



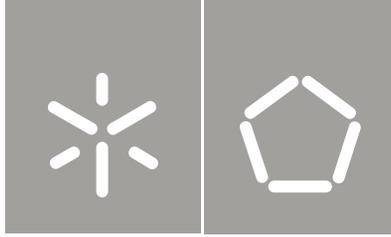
Universidade do Minho  
Escola de Engenharia

Influência dos parâmetros da formulação na  
rigidez de solos estabilizados: estudo experimental

Nelson José Martins de Magalhães

Influência dos parâmetros da  
formulação na rigidez de solos  
estabilizados: estudo experimental





Universidade do Minho  
Escola de Engenharia

Nelson José Martins de Magalhães

Influência dos parâmetros da  
formulação na rigidez de solos  
estabilizados: estudo experimental

Tese de Mestrado  
Ciclo de Estudos Integrados Conducentes ao  
Grau de Mestre em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação do  
Professor Doutor António Gomes Correia  
Professor Doutor Miguel Ângelo Dias Azenha

É AUTORIZADA A REPRODUÇÃO INTEGRAL DESTA TESE/TRABALHO APENAS PARA EFEITOS DE INVESTIGAÇÃO, MEDIANTE DECLARAÇÃO ESCRITA DO INTERESSADO, QUE A TAL SE COMPROMETE

-

## Agradecimentos

Gostaria de agradecer a todos aqueles que contribuíram de forma decisiva para a concretização desta dissertação, no entanto gostaria de expressar um sincero agradecimento e de modo especial:

Ao Professor Doutor António Gomes Correia, orientador desta dissertação, por toda sua disponibilidade, bem como pelo seu apoio, conhecimentos transmitidos e ajuda na escrita e supervisão deste documento;

Ao Professor Doutor Miguel Azenha, coorientador desta dissertação, por toda disponibilidade que sempre teve, bem como pela motivação fornecida para o desenvolvimento deste trabalho e pela ajuda na escrita deste documento;

Um especial agradecimento ao investigador da Universidade do Minho Jacinto Silva por todo apoio fornecido, tanto no auxílio da realização de ensaios como na transmissão de conhecimentos para a interpretação de resultados;

Ao aluno de doutoramento da Universidade do Minho Cláudio Pereira pela partilha de experiência na utilização “*bender elements*” bem como na interpretação dos resultados;

Aos técnicos do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho, particularmente ao Sr. Gonçalves pela simpatia e apoio fornecido à execução dos trabalhos;

À minha família apresento um especial agradecimento, em particular aos meus pais, por todo o apoio incondicional que me deram, bem como compreensão e afeto durante o meu percurso académico.

-

-

## Influência dos parâmetros da formulação na rigidez de solos estabilizados: estudo experimental

### Resumo

A técnica de estabilização de solos com recurso a ligantes é uma prática utilizada já há vários anos com vista no melhoramento das propriedades mecânicas dos solos. A sua aplicação usualmente requer um estudo prévio para a seleção das quantidades de ligantes e teores de água para execução das misturas, bem como para a estimativa das propriedades do solo durante e após o tempo de cura, no entanto essa informação é muito escassa. Devido à ausência de modelos racionais que permitam obter resultados fiáveis, as estimativas das propriedades mecânicas dos solos estabilizados com ligantes são efetuadas com algumas limitações. Atualmente, este procedimento é efetuado através de ensaios laboratoriais e expressões empíricas. O objetivo deste trabalho prende-se, assim, com análise da influência dos parâmetros da formulação na rigidez de solos estabilizados. Para isso, foi efetuada uma larga campanha experimental que envolveu diversos solos e ligantes. Foram utilizadas várias técnicas para a caracterização destes materiais, nomeadamente a técnica EMM-ARM, que permite a determinação contínua do módulo de deformabilidade, a compressão uniaxial cíclica como meio de validação da técnica anterior, “*bender elements*” para determinação do módulo de distorção, e ensaios de compressão uniaxial com vista a determinação dos valores de tensão de rotura dos solos estabilizados.

Para além dos valores de módulo de deformabilidade obtidos aos 28 dias de idade das misturas ensaiadas os resultados obtidos permitiram ainda observar a cinética de evolução do módulo de deformabilidade nos primeiros 7 dias.

### Palavras chave:

Solo-cimento, Solo-cal, Estabilização, EMM-ARM, Deformabilidade, Monitorização contínua.

-

## **Influence of mix design parameters on the stiffness of stabilized soils: an experimental study**

### **Abstract**

Soil stabilization with binders has already been used in practice for several years in order to improve the mechanical properties of soils. Its application usually requires a prior study for the selection of the quantities of binders and water content of the mixture for execution and for estimating the soil properties during and after the curing time. This information is, however, very scarce. Due to the absence of rational models which achieve reliable results, estimates of mechanical properties of stabilized soils are made with some limitations. Currently, this procedure is performed through laboratory testing and empirical expressions. This thesis concerns the analysis of the influence of the formulation parameters on the stiffness of stabilized soils. With this purpose, a wide experimental campaign involving various soils and binders was carried out. Various techniques have been used to characterize these materials, namely the EMM-ARM technique, which allows for continuous determination of the deformation modulus, the cyclic uniaxial compression test as a means of validating the prior technique, "bender elements" for determination of shear modulus and uniaxial compression tests in order to determine the values of compression strength of stabilized soils.

In addition to the deformability modulus values obtained at 28 days of curing time, the results of tested mixtures also allowed observing the kinetics of evolution of the deformation modulus in the first 7 days.

### **Keywords:**

Soil-cement, Soil-lime, Stabilization, EMM-ARM, Deformability, Continuous monitoring.



## Índice

<b>Agradecimentos</b> .....	<b>i</b>
<b>Resumo</b> .....	<b>iii</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>v</b>
<b>Índice</b> .....	<b>vii</b>
<b>Índice de Figuras</b> .....	<b>x</b>
<b>Índice de Quadros</b> .....	<b>xiv</b>
<b>Notação e simbologia</b> .....	<b>xiv</b>
<b>1 Introdução</b> .....	<b>1</b>
1.1 Enquadramento geral.....	1
1.2 Objetivos do trabalho.....	2
<b>2 Estabilização de solos</b> .....	<b>5</b>
2.1 Introdução.....	5
2.1.1 O solo.....	6
2.1.2 O cimento.....	8
2.1.3 A cal.....	9
2.2 Estabilização de solo com cimento.....	11
2.2.1 Mecanismos de estabilização de solo-cimento.....	12
2.2.2 Teor em água e cimento.....	13
2.2.3 Condições de cura.....	13
2.3 Estabilização de solo com cal.....	14
2.3.1 Mecanismos de estabilização de solo-cal.....	14
2.3.2 Teor de cal.....	16
2.3.3 Condições de cura.....	18

2.4	Influência dos parâmetros de formulação em solos estabilizados .....	18
2.4.1	Solo-cimento .....	19
2.4.2	Solo-cal.....	24
2.5	Ensaio de caracterização de rigidez de solos estabilizados.....	25
2.5.1	Ensaio para avaliação do módulo de deformabilidade, E .....	25
2.5.1.1	Técnicas de medição com ensaios de compressão uniaxial .....	25
2.5.1.2	Técnicas de Propagação de ondas .....	28
2.5.1.3	Técnica baseada em análise modal (EMM-ARM) .....	29
2.5.2	Ensaio para avaliação do módulo de distorção, G.....	31
2.5.2.1	Técnicas de ensaios cíclicos .....	32
2.5.2.2	Técnicas de propagação de ondas .....	34
<b>3</b>	<b>Metodologias experimentais usadas.....</b>	<b>37</b>
3.1	Introdução .....	37
3.2	EMM-ARM.....	38
3.2.1	Adaptação da técnica para medição de baixa rigidez.....	40
3.2.2	Adaptação da técnica para moldes de menores dimensões.....	45
3.2.3	Aplicação da técnica EMM-ARM no programa experimental.....	47
3.3	Compressão uniaxial cíclica.....	51
3.4	Bender elements.....	57
3.5	Compressão uniaxial .....	62
<b>4</b>	<b>Programa experimental .....</b>	<b>65</b>
4.1	Introdução .....	65
4.2	Caracterização dos materiais.....	66
4.2.1	Solos .....	66
4.2.2	Ligantes.....	67

4.3	Preparação das amostras .....	67
4.3.1	Misturas solo-ligante usadas.....	67
4.3.2	Metodologia de preparação das misturas.....	69
4.3.3	Métodos aplicados a cada ensaio .....	70
4.4	Discussão e apresentação dos resultados obtidos .....	71
4.4.1	EMM-ARM.....	72
4.4.2	Compressão uniaxial cíclica.....	79
4.4.3	Bender elements.....	80
4.4.4	Compressão uniaxial .....	83
<b>5</b>	<b>Conclusões .....</b>	<b>89</b>
5.1	Conclusões gerais .....	89
5.2	Desenvolvimentos futuros.....	91
<b>6</b>	<b>Bibliografia .....</b>	<b>93</b>

## Índice de Figuras

Figura 1 - Esquema de solo com: a) baixo teor em cimento; b) alto teor em cimento.....	12
Figura 2 - Efeito de floculação num solo argiloso tratado com cal.....	15
Figura 3 - Formação de material cimentício na mistura solo-cal .....	15
Figura 4 - Evolução da resistência à compressão simples num solo estabilizado com cal. ....	17
Figura 5 - Coesão <i>versus</i> período de cura de uma mistura solo-cal para diferentes teores de cal .....	17
Figura 6- Comparação de curvas de degradação do módulo secante a uma pressão de confinamento de um solo não tratado e tratado com cal.....	18
Figura 7 – Evolução de $Q_u$ com variáveis $t$ , $C$ e $n/(C_{iv})d$ ; b) Nível de interação de todas as variáveis com $t$ .....	19
Figura 8 - Variação da resistência $q_u$ em função do teor de cimento.....	20
Figura 9 - a) Interação $t$ e $A/C$ ; b) interação $t$ e $n/(C_{iv})d$ .....	20
Figura 10 – Interação com $E$ ; a) variável $n/(C_{iv})d$ ; b) variável %Argila.....	21
Figura 11 - Módulo de deformabilidade <i>vs</i> porosidade .....	22
Figura 12 - Módulo de deformabilidade <i>vs</i> teor em água .....	22
Figura 13 - Módulo de deformabilidade <i>vs</i> % cimento.....	23
Figura 14 - Importância relativa de cada uma das variáveis nas propriedades mecânicas.....	23
Figura 15 - Resistência CBR, em função do teor em água, num solo argiloso de baixa plasticidade .....	24
Figura 16 – Variação da resistência $q_u$ em função da % de ligante e densidade da mistura. a) cal; b) cimento.....	25
Figura 17 - Esquema de fixação do LDT ao provete .....	26
Figura 18 - Ligação elétrica LVDT .....	27

Figura 19 - Sistema de fixação para o LVDT na medição de deformação axial .....	27
Figura 20 - Técnicas Transdutor efeito de Hall .....	28
Figura 21 - Metodologia de identificação modal .....	30
Figura 22 - moldes EMM-ARM utilizados por silva(2010): a) molde em "U"; b) Molde Tubular ..	30
Figura 23 – Sistema de aquisição de dados .....	31
Figura 24 - Espectro com identificação da frequência do primeiro modo de vibração.....	31
Figura 25 - Ensaio de corte simples: a) modelo idealizado de carregamento; b) curva de histerese .....	33
Figura 26 - Ensaio triaxial cíclico: a) esquema de carregamento e trajetória de tensões; b) curva de histerese.....	33
Figura 27 - Esquema de um <i>bender-extender element</i> .....	34
Figura 28 - Espectro de frequência vs tempo .....	39
Figura 29 - Esquema do molde vertical em consola (dimensões em mm).....	41
Figura 30 - Molde para determinação de baixas rigidezes .....	42
Figura 31 - Esquema de aplicação do método EMM-ARM.....	42
Figura 32 - Espectros de frequências com vários modos de vibração .....	44
Figura 33 - a) Modo de vibração longitudinal; b) modo de vibração transversal.....	44
Figura 34 - Evolução do módulo E dos provetes V1-900 e V2-500 .....	46
Figura 35 - Sobreposição do Modulo E do provete V1-900 com o valor corrigido de V2-500.....	47
Figura 36 - Pormenor dos topos do molde simplesmente apoiado.....	48
Figura 37 - a) Tampão b) fixador de acelerómetro.....	48
Figura 38 - Esquema de apoio do molde simplesmente apoiado .....	49
Figura 39 - Molde simplesmente apoiado com ensaio em curso.....	49
Figura 40 - Provetes de compressão uniaxial cíclica: a) dimensão vertical; b) diâmetro; c) Teflon para desmoldagem .....	51
Figura 41 - Esquema de divisão de camadas de compactação .....	52

Figura 42 - a) Enchimento do molde; b) compactação manual; c) compactação mecânica; d) colocação da última camada.....	52
Figura 43 - Escarificação entre camadas .....	52
Figura 44 - Esquema de instrumentação dos provetes de compressão uniaxial cíclica .....	53
Figura 45 - Fixação de anéis e colocação dos LVDT's.....	53
Figura 46 - Ciclos de carga e descarga aplicados aos provetes .....	54
Figura 47 - Diagrama de tensão/extensão de uma amostra .....	55
Figura 48 - Comportamento de referência dos solos .....	56
Figura 49 - Definição de módulos.....	56
Figura 50 - Esquema de utilização da metodologia " <i>bender elements</i> " .....	57
Figura 51 - a) Transdutores piezoelétricos; b) gerador de funções; c) Osciloscópio digital; d) computador.....	58
Figura 52 - Esquema e dimensões em mm dos BE usados.....	58
Figura 53 - Esquema do provete entre os BE .....	59
Figura 54 - Onda de emissão e recepção.....	59
Figura 55 - Sobreposição das ondas emitidas.....	60
Figura 56 - a) Provede cilíndrico; b) provede cúbico.....	62
Figura 57 a) Molde usado para provetes de compressão uniaxial; b) ensaio em curso.....	63
Figura 58 - Curva granulométrica dos solos estudados .....	67
Figura 59 - a) Adição do cimento ao solo; b) misturadora elétrica; c) aspecto final da mistura ..	69
Figura 60 - Verificação da densidade desejada: a) controle de volume do molde; b) verificação da densidade desejada .....	70
Figura 61 - Evolução do módulo E na areia monogranular estabilizada com: a) CEM II 32,5; b) CEM I 52,5.....	74
Figura 62 - Aumento de rigidez relativa ao solo estabilizado com 3% de cimento para adições de teores de 5 e 7%.....	75

Figura 63 - Evolução do módulo E no solo residual granítico estabilizada com: a) CEM II 32,5; b) CEM I 52,5.....	75
Figura 64 - Valores absolutos de rigidez para o solo SR estabilizado com CEM II 32,5 e CEM I 52,5.....	76
Figura 65 - Evolução do módulo E no silte estabilizado com: a) CEM II 32,5; b) CEM I 52,5.....	77
Figura 66 - Evolução do módulo E no silte estabilizado com: a) cal; b) CEM II 32,5.....	78
Figura 67 - Resultados de EMM-ARM e BE normalizados: a) AM-52,5-5% ; b) AM-32,5-5% .....	82
Figura 68 - Resultados de EMM-ARM e BE normalizados: a) SR-52,5-5% ; b) SR-32,5-5%.....	82
Figura 69 - Resultados de EMM-ARM e BE normalizados: a) A-52,5-5% ; b) A-32,5-5% .....	83
Figura 70 - Tensão de rotura dos provetes da Areia monogranular (AM) .....	85
Figura 71 - Tensão de rotura dos provetes do solo residual granítico (SR).....	85
Figura 72 - Tensão de rotura dos provetes da areia (A) .....	86
Figura 73 - Tensão de rotura dos provetes de silte .....	87

## Índice de Quadros

Quadro 1 - Valores limites de alguns parâmetros de solos apropriados para a estabilização com cimento .....	6
Quadro 2 - Requisitos de gradação para estabilização solos com cal .....	7
Quadro 3 - Tipos de cimentos fabricados em Portugal .....	8
Quadro 4 - Classes de resistência do cimento.....	9
Quadro 5 - Classificações dos vários tipos de cal .....	11
Quadro 6 - Ensaio de laboratório para determinação do módulo de distorção .....	32
Quadro 7 - Características físicas do molde em consola .....	40
Quadro 8 – Massas volúmicas dos provetes V1-900 e V2-500 .....	45
Quadro 9 - Características físicas do molde simplesmente apoiado.....	47
Quadro 10 - Dimensões mínimas para moldes BE.....	61
Quadro 11 - Provetes e tipo de BE usados nas misturas .....	62
Quadro 12 – Caracterização granulométrica dos solos .....	66
Quadro 13 - Misturas usadas .....	68
Quadro 14 - Provetes efetuados na campanha experimental.....	71
Quadro 15 - Parâmetros de entrada na conversão de frequência para módulo .....	72
Quadro 16 - Resultados EMM-ARM aos 7 e 28 dias .....	72
Quadro 17 - Resultados obtidos pela técnica EMM-ARM vs compressão uniaxial cíclica .....	79
Quadro 18 - Parâmetros usados para cada ensaio.....	80
Quadro 19 - Resultados obtidos com <i>bender elements</i> .....	81
Quadro 20 - Resultados obtidos na compressão uniaxial.....	83

-

## Notação e Simbologia

$A/C$	Razão água cimento
$Al_2O_3$	Óxido de alumínio
BE	" <i>Bender element</i> "
BP	" <i>Bender penetration</i> " (penetração do bender no provete)
$C$	Quantidade de cimento
$Ca^{2+}$	Cálcio
$CaCO_3$	Carbonato de cálcio
$CaO$	Óxido de cálcio
$Ca(OH)_2$	Hidróxido de cálcio
CBR	Ensaio <i>Californian Bearing Ratio</i>
$CO_2$	Dióxido de carbono
$e$	Índice de vazios
$E$	Módulo de deformabilidade
$E_0$	Módulo de deformabilidade inicial
$E_{max}$	Módulo de deformabilidade máximo
$E_{tg50\%}$	Módulo de deformabilidade tangente a 50% da tensão de rotura
$E_{sec}$	Módulo de deformabilidade secante
$E_{sec50\%}$	Módulo de deformabilidade secante a 50% da tensão de rotura
$E_m$	Módulo E do molde
$E_s$	Módulo E do solo estabilizado
El	Rigidez do molde com o solo estabilizado
EMM-ARM	" <i>E-modulus Measurement Ambient Response Method</i> " (método da vibração ambiental)
$f$	Frequência fundamental

-

G	Módulo de distorção
H <sub>2</sub> O	Água
I	Momento de inércia
I <sub>m</sub>	Inércia do molde
I <sub>s</sub>	Inércia da mistura de solo-ligante
k	Rigidez vertical dos apoios
L	Comprimento do provete
L <sub>c</sub>	Comprimento da consola
L <sub>tt</sub>	Distancia entre benders num provete ( <i>tip-to-tip</i> )
L <sub>v</sub>	Comprimento da viga
LVT	<i>Local deformation transducers</i>
LVDT	<i>Local variable differential transformer</i>
$\bar{m}$	Massa uniformemente distribuída por unidade de comprimento
m <sub>p</sub>	Massa concentrada
n/(C <sub>iv</sub> ) <sup>d</sup>	Teor volumétrico de cimento
Na <sup>+</sup>	Sódio
Na <sub>2</sub> O	Óxido de sódio
Q <sub>u</sub> ou q <sub>u</sub>	Tensão de rotura
OH <sup>-</sup>	Hidroxila
PVC	<i>"Polyvinyl chloride"</i> (policloreto de vinil)
S	Tipo de cimento
t	Tempo de cura/idade
tt	Tempo de propagação de onda ( <i>travel time</i> )
V <sub>p</sub>	Velocidade das ondas de compressão (P)
V <sub>s</sub>	Velocidade das ondas de corte (S)
ε	Extensão/deformação

# 1 Introdução

## 1.1 Enquadramento geral

O solo oferece grandes oportunidades de aplicabilidade na engenharia, podendo este ser definido como um material de construção ou um solo de fundação. Mas nem sempre este preenche os requisitos mínimos do ponto de vista estrutural, tornando-se assim necessário tomar decisões relativamente ao projeto. Passando estas decisões por:

- Eventualmente aceitar o material tal como ele é e desenvolver o projeto de forma a contemplar as limitações que o solo impõe;

- Remover o material e substituí-lo por outro de melhor qualidade;

- Alterar as propriedades do solo existente de modo a criar um novo material capaz de adequar-se de melhor forma às exigências do projeto.

Por vezes, do ponto de vista económico e dependendo da grandeza da obra a realizar alguns destes processos tornam-se praticamente inviáveis. A primeira opção, quando tecnicamente possível, envolve, habitualmente, a execução de fundações mais robustas com um consequente agravamento nos custos da obra. A segunda opção requer a remoção do material de menor qualidade e aquisição de um de qualidade superior. Este processo envolve elevados meios de transporte e de remoção de material. Esta opção agrava os custos da obra devido aos recursos que este método requer. Assim, torna-se a última opção a mais viável e promissora dado que utiliza os materiais disponíveis no local, com vantagens económicas, ambientais e técnicas.

A melhoria das propriedades de um solo é uma das mais antigas técnicas da engenharia, havendo referências históricas da sua aplicação há mais de 3000 anos (Cristelo, 2001). Apesar da prolongada experiência, esta ainda é uma técnica associada a bastantes complexidades em face das incertezas frequentemente existentes em relação às características dos solos a

estabilizar.

Porém, devido ao baixo custo e sustentabilidade da estabilização de solos, é previsível que esta técnica continue a assumir importância central em obras de engenharia, particularmente nas infraestruturas ferroviárias e rodoviárias.

Contudo há escassez de métodos capazes de relacionar o tipo de solo com a melhor opção para o estabilizar, sendo na maioria das vezes este conhecimento obtido por relações empíricas ou recorrendo a sucessivos ensaios laboratoriais. Atualmente não é prática corrente a utilização de técnicas capazes de monitorizar a evolução da cinética em tempo real de solos estabilizados. A utilização de metodologias capacitadas de acompanhar a evolução da rigidez continuamente, recorrendo à análise da vibração ambiental de amostras de solos estabilizados, seria uma mais-valia na avaliação dos conhecimentos acerca da influência dos parâmetros de formulação na rigidez de solos estabilizados. O acompanhamento contínuo, da evolução da rigidez, baseado neste método tem vantagens quando comparadas com outras metodologias mais tradicionais, dado que esta não necessita da intervenção humana, e de repetidos ensaios. Esta metodologia tem também a vantagem de representar valores absolutos de rigidez.

## 1.2 Objetivos do trabalho

O presente trabalho tem como objetivo o estudo da influência dos parâmetros de formulação na rigidez de solos estabilizados, para isso será descrito um programa experimental alargado utilizando vários solos e diversos ligantes com características diferentes, recorrendo à utilização de várias técnicas de avaliação de rigidez de solos estabilizados.

Serão assim analisadas as características do módulo de deformabilidade (E), recorrendo à técnica baseada na análise modal em vibração ambiental, designada por EMM-ARM (*Elasticity Modulus Measurement through Ambient Response Method*), com o intuito de conhecer a evolução da rigidez do material em estudo em tempo real. Será também acompanhada a evolução deste parâmetro com a utilização da técnica de compressão cíclica.

Outro dos parâmetros analisados será o módulo de distorção (G), com recurso à técnica de “*bender elements*” onde este será obtido com medições pontuais ao longo da sua evolução com o tempo de cura.

Serão ainda realizados ensaios de compressão uniaxial para determinação da tensão de rotura ( $\sigma_u$ ) dos solos estabilizados. Este método será também utilizado em medições pontuais ao longo da idade das misturas solo-ligante.

Para a realização deste trabalho será necessário implementar novas metodologias de ensaio bem como a definição dos moldes a utilizar. Estas adaptações terão em vista a capacidade de estudo de misturas solo estabilizado de baixa rigidez onde se possibilite a aplicação sistemática do método EMM-ARM e ainda seja possível uma maior facilidade de aplicabilidade em laboratório desta técnica.

Uma das vantagens da realização deste trabalho será a obtenção de uma vasta base de dados, relacionada com os parâmetros de formulação de misturas solo-ligante. Com um maior conhecimento destes fatores poderá tirar-se conclusões à cerca da evolução da cinética das várias misturas.

-

## 2 Estabilização de solos

### 2.1 Introdução

A modificação de solos para fins construtivos pode ser efetuada recorrendo ao método mecânico ou ao método aditivo, dependendo das características do solo e condições exigidas. Este processo tem como objetivo alterar as propriedades do solo existente de forma a criar um material capaz de preencher os requisitos do projeto.

A primeira opção passa pela aplicação do método mecânico que consiste em substituir solo impróprio por outros mais adequados, ou então com mistura de solos com duas ou mais granulometrias para obter um material que cumpra as especificações exigidas. A mistura do solo pode ter lugar no local da construção, numa instalação central, ou numa zona de empréstimo. O material misturado é então espalhado e compactado por meios convencionais (Ling, 2005). Este método consiste na modificação do solo sem recorrer a qualquer tipo de elemento estranho ao solo, através da redução de volume de vazios por compactação ou por consolidação.

A segunda opção passa por alterar as propriedades do solo com recurso a um aditivo ou ligante para possibilitar a sua utilização como material de engenharia. Esta técnica de tratamento de solos é normalmente designada por “estabilização de solos” quando visa propósitos de um material estrutural. Ao solo são adicionados materiais como cimento, cal, betumes, entre outros. A correta estabilização de solos com aditivos implica algum conhecimento acerca das características e comportamento dos solos. É também importante conhecer as características do aditivo a utilizar.

Este trabalho visa assim esta segunda opção, onde será efetuada uma análise detalhada acerca das características dos solos estabilizados.

### 2.1.1 O solo

O solo é um dos materiais mais abundantes à superfície da terra, no entanto é um material complexo. Nos solos residuais os seus constituintes e propriedades dependem do material original de que o próprio solo deriva, localização, clima, topografia da área, dos organismos presentes e do tempo geológico em que esse solo se desenvolveu, o que faz com que nem todos os solos respondam de igual forma ao uso de um mesmo aditivo estabilizante.

A utilização de cimento na estabilização de solos obedece, segundo Santos (2008), a condições limites relacionadas com as características dos solos a tratar. No Quadro 1 apresenta-se em resumo alguns valores dos parâmetros normalmente aceites como limites para a utilização de solo-cimento. No entanto outros solos com características não apresentadas neste quadro poderão também ser passivos de estabilização com cimento.

Quadro 1 - Valores limites de alguns parâmetros de solos apropriados para a estabilização com cimento (adaptado de Santos, 2008)

	<b>Características</b>	<b>Limites</b>
Granulométricas	% passada no peneiro 2"	100%
	% passada no peneiro 1"	>80%
	% passada no peneiro n°4 (4,75 mm)	>45%
	Limite de liquidez	<45%
	Teor máximo de sulfatos	0.2%
	Teor máximo de matéria orgânica	2%

Também o uso da cal isoladamente ou mesmo combinada com outros aditivos, nomeadamente com o cimento, pode ser usada para tratar uma grande variedade de tipos de solo. No entanto, segundo a National Lime Association (2004), nem todos os solos reagem da mesma maneira ao tratamento com cal, sendo as propriedades mineralógicas dos solos determinantes para o seu grau de reatividade com o aditivo, influenciando a resistência e a rigidez que a mistura irá

desenvolver. Em geral, os solos argilosos finos (com um mínimo de 25% passando no peneiro #200 (74mm) e um índice de plasticidade maior do que 10%) são considerados bons candidatos para a estabilização. No Quadro 2 estão representados os requisitos de gradação necessários para estabilização de solos com cal. Solos com quantidades significativas de material orgânico ou sulfatos podem requerer procedimentos de construção com cal e/ou especiais (National Lime Association 2004).

Quadro 2 - Requisitos de gradação para estabilização solos com cal (adaptado: McCarthy, 1994)

	<b>Malha do peneiro ASTM</b>	<b>Porcentagem que passa</b>
Base	1½ in.	100
	¾ in.	70-100
	No. 4	45-70
	No. 40	10-40
	No. 200	0-20
Sub-base	1½ in.	100
	No. 4	45-100
	No. 40	10-50
	No. 200	0-20

Algumas das características dos solos que podem influenciar as reações solo-cal são: pH do solo, teor em matéria orgânica, drenagem natural, presença excessiva de sódio permutável, mineralogia da fração argila, grau de alteração, presença de carbonatos e/ou sulfatos, ferro, relação sílica/alumina e relação sílica/sesquióxidos. (Attoh-Okine, 1995)

Como já referido anteriormente existem vários ligantes passíveis de serem utilizados na estabilização de solos, no entanto os mais usados são o cimento e a cal, os quais serão os usados neste estudo.

## 2.1.2 O cimento

O cimento é um ligante hidráulico, ou seja, é um material inorgânico moído que, quando misturado com água, forma uma pasta que faz presa e endurece devido a reações e processos de hidratação que o levam a endurecer, sendo o seu endurecimento hidráulico fundamentalmente devido à hidratação dos silicatos de cálcio, embora outros compostos químicos, tais como os aluminatos, participem no processo de endurecimento.

Segundo a norma NP EN 197-1, o cimento é designado por CEM, sendo esta classificação resultado da natureza e quantidade dos seus constituintes que são agrupados em cinco tipos principais:

CEM I – Cimento Portland

CEM II – Cimento Portland composto

CEM III – Cimento de alto-forno

CEM IV – Cimento pozolânico

CEM V – Cimento composto

No entanto, nem todos estes cimentos são correntemente fabricados em Portugal. No Quadro 3 estão representados os principais cimentos fabricados em Portugal e os seus constituintes principais.

