

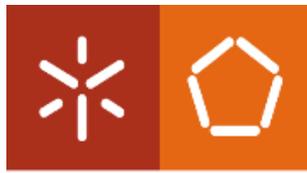


Manuela Corrêa Alves da Silva

Melhoramento de um solo argiloso com recurso à ativação alcalina de resíduos para aplicação em infraestruturas de transporte

Universidade do Minho
Escola de Engenharia





Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Manuela Corrêa Alves da Silva

**Melhoramento de um solo argiloso com
recurso à ativação alcalina de resíduos para
aplicação em infraestruturas de transporte**

Dissertação de Mestrado

Mestrado Integrado em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação do

Professor Doutor Tiago Filipe da Silva Miranda

Professor Nuno Miguel Cordeiro Cristelo

Outubro de 2016

DECLARAÇÃO

Nome: Manuela Corrêa Alves da Silva

Endereço eletrónico: a61942@alumni.uminho.pt

Cartão do Cidadão: 14374632 4 ZY7

Título da dissertação: Melhoramento de um solo argiloso com recurso à ativação alcalina de resíduos para aplicação em infraestruturas de transporte.

Orientadores:

Professor Doutor Tiago Filipe da Silva Miranda

Professor Doutor Nuno Miguel Cordeiro Cristelo

Ano de conclusão: 2016

Mestrado Integrado em Engenharia Civil

DE ACORDO COM A LEGISLAÇÃO EM VIGOR, NÃO É PERMITIDA A REPRODUÇÃO DE QUALQUER PARTE DESTA TESE/TRABALHO.

Universidade do Minho, 21/09/2016

Assinatura:

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, quero prestar os meus sinceros agradecimentos ao meu orientador, Professor Doutor Tiago Miranda pela amizade, pelos ensinamentos que me transmitiu, pela dedicação, disponibilidade e interesse que demonstrou na concretização desta dissertação.

Ao meu coorientador, Professor Doutor Nuno Cristelo pela partilha de conhecimentos e disponibilidade demonstrada ao longo da realização deste trabalho.

Aos colegas de curso que tive o prazer de conhecer ao longo desta jornada, em especial à Rita Neves, pela pessoa que é, pela grande amizade e pela partilha de ideias e conhecimento.

Aos meus amigos, em especial à Claudia e Daniela, a quem quero agradecer pela longa e sincera amizade, pelo companheirismo e apoio prestado ao longo destes anos.

Ao João, Pedro e Ernesto pela simpatia, troca de ideias e pelo auxílio prestado em algumas das tarefas desta dissertação.

Aos Técnicos do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho, em especial ao Sr. Gonçalves, pela amizade e por todo o apoio que me deu durante a realização dos ensaios laboratoriais.

Quero dedicar um agradecimento especial à minha família, em particular à minha mãe, a quem devo tudo, pelo apoio e amor incondicional e pelas palavras de encorajamento nos momentos mais difíceis.

RESUMO

O melhoramento das propriedades geotécnicas dos solos é, frequentemente, realizado pela adição de ligantes tradicionais ao solo, normalmente cimento ou cal. Contudo, estes ligantes representam um custo financeiro e ambiental significativo que importa mitigar. Nesse sentido, a presente dissertação tem como principal objetivo o desenvolvimento de soluções alternativas para melhoramento de solos com baixas propriedades mecânicas, por intermédio da utilização de ligantes desenvolvidos através da técnica designada por ativação alcalina, que combina resíduos industriais com ativadores químicos, à base de reagentes comerciais, no contexto da construção de infraestruturas de transporte.

Ao aplicar estes ligantes ao solo, pretende-se promover o seu melhoramento, obtendo assim características mecânicas superiores às do solo original. Os ligantes obtidos por ativação alcalina permitem a reutilização de alguns resíduos industriais num contexto de economia circular, representando desta forma uma alternativa mais sustentável em termos ambientais e financeiros comparativamente às técnicas tradicionais. Desta forma, será possível contribuir para a redução das emissões de gases com efeito de estufa associados à produção do cimento Portland, a reintrodução de resíduos na economia, a minimização do impacto ambiental resultante da deposição dos resíduos nos aterros e a redução da exploração de matérias-primas associadas à produção dos ligantes tradicionais.

Neste trabalho foi utilizado um solo argiloso o qual foi ensaiado na sua forma original e com várias misturas com cinzas ativadas alcalinamente. Foi realizado um conjunto significativo de ensaios laboratoriais, nomeadamente: ensaios de compressão uniaxial, ensaios California Bearing Ratio (CBR), ensaios de ultrassons e ensaios triaxiais que permitiram avaliar, quantitativamente, o melhoramento conseguido nas propriedades mecânicas com a aplicação da técnica de ativação alcalina de cinzas volantes no solo. Paralelamente, como meio de comparação dos resultados obtidos, foram realizados ensaios em misturas de solo com ligantes tradicionais (cimento e cal). Os resultados mostram que a técnica de ativação alcalina como forma de melhoramento de solos conduz a resultados competitivos em termos de características mecânicas com as melhores misturas utilizando ligantes tradicionais.

Palavras-Chave: melhoramento de solos, ativação alcalina, cinzas volantes, ligantes tradicionais, propriedades mecânicas

ABSTRACT

The improvement of the geotechnical properties of soils is frequently carried out by adding traditional binders to the soil, normally cement or lime. However, these binders represent significant financial and environmental costs that it is important to mitigate. In this sense, the main goal of the present dissertation is the development of alternative solutions for the improvement of the mechanical properties of poor soils, by using binders developed by a technique called alkaline activation, which combines industrial wastes with chemical activators, based on commercial reagents, in the context of transportation infrastructures construction.

By applying these binders to the soil it is intended to improve it, obtaining better mechanical characteristics than those of the original soil. The binders obtained by alkaline activation allow the reuse of some industrial wastes in the context of circular economy, and it is a more sustainable alternative in both environmental and financial terms, when compared with the traditional techniques. In this sense, it will be possible to contribute to: reduction in green house gas emissions associated to the production of Portland cement; the reintroduction of wastes in the economy; the minimization of the environmental impact of wastes deposition in landfills; and the reduction of raw-materials exploitation associated to the production of traditional binders.

In this work a clayey soil was used and tested in its original form and with several mixtures with alkaline activated fly-ash. A significant set of laboratory tests was performed, namely: uniaxial compression tests, California Bearing Ratio (CBR), ultrasound and triaxials, to quantify the improvement in the mechanical properties of the soil with the use of the alkaline activation of fly-ash. Additionally, also tests on mixtures of the soil with traditional binders (cement and lime) were carried out. The results show that this technique when applied as a way to improve the characteristics of soils show competitive results in terms of mechanical characteristics with the best mixtures performed with traditional binders.

KEYWORDS: soil improvement, alkaline activation, fly ash, traditional binders, mechanical properties

ÍNDICE

| | | |
|-------|--|----|
| 1. | Introdução | 1 |
| 1.1 | Enquadramento | 1 |
| 1.2 | Objetivos..... | 3 |
| 1.3 | Organização da dissertação | 4 |
| 2. | Estado de conhecimento | 7 |
| 2.1 | Estabilização de solos superficiais | 7 |
| 2.2 | Estabilização de solos com cal | 10 |
| 2.2.1 | Fatores que afetam as misturas solo-cal | 12 |
| 2.2.2 | Evolução da resistência mecânica e do módulo deformabilidade em misturas de solo estabilizadas com cal ao longo do tempo | 15 |
| 2.3 | Estabilização de solos com cimento | 18 |
| 2.3.1 | Fatores que afetam as misturas solo-cimento..... | 18 |
| 2.3.2 | Evolução temporal da resistência mecânica e módulo de deformabilidade em misturas de solo-cimento | 22 |
| 2.4 | Estabilização de solos com recurso à técnica de ativação alcalina de resíduos | 25 |
| 2.4.1 | Processo de ativação alcalina | 28 |
| 2.4.2 | Composição das misturas e influência na resistência mecânica | 32 |
| 2.4.3 | Condições de cura | 35 |
| 2.4.4 | Propriedades mecânicas: resistência à compressão uniaxial e módulo de deformabilidade de misturas de solo ativadas alcalinamente | 36 |
| 3. | Ensaio de caracterização geotécnica | 41 |
| 3.1 | Solo em estudo..... | 41 |
| 3.1.1 | Análise granulometria | 42 |
| 3.1.2 | Determinação dos limites de consistência..... | 44 |
| 3.1.3 | Classificação do solo em estudo: Classificação unificada revista (ASTM D 2487, 2006) e American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 2004) | 45 |
| 3.1.4 | Ensaio de compactação: Proctor modificado | 47 |
| 3.1.5 | Densidade das partículas sólidas | 48 |

| | | |
|--------|--|-----|
| 3.1.6 | Califórnia Bearing Ratio (CBR)..... | 48 |
| 3.1.7 | Ensaio Azul Metileno..... | 50 |
| 3.1.8 | Ensaio edométrico | 51 |
| 3.1.9 | Ensaio triaxial..... | 55 |
| 3.1.10 | Considerações finais..... | 60 |
| 4. | Descrição das misturas solo-ligante e dos ensaios laboratoriais realizados | 63 |
| 4.1 | Descrição das misturas solo-ligante | 63 |
| 4.2 | Preparação prévia dos materiais utilizados..... | 69 |
| 4.3 | Preparação das misturas e modo de execução dos provetes | 73 |
| 4.4 | Descrição dos ensaios laboratoriais | 77 |
| 5. | Resultados | 81 |
| 5.1 | Compressão uniaxial..... | 81 |
| 5.1.1 | Análise dos resultados obtidos nas misturas melhoradas com cal | 88 |
| 5.1.2 | Análise dos resultados obtidos nas misturas melhoradas com cimento | 96 |
| 5.1.3 | Análise dos resultados obtidos nas misturas melhoradas com cinzas volantes | 101 |
| 5.2 | Resultado dos ensaios das misturas solo-ligante com melhor desempenho mecânico | 114 |
| 5.2.1 | California Bearing Ratio (CBR)..... | 114 |
| 5.2.2 | Ensaio de ultrassons | 116 |
| 5.2.3 | Ensaio triaxiais..... | 122 |
| 6. | Conclusões | 131 |
| 6.1 | Conclusões gerais | 131 |
| 6.2 | Trabalhos futuros | 133 |
| | Anexos..... | 141 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1- Permuta iónica e formação da dupla camada iónica (Castelló, 2003 citado por Cruz, 2008)..... | 11 |
| Figura 2- Evolução da resistência à compressão uniaxial (R_c) ao longo do tempo em função do teor em cal (AGPT04D, 2006) | 15 |
| Figura 3- Evolução teórica da resistência à compressão uniaxial de uma mistura de solo com cal (Cristelo, 2001)..... | 16 |
| Figura 4- Curvas tensão extensão obtidas no ensaio para o solo: (a) Aberdeen; (b) Everett; (c) Palouse (Muhunthan & Sariosseiri, 2008 citado por Cunha, 2014)..... | 23 |
| Figura 5 - Formação dos geopolímeros (Teixeira Pinto, 2012) | 29 |
| Figura 6- Evolução do grau de reação ao longo do tempo a 85°C (Fernández-Jiménez <i>et al.</i> (2005))..... | 30 |
| Figura 7- Fotografias SEM: (a) Morfologia original das cinzas volantes; (b) Cinzas volantes após 5 horas de reação, a 85°C (Fernández-Jiménez <i>et al.</i> (2005))..... | 30 |
| Figura 8- Reação alcalina com 60 dias de duração (Fernández-Jiménez <i>et al.</i> (2005))..... | 31 |
| Figura 9- Curvas de libertação de calor em amostras ativadas com diferentes concentrações de hidróxido de sódio (Alonso & Palomo, 2001) | 32 |
| Figura 10- Resistência à compressão (MPa) em função da razão atómica (Torgal, 2007)..... | 34 |
| Figura 11-Variação da resistência à compressão (MPa) para as diferentes concentrações de hidróxido em função da percentagem adicionada de cal (Torgal, 2007) | 34 |
| Figura 12- Resistência à compressão simples (MPa) e flexão (MPa) das amostras curadas a 85°C (adaptado de Palomo & Fernández-Jiménez, 2004)..... | 36 |
| Figura 13- Resistência à compressão uniaxial (MPa) aos 7, 14 e 28 dias de cura (Rios <i>et al.</i> , 2016)..... | 38 |
| Figura 14- Módulo de deformabilidade secante (GPa) aos 7, 14 e 28 dias de cura (Rios <i>et al.</i> , 2016)..... | 38 |
| Figura 15-Resistência à compressão uniaxial (kPa) aos 28, 60 e 90 dias de cura (Rodrigo <i>et al.</i> , 2016)..... | 39 |
| Figura 16- Solo em estudo: (a) Recolhido em campo; (b) Após o destorroamento..... | 41 |
| Figura 17- Análise granulométrica: (a) Dispersão do solo da fração passada no peneiro de 2,00 mm (nº10); (b) Sedimentação da fração passada no peneiro de 0,074 mm (nº200) | 42 |
| Figura 18- Curva granulométrica do solo em estudo | 43 |

