

ÍNDICE VOLUMÉTRICO “VAZIOS-CIMENTO” PARA AVALIAÇÃO DE RESISTÊNCIA E RIGIDEZ EM AREIA GROSSA UNIFORME - GENERALIZAÇÃO A OUTROS SOLOS

ANA CATARINA MARTINS RODRIGUES PEREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Viana da Fonseca

JUNHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ mipec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus Pais e ao meu Amor

A nossa vida é aquilo que os pensamentos fazem dela

Marco Aurélio

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais que permitiram que crescesse em corpo e alma proporcionando-me boas oportunidades de estudo.

Ao meu namorado que tanto me apoiou nesta jornada deste mestrado integrado motivando-me para não desistir desta investigação.

À minha irmã que estudou comigo quando me senti mais sozinha durante este estudo.

Ao professor António Viana da Fonseca, pela disponibilidade, dedicação e apoio neste trabalho.

À Eng. Sara Rios Silva que me auxiliou na pesquisa das norma vigentes e com quem tive algumas discussões técnica que me ajudaram em algumas conclusões deste estudo.

Ao Sr. Pinto pela sua disponibilidade, apoio, colaboração e empenho para que os resultados dos ensaios fossem os melhores possíveis.

À Marta Cosentino que me ajudou a fabricar os primeiros provetes integrando-me no ambiente do laboratório de Geotecnia da FEUP.

Ao Miguel Amaral que se disponibilizou para efectuar leituras das ondas sísmicas no meus provetes.

À empresa Gabriel Couto que disponibilizou o seu laboratório para esta investigação.

À Claudia Ferreira que se partilhou comigo a sua experiência já adquirida no âmbito de aterros com solo-cimento.

Ao António Pacheco que se disponibilizou para transportar o solo desde Seia para Vila Nova de Famalicão.

À Elisabete Tuna que me auxiliou no fabrico e ensaio de provetes no laboratório da Gabriel Couto.

Ao Paulo que me auxiliou nos ensaios no laboratório da Gabriel Couto.

À Silvia que me ajudou na escrita do resumo em inglês.

RESUMO

Actualmente, as políticas ambientais e económicas forçam as empresas e a comunidade científica a procurarem novas soluções que sejam mais “amigas” do ambiente e viáveis economicamente. As obras que envolvem movimentos de terra partilham exactamente desta problemática na medida em que as plataformas de aterro têm vindo a necessitar de melhores características mecânicas devido às vias que se têm vindo a construir, como são as auto estradas e as linhas de caminho de ferro de alta velocidade. Esta necessidade de melhoria das características mecânicas obrigam muitas vezes a utilizar manchas de empréstimo que ambientalmente são muito desfavoráveis e cuja recolha de material se torna demasiado dispendiosa.

Ao longo dos últimos 50 anos, um pouco por todo o mundo tem-se vulgarizado a utilização de solos cimentados artificialmente no sentido de preservar o ambiente e reduzir os custos da obra. Neste sentido, têm-se desenvolvido estudos de comportamento de vários tipos de materiais passíveis de serem utilizados em aterros, desde materiais britados, diversos tipos materiais resultantes de demolições e um número crescente de tipos de solos naturais.

Este trabalho teve como objectivo avaliar as características de resistência e rigidez de um solo (solo de Seia) cuja granulometria se encaixava entre dois materiais já estudados na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, no Brasil, a Areia de Osório e um Betão (Concreto) Compactado com Rolo.

Para a avaliação das características mecânicas do solo realizou-se um conjunto de ensaios à compressão e à tracção. Alguns dos ensaios à compressão foram acompanhados de medições de deformação com recurso a transdutores de banda metálica extensiométrica (LDT) com vista à determinação precisa do módulo de Young.

De forma a corroborar os resultados do módulo de Young, determinados aquando dos ensaios de compressão, fez-se também um estudo com recurso à medição do tempo de propagação das ondas sísmicas de compressão para determinação do módulo de deformabilidade dinâmico.

Neste estudo concluiu-se que para materiais com granulometrias quase uniformes à medida que se aumenta o diâmetro máximo das partículas obtém-se maior resistência de pico, no entanto quando os solos são bem graduados, como o caso do solo do campo experimental da FEUP (intensamente estudado no Laboratório de Geotecnia da FEUP), e apesar do diâmetro máximo ser menor que o do solo deste estudo, consegue-se ter melhores resistências de pico. Os solos bem graduados têm um melhor comportamento de resistência na medida em que, após a mobilização da resistência de pico ainda conseguem manter uma significativa carga residual.

A resistência à compressão foi relacionada com a resistência à tracção obtida a partir dos ensaios de compressão diametral, já que é da maior importância estudar os materiais que servirão de bases de plataformas e pavimentos quanto à sua resistência à tracção, uma vez que será esta a solicitação predominante e que determinará o seu bom ou mau comportamento em infra estruturas de transporte.

Este estudo confirmou uma vez mais que índice volumétrico V_v/V_c é o parâmetro que melhor se relaciona com a resistência e a rigidez destas misturas, pelo que se vem revelando ser um bom parâmetro para projecto e controlo de qualidade das misturas de solo-cimento.

PALAVRAS-CHAVE: Solo-cimento, solo grosso, índice vazios-cimento, rigidez, resistência.

ABSTRACT

Nowadays, environmental and economical policies force companies and the scientific community to search for new and more “green” solutions that may also be economically liable.

The earthworks share exactly the same problematic in the way that the embankments’ need for better mechanical characteristics has been growing due to the more and more sensitive pavements that are being built, such as highways and high-speed railroads.

This need for an improvement in the mechanical characteristics often forces the use of borrow pits which are very harmful environmentally and whose material collection becomes too expensive.

Throughout these last 50 years the use of artificially cemented soils has been generalized in order to preserve the environment and reduce the cost of works.

Consequently, studies on the behavior of different types of materials that may be used in embankments, such as graveled materials, different kinds of materials that come from demolitions and an increasing number of natural soils types are being developed.

The aim of this piece of work consisted in assessing the characteristics of resistance and rigidity of a certain soil (Seia’s soil) whose particle size fitted between two materials, already studied in the *Universidade Federal do Rio Grande do Sul*, Brazil, *Osório’s* sand and a type of Roller Compacted Concrete (RCC).

A set of compression and traction tests was made to assess the soil’s mechanical characteristics.

Some compression tests were complemented with deformation measurements using transducers with a stress-strained metallic plate (LDT – Local Deformation Transducer) to precisely determine the Young’s modulus.

To support the Young’s modulus results which were determined at the time of the compression tests, a further study was made by measuring seismic wave propagation in order to calculate the dynamic deformation modulus.

This study allowed to conclude that in materials with almost uniform particle size, the higher the maximum diameter of particles was, the higher was the peak resistance. Nevertheless, when soils are well graded, as it was the case of the experimental field’s soil of FEUP (intensely studied at the FEUP’s Geotechnical Laboratory), despite the maximum diameter being smaller than the one of this study, better peak resistances were achieved.

Well graded soils present a better resistance behavior in the sense that they still manage to maintain a significant residual load after the peak resistance was mobilized.

The compression strength was related to the traction resistance obtained from diametric compression tests (Brazilian test), since it is of major importance to study the materials that will be used as platforms’ bases and pavements according to their traction resistance, as this last one will be strongly mobilized in the main request and will determine its positive or negative behavior in transportation infrastructures.

Once again, this study has confirmed that the volumetric ratio of voids/cement is the parameter that better relates to the resistance and rigidity of these mixtures. So, this one has proved to be a good parameter to be applied in the design and quality control of soil-cement mixtures.

KEYWORDS: Soil-cement; coarse soil, void/cement ratio, rigidity, resistance.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XV
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO HISTÓRICA	2
1.2. CONTEXTUALIZAÇÃO DO ENSAIOS NA INVESTIGAÇÃO DA FEUP.....	3
1.3. OBJECTIVO.....	3
2. ASPECTOS A LEVAR EM CONSIDERAÇÃO EM OBRA.....	5
2.1. FABRICO DE SOLO-CIMENTO EM CENTRAL.....	11
2.2. FABRICO DE SOLO-CIMENTO IN SITU	12
2.2.1. Preparação do solo.....	12
2.2.2. Distribuição do ligante hidráulico	13
2.2.3. Mistura	14
2.2.4. Compactação.....	15
2.2.5. Nivelamento e compactação final.....	15
2.2.6. Cura e protecção superficial.....	16
2.3. GARANTIA DE QUALIDADE	16
2.3.1. Plano de garantia de qualidade - Estrutura.....	16
2.3.2. Controlo de matérias-primas	17
2.3.3. Verificação do funcionamento das equipas de trabalho	17
2.3.4. Trecho teste	17
2.3.5. Controlo de execução.....	17
2.3.6. Recepção do trabalho concluído.....	18
2.3.7. Controlo da compactação (ensaios in situ)	18
3. COMPORTAMENTO DE SOLOS TRATADOS. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21

3.1.	ANALOGIA A ROCHAS COM GRÃO GROSSEIRO	21
3.2.	COMPORTAMENTO DOS SOLOS CIMENTADOS.....	22
3.3.	IMPORTÂNCIA DO CIMENTO NA MISTURA	24
3.4.	RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS.....	25
3.5.	TIPO DE ENSAIOS A REALIZAR.....	26
3.5.1.	Análise granulométrica.....	26
3.5.2.	Ensaio de compactação (proctor)	27
3.5.3.	Ensaio de compressão simples ou uniaxial	29
3.5.4.	Ensaio de compressão diametral (tracção)	29
3.5.5.	Ondas sísmicas.....	30
3.5.5.1.	Tempo de Propagação das ondas.....	31
3.5.5.2.	Método da primeira chegada da onda de resposta	31
3.6.	LDT (LOCAL DEFORMATION TRANSDUCER)	32
3.7.	IMPORTÂNCIA DA DETERMINAÇÃO DA RELAÇÃO VOLUME DE VAZIOS/ VOLUME DE CIMENTO (VV/VC).....	33
4.	PROGRAMA EXPERIMENTAL	35
4.1.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	35
4.2.	SELECÇÃO DO MATERIAL A ESTUDAR	35
4.3.	PROGRAMA DE ENSAIOS	35
4.4.	PROTOCOLO DE ENSAIO	36
4.4.1.	Ensaio de caracterização.....	36
4.4.2.	Moldagem e cura dos provetes	37
4.4.3.	Ensaio de compressão	39
4.4.4.	Ensaio de compressão diametral.....	42
4.5.	RESULTADOS.....	43
4.5.1.	Introdução	43
4.5.2.	Análise granulométrica.....	44
4.5.3.	Determinação do teor em água óptimo e respectivo peso volúmico seco.....	45
4.5.4.	Ensaio de compressão uniaxial	45
4.5.5.	Ensaio de compressão diametral	48
4.5.6.	Determinação do módulo de deformabilidade (e).....	52
5.	ANÁLISE DE RESULTADOS	59

5.1.	ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO H/D.....	59
5.2.	COMPARAÇÃO DA DEFORMAÇÃO PARA DIFERENTES PONTOS DE MOLDAGEM	61
5.3.	COMPARAÇÃO ENTRE OS MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE ESTÁTICO E DINÂMICO	62
5.4.	COMPARAÇÃO DE RCU ENTRE MATERIAIS JÁ ESTUDADOS	63
5.5.	COMPARAÇÃO DE DEFORMABILIDADE ENTRE MATERIAIS JÁ ESTUDADOS	64
6.	CONCLUSÕES	67
7.	INDICAÇÕES PARA OUTROS TRABALHOS	71
8.	BIBLIOGRAFIA.....	73
9.	ANEXOS	77

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Processo de selecção de material para mistura de solo-cimento – Parte 1 [6]	7
Figura 2. Processo de selecção de material para mistura de solo-cimento – Parte 2 [6]	8
Figura 3. Processo de selecção de material para mistura de solo-cimento – Parte 3 [6]	9
Figura 4. Processo de selecção de material para mistura de solo-cimento – Parte 4 [6]	10
Figura 5. Gráfico custos fixos em função da quantidade [7].....	11
Figura 6. Imagem de central de fabrico de solo-cimento	11
Figura 7. Equipamento de mistura de solo com cimento – tipo “pulvimixer”	13
Figura 8. Esquema de funcionamento de equipamento de mistura e aplicação (à esquerda). Pormenor da zona do rotor deste equipamento (à direita). [37]	14
Figura 9. Fotografia de uma moto niveladora, tem a função de nivelar a plataforma.	15
Figura 10. Três curvas granulométricas diferentes consoante o tipo de material (Adaptado de Goto S., Tatsuoka F., Shibuya S., Kim Y-S., Sato). À esquerda uma areia bem graduada; ao centro um solo não uniforme e de graduação descontínua; à direita solo muito uniforme (areia grossa). [33].....	27
Figura 11. Curva típica da compactação Proctor	28
Figura 12. Curvas de compactação Proctor para diferentes energias de compactação.....	29
Figura 13. Esquema de modos de propagação das ondas onda P (adaptado de Kenneth e Santamarina, 2000).	30
Figura 14. Esquema de modos de propagação das ondas S. (adaptado de Kenneth e Santamarina, 2000).	31
Figura 15. Determinação do tempo de propagação de uma onda S pelo método da primeira chegada do sinal de resposta (adaptado de Caberlon Cruz 2008)	32
Figura 16. Esquema de Montagem e funcionamento do LDT.....	33
Figura 17. Relação volume de vazios /cimento pela resistência à compressão simples (LARNACH) [21]	34
Figura 18. À esquerda Relação volume de vazios /cimento pela resistência à compressão simples (Foppa, 1998). À direita Relação volume de vazios /cimento pela resistência à compressão simples (Cruz, 2008)	34
Figura 19. À esquerda aspecto de peneiração com recurso a um peneirador mecânico [25]; à direita aspecto da compactação com o pilão pesado do Proctor.	37
Figura 20. Progressão da moldagem de provetes com compactação dinâmica ($H/D=0,8$)	38
Figura 21. Dois aspectos da moldagem estática dos provetes $H/D=2$	39
Figura 22. Alguns aspectos da rotura dos diferentes tipos de provetes.....	40
Figura 23. Montagem do LDT no provete	41
Figura 24. Aspectos de provetes com faces corrigidas com gesso	41
Figura 25. Vista do interior do provete após a rotura.....	42
Figura 26. Progressão do ensaio de compressão diametral	43
Figura 27 Curva granulométrica do solo estudado	44
Figura 28 Curva de compactação do ensaio Proctor pesado	45

Figura 29. Relação entre a Resistência à Compressão Uniaxial e quantidade de cimento para diferentes níveis de compactação.....	46
Figura 30. Relação entre a Resistência à Compressão Uniaxial e o grau de compactação variando a percentagem de cimento.	46
Figura 31. Relação entre a Resistência à Compressão Uniaxial e a porosidade para diferentes quantidades de cimento.....	47
Figura 32. Relação entre a RCU e a relação V_v/V_c	47
Figura 33. Relação entre a Resistência à Compressão Uniaxial e quantidade de cimento para diferentes níveis de compactação (provetes ($H/D=2$))	48
Figura 34. Relação entre a Resistência à Compressão Uniaxial e o grau de compactação variando a percentagem de cimento (provetes ($H/D=2$))	48
Figura 35. Relação entre a Resistência à Compressão Diametral (RCD) e a quantidade de cimento para diferentes compactações.	49
Figura 36. Relação entre a Resistência à Compressão Diametral (RCD) e o grau de compactação variando a percentagem de cimento	50
Figura 37. Relação entre RCD e Porosidade	50
Figura 38. Relação entre a RCD e V_v/V_c	51
Figura 39. Relação entre RCU e RCD.....	51
Figura 40. Exemplo de do comportamento de um provete no qual se efectuaram leituras de deformação com LDT's. Gráfico tensão-deformação.....	52
Figura 41. Excerto do gráfico da Figura 40 para determinação do módulo de Young (E), inclinação da recta em MPa no gráfico tensão-deformação.....	53
Figura 42. Gráfico tensão deformação de um provete rejeitado.....	53
Figura 43. Relação entre o módulo de Young (E) e a quantidade de cimento.....	54
Figura 44. Relação do E com o índice V_v/V_c	54
Figura 45. Onda sísmica de resposta (proвете 13). Determinação do tempo de propagação t.	55
Figura 46. Relação entre o módulo de deformabilidade dinâmico (E_v) e a quantidade de cimento....	57
Figura 47. Relação entre o módulo de Young dinâmico e a razão V_v/V_c	57
Figura 48. Relação entre a razão do módulo de Young dinâmico (ondas longitudinais) e o Módulo de Young quase elástico (LDT) com a porosidade.....	58
Figura 49. Relação entre a razão do módulo de Young dinâmico (ondas longitudinais) e o Módulo de Young quase elástico (LDT) com a razão V_v/V_c	58
Figura 50. Relação entre a RCU em provetes $H/D=0,8$ e RCU em provetes $H/D=2$	60
Figura 51. Relação entre o factor dimensional e a % de cimento para diferentes níveis de compactação	60
Figura 52. Relação entre a RCU com os valores corrigidos pelo f, e a quantidade de cimento.....	61
Figura 53. Relação de RCU e deformação para provetes com pontos de moldagem distintos.....	62
Figura 54. Três curvas granulométricas de materiais estudados em misturas com cimento	63
Figura 55. Relação RCU (28dias) e índice volumétrico V_v/V_c (adaptado de Consoli, 2006) [31].....	63
Figura 56. Relação RCU (7dias) e índice volumétrico V_v/V_c (adaptado Cruz 2008) [30]	64

Figura 57. Curva tensão deformação típica de um solo bem graduado. – 2% Cimento e 87% compactação (Adaptado de Vitali 2008)	65
Figura 58. Curva tensão deformação típica de um solo grosso - 3% cimento 94% compactação	65

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1. Módulo de deformabilidade das variedades das rochas (adaptado de Dinis da Gama).....	22
Quadro 2. Resumo do plano de ensaios realizados	36
Quadro 3. Relação entre o nº de pancadas do Proctor pesado e o grau de compactação	38
Quadro 4. Resumo de resultados de ensaios Proctor pesado	45
Quadro 5. Módulo de Young estático, dinâmico e relação entre eles.	56
Quadro 6. Resumo das resistências obtidas nos três tipos de material.....	64

LISTA DE SIMBOLOS

V_s , - Volume das partículas sólidas

V_v - Volume dos vazios

V_w - Volume de água

V_a - Volume de ar

γ_d^{max} - Peso volúmico máximo

$\omega_{opt.}$ - Teor em água ótimo

RC – Resistência à compressão simples

RT – Resistência à tracção

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

GC – Gabriel Couto, SA.

RCU – Resistência à compressão uniaxial

f – Factor dimensional (entre provetes de diferentes dimensões)

K – desfasamento para cálculo do factor dimensional

$RCU(B)$ - Resistência à compressão de provetes com relação altura/diâmetro=2

$RCU(A)$ - Resistência à compressão de provetes com relação altura/ diâmetro=0,8

RCD – Resistência à compressão diametral

E – módulo de deformabilidade ou módulo de Young

G – módulo distorcional ou de cisalhamento

ρ – massa volúmica

V_L – Velocidade das ondas longitudinais (P)

H – Altura do provete

t – Tempo de propagação da onda sísmica

D_{50} – Diâmetro das partículas de 50% da amostra

1

INTRODUÇÃO

Os tratamentos de solos para melhorar das suas capacidades resistentes estão cada vez mais em uso. As tecnologias de tratamento de solos têm-se vulgarizado um pouco por todo o mundo pois têm algumas mais-valias relativamente às técnicas tradicionais de execução de plataformas, nomeadamente para vias de comunicação.

Estes melhoramentos podem ser efectuados tanto à superfície como em profundidade, sendo que ambas as aplicações estão indicadas para diferentes tipos de solos. Os tratamentos à superfície estão indicados para grandes áreas e até cerca de 50cm de profundidade, conferindo assim às plataformas tratadas maior capacidade de carga e rigidez. Os tratamentos em profundidade (Jet Grouting), estão indicados para zonas mais pontuais e para solos de muito má qualidade para base de fundação de plataforma de vias de comunicação ou mesmo de edifícios. Ambas as soluções prevêm a mistura de solo com cimento em quantidades a estudar de acordo com as necessidades de cada obra.

Este trabalho incide sobre o estudo de misturas de solo-cimento a aplicar à superfície. O âmbito de aplicação desta tecnologia, como já referido é bastante largo, sendo que o preferencial é as bases para pavimentos rodoviários e as plataformas de transição de bases rígidas, em pontes, viadutos ou túneis, para bases flexíveis, zonas de escavação ou aterro.

O melhoramento de solos tem vindo a ser uma tecnologia cada vez mais utilizada pois traz algumas vantagens relativamente aos métodos tradicionais tanto do ponto de vista económico como do ponto de vista ambiental.

Quando é necessário executar aterros, e o material da escavação proveniente da obra não tem as características necessárias para o fazer, ter-se-á que recorrer a manchas de empréstimo. Ora ao extrair solos de outras zonas estaremos a causar problemas ambientais. Visualmente as manchas de empréstimo não se enquadram na paisagem, a não ser que se faça requalificação ambiental do espaço. Por outro lado será necessário levar a vazadouro os materiais sobrantes da escavação e que não serviram para os aterros, o que mais uma vez acarreta problemas de enquadramento paisagístico. Poder-se-á colocar o material sobranante no espaço onde foi retirado o material de boa qualidade, no entanto aquele tem características hidrogeológicas bem diferentes deste, pelo que causará na certa alterações na forma como as águas se encaminham para o seu destino final; também a morfologia e vegetação são alteradas em resultado destas intervenções, alterando na certa os ecossistemas associados ao espaço em causa.

Do ponto de vista económico, os movimentos de terras entre manchas de empréstimo e obra, entre a obra e vazadouros podem ser bastante gravosos para os custos finais de uma empreitada, já que, os locais de extracção de solo e vazadouros são mais distantes que as diversas frentes de obra, pelo que o

transporte de materiais será mais dispendioso. Para além dos transportes serem mais demorados, também se terá que acrescer os custos de as escavações serem a duplicar, na obra e no empréstimo, com afectação de mais recursos. Normalmente, quando há a necessidade de recorrer a solos que não os provenientes da obra, esta acaba por ter mais duração, com implicações nos prazos previstos.

Os tratamentos de solos podem ainda induzir redução da espessura das camadas subjacentes, uma vez que a camada tratada terá maior rigidez que uma camada sem tratamento, havendo assim economia por exemplo nas camadas nobres de características betuminosas.

Mesmo em perfis de escavação há por vezes a necessidade de saneamento de solos e substituição dos mesmos por outros de melhor qualidade, com os problemas já referidos no que toca a manchas de empréstimo e vazadouros, se houver a possibilidade de tratar estes solos poderemos eliminar esses problemas.

O melhoramento de solos pode ser feito com recurso a mistura de solo com cimento e/ ou com mistura de solo com cal. A cal é frequentemente utilizada para melhoramento de solos com características argilosas, para depois poderem, eventualmente, ser tratados com cimento.

A adição de cal a um solo com fracção fina relevante modifica o seu comportamento em várias das suas propriedades, destacando-se a alteração na textura/ granulometria e o incremento na resistência. No caso de se desejar um melhoramento ainda maior da suas características poder-se-á ainda adicionar cimento, uma vez que alteradas as características do solo já poderão permitir o uso de cimento. [2]

1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO HISTÓRICA

A concepção actual de solo-cimento para uso em estradas remonta ao início do século XX. Foi na Carolina do Sul, nos anos 30, nos Estados Unidos da América, que se deu um importante avanço com a construção de trechos experimentais que permitiram maior conhecimento sobre estes materiais. Poucos anos depois a técnica estendeu-se a todo o país tendo sido utilizada amplamente em bases de pavimentos.

O melhoramento de solos com misturas de solo-cimento, em Portugal, iniciou-se nas antigas colónias africanas logo após a 2ª guerra mundial. Talvez por razões políticas, esta tecnologia ficou suspensa, não sendo aplicada até aos anos 80, retomada então com a execução das grandes obras rodoviárias, nomeadamente no IP4, IP5, VCI e IC24.

Contrastando com a realidade nacional, em Espanha, o melhoramento de solos com mistura de ligantes hidráulicos, já está bastante implementada, sendo esse incremento muito recente, atingindo-se actualmente mais de 3000Km construídos de sub-bases em estradas. [3]

Também em França nos anos 60, as misturas de solo-cimento começaram a ser utilizadas com a implementação do Programa de Auto estradas. Neste país a investigação e desenvolvimento desta solução tem estado a cargo do SETRA.

Em Portugal esta tecnologia não tem sido muito utilizada, no entanto avizinham-se grandes trabalhos de preparação de plataforma de vias ferroviárias que necessitarão de tratamentos, principalmente nas transições de pavimentos rígidos, como pontes, viadutos e túneis para pavimentos flexíveis em aterro ou escavação (sem capacidade de carga).

Em Portugal a entidade que primeiro tentou regulamentar a tecnologia de solo-cimento foi a Junta Autónoma das Estradas (JAE), hoje Estradas de Portugal, EP, com algumas indicações no seu caderno de encargos.

Com o decorrer do tempo e tendo em conta a necessidade de optimização de custos ambientais e económicos, várias empresas, com laboratórios próprios, têm desenvolvido estudos destes materiais, no intuito de propor soluções mais vantajosas aos donos de obra/projectistas.

1.2. CONTEXTUALIZAÇÃO DO ENSAIOS NA INVESTIGAÇÃO DA FEUP

Na Faculdade de Engenharia estão a fazer-se alguns estudos com diversas misturas de solo-cimento e para diversas granulometrias de forma a obter alguns parâmetros que auxiliem os projectistas a dimensionar as camadas de base para pavimentos rodovias e ferroviários.

Estes estudos desenvolvem-se em torno de trabalhos de pós-graduação e projectos de investigação sob coordenação do Prof. António Viana da Fonseca, tendo o Doutoramento da Eng. Sara Rios Silva, orientada pelo mesmo docente, o trabalho mais continuado, no momento presente, mas incluindo mestrados e outros trabalhos de alunos e professores que se associaram a este ambicioso projecto, que vão vertendo informação para um mesmo fim, auxiliando as decisões para futuros ensaios em laboratório e eventuais ensaios em obra, para aferição dos resultados obtidos em laboratório.

De forma a completar os trabalhos do laboratório da FEUP, foi indicado para este trabalho um fuso granulométrico de grão grosseiro de forma a preencher um vazio que havia no estudo dos comportamentos de materiais com diversas granulometrias.

1.3. OBJECTIVO

O objectivo principal deste trabalho é obter parâmetros de resistência e rigidez variando a quantidade de cimento nas misturas assim como a sua compactação.

Efectivamente pretende-se obter uma correlação entre a composição da mistura (volume de vazios/volume de cimento) e a resistência à compressão uniaxial e diametral ou flexão.

Este trabalho tem por base o estudo de um solo de granulometria grossa que irá complementar os estudos actuais uma vez que ainda estava em falta um material com estas características granulométricas nos estudos desenvolvidos até ao momento.

2. ASPECTOS A LEVAR EM CONSIDERAÇÃO EM OBRA

A particularidade de estas misturas conterem um baixo teor em água faz com que sejam particularmente sensíveis aos processos de execução e aos agentes climáticos, durante a sua execução.

A execução de camadas de solo-cimento em obra tem especificidades diferentes da execução das misturas em laboratório. Em primeiro lugar tem que se levar em linha de conta que o ambiente num laboratório é perfeitamente controlado, desde a temperatura, humidade e vento, condições estas que têm muita influência tanto na aplicação do cimento como na cura dos próprios materiais.

Em laboratório a cura dos provetes é feita em câmara húmida que proporciona as condições ideais para a hidratação do cimento, ora em obra as variáveis referidas têm que ser levadas em linha de conta para a obtenção dos melhores resultados na cura da mistura.

Em épocas quentes, a temperatura, à sombra, máxima admitida deverá ser 35° [4]. As temperaturas altas provocam a exsicação dos materiais que dificulta as reacções de hidratação do cimento.

