. M. N. S., 2005. Controlo de compactação de aterros e avaliação in situ do CBR através de métodos alternativos (Relatório final de estágio).

Wirtgen, 2007. *Soil Stabilizers and cold Recyclers*, Windhagen, Germany.

Normas e Especificações

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials, 1967. **T217** – Determination of moisture in soil by means of calcium carbide gas pressure moisture tester (Speedy).

ASTM – American Society for Testing and Materials, 2001. **C127**. Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate.

ASTM – American Society for Testing and Materials, 2007. **C128**. Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Fine Aggregate.

ASTM – American Society for Testing and Materials, 1994. **D1194**. Standard Test Method for Bearing Capacity of Soil for Static load on spread footing.

ASTM – American Society for Testing and Materials, 2006. **D2487**. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).

ASTM– American Society for Testing and Materials, 2009. **D4694** Standard Test Method for Deflections with a Falling-Weight-Type Impulse Load Device.

ASTM – American Society for Testing and Materials, 2008. **D6758**. Standard Test Method for Measuring Stiffness and Apparent Modulus of Soil and Soil-Aggregate in Place by Electro-Mechanical Method.

ASTM – American Society for Testing and Materials, 2010. **D6938**. In Place density and water content of soil nuclear methods.

ASTM – American Society for Testing and Materials, 2007. **E2583**. Standard Test Method for Measuring Deflections with a Light Weight Deflectometer (LWD).

BS - British Standard, 1969. **BS 812-105.1**. Testing aggregates. Methods for determination of particle shape. Flakiness index.

BS - British Standard, 1990. **BS 812-105.2**. Testing aggregates. Methods for determination of particle shape. Elongation index of coarse aggregate.

DIN - Deutsches Institut Fur Normung, 2001. **DIN 18134**. Determining the deformation and strength characteristics of soil by the plate loading test.

IPQ – Instituto Português da Qualidade, 1969. **NP 83**. Solos. Determinação da densidade das partículas

IPQ – Instituto Português da Qualidade, 1965. **NP 84**. Solos. Determinação do teor em água

- IPQ – Instituto Português da Qualidade, 1969. **NP 143**. Solos. Determinação dos limites de consistência.
- JAE - Junta Autónoma das Estradas, 1953. **JAE S.8**. Análise granulométrica com lavagem.
- JAE - Junta Autónoma das Estradas, 1953. **JAE S.9**. Determinação da percentagem orgânica de solos.
- LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1966. **E 197**. Ensaio de compactação.
- LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1967. **E 198**. Solos. Determinação do CBR.
- LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1967. **E 199**. Ensaio de equivalente de areia.
- LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1971. **E 237**. Agregados. Ensaio de desgaste pela máquina de Los Angeles.
- LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1971. **E 201**. Solos. Determinação do teor em matéria orgânica.
- LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1967. **E 204**. Solos. Determinação da baridade seca “*in situ*” pelo método da garrafa de areia.
- LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1967. **E 205**. Solos. Determinação da baridade seca “*in situ*” pelo método do volume de água deslocado.
- LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1970. **E 239**. Solos. Análise granulométrica por peneiração húmida.
- LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1970. **E 240**. Solos. Classificação para fins rodoviários.
- LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1971. **E 241**. Solos. Terraplenagens
- LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1967. **E 242**. Solos. Análise Granulométrica.
- LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1971. **E 242**. Solos. Execução de Terraplenagens de Estradas
- Normalisation AFNOR, 1998. **NF P94-068**. Sols : reconnaissance et essais - Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux - Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tache.
- Normalisation AFNOR, 1990. **NF P18-592**. Granulats. Essai au bleu méthylène, Méthode à la tache.
- Normalisation AFNOR, 2000. **NF P94-117-1**. Sols: Reconnaissance et Portance des plates-formes. Parte 1: Module sous chargement statique à l'aplaque (EV2).

Links na internet

- www.original.britannica.com, 1999 Encyclopedia Britannica Inc. consultado em Março de 2010)
- <http://www.scielo.br/> consultado em Março de 2010)
- <http://www.geotech.sn/> consultado em Março de 2010)

<http://www.matest.com/imgprodotti/S199.jpg> consultado em Março de 2010)

<http://www.matest.com/imgprodotti/S211%20KIT.jpg> consultado em Março de 2010)

<http://www.dmc.furg.br/> consultado em Março de 2010)

http://www.civep.com/img/equipamentos/cilindro_misto.jpg consultado em Março de 2010)

<http://xml.catmms.com/servlet/ImageServlet?imageId=C421264> consultado em Março de 2010)

<http://www.uk.cat.com/cda/files/1143944/7/soil-compactator.jpg> consultado em Março de 2010)

<http://xml.catmms.com/servlet/ImageServlet?imageId=C201074> consultado em Março de 2010)

<http://br.viarural.com/construcao/escavadeiras-pas/caterpillar/compactadores-cs-533e-01.jpg> consultado em Março de 2010)

www.hamm-ag.de/en/technologien/oszillation/index.html consultado em Março de 2010)

www.fhwa.dot.gov/ consultado em Março de 2010)

<http://www.ipq.pt> (consultado em Março de 2009) consultado em Março de 2010)

<http://www.astm.org> (consultado em Março de 2009) consultado em Março de 2010)

<http://www.constructingexcellence.org.uk/resources/demonstrationprojects/> consultado em Março de 2010)

<http://www.bomag.com/worldwide/index.aspx?&Lang=10000> consultado em Março de 2010)

<http://media.lcpc.fr/ext/pdf/prod/mlpc/portancemetre.pdf> consultado em Março de 2010)

<http://www.solotest.com/catalogos/A16.PDF> consultado em Março de 2010)

<http://www.ceftru.unb.br/pesquisa/artigos-cientificos-2/determinacao-de-parametros-de-deformabilidade-de-camadas-de-um-pavimento-a-partir-de-ensaios-de-campo> consultado em Março de 2010)

<http://www.humboldtmg.com/datasheets/GeoGauge.pdf> consultado em Março de 2010)

http://mkinstruments.com/soil_testing consultado em Março de 2010)

http://www.siteprepmag.com/SP/Home/Images/SP0308TestingInPlaceDensity_SandCone.jpg consultado em Março de 2010)

<http://www.geocontrole.pt/> consultado em Março de 2010)

<http://www.lcpc.fr/> consultado em Março de 2010)