| | |
|---|----|
| Figura 19- Determinação do limite de liquidez (LL): (a) Provete na concha de Casagrande; (b) Sulco no provete segundo o diâmetro da concha; (c) Zona do sulco onde se deu a união | 44 |
| Figura 20- Diagrama para determinação do limite de liquidez (LL) | 44 |
| Figura 21- Filamentos de 3 milímetros | 45 |
| Figura 22- Molde Proctor rasado | 47 |
| Figura 23- Curva de compactação: Proctor Modificado | 48 |
| Figura 24- Molde rasado | 48 |
| Figura 25- Expansão sofrida pelo solo original ao longo do período de embebição do molde | 49 |
| Figura 26- Ensaio CBR no solo natural | 50 |
| Figura 27- Ensaio edométrico: Medição dos deslocamentos com auxílio do LVDT | 52 |
| Figura 28- Variação da altura do provete (mm) em função dos diferentes patamares de carga aplicados ao longo do tempo (dias)..... | 53 |
| Figura 29- Variação do índice de vazios em função da variação de tensão aplicada (kPa) em escala logarítma..... | 54 |
| Figura 30- Ensaio triaxial: Medição dos deslocamentos ocorridos no provete com o auxílio de um LVDT externo | 56 |
| Figura 31- Curvas tensão desvio-extensão para o solo | 57 |
| Figura 32- Envolvente de rotura de Mohr-Coulomb do solo | 59 |
| Figura 33- Aspeto final dos provetes de solo natural..... | 60 |
| Figura 34- Molde Proctor compactado: (a) Mistura de solo com 7,5 % de cal; (b) Mistura de solo com 7,5% de cimento; (c) Mistura de solo com 15% de cinzas volantes..... | 65 |
| Figura 35- Aspeto do solo original: (a) Antes do processo de destorroamento; (b) Após o processo de destorroamento | 69 |
| Figura 36- Cinzas volantes classe F provenientes da central do Pego | 69 |
| Figura 37- Imagem de cinza volante da classe F obtidas através de SEM (Soares, 2013) | 70 |
| Figura 38- Medição das esferas das cinzas volantes de classe F (Soares, 2013)..... | 70 |
| Figura 39- Espectro e composição química referente à análise de cinzas volantes de classe F (Soares, 2013)..... | 71 |
| Figura 40- Hidróxido de sódio | 73 |
| Figura 41- Preparação das misturas: (a) Mistura dos elementos da fase sólida; (b) Junção da fase sólida com a fase líquida das misturas ativadas alcalinamente | 74 |
| Figura 42- Equipamentos utilizados para fabrico dos provetes: Molde cilíndrico, longa e tampas..... | 74 |

| | |
|--|----|
| Figura 43- Fabricação dos provetes: (a) Provede cilíndrico com tampa inferior; (b) Compactação do provede com o auxílio do macaco hidráulico | 75 |
| Figura 44- Diferença de coloração dos provetes conforme a composição da mistura: Solo_não_melhorado, CAL_10%, CMT_10% e CNZ_15% | 75 |
| Figura 45- Aspeto do provede de cinzas aos 28 dias de idade: (a) CNZ_10%; (b) CNZ_10%_nf | 76 |
| Figura 46- Provedes envolvidos em película aderente..... | 77 |
| Figura 47- Pórtico equipado com atuador com célula de carga de 25 kN ou 100 kN..... | 78 |
| Figura 48- Posicionamento dos sensores internos e do sensor externo para medição dos deslocamentos durante o ensaio de compressão uniaxial..... | 79 |
| Figura 49- Modo de rotura gerado nos provedes aos 14 dias de idade: (a) CMT_10%, CAL_10% e CNZ_15%; (b) CNZ_15%_nf | 80 |
| Figura 50-Curva tensão-extensão para o solo não melhorado: (a) Escala amplificada; (b) Escala adotada nos restantes gráficos | 87 |
| Figura 51-Curvas tensão-extensão das misturas solo-cal aos 7 dias de idade: (a) Escala local (b) Escala comum a todas as misturas | 89 |
| Figura 52-Curvas tensão-extensão das misturas solo-cal aos 14 dias de idade: (a) Escala local (b) Escala comum a todas as misturas..... | 90 |
| Figura 53 -Curvas tensão-extensão das misturas solo-cal aos 28 dias de idade: (a) Escala local (b) Escala comum a todas as misturas..... | 91 |
| Figura 54-Curvas tensão-extensão das misturas solo-cal aos 90 dias de idade: (a) Escala local (b) Escala comum a todas as misturas..... | 92 |
| Figura 55- Tensão máxima média à compressão das misturas solo-cal aos 7, 14, 28 e 90 dias | 93 |
| Figura 56- Módulo de deformabilidade médio das misturas solo-cal aos 7, 14, 28 e 90 dias de idade | 93 |
| Figura 57-Curvas tensão-extensão das misturas de solo-cimento: (a) Aos 7 dias de idade; (b) Aos 14 dias de idade..... | 97 |
| Figura 58- Curvas tensão-extensão das misturas de solo-cimento: (a) Aos 28 dias de idade; (b) Aos 90 dias de idade..... | 98 |
| Figura 59- Tensão máxima média à compressão das misturas solo-cimento aos 7, 14, 28 e 90 dias | 99 |

| | |
|--|-----|
| Figura 60- Módulo de deformabilidade médio das misturas solo-cimento aos 7, 14, 28 e 90 dias de idade | 100 |
| Figura 61-Curvas tensão-extensão das misturas CNZ_10% e CNZ_15% aos 14 dias de idade: (a) Escala local; (b) Escala comum a todas as misturas | 102 |
| Figura 62-Curvas tensão-extensão das misturas CNZ_10% e CNZ_15% aos 28 dias de idade: (a) Escala local; (b) Escala comum a todas as misturas | 103 |
| Figura 63- Tensão média máxima à compressão das misturas CNZ_10% e CNZ_15% aos 14 e 28 dias de idade | 105 |
| Figura 64- Módulo de deformabilidade médio das misturas CNZ_10% e CNZ_15% aos 14 e 28 dias de idade | 105 |
| Figura 65- Curvas tensão-extensão das misturas CNZ_10%_nf, CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf aos 7 dias de idade: (a) Escala local (b) Escala comum a todas as misturas..... | 106 |
| Figura 66- Curvas tensão-extensão das misturas CNZ_10%_nf, CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf aos 14 dias de idade: (a) Escala local; (b) Escala comum a todas as misturas..... | 107 |
| Figura 67-Curvas tensão-extensão das misturas CNZ_10%_nf, CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf aos 28 dias de idade: (a) Escala local; (b) Escala comum a todas as misturas..... | 108 |
| Figura 68- Curvas tensão-extensão das misturas CNZ_10%_nf, CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf aos 90 dias de idade na escala comum a todas as misturas | 109 |
| Figura 69- Tensão máxima média à compressão nas misturas CNZ_10%_nd, CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf aos 7,14, 28 e 90 dias de idade | 110 |
| Figura 70- Módulo de deformabilidade médio das misturas CNZ_10%_nf, CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf aos 7,14, 28 e 90 dias de idade | 110 |
| Figura 71- Provetes em embebição: CAL_10%, CNZ_20%_nf e CMT_10% | 115 |
| Figura 72-Medição das ondas P: (a) Espalhamento de plasticina na superfície dos transdutores; (b) Calibração do aparelho; (c) Medição dos tempos de passagem da onda P no provete CNZ_20%_nf | 118 |
| Figura 73-Módulo de deformabilidade dinâmico para as misturas solo-ligante a partir do 11º dia de medições | 119 |
| Figura 74-Módulo de deformabilidade dinâmico para as misturas solo-ligante até aos 28 dias de idade | 120 |
| Figura 75- Sobreposição das curvas | 121 |
| Figura 76- Curvas tensão desvio-extensão para as misturas solo-cal e solo-cimento: (a) Escala local (b) Escala comum a todas as misturas | 123 |

| | |
|--|-----|
| Figura 77- Curvas tensão desvio-extensão para as misturas solo-cinzas ativadas: (a) Escala local | |
| (b) Escala comum a todas as misturas..... | 124 |
| Figura 78- Ensaio de compressão triaxial: (a) Durante a fase de corte; (b) Após a realização do ensaio..... | 129 |
| Figura 79- Aspeto do provete CNZ_15%_nf após o ensaio: (a) Após retirar a membrana impermeável; (b) Modo de rotura. | 129 |

ÍNDICE DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 1- Fatores que afetam o comportamento das misturas solo-cimento (adaptado Dias, 2012)..... | 22 |
| Tabela 2- Classificação dos solos de Washington (adaptado de Muhunthan & Sariosseiri, 2008 citado por Cunha, 2014)..... | 22 |
| Tabela 3- Limites de concentração (Davidovits, 2002 citado por Pinto, 2004)..... | 33 |
| Tabela 4- Composição das misturas testadas (Rios <i>et al.</i> , 2016)..... | 37 |
| Tabela 5- Composição das misturas testadas | 39 |
| Tabela 6- Frações granulométricas do solo em estudo | 43 |
| Tabela 7- Teores de humidade obtidos no ensaio laboratorial..... | 45 |
| Tabela 8- Frações granulométricas em conformidade com norma ASTM D 2487 (2006)..... | 46 |
| Tabela 9- Percentagem de passados | 46 |
| Tabela 10- Resultados do ensaio CBR, expresso em percentagem, para as profundidades normalizadas..... | 50 |
| Tabela 11- Escalões de carga e duração (horas) | 52 |
| Tabela 12- Resultados do ensaio edométrico | 55 |
| Tabela 13- Tensões efetivas de desvio residuais do solo | 58 |
| Tabela 14- Parâmetros de resistência e módulo de deformabilidade tangente do solo..... | 59 |
| Tabela 15- Classificação do solo..... | 61 |
| Tabela 16- Caracterização geotécnica do solo | 61 |
| Tabela 17- Condições ótimas de compactação determinadas através do ensaio Proctor Modificado | 65 |
| Tabela 18- Condições de compactação adotadas para a compactação estática dos provetes .. | 67 |
| Tabela 19- Quantidades em gramas (gr) dos constituintes das misturas..... | 68 |
| Tabela 20- Quantidades em gramas (gr) dos constituintes das misturas..... | 68 |
| Tabela 21- Dimensões da cinza volante de classe F (Soares, 2013) | 71 |
| Tabela 22- Composição química das cinzas obtida por EDS (Soares, 2013) | 72 |
| Tabela 23- Misturas em que foram realizados ensaios detalhados | 80 |
| Tabela 24- Valores médios de tensão máxima e respetiva extensão a diferentes idades (MPa) para o solo não melhorado e para as misturas solo-cal e solo-cimento..... | 82 |
| Tabela 25- Valores médios de tensão máxima e respetiva extensão a diferentes idades (MPa) para as misturas solo-cinzas ativadas alcalinamente | 84 |

| | |
|--|-----|
| Tabela 26- Valor médio do módulo de deformabilidade tangente ($E_{\text{tang.}}$) do solo não melhorado, das misturas de solo-cal e solo-cimento | 85 |
| Tabela 27- Valor médio do módulo de deformabilidade tangente ($E_{\text{tang.}}$) para misturas solo-cinzas ativadas alcalinamente..... | 86 |
| Tabela 28- Resultado dos ensaios CBR aos 28 dias de idade | 115 |
| Tabela 29- Tensões de desvio de pico e residuais..... | 125 |
| Tabela 30- Parâmetros de resistência das misturas solo-ligante | 126 |
| Tabela 31- Módulo de deformabilidade das misturas solo-ligante | 128 |

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E ACRÓNIMOS

| | |
|-----------------------|--|
| m^2/KN | Metro quadrado por Quilo Newton |
| m_v | Coefficiente de compressibilidade volumétrico |
| w_{opt} | Teor ótimo em água; |
| $\rho_{d,máx}$ | Massa volúmica seca máxima |
| $\sigma_1 - \sigma_3$ | Tensões de desvio |
| σ_3 | Tensão de confinamento |
| $^{\circ}C$ | Grau centígrado |
| μm | Micrómetro |
| AASHTO | American Association of State Highway and Transportation Officials |
| ACI | American Concrete Institute |
| Al | Alumínio |
| Al_2O_3 | Alumina |
| ASTM | American Society for Testing and Materials |
| C | Coesão |
| Ca | Cálcio |
| $Ca(OH)_2$ | Hidróxido de cálcio ou cal hidratada |
| Ca^{2+} | Ião de cálcio |
| CaO | Óxido de cálcio |
| CBR | Califórnia Bearing Ratio |
| C_c | Coefficiente de compressibilidade |
| CD | Ensaio triaxiais consolidados drenados |
| CL | Argila magra |
| CO_2 | Dióxido de carbono |
| C_r | Coefficiente de recompressibilidade |
| CU | Ensaio triaxiais consolidados não drenados |
| EDS | Espectroscopia de Energia Dispersa |
| EN | Norma Europeia |
| $E_{tang.}$ | Módulo de deformabilidade tangente |
| g/cm^3 | Grama por centímetro cúbico |
| GC | Seixo com argila |
| GM | Seixo com silte |
| GP | Seixo ou mistura de areia com seixo |
| gr | Grama |
| H_2O | Água |

| | |
|----------------------------------|--|
| IP | Índice de plasticidade |
| K | Potássio |
| kg | Quilo Grama |
| kN | Quilo Newton |
| kPa | Quilo Pascal |
| LL | Limite de liquidez |
| LP | Limite de plasticidade |
| LVDT | Linear Variable Differential Transformer |
| Mg/m ³ | Megagrama por metro cúbico |
| ml | Mililitro |
| ML | Silte de baixa a média plasticidade |
| mm | Milímetro |
| MPa | Mega Pascal |
| N | Newton |
| Na | Sódio |
| Na ₂ O | Óxido de sódio |
| Na ₂ SiO ₃ | Silicato de sódio |
| NaOH | Hidróxido de sódio |
| pH | Potencial de hidrogénio |
| R _c | Resistência à compressão uniaxial |
| SC | Areia argilosa |
| SEM | Microscopia eletrónica de varrimento (do inglês: Scanning electron microscopy) |
| Si | Silício |
| SiO ₂ | Sílica ou dióxido de silício |
| SM | Areia siltosa |
| SS/HS | Silicato de sódio/hidróxido de sódio |
| UU | Ensaio triaxiais não consolidados não drenados |
| Φ | Ângulo de atrito |

1. INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

Na execução de infraestruturas de transporte verifica-se, frequentemente, que o solo existente no local da obra não satisfaz as exigências requeridas para um adequado funcionamento estrutural da infraestrutura. Este fator, se não devidamente acautelado, pode levar a um comportamento inadequado em serviço o que pode conduzir à necessidade de intervenções de reabilitação numerosas e caras. Assim sendo, o dimensionamento da infraestrutura, como por exemplo um pavimento rodoviário, deve ter em consideração as limitações do solo existente no local da obra. Em alternativa, devem ser preconizadas medidas de substituição do material existente por outro de melhor qualidade ou a alteração/melhoria das suas propriedades de modo que o solo suporte, de forma satisfatória, as solicitações previstas no projeto. Existem vários métodos para melhorar as características do solo sendo a aplicação de ações mecânicas, como por exemplo a compactação, a mais comum. Outra forma de melhoria bastante comum é a designada estabilização/melhoramento de solos e consiste num tratamento artificial do mesmo através da adição de um ligante com a finalidade de alterar as suas propriedades geotécnicas, tais como, o aumento da capacidade resistente, a redução da deformabilidade, a diminuição da sensibilidade à variação das ações ambientais (expansibilidade/compressibilidade) e a redução da sua compressibilidade e permeabilidade.