Para minimizar os problemas decorrentes das elevadas temperaturas podem ser tomadas algumas medidas:

- Uso de cimentos com elevada quantidade de adições (tipo IV, V 32,5), que libertam menos calor na reacção de hidratação, minimizando assim a fissuração;
- Uso de um retardador de presa para aumentar o tempo de trabalhabilidade do material, que a elevada temperatura faz reduzir;
- Utilização de água fria e aumento da quantidade de água, compensando a sua evaporação;
- Pulverização de água durante a compactação.

Também as baixas temperaturas podem condicionar a aplicação de cimento nas camadas a estabilizar, e como factores minimizadores podem ser tomadas as seguintes medidas:

- A temperatura mínima para a aplicação do cimento é de -5°C, e não deve haver formação de gelo;
- Pode utilizar-se água previamente aquecida;
- Os cimentos a usar devem ter poucas adições como o tipo II 42,5.

Com tempo chuvoso não devem prosseguir os trabalhos uma vez que não será possível compactar com o teor de água óptimo, mas sim com um teor em água superior que conduzirá a menor capacidade de carga. No entanto, se a chuva for fraca poderá ponderar-se a hipótese de prosseguir os trabalhos desde que se verifique que esta pluviosidade não altera demasiado as características do material.

No caso de haver vento forte quando se espalhar o cimento em pó, não se deverá prosseguir os trabalhos pois o espalhamento deste será deficiente. Além de que o vento tem a capacidade de dissecar o material retirando as partículas de água da mistura.

A mistura de solo com o cimento pode ser efectuada tanto em central como in situ. Ambas as soluções com vantagens e desvantagens quando comparadas uma com a outra.

A opção de uma solução em detrimento de outra depende essencialmente do estudo económico, assim como da qualidade final do produto.

Independente da solução técnica que se venha a escolher para a execução da obra, a fase dos estudos prévios será sempre do mesmo género pelo que se terá que cumprir dois pontos base:

- Classificação de solo

O primeiro passo será de realizar os ensaios prévios para caracterizar correctamente o solo. Para tal será necessário fazer uma recolha representativa de solo, definindo bem as zonas onde foi recolhido, de modo a possibilitar a definição de zonas. Os ensaios a realizar para a caracterização deverão passar pelo menos por análise granulométrica, determinação dos limites de consistência, teor em água natural e quantidade de matéria orgânica, e outros ensaios que permitam detectar elementos que possam influenciar o resultado final, como a quantidade de sulfatos ou cloretos, por exemplo.

- Determinação da dosagem e tipo de ligante hidráulico

Nesta fase experimental deve-se estudar várias composições da mistura variando a quantidade e tipo de cimento e considerando eventualmente o uso de cal de modo a provocar a floculação do solo, se este for de natureza argilosa, melhorando a sua capacidade de carga e diminuindo a sua plasticidade.

O tratamento com cal pode ser uma actividade prévia ao tratamento com cimento, pois este não está indicado para solos muito finos, contudo com a aplicação prévia da cal consegue-se uma melhoria substancial da granulometria do solo fino tornando-se possível a utilização posterior de cimento melhorando muito as características mecânicas do solo tratado.

Concluído o estudo prévio segue-se o dimensionamento para aplicação em obra da solução obtida.

Convém ressaltar que a dosagem seleccionada deve ter margem de segurança suficiente para absorver as dispersões existentes em obra. De qualquer forma a percentagem de cimento mínima para assegurar uma boa homogeneização depende do equipamento a utilizar sendo que o aconselhado será no mínimo de 2%. Para a aferição deste valor é essencial a realização de um trecho experimental onde se teste a mistura optimizada em laboratório e se recolham amostras para verificação das características finais obtidas. Perante os resultados destas amostras poderá haver a necessidade de alterar a composição inicial [4].

A título de exemplo seguem-se alguns diagramas funcionais que resumem as actividades levadas a cabo em fase de estudo prévio [6].

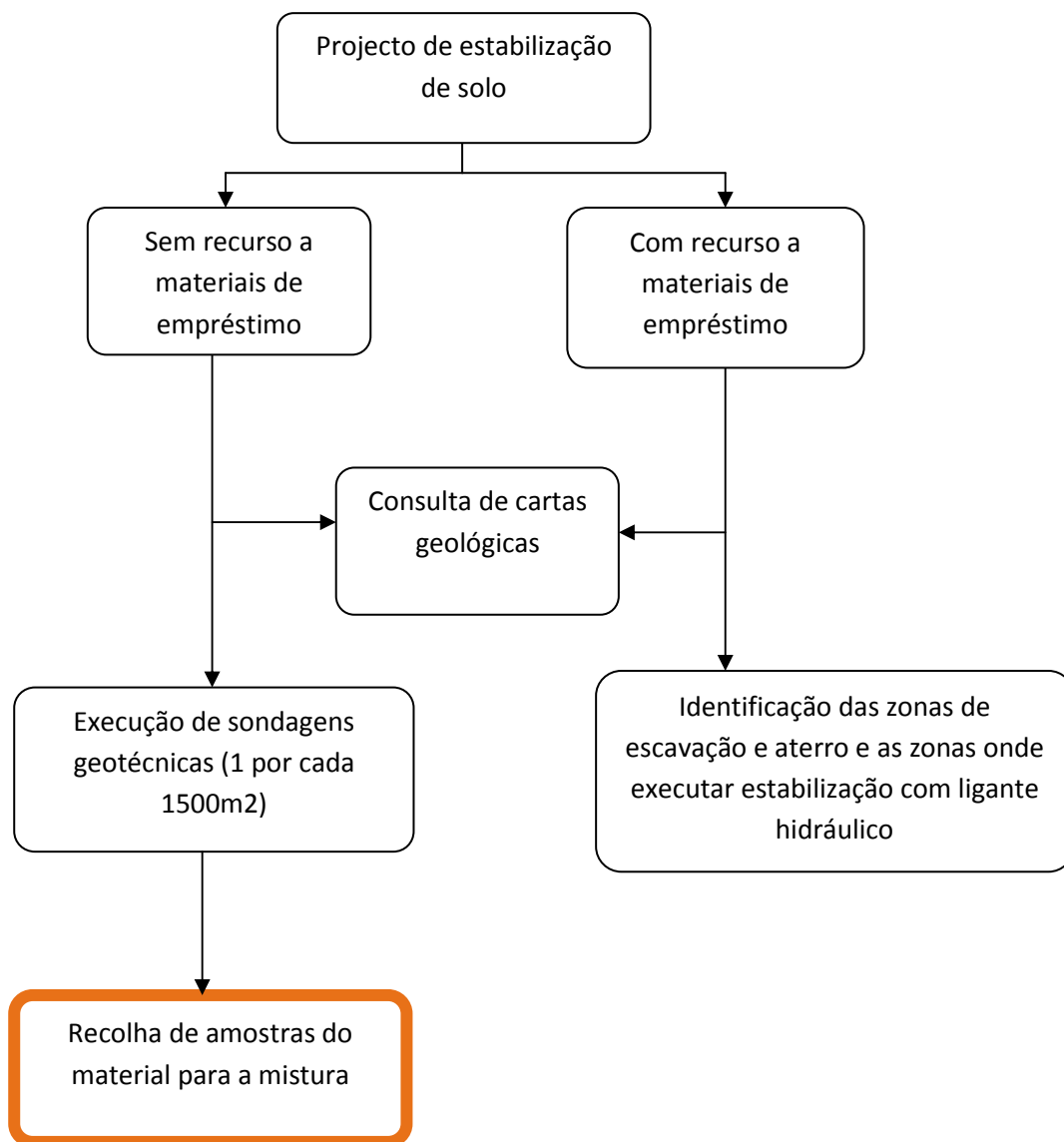


Figura 1. Processo de selecção de material para mistura de solo-cimento – Parte 1 [6]

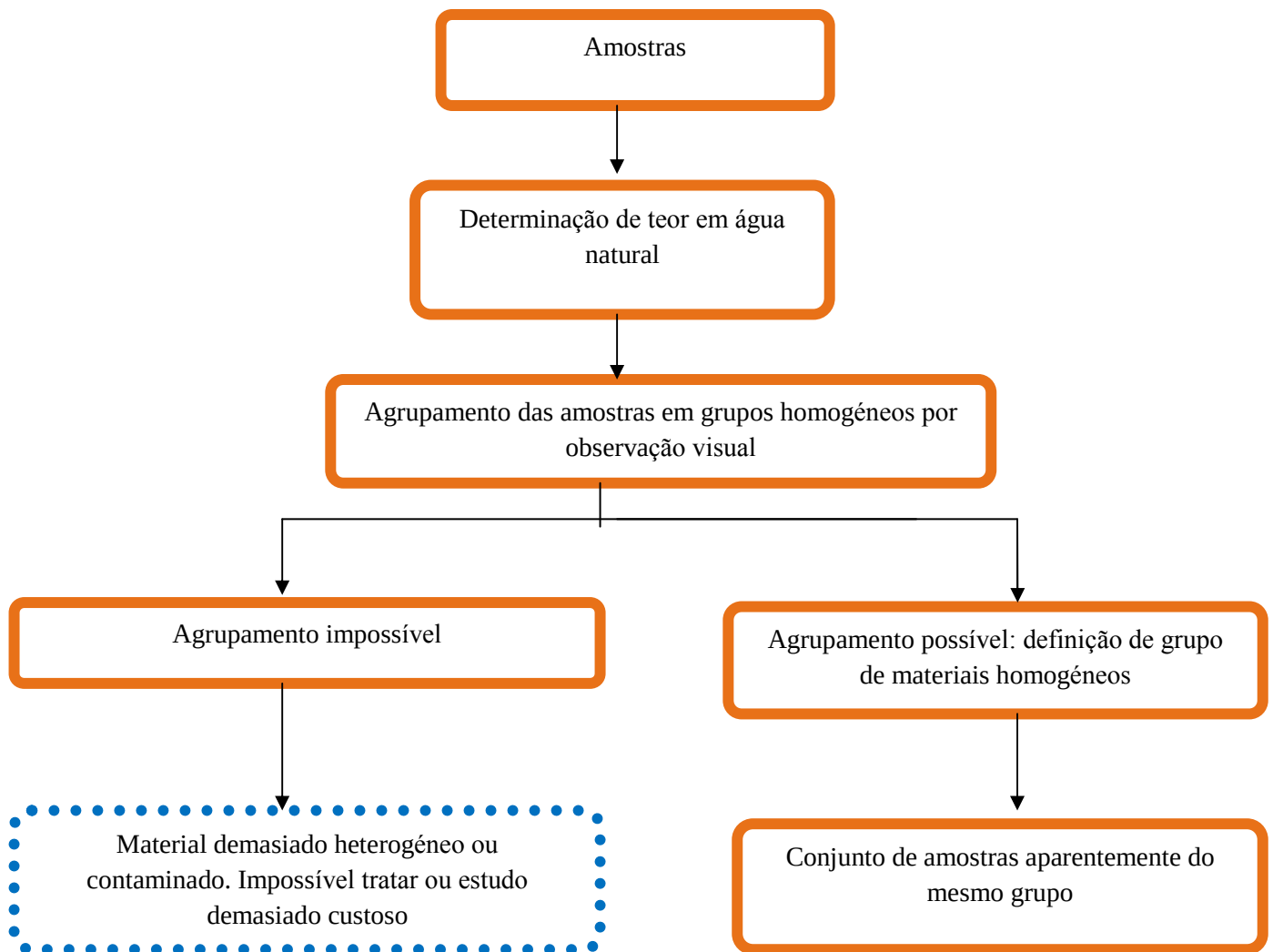


Figura 2. Processo de selecção de material para mistura de solo-cimento – Parte 2 [6]

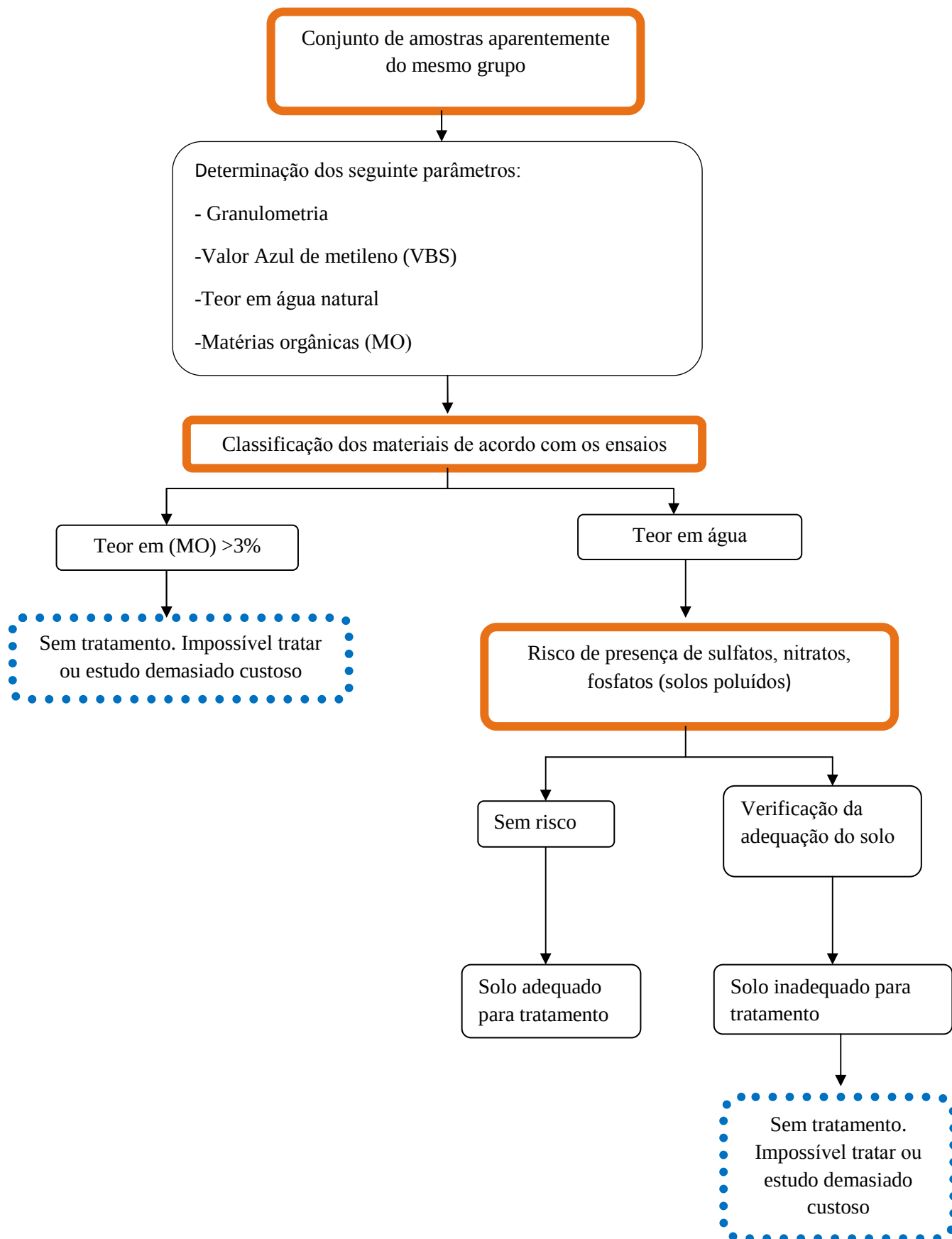


Figura 3. Processo de selecção de material para mistura de solo-cimento – Parte 3 [6]

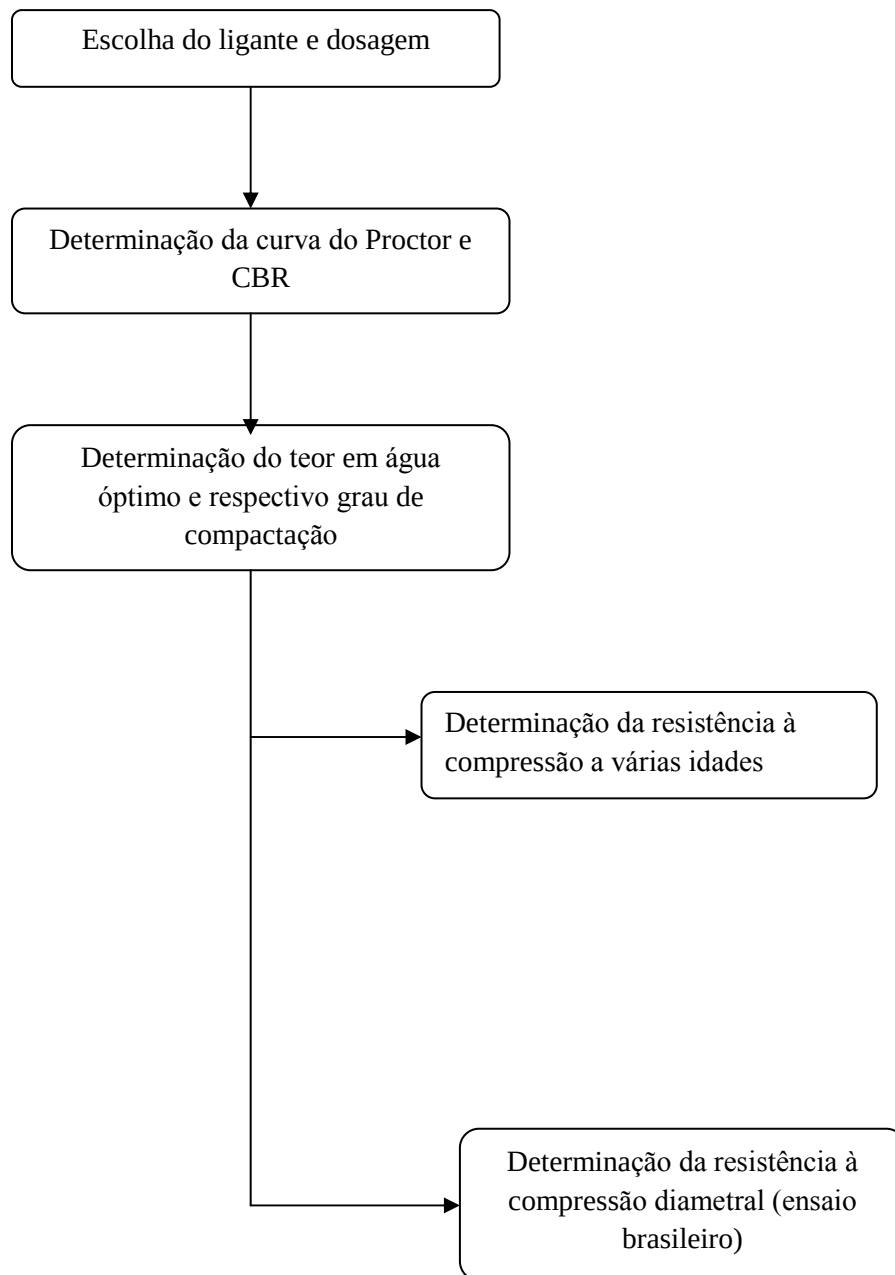


Figura 4. Processo de selecção de material para mistura de solo-cimento – Parte 4 [6]

2.1. FABRICO DE SOLO-CIMENTO EM CENTRAL

Quando se trata de uma obra em que a quantidade de solo a tratar é muito elevada rentabiliza-se melhor a central, de acordo com o estudo de Ramón Villaamil Pérez, os custos diminuem exponencialmente com a quantidade a tratar (Figura 5) [7].

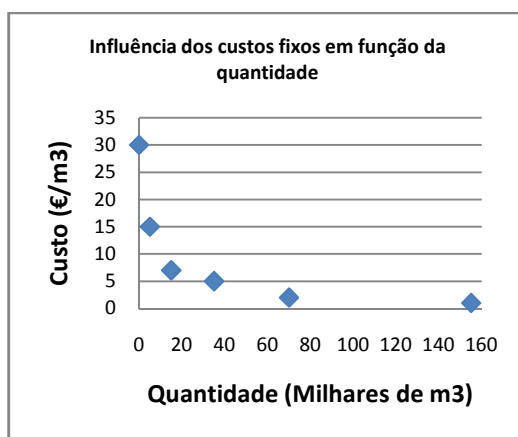


Figura 5. Gráfico custos fixos em função da quantidade [7].

Também será necessário levar em consideração a distância e o tipo de acessos entre a obra e a central, pois se o transporte for demasiado longo e demorado poderá inviabilizar economicamente a solução de fabrico em central.

Ainda há que levar em consideração que para a montagem da central será necessário alugar ou comprar terrenos para a sua implantação, a montagem e desmontagem da central tem custos de transporte e de imobilização da mesma, e ainda a reposição das condições iniciais do terreno onde esteve instalada.



Figura 6. Imagem de central de fabrico de solo-cimento

Do exposto acima torna-se fácil perceber que a utilização desta técnica poderá efectivamente tornar-se rentável para obras de grande dimensão e há ainda que ter em atenção todas as condicionantes

mencionadas e ainda outras que poderão surgir no decurso da escolha do local, nomeadamente no que toca a condicionantes ambientais ou de legislação local para a instalação de centrais deste tipo.

À primeira vista parece não ser uma boa solução por ter demasiadas condicionantes, contudo se todas elas forem bem estudadas poderão ser ultrapassadas e assim rentabilizar bem o equipamento, e beneficiar a obra.

No que toca ao controlo de qualidade, o fabrico em central permite uma maior garantia de aplicação da dosagem correcta de ligante hidráulico, já que esta não sofrerá influência de actividade humana. A dosagem é feita pelo equipamento devidamente calibrado e não depende da velocidade de circulação do camião silo, nem da existência ou não de vento [7].

2.2. FABRICO DE SOLO-CIMENTO IN SITU

Como referido anteriormente, a escolha do fabrico da mistura in situ depende essencialmente do estudo económico e da disponibilidade de equipamento da empresa que irá executar o trabalho.

Assim, ao contrário do trabalho em central, o fabrico in situ está mais indicado para obras em que a quantidade de solos a tratar é menor. Em Portugal há um menor número de empresas com centrais para este fim, pelo que este trabalho se vai debruçar essencialmente sobre os trabalhos de mistura in situ.

A execução de solo-cimento in situ requer o cumprimento de algumas regras particulares deste tipo de trabalho, e de outras comuns o fabrico em central:

- Preparação do solo
- Distribuição do ligante hidráulico
- Mistura
- Compactação inicial (comum aos dois tipos fabrico)
- Nivelamento (comum aos dois tipos fabrico)
- Compactação final (comum aos dois tipos fabrico)
- Cura e protecção superficial (comum aos dois tipos fabrico)

2.2.1. PREPARAÇÃO DO SOLO

A preparação do solo tem como objectivo principal a homogeneização da fracção a estabilizar, que em alguns solos pode ser muito variável mesmo em pequenas profundidades.

Esta tarefa consiste em primeira instância na eliminação da matéria orgânica à superfície, que será prejudicial no resultado final do tratamento.

No caso de haver zonas com características diferentes em que as dosagens também sejam diferentes, como por exemplo solos que provenham de manchas de empréstimo comparando com solo decorrentes da própria obra, é nesta fase que se deve delimitar bem as zonas para que quando se proceder à aplicação do ligante hidráulico este seja aplicado na quantidade correcta para o tipo de solo.

A preparação do solo consiste também na escarificação e desagregação das partículas de solo, para melhor reagirem com o ligante; o arejamento ou humedificação do solo, consoante a humidade natural do solo; e o nivelamento primário da plataforma para que a distribuição do ligante seja o mais homogénea possível.

A desagregação tem particular importância no caso de se tratar de solos com alguma argila, na medida em que por vezes se formam “torrões” de dimensões consideráveis (maiores de 8cm) que estão totalmente desaconselhados para que a mistura seja homogénea. Estes trabalhos de escarificação terão custos tanto mais elevados quanto maior for a percentagem de argila, já que o equipamento terá que fazer um maior esforço para desintegrar os aglomerados de solo.

O arejamento ou humidificação seguem-se à desagregação uma vez que após esta tarefa o solo fica bastante mais exposto e sujeito a qualquer uma das duas situações. A área de exposição aumenta após a desagregação pelo que no caso de humidade excessiva a evaporação das partículas de água se encontra facilitada, enquanto que no caso de o solo estar demasiado seco também a absorção de água será maior. Esta é a fase onde se faz a correcção do teor em água do solo de forma a aproximar-se do valor ideal obtido em laboratório.

A humidade ideal tem particular influência tanto na hidratação do cimento como na compactação ideal da mistura.

Uma vez corrigido o teor em água segue-se o nivelamento da plataforma para posterior espalhamento do ligante.

Estas tarefas podem ser largamente simplificadas se em lugar de se usar um equipamento para cada tarefa, se usar um conjunto tipo “pulvimixer” (Figura 7)



Figura 7. Equipamento de mistura de solo com cimento – tipo “pulvimixer”

2.2.2. DISTRIBUIÇÃO DO LIGANTE HIDRÁULICO

O objectivo desta tarefa é dosear o melhor possível a quantidade de ligante hidráulico, de acordo com a forma de trabalho e a espessura definida para estabilizar.

No caso de se tratar de obra com extensão muito reduzida pode optar-se por uma distribuição manual em detrimento do uso de equipamento mecânico. Para tal colocam-se sacos de cimento sobre a área a estabilizar. Para se garantir um espalhamento mais homogéneo possível deve-se dividir a área em quadriculas sendo que cada uma corresponde a um saco de cimento. Desta forma os trabalhadores saberão que um saco de cimento será para aplicação única e exclusiva naquela área determinada.

Nos restantes casos será conveniente a utilização de meios mecânicos, já que oferecem maior fiabilidade na execução do trabalho.

As misturas de solo-cimento podem ser feitas tanto por via húmida como por via seca.

Se se optar pela solução/ equipamento para via seca, o cimento é espalhado em pó e seguidamente regado e misturado pelo equipamento seguinte. Ora é essencial que haja uma boa coordenação entre os dois equipamentos de forma a evitar perdas de ligante provocadas pelo vento, assim como reduzir a contaminação do ar com o pó de cimento, tóxico para quem o respirar, nomeadamente para os trabalhadores que se encontrem na proximidade.

No espalhamento do ligante deve-se garantir a dosagem adequada, para tal pode-se impor que o silo do cimento tenha uma determinada velocidade para que seja descarregada determinada quantidade de cimento perfazendo a percentagem determinada para a zona a ser tratada.

O espalhamento deve ser efectuado em bandas paralelas sendo que as uniões das respectivas bandas não devem ser sobrepostas mas sim justapostas para garantir a continuidade da rigidez da plataforma final.

A técnica de espalhamento por via húmida consiste na aplicação de calda de cimento sobre o solo a estabilizar. Actualmente já existem equipamentos com controlo automático para dosear a quantidade de calda a sair de acordo com a velocidade de circulação do camião cisterna.

Esta técnica permite uma maior precisão na dosagem de cimento, contudo não se poderá reduzir demasiado a quantidade de cimento na mistura sob pena da homogeneização não ser eficiente.

Em qualquer uma das soluções, deve fazer-se a verificação entre a distância percorrida e a distância prevista, pois assim se poderá fazer um bom controlo da distribuição do cimento. Apesar de muito equipamento já possuir sistemas automáticos esta verificação deve ser feita pelo menos uma vez por dia para evitar quaisquer falhas por parte desses sistemas.

2.2.3. MISTURA

Se a distribuição é importante, não será menos importante a execução da mistura com a humidade adequada que assegure posteriormente uma boa compactação. O equipamento para fazer a mistura poderá ser o mesmo que faz a preparação do solo, do tipo “pulvimixer”.