Quadro 3 - Tipos de cimentos fabricados em Portugal (adaptado de Varela e Vieira 2005)

Tipos Principais	Tipos de cimentos correntes em Portugal	Constituintes Principais			Constituintes adicionais minoritários (%)	
		Clinker K	Calcário L	Cinza Volante Siliciosa V		
CEM I	Cimento Portland	CEM I	95-100	-	-	0-5
CEM II	Cimento Portland de Calcário	CEM II/A-L	80-94	6-20	-	0-5
		CEM II/B-L	65-79	21-35	-	0-5
CEM IV	Cimento Pozolânico	CEM IV/A	40-64	-	11-35	0-5

Os cimentos são ainda classificados em classes de resistência sendo estas: classe 32.5, classe 42.5 e classe 52.5. Os valores destas classes correspondem ao valor mínimo de resistência à compressão aos 28 dias em condições normalizadas (Varela e Vieira 2005).

Quadro 4 - Classes de resistência do cimento (adaptado de Varela e Vieira, 2005)

Classe de resistência	Resistência à compressão (MPa)			Tempos de início de presa	Expansibilidade mm
	Resistência aos primeiros dias		Resistência de referência		
	2 dias	7 dias	28 dias		
32,5 N	-	≥16,0	≥32,5	≤52,5	≥75
32,5 R	≥10,0	-			
42,5 N	≥10,0	-	≥42,5	≤62,5	≥60
42,5 R	≥20,0	-			≥10
52,5 N	≥20,0	-	≥52,5	-	≥45
52,5 R	≥30,0	-			

### 2.1.3 A cal

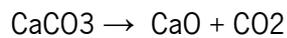
A cal é produzida a partir da pedra de calcário, composta quase exclusivamente por carbonato de cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ) e por um certo número de outros constituintes em quantidades variáveis. Esta é obtida através da calcinação do calcário a temperaturas superiores a  $900^\circ\text{C}$ , ocorrendo neste processo a transformação do carbonato de cálcio em óxido de cálcio e a libertação de anidrido carbónico (Cristelo, 2001).

A cal é uma excelente escolha para a modificação a curto prazo das propriedades do solo. Esta pode modificar quase todos os tipos de solos finos (National Lime Association, 2001).

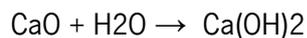
Existem dois tipos de cal, a cal aérea e a cal hidráulica. A primeira é obtida quando no processo de calcinação a temperatura se mantém entre os  $900^\circ$  e os  $1200^\circ\text{C}$  ficando com aspeto romboédrico e elevada porosidade. A cal hidráulica é obtida quando são utilizadas temperaturas superiores a  $1200^\circ\text{C}$  na calcinação do calcário e as impurezas argilosas contidas na rocha ultrapassarem os 5%. Esta é dotada de uma estrutura cristalina e com baixa porosidade.

A cal aérea é normalmente classificada em cal viva ou cal apagada, em função da sua susceptibilidade à água. A cal viva reage com a água formando cal apagada ou extinta, transformando-se o óxido de cálcio em hidróxido de cálcio, podendo este apresentar-se sob a forma de pasta, pó muito fino ou de leite de cal. O termo cal refere-se ao óxido de cálcio (CaO) ou ao hidróxido de cálcio (Ca(OH)<sub>2</sub>), embora seja geralmente utilizado para designar qualquer produto derivado ou associado ao óxido de cálcio (Cristelo, 2001). As equações que traduzem as referidas reações são:

Cal Viva



Cal Apagada



A cal aérea pode ainda ser classificada de calcítica ou dolomítica, quando a rocha de onde esta é extraída é constituída, em quantidades equimoleculares, por carbonato de cálcio e por carbonato de magnésio denomina-se dolomite ou calcário dolomítico, e a sua calcinação origina a chamada cal dolomítica. A cal calcítica obtém-se quando se encontram elevados teores de calcário. Contudo, a cal calcítica reage muito mais rapidamente com a água do que a cal dolomítica (Cristelo, 2001).

No Quadro 5 estão representadas as classificações dos vários tipos de cal em função da sua composição do calcário base e do modo de obtenção.

Quadro 5 - Classificações dos vários tipos de cal (adaptado de Cristelo, 2001)

Modo de obtenção	Composição do calcário de base		
	Quase puro	15 a 20% de argila	Presença de Carbonato de Magnésio
Calcinação	Cal Aérea viva calcítica	Cal Hidráulica	Cal Aérea viva dolomítica
Calcinação + Hidratação	Cal Aérea apagada	Cal Hidráulica apagada	Cal Dolomítica monohidratada ou Cal Dolomítica hidratada sob pressão

A cal hidráulica pode, segundo Castro (1970 *in* Cristelo, 2001), ser considerada como um produto intermédio entre a cal e o cimento, visto que apesar de manter algumas das propriedades da cal ganha presa com a água. Contudo, a cal hidráulica nunca foi muito utilizada na estabilização de solos. No entanto segundo National Lime Association (2004), quaisquer destes tipos de cal podem ser utilizados na estabilização de solos.

## 2.2 Estabilização de solo com cimento

Segundo o ACI (*American Concrete Institute*) o solo-cimento é considerado como uma mistura de solo e quantidades determinadas de cimento e água, compactado para um determinado peso volúmico seco (uma percentagem do máximo obtido num ensaio de referência), de modo a criar um material endurecido com características capazes de responder às exigências da engenharia.

As misturas de solo-cimento são bastante utilizadas no setor da construção de vias rodoviárias, podendo estas ser aplicadas em camadas de base, sub-base e de leito de pavimentos. Mais recentemente têm também sido aplicadas em aterros e leitos de via férrea. Esta técnica de melhoramento é uma solução mais corrente devido, por um lado ao fator económico e por outro lado à melhoria dos solos disponíveis no local, que pode trazer grandes vantagens, evitando o recurso a zonas de empréstimo de material adequado, bem como evitando a colocação em depósito (Consoli *et al*, 2009).

Outro aspecto extremamente importante é que o uso da técnica do solo-cimento reduz significativamente a quantidade de recursos naturais utilizados no processo de construção. Dado que aproximadamente 90% do material pode ser obtido no local (o solo), somente cerca de 10% (cimento) requer o transporte para o local. Reduzindo assim os recursos naturais utilizados e por consequência reduz a quantidade de tráfego, poluição e danos globais para o meio ambiente (Foppa, 2005).

### 2.2.1 Mecanismos de estabilização de solo-cimento

Consoante o teor de cimento adicionado às misturas de solo-cimento, a ação estabilizante do cimento pode ocorrer segundo dois mecanismos distintos. No primeiro (Figura 1 a) verifica-se para teores em cimento menores, ocorre uma modificação da fração argilosa do solo que diminui a sua plasticidade, podendo ou não ser acompanhada de aumento da resistência mecânica, uma vez que o cimento forma núcleos independentes na massa de solo. O segundo mecanismo (Figura 1 b) permite o aumento da resistência mecânica devido à ação aglutinante do cimento nas partículas de solo. Este efeito verifica-se quando são misturados teores em cimento mais elevados, em que o cimento forma núcleos interligados distribuídos pela massa de solo (Cruz, 2004).

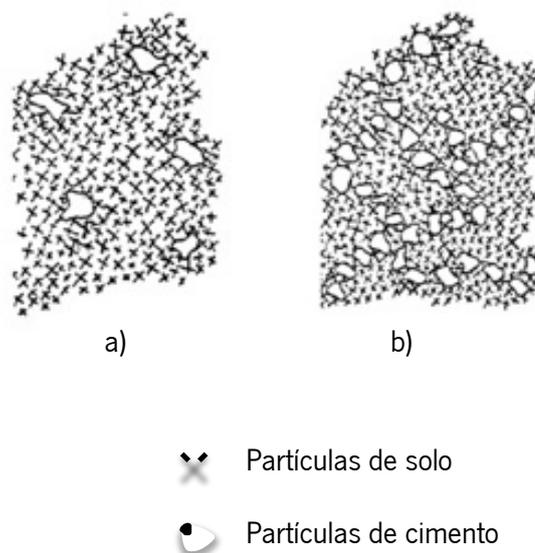


Figura 1 - Esquema de solo com: a) baixo teor em cimento; b) alto teor em cimento (adaptado de Cruz, 2004)

### 2.2.2 Teor em água e cimento

Nas misturas solo-cimento, a água e o cimento requerem quantidades adequadas geralmente traduzidas por um determinado valor da razão água cimento (A/C), sendo este um dos principais fatores que influencia as características pretendidas para a mistura. A utilização, de teores destes componentes superior ao necessário tem inconvenientes, não só do ponto de vista económico, como do técnico.

As percentagens de cimento elevadas, embora permitam obter uma elevada resistência da mistura, podem também levar a elevadas retrações que fraturam o solo estabilizado. Estas misturas em pavimento comportam-se como estruturas semirrígidas, devido às inúmeras fissuras existentes neste, dividido assim, o solo estabilizado em blocos interligados uns com os outros. Estas fissuras devem ser suficientemente discretas para garantir o grau de rigidez necessário (Cruz, 2004).

As quantidades de água nas misturas de solo-cimento compactadas correspondem a um teor em água próximo do teor em água ótimo, sendo este obtido através do ensaio Proctor normal ou modificado. Este ensaio tem por objetivo a determinação do peso volúmico seco máximo do solo estabilizado correspondente ao teor de água ótimo.

O teor em água necessário para a hidratação do cimento é inferior ao ótimo para a compactação. Assim sendo, a água necessária para a hidratação está assegurada se forem cumpridas as necessidades da compactação e se não houver perdas durante o período de cura (Cruz, 2004).

### 2.2.3 Condições de cura

O tempo normal necessário para estabilização de uma mistura solo-cimento, é de pelo menos 3 a 7 dias. O tempo de cura destas misturas é bastante importante pois o ganho de resistência da mistura é dependente do tempo, bem como a temperatura e a presença de água (ACI 230, 1990).

A qualidade final da camada estabilizada solo-cimento depende, em muito, das condições de cura proporcionadas pelo ambiente em que se dá a presa do cimento, deve ter teores em água suficientes para que as reações químicas se processem convenientemente. Em obra para uma

cura adequada deve proceder-se à cobertura da superfície uma camada betuminosa, ou em alternativa, poderá ser utilizada uma cobertura impermeável ou areia húmida. Deve evitar-se congelamento durante o período de cura (Cruz, 2004).

## **2.3 Estabilização de solo com cal**

O tratamento de solos com cal, é uma técnica ancestral que começou a ser utilizada à várias centenas de anos. Esta técnica foi utilizada por diversos povos e civilizações ao longo da história. Encontram-se vários exemplos da sua aplicação em construções em vários pontos do mundo (Greaves, 1996).

Atualmente o tratamento de solos com cal é aplicável na construção de infraestruturas de transporte e amplamente utilizado em todo o mundo por diferentes razões. A estabilização com cal é um método atrativo dado que possibilita o tratamento do solo recorrendo aos materiais disponíveis no local de obra, tornando-se assim um método prático e económico.

### **2.3.1 Mecanismos de estabilização de solo-cal**

Após a adição de cal ao solo ocorrem vários tipos de fenómenos químicos, dos quais os mais importantes são a permutação iónica e floculação, cimentação e a carbonatação. Estas reações dependendo do teor de cal adicionado e do tipo de solo em questão, vão determinar a estabilização do solo.

#### ***Permutação iónica e floculação***

A permutação iónica e a floculação são as primeiras reações ocorridas após o contacto da cal com a fração argilosa de um solo. São as responsáveis pela alteração da granulometria, da plasticidade e da expansibilidade, oferecendo um incremento de resistência imediato ao solo (Alves, 2010).

Esta reação inicia-se com a dissociação da cal na presença de água na forma de iões  $\text{Ca}^{2+}$  e  $\text{OH}^-$ , ocasionando elevação do pH do solo (Osula, 1996).

Os iões de cálcio ( $\text{Ca}^{2+}$ ) da cal hidratada migram para a superfície das partículas de argila dispersando a água e outros iões ( $\text{Na}^+$  e  $\text{K}^+$ ). Os iões  $\text{Ca}^{2+}$  e  $\text{OH}^-$  presentes originam forças

eléctricas que provocam a floculação da fração argilosa do solo. A mistura sofre, ainda, um forte decréscimo do índice de plasticidade, uma diminuição da massa volúmica seca máxima da mistura, um aumento do teor em água óptimo e uma diminuição da sensibilidade à água e ao gelo (Gomes Correia, 1996). Na figura 2 é visível o efeito de floculação provocada no solo pela adição de cal.



Figura 2 - Efeito de floculação num solo argiloso tratado com cal (National Lime Association, 2004)

### ***Cimentação***

A cimentação ou reação pozolânica, é uma reação lenta promovida a longo prazo, no entanto garante um aumento significativo da resistência do solo. Esta reação dá-se após o processo de floculação quando os constituintes da argila, nomeadamente a sílica e a alumina, reagem com a cal, do que resulta o desenvolvimento de materiais cimentícios dentro e entre as partículas de argila. Na Figura 3 está representado um esquema da formação de material cimentício em misturas solo-cal.

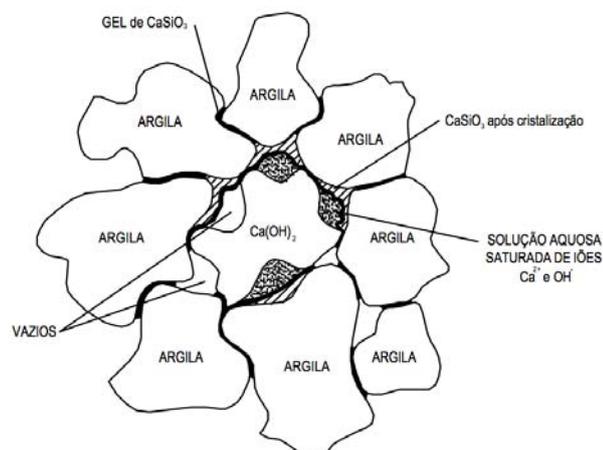
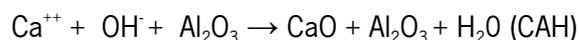
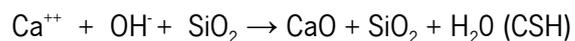
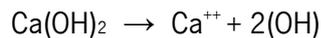


Figura 3 - Formação de material cimentício na mistura solo-cal (Cristelo, 2001)

A reação de cimentação resulta da cal adicionada ao solo que eleva a níveis consideráveis do pH, o que facilita a dissolução da sílica presente nos minerais argilosos e a entrada de cal na solução saturada, onde ocorre a combinação da sílica com o cálcio, formando silicato hidratado de cálcio. Simultaneamente, o ataque das argilas pela cal e a sua provável decomposição e destruição conduz à formação de aluminato hidratado de cálcio (Cristelo, 2001). Esta reação de cimentação pode ser ilustrada pelas seguintes equações (Attoh-Okine, 1995):



### ***Carbonatação***

A Carbonatação da cal refere-se à absorção de dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) do ar, esta reação trata-se de uma reação inversa a da produção da cal, uma vez que produz carbonato de cálcio prejudicial a estabilização do solo, devem ser tomadas medidas para minimizar a carbonatação durante as operações de construção e também após a construção (ASTM International, 1970).

Segundo Neves (1993), este fenómeno pode ocorrer imediatamente ou a longo prazo, prejudicando o fenómeno de floculação e a cimentação, devendo ser garantida uma correta mistura do solo com a cal e a imediata compactação do solo, impedindo assim a entrada de excesso de ar na mistura, pois o calcário assume um papel de “cimento fraco” nas misturas de solo com cal e aumenta a plasticidade do solo.

### **2.3.2 Teor de cal**

A determinação do teor de cal é geralmente baseada numa análise de resultados laboratoriais como pontos fortes da mistura e plasticidade. A adição de cal a um solo de granulação fina geralmente reduz o índice de plasticidade, aumenta o limite de retração, melhora a trabalhabilidade, aumenta a secagem, reduz o volume, e pode aumentar a resistência (ASTM International, 1970).

Segundo Rabassa *et al.* (2006), o excesso de cal nos solos devido ao fenómeno de carbonatação, gera uma perda de resistência nas misturas. A Figura 4 caracteriza a evolução da resistência à compressão de um solo argiloso, na qual se pode notar que o parâmetro de resistência atinge um valor máximo para 7% de teor em cal, como se mostra na Figura 4.

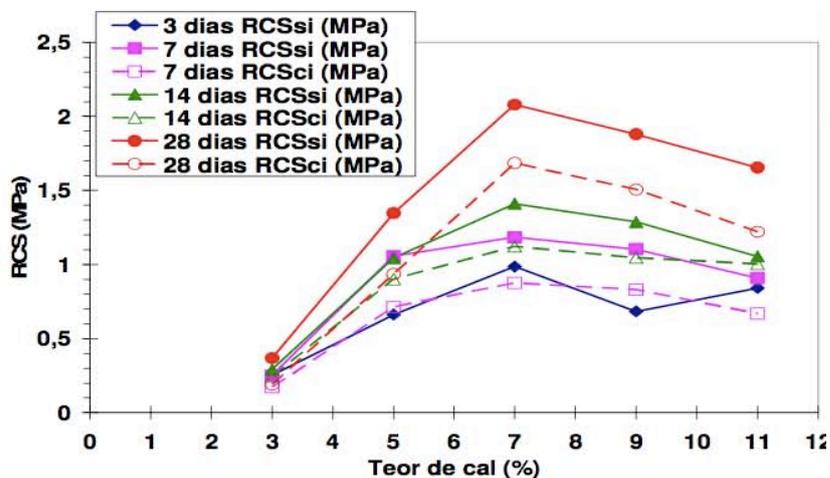


Figura 4 - Evolução da resistência à compressão simples num solo estabilizado com cal.

(Rabassa *et al.*, 2006)

No entanto, Mendonça (2000) entre outros, contrariam esta ideia. Estes concluem que para determinados solos o aumento do teor de cal oferece ganhos substanciais de coesão. Assim segundo este autor, o desenvolvimento das curvas tensão-deformação apontam para a impossibilidade de se definir um comportamento padrão nas misturas solo-cal.

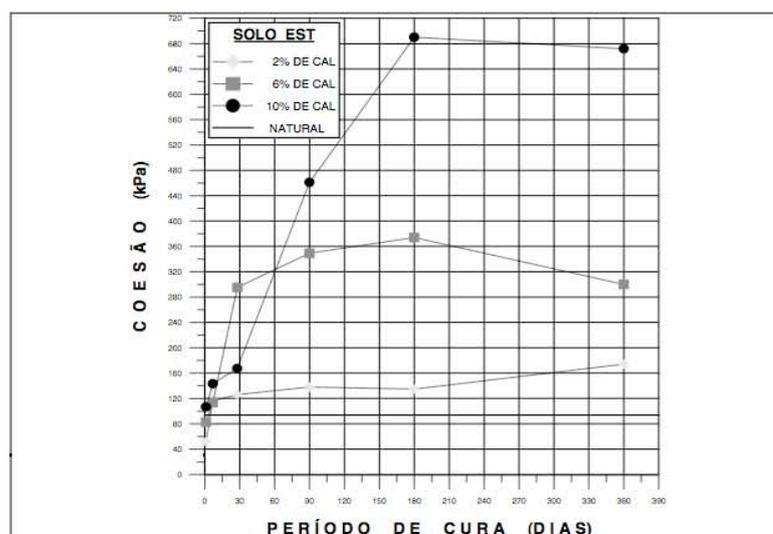


Figura 5 - Coesão versus período de cura de uma mistura solo-cal para diferentes teores de cal.

(Mendonça *et al.*, 2000)

### 2.3.3 Condições de cura

O aumento da temperatura de cura melhora a resistência de solos estabilizados com cal, Segundo (John e Debora, 1997) é aconselhável que a adição de cal ao solo seja efectuada em temperaturas quentes para que se possa tirar o máximo de benefício da mistura.

O tempo de cura é outro dos fatores que melhoram em muito a resistência dos solos estabilizados. Através de resultados obtidos em ensaios triaxiais de precisão num solo, De Bel *et al*, (2006) concluiu que a rigidez do material após o tratamento é muito significativa durante muitos meses, como mostra a Figura 6, onde se representa a evolução do módulo secante ( $E_{sec}$ ) com o nível de deformação ( $\epsilon$ ) a uma pressão de confinamento de 245 kPa.

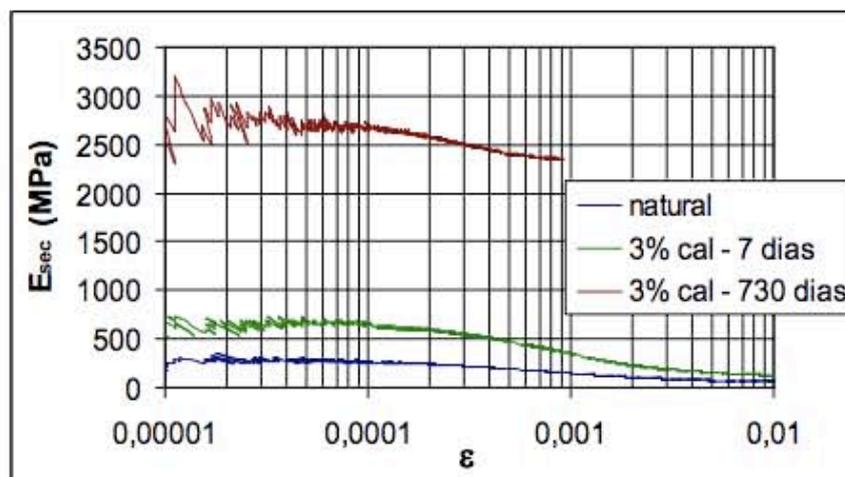


Figura 6- Comparação de curvas de degradação do módulo secante a uma pressão de confinamento de um solo não tratado e tratado com cal (De Bel *et al*, 2006)

## 2.4 Influência dos parâmetros de formulação em solos estabilizados

Atualmente, existe uma grande limitação de procedimentos para acompanhamento da cinética das propriedades mecânicas de solos estabilizados, esta tarefa é essencialmente realizada recorrendo a inúmeros ensaios laboratoriais e expressões empíricas. No entanto, nas fases iniciais de projeto, principalmente de obras geotécnicas para fins construtivos, a escolha dos valores a adotar para cada um dos parâmetros é baseada em informação muito escassa.

### 2.4.1 Solo-cimento

Na observação das características de resistência, tal como expectável, tendo em conta o conhecimento empírico relativo a misturas solo-cimento, as variáveis tempo ( $t$ ) e quantidade de cimento ( $C$ ) têm um efeito positivo na previsão da resistência ( $Q_u$ ). Por outro lado, o aumento da relação da porosidade da mistura e o teor volumétrico de cimento ( $n/(C_{iv})^d$ ) conduzem a uma redução da resistência da mistura.

Tinoco *et al.*, (2012) verificou a reação de solos estabilizados aos efeitos acima referidos pelo gráfico representado na Figura 7a), onde observou também a interação dos parâmetros: razão água/cimento ( $A/C$ ), relação entre porosidade da mistura e teor volumétrico de cimento ( $n/(C_{iv})^d$ ), teor de cimento ( $C$ ), tipo de cimento ( $s$ ), percentagem de argila ( $\%Argila$ ), percentagem de areia ( $\%Areia$ ), percentagem de silte ( $\%silte$ ) e percentagem de matéria orgânica ( $MO$ ), com o fator tempo ( $t$ ) (Figura 7 b).

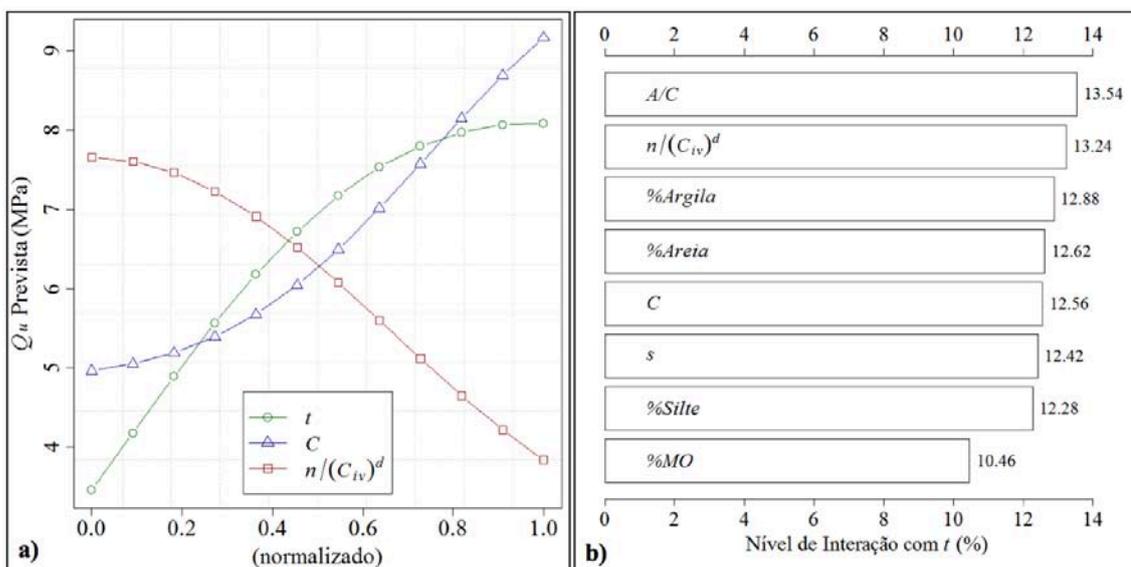


Figura 7 – Evolução de  $Q_u$  com variáveis  $t$ ,  $C$  e  $n/(C_{iv})^d$ ; b) Nível de interação de todas as variáveis com  $t$  (Tinoco *et al.*, 2012)

Foppa (2005), em estudos com areia fina siltosa verificou que a resistência a compressão uniaxial aumenta linearmente com o aumento do teor de cimento como está representado na Figura 8.

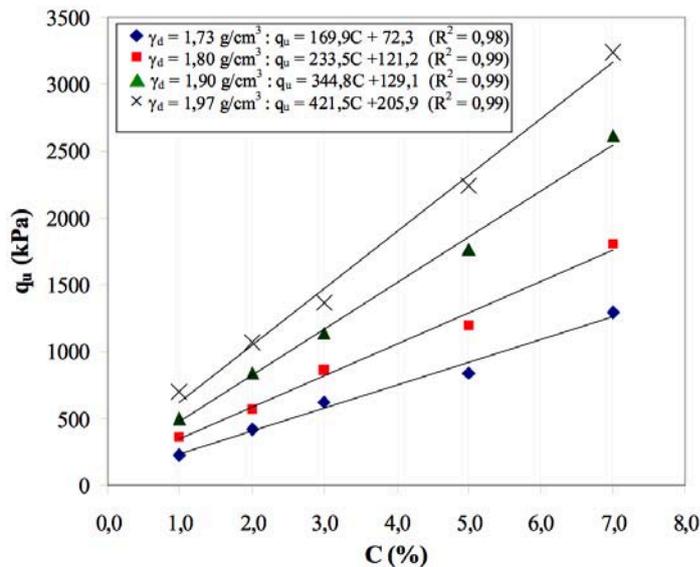


Figura 8 - Variação da resistência  $q_u$  em função do teor de cimento (Adaptado de Foppa, 2005 in Vitali, 2008)

Tinoco *et al.*, (2012) verificou o efeito da interação entre  $t$  e  $A/C$  no estudo da  $Q_u$ , evidenciando a forte interação entre estas duas variáveis, é possível observar que misturas com elevada  $A/C$  tendem a estabilizar para idades mais recentes. Este autor observou ainda através da interação entre  $t$  e  $n/(C_{iv})^d$  que o efeito do  $t$  no estudo da  $Q_u$  é mais pronunciado em amostras com uma relação  $n/(C_{iv})^d$  inferior. Isto significa que amostras com elevada porosidade (ou baixos teores em cimento) apenas sofrem um ligeiro aumento da resistência ao longo do tempo (Figura 9).

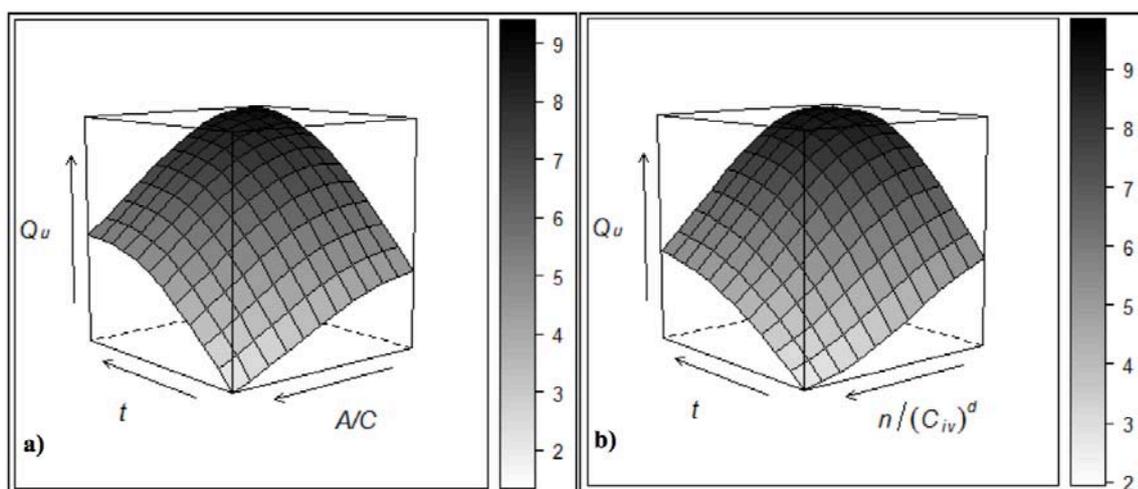


Figura 9 - a) Interação  $t$  e  $A/C$ ; b) interação  $t$  e  $n/(C_{iv})^d$  (Tinoco *et al.*, 2012)

Relativamente às características de rigidez Tinoco *et al.*, (2012) quantificou o efeito de  $(n/(C_{iv})^d)$  e %Argila, nas propriedades mecânicas do solo como o módulo de deformabilidade inicial ( $E_0$ ), módulo de deformabilidade tangente a 50% da tensão de rotura ( $E_{tg50\%}$ ), módulo de deformabilidade secante a 50% da tensão de rotura ( $E_{se50\%}$ ) e módulo de deformabilidade máximo ( $E_{max}$ ) ao longo do tempo, representado na Figura 10.