No âmbito deste trabalho, dos variados processos de estabilização de solos existente, serão abordadas as técnicas de melhoramento superficial do solo recorrendo à estabilização química. O melhoramento dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos no local da obra recorrendo à aplicação deste método de estabilização é normalmente conseguido com a adição de ligantes de utilização corrente, tais como, o cimento ou a cal. Contudo, o fabrico do cimento causa impactos ambientais significativos, derivados da extração de elevadas quantidades de matérias-primas e, durante o processo de fabrico, a elevados consumos energéticos e emissões de gases com efeito de estufa para a atmosfera. Durante o processo de fabrico do cimento Portland, por cada tonelada de clínquer é libertado, aproximadamente, 1 tonelada de dióxido de carbono (Torgal & Jalali, 2009). Assim sendo, por questões fundamentalmente ambientais é importante encontrar soluções alternativas mais sustentáveis e, em simultâneo, equiparáveis do ponto de vista mecânico a este tipo de ligantes mais convencionais, de forma a mitigar os danos causados pela sua exaustiva utilização.

Nesse sentido, a utilização de ligantes desenvolvidos através da técnica de ativação alcalina, que combina resíduos industriais com ativadores químicos à base de reagentes comerciais aplicada no melhoramento superficial de solos surge como uma opção ambientalmente mais sustentável permitindo obter, em simultâneo, um material com características mecânicas acrescidas. Esta técnica tem sido estudada em outras áreas de aplicação (como por exemplo no fabrico de betões) mas a sua aplicação em tratamentos de solos é ainda incipiente (Rodrigues *et al.*, 2016). Os ligantes obtidos por ativação alcalina representam, desta forma, uma alternativa mais sustentável em termos ambientais às técnicas tradicionais contribuindo para a redução das emissões de gases de efeito de estufa associados à produção do cimento Portland e, em simultâneo, para a reintrodução de resíduos industriais na economia (Davidovits, 2002; Torgal & Jalali, 2009; Teixeira, 2010; Soares, 2013; Lucas, 2015).

A utilização da técnica de ativação alcalina possui também outras vantagens intrínsecas uma vez que a utilização de resíduos industriais no fabrico deste tipo de ligantes contribui para a minimização do impacto ambiental resultante da deposição destes resíduos em aterros e para a redução do volume de escavações em pedreiras necessários para a extração das matérias-primas para o fabrico do cimento Portland. A deposição de resíduos ou produtos da indústria no meio ambiente acarretam despesas por parte da entidade que os produz e pode traduzir-se em impactos bastante prejudiciais para o meio ambiente, nomeadamente, a poluição do solo e das águas superficiais e a contaminação dos lenções freáticos através da lixiviação dos seus elementos tóxicos. De acordo com o Decreto-Lei 17812006 de 5 de Setembro de 2006, a sua deposição no meio ambiente requer cuidados especiais, devendo ser depositados em locais devidamente impermeabilizados e confinados de modo a não permitir contaminações do solo e os resíduos devem estar identificados de acordo com os respetivo código da Lista Europeia de Resíduos.

Neste trabalho será então abordada e estudada a técnica de ativação alcalina de um resíduo industrial em específico, as cinzas volantes, aplicada no melhoramento superficial das características mecânicas de um solo argiloso. As cinzas volantes são obtidas a partir da combustão do carvão nas centrais termoelétricas e, no seu estado natural, tal como são recolhidas nos precipitadores eletrostáticos, têm uma textura semelhante à do cimento, sendo constituídas, essencialmente, por partículas esféricas muito finas, compostas principalmente por materiais silico-aluminosos. Tratam-se então de materiais com propriedades pozolânicas, que contêm um elevado teor em sílica em forma reativa, capaz de originar uma pasta cimentícia responsável pelo incremento das propriedades mecânicas da mistura.

Serão também abordadas e aplicadas as técnicas de melhoramento de solo tradicional com recurso à adição de cimento e cal como meio comparativo para avaliar os incrementos ao nível da resistência e da rigidez conseguidos com a aplicação destas três técnicas distintas.

1.2 Objetivos

Tendo em consideração os poucos estudos existentes no âmbito de melhoramento de solos com recurso à técnica de ativação alcalina de resíduos, o objetivo fundamental deste trabalho consistiu na avaliação do potencial de tratamento de um solo argiloso, a nível superficial, com o emprego desta técnica para a aplicação na construção de infraestruturas de transporte. Para atingir este objetivo, procedeu-se então à realização de uma extensa campanha de ensaios laboratoriais para caracterizar mecanicamente, quer o solo original, de forma a identificar as características do solo a serem melhoradas, quer as misturas solo-ligante ativadas alcalinamente com um conjunto bastante alargado e diferenciado de ensaios.

Após a realização dos ensaios de caracterização do solo original procedeu-se à definição das formulações solo-ligante ativadas alcalinamente. Para tal, em todas as misturas, fixou-se a quantidade de fase líquida para que, entre as formulações, a única variação existente fosse a percentagem de cinzas volantes empregue nas misturas. Assim sendo, a realização deste trabalho tinha como objetivo estudar a influência dos diferentes teores em cinzas ao nível da resistência e da rigidez das misturas solo-ligante.

Paralelamente a este estudo, foi realizado um estudo semelhante utilizando técnicas de melhoramento de solo tradicionais, com a adição de diferentes teores de cimento e cal ao solo, de forma a conseguir estabelecer uma análise comparativa, no que diz respeito ao incremento da resistência e rigidez com as misturas ativadas alcalinamente.

Para proceder-se à caracterização mecânica das diversas formulações de solo-ligante em estudo optou-se, numa primeira fase, pela realização de ensaios de compressão uniaxial aos 7, 14, 28 e 90 dias de idade. A realização dos ensaios de compressão uniaxial tinham como objetivo:

- Avaliar a evolução das resistências mecânicas das misturas solo-ligante;
- Avaliar a evolução dos módulos de deformabilidade tangente das misturas solo-ligante;

- Estudar e quantificar, em termos de resistência mecânica e rigidez, o efeito do aumento da percentagem de cinzas nas misturas ativadas alcalinamente;

- Quantificar o melhoramento do solo conseguido com a adição de cal e cimento, ao nível da resistência mecânica e rigidez das misturas, para posterior comparação com os resultados obtidos nas misturas ativadas alcalinamente.

A realização destes ensaios permitiu compreender a evolução dos aspetos referenciados anteriormente para os tempos de cura em estudo e selecionar, para cada tipo de ligante, a mistura que conduziu a resultados mais interessantes do ponto de vista mecânico.

Posteriormente, para as misturas selecionadas, procedeu-se à realização de ensaios laboratoriais mais detalhados, para estudar e quantificar as propriedades melhoradas nas misturas com a adição destes ligantes.

1.3 Organização da dissertação

Esta dissertação é composta por 7 capítulos, incluindo o enquadramento, que corresponde ao Capítulo 1, onde é apresentada uma primeira abordagem ao tema a tratar na introdução, os objetivos e a estrutura da presente dissertação.

No Capítulo 2, primeiramente são abordados, de forma sintetizada, as principais características do solo superficial que são importantes melhorar e que são conseguidas com a aplicação do método de estabilização química com a adição de ligantes ao solo. Este capítulo aborda de forma mais exaustiva os aspetos relacionados com as técnicas de melhoramento de solo superficial com recurso à técnica de ativação alcalina de cinzas volantes e os aspetos relacionados com a aplicação das técnicas tradicionais de melhoramento de solos com adição de cimento e de cal.

No Capítulo 3 encontram-se os resultados dos ensaios laboratoriais de caracterização geotécnica efetuados ao solo original. Foram realizados ensaios de análise granulométrica, limites de consistência (liquidez e plasticidade), ensaio de compactação pesada (Proctor Modificado), ensaio edométrico, ensaio azul metileno, ensaio Califórnia Bearing Ratio (CBR) e ensaios triaxiais para determinar os parâmetros de resistência ao corte do solo. A realização destes ensaios permitiu conhecer a constituição e as características do solo utilizado e averiguar as características do solo a serem melhoradas.

No Capítulo 4 é apresentado, numa primeira fase, o programa experimental deste trabalho e os ensaios preliminares para a definição das condições ótimas de compactação para as misturas solo-ligante em estudo. Seguidamente são descritos os materiais utilizados, o modo de preparação das misturas e os ensaios laboratoriais realizados nas formulações.

No Capítulo 5 encontram-se os resultados obtidos com a realização dos ensaios de compressão uniaxial em todas as misturas solo-ligante aos 7, 14, 28 e 90 dias de idade. A realização destes ensaios permitiu analisar a evolução da resistência e do módulo de deformabilidade com o tempo de cura e selecionar as misturas que apresentaram melhores resultados nos parâmetros em estudo. Neste Capítulo encontram-se, igualmente, os resultados dos ensaios detalhados realizados nas misturas selecionadas. Foram realizados ensaios triaxiais não consolidados não drenados (UU), ensaios CBR e ensaio de ultrassons a partir dos quais foi possível analisar e quantificar o melhoramento conseguido com a aplicação destas técnicas, respetivamente, nos parâmetros de resistência ao corte, na capacidade de suporte das misturas tratadas e no módulo de deformabilidade dinâmico ao longo do tempo.

As principais conclusões deste trabalho são apresentadas no Capítulo 6, onde são expostas algumas propostas para trabalhos futuros, no sentido de otimizar o processo de análise da técnica de ativação alcalina aplicada no melhoramento superficial de solos, que é o tema central deste trabalho.

Por fim, encontram-se discriminadas as referências bibliográficas consultadas no âmbito desta dissertação, a qual inclui a consulta de diversos trabalhos e estudos de investigação realizados anteriormente sobre os temas abordados.

Em anexo são apresentados as fichas técnicas dos ensaios laboratoriais considerados mais relevantes, onde é possível visualizar com maior detalhe todos os resultados obtidos nos ensaios.

2. ESTADO DE CONHECIMENTO

2.1 Estabilização de solos superficiais

O solo é um material complexo e bastante variável, composto por uma mistura de partículas sólidas com diferentes origens, tamanhos e formas, sendo que, os vazios existentes entre as partículas encontram-se normalmente preenchidos por água ou ar. Frequentemente, as propriedades exibidas pelo solo existente no local são insuficientes face às solicitações previstas nos projetos de infraestruturas de transporte. Uma das respostas possíveis a esta problemática é a aplicação de técnicas de melhoria ou estabilização de solos de fundação, que assumem cada vez mais um papel fundamental na resolução de problemas relacionados com a insuficiente capacidade dos solos.

A estabilização ou melhoria de um solo pode ser conseguida com a aplicação de processos de natureza mecânica, física ou química, que atuam de formas distintas na estrutura do solo (Cristelo, 2001). Nos métodos de estabilização mecânica, as características do solo são melhoradas a partir do “rearranjo” das partículas do solo e pode ser conseguida através da compactação do solo *in situ*. Nos métodos de estabilização física, as propriedades dos solos são alteradas por intermédio da aplicação de calor ou de eletricidade. Nos métodos de estabilização química, as características geotécnicas do solo são modificadas através da adição de novos materiais, como é o caso da estabilização com recurso à cal ou ao cimento. Em termos temporais, os métodos de estabilização do solo podem ser ainda classificados mediante o período de atuação como métodos de estabilização permanente ou métodos de estabilização temporários, que atuam apenas durante um período temporal limitado, normalmente associado ao tempo de construção da obra.

A seleção e a correta aplicação de qualquer método de estabilização exige, para além do conhecimento dos tipos de solos existentes no local, que podem variar numa extensão de apenas alguns metros, a identificação clara das características dos solos *in situ* que se pretendem melhorar (Silva, 2010).

A aplicação dos métodos de estabilização de solos visam, essencialmente, controlar a expansibilidade, reduzir a permeabilidade e deformabilidade, e aumentar a resistência e a durabilidade dessa resistência nos solos de fundação existentes no local da obra, de forma a

garantir o seu bom desempenho, quer durante a fase de construção quer durante a vida útil da obra.

No que diz respeito a fenómenos associados ao potencial expansivo do solo, é importante compreender que as variações volumétricas dos solos apenas ocorrem quando há uma variação do teor em água e desenvolvem-se apenas em solos com potencial expansivo, como é o caso dos solos argilosos. Os problemas de expansibilidade assumem especial importância em obras rodoviárias, em solos argilosos, quando existem períodos de descompressão, causados pela menor afluência de veículos na estrada, e quando ocorrem períodos de maior precipitação, onde a água é absorvida pelo terreno, encontrando-se assim reunidas as condições ideais para o solo expandir. Contudo, os solos argilosos também podem ser problemáticos quando em compressão, uma vez que, são solos que se caracterizam pela sua baixa permeabilidade e pelo seu elevado índice de vazios. Assim sendo, a elevada compressibilidade resultante da expulsão de água conduz a uma diminuição da espessura da camada de argila, que ocorre de forma muito lenta, podendo demorar vários anos até estar completa. A expansão e o assentamento desses solos traduzem-se em problemas para as infraestruturas de transporte assentes sobre eles e a avaliação desta problemática pode fazer-se, em laboratório, mediante a realização de ensaios edométricos.