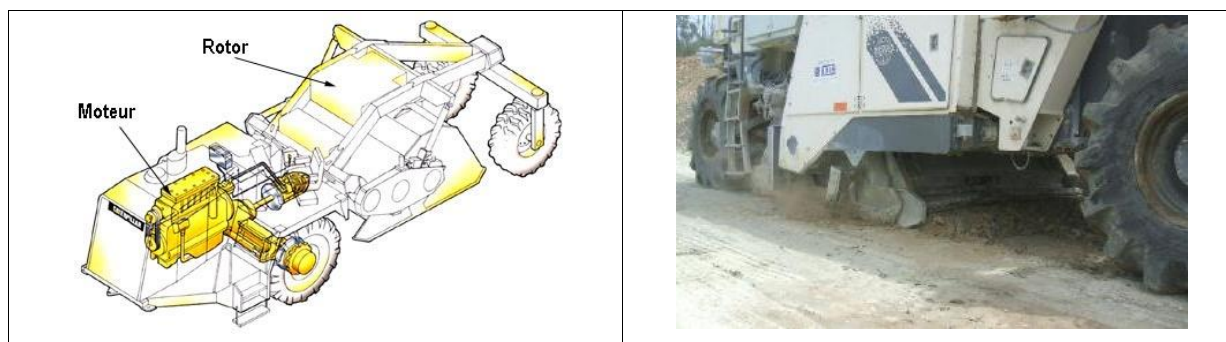


Figura 8. Esquema de funcionamento de equipamento de mistura e aplicação (à esquerda). Pormenor da zona do rotor deste equipamento (à direita). [37]

A execução da mistura é a tarefa mais importante no que toca ao prazo da obra, uma vez que será esta que terá menor rendimento e na qual se deverá escolher bem os equipamento a usar para se obter os melhores rendimentos possíveis. Tomando como exemplo a capacidade do camião cisterna, se este for demasiado pequeno terá que fazer demasiadas viagens para recarregar, despendendo tempo que poderia estar a ser utilizado para o espalhamento/ mistura, por outro lado um camião cisterna demasiado grande trará alguns inconvenientes de mobilização na obra, já que se torna muito pesado e

a sua mobilidade mais dificultada. Há ainda que levar em consideração a largura de influência do equipamento de mistura já que terá que ser o mais largo possível para melhorar o rendimento, todavia não deverá ocupar toda a largura da via pois impedirá a circulação na obra. Cada banda a tratar deverá ter até no máximo 500m de comprimento, e sempre que se atinja este comprimento volta-se ao início fazendo o tratamento da banda imediatamente ao lado. Esta regra é fundamental para evitar as “juntas frias” entre bandas.

2.2.4. COMPACTAÇÃO

A correcta compactação de uma plataforma tratada com cimento vai reflectir-se na qualidade final do produto.

A compactação estará definida em caderno de encargos ou implicitamente pela resistência final, já que a compactação tem influência directa na capacidade de carga. Nesta última situação a compactação é definida em ensaios prévios aquando do estudo da composição da mistura.

O equipamento e número de passagens a executar terão de ser adequados ao grau de compactação/profundidade de influência estabelecidos. Para tal pode-se consultar as tabelas técnicas dos próprios equipamentos.

Como controlo de qualidade é muito importante que se façam registos do número de passagens dos compactadores.

A compactação deve realizar-se com o menor espaço de tempo possível entre a aplicação e mistura do solo com o cimento, para se evitar a exposição dos materiais soltos às acções atmosféricas. Uma outra razão para que esta tarefa seja contínua à mistura é que o tempo de trabalhabilidade destes materiais é relativamente curto, salvo se forem usados retardadores de presa. De qualquer forma é sempre aconselhado o emprego de adjuvantes retardadores de presa para que as bandas adjacentes possam curar em simultâneo para haver uma continuidade perfeita entre elas, uma vez que as ligações de cimento vão ligar ambas as bandas. [3]

2.2.5. NIVELAMENTO E COMPACTAÇÃO FINAL

A espessura do tratamento deve ser sempre um pouco superior ao teórico, uma vez que aquando da compactação a espessura reduz-se um pouco.

Resultante da sobre espessura e da redução desta não ser homogénea em toda a plataforma há a necessidade de um nivelamento que poderá ser feito com uma moto niveladora (Figura 9).



Figura 9. Fotografia de uma moto niveladora, tem a função de nivelar a plataforma.

Esta tarefa deverá decorrer dentro do tempo em que o material é trabalhável.

Após o nivelamento procede-se à compactação final para atingir a compactação desejada. [3]

2.2.6. CURA E PROTECÇÃO SUPERFICIAL

As camadas estabilizadas devem ser tratadas para reduzir a perda de água por evaporação. A manutenção da humidade do material é essencial principalmente nos primeiros sete dias, uma vez que é nesse período que se dão as reacções mais importantes de hidratação do cimento, assim como as reacções de interacção com os minerais do solo.

Para manter a humidade da mistura pode-se efectuar regas/ pulverizações sobre as camadas estabilizadas, de acordo com as necessidades do solo e as condições meteorológicas, ou efectuar regas betuminosas que funcionam como barreiras à evaporação da água. [3]

2.3. GARANTIA DE QUALIDADE

Durante a execução de qualquer tarefa e em qualquer tipo de actividade económica é muito importante o controlo da qualidade para se obter uma garantia de qualidade do produto final para o cliente.

No caso particular do tipo de trabalhos como este, é também muito importante o controlo da qualidade e a criação de mecanismos bem definidos para esse mesmo controlo. Trata-se de uma actividade em que a variabilidade do produto final, face aos objectivos impostos pelos estudos laboratoriais, é muito grande, e assim impõe-se um real e apertado controlo. Do bom controlo da qualidade desta actividade decorrerão os bons resultados (durabilidade) dos pavimentos sobrejacentes.

Antes mesmo do início dos trabalhos deve ser elaborado um plano de qualidade que possa ser aplicado às condições da obra. Nesse plano deverão ser definidos:

- A organização da obra
- A organização do processo de controlo
- A organização da equipa de garantia de qualidade
- Laboratório de controlo
- Documentos para controlo da qualidade
- Gestão de não conformidades
- Sistema de tratamento das não conformidades

2.3.1. PLANO DE GARANTIA DE QUALIDADE - ESTRUTURA

Na estrutura de um plano de qualidade deverão estar contemplados seis pontos essenciais

- Controlo das matérias-primas (origem; recepção e armazenamento).
- Verificação do funcionamento das equipas de trabalho (equipas de estabilização in situ; equipas de fabrico em centrais; equipas de aplicação em obra).
- Trecho teste (aprovação da forma de trabalho; aprovação dos procedimentos de fabrico e colocação em obra; aprovação do métodos de recolha e ensaio de provetes).
- Controlo de execução (controlo da execução da mistura, in situ ou em central; controlo da colocação em obra)
- Recepção do trabalho concluído (critérios de aceitação ou rejeição de lotes da obra).

2.3.2. CONTROLO DE MATÉRIAS-PRIMAS

Para trabalhos de estabilização de plataformas com solo-cimento fabricado in situ é necessário proceder à realização de alguns ensaios de caracterização do material que se irá utilizar nas misturas: granulometria, plasticidade, matéria orgânica, sulfatos.

Também é aconselhada, para além dos ensaios de caracterização dos materiais, a execução de ensaios para o controlo da execução Proctor modificado, resistência à compressão uniaxial e resistência á compressão diametral.

O laboratório/ equipa responsável pelo controlo da origem, recepção e modo de acondicionamento dos materiais terá a seu cargo a verificação da qualidade dos materiais comparativamente ao exigido pelo projecto/caderno de encargos/ estudos prévios. Também será responsável pelo estudo/ organização de vários stocks para direccionar os tipos de materiais disponíveis consoante as necessidade das diferentes zonas da obra a tratar. Desta forma optimizam-se custos, recursos e resultados.

2.3.3. VERIFICAÇÃO DO FUNCIONAMENTO DAS EQUIPAS DE TRABALHO

Para as equipas de fabrico de solo-cimento in situ será necessário verificar se conseguem atingir os objectivos de homogeneidade que lhe são pedidos. Para tal será conveniente verificar a capacidade do equipamento para a desagregação do material e mistura, o sistema de dosagem de materiais (cimento, aditivos e água) e o controlo da profundidade da mistura/ tratamento.

2.3.4. TRECHO TESTE

Será no trecho teste que se aprovarão as metodologias e os procedimentos de controlo (amostragem e ensaio) que se utilizarão de seguida no controlo da execução, daí a importância de os planos de qualidade já estarem implementados na altura da execução dos trechos teste, pois já devem ser aí aplicados para a sua própria autoavaliação e verificação de aplicabilidade.

Será nesta fase que ficarão definidos os procedimentos e metodologias de trabalho definitivos.

2.3.5. CONTROLO DE EXECUÇÃO

O controlo do fabrico não pode limitar-se a determinar a composição da mistura (solo, cimento, aditivos e água) e verificar se coincide com o previsto nos ensaios prévios. Este método está muito limitado por vários factores:

- Não existe um método directo e suficientemente preciso para determinar a quantidade de cimento da mistura;
- O principal parâmetro de um material tratado com cimento é o comportamento mecânico, o qual é função das quantidades que compõem a mistura assim como as características dos seus componentes;
- É então necessário determinar outros parâmetros como por exemplo a densidade para ter como referência no controlo em obra.

Igualmente importante é o controlo de outros parâmetros e pontos críticos na execução de camadas de mistura de solo-cimento, como o controlo do tempo de trabalhabilidade do material, espessura final da camada, fissuração e humidade da mistura.

Outros pontos críticos para a garantia de um bom produto final serão a execução de juntas em tempo útil e antes do início da reacção de hidratação da banda adjacente, a cura e protecção da superfície da camada.

2.3.6. RECEPÇÃO DO TRABALHO CONCLUÍDO

A definição do tamanho do lote é também muito importante para a recepção do trabalho concluído, já que quando se aceita ou rejeita um material, a decisão envolve todo o lote. Definir lotes pequenos pressupõe um esforço muito grande da equipa de controlo. Todavia, tomando-os demasiado grandes estamos a correr o risco de rejeitar material de boa qualidade ou aceitar produtos inadequados.

O controlo da espessura em solo-cimento pode-se realizar conjuntamente com a extracção de provetes e controlo topográfico.

Também nesta fase é importante aferir se os parâmetros de resistência mecânica foram atingidos. Assim será importante fazer a extracção de alguns provetes para ensaio e para a determinação da resistência à compressão e densidade. No entanto, poderá haver a dificuldade em extrair provetes deste tipo de material se a sua resistência à compressão for inferior a 2,5MPa. Os provetes com estas características desagregam-se com alguma facilidade pelo que a sua extracção fica praticamente impossibilitada. Para além de que o processo de extracção pode alterar as propriedades mecânicas. Assim os resultados obtidos destes provetes poderão não ser semelhantes aos obtidos em laboratório, pelo que esta situação requerer algum cuidado na análise/ comparação de resultados

O controlo geométrico das camadas tratadas é cada vez mais importante, uma vez que influenciará directamente a espessura das camadas betuminosas, por exemplo, podendo incrementar substancialmente o custo global da obra. [1]

2.3.7. CONTROLO DA COMPACTAÇÃO (ENSAIOS IN SITU)

O controlo da compactação deve ser feito a dois níveis:

- Durante a fase de execução - o controlo deve incidir sobre a granulometria do material, o equipamento utilizado, número de passagens, espessura da camada, a quantidade de água adicionada etc.
- Após a compactação – o controlo é realizado comparando os resultados obtidos em campo com os determinados em ensaios de referência realizados em laboratório.

Para a determinação do teor em água em campo foram desenvolvidos métodos mais rápidos e simplificados que em laboratório e incluem-se o método do álcool. O método de speedy e o método radioactivo.

O método do álcool é sobretudo utilizado em obra para determinação rápida do teor em água de solos arenosos. Não pode ser utilizados em solos orgânicos nem em solos contendo gesso.

O método do speedy consiste em fazer reagir o solo com carboneto de cálcio no interior da garrafa speedy. A reacção da água do solo com o carbonato de cálcio dá origem à libertação do gás de acetileno que provoca pressão no interior da garrafa. Este aumento de pressão é tanto maior quanto maior a quantidades de água existente no solo. Esta pressão é portanto uma medida do teor em água no solo. Este método está indicado para solos granulares.

O método radioactivo consiste na emissão de uma fonte de radiações no solo e na medição das radiações recebidas depois de atravessado um determinado volume de solo. A perda de energia durante o processo está relacionada com o teor em água e com o peso volúmico seco do solo.

Para a determinação do peso volúmico seco estão indicados vários tipos de ensaios entre os quais o método da garrafa de areia descrito na especificação do LNEC E- 204, o método do balão descrito na ASTM D1556 e o método radioactivo já mencionado. [12]

3.

COMPORTAMENTO DE SOLOS TRATADOS. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. ANALOGIA A ROCHAS COM GRÃO GROSSEIRO

Na investigação de comportamento de rochas, Dinis da Gama, Reis e Sousa e Barroso [28] analisaram o comportamento de diferentes tipos de litologias de rochas.

Perante um conjunto de rochas de diferentes litologias, é comum admitir-se que àquela a que corresponde o valor de módulo de deformabilidade mais elevado deve corresponder, também, o maior valor de resistência à rotura. Porém, a grande dispersão encontrada nos valores de módulo de deformabilidade e nos valores de resistência à rotura para o mesmo tipo de sollicitação (compressão uniaxial, por exemplo), leva a supor que os valores daquelas características, para além de dependerem grandemente do grau de alteração da rocha, dependem, também, de outros factores, como por exemplo da textura da rocha, isto é, da disposição e dimensão média dos minerais que a constituem.

Para verificarem as premissas iniciais realizaram diversos ensaios de compressão uniaxial, compressão diametral, flexão e compressão pontual chegando às seguintes conclusões:

- Não existe uma relação directa entre o valor de módulo de deformabilidade e o valor de resistência à rotura da rocha, pois que, para o mesmo tipo de ensaio (compressão uniaxial), rochas de textura muito fina, como os dois tipos de mármore e o xisto, apresentam os mais elevados valores de módulo de deformabilidade determinados (79,3, 61,3 e 66,4 GPa) e apresentam para resistência à rotura, pela mesma ordem, os valores de 67,9, 67,3 e 63,7 MPa; rochas de texturas micro granular a porfíroide (os três tipos de granito ensaiados), apresentam os valores de 44,7, 34,6, e 35,6 GPa para módulos de deformabilidade e para resistência à rotura apresentam os valores mais elevados determinados (101,3, 94,7 e 140,8MPa)
- Em termos médios, a relação entre módulo de deformabilidade e tensão de rotura das rochas de textura fina é cerca de 2,5 vezes superior a idêntica relação para rochas de textura grosseira;
- Para todas as rochas ensaiadas e para as diferentes sollicitações de ensaio, os módulos de deformabilidade dinâmicos, determinados a partir da velocidade de propagação de ultra-sons, apresentam sempre o valor mais elevado; o valor mais baixo de módulo de deformabilidade respeita sempre ao ensaio de tracção por flexão (Tabela 2);
- Os valores de módulo de deformabilidade decrescem segundo o tipo de sollicitação que se indica: propagação de ultra-sons, compressão uniaxial, compressão diametral e tracção por flexão (Quadro 1);
- Em termos médios, os valores de módulo de deformabilidade determinados para o estado de tracção por flexão, correspondem a cerca de 70% dos valores determinados nos ensaios de compressão uniaxial;
- Para as diferentes rochas e diferentes tipos de sollicitação de ensaio, os valores das extensões até à rotura, dependem muito do tipo de sollicitação do ensaio e, também, da

textura das rochas. No ensaio de compressão uniaxial o valor da extensão é algumas vezes superior ao obtido no de flexão, situando-se o valor da extensão registada no ensaio de compressão diametral entre aqueles dois. Nas rochas de textura granular (granitos), o valor da extensão na rotura em tracção por flexão é da ordem de 25 a 35 % do valor que se regista no ensaio de compressão uniaxial; nas rochas de textura muito fina (calcário, mármore e xisto) relativamente aos mesmos tipos de extensão, aquele valor situa-se entre 10% e 15 %;

- Para todas as rochas ensaiadas e para os três tipos de ensaios em que as mesmas foram sujeitas à tracção (compressão diametral, flexão e compressão pontual), os resultados de tensão de rotura mais elevados corresponderam ao ensaio de flexão e os mais baixos ao de compressão pontual. [28]

Quadro 1. Módulo de deformabilidade das variedades das rochas (adaptado de Dinis da Gama)

TIPO DE ROCHA	DINÂMICO		COMPRESSÃO UNIAXIAL	
	E (dinâmico) - GPa	Coefficiente de variação (%)	E (estático) - GPa	Coefficiente de variação (%)
Granito de grão fino	56,5	7,1	44,7	3
Granito de Grão grosseiro	45,7	2,3	34,6	7,2
Granito de grão porfiróide	39,4	5,5	35,6	6,8

Dos diversos tipos de rochas ensaiadas, as de textura mais fina apresentam valor de módulo de deformabilidade mais elevado, ao passo que as de textura mais grosseira apresentam maiores valores de resistência à rotura.

3.2. COMPORTAMENTO DOS SOLOS CIMENTADOS

O solo-cimento é uma mistura de solo, cimento e água em proporções definidas de acordo com o método de dosagem escolhido, e compactada para atingir uma massa específica conhecida através de ensaios de laboratório.

A qualidade da mistura final depende de muitos factores, entre os quais alguns estão relacionados directamente com o solo, tais como percentagem de cimento a ser utilizada, quantidade de água a ser adicionada e massa específica a ser alcançada na compactação.

O solo-cimento é um material estrutural em que a percentagem de cimento é suficiente para conferir determinadas propriedades mecânicas e de durabilidade às misturas, depois de compactadas com um determinado teor em água que garanta a hidratação do cimento. Todavia se a quantidade de cimento for insuficiente para conferir tais características, com a acção do tráfego da obra, pode fragmentar e funciona apenas como material granular.

O solo-cimento é utilizado em camadas de base e sub-base de pavimentos. O objectivo neste caso é o desempenho de funções de material estrutural, dando-se consequentemente maior importância às características mecânicas. Segundo a Portland Cement Association (1971), este é o campo de aplicação do solo-cimento.

Para a utilização de solos tratados com cimento nas camadas do pavimento, as propriedades mecânicas devem servir ao dimensionamento estrutural do pavimento. Os ensaios de laboratório mais

representativos serão os ensaios de flexão, quer estáticos quer cíclicos. Contudo, pode-se recorrer a ensaios mais simples como os ensaios de compressão uniaxial e de compressão diametral.

As propriedades do solo mudam com o aumento da quantidade de cimento: a capacidade de carga aumenta e a durabilidade a ciclos de molhagem e secagem e/ou gelo-degelo aumenta. Em solos granulares, a permeabilidade diminui e a tendência para a retracção aumenta enquanto que, em solos argilosos, a permeabilidade aumenta e verifica-se uma tendência para expansão. Verifica-se também um aumento nas dimensões das partículas, uma redução no índice de plasticidade e uma menor capacidade de retenção de água (Catton, 1962).

Foppa [32] verificou que a resistência a compressão uniaxial aumenta de forma sensivelmente linear com o aumento do teor de cimento em seus estudos com areia fina siltosa.

A presença da água é importante para hidratar o cimento, para melhorar a trabalhabilidade e para facilitar a compactação. A quantidade de água da mistura exerce grande influência na resistência da mesma.

Felt (1955), citado por Foppa [32], estudou o efeito da variação do teor em água sobre a resistência de solos arenosos, siltosos e argilosos, em provetes com 3, 9 e 12% de ligante, através de ensaios de durabilidade e de compressão uniaxial. O autor verificou que as amostras de argila e silte, compactadas com teores de água abaixo do óptimo de compactação, apresentaram grandes perdas de massa nos ensaios de durabilidade. Já para humidades acima do teor óptimo de compactação, a perda de massa foi baixa e praticamente constante com o aumento do teor em água. Para os solos arenosos testados, um teor em água levemente inferior ao óptimo foi o que proporcionou menores perdas de massa nos testes de durabilidade.

Em relação aos ensaios de compressão uniaxial, verificou-se que, de forma geral, o teor em água que proporcionou o máximo de resistência é ligeiramente inferior ao teor óptimo, excepto para o solo mais argiloso.

O mesmo autor também observou que a melhor efectividade do cimento pode ser obtida, para areias, compactando a mistura levemente abaixo ou no teor óptimo em água, enquanto que para siltes e argilas, a mistura deve ser compactada com um teor em água 1% a 2% superior ao teor óptimo determinado no ensaio de compactação.

Foppa [32] [29] estudou o efeito da variação de humidade na resistência à compressão uniaxial de solos cimentados. Verificou um aumento na resistência até um valor óptimo, a partir do qual a resistência passa a diminuir.

Felt (1955) citado por Foppa [32] verificou que com o aumento da densidade da mistura compactada, as perdas de massa em amostras submetidas a ensaios de durabilidade sofrem grande redução especialmente nos solos siltosos e argilosos. Em relação à resistência, observou um aumento exponencial da resistência à compressão uniaxial com o aumento da densidade da mistura, mantendo-se constante o teor em água.

Foppa [32] observou nos ensaios de compressão uniaxial realizados que a taxa de aumento da resistência, representada pela inclinação da recta de ajuste da relação Resistência à Compressão uniaxial versus Teor de Cimento, cresce com o aumento da massa volúmica do solo. Este aumento indica que a diminuição da porosidade da mistura resulta num aumento da efectividade da cimentação. Este facto pode ser explicado pelo aumento do número de contactos entre as partículas, possibilitando que o cimento actue em mais pontos. [29], [30].

3.3. IMPORTÂNCIA DO CIMENTO NA MISTURA

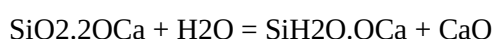
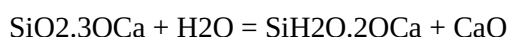
Um dos aditivos mais conhecidos e aplicados no tratamento químico de um solo é o cimento. Este tratamento pode ser utilizado em certos solos pouco plásticos ou não plásticos, com teores em água suficientemente elevados para impedir a sua adequação aos trabalhos de terraplenagens. Contudo, os principais objectivos da utilização do cimento na estabilização de solos são a melhoria das características mecânicas e uma maior estabilidade relativamente à variação do teor em água.

O tratamento com este material consiste na preparação de uma mistura de solo destorroado, cimento e água, em proporções previamente determinadas. Normalmente a percentagem de cimento situa-se entre os 5 a 7% nos siltes, 7 a 15% nas areias e é de cerca de 4% no cascalho. A mistura assim obtida é aplicada e compactada, ficando posteriormente a hidratar (normalmente durante 7 dias) em condições de humidade adequadas, verificando-se o seu progressivo endurecimento.

O cimento tem sido utilizado nos Estados Unidos não só no tratamento de solos mas também no melhoramento de estradas de seixo, no que constitui um caso particular deste aditivo. A mistura solo/cimento constitui o tipo de tratamento mais utilizado, sendo particularmente vantajoso em solos granulares, solos siltosos e argilas pouco plásticas.

É normalmente aceite que o cimento forma fortes núcleos distribuídos pela massa de solo ou constitui um esqueleto de cimento hidratado, preenchendo os vazios e envolvendo assim as partículas. Herzog (in Inglês e Metcalf, 1972) demonstrou que, numa argila à base de montmorilonite, a evolução da curva tensão-deformação permite, para baixos teores em cimento, sustentar a teoria de que o cimento constitui núcleos independentes espalhados pela massa de solo, enquanto para teores em cimento mais elevados se verifica a progressiva interligação dos referidos núcleos, transformando o cimento num esqueleto das partículas de solo.

Uma vez que o cimento Portland normal é constituído por cerca de 45% de silicato tricálcico ($\text{SiO}_2.3\text{OCa}$) e 27% de silicato bicálcico ($\text{SiO}_2.2\text{OCa}$), e hidrata com o solo formando um gel de silicato hidratado de bi e monocálcio ($\text{SiH}_2\text{O}.2\text{OCa}$ e $\text{SiH}_2\text{O}.1\text{OCa}$), a reacção pode ser representada da seguinte forma:



Durante a reacção de hidratação é libertada uma determinada quantidade de cal. O gel de silicato de cálcio insolúvel cristaliza muito lentamente formando uma matriz envolvente. Contudo, a proporção de partículas argilosas aglutinadas será bastante pequena, sobretudo se comparada com a proporção de partículas granulares que passarão a estar interligadas. Independentemente do tipo de solo, o processo de hidratação do cimento, fundamental para a optimização das características da mistura, é facilitado se esta for compactada no teor de humidade óptimo.

No caso de solos granulares existe alguma semelhança com um típico betão de cimento, embora nas misturas solo/cimento a quantidade de cimento não seja suficiente para preencher a totalidade dos vazios. Neste caso o cimento irá apenas ligar as áreas de contacto das partículas. Como essas áreas dependem da granulometria do solo, quanto melhor for a sua graduação menor a quantidade de cimento necessária para atingir determinada resistência. Sendo assim, em areias de graduação uniforme com áreas de contacto mínimas, é substancialmente maior a necessidade de cimento.

Os principais factores que condicionam as propriedades físicas dos solos estabilizados com cimento são, para além do tipo de solo e da quantidade de aditivos, o grau de mistura, o tempo de cura (ou de hidratação) e o peso volúmico seco da mistura compactada.

O cimento exerce a sua acção estabilizante conforme o teor em cimento da mistura, que consiste no aumento da resistência mecânica devido à acção aglutinante do aditivo (cimentando as partículas do solo), tem efeito preponderante quando os teores em cimento são mais altos [27].

3.4. RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

Para a realização dos trabalhos experimentais foi necessária uma investigação ao nível dos documentos normativos vigentes e disponíveis acerca do assunto tratado neste trabalho. Desde o início da investigação houve a dificuldade em escolher qual o documento normativo a seguir. Se por um lado as experiências anteriores, na Faculdade de Engenharia, seguiram especificações do LNEC e as ASTM, por outro faria algum sentido seguir as normas europeias, já que estamos neste espaço geográfico e são mais recentes que as especificações do LNEC.

Tendo em conta as premissas anteriores optou-se por seguir as normas europeias.

A norma base para solos tratados com ligantes é a EN 14227 – 10:2006. Nesta norma definem-se todas as regras aplicáveis a solos tratados com cimento e aplicáveis a vias de comunicação onde será necessário um controlo/estudo do comportamento dos materiais a utilizar.

Para a execução de ensaios com a finalidade de determinação da resistência mecânica das misturas são indicados outros textos que de seguida de referem.

Para ensaios de compressão simples deve ser seguida a EN13286 – 41, na qual é descrito em pormenor o método de execução do ensaio. Nesta norma indica três outras para o fabrico de provetes.

A norma que rege os ensaios de compressão diametral é a EN13286-42, onde são definidas, tal como para os ensaios de compressão uniaxial, as regras para o fabrico dos provetes assim como a velocidade de incremento da força. Como a resistência à tracção se obtém indirectamente a partir deste ensaio é ainda apresentada uma fórmula para a sua determinação:

$$R_{ti} = \frac{2F}{\pi HD} \quad , (1)$$

Em que:

R_{ti} é a resistência à tracção indirecta (MPa)

F é a força máxima aplicada (N)

H é a altura do provete (mm)

D é o diâmetro do provete (mm)

Para o fabrico dos provetes há 4 opções de textos normativos que diferem essencialmente nas dimensões dos moldes e no tipo de compactação. Neste trabalho serão utilizadas duas destas normas uma vez que se vão utilizar dois tipos de compactação. Por um lado a EN13286 – 50 explica o fabrico dos provetes recorrendo aos moldes do ensaio Proctor e compactação por este meio, por outro lado a

EN 13286 – 53 explica o fabrico dos provetes recorrendo à compactação estática com recurso a uma prensa.

Analizou-se a ASTM D1663, na qual é descrito o método de ensaio para ensaio de compressão e a moldagem dos provetes cilíndricos de solo-cimento. Neste texto refere-se que é usual a utilização de provetes com relação altura diâmetro $H/D < 1,15$ (método A), pois são moldes mais correntes, e nesta relação estão incluídos os moldes Proctor. Todavia refere que os resultados dos ensaios realizados com provetes com aquelas dimensões são francamente melhores que os resultados dos ensaios realizados em provetes com relação $H/D=2$ (método B). Assim é sugerido um factor de correcção 1,10 que se divide pelo valor obtido no método A para se chegar a um valor mais próximo do que será a resistência real.

Neste trabalho, e dada a facilidade de utilização de moldes cujas dimensões cumprem a razão $H/D=0,8$ será realizada a maior parte dos ensaios nos provetes fabricados nestes moldes, e serão realizados ensaios em alguns provetes cujos moldes terão razão $H/D=2$. Assim se obterá o factor de correcção para determinação de valores adequados.

3.5. TIPO DE ENSAIOS A REALIZAR

No seguimento do exposto anteriormente no que toca à caracterização de solos segue-se uma breve descrição dos ensaios que se irão realizar no âmbito do estudo do material sobre o qual se debruça este trabalho.