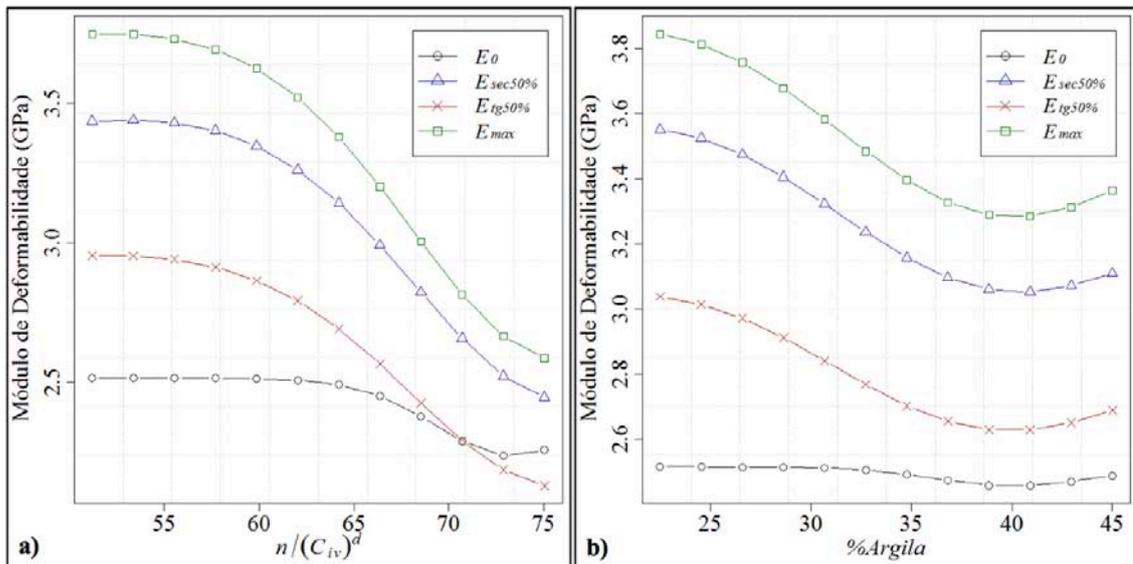


Figura 10 – Interação com E; a) variável  $n/(C_{iv})^d$ ; b) variável %Argila (Tinoco *et al.*, 2012)

Também em estudos de análise de rigidez perante a variação da porosidade, teor em água e de percentagem de cimento Vitali (2008), concluiu que a rigidez aumenta exponencialmente com a diminuição da porosidade, o que se reflete uma grande influência deste parâmetro na rigidez do solo-cimento. Este facto deve-se ao aumento do número de pontos de contacto entre as partículas. Outro fator que também tem influência é o menor atrito que pode ser mobilizado entre as partículas de solo. A porosidade também influencia na cimentação da mistura, ou seja, quanto maior a porosidade, menos efetiva será a cimentação. Este efeito está representado na Figura 11 onde está relacionado o módulo de deformabilidade com a porosidade da mistura, para varias percentagens de cimento.

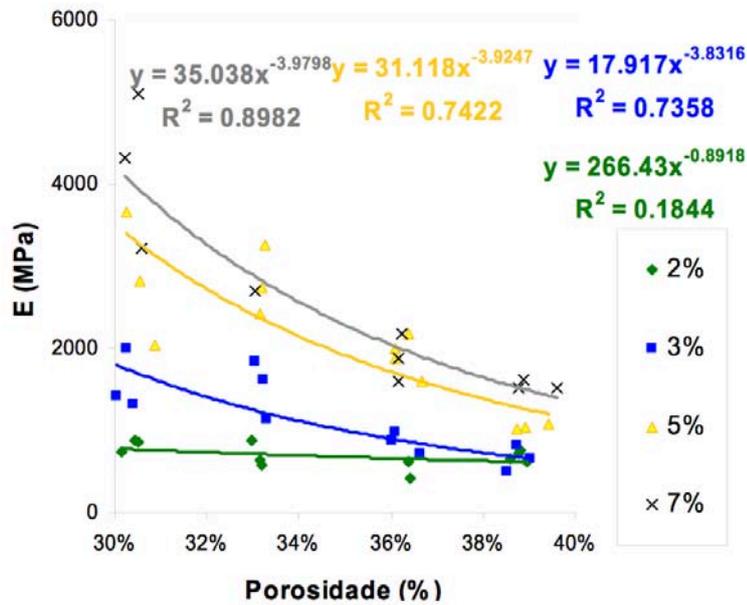


Figura 11 - Módulo de deformabilidade vs porosidade (Vitali, 2008)

Segundo Vitali (2008), outro dos fatores que interfere na rigidez de um solo-cimento compactado é o teor de humidade, sendo que rigidez aumenta até um valor ótimo de teor em água, decrescendo a partir daquele ponto. Este mecanismo pelo qual a humidade afeta a resistência está relacionado com a estrutura conferida ao solo-cimento durante o processo de moldagem. Na Figura 12 está caracterizada a evolução do módulo de deformabilidade das mistura solo-cimento em função do teor em água.

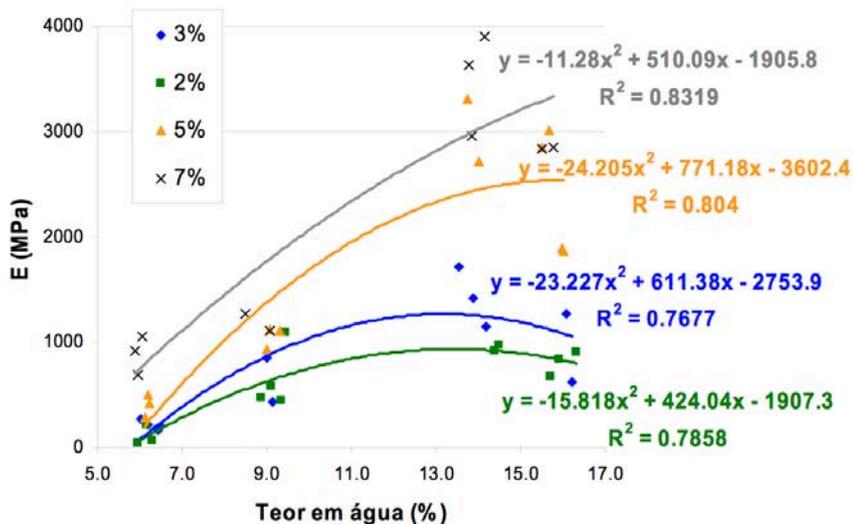


Figura 12 - Módulo de deformabilidade vs teor em água (Vitali, 2008)

O mesmo autor referencia ainda que a rigidez de solos estabilizados cresce linearmente com o aumento do teor de cimento. A adição de pequenas quantidades de cimento promove ganhos significativos de resistência (Figura 13).

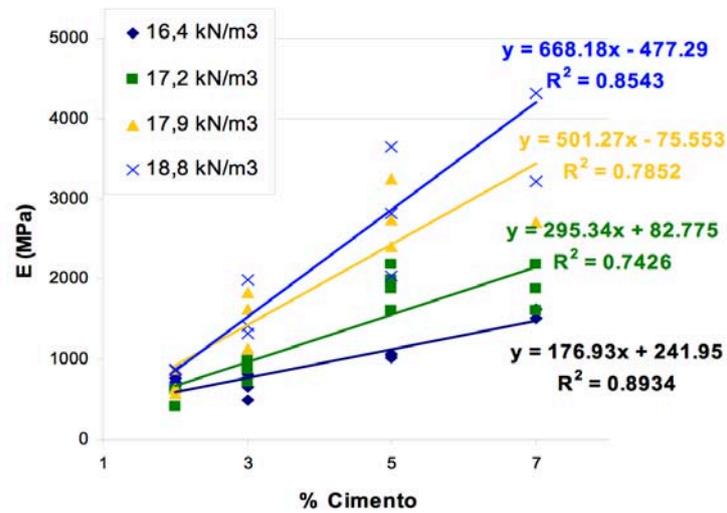


Figura 13 - Módulo de deformabilidade vs % cimento (Vitali, 2008)

Tinoco *et al.*, (2012) quantificou, em percentagem, o efeito de cada atributo, anteriormente referido no estudo do comportamento mecânico de solos estabilizados. Verifica-se que o teor volumétrico de cimento é a variável que mais contribui para o melhoramento das características mecânicas de solos estabilizados com cimento (Figura 14).

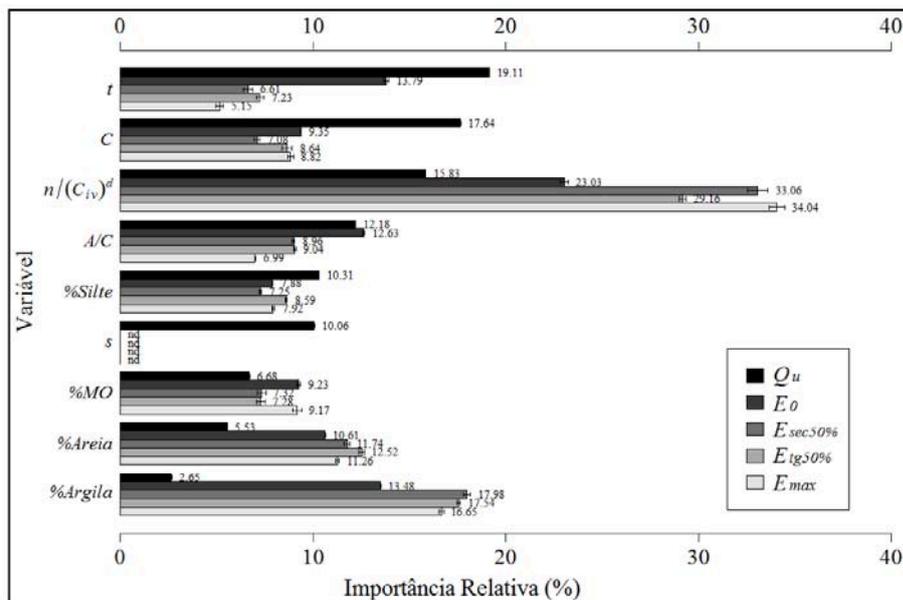


Figura 14 - Importância relativa de cada uma das variáveis nas propriedades mecânicas (Tinoco *et al.*, 2012)

## 2.4.2 Solo-cal

Como já referido também a adição de cal ao solo produz melhorias imediatas nas características de resistência e deformação das misturas. Na Figura 15 está ilustrada a sua evolução em função do teor em água ótimo. De salientar que o teor ótimo em água de cada mistura aumenta com o incremento do teor em cal. Na figura é tomado o valor do ensaio de resistência à penetração CBR (*Californian Bearing Ratio*) como índice da resistência das misturas.

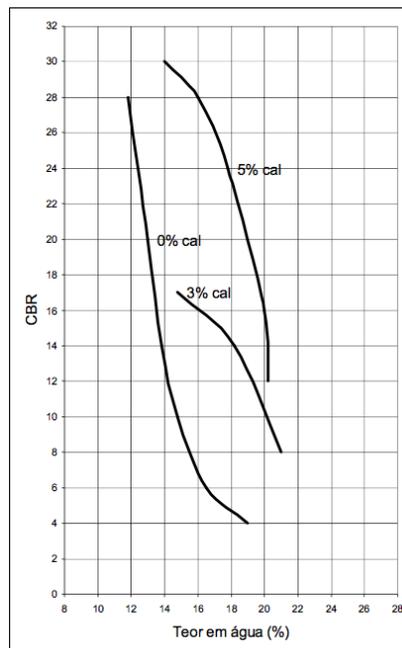


Figura 15 - Resistência CBR, em função do teor em água, num solo argiloso de baixa plasticidade (Little, 1995 *in* Cristelo, 2001)

As propriedades de um solo estabilizado com cal dependem de diversos fatores tais como o tipo de solo, tipo de cal, teor de cal e tempo de cura, estas variáveis influenciam o comportamento do solo tratado. As reações químicas que ocorrem no solo quando é efetuada a mistura, modificam as propriedades físicas do material. Em geral, os solos finos são mais suscetíveis de tratamento com cal, estes apresentam melhoria na plasticidade, trabalhabilidade e na variação de volume. Porém, nem sempre os solos beneficiam de melhorias de resistência e durabilidade.

Consoli *et al.* (2009), em ensaios de adição de cimento e cal em função da densidade das misturas verificou que a variação da resistência à compressão  $q_u$  em misturas solo-cimento apresentam um aumento da resistência muito mais pronunciado que misturas solo-cal. Isto significa que a redução da porosidade é mais eficaz nas misturas solo-cimento que nos solos

tratados com cal (Figura 16).

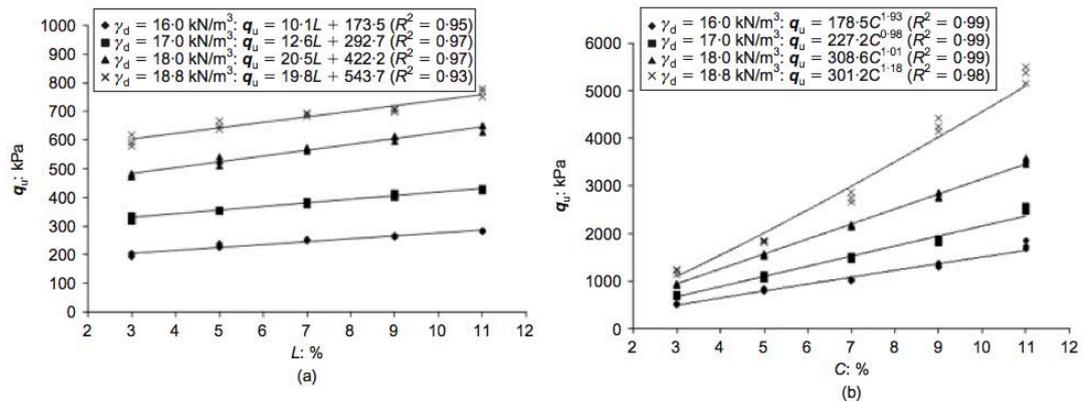


Figura 16 – Variação da resistência  $q_u$  em função da % de ligante e densidade da mistura. a) cal; b) cimento (Consoli *et al.*, 2009)

## 2.5 Ensaios de caracterização de rigidez de solos estabilizados

Os ensaios laboratoriais para caracterização da rigidez de solos estabilizados constituem uma das componentes de grande relevância na engenharia. Sendo assim imprescindíveis para caracterizar o comportamento mecânico dos solos estabilizados, fazendo com que o dimensionamento da obra geotécnica em questão seja processado de forma racional. A importância dos ensaios laboratoriais prende-se também com o facto de serem muito importantes na previsão de resultados, a médio e longo prazo, da rigidez de misturas solo-ligante.

### 2.5.1 Ensaios para avaliação do módulo deformabilidade, E

O módulo de deformabilidade é um dos principais parâmetros de dimensionamento de camadas estabilizadas. O seu valor é fortemente dependente da qualidade da mistura de solo-ligante. Para a determinação do módulo de deformabilidade instantâneo ou ao longo do tempo existem várias técnicas que podem ser aplicadas em laboratório.

#### 2.5.1.1 Técnicas de medição com ensaios de compressão uniaxial

Os ensaios de compressão uniaxial consistem na aplicação de uma tensão de compressão através de uma prensa hidráulica, a provetes do material a ensaiar, que vai aumentando progressivamente a uma velocidade definida. Estes ensaios não são destrutivos dado que não

tem o objetivo de determinar a tensão de rotura mas sim deformações locais. Relacionando a tensão aplicada e a deformação sofrida pode ser determinado o módulo de deformabilidade. Para medição das deformações podem ser usadas várias instrumentações, tais como:

### ***LDT (Local deformation transducers)***

Os LDT (*Local Deformation Transducers*) são transdutores de deslocamento do tipo resistivo e foi desenvolvido recorrendo a uma tira delgada e comprida de bronze e fósforo, sendo a meio da tira colocada uma ponte de Wheatstone, as deformações aplicadas aos provetes causam deslocamentos relativos dos pontos de fixação da tira e desta forma o sinal de saída relaciona-se com a deformação do provete. Este aparelho tem a capacidade de medir deformações da ordem dos  $10^{-6}$  (Gomes Correia *et al.*, 2006).

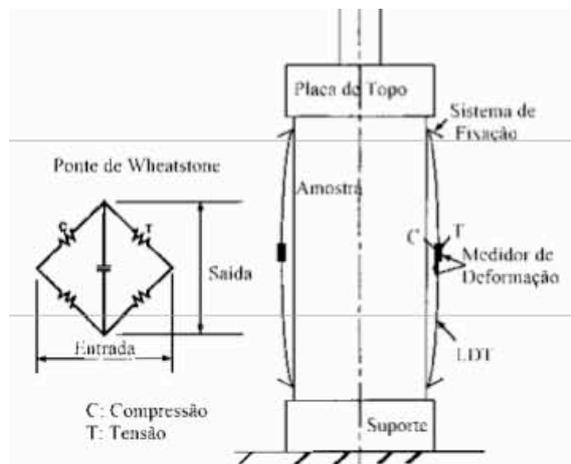


Figura 17 - Esquema de fixação do LDT ao provete (Gomes Correia *et al.*, 2006).

### ***LVDT (Linear variable differential transformer)***

Os LVDT (*linear variable differential transformer*) consistem numa bobina primária “P” e duas bobinas secundárias “S1” e “S2”. As bobinas secundárias são colocadas em cada lado da bobina primária num núcleo cilíndrico de material ferromagnético. Este dá um sinal de saída linear, proporcional ao deslocamento deste mesmo, que está fixado ou em contacto com o que se deseja medir. A movimentação em relação às bobinas é o que permite esta medição (Bagad, 2008).

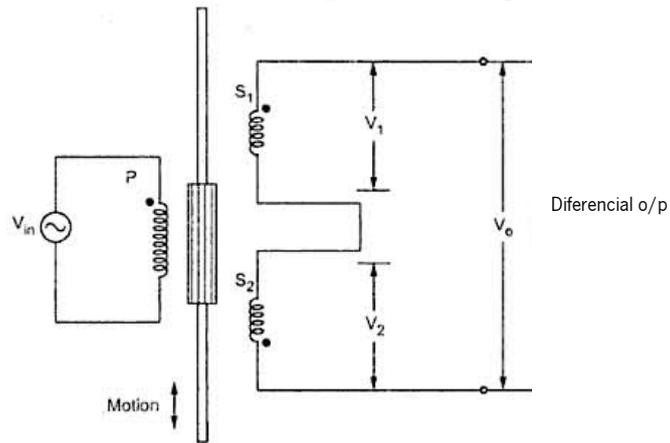


Figura 18 - Ligação elétrica LVDT (Bagad., 2008)

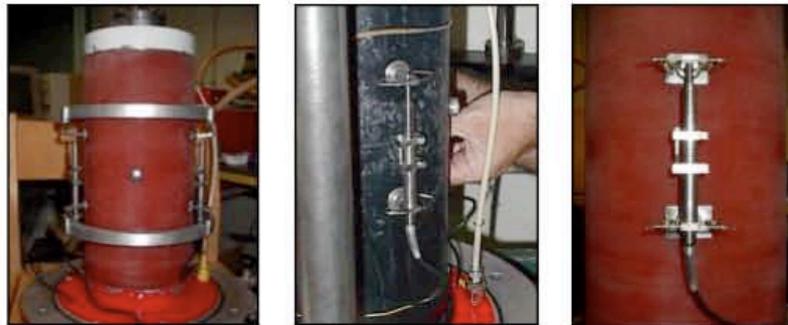


Figura 19 - Sistema de fixação para o LVDT na medição de deformação axial (Gomes Correia *et al.*, 2006)

### ***Transdutor de Efeito de Hall***

Este transdutor funciona através do efeito de Hall. Este efeito é um fenómeno consequente da diferença de potencial nos lados opostos de uma fina folha de material condutor ou semiconductor. Neste caso a utilização deste transdutor para a medição das deformações radiais é conseguida através de um anel articulado através da qual uma corrente elétrica flui, criada por um campo magnético aplicado perpendicularmente ao elemento. Sobre os portadores de carga positivos exercer-se-á uma força magnética, designada de força de Lorentz. O resultado final será um estado de equilíbrio e a diferença de potencial associada ao campo eléctrico é conhecida por tensão de Hall. Normalmente admite-se para estes transdutores uma relação linear entre o sinal de saída e a deformação.

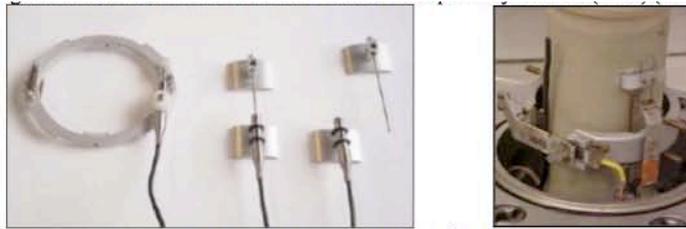


Figura 20 - Técnicas Transdutor efeito de Hall (Gomes Correia *et al.*, 2006)

As maiores vantagens deste transdutor são a sua simplicidade, baixo custo e a estabilidade do sinal de saída. Com este transdutor podem ser medidas deformações da ordem dos  $2 \times 10^{-5}$ , não se conseguindo por isso o estudo dos materiais no domínio das muito pequenas deformações (Gomes Correia *et al.*, 2006).

### 2.5.1.2 Técnicas de Propagação de ondas

Existem vários tipos de ondas de propagação, as primárias ou de compressão (ondas P) e secundárias ou de corte (ondas S). A determinação do módulo de deformabilidade pode ser efetuado recorrendo à propagação de ondas P num provete. As ondas P apresentam uma velocidade de propagação maior que as S e tratam-se de ondas longitudinais que fazem o solo vibrar paralelamente à direção da onda. Para medição de ondas P podem ser usados:

#### ***Compression transducer***

Os *compression transducers* ou transdutores de compressão, são constituídos por um único elemento piezocerâmico cilíndrico polarizado na direção da sua espessura. A aplicação de um potencial eléctrico induz deformações de compressão-extensão, permitindo assim a propagação das ondas P (Gomes Correia *et al.*, 2006).

#### ***Extender elements***

Os *extender elements*, ou transdutores de extensão, são transdutores semelhantes aos *bender elements*, mais afrente caracterizados, constituídos igualmente por duas placas piezocerâmicas; contudo, deformam-se em extensão-compressão, daí gerando ondas P. (Gomes Correia *et al.*, 2006).

### 2.5.1.3 Técnica baseada em análise modal (EMM-ARM)

A determinação da evolução do módulo de deformabilidade (E) das misturas solo-ligante durante o processo de cura é frequentemente um processo bastante limitado devido ao facto de não existir ainda um modelo prático que a possa definir. No entanto, recentemente foi proposta uma metodologia baseada em identificação análise modal, designada por EMM-ARM (*Elasticity Modulus Measurement through Ambient Response Method*), que permite quantificar a sua evolução ao longo do tempo de cura.

A análise modal é o processo de determinação das características inerentes dinâmicas de um sistema em forma de frequências naturais, fatores de amortecimento e modos de vibração. Análise modal consiste em usar estes fatores de forma a criar um modelo matemático para a caracterização do seu comportamento dinâmico. O modelo matemático formulado é referido como o modal do sistema e as informações para as características são conhecidas como seus dados modais (He e Fu, 2001).

A técnica EMM-ARM, baseia-se na identificação da frequência do primeiro modo vibração de uma viga mista ao longo do tempo. Nesta técnica um molde é enchido com o material cujo módulo de deformabilidade se pretende determinar, constituindo uma viga mista, a qual é então colocada em condições de apoio conhecidas. Através da identificação da frequência do primeiro modo de vibração e das características da viga e dos materiais que a constituem, tais como as dimensões, massa, momento de inércia à flexão, módulo de elasticidade do material constituinte do molde e condições de apoio, é possível determinar módulo de deformabilidade desta, e consequentemente, do material ensaiado, através das equações de equilíbrio dinâmico da viga.

Como resultado final, é possível obter uma curva de módulo de deformabilidade *versus* tempo do material de enchimento durante período de ensaio (Azenha, 2009; Azenha, Azenha *et al.*, 2010). A aplicabilidade desta técnica está esquematizada na Figura 21.

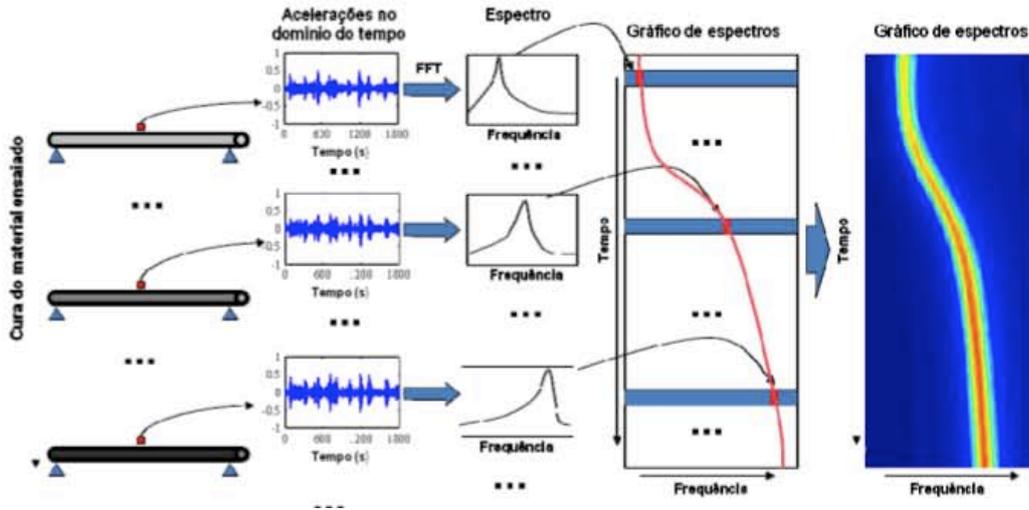


Figura 21 - Metodologia de identificação modal. (Azenha, 2009)

A aplicabilidade desta técnica no âmbito da geotecnia, foi inicialmente testada com misturas areia-cimento (Silva, 2010), em que foram utilizados moldes com diferentes geometrias, nomeadamente tubulares e de secção em “U”, tais como é possível observar na Figura 22. A estes moldes foram afixados acelerómetros piezoelétricos uniaxiais, conetados a um sistema de aquisição de dados (Figura 23). O processo de acompanhamento contínuo foi realizado com um código de *Labview*, especialmente desenvolvido para estes ensaios. Este sistema permitia escolher o intervalo de aquisição e a respectiva taxa de aquisição.

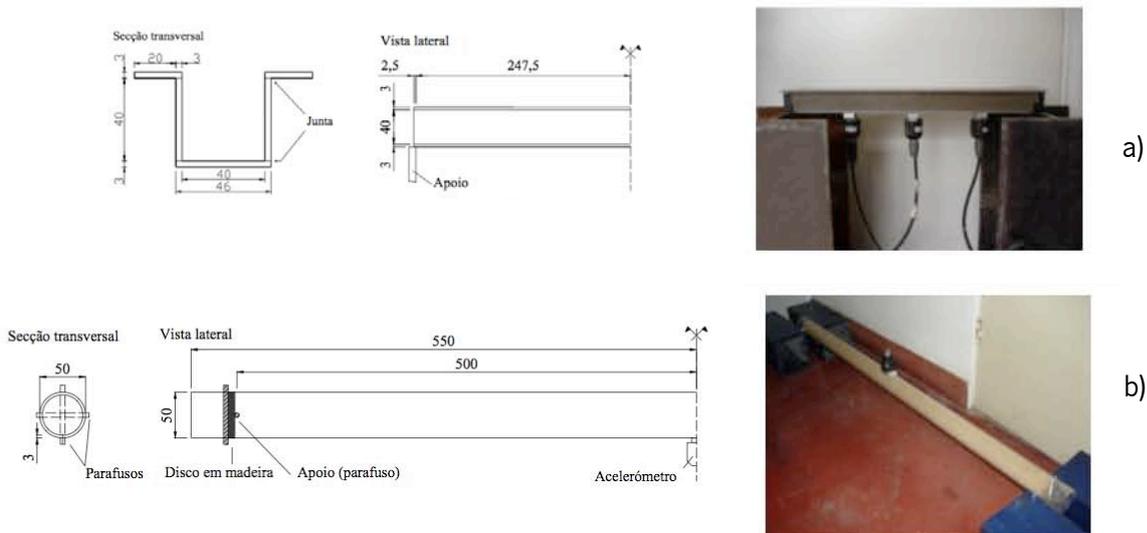


Figura 22 - moldes EMM-ARM utilizados por Silva(2010): a) molde em "U"; b) Molde Tubular



Figura 23 – Sistema de aquisição de dados (Silva, 2010)

Após a aquisição, foi aplicado aos dados um algoritmo de identificação codificado em *Matlab*, baseado em médias de transformadas de Fourier e no método “*peak-picking*”, seguindo o procedimento de Welch (1967) e implementado nesta metodologia por Azenha (2009). Este tratamento permitiu obter espectros de frequências de cada viga ensaiada. As condições de ensaio ideais à execução dos ensaios de vibração são quando o resultado um espectro de frequências em que se destaca nitidamente uma frequência correspondente ao primeiro modo de vibração da viga de ensaio, através de um pico isolado ou, que na existência de vários picos, fosse o pico claramente superior aos restantes (Figura 24).