Ao nível do comportamento mecânico, a resistência insuficiente é um dos problemas principais dos solos de fundação e é provocado, diversas vezes, pelo excesso do teor de água nos poros do solo, pela fraca graduação de alguns solos arenosos e pelo estado excessivamente seco do solo que, em condições de tráfego torna-se pulverulento, perdendo a coesão e consequentemente a resistência (Almeida, 2009). Para avaliação deste parâmetro do solo, os ensaios laboratoriais mais recorrentes são o ensaio de compressão uniaxial, o Califórnia Bearing Ratio (CBR) e o ensaio de compressão triaxial (Little, 1995).

A permeabilidade, correspondente ao movimento da água do solo, é uma característica bastante variável entre os diversos tipos de solo existente. A permeabilidade de um solo condiciona o processo de percolação/dissipação das pressões neutras da água no seu interior e encontra-se relacionada com as dimensões das partículas. Um solo composto por partículas de diferentes frações granulométricas possui um melhor rearranjo entre as partículas, que se traduz numa maior compactidade e em menores espaços vazios para a passagem de água (menor permeabilidade). Um solo constituído por partículas com aproximadamente as mesmas dimensões possui uma maior permeabilidade dada a impossibilidade de partículas de tamanhos mais pequenos ocuparem os espaços vazios entre as partículas maiores. A permeabilidade também se encontra relacionada com o grau de compactação do solo, sendo que quanto maior

for o grau de compactação do solo, menor será a quantidade de vazios para a passagem da água (Cruz, 2004). A baixa e a elevada permeabilidade do solo podem ser responsáveis, respetivamente, por diversos fenómenos de instabilidade, como é o caso dos deslizamentos em obras de terra gerados por uma inadequada dissipação das pressões neutras e o “piping” (erosão interna devido a elevados fluxos de água).

O último aspeto abordado é a durabilidade. Para que o solo apresente uma boa durabilidade é necessário que as suas partículas sejam estáveis, ou seja, que mantenham as propriedades acima do nível pretendido durante a vida útil projetada em obra, caso contrário os custos de manutenção podem atingir valores bastante significativos. É então necessário que o solo, ao longo do tempo, não sofra variações de volume significativas, resista aos processos de erosão e desgaste e que mantenha a sua resistência. Uma das lacunas associadas à estabilização dos solos é a inexistência de testes que permitam determinar a real durabilidade de um solo estabilizado, o que faz com que a durabilidade seja uma das características mais difíceis de avaliar nos solos. Uma alternativa, não económica, para suprimir esta dificuldade é o recurso ao sobredimensionamento (Nascimento, 1970 citado por Cristelo, 2001).

Os solos superficiais encontram-se sujeitos a uma amplitude significativa de variações, quer do estado de tensão quer de humidade, sendo que, para os projetistas de vias de comunicação, a resistência não é condição suficiente para garantir um bom comportamento do solo de base. Esse aspeto pode ser verificado, por exemplo, ao refletirmos que, a compactação de um solo expansivo aumenta a sua resistência solucionando este problema, mas o seu contacto com a água e a sua absorção provoca a sua expansão e, conseqüentemente, a redução da sua resistência. Assim sendo, a aplicação de alguns métodos de melhoramento do solo, por exemplo, a compactação e a consolidação por sobrecargas são inadequados para a estabilização superficial de solos sensíveis à água, uma vez que, apenas aumentam a resistência mas não diminuem a suscetibilidade dos solos às variações de humidade (Silva, 2010).

Os métodos de estabilização química surgem então como um método bastante adequado para o tratamento de solos superficiais já que é um método que produz efeitos positivos sobre um conjunto vasto de propriedades geotécnicas.

2.2 Estabilização de solos com cal

A adição de cal ao solo desencadeia reações, maioritariamente de natureza química, entre os constituintes mineralógicos do solo e a cal, que alteram algumas características físicas, tais como, o teor em água, a granulometria, a plasticidade, a compactação e a resistência mecânica da mistura. De um modo geral, a introdução de cal no solo desencadeia reações imediatas, que ocorrem aquando da mistura destes dois elementos e reações a longo prazo, fruto do desenvolvimento das reações que ocorrem entre os minerais de argila e o cálcio presente na cal. As reações a longo prazo desenvolvem-se mais lentamente quando comparadas com as reações desencadeadas pela adição do cimento e durante um maior período de tempo, que pode ir desde vários meses ou mesmo anos após a aplicação do solo tratado (Cristelo, 2001; Neves, 2009; Silva, 2010).

As principais reações que usualmente são indicadas na bibliografia relacionadas com a estabilização de solos com cal são a permuta iónica, a floculação e as reações de cimentação (reações pozolânicas) e as reações de carbonatação. Estas reações não ocorrem em simultâneo e o seu desenvolvimento ao longo do tempo influencia a resistência e a rigidez dos solos tratados. As reações de permuta iónica e floculação ocorrem imediatamente, após a adição de cal ao solo. As restantes reações ocorrem a longo prazo e são responsáveis pelo ganho permanente de resistência e rigidez do solo melhorado (Cristelo, 2001; Cruz, 2008; Santos, 2008; Neves, 2009; Guérios, 2013).

Durante o fenómeno de permuta iónica, se a argila possuir uma grande superfície específica carregada negativamente, poderá atrair “carga positivas” que estão presentes em moléculas de água dipolares ou outros catiões. Na Figura 1 é possível verificar que não há um posicionamento ordenado entre a superfície de argila, que se encontra carregada negativamente e os catiões, carregados positivamente. Verifica-se também que ocorre a formação de uma dupla camada iónica. Durante esta fase não ocorre a formação de novos compostos, mas sim uma redistribuição iónica.

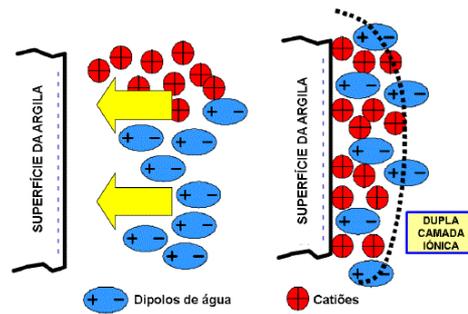


Figura 1- Permuta iônica e formação da dupla camada iônica (Castelló, 2003 citado por Cruz, 2008)

A permuta iônica faz com que os cátions Ca^{2+} se adsorvam à superfície das partículas diminuindo a sua eletronegatividade e promovendo a floculação. A ação dos íons de cálcio inicia-se logo após a sua adição ao solo plástico promovendo uma diminuição da sua plasticidade, tornando o solo friável. A argila, agora formada por partículas de maiores dimensões, perde a plasticidade e a coesão. A utilização de pequenas quantidades de cal (até 3%) promovem melhorias bastante significativas nestas propriedades (Coelho *et al.*, 2009).

De um modo geral, as reações de permutação iônica e floculação são as principais responsáveis pela alteração imediata de algumas das propriedades das misturas de solos tratados com cal, tais como: alteração da granulometria (aumento da fração arenosa), diminuição da plasticidade, características de compactação (geralmente, aumento do teor em água ótimo e redução da massa volúmica seca máxima), resistência imediata (aumento da capacidade de carga) e trabalhabilidade (Cruz, 2008; Neves, 2009).

As ações de cimentação ou reação pozolânica desenvolvem-se de forma lenta ao longo do tempo e são as principais responsáveis pelo aumento da resistência a longo prazo das misturas solo-cal. As argilas são minerais que contêm importantes quantidades de sílica e alumina, o que confere a estes minerais argilosos propriedades pozolânicas naturais. As propriedades mineralógicas dos solos são determinantes nas reações que se verificam a longo prazo. Quando é adicionada água e cal em quantidades adequadas, o pH do solo aumenta rapidamente para valores acima dos 10,5, o que permite que as partículas de argila se dividam e conseqüentemente libertem a silício e o alumínio que entram em contacto com o cálcio da cal e originam núcleos de silicato de cálcio hidratado e aluminato de cálcio hidratado. Contudo, para que estas reações se desenvolvam é necessário que exista cal livre disponível e pH elevado no meio, superior a 10,5 (Neves, 2009).

A reação de carbonatação é a reação química inversa à que está na origem da fabricação da cal (a calcinação do calcário origina a formação de cal viva através da libertação de CO₂). Neste caso, o dióxido de carbono presente no ar reage com a cal formando carbonato de cálcio. Esta reação só se poderá desenvolver se a mistura solo-cal estiver exposta ao ar ou se no interior da mistura existir CO₂ e se na mistura existir cal que ainda não tenha reagido inicialmente com as partículas de solo (Cruz, 2008).

2.2.1 Fatores que afetam as misturas solo-cal

Quando se pretende melhorar as características de um solo através da adição de cal é necessário ter em conta que existem vários fatores que afetam o nível de alteração das misturas. Os principais fatores são: o tipo de solo a tratar, o tipo e a quantidade de cal a utilizar, o teor em água, a compactidade da mistura, a temperatura, a utilização de aditivos e a existência de sulfatos ou matéria orgânica nos solos a tratar (Cristelo, 2001).

No que diz respeito ao tipo e natureza de solo a tratar com a adição de cal, este método de estabilização é indicado sobretudo para solos com fração fina muito plástica e expansiva (Coelho *et al.*, 2009). Contudo, não se deve descartar a sua utilização em solos não plásticos, tais como os de natureza siltosa ou arenosa. Desde que os solos possuam uma matriz argilosa de carácter plástico considerável ou contenham uma componente mineralógica argilosa, são suscetíveis de serem tratados com cal (Cruz, 2008).

O tipo e a percentagem de argila que o solo apresenta são importantes no tratamento de solos com cal, uma vez que são as partículas de argila que fornecem a sílica e a alumina necessárias ao desenvolvimento das reações. Quanto mais plástico for o solo, maior é o melhoramento conseguido com a adição de cal (Silva, 2010).

A avaliação da aptidão do solo à aplicação de tratamentos com cal deve ser realizada através da execução de ensaios laboratoriais (Neves, 2009; Silva, 2010). No entanto existem vários indicadores que permitem perceber se um determinado solo é passível de ser melhorado com cal, nomeadamente (Neves, 2009):

- National lime Association:

Índice de Plasticidade > 10 %

- U.S. Air Force Soil Stabilization Index System. SSIS (1976):

Passados no peneiro nº 200 (75 µm) > 25 %

Índice de Plasticidade > 10%

A superfície específica e a dimensão das partículas de argila também influenciam a velocidade e extensão da reação, sendo esta diretamente proporcional à superfície específica. Em solos com mineralogia semelhante verificou-se que o consumo de cal é maior quanto maior a superfície específica, pois maior é a superfície de contacto disponível para a cal desencadear as reações físico-químicas de estabilização (Neves, 1993).

Relativamente à existência de carbonatos e/ou sulfatos, mesmo para teores da ordem de 1% são bastante prejudiciais quando reagem com a cal. Os carbonatos desempenham o papel de inibidor das reações. Os sulfatos, ao reagirem com a cal originam substâncias com características expansivas tendo, por isso, uma influência bastante negativa no processo de cimentação. Os sulfatos reduzem o pH do meio e, conseqüentemente, também inibem a formação de produtos pozolânicos (Neves, 1993).

A presença de matéria orgânica afeta negativamente o desenvolvimento da ação de cimentação, uma vez que consomem parte da cal presente na mistura (Petry & Glazier, 2004).

O tipo e a quantidade de cal adicionada à mistura afetam igualmente as suas propriedades mecânicas. Normalmente, no tratamento de solos, a cal hidráulica é o tipo de cal mais utilizada. É constituída maioritariamente por silicatos e aluminatos de cálcio e hidróxido de cálcio e distingue-se da cal aérea pela sua capacidade de desenvolvimento de presa hidráulica.

Relativamente à quantidade de cal a adicionar à mistura, esta quantidade é definida tendo em conta, para além das características do solo, as propriedades do solo que se pretendem melhorar. O teor em cal a usar na estabilização de solos deve ser da ordem dos 1% a 10%. A utilização de quantidades superiores não é económico e não é aconselhável a utilização de teores inferiores a 3% pois mesmo que em laboratório se tenha obtido as modificações pretendidas com teores inferiores, as condições de mistura em obra são sempre mais imperfeitas (Coelho *et al.*, 2009).

Jon *et al.* (1963, citado por Cruz, 2008) concluíram que percentagens superiores a 3% resultam em melhoramentos na plasticidade do solo muito pouco significativos. Contudo, a utilização de quantidades reduzidas de cal requer cuidados especiais na homogeneização da mistura (Cristelo, 2001). O teor em cal inicial adicionado à mistura é um fator decisivo nos ganhos de resistência a longo prazo. Para a obtenção de resistências elevadas a longo prazo

deve aumentar-se necessariamente a quantidade inicial de cal a adicionar na mistura. Contudo, este doseamento deve ser feito com cuidado para não originar fenómenos de carbonatação que produzem o efeito contrário.

O teor em água e a massa volúmica seca máxima influenciam as propriedades finais da mistura. A água é um elemento fundamental para o sucesso das reações entre a cal e a argila. É importante garantir uma adequada quantidade de água, de forma a permitir que a cal desenvolva as reações com os minerais argilosos. Este facto foi constatado nos estudos realizados por Perret (1979, citado por Neves, 1993) que constatou que a curto prazo, é possível para um teor em cal inicial médio e um elevado teor em água, ter um consumo de cal superior ao verificado para um teor em cal inicial elevado e um teor em água menor.

A compactação das misturas de cal é imprescindível para o desenvolvimento das reações pozolânicas (cimentação) e também para evitar o surgimento de fenómenos de carbonatação (Silva, 2010). A velocidade da reação entre a cal e os minerais argilosos depende da compacidade da mistura (Neves, 1993). A mistura *in situ* deverá ter uma densidade superior a 95% da máxima alcançada no ensaio de Proctor modificado (Giménez, 2003).