3.5.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

A análise das dimensões das partículas é importante porque permite deduzir algumas indicações preciosas, entre outras, sobre a origem geológica do material e grau de alteração do mesmo.

A determinação da composição granulométrica de um solo, expressa pela respectiva curva granulométrica, é essencial para a previsão das características fundamentais do seu comportamento.

A avaliação da composição granulométrica de um solo requer, em geral, a utilização conjugada das seguintes técnicas experimentais:

- Peneiração, em que se procede à separação mecânica, através de peneiros, das partículas do solo de maiores dimensões (superiores a 0,074 mm);
- Sedimentação, em que através do estudo do processo de sedimentação das partículas mais finas do solo em suspensão, se estabelece a sua dimensão de forma indirecta, utilizando a lei de Stokes.

A curva granulométrica permite distinguir tipos de distribuição de grão diferentes: na Figura 10 à esquerda é identificado um solo bem graduado, com distribuição contínua. Na mesma figura ao centro e direita outros tipos de distribuição são apresentados como exemplos.

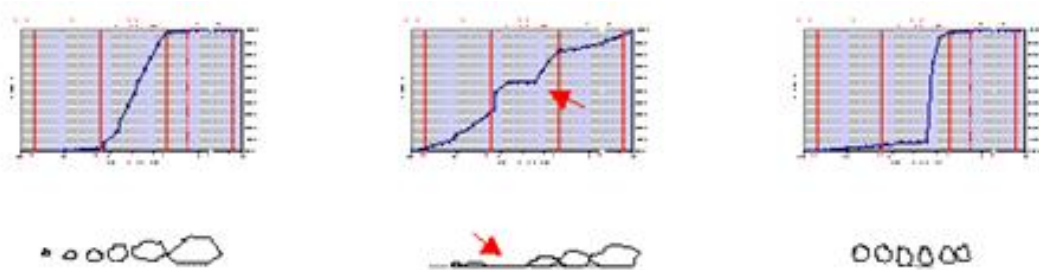


Figura 10. Três curvas granulométricas diferentes consoante o tipo de material (Adaptado de Goto S., Tatsuoka F., Shibuya S., Kim Y-S., Sato). À esquerda uma areia bem graduada; ao centro um solo não uniforme e de graduação descontínua; à direita solo muito uniforme (areia grossa). [33]

A partir deste gráfico é então possível retirar diversas informações, como por exemplo quanto menor a inclinação da curva melhor graduado é o solo.

Neste trabalho e como o solo a estudar para a mistura será de uma granulometria mais grosseira, como se explicita mais adiante, apenas se realizará o estudo granulométrico por peneiração. [8] [9] [10] [11]

3.5.2. ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO (PROCTOR)

A compactação consiste no processo mecânico que, através de uma aplicação repetida rápida de cargas ao solo, conduz a uma diminuição do seu volume, e portanto, a uma diminuição do índice de vazios e a um aumento do peso volúmico seco. Esta redução de volume é resultado, sobretudo da expulsão de ar dos vazios do solo, não ocorrendo uma significativa alteração do teor em água nem alteração do volume de partículas sólidas durante a compactação.

Os ensaios laboratoriais de compactação tipo Proctor surgiram da necessidade de controlar os resultados conseguidos durante trabalhos de compactação em obra. O ensaio consiste na compactação de uma amostra de um solo num molde, determinando-se o teor em água e o peso volúmico seco.

A experiência mostra que o resultado da compactação depende de dois factores determinantes: a energia aplicada e o teor em água de compactação.

Num ensaio Proctor o solo é compactado com uma determinada energia, para diversos valores de teor em água (w). Este procedimento conduz a diversos valores do peso volúmico seco (γ_d). O resultado pode assim ser descrito por pares de (w , γ_d) que quando representados num gráfico, dão origem à curva de compactação, como se ilustra na Figura 11

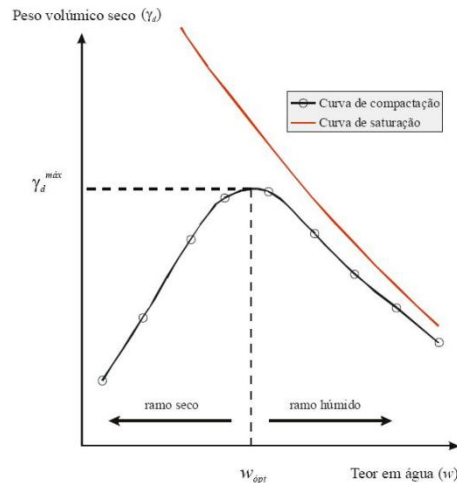


Figura 11. Curva típica da compactação Proctor

Pode-se assim constatar a existência de uma relação $w-\gamma_d$ que apresenta um máximo γ_d^{max} (peso volumétrico máximo), que ocorre para o teor em água que se designa por teor em água ótimo w_{opt} . O ponto máximo (ótimo) divide a curva de compactação em dois ramos: à esquerda do ótimo, o ramo seco; à direita, o ramo húmido.

De uma forma bastante simplificada, para explicar o comportamento do solo seco, dizer-se-á que uma massa de solo que possua pouca água apresenta-se aglomerada em torrões de solo. A acção de compactação irá desfazer esses torrões permitindo a expulsão do ar. No entanto, os torrões apresentar-se-ão duros, pelo que, se o solo possuísse um pouco de mais de água, a acção de compactação seria facilitada e, por conseguinte, mais eficaz. Por esta razão, do lado seco, o aumento do teor em água conduz ao aumento do peso volumétrico seco.

Porém se a quantidade de água ultrapassar determinado valor, verifica-se que deixa de haver contacto de determinadas zonas do ar do solo com a atmosfera, ficando aprisionado entre o solo e a água intersticial, não podendo ser expulso. A partir desse ponto o aumento do teor em água não irá permitir nenhum ganho na compactação.

O efeito da energia de compactação é bem evidente quando se compactam duas amostras do mesmo solo, e com determinado teor em água, com duas energias de compactação diferentes, o resultado final é bem diferente. O que significa que a cada energia de compactação corresponde a uma curva de compactação. (Figura 12).

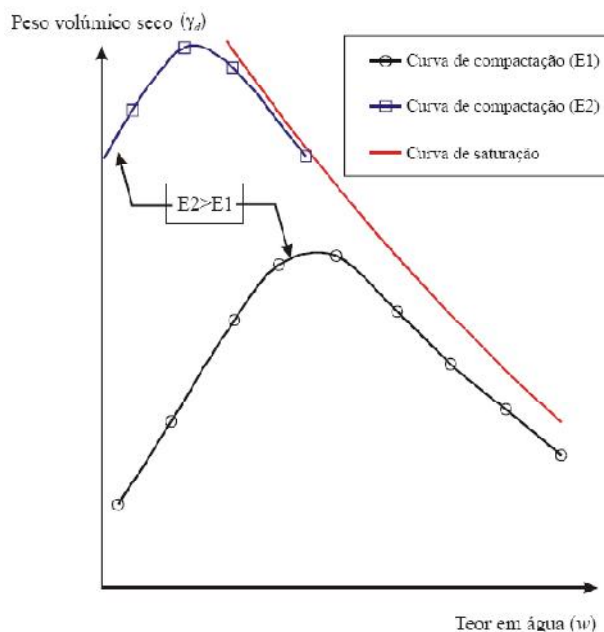


Figura 12. Curvas de compactação Proctor para diferentes energias de compactação

Constata-se assim que à maior energia de compactação corresponde um peso volúmico seco maior que é obtido para um teor em água óptimo menor, resultando, portanto, numa curva deslocada para cima e para a esquerda da curva correspondente à menor energia de compactação [12].

3.5.3. ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES OU UNIAXIAL

Os ensaios de compressão simples têm sido utilizados na maioria dos programas experimentais relatados na literatura da especialidade quando se deseja verificar as características mecânicas dos solos estabilizados com cimento ou obter dados relativos à influência de determinados parâmetros sobre a resistência de misturas solo-cimento. Este ensaio está bastante enraizado principalmente no estudo dos betões por ser rápido, barato e bastante fiável. Todavia, no campo do solo-cimento há alguma discussão sobre a sua real aplicabilidade, uma vez que se sabe que as roturas destes sistemas ocorrem frequentemente por tracção e não por compressão. Desta forma faria sentido não optar por este ensaio. Contudo há já alguns estudos que relacionam os resultados dos ensaios à compressão simples (RC) com os resultados dos ensaios à tracção (RT), ($RT=9\%$ a 14% de RC) [13].

3.5.4. ENSAIO DE COMPRESSÃO DIAMETRAL (TRACÇÃO)

De acordo com o atrás exposto relativamente à importância da determinação da Resistência à Tracção (RT), será então conveniente explorar um pouco a execução e aplicabilidade do ensaio que determina aquele parâmetro.

O ensaio de compressão diametral ou brasileiro para a determinação indirecta da RT foi desenvolvido pelo Prof. Lobo Carneiro para betão. A aplicação de duas forças concentradas e diametralmente opostas de compressão num cilindro gera ao longo do diâmetro solicitado, tensões de tracção uniformes perpendiculares a este diâmetro. A popularidade destes ensaios reside não somente na

facilidade e rapidez de execução, mas também no facto de utilizar o tipo de provete cilíndrico e equipamento usados para a obtenção da resistência à compressão simples [14].

3.5.5. ONDAS SÍSMICAS

As ondas de tensão deformação geradas a partir de um ponto num meio elástico difundem-se em todas as direcções, com velocidades finitas de propagação. No entanto, em pontos suficientemente afastados do centro de perturbação, estas podem ser consideradas ondas planares, podendo assumir dois tipos distintos de movimento das partículas: de dilatação e de corte ou deslizamento. A cada um destes tipos de movimento corresponde um dos tipos de ondas volumétricas.

As ondas de dilatação, habitualmente conhecidas por ondas longitudinais, primárias de compressão ou simplesmente ondas P, propagam-se através de movimentos de compressão e extensão, segundo a direcção longitudinal (Figura 13). O movimento das partículas ocorre na direcção de propagação da onda. Este movimento envolve dilatações e compressões de toda a massa, unicamente numa direcção, não ocasionando quaisquer rotações. A velocidade de propagação das ondas é a mais elevada de entre todas as ondas sísmicas.

As ondas de cisalhamento, denominadas ondas transversais, secundárias, de corte ou ondas S, propagam-se no meio segundo movimentos puramente distorcionais, sem induzir variações volumétricas (Figura 14). A direcção do movimento das partículas é perpendicular à direcção de propagação da onda, podendo distinguir-se duas formas independentes de movimento consoante a sua direcção de polarização.

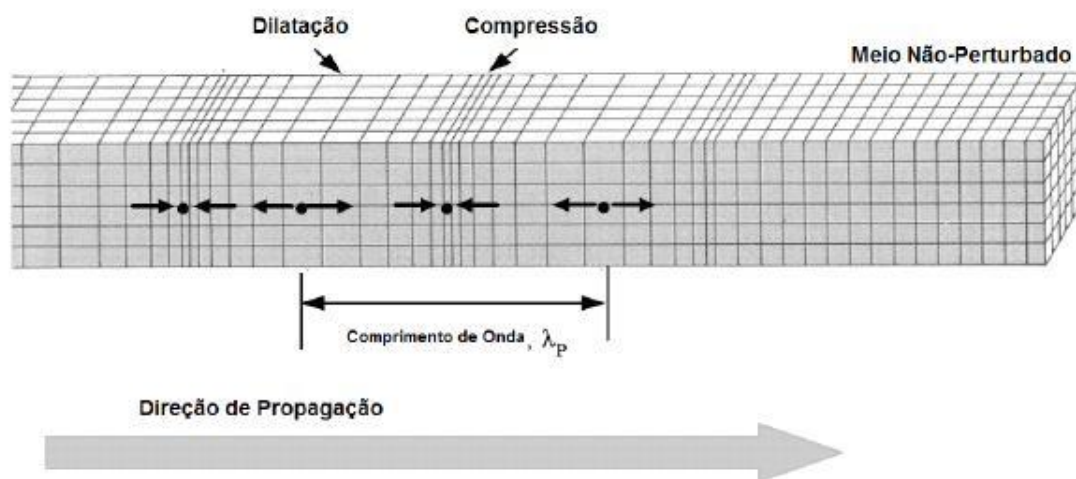


Figura 13. Esquema de modos de propagação das ondas onda P (adaptado de Kenneth e Santamarina, 2000).

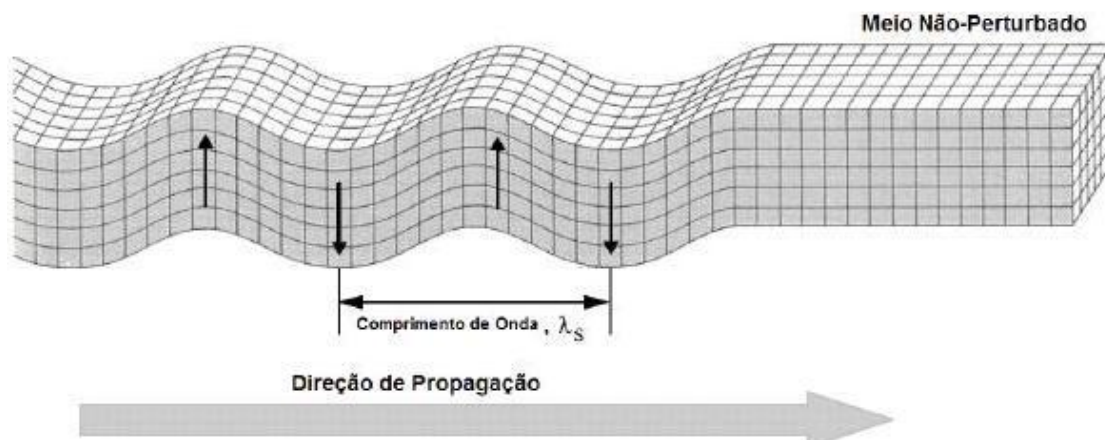


Figura 14. Esquema de modos de propagação das ondas S. (adaptado de Kenneth e Santamarina, 2000).

As velocidades de propagação das ondas de compressão e de cisalhamento, V_p e V_s , respectivamente, dependem directamente das características do meio.

Independentemente do ensaio utilizado para a obtenção das ondas sísmicas, ou do método de interpretação dos registos, o resultado relevante é a determinação do tempo de propagação da onda através do solo. Tendo-se conhecida a distância percorrida pela onda, que corresponde à altura do provete, pode-se determinar a velocidade da mesma, consequentemente pode-se determinar os módulos de deformabilidade e distorcional do solo [30].

3.5.5.1. TEMPO DE PROPAGAÇÃO DAS ONDAS

A interpretação das ondas sísmicas traz alguma incerteza na determinação do tempo de propagação da onda de resposta, conforme o método utilizado para interpretá-la. É importante realçar que a determinação do tempo de propagação da onda é o passo mais importante de todo o método. Deve-se ter particular atenção a alguns tipos de interferências na leitura das ondas, tais como efeitos de vizinhança ou excesso de ruído no sinal de resposta da onda.

Existem vários métodos de interpretação de ondas e variam desde métodos simples, com a observação directa dos registos e medição imediata de intervalos de tempo entre duas ondas, até métodos mais complexos que utilizam ferramentas estatísticas no tratamento dos sinais.

Uma das formas mais simples e imediatas para a determinação do tempo de propagação da onda no solo é o método da primeira chegada da onda de resposta que se descreve de seguida [30].

3.5.5.2. MÉTODO DA PRIMEIRA CHEGADA DA ONDA DE RESPOSTA

A avaliação do intervalo entre a onda gerada e de resposta é prática comum e baseia-se na identificação do primeiro instante de chegada da onda recebida, ou seja, na primeira inflexão do sinal de resposta (Figura 15).

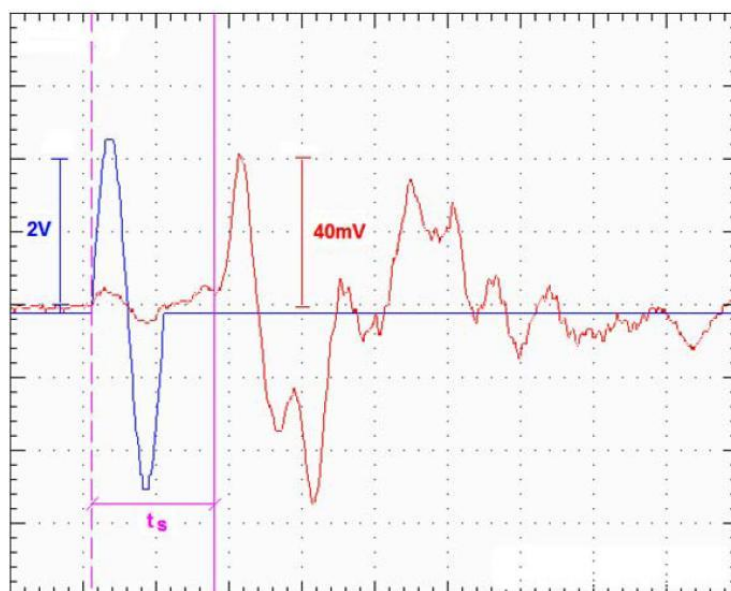


Figura 15. Determinação do tempo de propagação de uma onda S pelo método da primeira chegada do sinal de resposta (adaptado de Caberlon Cruz 2008)

Os primeiros investigadores a utilizar este ensaio (Abbiss [36]; Dyvik e Madshus [5]) observaram que a inversão da polaridade do sinal emitido era consequentemente acompanhada pela inversão, no sinal de resposta, apenas da parte correspondente à onda de corte ou distorcional, cancelando os efeitos distorcionais e o ruído presente. Este processo simples permitia, em geral, confirmar o ponto de primeira inflexão da onda como o ponto de chegada da onda propagada. Mas trabalhos posteriores demonstraram que tal facto não pode ser generalizado, já os efeitos de vizinhança também, são invertidos na totalidade, acompanhando a onda de corte. [30].

3.6. LDT (LOCAL DEFORMATION TRANSDUCER)

A prática de medir deformações, durante os ensaios de compressão, no exterior dos provetes, embora seja normal, poder ser inadequada, particularmente se o objectivo é investigar a rigidez do solo no domínio das pequenas deformações. De facto, as medidas externas introduzem erros que só podem ser minimizados se as deformações axiais e radiais forem medidas internamente (localmente no provete) na parte central do provete [26].

O LDT (Local Deformation Transducer) é um transdutor de deslocamento do tipo resistivo que permite fazer medições locais e foi desenvolvido no Institute of Industrial Science, Universidade de Tóquio, por Goto e Tatsuoka [34] [35]. Este transdutor é constituído por 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 através de uma função polinomial de 2º grau. Com estes transdutores consegue-se medir deformações da ordem dos 10^{-6} . Na Figura 16 abaixo apresenta-se o esquema de funcionamento dos LDT's e ainda uma fotografia onde se mostra em pormenor os transdutores utilizados na Universidade do Minho (UM) para a medição das deformações axiais e radiais em provetes prismáticos e cilíndricos.

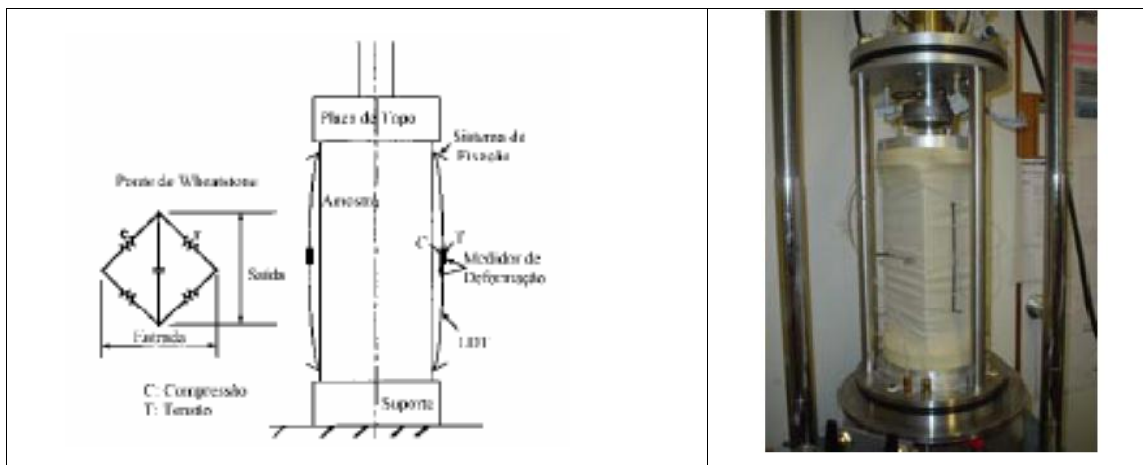


Figura 16. Esquema de Montagem e funcionamento do LDT

Algumas das muitas vantagens destes transdutores são a sua simplicidade, o seu baixo custo e a facilidade de fixação ao provete. Podem ainda ser utilizados em água se as ligações eléctricas forem bem isoladas. Além disso, a ponte de Wheatstone pode ser configurada para compensar as flutuações de temperatura. Hoque et al. [35], ao avaliarem a performance dos LDT's, concluíram que quando usados num carregamento monotónico a avaliação da rigidez no domínio das muito pequenas a pequenas deformações é subestimada no máximo em 2%.

Apesar das muitas vantagens os LDT's têm algumas limitações, tal como, gama de operação limitada, o que faz com que estes transdutores não possam ser utilizados quando se pretende estudar o comportamento dos solos em todas as gamas de deformação. Refira-se, contudo, que a deformação máxima em que o transdutor pode funcionar é função das propriedades elásticas da tira e da resistência do contacto entre a membrana e a articulação. Para níveis de deformação elevados podem-se gerar tensões elásticas excessivas nas articulações do sistema de fixação e haver transferência destas ao provete. Desta forma o transdutor pode interferir com o comportamento do solo.

3.7. IMPORTÂNCIA DA DETERMINAÇÃO DA RELAÇÃO VOLUME DE VAZIOS/ VOLUME DE CIMENTO (V_v/V_c)

A relação de volume de vazios/volume de cimento pode vir a ser um importante parâmetro a medir para controlo de qualidade de misturas de solo-ligante hidráulico. Há alguns trabalhos que tentaram obter uma correlação entre esta relação e a resistência à compressão, nomeadamente os resultados apresentados em Consoli et al., 2006 [31]. Desta forma poder-se-á correlacionar indirectamente o grau de compactação e a resistência à compressão de determinada mistura.

Na Figura 17 apresentam-se os resultados dos ensaios de compressão simples de amostras de solo-cimento curados durante 7 dias. Observa-se uma boa correlação entre os resultados da resistência à compressão e relação V_v/V_c [21].

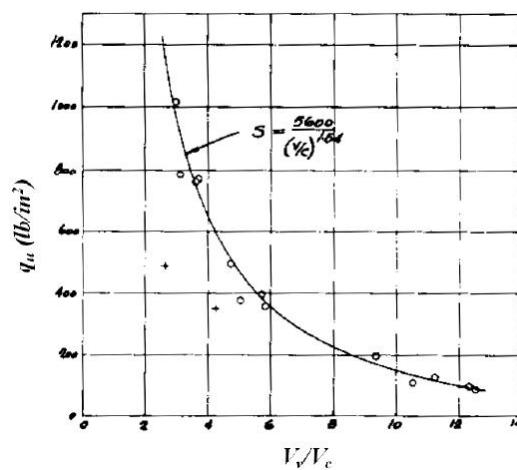


Figura 17. Relação volume de vazios /cimento pela resistência à compressão simples (LARNACH) [21]

Foi ainda verificada a mesma tendência em mais dois estudos de solos diferentes, arenoso e areia fina, respectivamente pelos autores Foppa [22] e Cruz [23]

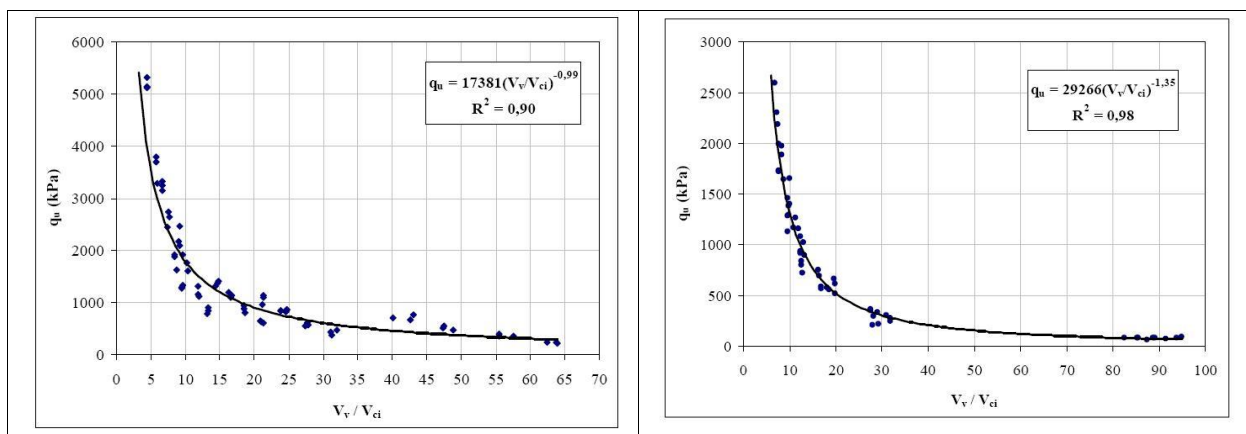


Figura 18. À esquerda Relação volume de vazios /cimento pela resistência à compressão simples (Foppa, 1998). À direita Relação volume de vazios /cimento pela resistência à compressão simples (Cruz, 2008)

4.

PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este programa experimental tem dois objectivos fundamentais. O primeiro consiste em quantificar a influência da quantidade de cimento e grau de compactação sobre a resistência à compressão simples e à tracção do material em estudo. O segundo é verificar a validade da relação V_v/V_c na estimativa da resistência à compressão simples do solo tratado.

Este programa experimental foi basicamente dividido em três etapas. Na primeira etapa foi definido o tipo de solo a utilizar nos ensaios. Esta etapa esteve intimamente ligada à segunda que consistiu na caracterização do solo no que tocava à análise granulométrica e compactação. Na terceira etapa realizaram-se os ensaios de compressão simples e de compressão diametral, sendo que em alguns ensaios à compressão foi possível determinar o módulo de deformabilidade das misturas.

4.2. SELECÇÃO DO MATERIAL A ESTUDAR

Os estudos realizados na FEUP têm incidido essencialmente sobre o material retirado do campo experimental da FEUP que tem granulometria extensa, havendo já alguns trabalhos cujo material de base é mais arenoso ou cascalhento monogranular. Neste trabalho tomou-se como objectivo estudar um fuso granulométrico em que o D_{50} fosse aproximadamente 1mm.

Numa primeira abordagem, pesquisou-se por zonas do país através de consulta de técnicos de laboratório e colegas com experiência em movimento de terras.

O primeiro solo recolhido proveio de Monção, correspondendo a uma camada de cerca de 10cm de espessura de recobrimento de granito, revelando-se de elevada dificuldade a sua recolha em quantidade necessária para a realização dos ensaios, pelo que esse ponto de recolha foi abandonado.

Numa segunda abordagem, e tendo em conta que se iniciavam as obras da praça da portagem da auto-estrada A3 na Maia, e que já na 1ª fase os solos tinham as características semelhantes às desejadas pensou-se em fazer aí a recolha da amostra; contudo o problema da quantidade de material voltou a pôr em causa a realização dos ensaios; por abaixo da capa de terra vegetal surgiu o maciço granítico, que tal como em Monção, tinha apenas uma pequena capa de recobrimento de materiais resultantes da sua decomposição.

Entretanto, iniciou-se uma outra obra, desta feita em Seia, onde se veio a verificar que havia solo com granulometria desejada e na quantidade necessária. Assim, o solo escolhido para a realização do estudo tem origem nessa zona do País.

4.3. PROGRAMA DE ENSAIOS

A amostra de solo foi colhida escavando com um equipamento mecânico. O solo foi posteriormente ensacado e transportado para o laboratório da Gabriel Couto, SA. (GC).