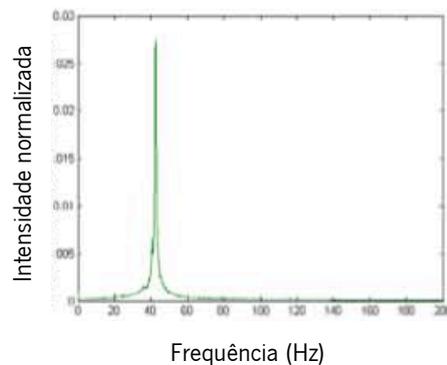


Figura 24 - Espectro com identificação da frequência do primeiro modo de vibração (Silva, 2010)

### 2.5.2 Ensaios para avaliação do módulo de distorção, $G$

O módulo de distorção inicial  $G_0$  é reconhecidamente um parâmetro geotécnico de referência sendo determinante nos estudos de deformabilidade e nos valores de cálculo a adotar para o projeto das estruturas. Este parâmetro de rigidez ou, inversamente, da deformabilidade dos solos que reflete uma medida exclusivamente das solicitações de corte (Vilali, 2008).

No Quadro 6 são apresentados os ensaios laboratoriais mais utilizados para determinação do módulo de distorção.

Quadro 6 - Ensaios de laboratório para determinação do módulo de distorção (adaptado de Barros, 1996 *in* Vitali, 2008)

Ensaios de Laboratório	Princípio da técnica	Distorção associada
Corte simples cíclico		
Triaxial cíclico	Determinação da curva tensão-deformação (histerese)	$10^{-6}$ a $10^{-2}$
Torção cíclica		
Coluna ressonante		$10^{-6}$ a $10^{-4}$
<i>Bender Elements</i>	Determinação da velocidade de Propagação da onda de corte $V_s$	$10^{-6}$
SWV		$10^{-6}$
Coluna Ressonante e torção cíclica combinados	Determinação da onda $V_s$ e da histerese	$10^{-6}$ a $10^{-2}$

Os ensaios laboratoriais mais usados são os denominados ensaios dinâmicos/propagação de ondas, que são realizados a elevadas frequências, geralmente empregados para determinação do módulo de distorção em níveis de baixas a moderadas deformações de  $10^{-6}$  a  $10^{-4}$ , ou a ensaios cíclicos com capacidade de determinação de deformações até  $10^{-2}$ .

### 2.5.2.1 Técnicas de ensaios cíclicos

#### *Corte simples cíclico*

Nos ensaios de corte simples, o provete, impedido de se deformar lateralmente, é submetido, após consolidação, a uma tensão de corte horizontal  $\sigma_c$ . Na Figura 25 está representado um esquema de carregamento cíclico no decurso de um ensaio tensão-deformação, resultante do ensaio, onde se evidencia a histerese do material. Com o resultado o módulo de distorção pode ser medido diretamente pelo declive da reta que une os pontos extremos da curva da histerese (Ferreira, 2003).

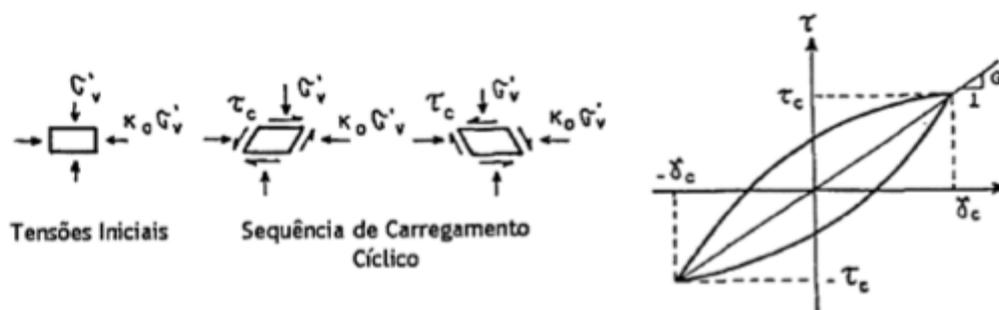


Figura 25 - Ensaio de corte simples: a) modelo idealizado de carregamento; b) curva de histerese (adaptado de Barros, 1997 in Ferreira, 2003)

### Triaxial cíclico

O ensaio, geralmente executado com controlo da deformação, consiste, na aplicação de um carregamento axial cíclico sobre o provete previamente consolidado num estado isotrópico de tensão. O esquema de carregamento do provete e a trajetória de tensões durante o ensaio estão indicados na Figura 26. Contudo este ensaio obtém o módulo de distorção através de um método indireto dado que é necessário conhecimento ou estimativa do coeficiente de Poisson. Conhecido este parâmetro com a histerese da curva tensão-deformação determina-se o módulo de Young, podendo então ser calculado módulo de distorção pela teoria da elasticidade (Ferreira, 2003).

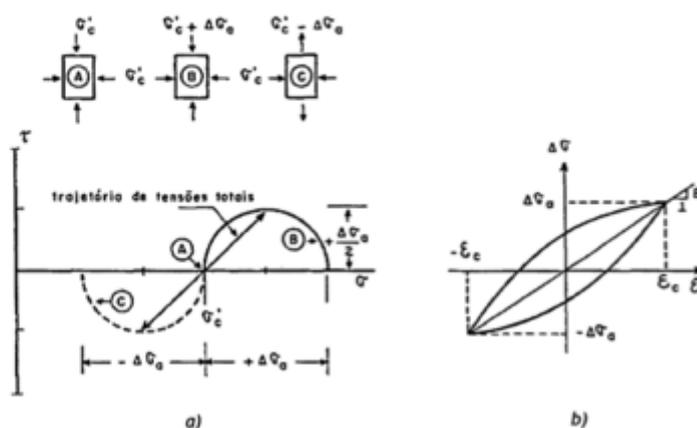


Figura 26 - Ensaio triaxial cíclico: a) esquema de carregamento e trajetória de tensões; b) curva de histerese (adaptado de Barros, 1997 in Ferreira, 2003)

### ***Torção cíclica***

Neste ensaio é feita a aplicação de um momento torsor no topo do provete, consolidado num estado isotrópico de tensão no interior de uma câmara triaxial. A determinação do módulo de distorção é obtido através da curva de tensão-deformação na forma de histerese determinada no ensaio idêntico ao ensaio de corte simples (Ferreira, 2003).

#### **2.5.2.2 Técnicas de propagação de ondas**

As ondas S ou secundárias são ondas transversais ou de cisalhamento, o que significa que o solo é deslocado perpendicularmente à direção de propagação. A propagação destas ondas nos materiais relaciona-se com o módulo de distorção.

### ***Bender elements***

A utilização de “*bender elements*” (BE) é uma técnica dinâmica para determinação do módulo de distorção em solos. Genericamente um *bender element*, ou transdutor de flexão é um transdutor piezocerâmico duplo constituído por um par de placas piezocerâmicas, que são introduzidas na amostra, ligadas rigidamente a uma lâmina metálica central e aos eléctrodos nas faces exteriores. A ligação das placas cerâmicas em relação às suas direções de polarização deve ser tal que origine um movimento conjunto de flexão, de modo a propagar ondas S durante a sua deformação (Gomes Correia *et al.*, 2006).

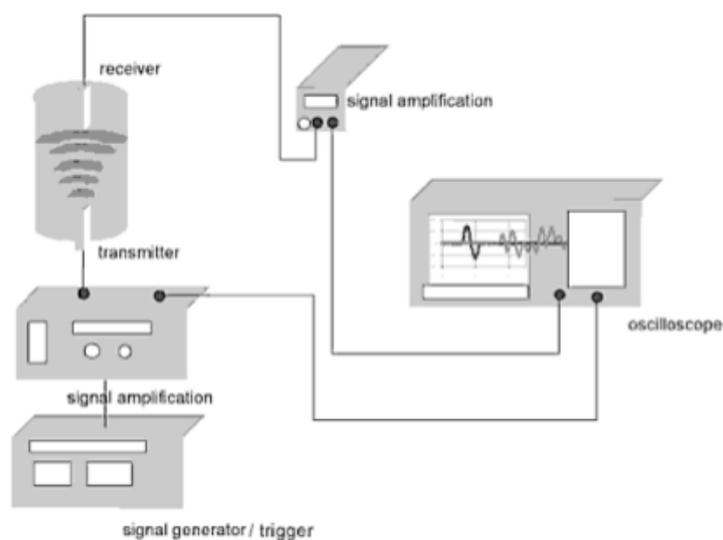


Figura 27 - Esquema de um *bender-extender element* (Trausch-Giudici, 2005)

Através da aplicação de corrente elétrica de voltagem variável num transdutor colocado numa extremidade do provete, este equipamento tem a capacidade de gerar ondas sísmicas de corte na amostra. Ao passo que um segundo transdutor colocado na outra extremidade do provete deteta os movimentos das ondas sísmicas na amostra e converte-os num sinal eléctrico a partir do qual é possível a determinação do tempo de propagação das ondas e relacioná-lo com o módulo de distorção.

### ***Shear-plates***

As *shear-plates* ou placas de corte são constituídas por um elemento piezocerâmico simples, de forma prismática, polarizado na direção longitudinal. As deformações geradas no elemento, quando se introduz um potencial eléctrico nos terminais, são do tipo distorcional produzindo ondas S (Gomes Correia *et al.*, 2006). O princípio de funcionamento destes transdutores para determinação do módulo G são semelhantes aos BE na medida em que se baseiam de igual modo na determinação do tempo de propagação de ondas de corte (S) numa amostra e no seu relacionamento com G.

-

## 3 Metodologias experimentais usadas

### 3.1 Introdução

Neste capítulo são descritos os métodos utilizados no decorrer dos trabalhos para caracterização da influência dos parâmetros de formulação na rigidez de solos estabilizados.

Neste trabalho foram utilizados os seguintes métodos para monitorização das propriedades mecânicas de amostras solo-ligante: (i) EMM-ARM; (ii) compressão cíclica; (iii) “*bender elements*”; e o (iv) método de compressão uniaxial.

O método EMM-ARM foi utilizado para determinação do módulo de deformabilidade (E) ao longo do tempo. Neste trabalho foram desenvolvidos moldes com características diferentes às utilizadas por outros autores (Azenha, 2009; Granja, 2011, Silva, 2010;). Estas mudanças devem-se ao facto de, por um lado os materiais a testar terem características diferentes dos utilizados pelos dois primeiros autores, tais como a granulometria e a percentagem de ligante. Por outro lado, os moldes utilizados visam a economicidade da técnica.

De modo a validar os resultados obtidos com a metodologia EMM-ARM o módulo E foi também determinado através de ensaios de compressão uniaxial cíclica em alguns instantes durante o período de cura.

Os *bender elements* foram utilizados de modo a obter o módulo de distorção (G) destes materiais a diferentes idades, e para tal foram efetuadas medições pontuais ao longo do tempo de cura dos provetes.

A compressão uniaxial teve como objetivo a determinação da tensão de rotura ( $q_u$ ), sendo esta também determinada com ensaios pontuais ao longo do seu tempo de cura.

### 3.2 EMM-ARM

O ensaio EMM-ARM, para determinação contínua do módulo de deformabilidade, consiste na determinação da frequência de vibração natural dum molde que contém uma amostra de solo estabilizado. Este procedimento é efetuado recurso a um sistema de aquisição dinâmico, que neste trabalho foi composto por um acelerómetro piezoelétrico uniaxial da marca PCB, com uma largura de banda de 0,15-1.000 Hz, dentro de uma gama de  $\pm 0,5$  g, sensibilidade de 1000mV/g, 8  $\mu$ g de resolução e 210 g de massa, conetados por cabos coaxiais a um sistema de aquisição de dados DAC (*Data Acquisition Unit*) com resolução de 24 bits da *National Instruments* NI-USB-9234, que por sua vez está ligado a um computador onde os dados são armazenados e processados.

O processo acompanhamento contínuo de dados foi efetuado com recurso a um código em *Labview* especialmente desenvolvido para este tipo de ensaio. O sistema permite selecionar o intervalo de tempo de aquisição de dados e a respetiva frequência de aquisição. Os valores da frequência de aquisição de resultados devem ser sempre superiores ao dobro da frequência de ressonância esperada para as vigas ensaiadas, de modo a evitar possíveis erros de interpretação a quando do tratamento de sinais (Ewins, 2000). Quanto ao tempo de aquisição de dados deste ensaio, optou-se por tempos de aquisição de 5 minutos, as quais se mostraram bastante coerentes quando comparados com tempos de aquisição mais elevados, evitando assim um excesso de dados adquiridos e uma demora no tratamento dos mesmos e subcarga do equipamento de armazenamento de dados.

Após a aquisição, foi aplicado aos dados um algoritmo de identificação codificado em *Matlab* R2006b, baseado em médias de transformadas de Fourier segundo o procedimento de Welch (1967). Neste processo são obtidos, para cada instante, os espectros de frequências de onde são determinadas as frequências do primeiro modo de vibração através do método “*peak-picking*”. Na Figura 28 é apresentado um diagrama resultante da colocação sequencial de diferentes espectros de frequências obtidos em diferentes instantes do tempo de ensaio. Neste diagrama é possível observar o aumento da frequência de ressonância de uma viga de ensaio devido ao aumento do módulo de deformabilidade do material ensaiado.

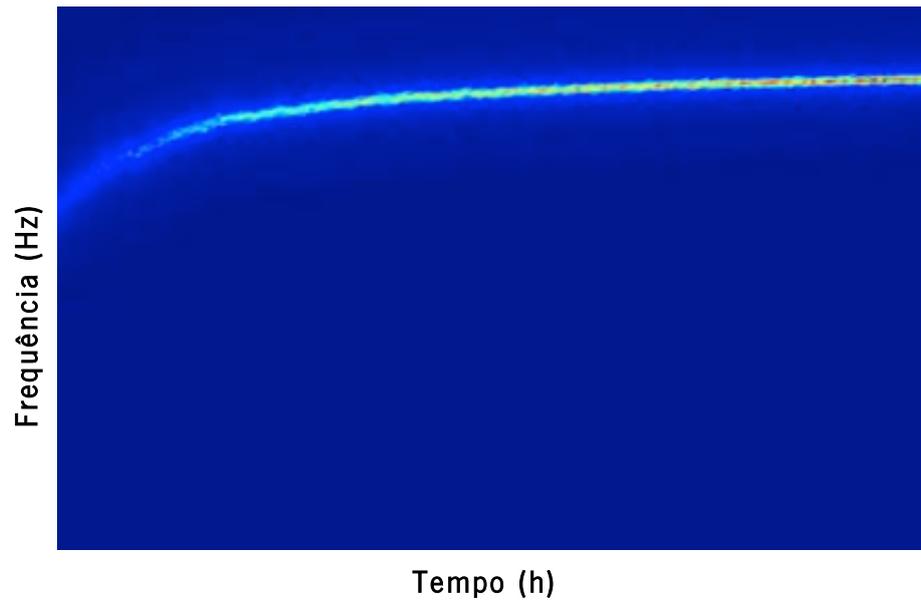


Figura 28 - Espectro de frequência vs tempo

Neste trabalho, e numa fase preliminar, foram desenvolvidos dois moldes para determinação contínua do módulo de deformabilidade das misturas de solo estabilizado. Um deles é para determinação de baixos valores de módulo de deformabilidade, o que será espectável em misturas de solo-cal. O outro molde é com o intuito de modificar a técnica já utilizada em solo-cimento por Silva (2010), esta alteração consistiu em reduzir o tamanho das vigas de ensaio, esta modificação surgiu com a necessidade de aumentar a resolução do espectro de frequências bem como diminuir a quantidade de material necessário, assim como, a redução do tempo de preparação das vigas e do espaço ocupado em laboratório. Desta forma espera-se tornar um pouco mais expedita a aplicação metodológica.

No entanto, por razões referidas mais adiante (secção 3.2.1), o molde para a determinação contínua de baixas rigidezes apresentou algumas limitações tendo-se então optando pelo segundo molde referido anteriormente. Este último molde foi então utilizado para determinação do módulo E dos provetes de solo estabilizado com cimento e com cal.

### 3.2.1 Adaptação da técnica para medição de baixa rigidez

Dado neste trabalho estar prevista a determinação do módulo E em misturas de solo-cal, as quais apresentam habitualmente valores de módulo E bastante inferiores aos dos solos estabilizados com cimento, surgiu a necessidade de adaptar a técnica EMM-ARM ao novo material a ensaiar, uma vez que é previsível uma menor variação dos valores de frequências para o caso de se utilizar o mesmo molde utilizado anteriormente em misturas solo-cimento.

O dimensionamento deste molde, para misturas solo-cal, foi concebido de forma a que a diferença entre a frequência inicial e final, após o endurecimento da mistura, fosse aproximadamente 50 Hz, de modo a que tornar nítida a evolução da frequência de ressonância e obter uma boa resolução da técnica. Esta diferença de variação de frequência de ressonância para de variações espectáveis de módulos na ordem dos 0,5 GPa é possível recorrendo moldes cujo seu material tenha baixa rigidez e/ou utilizando moldes com dimensões de secção transversal mais elevadas. Dada a dificuldade de obtenção de moldes de baixa rigidez capazes de resistir à introdução e compactação do solo, a solução proposta passa, assim, pela necessidade de garantir uma elevada secção transversal, ou de menor esbeltez comparativamente aos moldes utilizados nesta metodologia para caracterização de betões e solos estabilizados com cimento.

O molde proposto é constituído por uma base em betão com uma saliência de 20 mm onde nesta se faz encastrar um tubo de PVC de 520mm de comprimento e com as características representadas no Quadro 7. O encastramento é feito com recurso a uma abraçadeira metálica com 20mm de largura e 3 mm de espessura, ficando, assim, uma consola com 500mm de comprimento como representa o esquema da Figura 29.

Quadro 7 - Característica físicas do molde em consola

<b>Material</b>	<b>Massa específica (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Módulo de Elasticidade (GPa)</b>	<b>Massa por unidade de comprimento (kg/ml)</b>	<b>Ø externo/ Ø interno (mm)</b>
PVC	1180	2,2	2,534	159,8/151

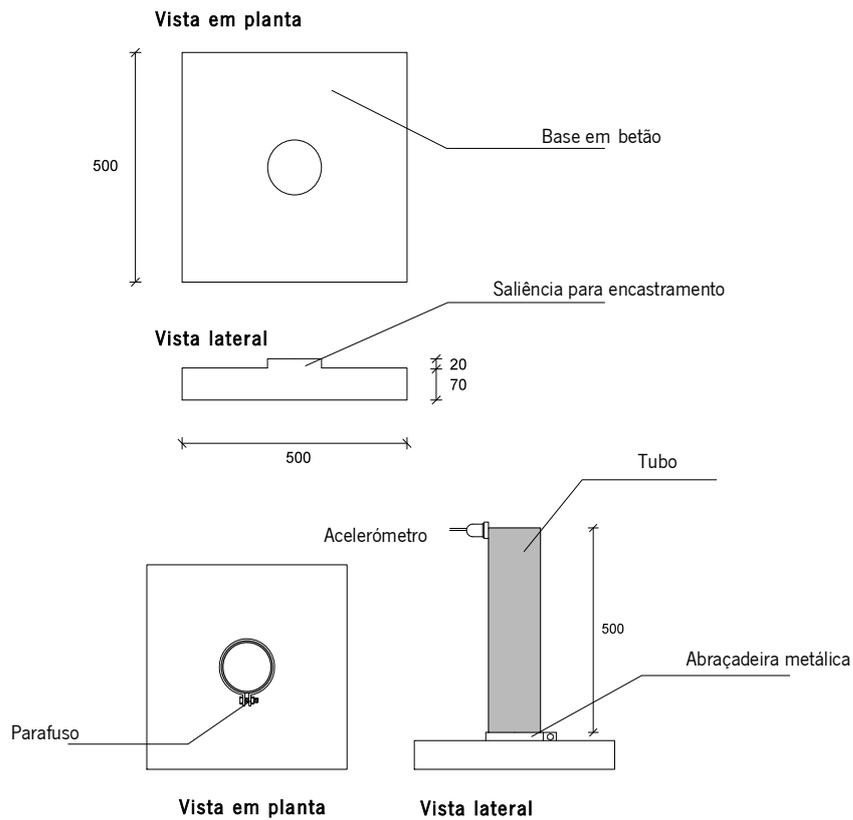


Figura 29 - Esquema do molde vertical em consola (dimensões em mm)

De modo a validar este molde foi feito um ensaio preliminar onde foi utilizada uma mistura de uma areia monogranular à qual se juntou 7% de cimento e 9% de água, sendo estas percentagens relativas ao peso seco da areia. De salientar que nesta fase preliminar as misturas usadas para os ensaios não consistem nas mesmas abordadas mais adiante.

A metodologia experimental começa com a colocação e compactação da mistura no interior do tubo de PVC com recurso a um pilão de compactação, sendo este enchimento dividido por camadas de compactação com 10cm de altura. O enchimento do molde é feito até à face superior do mesmo. Para evitar a evaporação da água da mistura a superfície do molde é devidamente vedada com um plástico. No topo do molde é colocado um acelerómetro para monitorização das acelerações. Este é colocado de forma a que o seu centro coincida com a extremidade do molde. Na Figura 30 é apresentado o molde durante um ensaio em curso.



Figura 30 - Molde para determinação de baixas rigidezes

Durante a realização do ensaio é colocada uma ventoinha em funcionamento de forma a ampliar a vibração ambiental e a reduzir os efeitos de possíveis fontes de contaminação da vibração (causadas por corrente elétrica, ruídos monotônicos, entre outros).

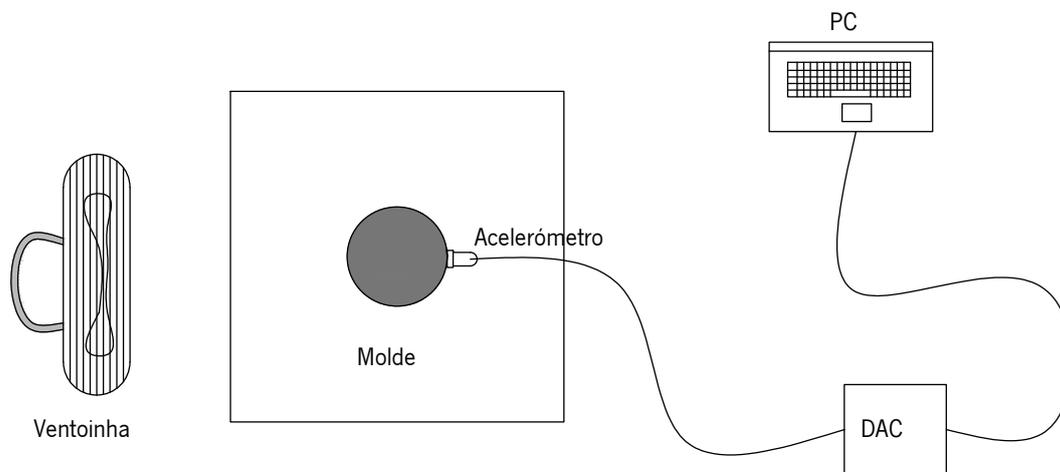


Figura 31 - Esquema de aplicação do método EMM-ARM

Uma vez definido este sistema estrutural como uma consola, com uma massa na sua extremidade (acelerómetro e fixador), pode-se então determinar a rigidez do material no interior do molde através da expressão (1) (Azenha *et al.*, 2011a).

$$a^3 [\cosh(aL_c) \cos(aL_c) + 1] + \frac{w^2 m_p}{EI} [\cos(aL_c) \sinh(aL_c) - \cosh(aL_c) \sin(aL_c)] = 0 \quad (1)$$

em que:

$$a = \sqrt[4]{\frac{w^2 \bar{m}}{EI}} \quad (2)$$

$$w = 2 \cdot \pi \cdot f \quad (3)$$

$EI$	Rigidez da viga mista (N.m <sup>2</sup> )
$m_p$	Massa pontual no topo da consola (acelerómetro) (Kg)
$\bar{m}$	massa distribuída ao longo da consola (Kg/m)
$f$	Frequência Fundamental (Hz)
$L_c$	Comprimento da consola (m)

Assim é possível determinar o módulo de elasticidade solo-ligante introduzido no molde ( $E_s$ ) sabendo que:

$$EI = E_m I_m + E_s I_s \quad (4)$$

Em que:

$E_m$	Módulo do molde (Pa)
$E_s$	Módulo de elasticidade da mistura solo-ligante (Pa)
$I_m$	Inércia do molde (m <sup>4</sup> )
$I_s$	Inércia da mistura solo-ligante (m <sup>4</sup> )

Uma das vantagens da utilização deste molde seria a possibilidade do seu reaproveitamento. Dado o considerável diâmetro do tubo de PVC seria fácil retirar o material já testado, por outro lado seria possível também testar solos com agregados de maiores dimensões. No entanto este molde potencia algumas dúvidas relativamente ao total encastramento na sua base, dado o fraco atrito existente entre a parede do tubo e a saliência de encastramento, ou até mesmo pela falta de continuidade do tubo aquando do encastramento.

Outra desvantagem prende-se com dificuldade de leitura do espectro de frequências, dado que em ensaios preliminares se detetou vários possíveis modos de vibração do molde (Figura 32).

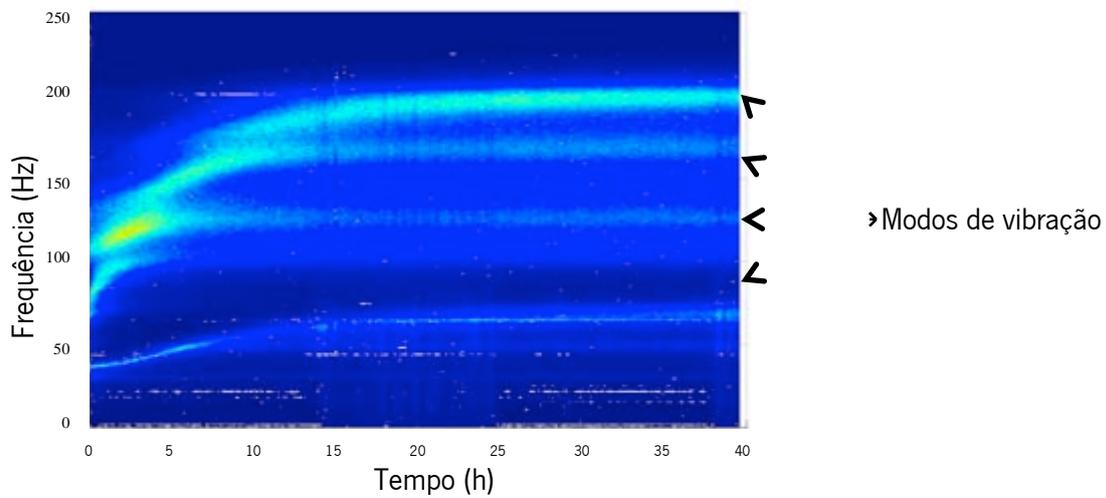


Figura 32 - Espectros de frequências com vários modos de vibração

É espectável que este fenómeno se deva ao facto de existirem vários modos de vibração próximos do 1º, sendo estes modos de vibrações possivelmente relativos à vibração transversal/local das paredes do molde. Na Figura 33a) e b) estão representados esses modos, em que a) 1º modo de vibração esperado e b) modo de vibração transversal/local.

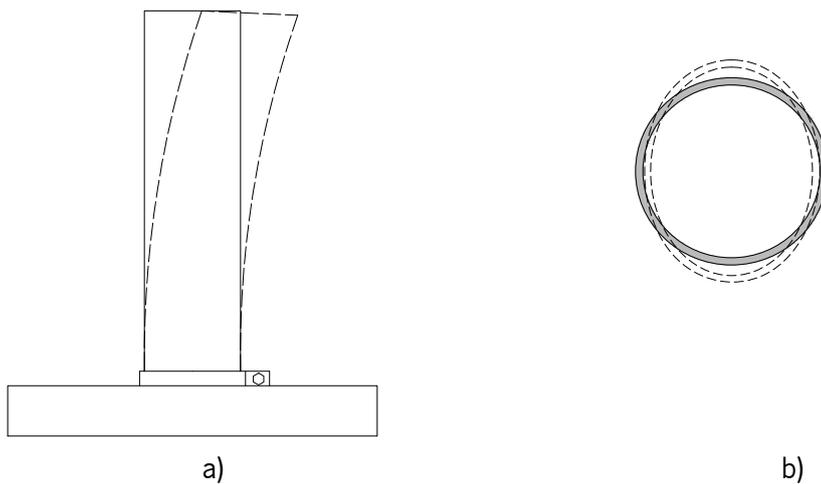


Figura 33 - a) Modo de vibração longitudinal; b) modo de vibração transversal

### 3.2.2 Adaptação da técnica para moldes de menores dimensões

Este molde foi desenvolvido com características idênticas às de outros autores, como o tipo de material do molde e o sistema estrutural, usados para estudos de areia estabilizada com cimento (Silva, 2010). No entanto fizeram-se algumas alterações, nomeadamente a redução do comprimento do molde, facilitando assim a compactação da mistura e reduzindo o tempo de preparação e o consumo de material.

Para validação deste molde, foi efetuado um ensaio em que se utilizaram duas vigas com dimensões diferentes, uma com 900 mm e outra com 500 mm de comprimento de vão, designadas por V1-900 e V2-500, respetivamente. Este ensaio preliminar teve como principal objetivo comparar os resultados de  $E$  obtidos com os dois moldes de comprimentos diferentes, de modo a verificar se a utilização de um molde mais curto permite a obtenção dos mesmos resultados que um mais longo. No entanto, após o ensaio verificou-se que, por lapso, não se assegurou a mesma massa volúmica dos dois provetes, sendo estas indicadas no Quadro 8. Como resultado pode-se observar que na viga com maior massa volúmica desenvolveram-se valores de módulo de deformabilidade mais elevados que na viga de menor massa volúmica (Figura 34).