A temperatura também desempenha um papel importante na velocidade da reação. O calor aumenta a velocidade das reações pozolânicas, uma vez que o calor promove a conservação de um ambiente de pH elevado na mistura durante um período mais longo (Cristelo, 2001). De acordo com o Comité Técnico n.º 12 da PIARC (1990, citado por Neves, 1993) as reações pozolânicas desenvolvem-se mais lentamente para temperaturas da ordem dos 5°C a 10°C, podendo mesmo ser retardadas. Para temperaturas da ordem dos 40°C a velocidade de reação é 10 a 20 vezes mais rápida do que a 20°C.

Contudo, segundo a norma Australiana AGPT04D (2006) as temperaturas não deverão exceder os 40°C no aceleração da cura através do aumento de temperatura. As temperaturas demasiado elevadas podem causar outro tipo de fenómenos que normalmente não acontecem em obra.

2.2.2 Evolução da resistência mecânica e do módulo deformabilidade em misturas de solo estabilizadas com cal ao longo do tempo

O efeito mais importante proporcionado pelo período de cura é o desenvolvimento das reações entre os minerais de argila e a cal. Um aumento da quantidade dos produtos pozolânicos resulta em mais “cola” para manter as partículas do solo em contacto e num aumento da resistência mecânica ao longo do tempo de cura (Cristelo, 2001).

Tal como referido anteriormente, a adição de cal ao solo reflete-se imediatamente no incremento da resistência e na redução da deformabilidade da mistura. Contudo, a evolução desses parâmetros ocorre de forma distinta ao longo do tempo.

Os ensaios de compressão uniaxial são ensaios laboratoriais que permitem avaliar, quantitativamente, a eficiência das reações pozolânicas no efeito cimentador das partículas da mistura. Na Figura 2 é possível visualizar a evolução deste parâmetro ao longo do tempo em função dos diferentes teores iniciais de cal adicionadas. Verifica-se que a adição de teores iniciais superiores de cal traduz-se num maior incremento da resistência à compressão simples dos solos (Cruz, 2008).

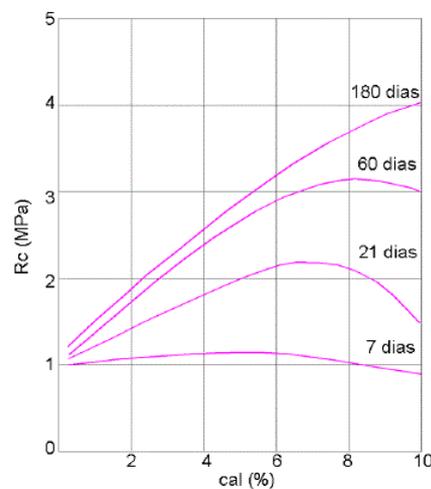


Figura 2- Evolução da resistência à compressão uniaxial (R_c) ao longo do tempo em função do teor em cal (AGPT04D, 2006)

Na Figura 3 encontra-se representado um modelo genérico da evolução da resistência à compressão, proposto por Cristelo (2001), que compreende 4 fases distintas caracterizadas por diferentes evoluções de ganhos de resistência ao longo do tempo.

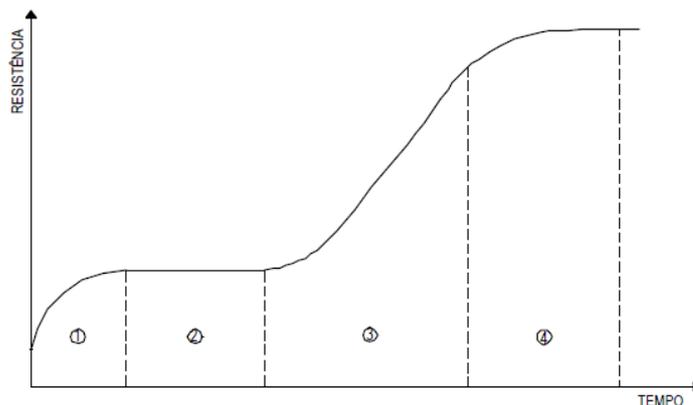


Figura 3- Evolução teórica da resistência à compressão uniaxial de uma mistura de solo com cal (Cristelo, 2001)

Na fase 1 ocorre o fenómeno de floculação das partículas em que a fração argilosa assume o comportamento de um silte. Este processo é responsável pelo acréscimo de resistência da mistura devido ao aumento do ângulo de atrito das partículas. Contudo, este ganho inicial de resistência não está diretamente relacionado com os ganhos de resistência a longo prazo que resultam do processo de estabilização do solo.

A fase 2 é designada como período de indução e é a fase onde se começam a formar os núcleos de silicato de cálcio hidratado nos pontos de contacto entre os bordos das partículas de argila. Estes núcleos, quando instalados, iniciam o processo de dissolução dos constituintes dos minerais de argila. É de salientar que, nesta fase, os ganhos de resistência podem ser praticamente nulos porque enquanto a quantidade de núcleos já estabelecidos não for significativa, as ligações entretanto desenvolvidas não são suficientes para tornar perceptível um aumento de resistência.

A fase 3 é caracterizada pelo aumento do volume dos núcleos devido à dissolução da sílica e da alumina presente nos minerais de argila e pela aglomeração de mais partículas de cálcio livres na mistura. O aumento dos núcleos permite a formação do gel, responsável pela cimentação das partículas do solo aumentando assim a sua resistência mecânica. É importante realçar, de um modo geral, que a resistência à compressão simples, para o mesmo período de cura, é mais elevada quanto maior o teor inicial em cal adicionado à mistura. Isto verifica-se porque existe uma maior quantidade inicial de cal livre disponível na mistura e durante um período de tempo mais alargado, o que se traduz na formação de maiores quantidades de material cimentício.

O aumento de resistência cessa no final da fase 4 e pode ocorrer quando a cal disponível já não é suficiente para continuar a fornecer mais cálcio aos núcleos ou quando o volume dos núcleos é tal que os núcleos entram em contacto uns com os outros. O crescimento dos núcleos cessa e conseqüentemente termina a formação de gel que é responsável pelo aumento da resistência à compressão simples.

De um modo geral, é possível afirmar que os ganhos de resistência mecânica a longo prazo são proporcionais à quantidade de cal adicionada ao solo, uma vez que as reações responsáveis pelo aumento da resistência se desenvolvem enquanto houver cal disponível (Cristelo, 2001; Santos, 2008; Guérios, 2013).

Na mistura de solo com cal, a rigidez e a resistência aumentam à medida que aumenta o tempo de cura e a deformação sofrida na rotura é cada vez mais reduzida. Cristelo, 2001 afirma que a adição de cal ao solo resulta em acréscimos de resistência e decréscimos de deformabilidade das misturas solo-cal comparativamente com os valores do solo natural.

Com base nas características das curvas tensão-deformação, Balasubramaniam (1989, citado por Cristelo, 2001) verificou que o tratamento de um solo com cal provoca alteração nas características de deformabilidade. Assim sendo, um solo normalmente consolidado, após a adição de cal comporta-se como um solo sobreconsolidado, exibindo pequenas variações de volume para esforços inferiores à tensão de pré-consolidação. Outro aspeto relevante é que o valor da tensão de pré-consolidação aumenta com o tratamento da cal e o índice de compressibilidade diminui.

Neves (2009) estudou as alterações sofridas em dois solos distintos após a adição de cal onde verificou alterações do solo ao nível da granulometria, diminuição do índice de plasticidade e do valor de azul-de-metileno, redução da expansibilidade, incrementos de resistência e da rigidez e diminuição da extensão axial na rotura com o aumento do tempo de cura e do teor inicial em cal adicionado. Verificou também aumentos dos parâmetros de resistência ao corte e do valor de California Bearing Ratio (CBR).

Silva (2010) debruçou-se também sobre o estudo do melhoramento das propriedades mecânicas de dois solos argilosos onde verificou um acréscimo da resistência à rotura em compressão uniaxial e uma diminuição da ductilidade após a adição de cal.

Negi *et al.* (2013) verificaram que a cal é utilizada com sucesso na estabilização de solos altamente ativos e que sua adição ao solo provoca imediatamente a melhoria das propriedades mecânicas.

Assim sendo, é possível compreender que o melhoramento de solos com cal tem sido estudado por diferentes autores que verificaram melhorias significativas das propriedades dos solos com frações finas plásticas após aplicação desta técnica.

2.3 Estabilização de solos com cimento

O tratamento de solos com a adição de cimento Portland tem sido empregue com sucesso em inúmeras aplicações em Engenharia Civil, entre as quais, na construção de aterros e leitos de pavimentos. A adição de cimento permite um melhoramento muito rápido das propriedades mecânicas do solo, com impacto significativo na traficabilidade (Vitali, 2008).

As reação químicas entre o cimento e a água iniciam-se durante a fase de mistura destes dois elementos desencadeando-se, ao longo do tempo, as reações de hidratação do cimento, que originam silicatos de cálcio hidratados, aluminatos de cálcio hidratados e cristais de hidróxido de cálcio são responsáveis pelo aumento gradual da resistência mecânica das misturas (Cristelo, 2001; Vitali, 2008). A adição de diferentes teores de cimento desenvolvem mecanismos de estabilização distintos no solo. A adição de baixos teores de cimento, até à ordem dos 4% do peso seco de solo, provoca essencialmente uma modificação na fração argilosa do solo, corrigindo a sua plasticidade e expansibilidade. Com quantidades de cimento desta ordem, o cimento forma núcleos independentes da massa da mistura, podendo provocar ou não uma melhoria da resistência mecânica. Em contrapartida, a adição ao solo de teores de cimento superiores a 4% permite a formação de núcleos interligados, distribuídos pela massa do solo, que aglutinam as partículas. Este mecanismo é responsável pelo aumento da resistência mecânica da mistura (Cruz, 2004; Dias, 2012).

2.3.1 Fatores que afetam as misturas solo-cimento

As propriedades dos solos estabilizados com cimento dependem de diversos fatores que influenciam o comportamento e características finais das misturas. Em conformidade com a bibliografia consultada, os principais fatores que afetam as misturas são: o tipo de solo, as proporções e condições da mistura, a compactação, o tempo de cura e a presença de aditivos (Cruz, 2004; Foppa, 2005; Dias, 2012).

O solo é o material em maior quantidade na mistura e um dos constituintes que mais afeta as suas características. O método de estabilização química de solos com a adição de

cimento pode ser aplicada a uma grande variedade de tipos de solo. Em conformidade com a especificação do LNEC E243 - 1971 (Solos. Solo-cimento) a adequabilidade de um solo para estabilização com cimento depende das suas propriedades físicas e químicas, das condições gerais do solo, da granulometria e limites de consistência e deve obedecer aos seguintes pressupostos:

- Condições gerais: solos isentos de raízes, capim ou qualquer substância prejudicial ao cimento Portland;

- Condições químicas: teores máximos de 2% de matéria orgânica e de 0,2% em sulfatos. A presença de matéria orgânica no solo inibe ou retarda a ação aglutinante do cimento e dificulta a libertação de íons de cálcio, prejudicando dessa forma o ganho de resistência por parte do solo. O excesso de sais, principalmente de sulfatos, prejudicam a adequada hidratação do cimento, causam a expansão, fissuração e desintegração do cimento afetando assim o comportamento das misturas.

- Granulometria: percentagens de passados nos peneiros ASTM de 50.0 mm e nº 4 (4.75 mm) iguais ou superiores, respetivamente, a 80% e 45%;

- Limites de consistência: o limite de liquidez tem que ser igual ou inferior a 45%.

No que se refere às proporções e condições da mistura, as proporções de cimento e água adicionadas afetam as características das misturas e, de forma geral, estão dependentes da porção de argila presente no solo, sendo que, quanto maior a fração de argila, maior é a quantidade de cimento necessária adicionar à mistura (Cunha, 2014).

De acordo com American Concrete Institut (ACI) as percentagens de cimento a adicionar variam entre 4% até ao máximo de 16% em relação à massa seca do solo em função do tipo de solo (ACI 230, 1990).

Segundo Pereira (1970, citado por Cruz, 2004) as percentagens normalmente utilizadas nas misturas de solo-cimento estão compreendidas entre 5% e 15% em relação à massa do solo seco, sendo estas misturas mais usuais em camadas de sub-base de estrada.

As propriedades das misturas alteram-se em função dos teores de cimento adicionados, sendo que a sua capacidade de carga e durabilidade a ciclos de molhagem e secagem e/ou gelo-desgelo são maiores para a maiores percentagens de cimento. 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).

Os estudos efetuados por Muhunthan & Sariosseiri (2008, citado por Cunha, 2014) concluíram que teores mais elevados de cimento conduziram a maiores valores de resistência à compressão simples e a uma diminuição da deformação axial de pico, verificando-se assim uma alteração do comportamento inicialmente dúctil (no caso do solo não melhorado), para um comportamento mais frágil, nas misturas solo-cimento.

A presença de água é importante para hidratar o cimento, para melhorar a trabalhabilidade e facilitar a compactação da mistura. A quantidade de água necessária para a hidratação do cimento é inferior ao teor em água ótimo obtido no ensaio Proctor. Contudo, para garantir a compactação máxima é necessário a existência da quantidade de água referente ao teor em água ótimo na mistura. Assim sendo, na prática, garantindo o teor em água ótimo para a compactação encontra-se garantida a quantidade de água necessária para as reações de hidratação do cimento (Cristelo, 2001).

Ingles & Metcalf (1972, citado por Dias, 2012) referem que de similar importância à quantidade de cimento é a densidade da mistura compactada. Com o aumento da densidade, a resistência aumenta e a permeabilidade diminui. No que diz respeito à evolução da massa volúmica seca máxima e do teor ótimo em água com a adição de cimento verifica-se que não há um padrão de evolução dessas duas grandezas. Nos ensaios de compactação efetuados Muhunthan & Sariosseiri (2008, citado por Cunha, 2014) verificaram que à medida que se aumentou a quantidade de cimento nas misturas, o valor do teor ótimo sofreu um acréscimo e o valor do peso volúmico seco máximo diminuiu. Os trabalhos realizados por Al-Amoundi *et al.* (2010, citado por Cunha, 2014) demonstraram que o aumento da percentagem de cimento conduziu a uma redução do teor em água e a um aumento do peso volúmico seco máximo.