O cimento utilizado nas misturas teve proveniência nas cubas de armazenamento do laboratório da FEUP, que por sua vez havia sido fornecido pela SECIL. O cimento é do tipo I 52,5R. Muito embora este tipo de cimento não seja de uso corrente nas obras de tratamento de solos para bases ou leitos de pavimentos devido ao seu elevado preço e problemas de retracção elevada, quando aplicado em obra sem controlo (confinamento e cuidados especiais na cura) foi adoptado este tipo de material por se conseguir resultados significativos na cura aos 7 dias. O reduzido tempo de cura era essencial para se obter resultados em tempo útil na realização destes ensaios e dos restantes trabalhos que decorrem no Laboratório de Geotecnia da FEUP.

O programa de ensaios está resumido no quadro que se segue, evidenciando as diferentes misturas de solo-cimento por variação da percentagem de cimento, e ainda a variação do grau de compactação dos provetes.

Quadro 2. Resumo do plano de ensaios realizados

% Cimento	Grau de Compactação	Ensaio compressão uniaxial	Ensaio de compressão diametral	Ensaio compressão uniaxial com medição de deformação local
3	94%	2	2	2
5	94%	2	2	2
7	94%	2	2	
3	97%	2	2	1
5	97%	2	2	3
7	97%	2	2	
3	100%	2	2	3
5	100%	2	2	2
7	100%	2	2	

Assim, fez-se variar a percentagem de cimento considerando 3 composições e 3 graus de compactação de forma a verificar a influência da percentagem de cimento e da compacidade do solo nos parâmetros de comportamento mecânico.

4.4. PROTOCOLO DE ENSAIO

4.4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Para a caracterização do solo foram realizados ensaios de análise granulométrica e de compactação para a determinação do peso volúmico e teor em água óptimo de compactação (Figura 19).



Figura 19. À esquerda aspecto de peneiração com recurso a um peneirador mecânico [25]; à direita aspecto da compactação com o pilão pesado do Proctor.

4.4.2. MOLDAGEM E CURA DOS PROVETES

Para o fabrico dos provetes para ensaio, foram utilizados moldes cilíndricos de 150cm de diâmetro por 120cm de altura (A), de acordo com a EN 13286-50; foram ainda utilizados moldes de 100cm de diâmetro por 200cm de altura (B) de acordo com a EN13286-53, para fazer a aferição dos valores obtidos nos ensaios à compressão e para obter os módulos de deformabilidade.

O fabrico dos provetes foi realizado através dos procedimentos de pesagem, mistura, compactação, desmoldagem, acondicionamento, armazenamento e cura.

Dada a heterogeneidade do solo em estudo houve cuidado em fabricar provetes com semelhantes quantidades de partículas grossas e finas entre eles. Para tal determinou-se a percentagem de passados no peneiro nº 4 e assim dividiu-se o solo em duas fracções que depois seriam misturadas na proporção certa. De outra forma poderia estar a incorrer-se no risco de fabricar provetes com material de granulometria diferente o que iria influenciar em muito os resultados deste trabalho.

Após a pesagem dos materiais (solo, cimento e água), o solo e o cimento foram misturados até se obter um material homogêneo sendo de seguida adicionada a água, continuando a misturar-se até atingir a homogeneidade.

O provete era então compactado dinamicamente (A) ou estaticamente (B) consoante a norma seguida. O provete ficava a ganhar alguma cura durante cerca de 24 horas para posteriormente ser desmoldado.

Após a desmoldagem, os provetes eram armazenados em câmara húmida durante mais 5 dias, passando o último dia de cura em imersão num tanque de água a 22°C, perfazendo assim os 7 dias de cura dos provetes.

Será importante também fazer referência à energia (nº de pancadas) aplicada nos provetes para cada nível de compactação. No Quadro 3 apresenta-se o número de pancadas associado a cada grau de compactação.

Quadro 3. Relação entre o nº de pancadas do Proctor pesado e o grau de compactação

Energia de compactação (nº pancadas)	Nível de compactação
55	100%
25	97%
12	94%

		
Aspecto do material após secagem	Mistura de solo com água e cimento	Compactação do provete em camadas

		
Aspecto do provete acabado de moldar	Acondicionamento do provete ainda no molde, para não perder humidade	Aspecto final dos provetes desmoldados

Figura 20. Progressão da moldagem de provetes com compactação dinâmica (H/D=0,8)

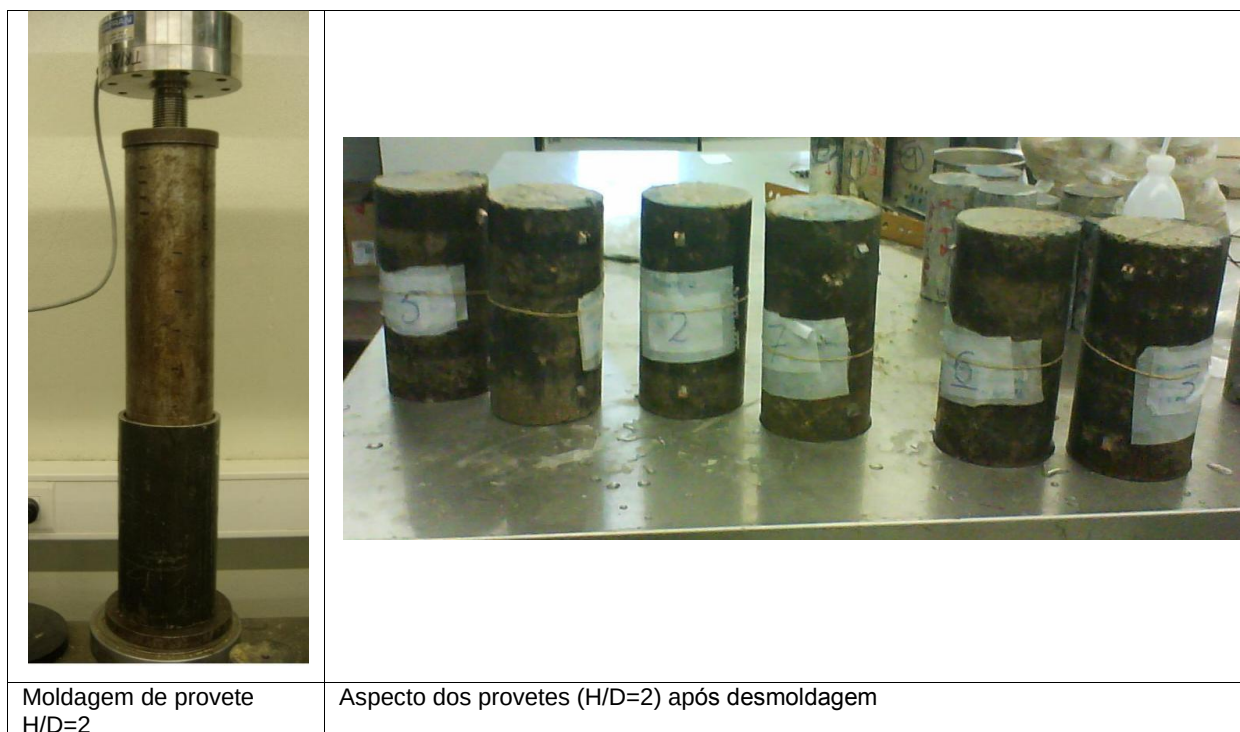


Figura 21. Dois aspectos da moldagem estática dos provetes H/D=2

4.4.3. ENSAIO DE COMPRESSÃO

Os ensaios à compressão simples constituíram uma das etapas mais importantes deste trabalho de investigação, uma vez que foi a partir deles que se obtiveram parâmetros como a resistência à compressão e o módulo de deformabilidade. Tentou-se obter correlações entre os resultados destes ensaios, por um lado a resistência à tracção, por outro a relação V_v/V_c . [24]

O ensaio de compressão simples decorreu de acordo com as indicações na EN 13286-41 sendo que os provetes do tipo A foram ensaiados no laboratório da GC permitindo a realização de um conjunto de ensaios em que apenas se determinou a resistência à compressão. Os provetes do tipo B (H/D=2) foram ensaiados no Laboratório de Geotecnia da FEUP de forma a permitir a medição das suas deformações que permitiu determinar o módulo de deformabilidade.

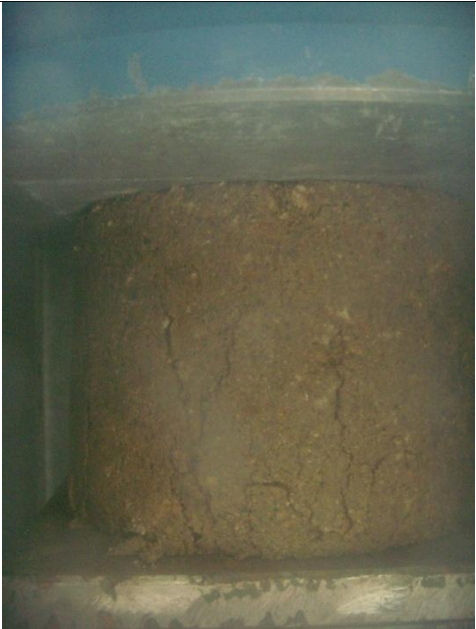
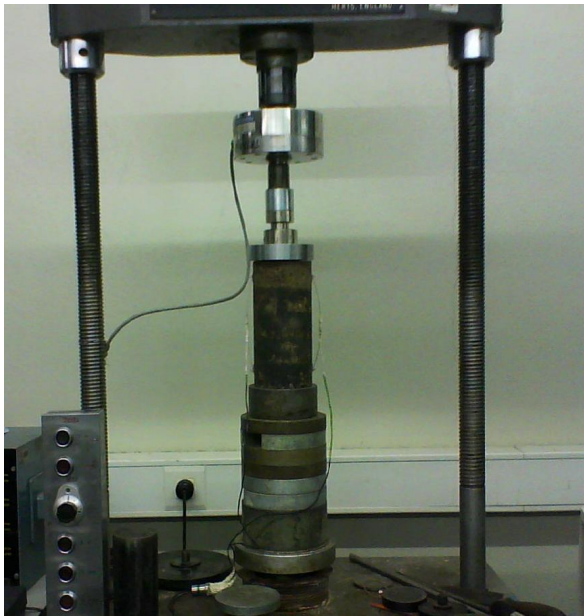
	
Ensaio de compressão uniaxial em provetes H/D=0,8	Montagem de ensaio de compressão uniaxial em provetes H/D=2
	
Rotura característica em prisma (H/D=0,8)	Rotura característica em diagonal (H/D=2)

Figura 22. Alguns aspectos da rotura dos diferentes tipos de provetes

A medição das deformações foi efectuada com recurso a transdutores de banda metálica extensiométrica (LDT, *Local Deformation Transducer*) instalados nos provetes. Os 2 LDT's foram fixados a âncoras pré-instaladas nos corpos dos provetes (Figura 23).

Em alguns provetes houve a necessidade de fazer a correcção das faces devido à sua falta de paralelismo original (Figura 24).

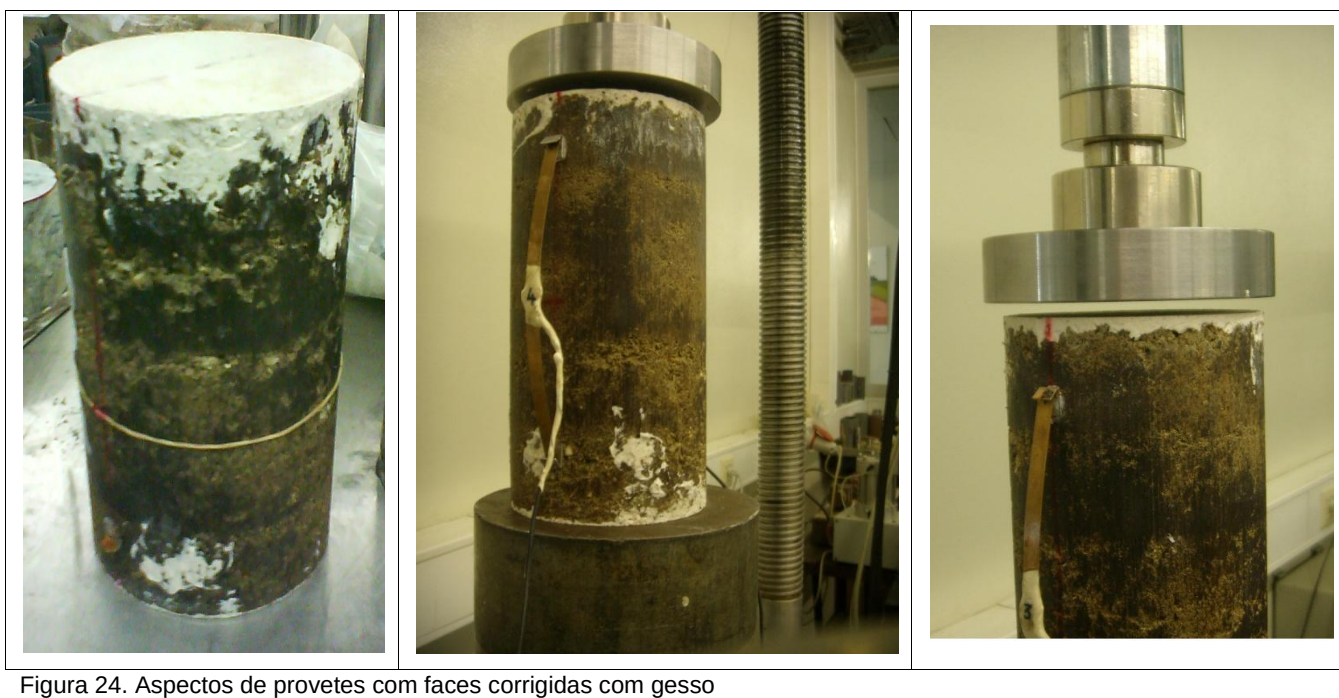




Figura 25. Vista do interior do provete após a rotura.

4.4.4. ENSAIO DE COMPRESSÃO DIAMETRAL

Os ensaios de compressão diametral ou brasileiros tiveram igualmente uma elevada importância no decorrer deste trabalho. Sabe-se que é prática usual proceder-se ao desenvolvimento de correlações entre os resultados neste tipo de ensaios e os resultados dos ensaios de compressão. Assim, houve também a preocupação de analisar essa relação.

Os ensaios brasileiros foram realizados de acordo com as indicações da EN 13286-42. A velocidade adoptada para estes ensaios foi de 0,0167mm/seg (1mm/min), para que os provetes com menor resistência demorassem pelo menos 2min até atingir a rotura (ASTM 2938-95). Desta forma também se cumpria o indicado na EN13286-42 (0,2MPa/seg, que na formulação do ensaio de resistência à tracção corresponde a 5,4N/seg).

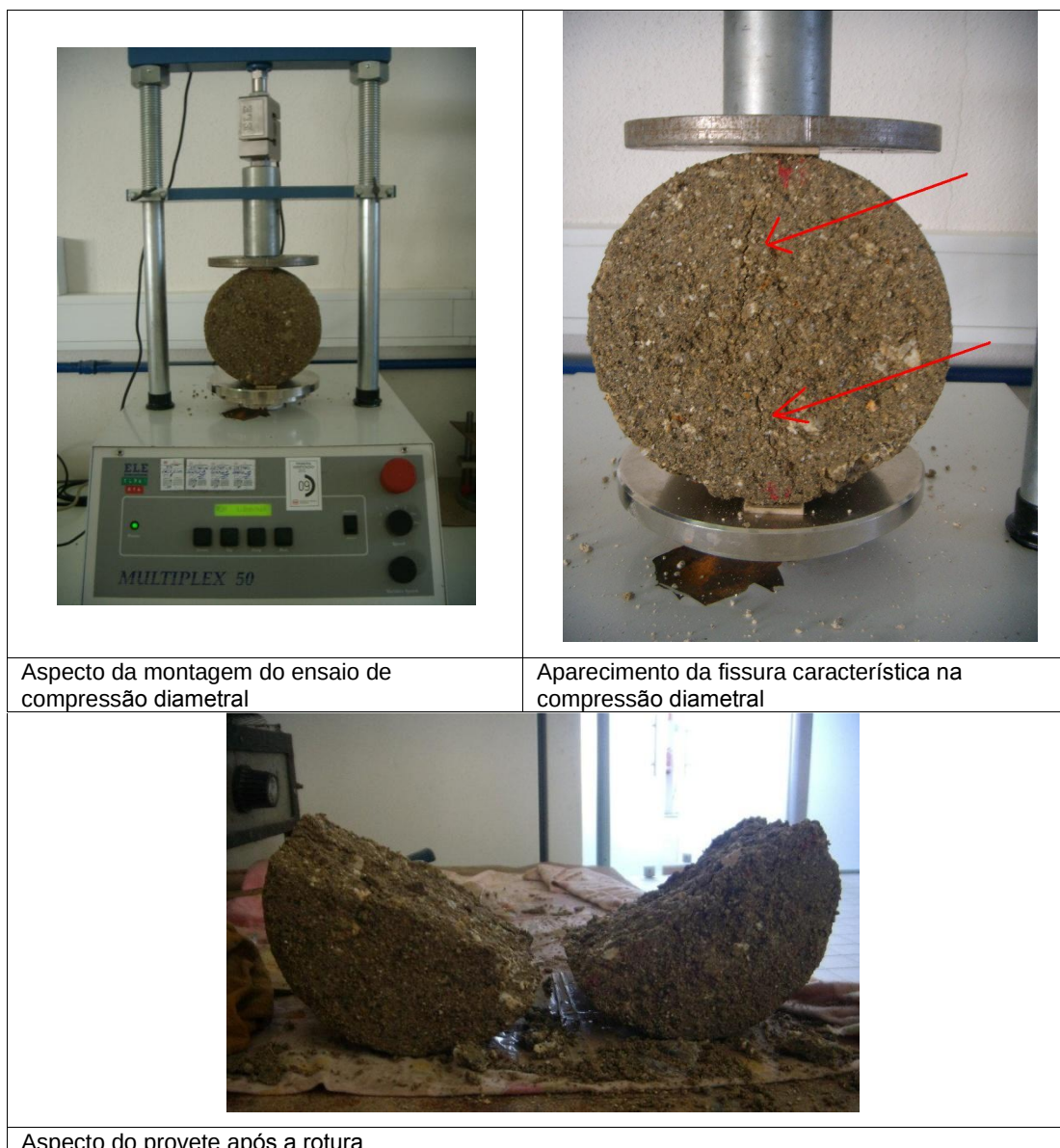


Figura 26. Progressão do ensaio de compressão diametral

4.5. RESULTADOS

4.5.1. INTRODUÇÃO

Neste subcapítulo serão apresentados os resultados obtidos nos 49 ensaios realizados em provetes fabricados com o solo em análise. Serão também apresentados resultados dos ensaios de caracterização do solo.

Como já foi referido anteriormente, e devido à maior disponibilidade de moldes com relação $H/D=0,8$ a maior quantidade de ensaios (18 unidades) foram realizados em provetes com essas dimensões (120mmx152mm). Para aferir os resultados destes ensaios, dado que estes provetes, por serem mais baixos, obteriam maiores resistências à compressão, foram ainda realizados 13 ensaios à compressão em provetes cuja relação $H/D=2$ (100mmx200mm). Durante estes últimos ensaios também se fizeram medições de deformação dos provetes com recurso aos LDT instalados nas suas faces com objectivo

final de determinar o módulo de Young (E). Como complemento a este trabalho de determinação do valor de E, fizeram-se ensaios de propagação de ondas longitudinais nesses mesmos provetes, com o objectivo de determinar o módulo de Young dinâmico, e relaciona-lo com o módulo de Young estático ou quase elástico.

Também foram realizados 18 ensaios de compressão diametral de modo a determinar a resistência à tracção das diferentes misturas de solo-cimento.

Na análise de resultados serão apresentadas várias relações entre as resistências à compressão uniaxial e diametral e as diversas características das misturas tais como a porosidade, relações volume de vazios/ volume de cimento, quantidade de cimento. Também serão analisadas relações que envolvam os módulos de deformabilidade dinâmico e estático com as características físicas do material.

Finalmente serão apresentadas correlações entre os resultados dos ensaios de compressão tendo em conta as dimensões dos provetes, entre resultados os ensaios de compressão uniaxial e os resultados dos ensaios de compressão diametral e ainda as que relacionam os dois módulos de Young.

4.5.2. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

A análise granulométrica foi o ponto de partida para o estudo do solo, já que se trata do primeiro ensaio a realizar para a caracterização física de um solo e sua classificação. Foi a partir deste ensaio que se verificou se o solo se enquadrava nos estudos do comportamento de misturas de solo-cimento em curso no Laboratório de Geotecnia da FEUP, sendo um solo grosseiro, quando comparado com outros já estudados. Determinaram-se a partir desta informação as dimensões do molde a utilizar tanto para os ensaios de compactação como para a própria moldagem dos provetes de solo-cimento.

Esta curva teve também grande importância na determinação da quantidade das fracções grossa e fina que iriam compor o material dos provetes, 34% de materiais grossos e 66% de materiais finos (separação pelo peneiro nº4 – 4,75mm de abertura da malha).

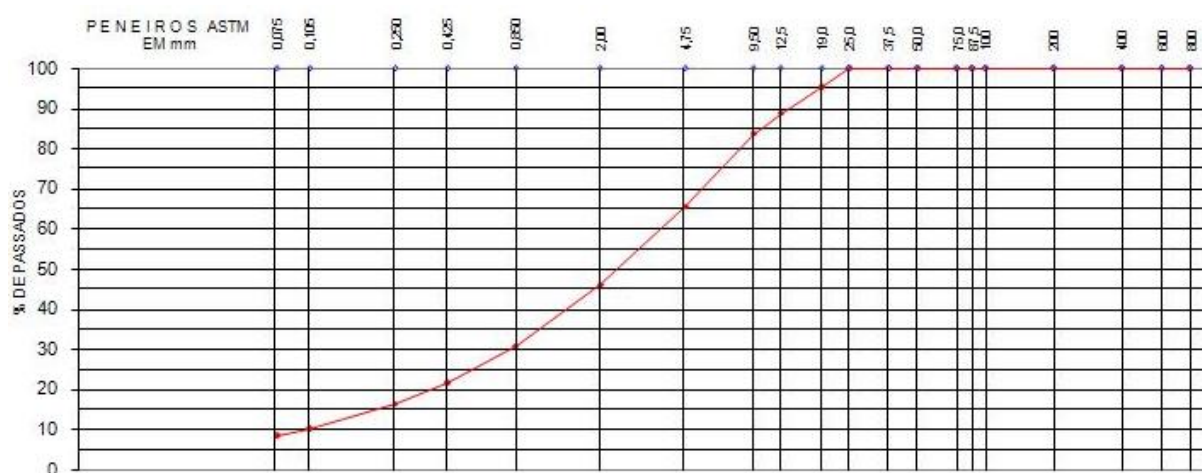


Figura 27 Curva granulométrica do solo estudado

4.5.3. DETERMINAÇÃO DO TEOR EM ÁGUA ÓPTIMO E RESPECTIVO PESO VOLÚMICO SECO

Para a determinação do teor em água ótimo fabricaram-se 5 provetes com quantidades de água diferentes para uma compactação máxima (55 pancadas com Proctor pesado).

Inicialmente tentou-se determinar estes parâmetros com o Proctor leve, contudo, dada a granulometria grosseira do solo não foi possível compactá-lo de forma adequada, e os valores obtidos com o ensaio leve eram de tal maneira dispersos que não foi possível desenhar a curva de compactação.

Os resultados dos 5 pontos de moldagem estão expressos na Figura 28. No ponto de inversão da curva encontra-se o ponto ótimo:

$$\gamma_d^{max} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\omega_{opt.} = 9,5\%$$

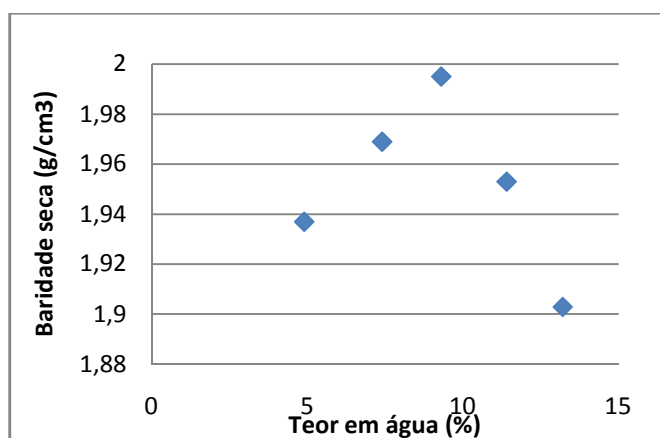


Figura 28 Curva de compactação do ensaio Proctor pesado

Material	Peso volúmico seco máximo (kN/m³)	Teor em água ótimo (%)
Solo	20	9,5
Solo-cimento (3%)	20,2	8,9
Solo-cimento (5%)	20,1	9,0
Solo-cimento (7%)	20,1	10,1

Quadro 4. Resumo de resultados de ensaios Proctor pesado

4.5.4. ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIAXIAL

Na primeira fase de ensaios de compressão axial foram apenas comparadas as resistências face às diferentes composições de solo-cimento e graus de compactação.

As percentagens de cimento utilizadas foram de 3, 5 e 7% e foram cruzadas com graus de compactação de 100, 97 e 94%, do Proctor pesado. Estas foram as compactações utilizadas por se aproximarem mais da realidade das obras de construção de plataformas.

Ao construir o gráfico que relaciona as grandezas em estudo verifica-se uma efectiva influência da quantidade de ligante na resistência à compressão (Figura 29).

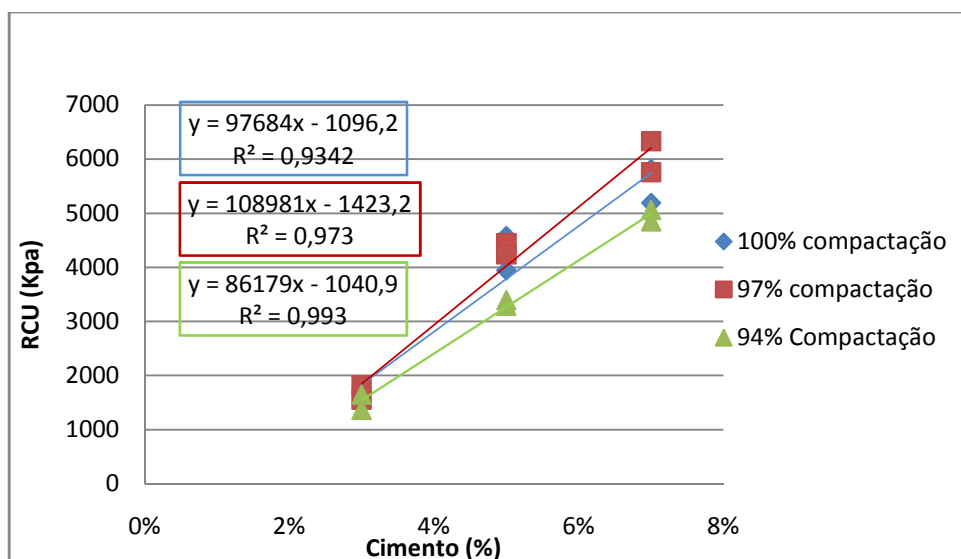


Figura 29. Relação entre a Resistência à Compressão Uniaxial e quantidade de cimento para diferentes níveis de compactação

O grau de compactação não tem grande influência na resistência à compressão, como se evidencia na Figura 30. O parâmetro que mais claramente influencia o resultado é a quantidade de cimento. Denota-se no entanto uma ligeira tendência de decréscimo da resistência quando atinge a compactação de 100%. De facto, os valores da resistência para a compactação a 100% são ligeiramente mais baixos que os de compactação a 97%, o que pode estar associado à quebra de grão, com aumento da fracção fina e concomitante perda de resistência. Este assunto será objecto de análises futuras.