Quadro 8 – Massas volúmicas dos provetes V1-900 e V2-500

Proвете	$\rho$ (Massa volúmica seca) Kg/m <sup>3</sup>
V1-900	1847
V2-500	1952

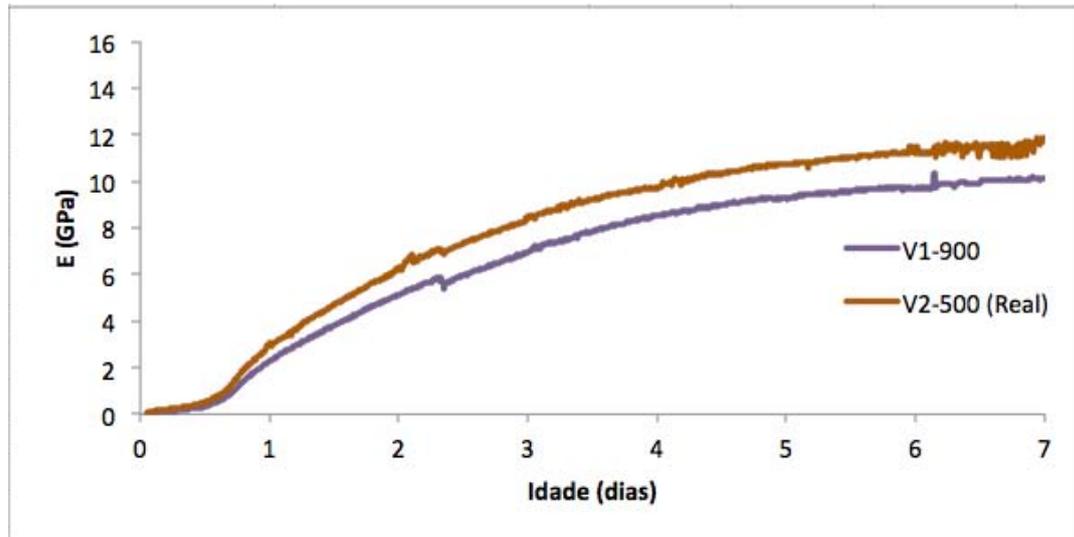


Figura 34 - Evolução do módulo E dos provetes V1-900 e V2-500

De forma a poder corrigir este erro foi aplicada uma expressão empírica (Hardin e Richart, 1963 *in* Gomes Correia, 2004) para corrigir o índice de vazios do provete V2-500, para obtenção do módulo E equivalente ao provete V1-900, a qual é apresentada na expressão (5).

$$E_{\text{corrigido}} = E_{\text{Real}} \times F_e(V1-900) / F_e(V2-500) \quad (5)$$

Em que:

$$F_e = \frac{(A-e)^2}{1+e} \quad (6)$$

$$e = \frac{d \times \rho}{1+e} = \text{Índice de vazios}$$

A      Depende do tipo de material = 2,17

d      Densidade das partículas = 2,62

$\rho$       Massa volúmica seca

Aplicada esta equação aos valores de E obtidos com a viga V2-500 obtiveram-se os valores da viga V2-500 corrigidos, como se apresenta na Figura 35. Nesta pode-se verificar que os

resultados obtidos com a viga V2-500 quando corrigidos são bastante próximos dos obtidos com a viga V1-900.

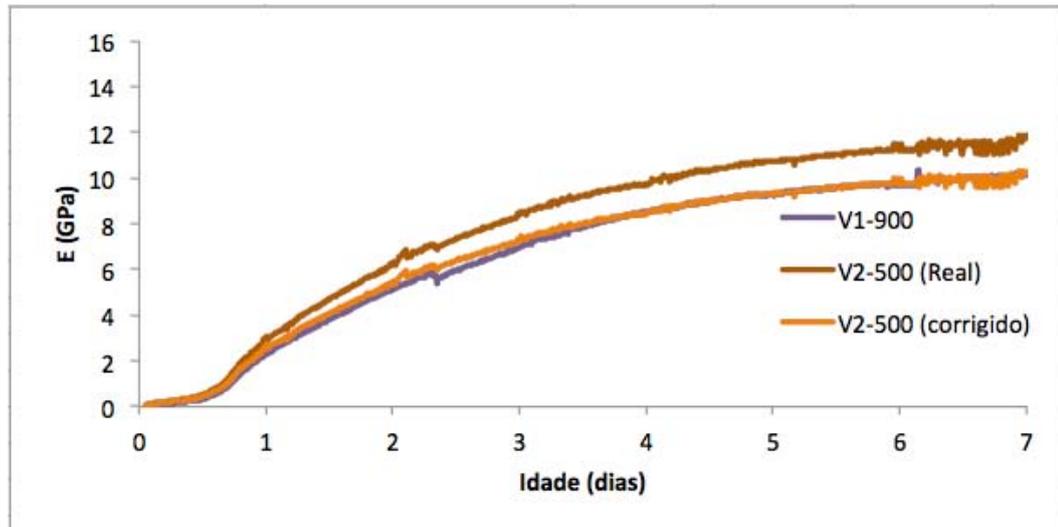


Figura 35 - Sobreposição do Módulo E do provete V1-900 com o valor corrigido de V2-500

Após estes factos verifica-se a viabilidade da utilização de moldes de menores dimensões em solos estabilizados.

### 3.2.3 Aplicação da técnica EMM-ARM no programa experimental

O molde para aplicabilidade da técnica EMM-ARM neste trabalho consistiu num tubo de PVC com 600 mm de comprimento, com características e dimensões especificadas no Quadro 8, materializam-se dois furos afastados 5cm de cada uma das extremidades onde se introduzem dois pequenos varões de aço roscado com 6mm de diâmetro e 70mm de comprimento, criando assim dois eixos alinhados entre si, distanciados 500 mm.

Quadro 9 - Características físicas do molde simplesmente apoiado

Material	Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	Módulo de Elasticidade (GPa)	Massa por unidade de comprimento (kg/ml)	Ø externo/ Ø interno (mm)
PVC	1180	2,2	0,2957	50 / 46,7

Antes de iniciar o enchimento do molde fecha-se um dos topos, com recurso a um tampão de polietileno extrudido com 5cm de comprimento e com diâmetro igual ao diâmetro interno do tubo (Figura 36). De seguida é feito o enchimento do tubo com várias fases de compactação. Esta compactação é feita com recurso a um varão metálico e batendo com o topo do molde já selado numa superfície fixa. Este processo é repetido até se introduzir na viga todo o material a ensaiar, previamente pesado. Por fim tapa-se a outra extremidade do molde do mesmo modo que a primeira e coloca-se o fixador do acelerómetro a meio vão (Figura 37).

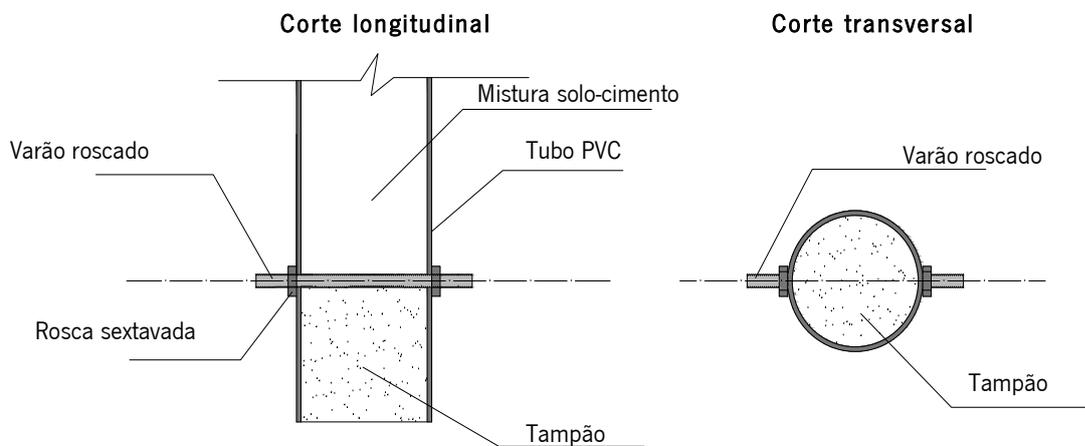


Figura 36 - Pormenor dos topos do molde simplesmente apoiado



a)

b)

Figura 37 - a) Tampão b) fixador de acelerómetro

Depois de enchido o molde com o material a ensaiar, este é colocado em condições de simplesmente apoiado fazendo-se apoiar os varões roscados em blocos de betão. Entre o varão e o apoio é ainda colocada massa de modelar para corrigir pequenos defeitos da geometria dos apoios (Figura 38 e Figura 39). Pode então dizer-se que a viga de ensaio se trata de um sistema estrutural simplesmente apoiado com uma massa concentrada a meio vão (devida ao acelerómetro). Em semelhança ao molde anterior é colocada também uma ventoinha em funcionamento nas imediações.

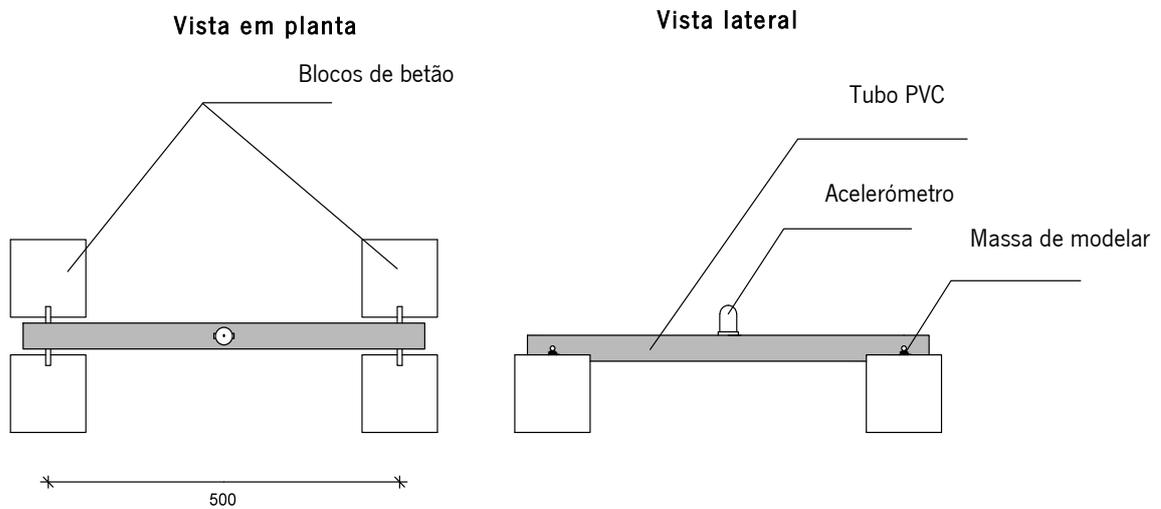


Figura 38 - Esquema de apoio do molde simplesmente apoiado



Figura 39 - Molde simplesmente apoiado com ensaio em curso

Através do processo de identificação modal descrito na secção 3.2, são obtidas as frequências do primeiro modo de vibração da viga ao longo do tempo e pode-se, então, determinar a rigidez da mistura solo-ligante, através da equação (7) (Azenha *et al.*, 2010a) e da equação (4).

$$\frac{1}{2 \cdot k} \cdot \begin{pmatrix} EI \cdot a^3 \cdot \sin(a \cdot L_v)^2 \cdot w^2 \cdot m_p - 2 \cdot \cosh(a \cdot L_v) \cdot k \cdot w^2 \cdot m_p \cdot \sin(a \cdot L_v) \\ + \cosh(a \cdot L_v)^2 \cdot w^2 \cdot m_p \cdot EI \cdot a^3 + 2EI^2 \cdot a^6 \cdot \sin(a \cdot L_v) \cdot \cosh(a \cdot L_v) \\ -EI \cdot a^3 \cdot \sinh(a \cdot L_v)^2 \cdot w^2 \cdot m_p + 2 \cdot \cos(a \cdot L_v) \cdot EI^2 \cdot a^6 \cdot \sinh(a \cdot L_v) \\ +4 \cdot \cos(a \cdot L_v) \cdot k \cdot EI \cdot a^3 \cdot \cosh(a \cdot L_v) + \cos(a \cdot L_v)^2 \cdot w^2 \cdot m_p \cdot EI \cdot a^3 \\ +2 \cdot \cos(a \cdot L_v) \cdot w^2 \cdot m_p \cdot EI \cdot a^3 \cdot \cosh(a \cdot L_v) \\ +2 \cdot \cos(a \cdot L_v) \cdot k \cdot w^2 \cdot m_p \cdot \sinh(a \cdot L_v) \end{pmatrix} = 0 \quad (7)$$

em que:

$$a = \sqrt[4]{\frac{w^2 \cdot \bar{m}}{EI}} \quad (8)$$

$$w = 2 \cdot \pi \cdot f \quad (9)$$

$EI$	Rigidez da viga mista (N.m <sup>2</sup> )
$m_p$	Massa concentrada a meio vão (Kg)
$\bar{m}$	Massa distribuída ao longo da consola (Kg/m)
$f$	Frequência Fundamental (Hz)
$L_v$	Comprimento da viga (m)
$k$	Rigidez vertical dos apoios (=∞)

No contexto do programa experimental a monitorização do módulo E com recurso a esta técnica visou apenas leituras contínuas de dados, na maioria dos casos, até aos 7 dias. Sendo este o período em que há mais variações na cinética de evolução do módulo E. A leitura foi interrompida entre os 7 e os 28 dias para utilização do equipamento de monitorização em outros provetes. Aos 28 dias foi retomada a medição, onde foram obtidos os resultados com um mínimo de 2 horas de aquisição. Conforme se verá mais adiante (secção 4.4.1), esta interrupção de aquisição não teve qualquer impacto sobre a qualidade das interpretações, dado

em que no intervalo de tempo que não foram adquiridos os dados consegue-se prever a linearidade dos resultados.

### 3.3 Compressão uniaxial cíclica

Os provetes para ensaio de compressão uniaxial cíclica são preparados em moldes metálicos cilíndricos com 200 mm de altura e 100 mm de diâmetro interior (Figura 40 a e b). Para facilitar a desmoldagem é colocado no interior do molde uma membrana em politetrafluoretileno, comercialmente conhecido como *Teflon* (Figura 40 c).

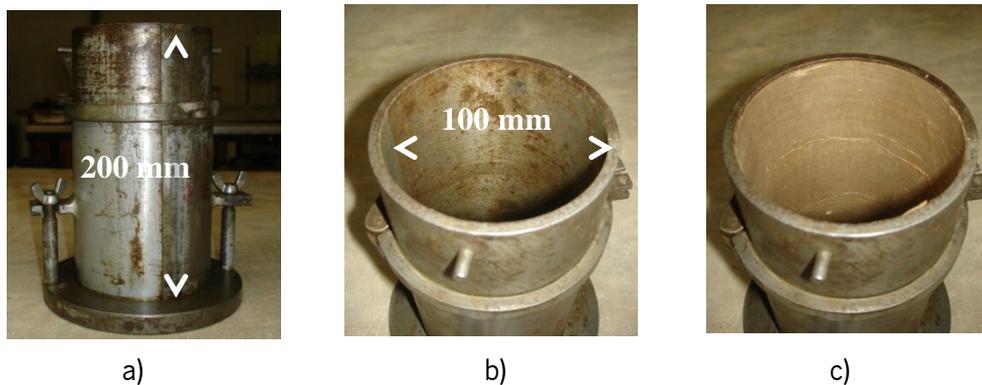


Figura 40 - Provetes de compressão uniaxial cíclica: a) dimensão vertical; b) diâmetro; c) Teflon para desmoldagem

Após a preparação da mistura é pesada a quantidade necessária para enchimento do molde de modo a se obter a massa volúmica pretendida para os provetes. A massa de mistura pesada é então dividida em três partes iguais para posterior enchimento do molde por camadas (Figura 41); numa primeira fase é feita a compactação manualmente recorrendo a um pequeno pilão de madeira (Figura 42 b); numa segunda fase a compactação da camada, é feita utilizando um martelo mecânico (modelo *Kango* tipo 638 com uma placa de compactação de 96 mm), até atingir um terço da altura total do molde (Figura 42 c). Este procedimento é repetido para cada camada compactada assegurando-se que cada camada tem uma altura de 66,6 mm. Na última camada compactada assegurando-se que cada camada tem uma altura de 66,6 mm. Na última camada é utilizada uma extensão do molde, a fim de facilitar a realização da compactação da última fase, tal como apresentado na Figura 42 d).

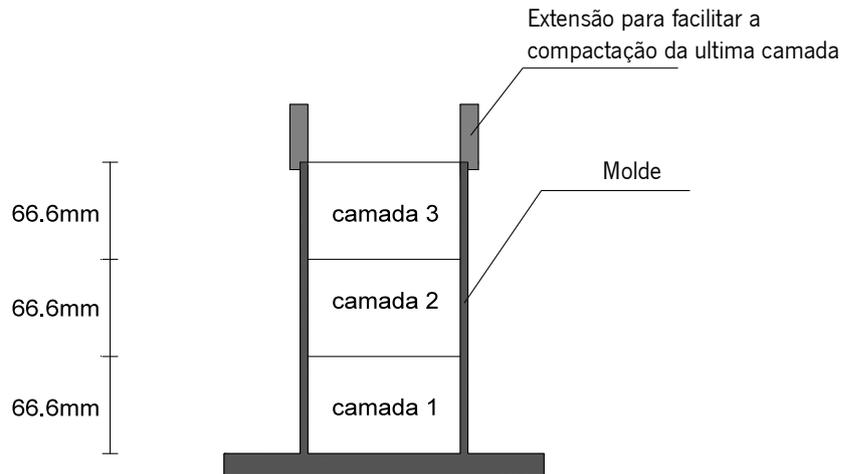


Figura 41 - Esquema de divisão de camadas de compactação

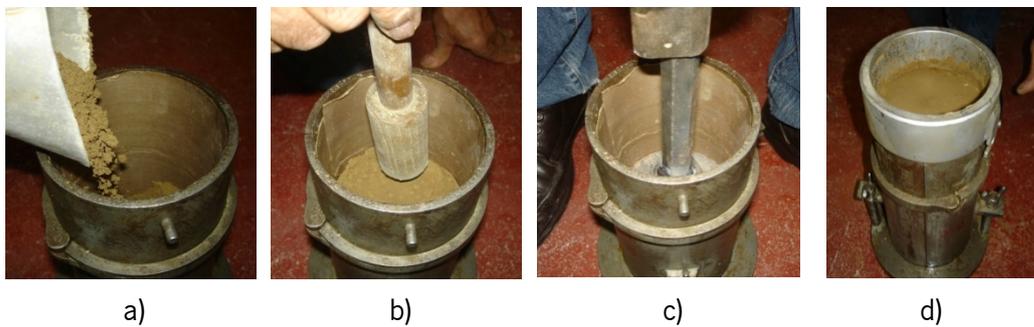


Figura 42 - a) Enchimento do molde; b) compactação manual; c) compactação mecânica; d) colocação da última camada

Entre cada compactação de camada a superfície da camada anterior é ligeiramente escarificada de modo a criar uma boa ligação com a camada seguinte. Este processo pode ser feito por raspagem da superfície, tal como apresentado na Figura 43. Após a compactação de todas as camadas o provete é removido do molde, coberto com película de plástico para minimizar a troca de água com o ar e armazenado no mesmo local onde decorrem os ensaios EMM-ARM.



Figura 43 - Escarificação entre camadas

O equipamento de monitorização utilizado nestes ensaios, consiste num pórtico resistente onde está fixado um atuador hidráulico INEGI – CIL.DE.50kN.63.36.200 com capacidade de carga máxima de 50 kN. Para medição local das deformações são utilizados três transdutores de medição de deslocamento (LVDT's) fixados num anel e conetados a um sistema de aquisição de dados RDP Modular 600, ligado a um computador com o software *Dynatest*.

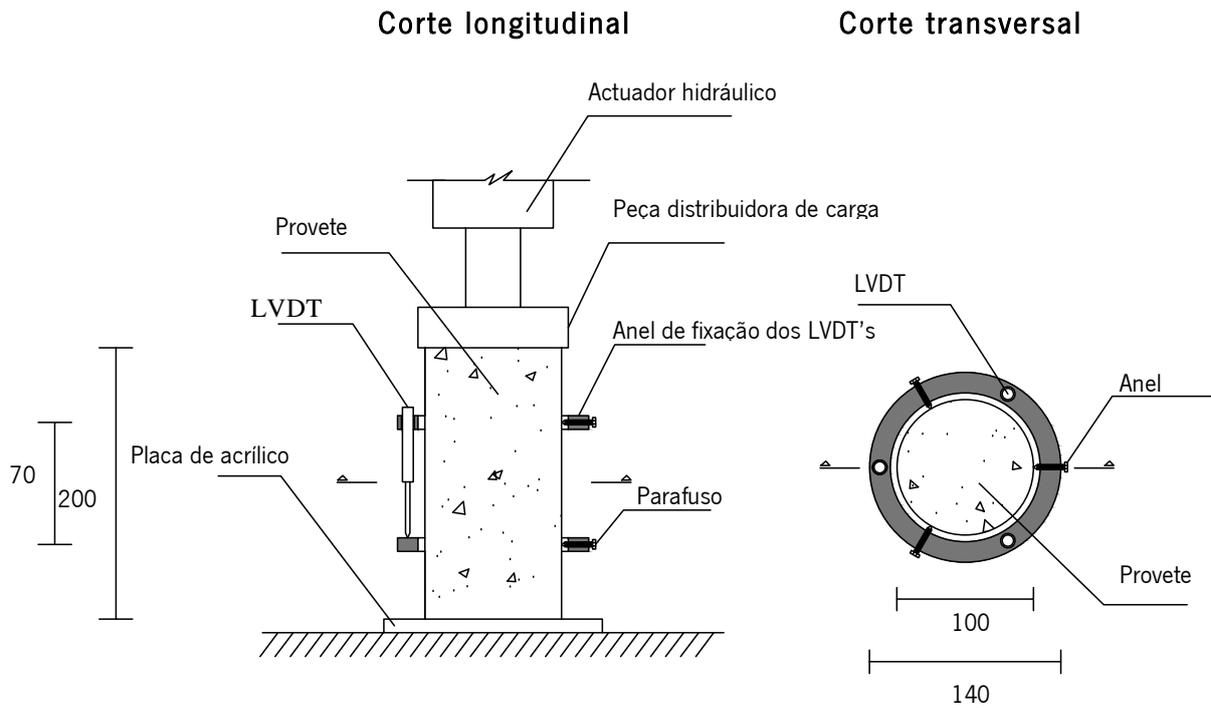


Figura 44 - Esquema de instrumentação dos provetes de compressão uniaxial cíclica



Figura 45 - Fixação de anéis e colocação dos LVDT's

De modo a não danificar o provete durante o ensaio, as cargas são aplicadas de modo a submeter pequenas deformações na amostra. O procedimento experimental consiste na aplicação de três ciclos de carga / descarga, em que a tensão máxima não exceda cerca de 10% da tensão de rotura do material. A velocidade de carga foi aplicada, pelo atuador hidráulico a 50 N/s. Antes de iniciar o ensaio o provete é submetido a uma pré-carga de 300N (requisito do equipamento utilizado) instante em que se verifica se o atuador hidráulico está a distribuir a carga de igual forma pelo provete. Sempre que necessário é utilizado um calibrador de folgas para corrigir imperfeições geométricas do provete e garantir desta forma a aplicação uniforme da carga.

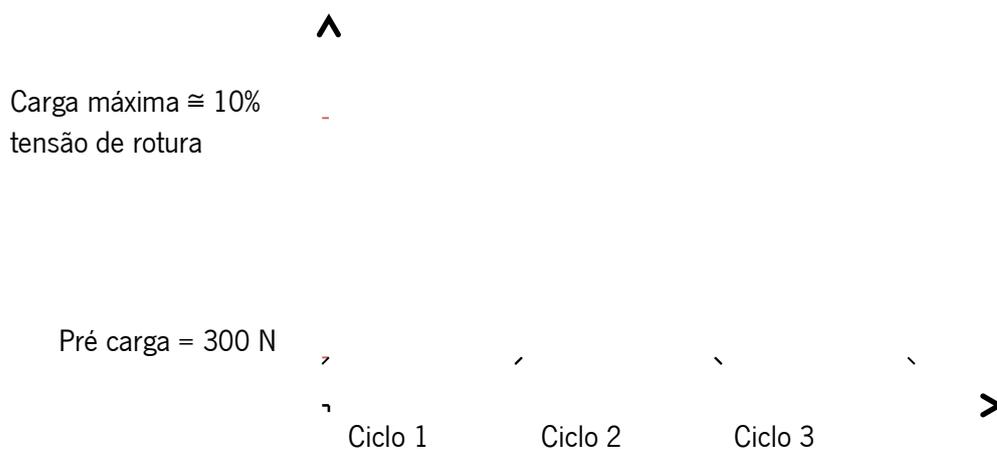


Figura 46 - Ciclos de carga e descarga aplicados aos provetes

Dado se tratar de uma gama de deformações muito baixa na ordem dos  $5 \times 10^{-5}$  não se coloca em questão o funcionamento em conjunto dos LVDT's e o anel podendo dizer-se que esta metodologia de ensaio traduz uma boa precisão.

Esta metodologia permite obter a relação de tensão de compressão *versus* extensão (Figura 47). Dado que as misturas apresentaram comportamento não linear o módulo de deformabilidade é determinado no ciclo de descarga, no seu valor mais elevado, tal como seguidamente é descrito. A cada ciclo de descarga é efetuado o ajuste de uma equação do 3º grau aos pontos obtidos. Com a derivada da função de 3º grau no ponto de maior tensão/extensão é possível obter o declive da tangente nesse ponto, o qual representa o módulo de deformabilidade E (Figura 47). O valor do módulo de deformabilidade adotado foi o obtido pela média dos dois últimos ciclos de

carga e descarga.

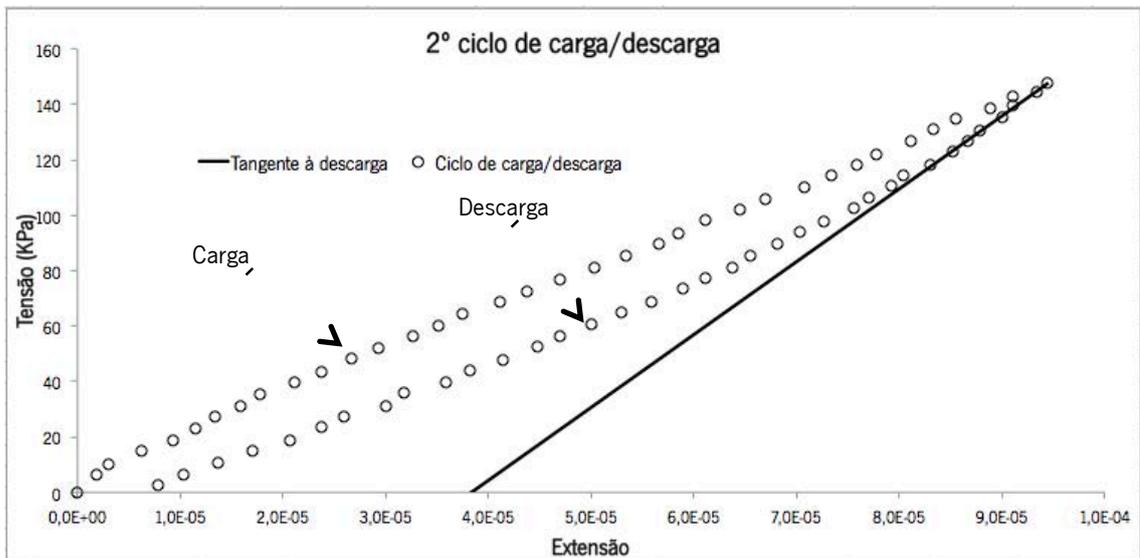


Figura 47 - Diagrama de tensão/extensão de uma amostra

Este comportamento é explicado por Jardine (1992 *in* Gomes Correia, 2004), sendo este um comportamento de referência dos solos, onde o máximo de  $E$  ( $E_{max}$ ) é verificado no menor valor de extensão, que pode considerar-se igual ao módulo inicial  $E_0$ .

$E_{max}$  é frequentemente referido como módulo secante máximo ou módulo máximo dinâmico, este módulo máximo é nos ensaios triaxiais de precisão o módulo na origem (ponto O na Figura 48) (Gomes Correia, 2004).

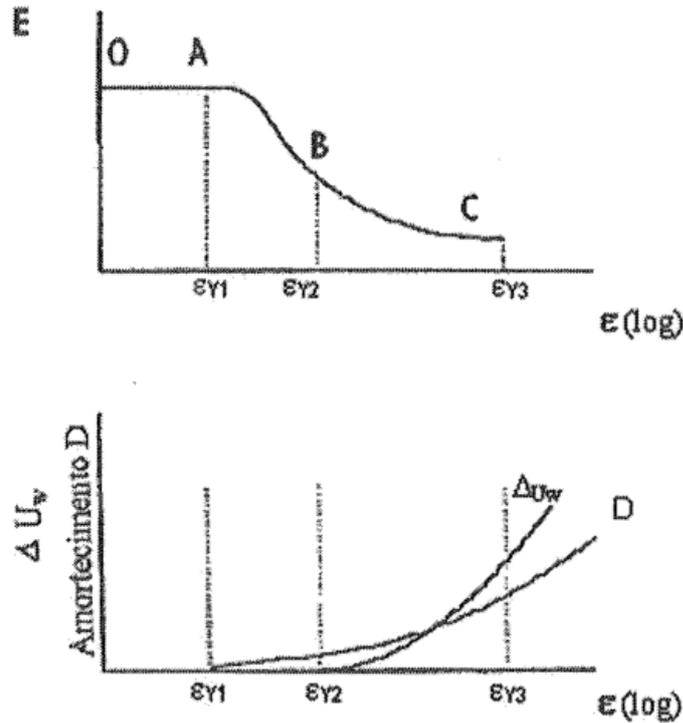


Figura 48 - Comportamento de referência dos solos (adaptado de Jardine, 1992 *in* Gomes Correia, 2004)

No entanto os valores de  $E$  na origem no decorrer dos trabalhos não traduziam resultados coerentes. Optou-se então pela determinação do módulo  $E_{eq}$  correspondente ao módulo de descarga, que habitualmente é uma boa aproximação do módulo máximo  $E_{max}$  (Figura 49) (Gomes Correia, 2004).