Relativamente ao tipo de cimento recomendado para a preparação das misturas solo-cimento são recomendáveis três tipos, embora a sua escolha esteja bastante dependente das questões económicas e especificações técnicas. Para aplicações comuns de solo-cimento são utilizados os cimentos do tipo CEM II/B-L 32,5 N pois garantem bons resultados e a um menor custo. No caso que se pretendam determinados valores de resistência em períodos de tempo mais curtos é recomendável a aplicação de cimentos do tipo CEM I 42,5 R. Este tipo de cimento permite ainda aumentar a capacidade de carga da mistura, permitindo assim reduzir as espessuras das camadas superiores. Os cimentos do tipo CEM IV/B (V) 32,5 são os mais indicados para misturas com solos quimicamente agressivos devido às suas propriedades em termos de resistência química (Cunha, 2014).

A resistência e rigidez da mistura estão também bastante dependentes não só do tempo de cura, mas também da temperatura e humidade durante a mesma. Os ganhos mais

significativos de resistência e rigidez nas misturas solo-cimento desenvolvem-se nos primeiros dias de cura, sendo que, em obra, o tempo normalmente necessário para um período de cura adequado é de apenas 3 a 7 dias, período durante o qual o equipamento mais pesado é normalmente proibido de circular (Vitali, 2008).

A temperatura ambiente do meio onde se dá a presa do cimento é outro parâmetro que influencia a evolução da resistência, sendo que, genericamente, temperaturas baixas atrasam as reações de hidratação do cimento e, conseqüentemente, a presa e endurecimento da mistura. Em oposição, as temperaturas mais elevadas funcionam como catalisador, favorecendo a qualidade da mistura solo-cimento (Cristelo, 2001). A evolução da resistência e da rigidez é um tópico que assume especial importância nesta dissertação, e é portanto abordado de forma mais exaustiva no Capítulo 2.3.2.

Na estabilização de solos com cimento, a adição de aditivos tem como finalidade a redução da quantidade de cimento a utilizar ou melhorar o comportamento das misturas. Os aditivos mais vulgares são cloreto de cálcio, cloreto de sódio e hidróxido de sódio (Dias, 2012).

O cloreto de cálcio, na ordem de 1%, acelera a presa do cimento, sendo portanto utilizado como um acelerador de ganhos de resistência, especialmente a baixas temperaturas (Pereira, 1970 citado por Dias, 2012). O cloreto de sódio provoca uma diminuição da retração das misturas solo-cimento (Cruz, 2004). Os estudos experimentais têm revelado que, a adição de baixas quantidades de hidróxido de sódio à mistura, permitem obter elevados aumentos da resistência nas misturas de solo-cimento (Cruz & Jalali (2010)).

Na Tabela 1 estão sintetizados os fatores que afetam o comportamento das misturas de solo-cimento indicando-se a sua adequabilidade para a mistura, isto é, se contribuem ou não para o melhoramento do comportamento das misturas (Dias, 2012).

Tabela 1- Fatores que afetam o comportamento das misturas solo-cimento (adaptado Dias, 2012)

| Fatores | | Adequado | Não adequado |
|----------------------------------|---------|--|--|
| Tipo de solo | | Areias, siltes e argilas | Solos orgânicos e argilas altamente plásticas |
| Proporção e condições de mistura | Cimento | Até 16% | Mais de 16% |
| | Água | Valor do teor em água perto do ótimo | Valor inferior à hidratação do cimento ou muito superior ao teor em água ótimo |
| Compactação | | Valor aproximado da massa volúmica seca máxima | Menor que 95% do valor que se pretende |
| Tempo de cura | | Mínimo 3, ideal 7 dias | Inferior a 7 dias |
| Presença de aditivos | | Cloreto de cálcio, cloreto de sódio e hidróxido de sódio | Qualquer material prejudicial ao cimento (sulfatos) |

2.3.2 Evolução temporal da resistência mecânica e módulo de deformabilidade em misturas de solo-cimento

O estudo do melhoramento do solo com cimento tem sido extensivamente estudado por diferentes autores.

Muhunthan & Sariosseiri (2008, citado por Cunha, 2014) avaliaram a influência do tipo de solo nos resultados das resistências à compressão uniaxial, aos 7 dias de idade, através da adição das mesmas percentagens de cimento em 3 solos de natureza distintas, recolhidos no Estado de Washington (Tabela 2). A cada um destes solos foi adicionado 2,5%, 5%, 7,5% e 10% de cimento em relação à massa seca do solo e todas as misturas foram compactadas com as condições ótimas de compactação obtidas nos ensaios de Proctor.

Tabela 2- Classificação dos solos de Washington (adaptado de Muhunthan & Sariosseiri, 2008 citado por Cunha, 2014)

| | Tipos de solo | | | Norma |
|-------------------------|---------------|---------|---------|-------------|
| | Aberdeen | Everett | Palouse | |
| Classificação Unificada | ML | SP-SM | ML-CL | ASTM D 2487 |

Na Figura 4 é possível visualizar as curvas tensão-extensão obtidas com a realização deste ensaio.

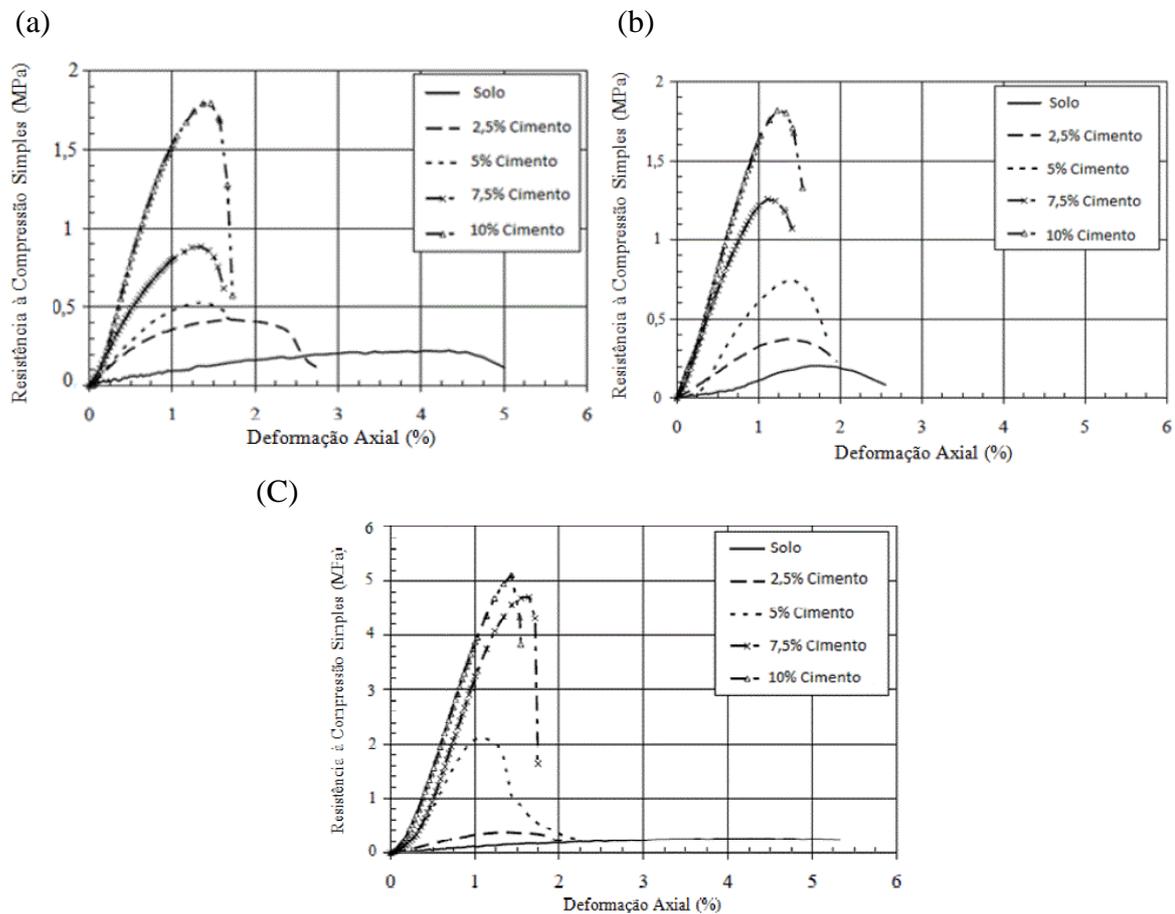


Figura 4- Curvas tensão extensão obtidas no ensaio para o solo: (a) Aberdeen; (b) Everett; (c) Palouse (Muhunthan & Sariosseiri, 2008 citado por Cunha, 2014)

Analisando os resultados obtidos nos 3 solos os autores verificaram que, para o solo de Aberdeen, o maior ganho de resistência foi conseguido no intervalo de 7,5% e 10% de adição de cimento, onde se verificou que a resistência praticamente duplicou, o que não se sucedeu quando foram adicionados teores inferiores de cimento. Comparando os resultados obtidos pelo solo Aberdeen e Everett verificou-se que a adição das mesmas percentagens de cimento conduziu a valores de resistência superiores no solo de Everett e que ambos atingiram, com a adição de 10% de cimento, valores de resistência à compressão próximos.

Relativamente aos resultados obtidos para o solo Palouse verificou-se que o valor da resistência máxima obtida foi muito superior ao valor registado pelos outros dois solos e a maior diferença de ganho de resistência foi verificada no intervalo de 5% a 7,5% de cimento.

Em suma, estes autores observaram que, embora a adição de maiores quantidades de cimento conduza a resistências à compressão uniaxial superiores, cada tipo de solo demonstrou um comportamento distinto, atingindo valores de resistência máxima diferentes para cada percentagem de cimento adicionada.

Cruz (2004) observou que o uso do cimento para a estabilização de solos é um método viável, que permite obter consideráveis melhorias nas características do solo, quer do ponto de vista mecânico, onde observou o melhoramento da resistência à compressão simples e diametral com a adição de diferentes teores de cimento, quer da durabilidade, onde verificou que, após um período de imersão, os provetes de solo melhorado mantiveram mais de 90% da sua resistência à compressão.

Vitali (2008) verificou que a resistência à compressão uniaxial aumenta exponencialmente com a diminuição da porosidade. O mecanismo pelo qual a diminuição da porosidade ou aumento da massa volúmica influenciam a resistência à compressão uniaxial está relacionado com o aumento do número de pontos de contato entre as partículas. Este autor verificou também que a resistência à compressão uniaxial cresce linearmente com o aumento do teor de cimento.

Almeida (2009) realizou ensaios CBR em misturas solo-cimento onde verificou o aumento do valor do CBR com o aumento do teor em cimento das misturas. Verificou também o aumento da resistência à compressão uniaxial e da resistência à compressão diametral com o aumento do teor de cimento e do tempo de cura.

Saroglou (2009) estudou o efeito do tipo de solo na estabilização com cimento através da adição de vários teores de cimento em cinco solos distintos, classificados, de acordo com a Classificação Unificada Revista de solos como CL, ML, SM, GC e GP-GM e realizou ensaios nas misturas aos 7 e 28 dias de idade onde observou que os tipos de solo influenciam significativamente o aumento conseguido com a adição de cimento. O aumento da resistência e da rigidez foi mais pronunciado para amostras constituídas com maior percentagem de cascalho (CP-GM e GC) e menos significativas para os solos CL e ML.

Dias (2012) estudou a influência de duas dosagens distintas de cimento nas características de resistência e deformabilidade de misturas solo-cimento onde verificou, através da realização de ensaios de resistência à compressão uniaxial, que quanto maior a percentagem de cimento, maior a resistência obtida. Observou que o tempo de cura é fundamental na resistência das misturas solo-cimento, tendo obtido maiores taxas de crescimento de resistência nos 7 dias iniciais de cura.

Cruz (2014) verificou que a adição de cimento ao solo provoca modificações da plasticidade bem como melhorias no estabelecimento de ligações entre partículas traduzindo-se em aumentos consideráveis da resistência mecânica.

Posto isto, é possível perceber que o melhoramento de solos fracos com a adição de cimento é um método que se encontra, neste momento, bastante estudado por diversos autores que testaram a efetividade desta técnica em diferentes tipos de solos e condições e que se trata de um método recorrentemente utilizado em aplicações práticas, através do qual é possível a estabilização/incremento das propriedades mecânicas do solo no local da obra.

2.4 Estabilização de solos com recurso à técnica de ativação alcalina de resíduos

A ativação alcalina é a designação dada à técnica a partir da qual são obtidos os ligantes geopoliméricos. O termo “geopolímero” surgiu em 1978, quando Joseph Davidovits desenvolveu e patenteou ligantes obtidos por ativação alcalina de caulino e metacaulino. Este autor define como materiais “geopoliméricos” como “polímeros” inorgânicos pela razão de se transformarem e policondensarem, mas também por ganharem forma e endurecerem a baixas temperaturas (Torgal *et al.*,2007).

Os ligantes geopoliméricos são materiais com propriedades cimentícias, obtidos a partir da dissolução de matérias-primas ricas em sílica (SiO_2) e alumina (Al_2O_3) no produto ativador, que são soluções, no estado líquido, de elevado pH. Estes produtos são misturados com o solo e como resultado obtém-se uma mistura quimicamente mais estável, com propriedades mecânicas melhoradas, onde o cálcio está praticamente ausente. Tratam-se de ligantes alternativos aos ligantes convencionais, como o cimento e a cal, e a sua utilização tem intrínsecas algumas vantagens, sobretudo do ponto de vista ambiental, uma vez que permitem a redução das emissões de dióxido de carbono associadas à produção dos ligantes tradicionais, uma redução da necessidade de áreas de aterros para a deposição dos resíduos, a conservação de recursos naturais e permite ainda a reintrodução de resíduos industriais na economia.