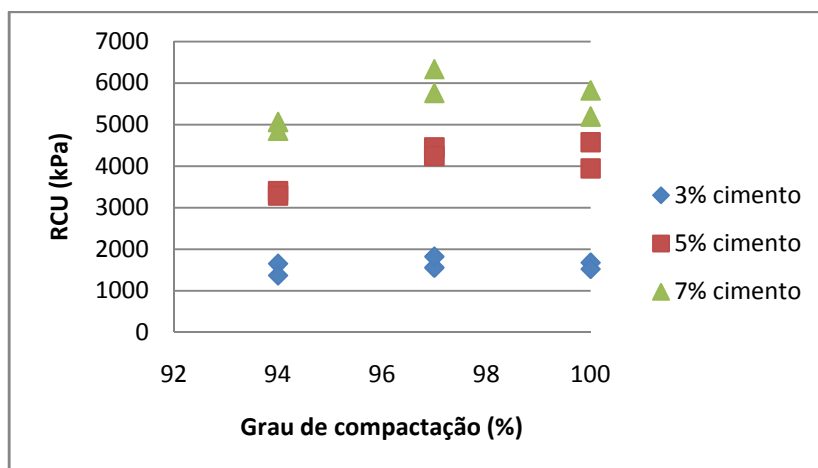


Figura 30. Relação entre a Resistência à Compressão Uniaxial e o grau de compactação variando a percentagem de cimento.

A análise da influência da porosidade na resistência à compressão é imperiosa, na medida em que, em obra, se poderá inferir valores de resistência dos materiais a partir do volume de vazios facilmente medidos pelo gama densímetro. Assim, e observando o gráfico abaixo verifica-se à partida que não foi possível obter uma curva de correlação entre os parâmetros em análise, pois como já se expôs atrás a variação da compactação e consequentemente volume de vazios teve uma pequena influência na capacidade resistente, provavelmente devido à pequena variação dos graus de compactação.

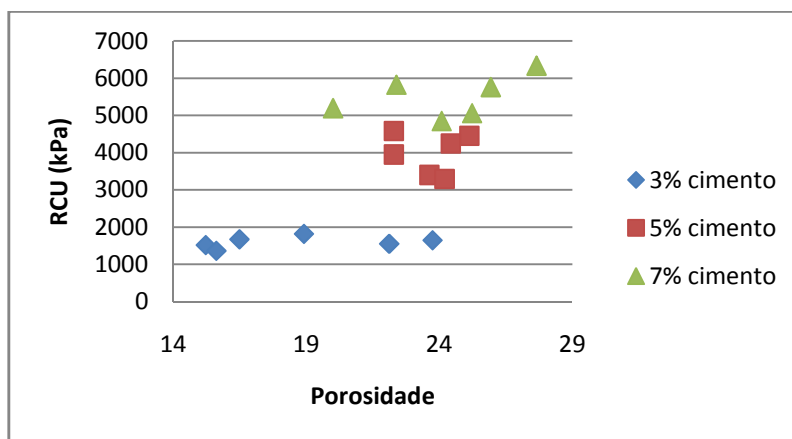


Figura 31. Relação entre a Resistência à Compressão Uniaxial e a porosidade para diferentes quantidades de cimento

Na Figura 32 apresenta-se a relação entre a razão volume de vazios/volume de cimento (V_v/V_c) e a resistência à compressão uniaxial.

Com a “correção” do volume de vazios dividindo-o pelo volume de cimento consegue-se uma curva de tendência com uma aproximação bastante razoável. Desta forma consegue-se definir a ligeira influência da variação do volume de vazios face à importância da quantidade de cimento.

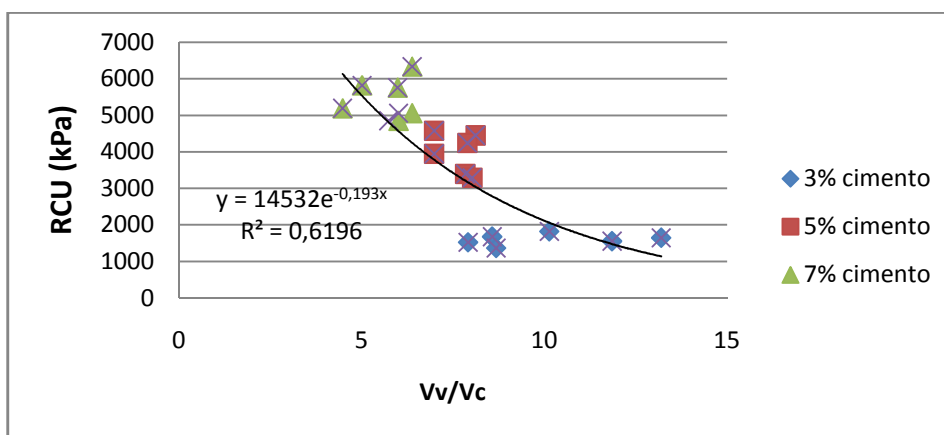


Figura 32. Relação entre a RCU e a relação V_v/V_c

No gráfico seguinte estão representados os resultados obtidos nos ensaios de compressão uniaxial realizados na FEUP, ou seja, em provetes com razão altura/diâmetro de 2 (compactados estaticamente). Nesta representação gráfica tal como na da Figura 29 é clara a influência da quantidade de ligante nos resultados dos ensaios de compressão uniaxial.

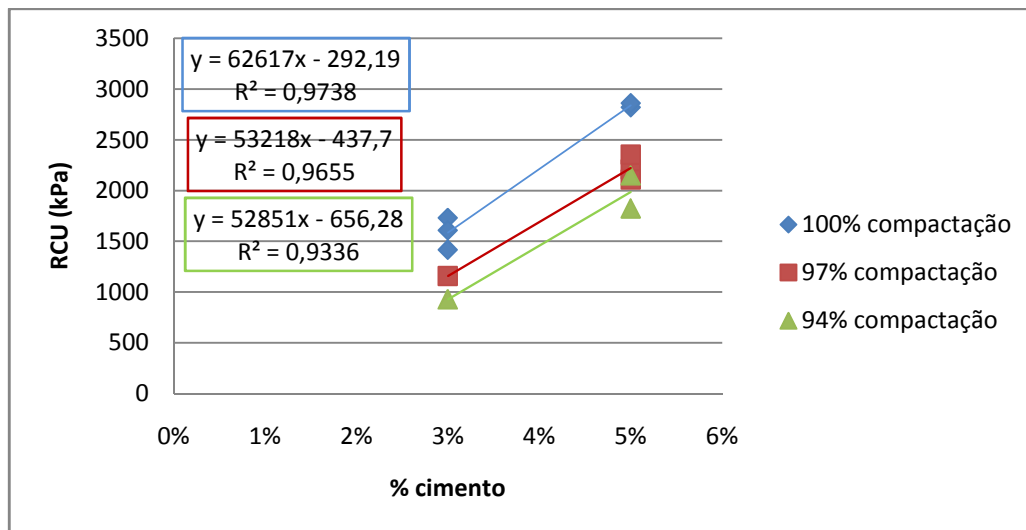


Figura 33. Relação entre a Resistência à Compressão Uniaxial e quantidade de cimento para diferentes níveis de compactação (provetes (H/D=2))

Nos exemplares de provetes compactados estaticamente é visível a ligeira influência da compactação na resistência à compressão axial, verificando-se um ligeiro aumento da resistência quando se aumenta o grau de compactação. (Figura 34)

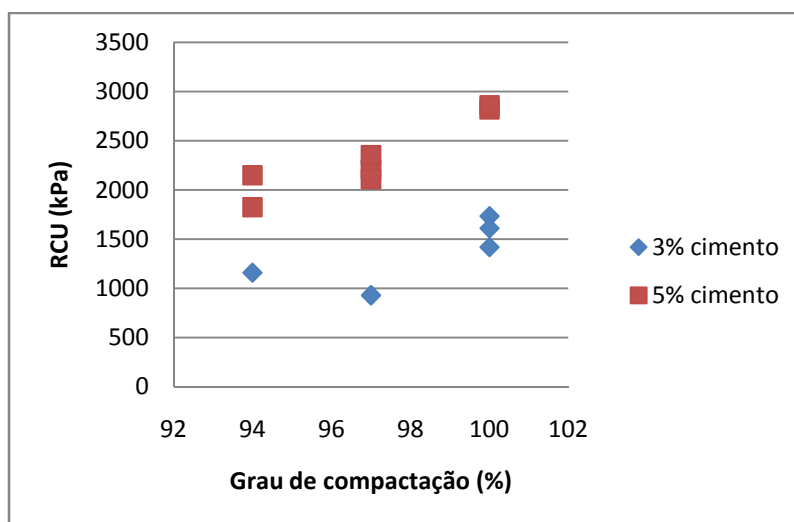


Figura 34. Relação entre a Resistência à Compressão Uniaxial e o grau de compactação variando a percentagem de cimento (provetes (H/D=2))

4.5.5. ENSAIOS DE COMPRESSÃO DIAMETRAL

Os ensaios de compressão diametral foram realizados em provetes com altura 120mm e diâmetro 152mm (moldes de ensaio Proctor). Uma vez que a determinação da tensão de rotura neste ensaio é

função da altura e diâmetro do provete, segundo a norma EN13286-42, não foi necessário aferir valores por provetes com outras dimensões.

Tal como nos resultados da resistência à compressão uniaxial também nos ensaios de compressão diametral se torna clara a influência da quantidade de ligante, aumentando a resistência à compressão diametral com o aumento de cimento (Figura 35).

É de notar que aquando dos ensaios se verificou que a rotura do provete seguia a linha do seu diâmetro “cortando” os grãos de maiores dimensões segundo essa linha (Figura 26), o que indicava uma boa compactação e cimentação já que os grãos não eram destacados mas sim cortados. Assim se depreende que os resultados obtidos sejam representativos da realidade e indicadores da importância do tratamento destes materiais com origem na decomposição do granito.

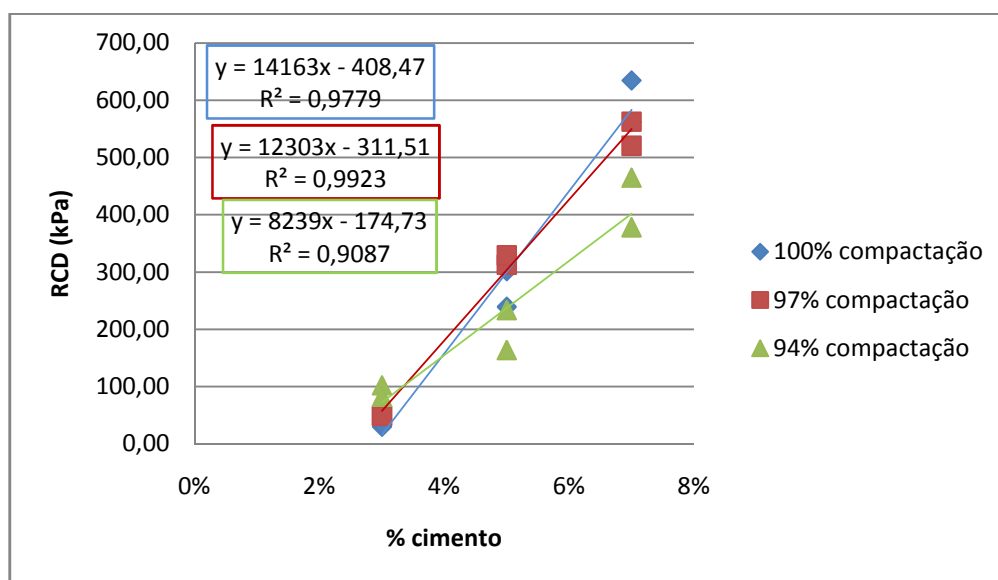


Figura 35. Relação entre a Resistência à Compressão Diametral (RCD) e a quantidade de cimento para diferentes compactações.

Tal como nos ensaios de compressão axial, nos ensaios de compressão diametral detecta-se alguma influência do grau de compactação na resistência. Verifica-se uma quebra da tendência quando se analisam os pontos correspondentes à compactação a 100% (Figura 36).

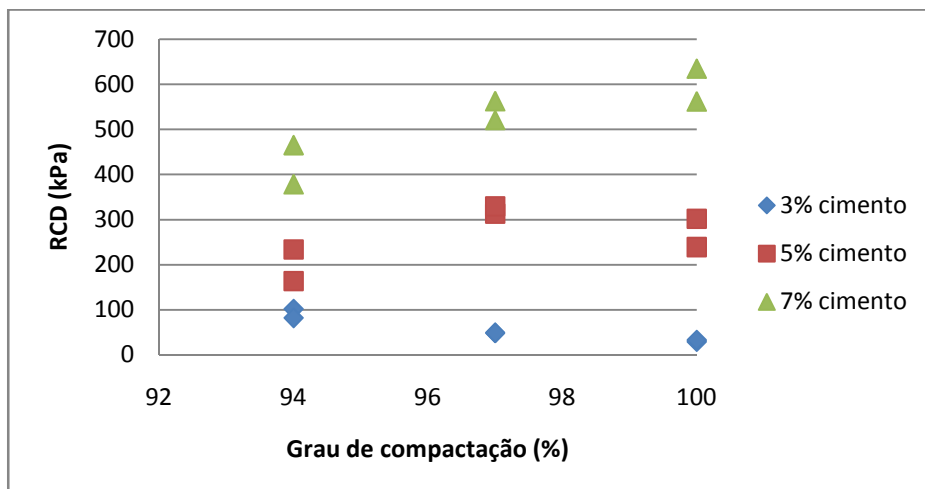


Figura 36. Relação entre a Resistência à Compressão Diametral (RCD) e o grau de compactação variando a percentagem de cimento

Também na relação da porosidade com a resistência à compressão diametral (Figura 37), tal como com a resistência à compressão axial não foi possível obter uma curva que relaciona as duas grandezas. Aqui torna-se mais evidente a influência da porosidade em provetes com maior quantidade de cimento.

Devido à dificuldade de relacionamento das duas grandezas apenas se conseguiu desenhar a linha de tendência para os resultados de provetes com 7% de cimento, com um factor de correlação $R^2=0,67$. Esta baixa correlação obtida para os provetes de 3 e 5% de cimento, pode ser fruto de uma maior dificuldade em homogeneizar o cimento com este solo grosseiro.

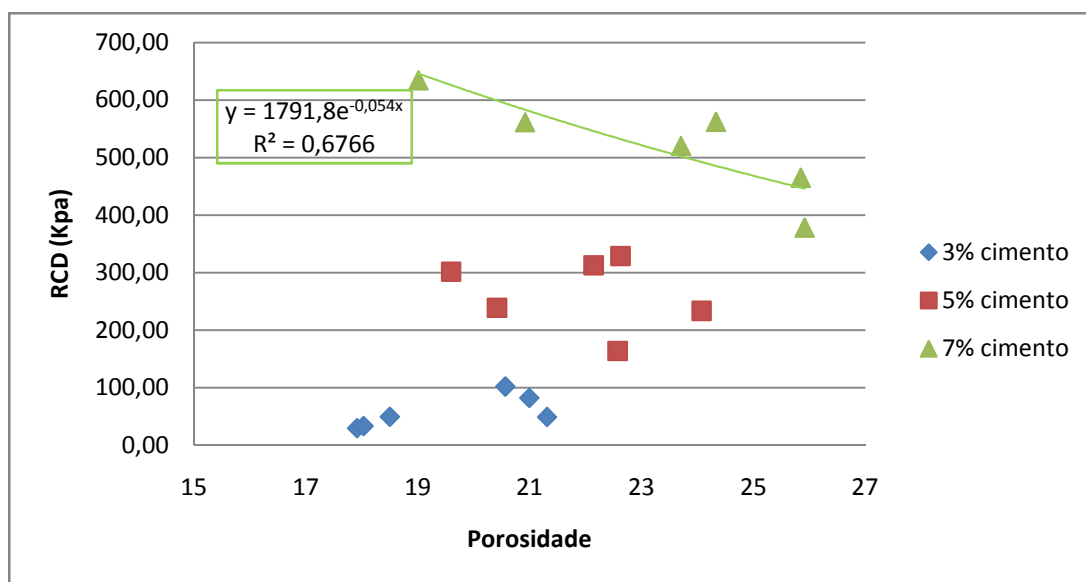


Figura 37. Relação entre RCD e a Porosidade

No entanto, e em convergência com o que vem sendo obtido nos estudos em curso com outros solos e outras composições, a relação das resistências com o V_v/V_c é melhor conseguida, do que apenas com a

porosidade ou o volume de vazios. Tal torna-se evidente a partir da Figura 38 conseguindo-se uma curva de tendência exponencial com $R^2=0,73$. Mais uma vez se verifica que os pontos que melhor se aproximam da curva de tendência são aqueles que representam os provetes com 7% de cimento.

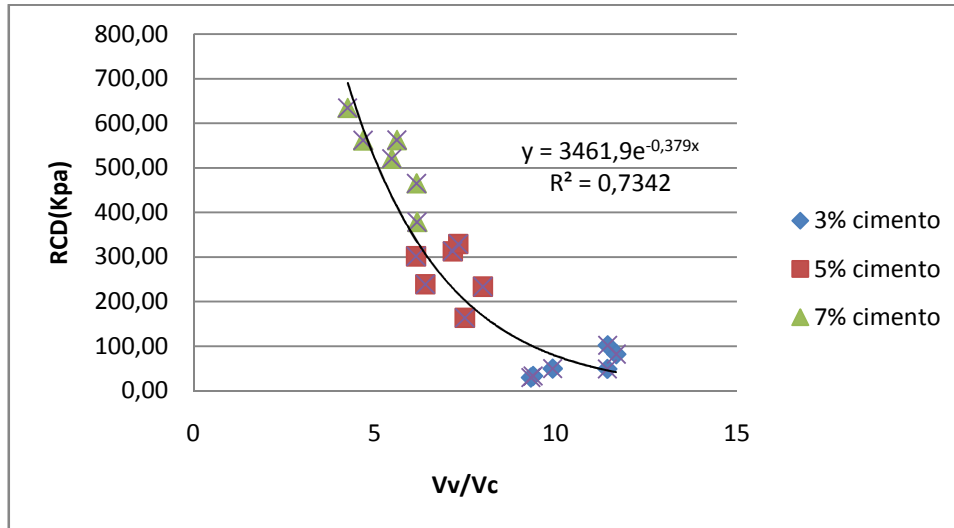


Figura 38. Relação entre a RCD e Vv/Vc

Há vários documentos que relatam uma boa relação entre a RCU e a RCD que de facto se verificou neste estudo; o gráfico que se segue é exemplo disso mesmo.

Esta como outras relações poderão ser importantes para a determinação das características mecânicas de outros materiais pois podem reduzir significativamente o número de provetes a fabricar aquando de um estudo com grande quantidade de ensaios.

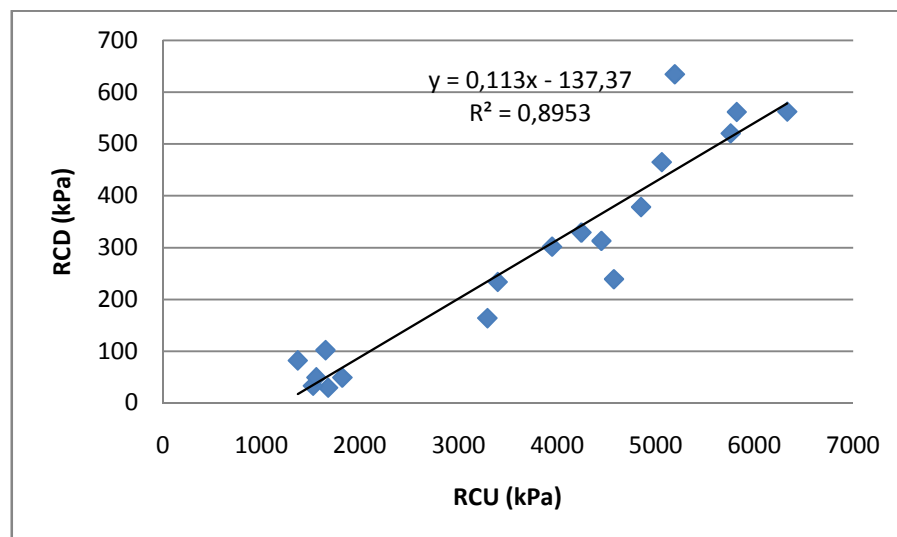


Figura 39. Relação entre RCU e RCD

4.5.6. DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE (E)

Tal como a resistência à compressão ou à tracção também o módulo de deformabilidade tem grande importância na caracterização de misturas de solo-cimento. Estas misturas têm como aplicação as plataformas, principalmente rodó e ferroviárias, pelo que é importante a análise do seu comportamento elástico e elastoplástico para que as plataformas sejam dimensionadas para uma vida útil, em pleno funcionamento, o mais longa possível. Assim, será importante definir o ramo elástico (ou “quasi-elástico”) de cada material, pois será, pelos princípios de um bom dimensionamento, nesse ramo que a mistura que constitui a camada de suporte deverá funcionar, uma vez aplicada em plataformas.

O módulo de deformabilidade ou de Young foi determinado a partir da medição da deformação dos provetes aquando do seu carregamento axial no ensaio de compressão uniaxial. A medição das deformações foi conseguida à custa de LDTs instalados no corpo dos provetes que, pelo seu carácter local e grande precisão, reflectem com rigor a deformação do provete no decurso do carregamento.

Na Figura 40 exemplifica-se os valores da tensão-deformação obtidos a partir das leituras dos deslocamentos dos pontos de apoio dos dois LDT instalados num dos provetes ensaiados no Laboratório de Geotecnia da FEUP, assim como o valor médio das duas deformações.

O módulo de Young (E) foi determinado a partir da inclinação da parte recta do gráfico tensão-deformação.

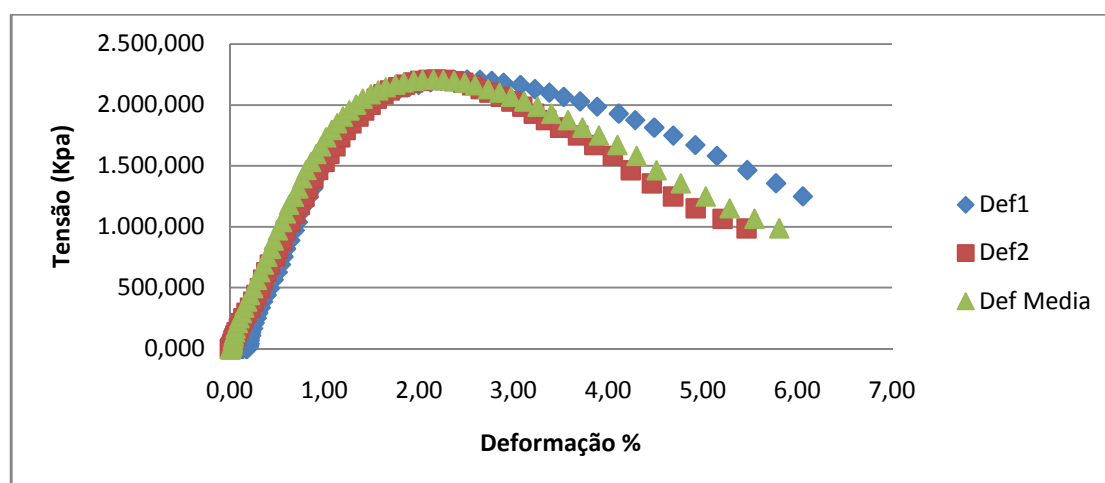


Figura 40. Exemplo de do comportamento de um provete no qual se efectuaram leituras de deformação com LDT's. Gráfico tensão-deformação

Como na figura anterior está representada toda a deformação ao longo do ensaio, apresenta-se na Figura 41, para melhor clareza, apenas os valores que pertencem ao ramo recto de onde se determina o parâmetro, “E”. Neste caso, em particular, o valor do módulo de deformabilidade (de Young) foi de 1916MPa.

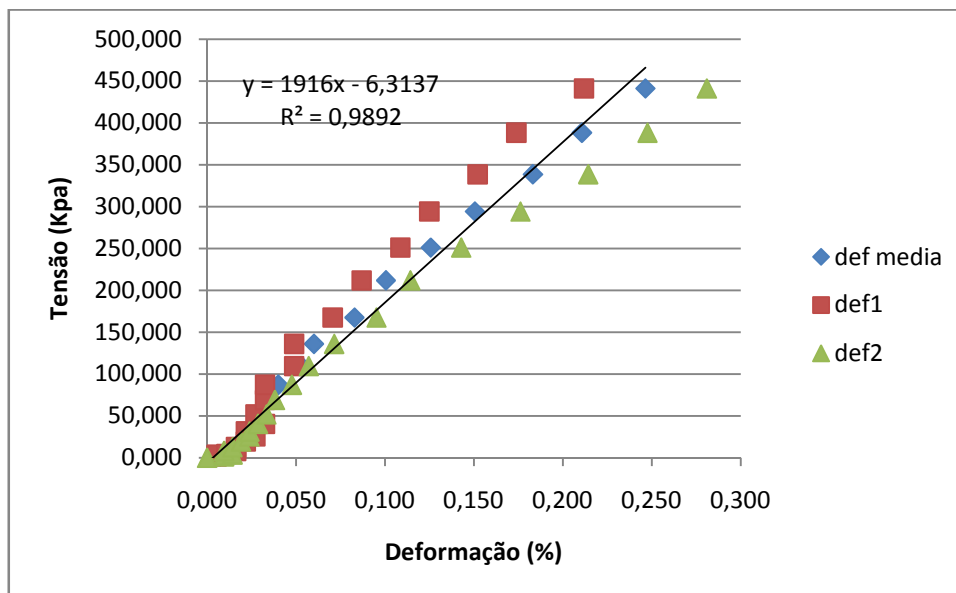


Figura 41. Excerto do gráfico da Figura 40 para determinação do módulo de Young (E), inclinação da recta em MPa no gráfico tensão-deformação.

Os resultados obtidos a partir da determinação da inclinação da curva de tensão-deformação estão resumidos no Quadro 5. Constata-se uma baixa correlação entre os valores obtidos a partir de provetes moldados nas mesmas condições.

Este método de determinação do módulo de deformabilidade tem alguns problemas em termos de precisão já que há uma série de factores que o influenciam. Logo à partida, durante a moldagem dos provetes, e se estes não ficarem com as faces perfeitamente paralelas os LDT's instalados vão ter comportamentos distintos consoante a carga que atinge essa zona do provete. Por outro lado, dada a heterogeneidade destas misturas, dado o carácter grosseiro da granulometria do solo usado, pode numa das faces haver mais grãos grossos que na outra face, o que faz com que o comportamento de uma zona do provete seja distinto do da outra zona.

A título de exemplo, devido à falta de paralelismo entre as faces, apresenta-se os resultados de um destes provetes na Figura 42. Este é sem dúvida um exemplo em que a moldagem do provete pode influenciar a avaliação da deformabilidade

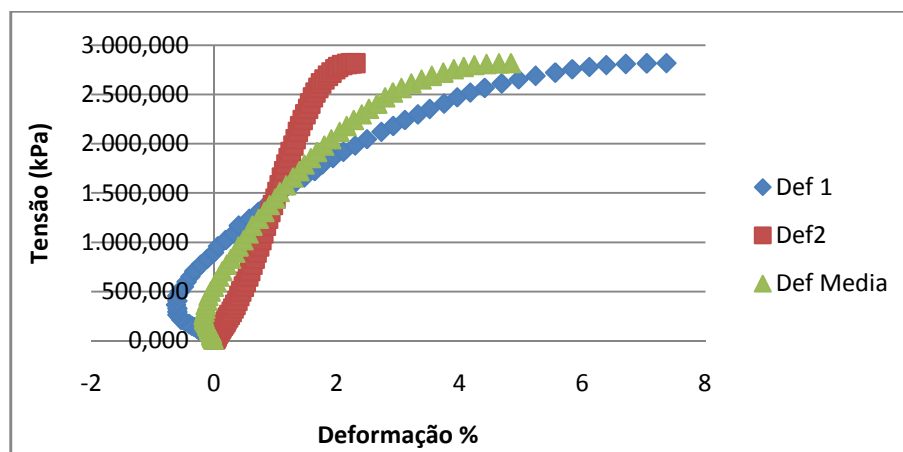


Figura 42. Gráfico tensão deformação de um provete rejeitado.