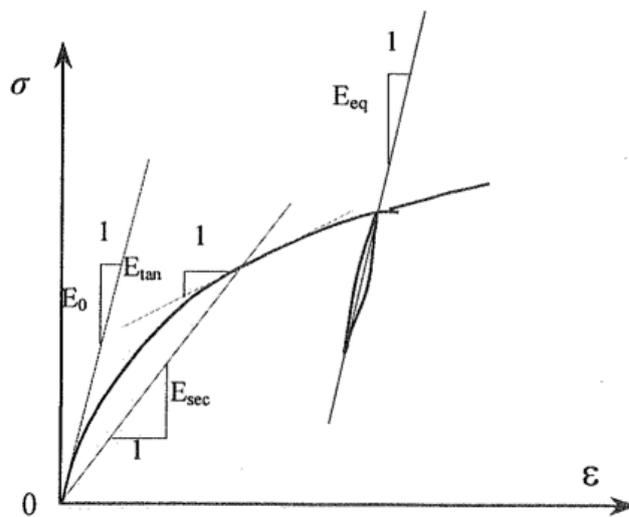


Figura 49 - Definição de módulos (Gomes Correia, 2004)

### 3.4 *Bender elements*

Neste trabalho a utilização dos BE consistiu em gerar uma onda sinusoidal de apenas um período com recurso a um gerador de funções. A onda é emitida através de um transdutor piezoelétrico de emissão, esta atravessa o provete e é recebida por um outro transdutor de receção. Os sinais das ondas emitidas e rececionadas são simultaneamente transmitidas para o osciloscópio digital, onde são transformadas de sinal analógico para sinal digital, e por sua vez são transmitidas para o computador, onde os sinais são registadas e processados (Figura 50).

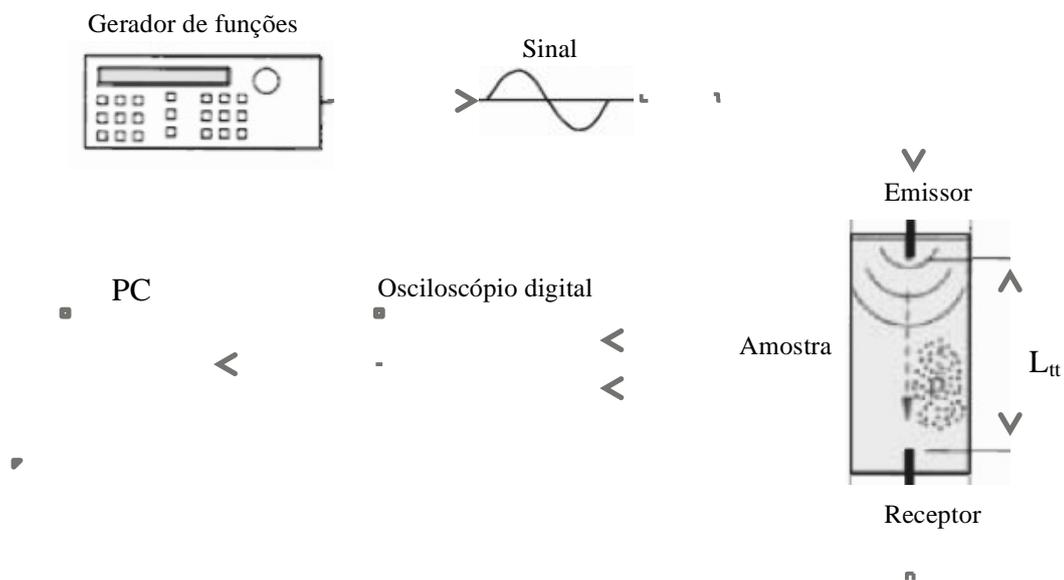


Figura 50 - Esquema de utilização da metodologia "*bender elements*"

O equipamento de monitorização utilizado neste ensaio, consistiu em dois transdutores piezoelétricos, um deles para emissão e outro para captação de ondas (Figura 51 a), um gerador de funções TTI – TG2511LXI da “*Thurlby Thandar Instruments*” de 25 MHz (Figura 51 b), um osciloscópio digital *PicoScope* 4424 de 4 canais, com uma taxa de amostragem de 20 MHz, com 12 bits de resolução (Figura 51 c), e para registo e tratamento de dados foi utilizado um computador com *software* do osciloscópio *PicoScope* 6 que permite a determinação manual, no domínio do tempo, do tempo de propagação da onda (*tt*) *travel time* (Figura 51 d).

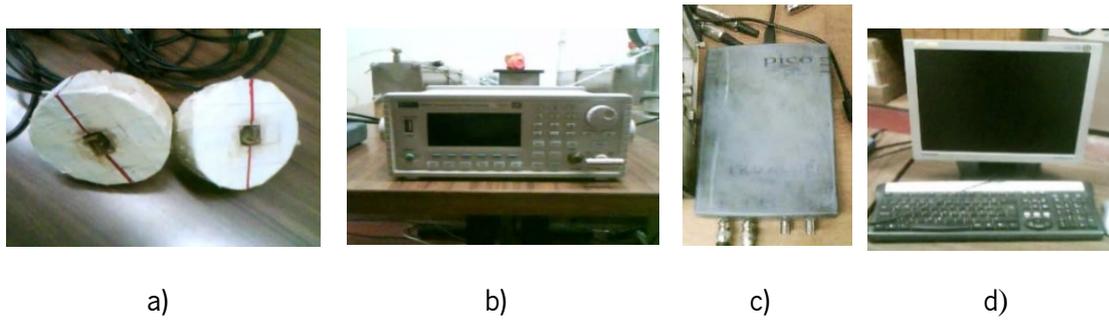


Figura 51 - a) Transdutores piezoelétricos; b) gerador de funções; c) Osciloscópio digital; d) computador

Neste trabalho por questões de indisponibilidade dos BE no laboratório foram utilizados dois tipos de transdutores piezoelétricos. Um designado por BE *T-shaped* (Figura 52 a) e um outro produzidos pela *GDS Instruments* (GDS, 2012) (Figura 52). O BE transmissor é excitado por um sinal eléctrico induzindo vibrações de compressão (ondas P) ou de corte (ondas S), dependendo do tipo de BE usado, que se propagam através do material a ensaiar. O recetor é sujeito a vibrações de compressão ou de corte que, por sua vez, são convertidas em sinais eléctricos gerando um sinal de saída. Nestes ensaios apenas foram abordadas ondas S. No Quadro 11 estão mencionados os BE usados em cada provete.

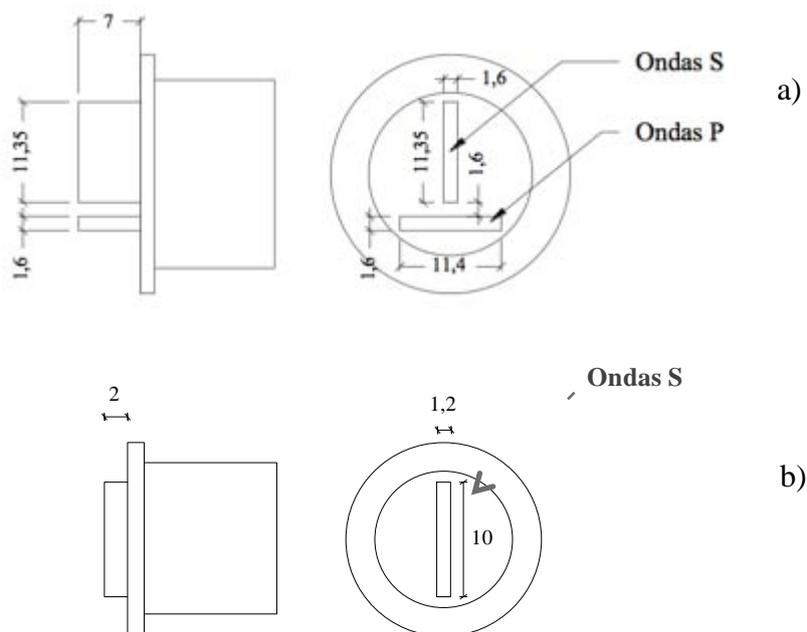


Figura 52 - Esquema e dimensões em mm dos BE usados

A metodologia de ensaio envolve a determinação da velocidade de propagação de ondas no material em diversas idades de cura. Para tal os provetes foram colocados entre os transdutores piezoelétricos, tal como apresentado na Figura 53. Através do transdutor emissor foram emitidas três ondas com frequências diferentes para melhor se determinar o tempo de propagação da onda ( $t_t$ ) por parte do transdutor recetor. No caso representado na Figura 55 foram aplicadas ao transdutor emissor sinais de forma sinusoidal com frequências de 10.2 kHz, 17.6 kHz e 24.8 kHz, e tensão de 10Volt (pico a pico).

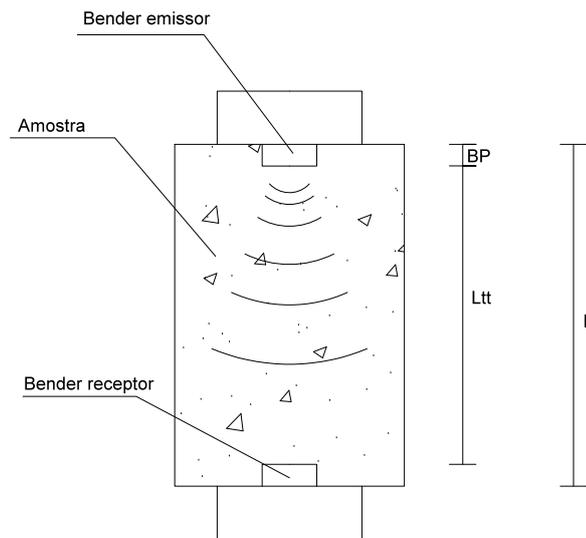


Figura 53 - Esquema do provete entre os BE



Figura 54 - Onda de emissão e recepção

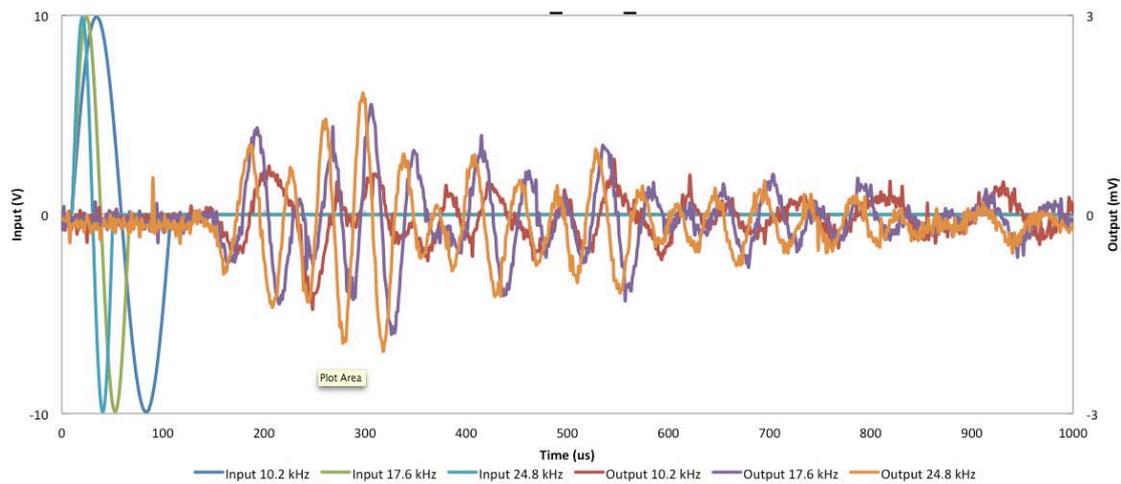


Figura 55 - Sobreposição das ondas emitidas

Através do tempo de propagação e do comprimento de propagação é possível determinar a velocidade de propagação e conhecendo a massa volúmica dos provetes é então possível estimar o módulo de distorção ( $G$ ), através da equação (10).

$$G = \rho \times V_s^2 \quad (10)$$

em que:

$$V_s = \frac{L_{tt}}{tt} \quad (11)$$

- $G$       Módulo de distorção
- $V_s$      Velocidade de propagação da onda S
- $\rho$       Densidade do material
- $L_{tt}$     Distancia entre os transdutores piezoeléctricos
- $tt$       Tempo de chegada de onda entre emissor e receptor

Relativamente à geometria do molde, as dimensões da secção transversal devem ser tais que não causem reflexão de onda nas paredes do provete que perturbem uma correta leitura do tempo de propagação. O molde não deve ter dimensões transversais inferiores ao comprimento da onda emitida (Sturup *et al.*, 1993), para que a onda possa atravessar o material sem

interferências causadas pelo molde. O comprimento de onda pode ser obtido com base na velocidade de propagação ( $V_w$ ) esperada e na frequência da onda ( $f_w$ ) através da expressão (12), obtendo-se assim as dimensões mínimas da secção transversal do provete (Quadro 10).

$$\lambda = V_w/f_w \quad (12)$$

Quadro 10 - Dimensões mínimas para moldes BE (adaptado de Granja, 2011)

Frequência dos sensores (kHz)	Velocidade de transmissão		
	V=500 m/s	V=1000 m/s	V=1500 m/s
	Dimensão transversal mínima (mm)		
10	50	100	150
20	25	50	75
50	10	20	30
100	5	10	15

Dados estes factos, nestes ensaios foram criados dois tipos de molde, cilíndricos e cúbicos. Os moldes cilíndricos tinham diâmetro de 10cm e 7cm de altura, e os cúbicos tinham dimensões 10 x 10 x 10 cm, tal como apresentado na Figura 56 a e b, respetivamente.

Inicialmente só estavam previstos os moldes cilíndricos, no entanto foram posteriormente criados moldes cúbicos para poderem ser utilizados no âmbito de um outro trabalho com vista a estudar a anisotropia do material, sendo que os provetes cúbicos permitem efetuar com maior facilidade leituras tanto no sentido de compactação bem como no seu sentido transversal.

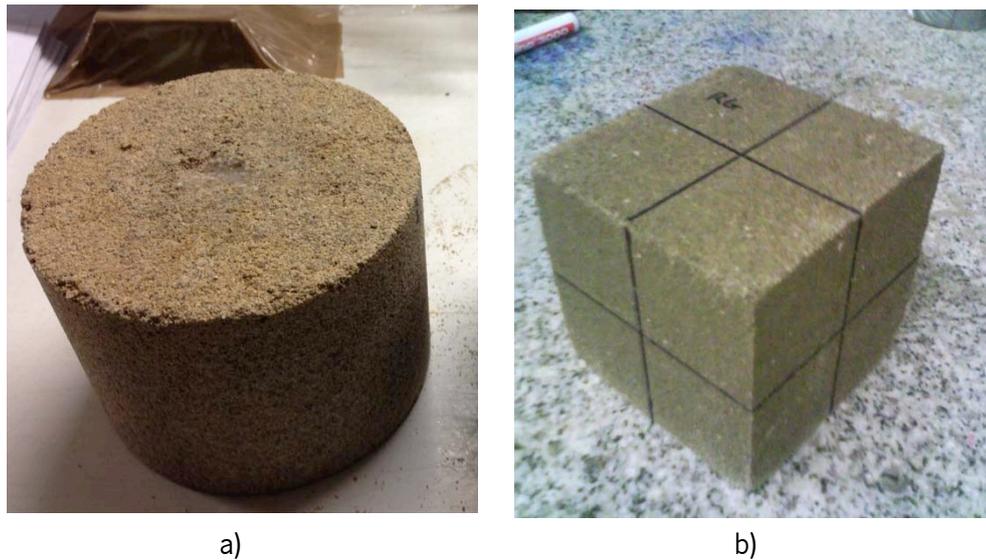


Figura 56 - a) Provete cilíndrico; b) provete cúbico

O Quadro 11 relaciona as misturas usadas neste tipo de ensaio com o molde adotado e ainda tipo de BE usado.

Quadro 11 - Provetes e tipo de BE usados nas misturas

Mistura	Tipo de provete	Tipo BE
AM 52,5-5%	Cilíndrico	GDS
SR 52,5-5%	Cilíndrico	T-shaped
AM 32,5-5%	Cilíndrico	T-shaped
SR 32,5-5%	Cúbico	GDS
A 32,5-5%	Cúbico	GDS
A 52,5-5%	Cúbico	GDS

### 3.5 Compressão uniaxial

Os ensaios de compressão uniaxial com vista na determinação da tensão de rotura ( $q_u$ ) dos provetes relativos as misturas solo-ligante, foram efectuados aos 7 e 28 dias de idade. O equipamento utilizado para ensaio dos provetes foi uma prensa da marca “Lloyd instruments” com uma célula de carga com capacidade de carga máxima de 50 kN, e a carga foi aplicada a uma velocidade de carregamento de 25 N/s.

Os moldes usados para a realização das amostras consistiam num tubo de PVC com 35mm de diâmetro interno e 70 mm de altura (Figura 57 a). Antes da introdução da mistura no molde este era medido afim de se determinar o seu volume para apenas introduzir a quantidade exata de mistura, para que os provetes tivessem as mesmas densidades que os restantes de outras metodologias.

Nesta metodologia foram feitos quatro provetes por cada mistura de solo-ligante, sendo dois para determinação da tensão de rotura média aos 7 dias de idade e os restantes para obtenção de valores médios aos 28 dias.

De forma a distribuir o mais uniformemente possível a carga no provete, e assim, evitando a rotura prematura, foram colocadas em cada extremidade do provete uma tira de carvão e uma placa de acrílico. Foi também colocada uma esfera entre duas roscas sextavadas de forma a simular uma rótula e assim corrigir possíveis erros de geometria do provete, com como se pode ver na Figura 57 b).

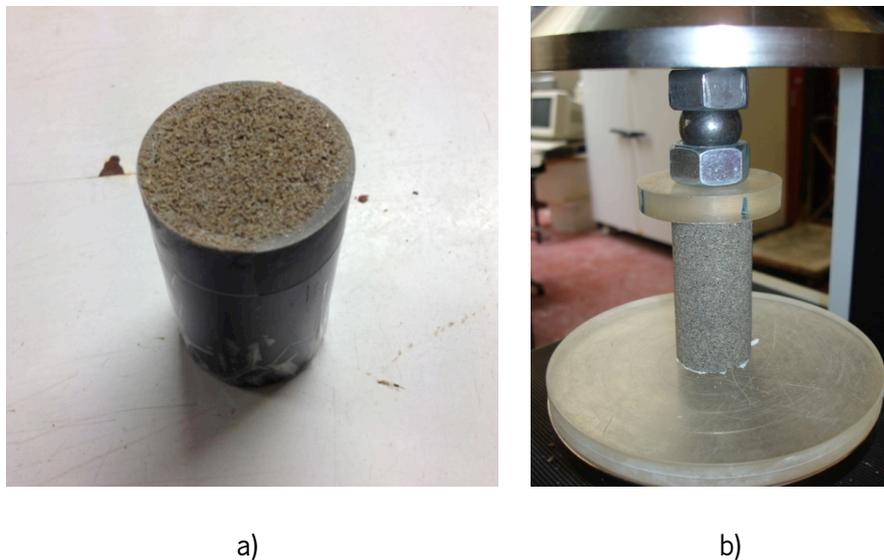


Figura 57 a) Molde usado para provetes de compressão uniaxial; b) ensaio em curso

-

## 4 Programa experimental

### 4.1 Introdução

O principal objetivo deste trabalho é obter uma análise detalhada da evolução de rigidez das várias misturas solo-ligante, avaliando a influência da composição sobre a cinética de evolução das propriedades mecânicas, bem como sobre os valores finais atingidos para essas mesmas propriedades. Nos subcapítulos seguintes são apresentados os materiais utilizados nas várias amostras testadas de solo estabilizado, bem como o procedimento de mistura dos mesmos. Serão ainda apresentados os resultados dos ensaios efetuados e discussão dos mesmos. O programa experimental alargado que aqui se reporta envolveu a utilização dos seguintes métodos experimentais: EMM-ARM, compressão uniaxial cíclica e *bender elements*.

No que diz respeito ao método EMM-ARM os ensaios de todas as misturas, foram acompanhadas em tempo real pelo menos até aos 7 dias de idade sendo interrompida posteriormente a sua monitorização, e retomada aos 28 dias só para uma leitura pontual de resultados.

A aplicação do método de compressão uniaxial cíclica consistiu apenas nas leituras de resultados nas idades de 7 e 28 dias de cura.

O método *bender elements* consistiu em leituras de resultados nas idades de 1,2,5,7 e 28 dias, no entanto em alguns casos não se obtiveram resultados nas idades mais jovens.

Por fim foram também realizados ensaios de avaliação da tensão de rotura aos 7 e 28 dias de idade.

## 4.2 Caracterização dos materiais

No decorrer do programa experimental foram efetuadas várias misturas solo-ligante, com recurso a vários tipos de solos e ligantes, e concentrações de ligantes diferentes. Nos subcapítulos afrente serão descritos os vários materiais e misturas usadas.

### 4.2.1 Solos

Os solos utilizados nos ensaios laboratoriais foram quatro, uma areia monogranular fina (AM), uma areia monogranular média (A), um solo residual granítico (SG) e um silte (S). Todos estes solos apresentam uma curva granulométrica distinta, conforme representado no Quadro 12 e na Figura 58.

Quadro 12 – Caracterização granulométrica dos solos

Diâmetro do peneiro	Areia monogranular	Areia	Solo residual granítico	Silte
	Percentagem de passantes			
76,10	100	100	100	100
50,80	100	100	100	100
38,10	100	100	100	100
25,40	100	100	100	100
19,10	100	100	100	100
12,70	100	100	100	100
9,52	100	100	99,8	100
6,35	100	100	97,8	100
4,76	100	100	94,4	100
2,00	100	100	77,6	100
0,85	100	97,0	60,2	99,90
0,425	100	53,5	47,5	99,77
0,25	38	11,5	37,8	99,61
0,18	8	5,0	32,5	99,21
0,105	0	2,4	25,9	98,49
0,074	0	1,7	22,6	98,12
0,036	-	-	-	81,27
0,026	-	-	-	78,08
0,017	-	-	-	66,93
0,010	-	-	-	49,40
0,007	-	-	-	33,46
0,005259858	-	-	-	25,50
0,002688648	-	-	-	20,72
0,001170486	-	-	-	17,53
0,000837254	-	-	-	15,94

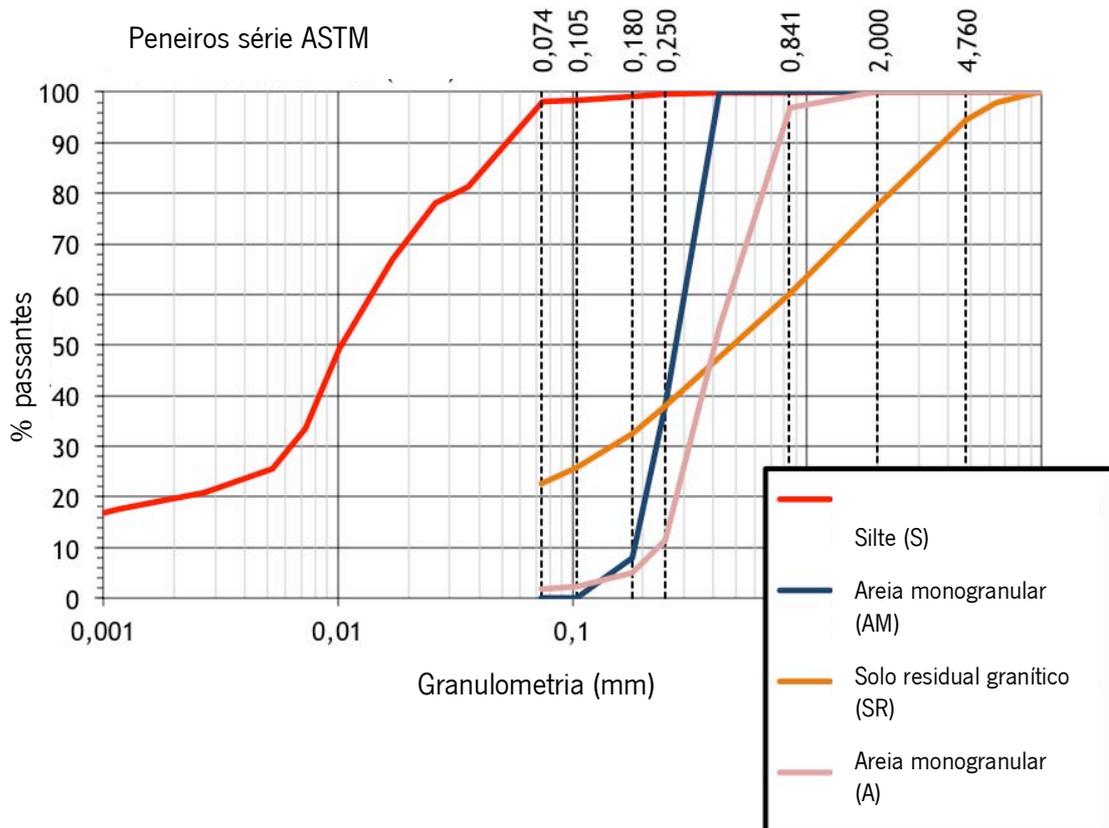


Figura 58 - Curva granulométrica dos solos estudados

#### 4.2.2 Ligantes

Foram utilizados três ligantes distintos nas misturas do programa experimental: um cimento portland CEM II/B-L 32,5N da SECIL; um cimento portland CEM I 52,5 N PMES CP2 da marca LAFARGE (França) e uma cal viva da marca LHOIST (Bélgica).

#### 4.3 Preparação das amostras

##### 4.3.1 Misturas solo-ligante usadas

No Quadro 13 são apresentadas as várias misturas utilizadas nos ensaios, onde estão indicados os tipos de solos e ligantes usados neste trabalho e as suas diferentes concentrações. Em grande parte das misturas usadas a variação de percentagem de ligante foi de 3%, 5% e 7%. As duas últimas percentagens referidas são referenciadas pela maior parte dos autores com

representativas da gama de concentrações normalmente usadas na prática de estabilização de solos. A utilização de 3% foi apenas utilizada de modo a verificar se o uso de percentagens de ligante mais reduzidas traduzem um decréscimo acentuado, ou não, relativamente às restantes percentagens utilizadas. O teor de água foi também definido tendo por base os valores usualmente adotados na prática, embora não se tenham efetuado ensaios para determinação do teor ótimo para nenhuma das misturas.

Quadro 13 - Misturas usadas

<b>Nome da mistura</b>	<b>Tipo de solo</b>	<b>Tipo de ligante</b>	<b>% ligante</b>	<b>% água</b>
AM-32,5-3%	Areia monogranular (AM)	CEM II 32,5	3%	12%
AM-32,5-5%	Areia monogranular (AM)	CEM II 32,5	5%	12%
AM-32,5-7%	Areia monogranular (AM)	CEM II 32,5	7%	12%
AM-52,5-3%	Areia monogranular (AM)	CEM I 52,5	3%	12%
AM-52,5-5%	Areia monogranular (AM)	CEM I 52,5	5%	12%
AM-52,5-7%	Areia monogranular (AM)	CEM I 52,5	7%	12%
A-32,5-3%	Areia (A)	CEM II 32,5	3%	12%
A-32,5-5%	Areia (A)	CEM II 32,5	5%	12%
A-32,5-7%	Areia (A)	CEM II 32,5	7%	12%
A-52,5-3%	Areia (A)	CEM I 52,5	3%	12%
A-52,5-5%	Areia (A)	CEM I 52,5	5%	12%
A-52,5-7%	Areia (A)	CEM I 52,5	7%	12%
SG-32,5-3%	Solo Granítico (SG)	CEM II 32,5	3%	12%
SG-32,5-5%	Solo Granítico (SG)	CEM II 32,5	5%	12%
SG-32,5-7%	Solo Granítico (SG)	CEM II 32,5	7%	12%
SG-52,5-3%	Solo Granítico (SG)	CEM I 52,5	3%	12%
SG-52,5-5%	Solo Granítico (SG)	CEM I 52,5	5%	12%
SG-52,5-7%	Solo Granítico (SG)	CEM I 52,5	7%	12%
S-CAL-3% -1	Silte (S)	Cal viva	3%	18%
S-CAL-3% -2	Silte (S)	Cal viva	3%	18%
S-32,5-6% -1	Silte (S)	CEM II 32,5	6%	12%
S-32,5-6% -2	Silte (S)	CEM II 32,5	6%	12%

### 4.3.2 Metodologia de preparação das misturas

A preparação das misturas foi efetuada com recurso a uma misturadora elétrica de argamassa, com 20 litros de capacidade e duas velocidades de rotação (velocidade baixa de 40 r.p.m. e velocidade alta de 100 r.p.m.)

Numa fase inicial, colocaram-se o solo e o ligante no recipiente da misturadora (Figura 59 a,b), ativando-se a misturadora a velocidade baixa até obtenção de uma mistura homogénea (Figura 59 c). Verificou-se que cerca de 120 segundos foram suficientes para garantir a homogeneidade. Com a misturadora a operar a 40 r.p.m. adicionou-se a água à mistura de solo-ligante, continuando-se a operação durante mais 120 segundos. É importante referir que é neste instante se considerou a idade “0” da mistura (o tempo de contagem para os vários ensaios). Após o processo de mistura todos os recipientes foram cobertos com película plástica de modo a minimizar a perda de água.