As fontes de aluminossilicatos, com exceção do metacaulino que é de origem natural, são exclusivamente resíduos industriais, sendo que os mais estudados nos últimos 20 anos são as cinzas volantes e as escórias de alto-forno. Os resíduos industriais, também designados por precursores, são partículas no estado sólido bastante interessantes do ponto de vista químico, uma vez que são materiais ricos em SiO_2 e Al_2O_3 no estado amorfo por consequência do

tratamento térmico a que foram anteriormente sujeitos. A desidratação prévia do precursor transforma a estrutura cristalina em amorfa. Em termos práticos, o estado amorfo do material torna-o menos estável, logo mais predisposto a reagir quimicamente e originar um produto final estável com propriedades cimentícias.

Os aluminosilicatos podem então ser de origem geológica, como é o caso dos caulinos, que resultam de alterações químicas nas rochas feldspáticas que, após o tratamento térmico, originam os metacaulino ou resultantes de subprodutos de outros materiais, tais como escórias (obtidas nos altos-fornos), cinzas volantes de carvão (obtidas nas centrais termoelétricas), cinzas vulcânicas (com tratamento térmico) e pó de telha ou tijolo (obtidos nos fornos industriais de cozedura) (Palomo *et al.* 1999; Pinto, 2004; Lucas, 2015).

Mehta (1998) verificou que a reatividade das cinzas está relacionada com o seu estado amorfo e que, quanto mais elevado é o teor de matéria amorfa, mais reativas são as cinzas volantes sendo então necessário um ambiente altamente alcalino para reagir com a camada externa das partículas e expor o núcleo interno, que é mais reativo.

Cristelo (2009) afirmou que mesmo que esta técnica de melhoramento seja aplicada a um solo rico em sílica e alumina, como é o caso de um solo argiloso, é necessário adicionar aluminosilicatos no estado amorfo para a obtenção dos ligantes geopoliméricos. Os constituintes do solo argiloso encontram-se no estado cristalino (mais estável) logo menos disponíveis para combinações químicas resultando assim, na necessidade de adicionar cinzas volantes ou outro material abundante em SiO_2 e Al_2O_3 no estado amorfo, de modo a estarem mais suscetível a combinar quimicamente.

A composição química das cinzas volantes está essencialmente dependente das características dos carvões queimados. Em função da sua composição, as cinzas volantes são classificadas, de acordo com a norma ASTM C618, em duas categorias distintas:

- Cinzas volantes da classe F, que se caracterizam por possuírem um baixo teor em cálcio. É um material que apresenta propriedades pozolânicas (constituídas por sílica e alumina) mas não possui propriedades aglomerantes/cimentícias devido ao baixo teor em cálcio;

- Cinzas volantes da classe C, que se caracterizam por apresentarem um elevado teor em cálcio (geralmente entre 10% a 30%) e caracterizam-se pelas suas propriedades pozolânicas e aglomerantes/cimentícias.

A reatividade das cinzas volantes é então utilizada para gerar uma ligação comparável à do cimento Portland hidratado em aparência e propriedades mas com emissões mais reduzidas de dióxido de carbono (CO₂) (Duxson *et al.*, 2007).

Nos estudos de Berry (1994) verificou-se que as partículas de cinzas volantes que não são completamente hidratadas também desempenham um papel importante uma vez que aumentam a densidade da pasta através do preenchimento dos vazios existentes. A adição de cinzas volantes ao solo resulta numa alteração da sua rigidez e das suas propriedades originais.

As cinzas volantes de classe F possuem, como referido, propriedades pozolânicas. Contudo, a sua aplicação implica a utilização de um agente de cimentação, podendo ser utilizado para esse efeito o cimento Portland, a cal viva ou a cal hidratada que, na presença de água, reagem com a sílica e alumina presentes no precursor e originam a pasta cimentícia. Alternativamente, pode proceder-se à adição de um ativador químico que permitirá a formação do gel polimérico (Soares, 2013).

Os ativadores químicos são soluções líquidas com elevado pH. Na ativação alcalina são, normalmente, utilizados ativadores à base de sódio (Na) ou potássio (K) e podem ser designados, mediante a sua composição como (Granizo, 1998; Davidovits, 1999; Fernandez-Jimenez *et al.*, 1999; Palomo *et al.*, 1999; Bakharev *et al.* 1999; Barbosa *et al.*, 2000; Escalante-Garcia *et al.*, 2002; Swanepoel & Strydom, 2002; Xu *et al.*, 2002; Hardjito *et al.*, 2002):

- Simples, quando é constituído apenas por uma base alcalina, que geralmente é hidróxido de sódio ou de potássio;
- Compostos, quando são formados pela junção de uma base alcalina com silicato de sódio ou potássio.

O hidróxido de sódio atua de forma a propiciar o processo de dissolução das matérias-primas e o silicato de sódio desempenha a função de ligante ao promover a reorganização da estrutura (Yang *et al.*, 2008).

Xu & Denventer (2000) observaram que a utilização combinada de silicato de sódio e o hidróxido de sódio como solução alcalina melhora a reação entre o material de origem e a solução.

A utilização de ativadores com composições e concentrações distintas influencia o desempenho das reações de polimerização, o que se reflete nas propriedades finais da mistura. O custo associado à produção destes ligantes reside essencialmente no custo comercial das substâncias ativadoras.

Nas misturas ativadas com recurso a esta técnica, o solo ou os inertes embora não participem diretamente nas reações de geopolimerização, permitem a incorporação de materiais baratos sem perda substancial das propriedades (Lucas, 2015).

2.4.1 Processo de ativação alcalina

O processo exato através do qual se dá a presa e o endurecimento dos ligantes ativados alcalinamente não está totalmente conhecido e encontra-se dependente do material de partida e do ativador utilizado.

Granizo (1998) afirma que as hipóteses de formação de ligantes do tipo “solo-cimento” são bastante vastas podendo ser concretizadas a partir de:

-Compostos solúveis de metais alcalinos em conjugação com sistemas de aluminossilicatos, sem presença de cálcio, como as cinzas vulcânicas, certas cinzas volantes, o metacaulino entre outros. Tratam-se de sistemas de materiais alcalinos ricos em SiO_2 e Al_2O_3 com composição $\text{Na}_2\text{O} - \text{Al}_2\text{O}_3 - \text{SiO}_2 - \text{H}_2\text{O}$;

- Compostos ricos em cálcio, tal como cal, cimento Portland, escórias de alto-forno etc. que dão origem a materiais com a composição química do tipo $\text{Na}_2\text{O} - \text{CaO} - \text{Al}_2\text{O}_3 - \text{SiO}_2 - \text{H}_2\text{O}$.

Para Glukhovsky (1980, citado por Torgal & Jalali, 2009), o mecanismo de ativação alcalina consiste num conjunto de reações de destruição-condensação, que inclui a destruição do material de partida em unidades estruturais pouco estáveis, a sua interação com estruturas de coagulação e a criação de estruturas de condensação. De acordo com este autor, inicialmente, ocorre a quebra das ligações Si-O-Si e Al-O-Al presentes no precursor devido ao elevado pH da solução provocado pelos ativadores e, conseqüente, transformação dos grupos numa fase coloidal. Numa segunda fase, há uma acumulação de produtos destruídos que, interagindo entre si, vão formar uma estrutura coagulada a partir da qual vão ocorrer processos de policondensação (polimerização por etapas).

No que diz respeito à organização química estrutural final (Figura 5), de acordo com Davidovits (1988) os ligantes geopoliméricos são constituídos por uma malha tridimensional em que os átomos de silício (Si^{4+}) alternam com os de alumínio (Al^{3+}) compartilhando 4 átomos

de oxigénio (O^{2-}). O défice de carga negativa é compensado pela presença de catiões, normalmente Na^+ , K^+ ou Ca^{++} provenientes do próprio ativador ou existentes no precursor.

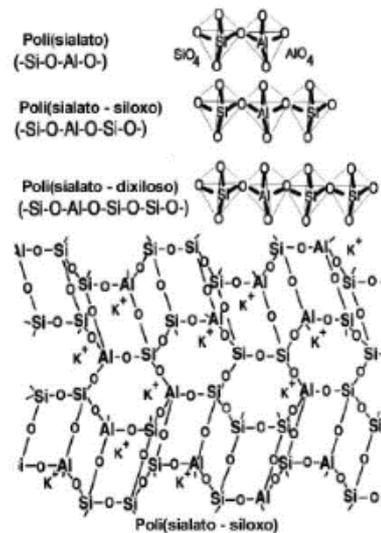


Figura 5 - Formação dos geopolímeros (Teixeira Pinto, 2012)

Assim sendo, pode afirmar-se que no processo de ativação alcalina ocorre a dissolução de sílica e alumina presente nos precursores que, ao longo do tempo coagulam e dão origem a núcleos maiores. O aumento desses núcleos ocorre devido à dissolução de sílica e alumina e devido à aglomeração das novas partículas. Em termos mecânicos, o aumento do núcleo traduz-se num incremento das características mecânicas. O aumento da resistência cessa quando não é permitida mais a expansão dos núcleos (Cristelo, 2009).

Nos trabalhos efetuados por Fernández-Jiménez *et al.* (2005) foi efetuado o estudo microscópico de um conjunto de amostras com cinzas volantes tratadas termicamente e ativadas alcalinamente, através do qual foi possível compreender as diferentes fases associadas ao processo de ativação alcalina e quantificar o grau das reações ao longo do tempo. A cura térmica é um método utilizado que permite o aceleração da velocidade das reações. Neste estudo experimental os provetes foram curados a $85^{\circ}C$ e foram utilizadas cinzas de classe F ativadas com hidróxido de sódio com uma concentração de 8 molal com rácio solução/cinzas volantes=0,35.

Através da análise do gráfico da Figura 6 é possível concluir que, até às 20 horas, ocorreu mais de 50% das reações químicas.

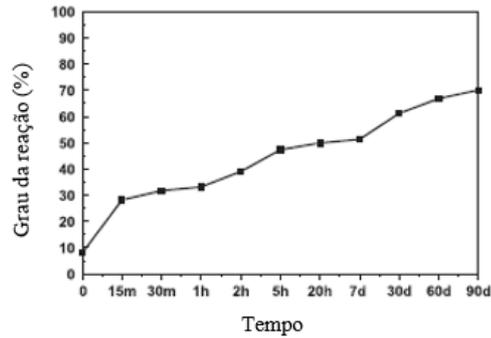


Figura 6- Evolução do grau de reação ao longo do tempo a 85°C (Fernández-Jiménez *et al.* (2005))

Fernández-Jiménez *et al.* (2005) afirmam que o primeiro passo da reação é a nucleação e é composta por dois 2 sub-estágios:

- Dissolução, em que os aluminosilicatos originalmente encontrados nas cinzas volantes dissolvem-se na solução alcalina;

- Polimerização, em que as moléculas aglutinam-se para formar moléculas maiores que precipitam em forma de gel. No caso da ativação alcalina das cinzas volantes, a taxa de dissolução depende fortemente do pH, que se encontra bastante relacionado ativador utilizado.

Na Figura 7 é possível visualizar as primeiras alterações detetadas como consequência do processo de dissolução e cura térmica.

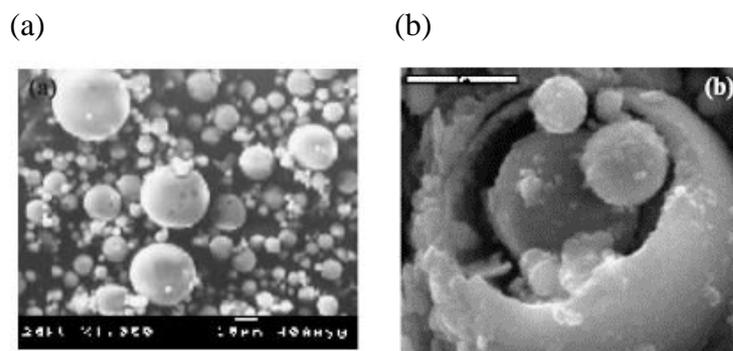


Figura 7- Fotografias SEM: (a) Morfologia original das cinzas volantes; (b) Cinzas volantes após 5 horas de reação, a 85°C (Fernández-Jiménez *et al.* (2005))

O grau de reação nesta fase é moderado (45,31% de acordo com a Figura 6). Nesta imagem a morfologia esférica dos aluminosilicatos parece estar quase intacta mas depende do

grau de reatividade local. Nos estágios iniciais, a solução alcalina dissolve as partículas e/ou a parte exterior das partículas de maiores dimensões, ficando assim exposto o interior dessas partículas ao ataque alcalino. A Figura 8 mostra a reação alcalina numa fase mais adiantada da reação, com cerca de 60 dias, com um grau de reação de 66,83% de acordo com a Figura 6. É possível visualizar que se desenvolveu uma pasta compacta (gel), onde as partículas que não reagiram estão incorporadas na matriz.

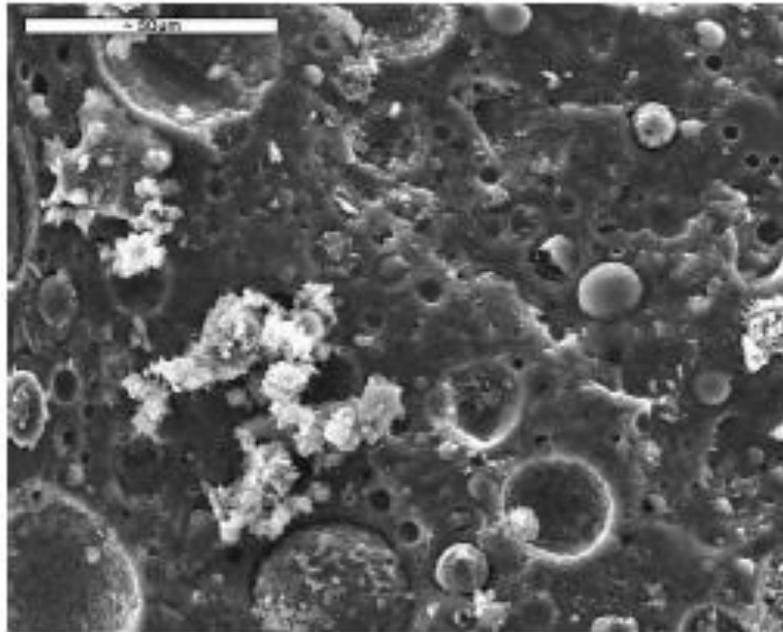


Figura 8- Reação alcalina com 60 dias de duração (Fernández-Jiménez *et al.* (2005))

A segunda fase é o crescimento, onde os núcleos começam a atingir um tamanho crítico. O mecanismo envolvido nesta fase da reação é a dissolução mas, em simultâneo ocorre a penetração da solução alcalina e do produto da reação nas partículas maiores. O interior dessas partículas encontra-se preenchido pelo produto da reação formando uma matriz densa.