Os resultados obtidos a partir deste provete foram rejeitados.

No decorrer dos ensaios realizados no Laboratório de Geotecnia da FEUP, e como já referido, detectaram-se alguns problemas na obtenção de resultados homogéneos entre os dois LDT's instalados em cada provete. Estes problemas podem dever-se então à falta de paralelismo entre as faces planas dos provetes. Assim, e para tentar minimizar os erros nas leituras optou-se por fazer uma correcção das faces com gesso (Figura 24) de modo a que a carga ao ser aplicada sobre o provete fosse igual em toda a sua área, não causando deformações diferentes em diferentes zonas do provete e que por consequência conduziram a situações de não conformidade, como descrito acima.

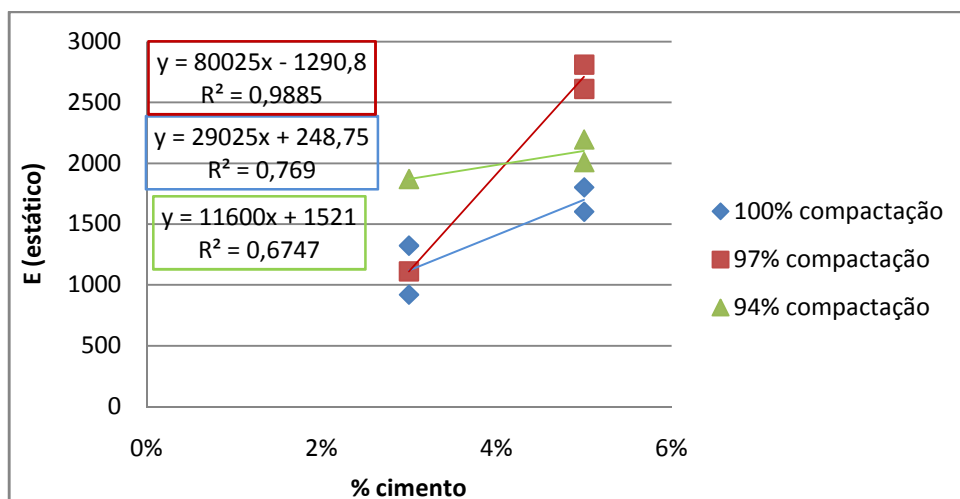


Figura 43. Relação entre o módulo de Young (E) e a quantidade de cimento

Observando o gráfico anterior verifica-se uma falta de correlação entre os resultados obtidos do módulo de deformabilidade e o grau de compactação. No entanto é clara a influência da quantidade de cimento no comportamento das misturas, verifica-se um aumento do módulo de deformabilidade como aumento da percentagem de ligante.

Na Figura 44 apresenta-se a variação daqueles módulos com o índice V_v/V_c .

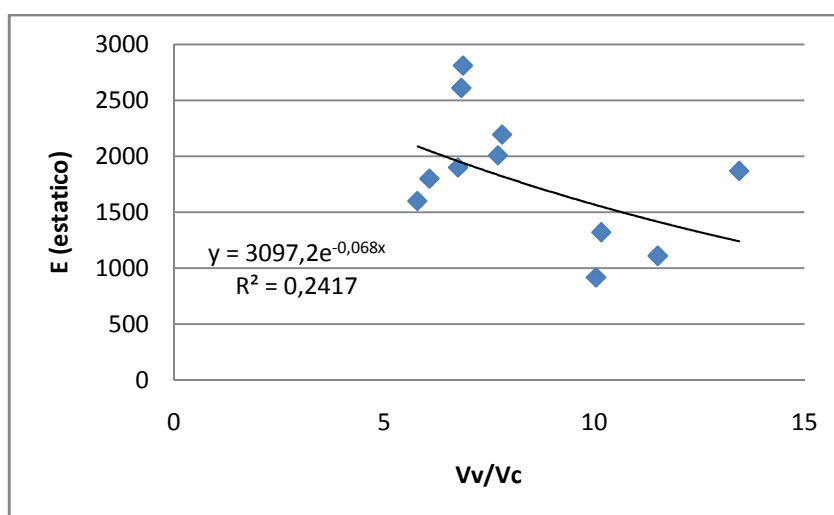


Figura 44. Relação do E com o índice V_v/V_c

É fácil perceber que uma vez que não se obteve uma boa homogeneidade nos resultados do módulo de deformabilidade relativamente aos pontos de moldagem, não seria de esperar uma competente correlação para este índice. Efectivamente na Figura 44, a correlação entre o módulo de deformabilidade e a razão V_v/V_c não é muito clara, contudo há uma ligeira tendência na diminuição do módulo com o aumento daquele.

Na determinação do módulo de deformabilidade, para além da sua determinação por via das medições das deformações aquando dos ensaios de compressão, fizeram-se leituras das velocidades das ondas sísmicas para determinação do módulo de Young dinâmico. Para tal mediu-se o tempo de propagação, t , que a onda sísmica necessita para percorrer todo o provete (Figura 45). Sabendo à partida qual a distância percorrida, correspondente à altura do provete, obtém-se a velocidade pela equação (2)

$$V_L = \frac{H}{t}, (2)$$

O módulo de deformabilidade dinâmico (que aqui designar-se-á por E_{vL}) obtém-se pela fórmula:

$$E_{vL} = \rho V_L^2, (3)$$

Em que $\rho = \gamma/9,81$, é a massa volúmica (4).

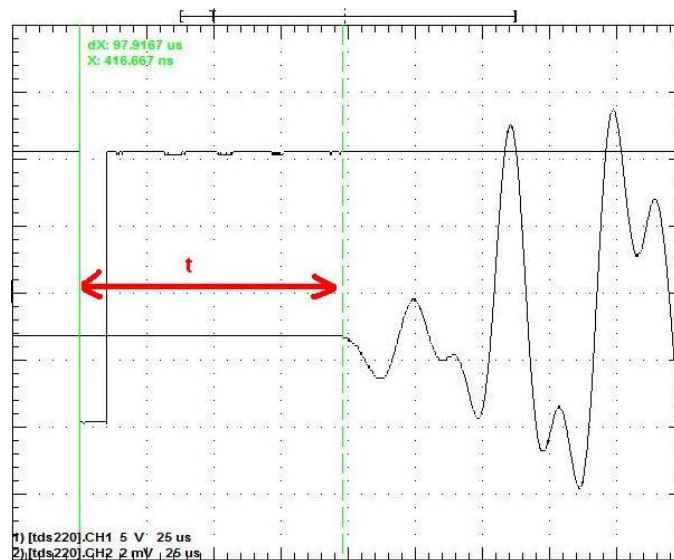


Figura 45. Onda sísmica de resposta (proвете 13). Determinação do tempo de propagação t .

Os resultados destas determinações apresentam-se no quadro seguinte assim como o cálculo da relação entre os dois módulos.

E(MPa)	E _{VL} (Mpa)	E _{VL} /E
918	5219	5,69
1321	4334	3,28
1600	9867	6,17
1800	8991	4,99
1900	8368	4,4
2810	8761	3,12
2611	8443	3,23
1110	4898	4,41
2008	5720	2,85
2194	6887	3,14
1869	3650	1,95

Quadro 5. Módulo de Young estático, dinâmico e relação entre eles.

Após a determinação dos módulos de deformabilidade dinâmicos em vários provetes tentou-se obter uma relação entre eles, na coluna mais à direita do Quadro 5. Contudo e como seria de esperar face aos resultados obtidos no módulo estático, também a relação entre os dois parâmetros não foi de muita utilidade na interpretação dos resultados.

Entretanto na Figura 46, onde se relacionam os pontos de moldagem com o módulo de deformabilidade dinâmico obteve-se uma boa correlação entre eles e nos diversos pontos de moldagem, sendo o R^2 sempre superior a 0,85.

Por outro lado, há alguma coerência entre o grau de compactação e a variação do E, mais evidente nos provetes moldados com 5% de cimento, crescendo o E quando se aumenta a compactação do material. Estes resultados não são tão evidentes nos provetes com 3% de cimento pois tal como se constatou anteriormente para a medição de outros parâmetros mecânicos, as diferenças tornam-se mais claras para composições com maior quantidade de cimento. Assim, e apesar de ser possível observar as diferenças de resultados para composições com quantidade de cimento mais baixas, estas não se tornam tão claras.

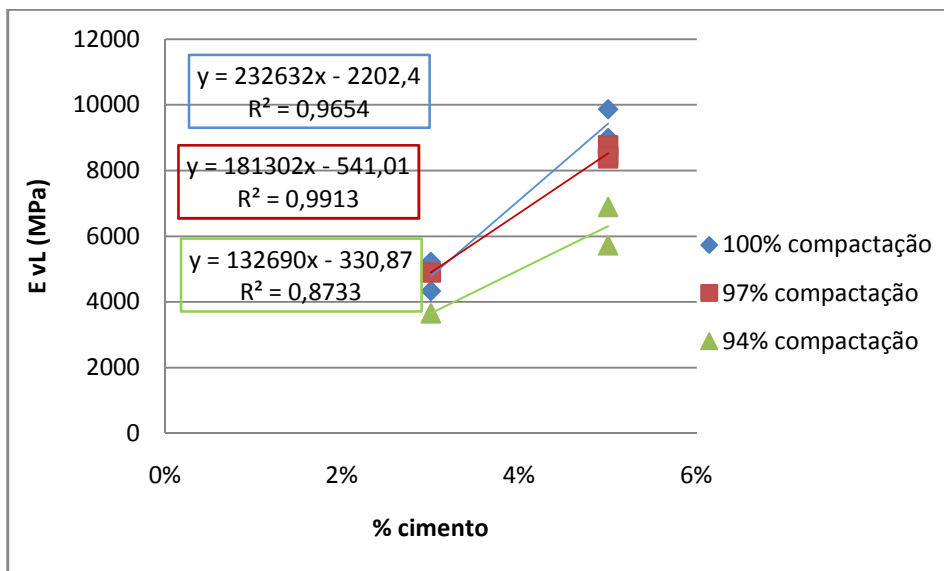


Figura 46. Relação entre o módulo de deformabilidade dinâmico (E_{vl}) e a quantidade de cimento

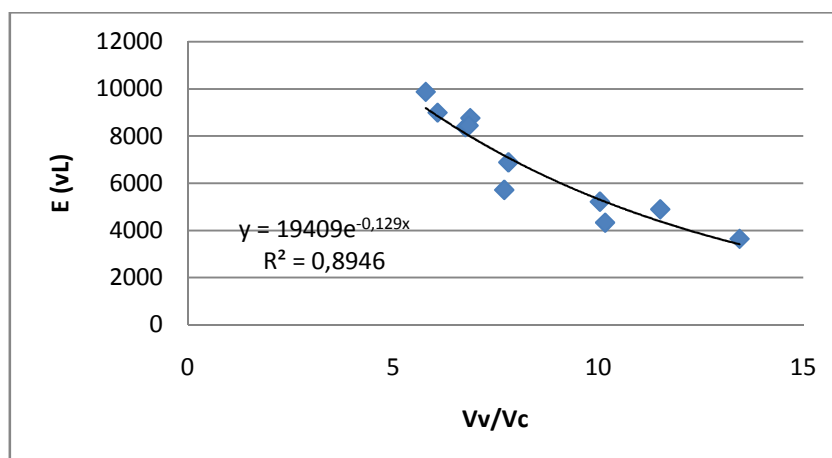


Figura 47. Relação entre o módulo de Young dinâmico e a razão V_v/V_c

Assiste-se a uma diminuição significativa do valor deste parâmetro quando aumenta o índice volumétrico V_v/V_c . Esta tendência já era indicada quando da determinação do mesmo parâmetro estático mas não tão clara (Figura 47).

No caso do módulo dinâmico, e porque a dispersão de resultados é bastante inferior aos resultados do módulo pseudo-elástico (determinado estaticamente), a correlação é muito boa ($R^2=0,89$).

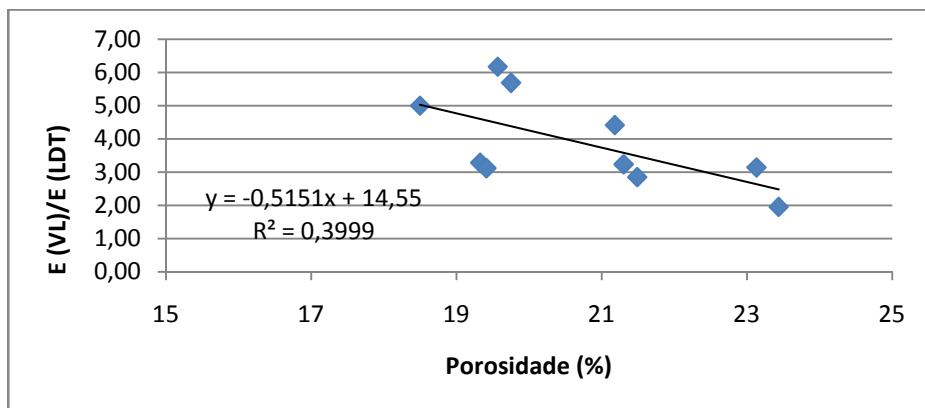


Figura 48. Relação entre a razão do módulo de Young dinâmico (ondas longitudinais) e o Módulo de Young quase elástico (LDT) com a porosidade.

Na Figura 48 tenta-se representar a relação entre as duas grandezas, a razão entre os módulos estáticos e dinâmico e a porosidade. Verifica-se um decréscimo da razão entre os módulos com o aumento da porosidade.

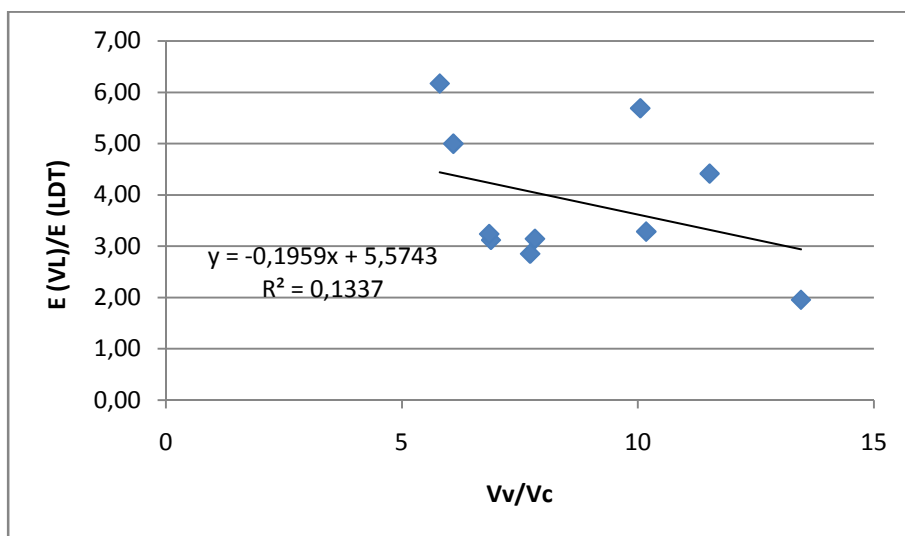


Figura 49. Relação entre a razão do módulo de Young dinâmico (ondas longitudinais) e o Módulo de Young quase elástico (LDT) com a razão Vv/Vc.

A relação entre a razão dos dois módulos tem tendência para decrescer aquando do aumento da razão Vv/Vc (Figura 49).

5.

ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo vão analisar-se alguns resultados obtidos e discutir a fiabilidade dos métodos utilizados para a obtenção desses mesmos resultados.

Iniciando com a análise dos resultados à compressão axial, comparam-se os resultados obtidos nos provetes com razão $H/D=0,8$ e $H/D=2$ e procura-se obter uma relação razoável entre ambos, já que os moldes com $H/D=0,8$ são muito comuns nos laboratórios das empresas de construção civil, e daí ter interesse em correlacionar valores de uns provetes para outros.

Por último, será analisado o módulo de deformabilidade obtido de duas formas distintas, por via da medição das tensões-deformações em instrumentação local e muito precisa, no decurso dos ensaios de compressão uniaxial, e por via do tempo de propagação das ondas sísmicas ao longo do corpo do provete, ou seja, módulos pseudo-elásticos (estáticos) versus módulos dinâmicos (verdadeiramente elásticos e de muito baixas deformações).

5.1. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO H/D

Ao longo deste trabalho, por diversas vezes foi mencionado que se fabricaram provetes segundo duas normas diferentes devido à conjugação de disponibilidade de moldes para a sua moldagem.

Para além da razão de ordem logística o fabrico de dois tipos de provetes, com relações altura/diâmetro distintas, poderá ter grande utilidade no futuro uma vez que os moldes $H/D=0,8$ são muito mais comuns em laboratório correntes, do que os moldes $H/D=2$.

Na Figura 50 tenta-se evidenciar a relação obtida a partir dos resultados conseguidos com os dois tipos de provetes, a relação segue a tendência de uma recta com aproximação de $R^2=0,61$.

Poder-se-á utilizar este gráfico ou um equivalente e adaptado a cada tipo de solo para a partir de provetes $H/D=0,8$ e compactados dinamicamente (com Proctor) obter valores, pensa-se que mais representativos da realidade, de provetes que seriam moldados com $H/D=2$. Para além da premissa de que os provetes mais altos mais se aproximam dos valores reais, a verdade é que só com o recurso a provetes com estas dimensões é que será possível monitoriza-los aquando dos ensaios de resistência para medição de deformações e por consequência determinação de parâmetros de rigidez.

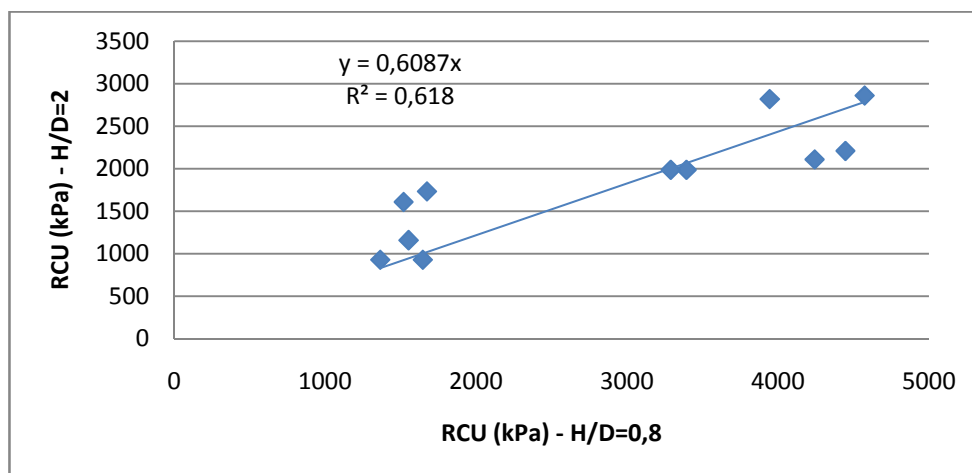


Figura 50. Relação entre a RCU em provetes H/D=0,8 e RCU em provetes H/D=2

Desta forma e apesar de se trabalhar com correlações consecutivas que podem induzir em erros acumulados, poder-se-á obter valores de referência para a rigidez que poderão ser de grande importância em fase de dimensionamento de plataformas e/ou em fase inicial de selecção de materiais.

Na Figura 51 procura-se mostrar uma forma prática de se determinar os valores de RCU dos provetes tipo B a partir de provetes tipo A.

Pelo gráfico é fácil perceber que a correlação a existir terá que ser melhor estudada, já que quando se trata de compactações de 100% e 97% ambas seguem a mesma tendência de valores semelhantes. Todavia quando se reduz a compactação para 94% a linha de tendência é praticamente horizontal em que a correspondência é aproximadamente de $RCU(A)=1,53 RCU(B)$

A ASTM D1163 refere uma correlação da ordem dos 1,10. Neste estudo não se obteve esta relação para todos os tipos de provetes. No caso de provetes compactados a 94% conseguiu-se uma relação constante e independente da quantidade de cimento, tal como refere a norma, o poderá indicar que há efectivamente outros factores que não foram levados em consideração e que estão a influenciar os resultados, eventualmente o comportamento evolutivo dos solos quando compactado dinamicamente.

Esta premissa baseia-se apenas nos ensaios realizados, que dado o seu pequeno número, não permitem uma afirmação mais conclusiva acerca da influência da compactação e percentagem de cimento nesta correlação.

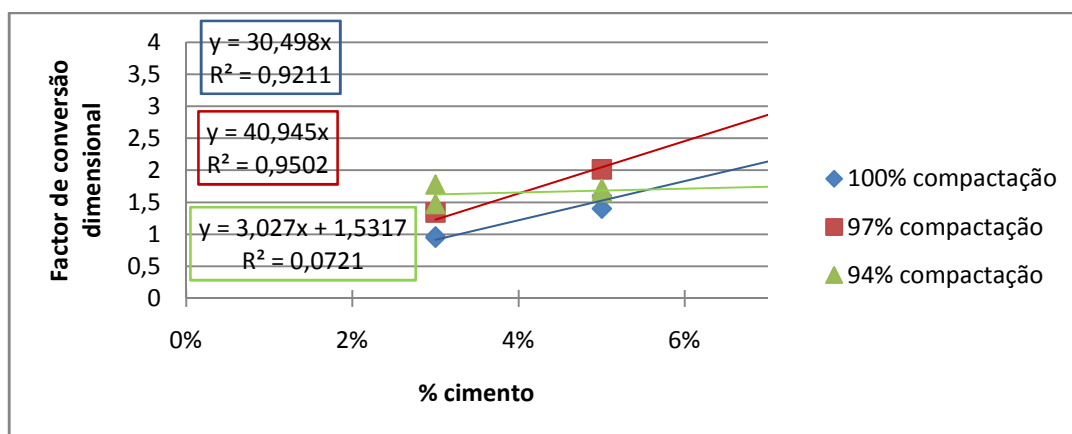


Figura 51. Relação entre o factor dimensional e a % de cimento para diferentes níveis de compactação

Para elevadas compactações a correlação faz-se segundo rectas com aproximadamente 35°. Quando se baixa o nível de compactação verifica-se uma constância no valor da conversão de carga de uns provetes para outros

O factor dimensional (f) referido no gráfico será utilizado para o cálculo das RCU (A) ou (B) segundo a equação (5) $RCU(B) = RCU(A)/f$, (5e calculado segundo a equação da recta correspondente a cada percentagem de cimento (Figura 51).

$$RCU(B) = RCU(A)/f, (5)$$

Esta conversão será apenas válida para este solo e para as condições de moldagem descritas neste documento, carecendo no entanto de verificação com uma maior quantidade de ensaios, principalmente no que toca a outros graus de compactação.

O factor f para a percentagem de 7% foi determinado por extrapolação da linha de tendência.

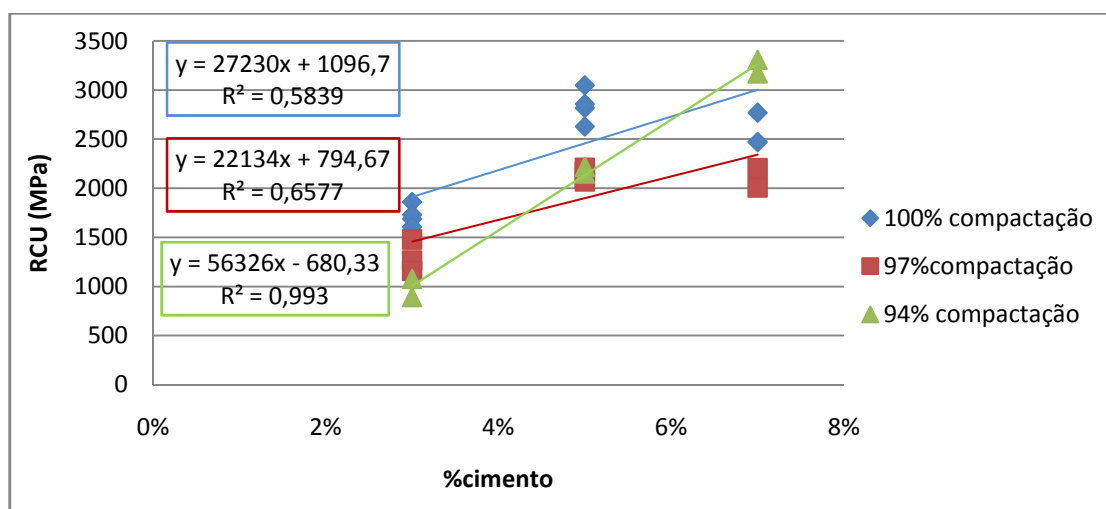


Figura 52. Relação entre a RCU com os valores corrigidos pelo f, e a quantidade de cimento.

Tendo em conta a conversão determinada anteriormente e sobejamente explicada compilou-se os resultados de RCU dos dois tipos de provetes e reuniram-se na Figura 52. Pode verificar-se que os resultados da compactação a 94% não seguem o mesmo andamento que os restantes resultados, contudo este aspecto do gráfico deve-se ao comportamento distinto da mistura para diferentes graus de compactação, pelo que a aferição de valores não foi bem conseguida.

5.2. COMPARAÇÃO DA DEFORMAÇÃO PARA DIFERENTES PONTOS DE MOLDAGEM

No decorrer da análise dos resultados constatou-se que as misturas menos compactadas têm um comportamento mais plástico que as misturas mais compactadas. Tal premissa é possível confirmar observando o gráfico seguinte. Os provetes com compactações a 100% após o pico da RCU apresentam uma queda abrupta na resistência acompanhada de uma deformação muito pequena, enquanto os provetes com compactação a 97% após a resistência de pico ainda apresenta uma capacidade de absorver uma carga residual que se traduz numa curva alongada após o pico.

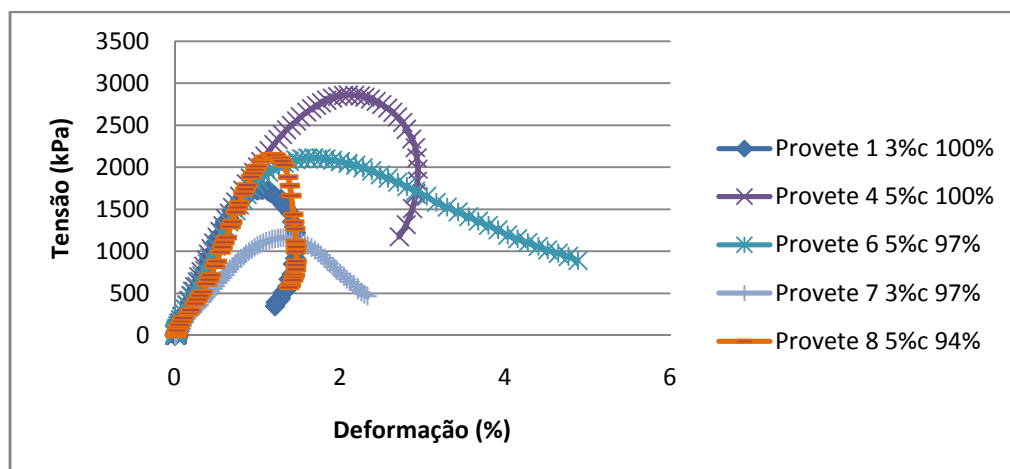


Figura 53. Relação de RCU e deformação para provetes com pontos de moldagem distintos.

5.3. COMPARAÇÃO ENTRE OS MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE ESTÁTICO E DINÂMICO

Do atrás exposto ficou clara a falta de homogeneidade dos resultados obtidos do módulo de deformabilidade estático face ao módulo dinâmico. Quando se corrigiu as faces dos provetes com gesso melhorou-se a correspondência de deformação entre os dois LDT's instalados no provete, no entanto no que toca a resultados de determinação do módulo de deformabilidade os valores continuaram a não ser coerentes entre si.

De acordo com Gomes Coreia [26], as medições externas das deformações podem conduzir a erros na determinação da rigidez dos materiais em estudo, contudo podem ser minimizados se se fizerem medições radiais para aferir os resultados.