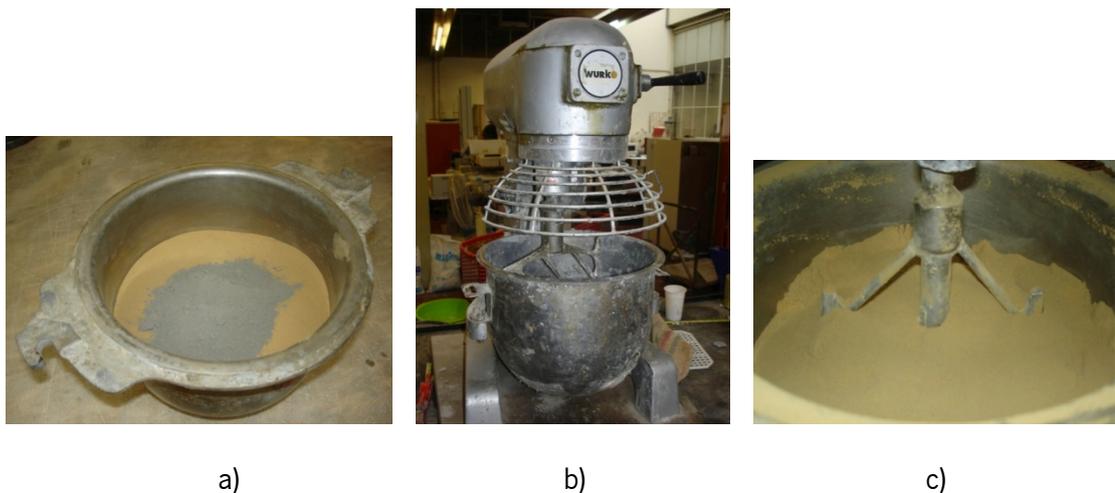


Figura 59 - a) Adição do cimento ao solo; b) misturadora elétrica; c) aspecto final da mistura

Todos os moldes utilizados para colocação das misturas foram previamente medidos com recurso a um paquímetro eletrónico com precisão de 0.01 mm para obtenção das suas dimensões reais e assim calcular a sua capacidade volúmica (Figura 60 a). Este processo foi também verificado com a avaliação do peso dos provetes ao longo da sua colocação em molde e compactação (Figura 60 b), esta diligência permitiu um controlo preciso da densidade volúmica desejada para cada solo estabilizado.



Figura 60 - Verificação da densidade desejada: a) controle de volume do molde; b) verificação da densidade desejada

#### 4.3.3 Métodos aplicados a cada ensaio

No decorrer deste trabalho foi efetuado um programa alargado de ensaios experimentais às várias misturas, no Quadro 14 estão detalhados o número de amostras usadas por idade de ensaio, para todas as misturas de solo estabilizado. Está também descrita a densidade dos provetes após introdução da mistura no molde. As densidades apresentadas no quadro que se segue foram conseguidas apenas com um erro máximo de  $2\text{kg/m}^3$  de variação entre os provetes das diferentes metodologias, pelo que se considera suficientemente representativa a consideração do valor médio para todos os provetes. As densidades descritas foram obtidas com recurso ao ensaio de Proctor leve, em que foi introduzido, cada um dos solos com 12% de teor de água, num molde de compressão uniaxial cíclica, descrito anteriormente (secção 3.3). Ou seja os valores das densidades foram obtidos, entre os diferentes solos, recorrendo à mesma energia de compactação, assegurando-se assim uma uniformidade de compactação entre os diversos solos utilizados.

Quadro 14 - Provetes efetuados na campanha experimental

Provetes	EMM-ARM	Compressã o uniaxial cíclica	Bender elements	Compressã o uniaxial	$\rho_{idade=0}$ (kg/m <sup>3</sup> )
Idades de ensaio	0-7 dias e 28 dias	7 e 28 dias	1,2,5,7 e 28 dias	7 e 28 dias	
AM-32,5-3%	1			2por idade	1799
AM-32,5-5%	1	2por idade	1	2por idade	1799
AM-32,5-7%	1			2por idade	1799
AM-52,5-3%	1			2por idade	1799
AM-52,5-5%	1	2por idade	1	2por idade	1799
AM-52,5-7%	1			2por idade	1799
A-32,5-3%	1			2por idade	2057
A-32,5-5%	1	2por idade	1	2por idade	2057
A-32,5-7%	1			2por idade	2057
A-52,5-3%	1			2por idade	2057
A-52,5-5%	1	2por idade	1	2por idade	2057
A-52,5-7%	1			2por idade	2057
SG-32,5-3%	1			2por idade	1934
SG-32,5-5%	1		1	2por idade	1934
SG-32,5-7%	1			2por idade	1934
SG-52,5-3%	1			2por idade	1934
SG-52,5-5%	1		1	2por idade	1934
SG-52,5-7%	1			2por idade	1934
S-CAL-3% -1	1	1por idade		2por idade	1976
S-CAL-3% -2	1	1por idade			1938
S-32,5-6% -1	1	1por idade		2por idade	1944
S-32,5-6% -2	1				1922

#### 4.4 Discussão e apresentação dos resultados obtidos

Os resultados obtidos pelas várias metodologias de ensaio são apresentados de forma sequencial nas subsecções que se seguem: EMM-ARM, compressão cíclica, *bender elements*, e

por fim compressão uniaxial. À medida que se apresentam novos resultados vai sendo feita comparação cumulativa com os resultados reportados pelas metodologias anteriores.

#### 4.4.1 EMM-ARM

Apresentam-se nesta secção os resultados finais da aplicação da metodologia EMM-ARM já convertidos em módulo de deformabilidade  $E$  (GPa). A conversão das frequências de vibração identificadas em valores de módulo de deformabilidade foi efetuada por aplicação da equação (7), com os parâmetros apresentados no Quadro 15.

Quadro 15 - Parâmetros de entrada na conversão de frequência para módulo

Ensaio	$L_v$ (m)	$m_p$ (kg)	$\bar{m}$ (kg/m)	$E_m$ (GPa)	$I_m$ (m <sup>4</sup> )	$I_s$ (m <sup>4</sup> )
AM			3,377			
A			3,818			
SG			3,609			
S-CAL-3% -1	0,50	0,30	3,680	2,20	0,073326x10 <sup>-7</sup>	0,23347x10 <sup>-6</sup>
S-CAL-3% -2			3,615			
S-32,5-6% -1			3,588			
S-32,5-6% -2			3,626			

No Quadro 16 estão apresentados, em síntese, os módulos  $E$  obtidos pela técnica EMM-ARM aos 7 e 28 dias de idade, neste quadro foi também quantificado a aumento da rigidez em % do CEM I 52,5 em relação ao CEM II 32,5.

Quadro 16 - Resultados EMM-ARM aos 7 e 28 dias

Provete	Módulo de deformabilidade		
	E(GPa)		
	7dias	28dias	Aumento de rigidez com CEM I 52,5 aos 28 dias
AM-32.5-7%	3,8	4,2	
AM-32.5-5%	2,9	3,2	
AM-32.5-3%	1,7	1,6	
AM-52.5-7%	3,9	4,9	17%
AM-52.5-5%	3,5	4,0	25%
AM-52.5-3%	2,4	2,7	69%
SR-32.5-7%	5,4	6,8	
SR-32.5-5%	3,8	4,4	
SR-32.5-3%	1,8	1,9	
SR-52.5-7%	6,5	6,9	1%
SR-52.5-5%	4,1	4,6	4%
SR-52.5-3%	2,4	2,4	26%
A-32.5-7%	5,4	6,3	
A-32.5-5%	3,6	4,2	
A-32.5-3%	1,0	1,0	
A-52.5-7%	7,9	10,2	62%
A-52.5-5%	3,1	4,1	-3%
A-52.5-3%	1,7	2,8	180%
S-CAL-3% -1	1	1,3	
S-CAL-3% -2	0,9	1,2	
S-32.5-6% -1	3,4	4,1	
S-32.5-6% -2	3,4	4,1	

De seguida são apresentados os gráficos da evolução da rigidez dos solos estabilizados E (GPa) vs  $t$  (dias). Os resultados apresentam descontinuidades de valores, no entanto a evolução da

cinética ocorrida durante este período é perfeitamente previsível. Durante o procedimento experimental confirmou-se também a fiabilidade do método EMM-ARM em relação à possibilidade de interromper as leituras dos dados, sem que isso afete a acuidade dos resultados. Esta vantagem deve-se ao facto desta técnica obter valores absolutos da rigidez.

A Figura 61 representa a evolução do módulo E da areia monogranular fina (AM) estabilizada com o CEM II 32,5 e com o CEM I 52,5 com percentagens de 3, 5 e 7%.

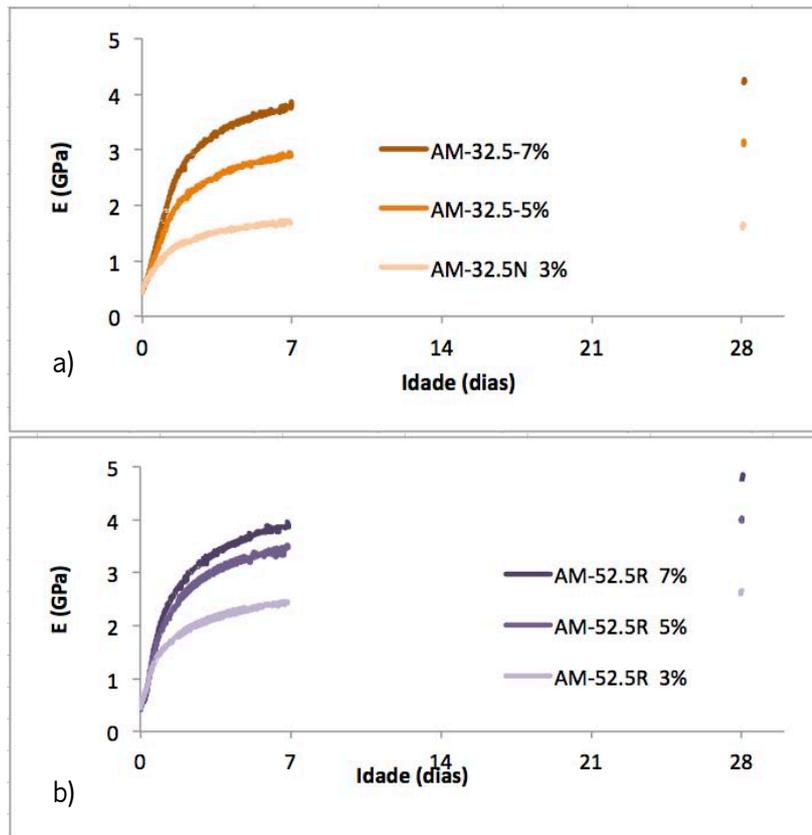


Figura 61 - Evolução do módulo E na areia monogranular estabilizada com: a) CEM II 32,5; b) CEM I 52,5

Como já era espectável verifica-se que a utilização do CEM I 52,5 conduz a maiores ganhos de rigidez no solo estabilizado comparativamente com caso do uso do CEM II 32,5. Verifica-se também que o incremento de maiores percentagens de CEM II 32,5 traduz um acréscimo de resistência relativa maior que com a adição de quantidades o CEM I 52,5. Este aumento de rigidez está representado na Figura 62, onde se relaciona o aumento de rigidez, aos 28 dias, em

percentagem, com o incremento de maiores quantidades dos dois cimentos em estudo. Onde é notório que a adição de CEM II 32,5 revela maiores ganhos de rigidez relativa.

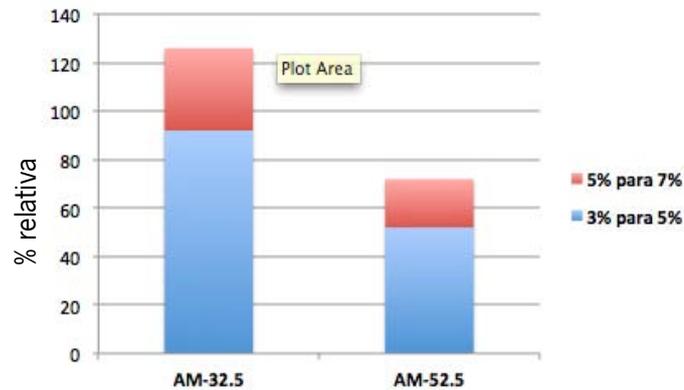


Figura 62 - Aumento de rigidez relativa ao solo estabilizado com 3% de cimento para adições de teores de 5 e 7%.

A Figura 63 representa a evolução do módulo E o solo residual granítico (SR) estabilizado com o CEM II 32,5 e com o CEM I 52,5 com percentagem de 3, 5 e 7%.

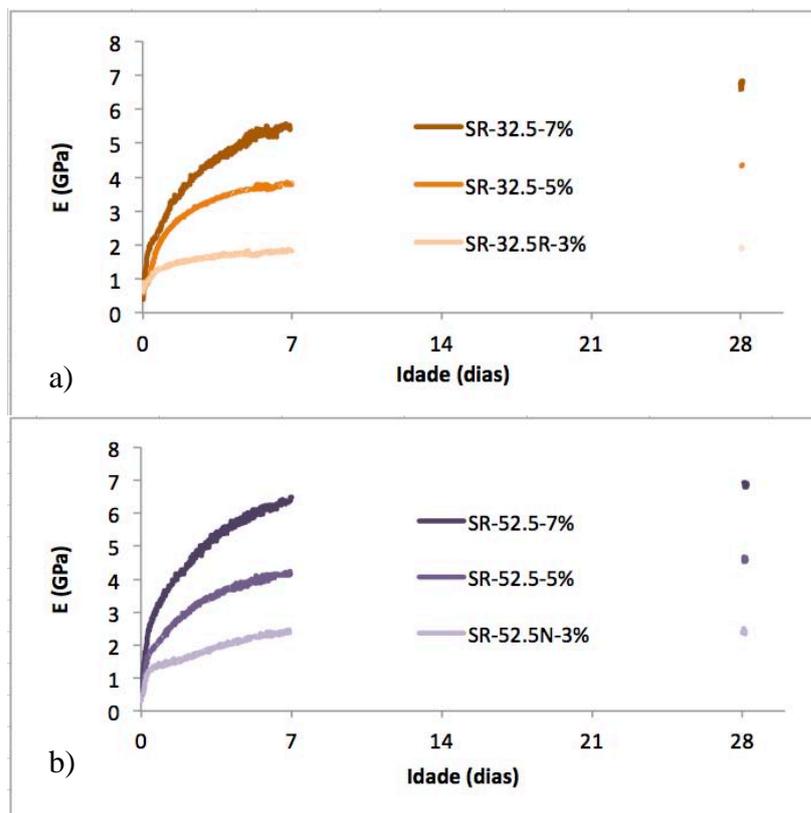


Figura 63 - Evolução do módulo E no solo residual granítico estabilizada com: a) CEM II 32,5; b) CEM I 52,5

Neste caso verifica-se também que a estabilização com o CEM I 52,5 leva a módulos de deformabilidade mais elevados. Neste caso em particular pode concluir-se que o aumento de rigidez entre os 7 e os 28 dias de idade é mais notório no caso de maiores percentagens de cimento, como se representa na Figura 64.

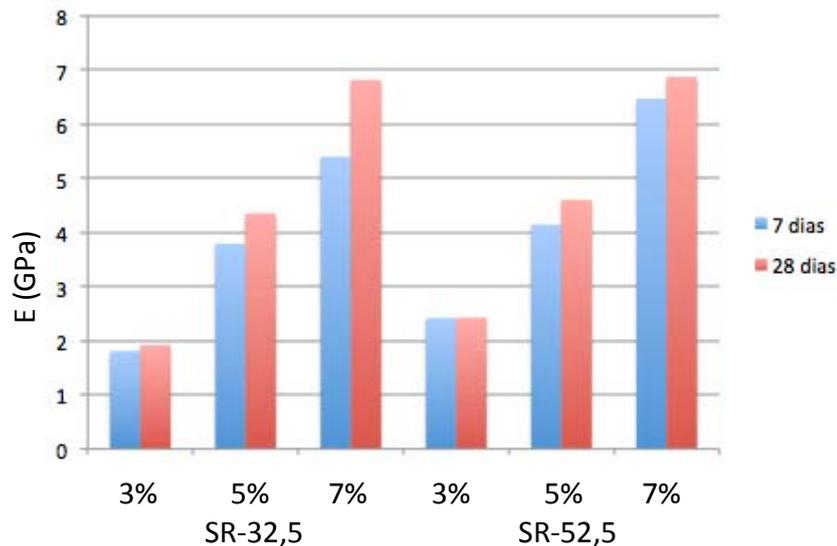


Figura 64 - Valores absolutos de rigidez para o solo SR estabilizado com CEM II 32,5 e CEM I 52,5

Os resultados obtidos sugerem que neste caso particular o uso de cimento CEM I 52.5 apenas é vantajoso quando se pretende aceleração dos ganhos de rigidez nos primeiros dias. Dado que ao final de 28 dias a diferença de valores de módulo E, dos solos estabilizados com os dois tipos de cimentos, não são muito significativas. Verifica-se também que estes valores são comparativamente mais elevados que o solo anterior. Este facto poderá dever-se em grande parte à maior variação da granulometria deste solo, fazendo com que os grãos de solo se reajustem entre si, e assim este se torne mais denso e daí ocorra uma melhor ligação com o cimento.

A Figura 65 representa a evolução do módulo E da Areia (A) estabilizado com o CEM II 32,5 e com o CEM I 52,5 com percentagem de 3, 5 e 7%.

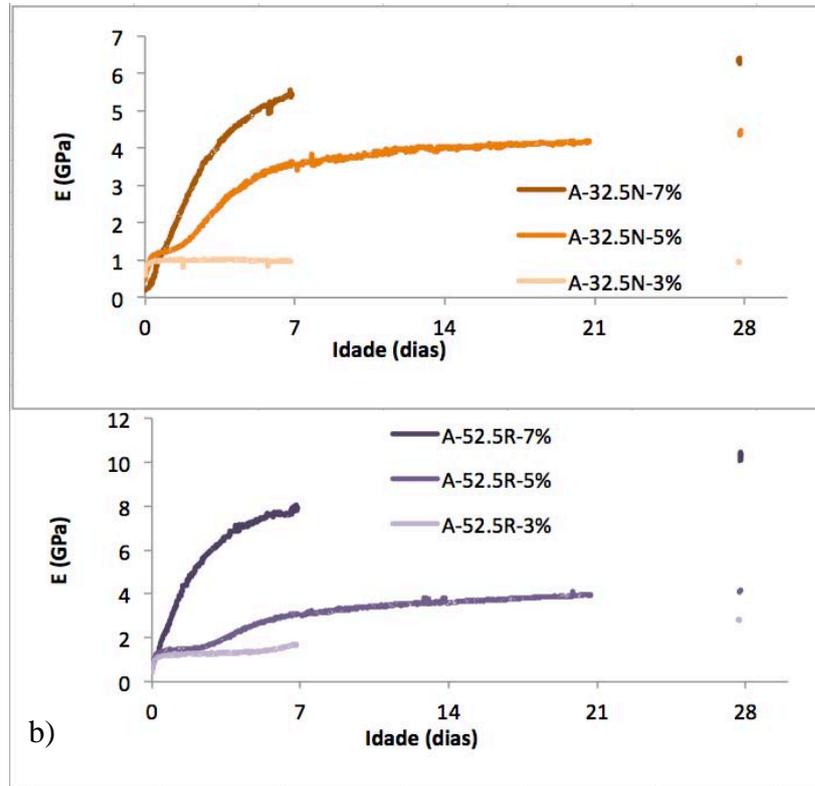


Figura 65 - Evolução do módulo E no silte estabilizado com: a) CEM II 32,5; b) CEM I 52,5

Observaram-se cinéticas de evolução distintas dos casos anteriores e distintas de todos os resultados até hoje obtidos com a metodologia EMM-ARM aplicada a solos estabilizados (Silva, 2010; Azenha *et al.*, 2011; Silva *et al.*, 2012a; Silva *et al.*, 2012b; Silva *et al.*, 2013). Verifica-se que na evolução da rigidez, com menores percentagem de cimento, o aumento do módulo só é notório nas primeiras idades, sendo este seguido de um período de estabilização e só depois é reiniciado o aumento de rigidez. Este fenómeno potencialmente poderá ser explicado pelos mecanismos de estabilização solo-cimento já abordados neste trabalho (secção 2.2.1), em que baixos teores de cimento formam núcleos independentes na massa de solo. Ao contrario de elevados teores de cimento, em que este forma núcleos interligados distribuídos pela massa de solo. No gráfico observa-se a estagnação da evolução da rigidez nas primeiras idades com teores de 3% e 5% de cimento, este fenómeno pode ser então potencialmente explicado pela hidratação progressiva das partículas de cimento para espaços vazios, sem criar um esqueleto sólido com partículas do solo (ou cimento) adjacentes. Logo que esta ligação é garantida, ocorre novamente um ganho de rigidez significativo no solo estabilizado. A possível explicação da ocorrência deste

fenómeno se ter dado na areia A e não na areia AM pode ser possivelmente explicada pela análise granulométrica, em que a areia A é mais grossa que a AM, e então forma núcleos vazios maiores que a areia AM, tornando assim mais difícil o preenchimento destes espaços pelo cimento. Apesar de esta ser uma explicação plausível para o ocorrido, considera-se prudente a repetição dos ensaios com estas misturas em trabalhos futuros para verificar que este tipo de resultados se repete, ajudando a excluir a possibilidade de problemas experimentais, e permitindo a realização de ensaios complementares para melhor compreensão do fenómeno.

Verifica-se também que a estabilização desta areia A comparativamente com a areia AM, esta obtém resultados significativamente maiores, sendo este facto também possivelmente justificado pela maior densidade da areia A.

A Figura 66 representa a evolução do módulo E do silte estabilizado com cal viva e com CEM II 32,5.

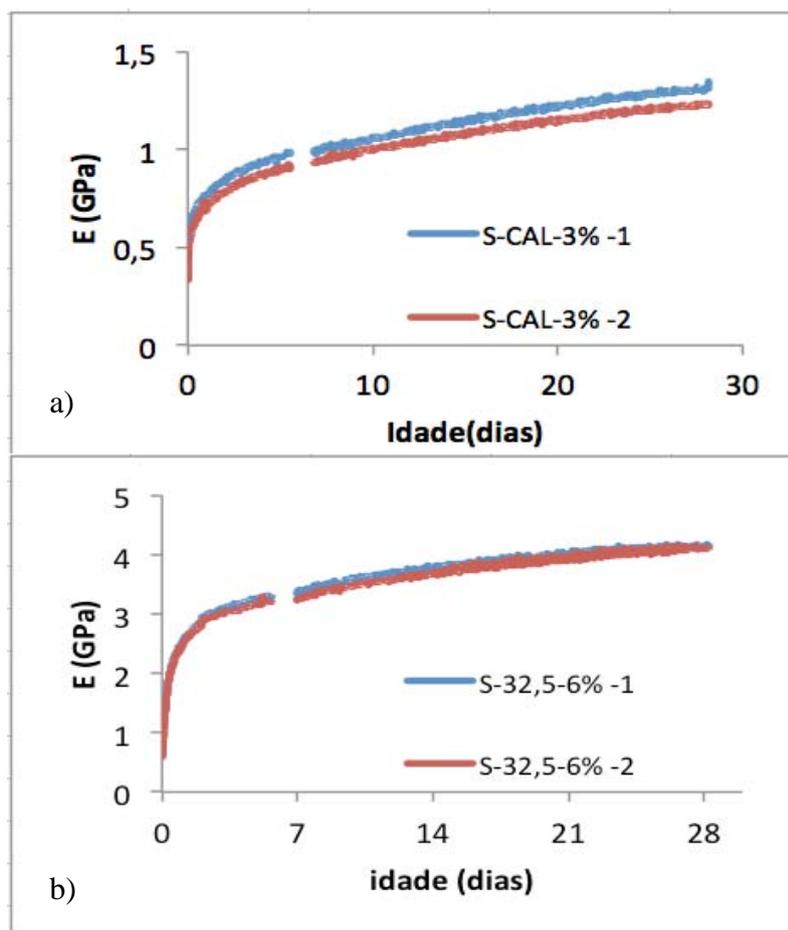


Figura 66 - Evolução do módulo E no silte estabilizado com: a) cal; b) CEM II 32,5

No caso deste solo estabilizado com cal pode-se verificar que a metodologia EMM-ARM manteve um bom nível de desempenho, apesar da variação de rigidez ao longo do ensaio ter sido bastante mais reduzida do que a normalmente observada em solos estabilizados com cimento. Neste caso foi de apenas da ordem 1GPa (3% cal). Verifica-se também, como já espectável, que a adição de cimento traduz resultados significativamente mais elevados, que com a adição de cal. É ainda possível verificar que o fator compactação é um bom indicativo para o aumento de resistência de solos estabilizados, em ambos os gráficos é possível verificar que uma densidade mais elevada leva a um maior ganho de resistência. No caso do solo estabilizado com cal observa-se que para um acréscimo da densidade de 2% a rigidez aumenta cerca de 10% ao final de 28 dias de idade.

#### 4.4.2 Compressão uniaxial cíclica

Os ensaios de compressão uniaxial cíclica permitiram a obtenção de extensões vs tensões aos 7 dias e 28 dias de idade, onde se obtiveram os valores do módulo de deformabilidade (E), representados no Quadro 17. Estes valores são representativos da média de resultados obtidos com dois provetes, cuja variação de resultados não ultrapassou os 5%. No caso do provete S-CAL-3%-1 não foram obtidos valores devido à danificação dos dois provetes a quando da desmoldagem.

Obtidos os resultados através da compressão uniaxial cíclica estes valores foram comparados com os obtidos pelo ensaio de EMM-ARM. No Quadro 17 pode-se verificar também o desvio de valores obtidos pelo EMM-ARM em relação à compressão cíclica. Estes valores representam um desvio médio de 4,5%.

Quadro 17 - Resultados obtidos pela técnica EMM-ARM vs compressão uniaxial cíclica

Provete	Módulo de deformabilidade E(GPa)					
	7dias			28dias		
	Compressão uniaxial cíclica	EMM- ARM	Desvio %	Compressão uniaxial cíclica	EMM- ARM	Desvio %
AM-32.5N-5%	2,662	2,884	<b>7,70</b>	3,287	3,166	<b>-3,82</b>
AM-52.5R-5%	3,275	3,471	<b>5,65</b>	3,906	4,043	<b>3,39</b>
SR-32.5N-5%	3,716	3,792	<b>2,00</b>	4,263	4,351	<b>2,02</b>
SR-52.5R-5%	4,044	4,146	<b>2,46</b>	4,504	4,601	<b>2,11</b>
S-CAL-3% -1	0,891	0,999	<b>10,81</b>	1,184	1,305	<b>9,27</b>
S-CAL-3% -2	-	0,928	-	1,260	1,260	<b>0,00</b>
S-32.5-6% -1	3,176	3,411	<b>6,89</b>	4,031	4,124	<b>2,26</b>

Com os resultados obtidos verifica-se que o desvio máximo ocorre no silte estabilizado com cal (S-CAL-3%-1), este acontecimento pode ser explicado pelo facto de os valores absolutos da rigidez serem bastante mais baixos que os dos solos estabilizados com cimento, fazendo assim com que desvios absolutos da mesma ordem de grandeza produzam desvios percentuais muito mais significativos.

Verifica-se também que os desvios são mais relevantes aos 7 dias do que aos 28 dias de idade, podendo este facto ser justificado pela variação da evolução da cinética ser mais considerável nas idades jovens. Retirando o desvio mais elevado pode-se constatar que o desvio médio aos 7 dias foi de 4,94% e aos 28 dias de 2,26%, dado os factos já relatados pode-se dizer que o método EMM-ARM e o de compressão uniaxial cíclica são bastante coerentes entre si.

#### 4.4.3 Bender elements

Os resultados do módulo de distorção (G) foram obtidos com recurso a *Bender elements*, foram calculados através da equação (10) com os parâmetros descritos no Quadro 18.

Quadro 18 - Parâmetros usados para cada ensaio

Ensaio	Idade (dias)	tt ( $\mu\text{s}$ )	L <sub>tt</sub> (mm)	V <sub>s</sub> (m/s)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )
AM-32,5-5%	1	-	-	-	-
	2	294	88	299	1782
	5	228	88	386	1770
	7	188	88	468	1767
	28	180	88	489	1746
AM-52,5-5%	1	340	72	211	1798
	2	271	72	265	1794
	5	162	72	444	1792
	7	141	72	510	1789
	28	131	72	549	1785
SR-32,5-5%	1	-	-	-	-
	2	188	88	468	1872
	5	174	88	506	1861
	7	157	88	561	1860
	28	148	88	595	1853
SR-52,5-5%	1	172	72	423	1876
	2	132	72	551	1872
	5	-	-	-	-
	7	99	72	734	1866
	28	98	72	742	1864
A-32,5-5%	1	-	-	-	-
	2	-	-	-	-
	5	-	-	-	-
	7	410	88	215	1972
	28	223	88	395	1960
A-52,5-5%	1	-	-	-	-
	2	-	-	-	-
	5	-	-	-	-
	7	380	88	232	1971
	28	230	88	383	1950

Os resultados obtidos encontram-se no Quadro 20, de salientar que nas idades mais jovens de alguns provetes não se conseguiram obter valores, este facto pode deve-se à fraca qualidade de recepção das ondas em solos estabilizados frescos. No entanto em todos os provetes se obtiveram valores aos 7 e 28 dias.

Quadro 19 - Resultados obtidos com *bender elements*

Ensaio	Idade(dias)				
	1	2	5	7	28
AM-32,5-5%		160	264	387	417
AM-52,5-5%	80	126	353	465	537
SR-32,5-5%		410	476	584	655
SR-52,5-5%		567		1007	1026
A-32,5-5%				91	305
A-52,5-5%				106	285

Os dados obtidos foram ainda comparados com os resultados da técnica EMM-ARM, com normalização em relação ao seu valor aos 28 dias, de modo a permitir comparação da cinética relativa de evolução de rigidez. Com os valores normalizados obtiveram os gráficos representados nas figuras seguintes (Figura 67 à Figura 69).

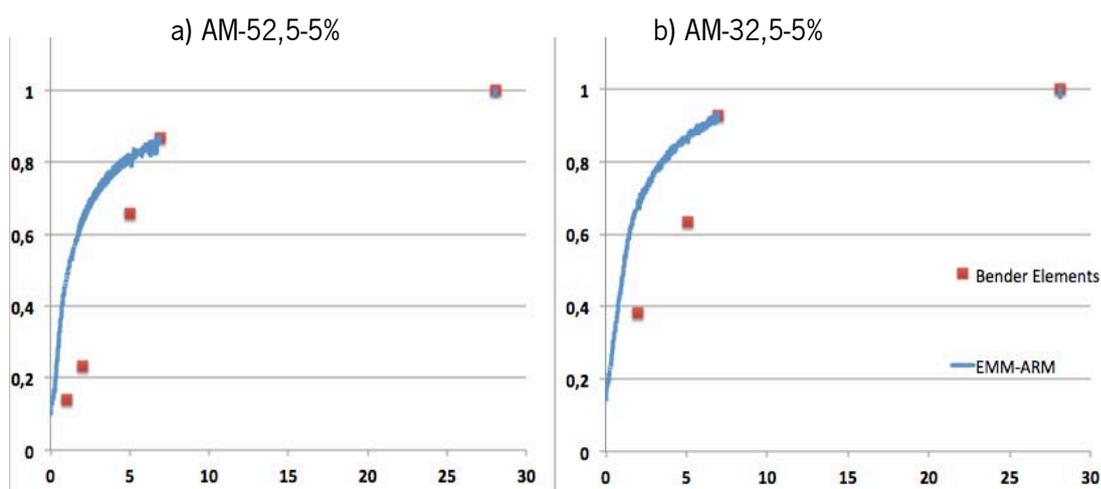


Figura 67 - Resultados de EMM-ARM e BE normalizados: a) AM-52,5-5% ; b) AM-32,5-5%

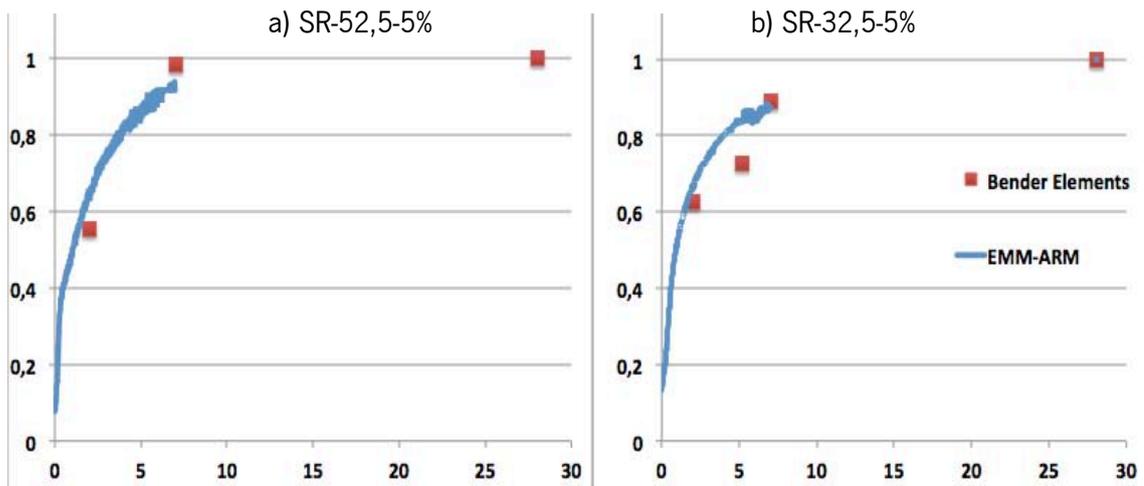


Figura 68 - Resultados de EMM-ARM e BE normalizados: a) SR-52,5-5% ; b) SR-32,5-5%

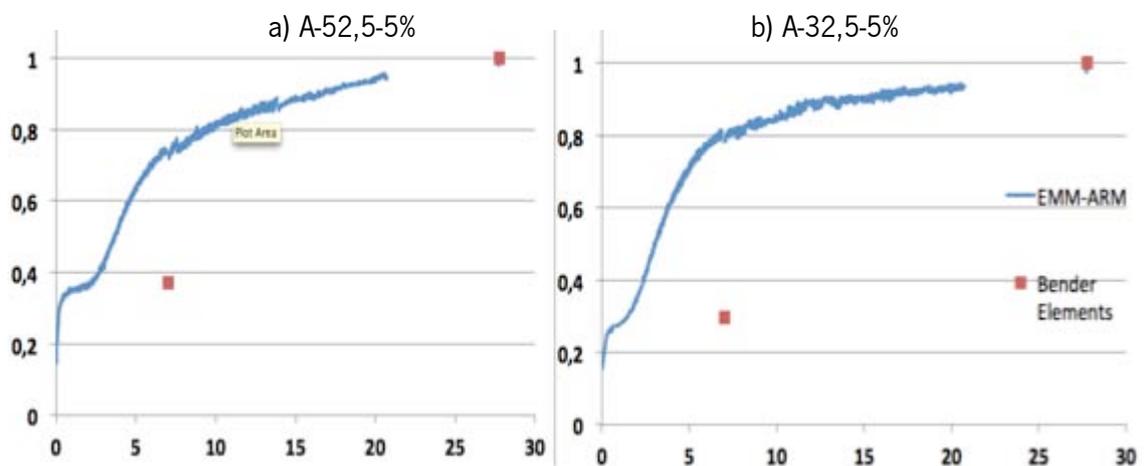


Figura 69 - Resultados de EMM-ARM e BE normalizados: a) A-52,5-5% ; b) A-32,5-5%

Com estes valores pode-se concluir que nas primeiras idades os valores encontra-se na maioria dos casos um pouco desfasados, este facto pode ser explicado pela relação que existe entre o módulo G e E (equação 13), dado que o coeficiente de Poisson dos solos varia durante o período de cura. No entanto os valores de EMM-ARM e G têm tendência a aproximar-se, sendo que os valores normalizados aos 7 dias são bastante coerentes à exceção da areia (A) em que os valores estão bastante desfasados.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{13}$$

em que:  $\nu$  - coeficiente de Poisson

#### 4.4.4 Compressão uniaxial

No Quadro 20 estão apresentados os resultados de compressão uniaxial cujos provetes foram submetidos aos 7 dias e 28 dias de idade. Os resultados apresentados representam a média de dois provetes testados para cada idade de ensaio. Alguns dos resultados não são apresentados devido à danificação dos provetes a durante os ensaios ou durante a desmoldagem dos mesmos.

Quadro 20 - Resultados obtidos na compressão uniaxial

Provete	Tensão de rotura (MPa)	
	7dias	28dias
AM-32.5-3%	0,009	0,189
AM-32.5-5%	0,329	0,451
AM-32.5-7%	0,721	0,951
AM-52.5-3%	0,243	0,269
AM-52.5-5%	0,688	1,008
AM-52.5-7%	0,857	1,486
SG-32.5-3%	0,714	0,803
SG-32.5-5%	1,196	
SG-32.5-7%	2,864	3,834
SG-52.5-3%	2,654	5,174
SG-52.5-5%	3,476	5,408
SG-52.5-7%	3,572	5,416
A-32.5-3%	0,004	
A-32.5-5%	0,190	0,318
A-32.5-7%	0,875	0,125
A-52.5-3%	0,194	
A-52.5-5%	0,230	0,389
A-52.5-7%	1,293	2,300
S-CAL-3%-1	0,465	0,963
S-32,5-6% -1	1,829	2,887

Nos gráficos seguintes (Figura 70 à Figura 72) são apresentados os resultados comparativos entre os dois tipos de cimentos usados. Nos gráficos foram traçadas linhas de modo a expressar a tendência de aumento de  $q_u$  com a adição de maiores percentagens de cimento.

Na Figura 70 está representado por gráfico os valores obtidos para a areia monogranular fina (AM), tendo em conta o tipo e percentagem de cimento utilizado.

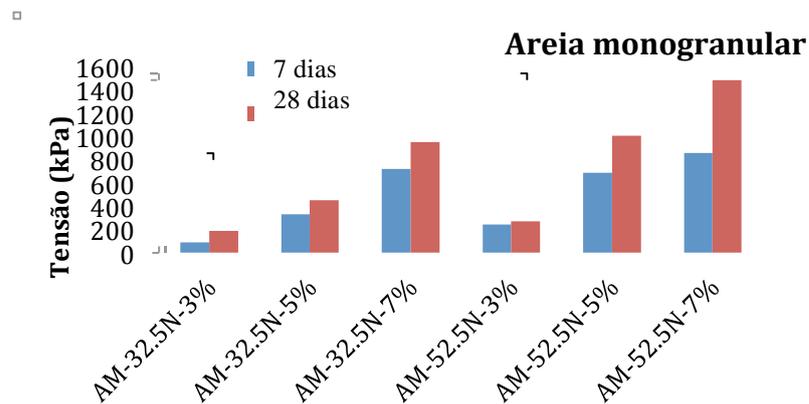


Figura 70 - Tensão de rotura dos provetes da Areia monogranular fina (AM)

Como já espectável verifica-se que a utilização de CEM I 52,5 traduz uma maior tensão resistente quando comparada com o CEM II 32,5. Neste caso observa-se também que o incremento de maiores percentagens de CEM II 32,5 conduzem a aumento de tensão resistente diferente do CEM I 52,5. Sendo que o primeiro segue uma tendência exponencial e o segundo mostra uma tendência de estagnação. Este fenómeno pode ser explicável pela aproximação dos níveis de saturação de cimento, levando a uma estagnação dos valores de resistência.

Na Figura 68 está representado por gráfico os valores obtidos para o solo residual granítico, tendo em conta o tipo e percentagem de cimento utilizado

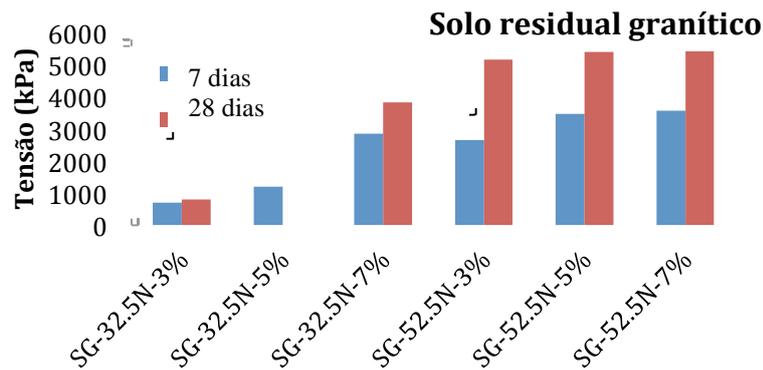


Figura 71 - Tensão de rotura dos provetes do solo residual granítico (SR)

Neste caso verifica-se também que a adição de CEM I 52,5 é mais vantajosa, no entanto neste caso a variação da percentagem deste tipo de cimento não traduz grandes variações de resistência quando comparadas com outros solos estabilizados com o mesmo cimento. Observa-se, de igual modo que o solo estabilizado anterior, a mesma linha de tendência de evolução de resistência em que o CEM II 32,5 segue uma tendência exponencial e o solo estabilizado com CEM I 53,5 mostra uma tendência de estagnação de resistência. Verifica-se também que adição de diferentes percentagens de cimento não traduzem variações consideráveis de resistência.

Na Figura 72 está representado por gráfico os valores obtidos para a areia monogranular (A), tendo em conta o tipo e percentagem de cimento utilizado.

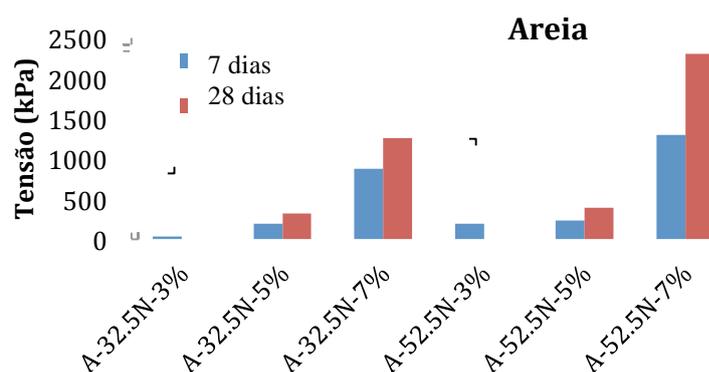


Figura 72 - Tensão de rotura dos provetes da areia monogranular média (A)

No caso da areia estabilizada não se verifica o mesmo que nos solos anteriores, em ambos os cimentos a tensão de rotura cresce de forma exponencial. É verificado ainda que a adição de 7% de cimento traduz valores de  $q_u$  consideravelmente mais altos que percentagens menores. Neste caso observa-se que a utilização de cimentos em percentagens de 3 e 5%, acrescentam pouca

resistencia ao solo, no entanto a adição de percentagens de cimento de 7% conduzem a níveis de resistencia bastante mais elevados que as outras percentagens. Este facto já tinha sido verificado neste solo, na análise do módulo de deformabilidade E, em que baixos teores de cimento, nesta areia, mostram resultados bastante desfasados de percentagens mais altas.

Na Figura 73 está representado por gráfico os valores obtidos para o silte (S), tendo em conta o tipo de ligante usado.

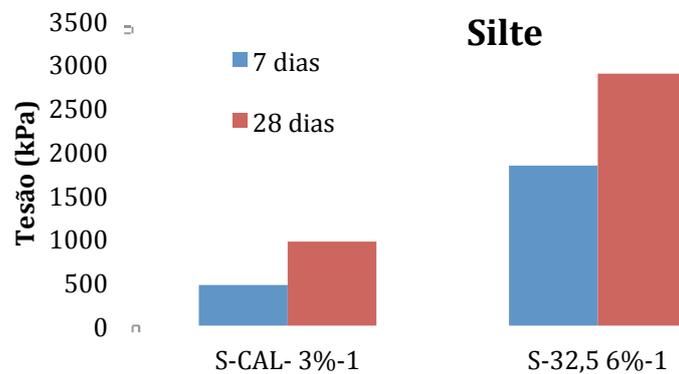


Figura 73 - Tensão de rotura dos provetes de silte

No caso do silte estabilizado com cal observa-se que aos 28 dias a resistência é aproximadamente o dobro que aos 7 dias. Verifica-se também, que a adição de cimento traduz resultados significativamente mais elevados aos 28 dias.

-

## 5 Conclusões

### 5.1 Conclusões gerais

A estabilização de solos é frequentemente executada na construção de infraestruturas rodoviárias e ferroviárias. Um adequado dimensionamento em fase de projeto, acompanhado de adequado controlo de qualidade aquando da execução, permite minimizar os custos de construção e operação. A disponibilidade de técnicas experimentais robustas que permitam o apoio à definição de misturas e controlo de qualidade da estabilização após execução é portanto de importância central. Nesta dissertação pretendeu-se contribuir para essa finalidade, tendo sido aplicadas várias metodologias para determinação e caracterização da evolução da rigidez e resistência em solos estabilizados, compreendendo as seguintes metodologias experimentais: EMM-ARM, *bender elements*, compressão cíclica e ensaios de rotura à compressão. Assinale-se a utilização da técnica EMM-ARM cuja aplicação a solos estabilizados foi pioneiramente aplicada na Universidade do Minho e se encontra em fase de melhoramentos/validação.

Neste trabalho foi possível concluir que a aplicação do método EMM-ARM é uma boa opção para caracterização do módulo de deformabilidade de solos estabilizados. Com esta técnica é possível ter medições contínuas e quantitativas do módulo de deformabilidade dos solos estabilizados, analisando-se com facilidade os efeitos decorrentes de variações nas composições das misturas.

No decorrer dos trabalhos foram feitas tentativas de adaptação de moldes para utilização da metodologia EMM-ARM, no entanto, no caso do molde em consola foi verificado que este não traduz resultados muito fiáveis. A ocorrência deste facto deve-se em grande parte as fracas condições de encastramento do molde e também devido à vulnerabilidade sujeita por parte do molde em situação de vibração ambiental, dado que este mostrou várias contaminações do seu espectro de frequências.

Neste trabalho foram também adaptado moldes já utilizados por outros autores, para

determinação de módulos de deformabilidade em solos estabilizados. Este molde teve como principal objectivo a diminuição da ocupação de espaço em laboratório. Na adaptação e validação deste molde detetou-se posteriormente que não se assegurou o grau de compactação necessário, no entanto mostrou-se através de relações empíricas a validação do molde quando comparado com outro de maiores dimensões usados pelos demais autores.

Este molde foi também utilizado para medição de misturas solo cal, onde se verificaram módulos de deformação bastante inferiores ao solo estabilizado com cimento. No entanto a utilização deste tipo de molde mostrou-se bastante fiável, obtendo valores de boa resolução para uma gama de pequena variação de módulo E.

Através do programa experimental alargado foi possível comparar a robustez da metodologia EMM-ARM para as várias composições distintas, dado que esta metodologia mostrou uma boa relação quando comparada com as restantes metodologias, particularmente a compressão uniaxial cíclica. Porém a metodologia EMM-ARM tem maiores vantagens quando comparada com as restantes, dado que permite uma determinação de valores absolutos de módulo E. Por outro lado pode ainda dizer-se que o método EMM-ARM é do ponto de vista prático mais funcional, da que o método de compressão uniaxial cíclica é de mais difícil interpretação de resultados devido à não linearidade dos valores de tensão vs extensão durante as fases de carga e descarga.

Relativamente aos resultados obtidos através do programa experimental concluiu-se que:

As metodologias utilizadas durante a campanha experimental, mostraram uma boa coerência de resultados, nomeadamente a técnica EMM-ARM e compressão cíclica. Estes valores mostraram desvios de resultados bastante reduzidos, nomeadamente aos 28 dias de idade. Aos 7 dias os desvios observados foram um pouco maiores, dado que as variações da cinética das várias amostras são mais consideráveis nesta fase.

Como já espectável foi possível também determinar que solos mais densos e com maior variação de granulometria traduzem melhores resultados que solos monogranulares e menos densos. Foi possível também verificar que a utilização de diferentes tipos de ligantes traduzem resultados bastante diferentes, no entanto nem sempre esta diferença de resultados, é da mesma ordem de grandeza para todos os tipos de solo.

Os resultados obtidos na estabilização com cal com a técnica EMM-ARM mostraram-se bastante aceitáveis, na medida em que se obtiveram boas resoluções de espectros de frequências, no entanto, não se obteve a mesma resolução dos ensaios com cimento Portland, dado que menores variações do módulo de deformabilidade traduzem também menores diferenças de frequência ambiental, durante o período de cura.

A utilização de *bender elements* aplicada para análise do módulo de distorção mostrou-se um pouco vaga, na medida em que algumas misturas não se conseguiram obter valores em idades jovens. Outro dos aspetos negativos da utilização de *bender* em solos tratados prendem-se com discrepância de valores, em alguns casos, quando comparada com as outras metodologias.

## 5.2 Desenvolvimentos futuros

Nas obras geotécnicas de estabilização de solos é normalmente necessário efetuar estudos de otimização das misturas a utilizar em face do solo disponível no local, nomeadamente no que diz respeito ao tipo e quantidade de ligantes e ao teor de água. Atualmente não existem modelos de previsão suficientemente robustos que permitam efetuar estudos analíticos suficientemente fiáveis na previsão das características mecânicas das misturas, o que evitaria a necessidade de estudo de misturas por tentativa e erro.

Assim, seria interessante criar um modelo que pudesse prever os comportamentos mecânicos após a estabilização do solo. Para tal será necessário fundamentar o modelo com estudos alargados incluindo os seguintes aspetos:

- Estudo de solos de solos idênticos mas com granulometrias diferentes, na medida em que se pudesse obter a influência dos finos/grossos;
- Estudos que relacionem a granulometria do solo com teor ótimo de água;
- Relação tipo de solo/ ligante;
- Influência da temperatura na cura das misturas;
- Criação de uma base de dados de resultados já existentes, com vários parâmetros de análise: tipo de solo; ligante; teores de ligante e água, curva granulométrica, tempo de cura, entre outros;
- Criação de uma metodologia para estimar a rigidez a diferentes idades através de

ensaios de curta duração.

No âmbito do programa experimental adotado seria interessante a extensão das capacidades através de:

- Adaptação/ melhoramento de novos moldes no método EMM-ARM;
- Adaptação de um novo molde para leitura de baixas rigidezes com melhor desempenho em termos de resolução;
- Melhoramento do sistema de tratamento de dados EMM-ARM com melhor interface e melhores apresentações de resultados, aumentando a sua robustez perante utilizadores inexperientes.
- Melhoramento/adaptação para leitura de resultados em idades jovens com recurso a *bender elements*.

No contexto de melhoramento dos resultados obtidos neste trabalho seria necessário repetir alguns ensaios para confirmação dos valores:

- Repetição de ensaios EMM-ARM para verificar o comportamento da curva de evolução do módulo E, nos resultados em que as curvas não se mostram características de solos estabilizados.
- Adaptação e repetição de ensaios da técnica *bender elements* com geradores de sinal mais potentes (ou amplificados) de forma a obter resultados de mais fácil interpretação;
- Estudo do efeito da anisotropia do solo estabilizado como consequência do processo de compactação (quer pelo método EMM-ARM, quer pelas outras metodologias já usadas).
- Comparações de resultados com outras metodologias de ensaio, nomeadamente sondas de ultrassons de contacto, e ensaios cíclicos .

## 6 Bibliografia

ACI 230.1R-90 (1990). *State-of-the-Art report on soil Cement*, ACI Material Journal, 87 (4), pgs. 402-403.

Alves, J. N. (2010). *Avaliação de dimensionamento da subestrutura ferroviária de linhas de alta velocidade Lisboa*, Instituto Superior Técnico.

ASTM Internatinal (1970). *Special Procedures for Testing Soil and Rock for Engineerind Purposes*. Easton.

Attoh-Okine, N. O. (1995). Lime treatment of laterite soils and gravels - revisited, *Construction and Building Materials*. 9(5): 283-287.

Azenha, M. (2009). *Numerical simulation of the structural behaviou of concrete since its early ages*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.

Azenha, M., Faria, R. et al. (2010). "Measurement of concret E-modulus evolution since casting: A novel method based on ambient vibration." *Cement and Concret research* 1096-1105.

Azenha, M., Ferreira, C., Silva, J., Gomes Correia, A., Aguilar, R., Ramos L., (2011) "Continuous stiffness monitoring of cemented sand through resonant frequency" *American Society of Civil Engineers - Geotechnical Special (EI Indexed). Emerging Technologies for Material, Design, Rehabilitation, and Inspection of Roadway Pavements (GSP 218) 408, 22* DOI:10.1061/47629(408)22

Azenha, M., Faria, R., Magalhães, F., Ramos, L. e Cunha, Á. (2011a). *Measurement of the E-modulus of cement pastes and mortars since casting, using a vibration based technique. Materials and Structures*, 1-12.

Azenha, M., Ferreira, C., Silva, J., Correia, A. G., Aguilar, R. e Ramos, L. F. (2011b). Continuous stiffness monitoring of cemented sand through resonant frequency. *American Society of Civil Engineers - Geotechnical Special Publication (ASCE-GSP) Series (EI Indexed)*. Emerging Technologies for Material, Design, Rehabilitation, and Inspection of Roadway Pavements.

Bagad, V. S. (2008). Mechatronics, Tecnical Publications Pure.

Consoli, N., Fonseca, A., Cruz, R., Heineck, K.(2009). *Fundamental parameters for the stiffness and strength control of artificially cemented sand*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, pgs. 1347-1353.

Consoli, N., Foppa, D., Festugato, L., Heineck, K.(2007). *Key paramaters for strength control of artificially cemented soils*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental, ASCE, pgs. 197-205.

Consoli, N., et al (2009). Key parameters dictating strength of lime/cement-treated soils. Paper (111-118)

Cristelo, N. (2001). *Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal*. Dissertação de Mestrado. Universidade do Minho.

Cruz, M., (2004). *Novas tecnologias da aplicação de solo-cimento*, Dissertação de Mestrado Departamento de Engenharia Civil Estruturas, Geotecnia e Fundações. Universidade do Minho, Guimarães.

De Bel, R., Jean-Claude, et al. (2010). Comportamento Geomecânico de Solos Estabilizados com Cal. Principais Contribuições do Projecto COGESTAC. C. N. d. Geotecnia. Guimarães: pp. 1857-1866.

Ewins, D. J. (2000). *Modal Testing: Theory, Praticce and Application (2nd Ed.)*.

Ferreira, C. M. F. (2003). implementação e aplicação de transdutores piezoeléctricos na determinação de velocidades de ondas sísmicas em provetes. Avaliação da qualidade de amostragem em solos residuais. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Foppa, D. (2005). *Análise de variáveis chave no controle da resistência mecânica de solos*

*artificialmente cimentados*, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

GDS- GDS Instruments (2012). Bender elements datasheet. Disponível em <http://www.gdsinstruments.com/products/gdsbes.htm> (acesso a 13 de Setembro de 2013).

Granja, J. (2011) *Avaliação experimental do módulo de elasticidade de materiais cimentícios desde as primeiras idades*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil Universidade do Minho, Guimarães.

Greaves, H. M. (1996). An introduction to lime stabilisation. *Proceedings of the seminar "Lime Stabilisation", 25 September, East Midlands Geotechnical Group of the Institution of Civil Engineers*. New York: Thomas Telford.

Gomes Correia, A. (1996). Elementos teóricos de apoio à disciplina de mecânica dos solos e fundações. Instituto Superior Técnico.

Gomes Correia, A., S. R. Ferreira, et al. (2006). Triaxiais de precisão para determinação das características de deformabilidade. Lisboa, Congresso Nacional de Geotecnia.

Gomes Correia, A. (2004). Características de deformabilidade dos solos que interessam à funcionalidade das estruturas. *Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia*. Pag:103-122

He, J. and Z.-F. Fu (2001). *Modal Analysis*, Butterworth-Heinemann.

IPQ – Instituto Português da Qualidade (2006). NP EN 196 - 1. Métodos de ensaio de cimentos parte 1: determinação das resistências mecânicas.

John, N. D. and M. J. Debra (1997). *Expansive Soils: Problems and Practice in foundation and Pavment Engineering*.

Ling, N. P. (2005). *Determination of Optimum Concentration of Lime Solution for Soil Stabilization*. Faculty of Civil Engineering Malaysia Universiti Teknologi Malaysia Master: 91.

McCarthy, J. E. (1994). Soil Stabilization for Pavements, Air Force AFJMAN.

Mendonça, A. A., D. C. Lima, et al. (2000). resultados de ensaios triaxiais de misturas solo-cal. Porto, VII Congresso Nacional de Geotecnia. Vol I: 523-530.

Neves, J. (1993). Estabilização de solos com cal - Estudo e aplicações rodoviárias. Lisboa, Universidade Nova de Lisboa.

National Lime Association. (2001). Using Lime for Soil Stabilization and Modification. Virginia.

National Lime Association.(2004). "Lime-Treated Soil Construction Manual."

Osula, D. O. A. (1995). A comparative evaluation of cement and lime modification of laterite. E. Geology. Zaria.

Rabassa, C. M., L. C. Santos, et al. (2006). Estabilização física-química de um solo arenoso fino com cal e cimento. Rio Grande, XXI Congresso de Iniciação Científica e Tecnológica em Engenharia.

Santos, J. (2008). *Estudos de formulação de solo-cimento e solo-cal e respectivas aplicações*, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto.

Silva, J. (2010). Contribuição para o estudo do tratamento de solos - Avaliação da deformabilidade. Guimarães, Universidade do Minho. Dissertação de Mestrado.

Silva, J., Azenha, M., Gomes Correia, A., (2012a) "An innovative approach for continuous measurement of cemented sand stiffness immediately after layer compaction", 2nd International Conference on Transportation Geotechnics. Hokkaido, Japan 2012. p. 629-34, DOI: 10.1201/b12754-95

Silva, J., Azenha, M., Gomes Correia, A., Ferreira, C., Aguiar, R., Ramos, L. F., (2012b) "Monitorização contínua da rigidez de areia estabilizada com cimento através da frequência de

ressonância", Trabalho apresentado em XIII congresso nacional de geotecnia, In Pensar e construir com a natureza uma visão para a engenharia, Lisboa.

Silva, J., Azenha, M., Gomes Correia, A., Ferreira, C. (2013). Géotechnique 63, No. 16, 1419-1432 [<http://dx.doi.org/10.1680/geot.13.P.021>]

Sturup, V. R., Vecchio, F. J. e Caratin, H. (1993). Pulse Velocity as a Measure of Concrete Compressive Strength. In: V. M. E. Bungey (ed.) The British Institute of Non- Destructive Testing, International Conference. Univ. of Liverpool.

Tinoco, J., Gomes Correia, A., Cortez, P. (2012). *Previsão do comportamento mecânico de formulações laboratoriais de solo-cimento para colunas de jet grouting com recurso a máquina de vetores de suporte*. Artigo de revista. Departamento de Engenharia Civil Universidade do Minho, Guimarães.

Trausch-Giudici, J. L. (2005). Stress-strain Characterisation of Seebodenlehm.

Welch, P. (1967). The use of fast Fourier transform for the estimation of power spectra: A method based on time averaging over short modified periodograms. *IEEE Transaction on Audio and Electro-Acoustics* 15 (2) .

Varela, N., Vieira, F.S. (2005) – Cimento: uma matéria-prima essencial no fabrico de argamassas. 1º congresso nacional de argamassas de construção. Disponível em: <http://www.apfac.pt/congresso2005/comunicacoes/Paper%2037.pdf> (acesso a 21 de Outubro de 2013).

Vitali, O. (2008). *Efeito da composição de misturas de solo-cimento nos parâmetros de rigidez e de resistência*, Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.

-