A determinação do módulo dinâmico por via do tempo de propagação das ondas sísmicas utiliza todo o corpo do provete, ao contrário do método anterior que apenas utiliza pontos das faces exteriores. Este facto faz crer que os resultados obtidos a partir das ondas sísmicas serão mais fiáveis uma vez que o material utilizado para o estudo é muito heterogéneo e a suas faces nem sempre são tão regulares como se desejaria. Note-se que existiram algumas dificuldades na desmoldagem dos provetes. Por outro lado os moldes eram de tubo mecânico não rectificado pelo que as pequenas irregularidades no interior do molde poderiam dificultar ainda mais a desmoldagem. O facto de que para provetes mais compactados ter sido mais difícil a desmoldagem, faz com que se coloque a hipótese de haver rotura do provete na interface provete-molde interferindo assim nos valores das medições com LDT.

Em trabalhos realizados no Laboratório de Geotecnia da FEUP com ondas sísmicas, nomeadamente em provetes de rocha, verificou-se que o Módulo de deformabilidade estático é cerca de 4 a 5 vezes menor que o mesmo parâmetro medido em condições dinâmicas (sísmicas). Neste trabalho as relações variam entre 3 e 6 vezes, o que se enquadra naquele intervalo, devendo-se a maior amplitude de intervalo às dificuldades na obtenção de resultados razoáveis em condições estáticas, como foi amplamente descrito no capítulo anterior.

5.4. COMPARAÇÃO DE RCU ENTRE MATERIAIS JÁ ESTUDADOS

O estudo do comportamento do solo grosso de Seia faz sentido quando enquadrado com outros estudos de materiais com algumas características físicas semelhantes. Assim, vão ser comparados alguns resultados de estudos realizados por Consoli [31] e por Cruz [30].

Em 2006, um grupo de alunos em tese de fim de licenciatura em Eng. Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, orientados pelo Prof. Nilo Consoli, fizeram um estudo com CCR (Concreto (betão) Compactado com Rolo) analisando o seu comportamento mecânico para várias percentagens de cimento e graus de compactação. Este material, cuja curva granulométrica está representada a “verde” na Figura 54, é fabricado artificialmente com areia e brita. Consoli (2006).

Em 2008 Caberlon Cruz [30] estudou o comportamento de uma areia monogranular, a areia de Osório, representada com a sua curva granulométrica a “vermelho” na Figura 54.

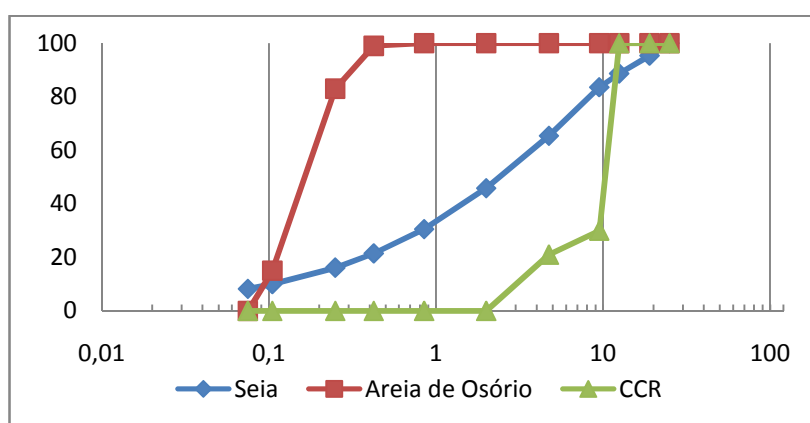


Figura 54. Três curvas granulométricas de materiais estudados em misturas com cimento

O estudo do CCR consistiu na determinação da resistência à compressão da mistura de agregados britados com cimento aos 28 dias de cura e estabelecimento de algumas correlações com parâmetros que pudessem ser úteis para outros estudos, nomeadamente o índice volumétrico V_v/V_c . Na figura seguinte é possível observar a boa correlação deste índice com a resistência seguindo uma tendência exponencial.

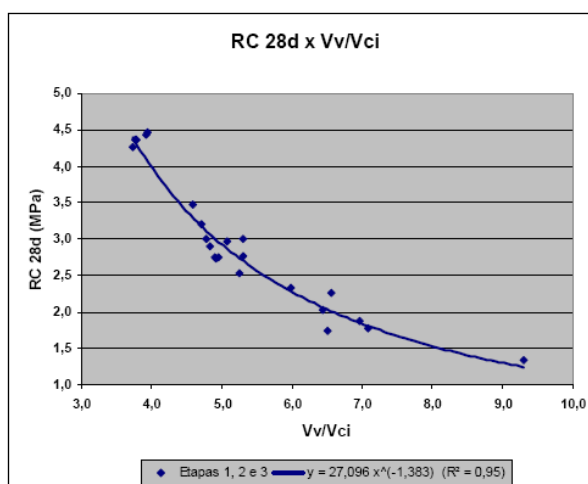


Figura 55. Relação RCU (28 dias) e índice volumétrico V_v/V_c (adaptado de Consoli, 2006) [31]

A areia de Osório estudada por Cruz também apresenta uma muito boa relação com o índice volumétrico V_v/V_c também com uma tendência exponencial.

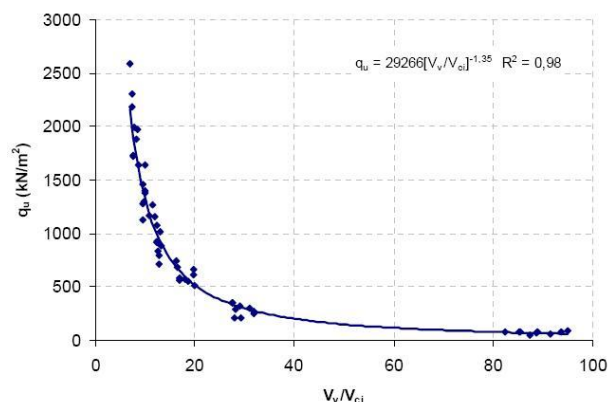


Figura 56. Relação RCU (7dias) e índice volumétrico V_v/V_c (adaptado Cruz 2008) [30]

Para que os resultados do trabalho de Consoli possam ser comparáveis com os restantes resultados nos restantes materiais estudados, e uma vez que o cimento utilizado foi 42,5R, ter-se-á que considerar que a resistência aos 28 dias corresponde à resistência aos 7 dias dos ensaios com cimento 52,5R.

Após a aferição relativa aos valores obtidos por Consoli, observa-se uma crescente resistência à compressão quando se aumenta o diâmetro dos grãos do material.

Quadro 6. Resumo das resistências obtidas nos três tipos de material

Tipo de solo	RCU (kPa)
Areia de Osório	350
Solo “Seia”	1150
CCR	4350

5.5. COMPARAÇÃO DE DEFORMABILIDADE ENTRE MATERIAIS JÁ ESTUDADOS

Em termos de deformabilidade, apenas foi possível comparar o comportamento do solo grosso tratado neste estudo, com o solo do Campo Experimental da FEUP, em estudo no Laboratório de Geotecnia da FEUP, nomeadamente por Vitali (2008), e Sara Rios Silva e Viana da Fonseca em (2009).

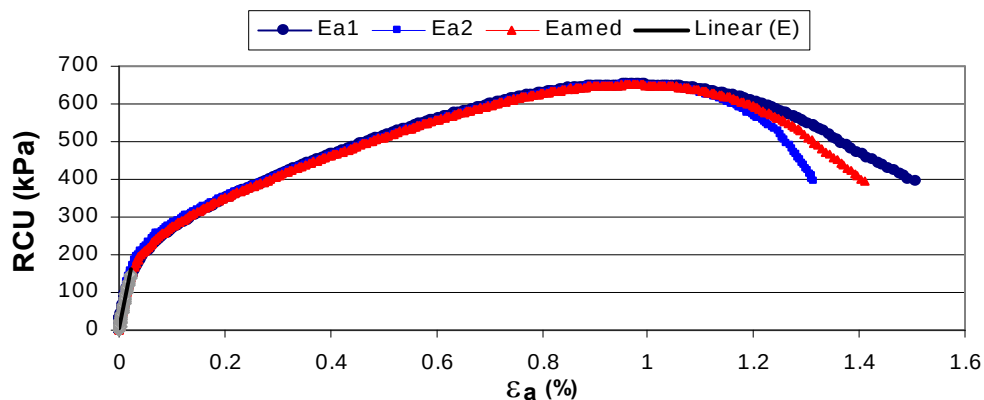


Figura 57. Curva tensão deformação típica de um solo bem graduado. – 2% Cimento e 87% compactação (Adaptado de Vitali 2008)

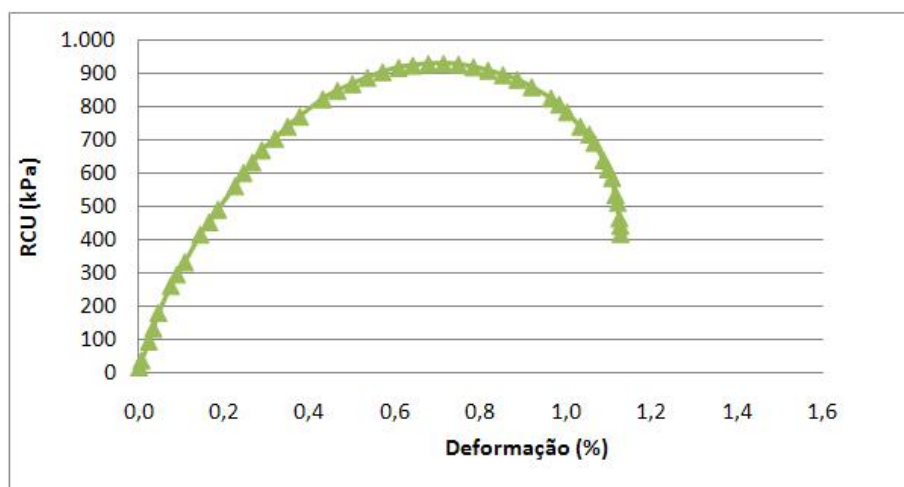


Figura 58. Curva tensão deformação típica de um solo grosso - 3% cimento 94% compactação

O solo grosso tem um comportamento mais sensível que o solo bem graduado, pois uma vez mobilizada a resistência dos maiores grãos, estes partem e quebram todas as ligações da mistura (Figura 57 e Figura 58). No solo bem graduado, como possui maior quantidade de finos, aquando do ensaio, os grãos vão “mudando” de posição intrincando-se novamente do espaço seguinte quase como que uma “roda dentada”. Este mecanismo não é possível funcionar no solo grosso já que os grandes grãos não cabem noutro espaço que não o seu.

6.

CONCLUSÕES

O parâmetro que mais influenciou os resultados dos ensaios foi a quantidade de ligante. Quanto ao grau de compactação verificou-se uma pequena influência na resistência à compressão uniaxial, tornando-se mais evidente em misturas cujas dosagens de cimento eram mais elevadas. Os modos de rotura seguiram aqueles que são mencionados na EN 13286 – 41, sendo interessante referir que os provetes $H/D=0,8$ apresentaram rotura semelhante à típica do betão – em prisma -, e os provetes com $H/D=2$ apresentaram modos de rotura segundo uma linha diagonal.

Nos ensaios brasileiros, de onde se obteve a resistência à tracção, obtiveram-se resultados com curvas de tendência com menor coeficiente de correlação do que os obtidos nos ensaios de compressão uniaxial. Provavelmente tal deve-se ao facto de este ensaio ser feito com aplicação de uma carga numa área muito reduzida, quando comparada com a área de contacto de um ensaio de compressão uniaxial, e desta forma torna-se muito dependente da homogeneidade do provete. De acordo com alguma literatura [30] a resistência à tracção oscila entre 9 e 14% da resistência à compressão uniaxial ou simples. No caso em estudo a resistência a tracção ficou-se apenas entre 3 e 9% da resistência à compressão. Esta diferença deve-se provavelmente à natureza do solo utilizado, já que os grandes grãos lhe conferem elevada resistência à compressão de pico, mas tornam a matriz de solo-cimento mais sensível quando solicitado à tracção, devido à fraca interacção entre as partículas e, sobretudo, à grande fragilidade destas partículas de granito de grão grosso - muitas de feldspato muito meteorizado - em quebrarem por tracção.

As resistências tanto à compressão como à tracção estão intimamente ligadas a parâmetros como a porosidade - logo, ao grau de compactação - e percentagem de cimento, tendo o índice volumétrico V_v/V_c demonstrado, mais uma vez ser um bom parâmetro de “qualidade”, ou seja, com o qual as características mecânicas se relacionam com elevado coeficiente de correlação.

Tanto a resistência à compressão como à tracção crescem linearmente com a percentagem de cimento, tal facto deve-se à criação de ligações cimentícias entre as partículas de solo que fazem com que aumente a resistência nos contactos interpartículas.

Quando se analisam os gráficos que correlacionam o grau de compactação com a resistência à compressão uniaxial verifica-se que a sua influência é muito diminuta, sendo que há uma ligeira tendência no aumento da resistência quando se aumenta a compactação. Provavelmente isto deve-se ao facto de que, independentemente do grau de compactação, aquando do ensaio de compressão e antes mesmo da mobilização da resistência, poderá haver um adensamento inicial que tende para o grau de compactação próximo dos 100%.

É de notar que em provetes compactados dinamicamente há um ligeiro decréscimo da resistência quando se atinge 100% de compactação.

Também nos ensaios de compressão diametral se verifica um aumento da resistência à tracção face ao aumento da compacidade, verificando-se também o fenómeno de decréscimo da resistência para a compactação a 100%, o que pode indicar uma elevada sensibilidade deste solo a quebra de partículas

com compactação pesada, aumentando a fracção fina. Este facto poderá pôr em causa o uso da compactação dinâmica pesada neste tipo de solo de alteração do granito, para obter ganhos nas características mecânicas, mesmo quando misturado com cimento. O solo em estudo apresenta uma elevada quantidade de feldspato alterado e mica nos seus grãos que aquando da compactação dinâmica se partem, mobilizando-se assim alguma perda de resistência, com aumento de finos. Tal não é visível nos provetes com 7% de cimento pois a maior quantidade de ligante deve compensar os danos causados pela quebra de grãos da compactação dinâmica.

A fraca dependência detectada neste estudo entre as resistências à compressão e tracção pode estar camuflada pela pequena variação da compactação. Ou seja, deve notar-se uma maior influência da porosidade quando esta aumenta significativamente, ou seja quando a compactação é de menor energia do que a gama utilizada neste estudo.

Como referido acima, o índice volumétrico V_v/V_c relaciona-se com ambos os parâmetros de resistência, confirmando a tendência já mencionada em diversos estudos realizados com outros tipos de solos, pelo que se poderá concluir que este será um parâmetro aplicável a vários tipos de materiais já que é bastante sensível a qualquer alteração de quantidade de cimento e volume de vazios, porosidade ou grau de compactação. A tendência é de decréscimo exponencial da resistência face ao aumento deste índice.

Os factores de conversão apresentados neste trabalho apenas poderão ser aplicados neste tipo de material, no entanto poderão servir de orientação para outros trabalhos. Ter-se-á que ter algum cuidado na utilização destes factores na medida em que podem estar camuflados pelos diferentes tipos de compactação efectuada nos dois tipos de provetes pelo que haverá a necessidade de confirma-los.

De acordo com o exposto no ponto 5.5, se pretender um solo com um comportamento plástico, em que a resistência de pico não é seguida de uma queda abrupta da sua resistência, devemos escolher um material de granulometria extensa e com baixa percentagem de material grosso (100% de passados no peneiro nº4). Se pretender um solo em que apenas importa a resistência de pico poder-se-á optar por um solo mais grosseiro, como o do presente estudo.

No solo em estudo verificou-se que quanto maior o grau de compactação, mais evidenciado é o seu comportamento frágil na rotura. Nestas condições a resistência de pico é muito mais evidente do que para condições de menor compactação.

A utilização dos LDT's com o objectivo de determinar o módulo de deformabilidade, para este tipo de solo, não se revelou o melhor método. Ao contrário os resultados obtidos com os transdutores ultra sónicos, através de registo das velocidades de ondas sísmicas, revelaram ter uma melhor aplicabilidade e reprodutibilidade. Este facto pode dever-se à heterogeneidade da superfície dos provetes, pelo que sempre que tal acontecer se deverá utilizar um método que tenha o maior número de pontos de leitura possível ou mesmo proceder à monitorização dos ensaios pelo interior do provete, a através das técnicas de propagação de ondas sísmicas.

Ao analisar os comportamento de areias naturais (caso da areia de Osório) e materiais britados (caso do CCR), e comparando com o comportamento do solo de Seia, cuja granulometria se encontra entre a daqueles materiais, verifica-se que os valores da sua resistência se localizam entre os valores daqueles materiais. Conclui-se que para materiais com granulometrias quase uniformes a resistência aumenta com o aumento do diâmetro médio dos grãos.

Por outro lado ao comparar a resistência à compressão do solo de Seia ($D_{max}=25mm$) com o solo do campo experimental da FEUP, cuja granulometria é extensa e diâmetro máximo das partículas é

4,76mm, verifica-se que aquele tem menor resistência do que este. Conclui-se então que para casos em que os solos são bem graduados poderá obter-se melhores resistências do que com solos grossos.

7.

INDICAÇÕES PARA OUTROS TRABALHOS

- Realizar ensaios com o mesmo tipo de material com graus de compactação mais baixos de modo a verificar até que ponto os elevados níveis de compactação afectam a estrutura do solo;
- Estudar até que ponto este tipo de solo tem efectivamente um comportamento evolutivo;
- Estudar a progressão dos ganhos de capacidade utilizando outros tipos de cimento, como por exemplo o CEM I 32,5, mais comum entre as empresas construtoras e mais económico;
- Melhorar os sistemas de medição das deformações para minimizar a influência das heterogeneidades e irregularidades das faces dos provetes;
- Estabelecer correlações mais abrangentes entre o módulo de deformabilidade dinâmico (a partir de ondas sísmicas) e o módulo de deformabilidade estático (leituras com transdutores locais, tipo LDT) para se poder utilizar aquele quando este não oferece resultados fiáveis;
- Seria interessante que se avaliasse a influência do D_{max} nos parâmetros de rigidez.

8.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Casanova, Manuel Salas, “La Práctica del control de calidad”, Explanadas estabilizadas y capas de firme tratadas com cemento. Aspectos prácticos . Barcelona 2006
- [2] Castelló, Juan Diego, “ Criterios de selección y dosificación en los tratamientos com cal”, Explanadas estabilizadas y capas de firme tratadas com cemento. Aspectos prácticos Barcelona 2006
- [3] Minguela, Jesus Diaz,”Suelocemento”, Explanadas estabilizadas y capas de firme tratadas com cemento. Aspectos prácticos . Barcelona 2006
- [4] Minguela, Jesus Diaz, “ Ejecución de los suelos estabilizados in situ”, Explanadas estabilizadas y capas de firme tratadas com cemento. Aspectos prácticos Barcelona 2006
- [5] Dyvik, R. e Madhus, C. Lab measurements of Gmax using bender elements. Proceedings ASCE Annual Convention: Advances in art of testing soils under cyclic conditions, Detroit, Michigan, pp 186-197, 1985.
- [6] “Stabilization des sols pour couches de sous-fondation”. Guide pratique. Centre de recherches routières, complément au code de bonne pratique R74/04, 2004.
- [7] Perez, Ramon, “ Coste de capas de materiales tratados com cemento”, Explanadas estabilizadas y capas de firme tratadas com cemento. Aspectos prácticos. Madrid
- [8] Fernandes, Manuel Matos, Mecânica dos Solos, Volume II, 1995.
- [9] Aulas de Laboratório, Mecânica de solos I, Laboratório de geotecnia do departamento de Engenharia Civil, , Universidade de Coimbra.
- [10]http://www.geotecnia.ufjf.br/MECSOL/t10_granulometria.htm
- [11] Dias, J. Alveirinho, “Análise sedimentar e o conhecimento dos sistemas marinhos”2004
- [12] Santos, Jaime A., “Compactação – Elementos Teóricos”, Obras Geotécnicas, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Mestrado em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico. Fevereiro 2008
- [13] Diego Foppa et. al, “Variáveis-chave no controle da resistência mecânica de misturas solo-cimento”. Revista Luso brasileira de geotecnia °109, Março de 2007
- [14]Falcão, Marcius Falures B., Soares, Jorge Barbosa, “Considerações sobre o ensaios de compressão diametral no estudo de materiais de pavimentação”. Laboratório dos pavimentos, Departamento de Engenharia de Transportes, Universidade do Ceará.
- [15] “Ensaio de compressão triaxial” , Laboratório de geotecnia, Departamento de ciência e tecnologia dos materiais, Escola técnica UFBA
- [16]EN 13286 – 41 Methode d’essai pour la détermination de la résistance à compression des mélanges traités aux liants hydrauliques
- [17]EN 13286 – 43 Test method for determination of modulus of elasticity of hydraulically bound mixtures

- [18]EN 13286 – 50 Méthode de confection par compactage avec un appareillage Proctor ou une table vibrante des éprouvettes de matériaux traités aux liants hydrauliques
- [19]EN 13286 – 53 Methods for the manufactures of test specimens of hydraulically bound mixtures using axial compression
- [20] EN 14227 – 10 Mélanges traits aux liants hydrauliques – Spécifications – Partie 10: Sol Traité au ciment
- [21] Larnach, W.J. Relationship between dry density , Voids/cement Ratio Streng of soil-cement Mixtures. Civil Engeneering and Public Works Reviews. London: Lomax Erskine an Co., Vol 55, n648, p903-905, 1960
- [22] Foppa , D. Análise de Variáveis Chave no Controle da Resistência Mecânica de solos Artificialmente Cimentados. 2005, p.143. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- [23] Cruz , R.C. Análise e Controle de Resistência de uma Areia Artificialmente Cimentada.2006, p83. Qualificação de Doutorado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre
- [24] Junior, Luizmar da Silva Lopes, Parâmetros de Controle da Resistência mecânica de Solos Tratados com Cal, Cimento, e Rocha Basáltica Pulverizada. 2007. Dissertação de Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil – Universidade’ Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- [25] <http://pt.wikipedia.org/wiki/Ficheiro:PeneiradorMecanico.jpg>
- [26]Gomes Correia, António, Triaxiais de precisão para determinação das caractareisticas de deformabilidade. Universidade do Minho, Guimarães.
- [27]Cristelo, Miguel Cordeiro, Estabilização de solos residuais graníticos através de adição de cal. Escola de Engenharia da Universidade do Minho. Setembro 2001
- [28]Dinis da Gama, Carlos; Reis e Sousa, Manuel; Barroso, Fernando. Textura das rochas, suas deformabilidades e resistências para diferentes solicitações. Centro de Geotecnia, IST, Lisboa, Portugal.
- [29] Vitali, Osvaldo Paiva Magalhães, Efeito da Composição de Misturas De Solo-Cimento nos Parâmetros de Rigidez e de Resistência. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Julho 2008.
- [30] Cruz, Rodrigo Caberlon, Tese de Doutoramento “Influencia de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada”, Universidade Federal Rio Grande do Sul, Porto Alegre 2008.
- [31]Consoli, Nilo César, Estudo da influência de variáveis no controle da resistência do concreto compactado com rolo – CCR. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Goiânia 2006.
- [32]Foppa, D., Análise de variáveis-chave no controlo e da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre 2005
- [33] Tatsuoka F., Modoni G., Jiang G. L., Anh Dan L. Q., Flora A., Matsushita M., and Koseki J. Stress-strain behaviour at small strains of unbound granular materials and its laboratory tests, Keynote Lecture, Proc. of Workshop on Modelling and Advanced testing for Unbound Granular Materials, Gomes Correia Ed., Balkema, Lisboa, (1999) pp.17-61.

- [34] Goto S., Tatsuoka F., Shibuya S., Kim Y-S., Sato T. A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, *Soil and Foundations*, Vol 31 nº1 (1991) pp169-180
- [35] Hoque E., Sato T., Tatsuoka F. Performance evaluation of LDTs for use in triaxial tests, *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 20 Nº.2 (1997) pp. 149-167.
- [36] Abiss, C. P. Shear wave measurements of the elasticity of the ground. *Géotechnique*. V31. Issue p 721-726. 1981
- [37] Barros, Rui; Guimarães, Carla; Ferreira, Claudia; A utilização de solos tratados com cimento nos pavimentos do Autódromo Internacional do Algarve e ligação à Auto-estrada A22

9.

ANEXOS

QUADROS EXAUSTIVOS DE ENSAIOS

RESULTADO DE ENSAIOS À COMPRESSÃO UNIAXIAL PARA PROVETES COMPACTADOS DINAMICAMENTE

Compactação	% cim	Teor em água	Vv/Vc	Porosidade	(RCU - Kpa)
100	3%	8,9%	8,57	73,47	1675,36
100	3%	8,9%	7,91	62,61	1521,05
97	3%	8,9%	11,85	140,43	1554,12
97	3%	8,9%	10,13	102,71	1818,65
94	3%	9,0%	13,19	174,09	1647,81
94	3%	9,0%	8,68	75,36	1366,74
100	5%	9,0%	6,98	48,78	3945,92
100	5%	9,0%	6,98	48,78	4574,19
97	5%	9,0%	8,12	65,87	4447,43
97	5%	9,0%	7,89	62,25	4243,52
94	5%	8,9%	7,84	61,40	3394,82
94	5%	8,9%	8,02	64,40	3290,11
100	7%	10,1%	5,01	25,10	5819,69
100	7%	10,1%	4,48	20,05	5191,43
97	7%	10,1%	5,98	35,80	5759,07
97	7%	10,1%	6,38	40,70	6332,22
94	7%	10,1%	6,01	36,09	5059,16
94	7%	10,1%	5,74	32,89	4849,74

**RESULTADO DE ENSAIOS À COMPRESSÃO UNIAXIAL PARA PROVETES COMPACTADOS
ESTATICAMENTE**

Compactação	% cim	teor em água	Vv/Vc	Porosidade	RCU (Kpa)	E estático (Mpa)	VL (m/s)	E dinâmico (Mpa)
100	3%	8,9%	10,3	19,75	1731,73	1973,00		0,00
100	3%	8,9%	10,0	19,33	1608,97	918,00	1600,00	5219,16
100	3%	8,9%	10,2	19,57	1418,30	1321,00	1458,00	4333,87
97	3%	8,9%	11,5	21,49	1158,85	1110,00	1550,00	4898,06
94	3%	8,9%	13,4	24,32	929,26	1869,00	1338,00	3649,83
100	5%	9,0%	5,8	18,50	2818,49	1600,00	2200,00	9867,48
100	5%	9,0%	6,1	19,41	2858,88	1800,00	2100,00	8990,83
97	5%	9,0%	6,8	20,94	2208,53	1900,00	2026,00	8368,35
97	5%	9,0%	6,9	21,30	2353,19	2810,00	2073,00	8761,12
97	5%	9,0%	6,8	21,18	2107,93	2611,00	2035,00	8442,86
94	5%	9,0%	7,7	23,13	2149,05	2008,00	1675,00	5719,93
94	5%	9,0%	7,8	23,43	1823,51	2194,00	1838,00	6887,35

RESULTADO DE ENSAIOS À COMPRESSÃO DIAMETRAL PARA PROVETES COMPACTADOS DINAMICAMENTE

Compactação	% cim	Teor em água	Vv/Vc	Porosidade	Rti (KPa)
100	3%	8,9%	9,31	17,91	29,39
100	3%	8,9%	9,37	18,03	33,07
97	3%	8,9%	9,91	18,50	49,23
97	3%	8,9%	11,42	21,31	48,86
94	3%	8,9%	11,43	20,56	101,77
94	3%	8,9%	11,67	20,99	81,93
100	5%	9,0%	6,14	19,60	301,38
100	5%	9,0%	6,40	20,41	238,81
97	5%	9,0%	7,15	22,14	312,66
97	5%	9,0%	7,31	22,62	328,83
94	5%	9,0%	7,99	24,07	233,30
94	5%	9,0%	7,49	22,57	163,50
100	7%	10,1%	4,68	20,92	561,39
100	7%	10,1%	4,26	19,01	634,14
97	7%	10,1%	5,47	23,70	520,24
97	7%	10,1%	5,62	24,33	562,13
94	7%	10,1%	6,16	25,85	464,77
94	7%	10,1%	6,17	25,91	378,06