Segundo Fernández-Jiménez *et al.* (2005) os diferentes graus de reação ao longo do tempo podem sugerir uma permeabilidade heterogênea. Os produtos da reação não são uniformes em todo o gel, variando localmente em função da distribuição e do tamanho das partículas e da química local (por exemplo, pH), podendo então coexistir, na mesma mistura, partículas que não reagiram, partículas atacadas pela solução alcalina, produtos da reação (gel), entre outros.

O trabalho desenvolvido na componente prática desta dissertação incidiu sobre a aplicação da técnica de ativação alcalina utilizando, como precursor, as cinzas volantes. Assim

sendo, os subcapítulos seguintes do Estado de conhecimento (2.4.2, 2.4.3 e 2.4.4) abordam, de forma mais exaustiva, a ativação alcalina associada à utilização deste resíduo em particular.

2.4.2 Composição das misturas e influência na resistência mecânica

As propriedades finais dos geopoliméricos são influenciadas por diversos fatores, entre os quais, a composição do precursor (sobretudo rácio Si/Al), a composição e concentração do ativador, a concentração de íons de cálcio na solução e as condições de cura, tais como, a temperatura e humidade (Lucas, 2015).

Alonso & Palomo (2001) realizaram ensaios de calorimetria em ligantes obtidos a partir da ativação alcalina do metacaulino utilizando como ativador o hidróxido de sódio. Verificaram então a existência de picos iniciais correspondentes à dissolução do metacaulino seguido de um período de indução caracterizado pela baixa libertação de calor e terminando com picos bastante acentuados correspondentes à formação dos produtos de reação em que a amplitude dos picos varia consoante a concentração de hidróxido nas misturas (Figura 9).

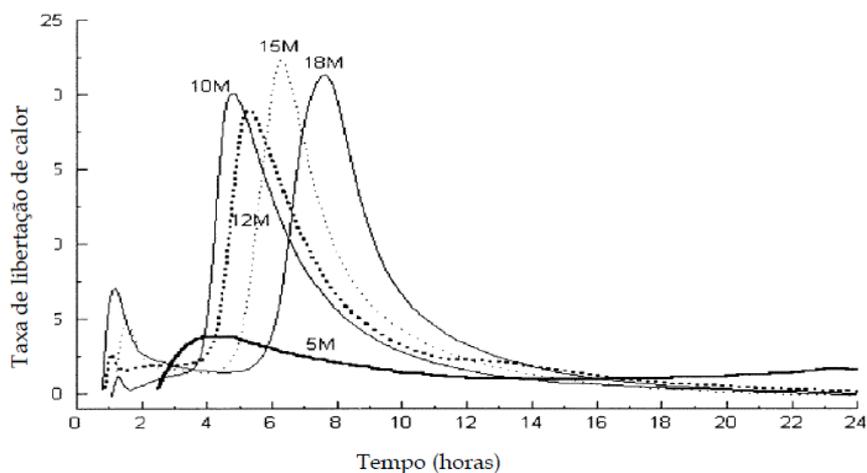


Figura 9- Curvas de libertação de calor em amostras ativadas com diferentes concentrações de hidróxido de sódio (Alonso & Palomo, 2001)

A alcalinidade da solução é proporcionada pela composição e concentração do ativador e é responsável pela dissolução da sílica e da alumina presente no precursor. Poderia pensar-se que, quanto maior fosse a quantidade de íons hidroxilos, isto é, quanto mais alcalino fosse o meio, maior seria o grau de dissolução dos aluminossilicatos. No entanto, Singh *et al.* (2005)

afirmam que, se o ambiente for demasiado alcalino, o processo de polimerização é pobre e fraco.

Davidovits (2002, citado por Pinto, 2004) recomenda, de forma a otimizar a resistência mecânica e durabilidade dos ligantes, o uso de limites e razões molares compreendidas nos intervalos apresentados na Tabela 3 na ativação do metacaulino.

Tabela 3- Limites de concentração (Davidovits, 2002 citado por Pinto, 2004)

| Limites e razões molares recomendadas | | |
|--|---|------------|
| Ativador | $\frac{\text{SiO}_2}{\text{Na}_2\text{O}}$ | 1,85 |
| | $\frac{\text{SiO}_2}{\text{Al}_2\text{O}_3}$ | 3,5 a 4,5 |
| Metacaulino | $\frac{\text{Na}_2\text{O}}{\text{SiO}_2}$ | 0,2 a 0,48 |
| | $\frac{\text{Na}_2\text{O}}{\text{Al}_2\text{O}_3}$ | 0,8 a 1,6 |
| Ativador e metacaulino | $\frac{\text{H}_2\text{O}}{\text{Na}_2\text{O}}$ | 10 a 25 |

Alguns investigadores afirmam, no entanto, que esses valores são meramente indicativos e dificilmente adaptáveis para escórias e cinzas volantes, pelo fato de nem toda a sílica e alumina serem reativas e dificilmente se tornarem parte integrante da reação de polimerização (Rahier *et al.*, 1996; Jaarsveld *et al.*, 1997; Hos *et al.*, 2002).

Para alguns autores, a composição do ativador alcalino desempenha um papel crucial nas reações. Palomo *et al.* (1999) concluíram que, quando a solução alcalina contém silicatos solúveis, de sódio ou de potássio, as reações desenvolvem-se mais rapidamente do que quando são apenas utilizados hidróxidos como ativadores. Criado *et al.* (2005) afirmam que, quando é utilizado o hidróxido de sódio juntamente com o silicato de sódio, a polimerização é favorecida, obtendo-se um produto de reação com mais silício (Si) e maior resistência.

Hardjito *et al.* (2002) afirmaram que a relação silicato de sódio/hidróxido de sódio está diretamente relacionada com a resistência à compressão e verificaram que o uso de uma razão de 2,5 aumenta bastante a resistência em cinzas ativadas alcalinamente.

Os estudos desenvolvidos por Torgal (2007) verificaram a tendência do crescimento da resistência à compressão com a diminuição da razão molar $\text{H}_2\text{O}/\text{Na}_2\text{O}$. O aumento da

resistência mais evidente foi verificado nas misturas com uma razão molar inferior a 15 e para idades de cura mais avançadas (Figura 10).

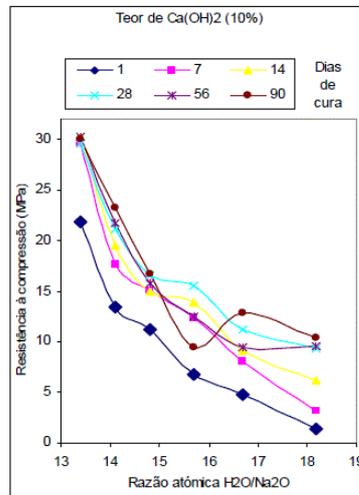


Figura 10- Resistência à compressão (MPa) em função da razão atômica (Torgal, 2007)

No que diz respeito à influência da presença de cálcio no desempenho mecânico dos ligantes geopoliméricos, Pinto (2004) estudou a ativação alcalina do metacaulino e verificou resistências crescentes quando utilizou uma concentração de 12 molal de hidróxido de sódio (Na₂O) e hidróxido de cálcio entre 0% e 20%. Contudo, para concentrações superiores a 15 molal, a percentagem de cal praticamente não teve influência na resistência.

Torgal (2007) observou que a resistência máxima foi atingida para percentagens de 10% de cal (Figura 11).

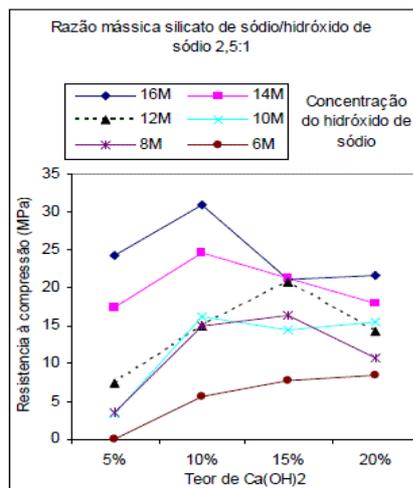


Figura 11-Variação da resistência à compressão (MPa) para as diferentes concentrações de hidróxido em função da percentagem adicionada de cal (Torgal, 2007)

Xu e Van Deventer (2002) verificaram que a adição de agregados na mistura geopolimérica, tais como areia granular, conduz num aumento da resistência à compressão.

2.4.3 Condições de cura

As condições de cura das misturas ativadas alcalinamente têm uma grande influência nas suas propriedades finais e variam mediante a composição do precursor e do ativador utilizados na mistura (Torgal & Jalali, 2009).

Jaarsveld *et al.* (2002) observaram nas misturas de metacaulino e cinzas volantes que a cura a determinada temperatura aumenta a resistência. Contudo, um processo de cura demasiado longo enfraquece a mistura do material resultando em retração excessiva.

Brough *et al.* (2002) afirmaram que o tempo de cura e a temperatura influenciam, de forma bastante expressiva, o comportamento mecânico dos geopolímeros à base de cinzas volantes verificando que a resistência mecânica à compressão simples melhorou com o aumento da temperatura e do tempo de exposição a essa temperatura. Contudo, não verificaram ganhos significativos de resistência para temperaturas e tempos de exposição superiores a, respetivamente, 60° e 48 horas.

Os estudos realizados por Kirschener & Harmuth (2004) confirmaram que a cura em água provoca uma diminuição da resistência na ativação de metacaulino tendo-se obtido as resistências máximas para a cura a 75°C durante 4 horas.

Pinto *et al.* (2002) observaram que a cura em ambiente saturado reduz a resistência e verificaram, em provetes cujo a razão ativador/metacaulino era igual a 0,75 uma perda de 6% de água por evaporação, o que alertou para a necessidade de cobrir as misturas com filme para impedir aparecimento de eflorescências nos provetes não protegidos.

Segundo Criado (2005) na ativação das cinzas para determinadas condições de cura ocorre um favorecimento do processo de carbonatação, que diminui o pH da mistura e, conseqüentemente, reduz a sua resistência final. Assim sendo, é recomendado proteger os provetes do contacto direto da atmosfera.

Cristelo (2009) observou ganhos de resistência mecânica nas misturas de cinzas ativadas até 1 ano de cura, comportamento este diferente do cimento Portland, que adquire grande parte da resistência até aos 28 dias de cura. As condições de cura de misturas de cinzas ativadas com silicato de sódio/ hidróxido de sódio e cinzas volantes não são exigentes, podendo

ser curadas à temperatura ambiente, desde que não ocorra perda de água constituinte (Soares, 2013).

Um estudo realizado por Palomo & Fernández-Jiménez (2004) permitiu verificar que as misturas de cinzas volantes de classe F, agregado silicioso e areia ativada alcalinamente com hidróxido de sódio e silicato de sódio sem a adição de cimento Portland adquirem uma elevada resistência mecânica num curto intervalo de tempo. A razão solução/cinzas volantes utilizada foi de 0,5. Após 20 horas as misturas exibiram, aproximadamente 6 MPa de resistência à flexão e 50 MPa à compressão. O incremento de resistência continua a ocorrer, num ritmo mais lento, após aos 90 dias (Figura 12).

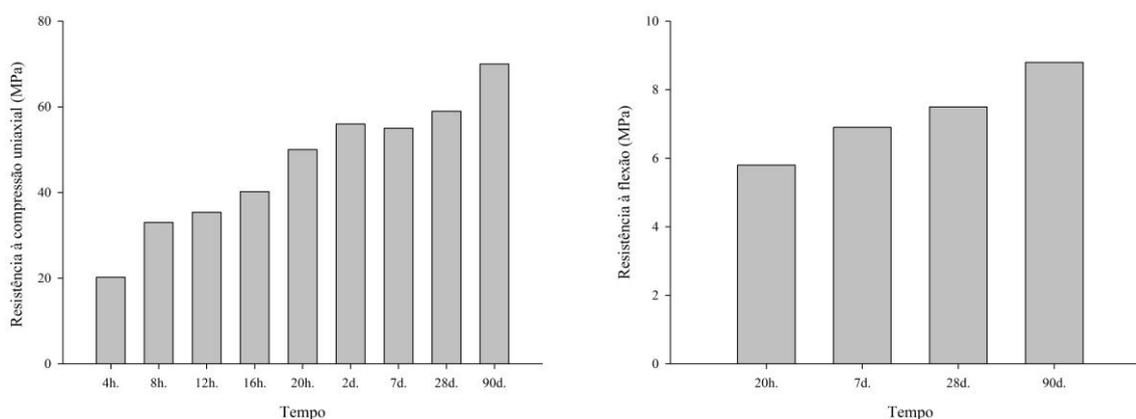


Figura 12- Resistência à compressão simples (MPa) e flexão (MPa) das amostras curadas a 85°C (adaptado de Palomo & Fernández-Jiménez, 2004)

No seguimento deste trabalho foram realizados ensaios “pull off” verificou-se que as misturas possuíam um baixo nível de retração e uma excelente capacidade de adesão aos agregados e à armadura de reforço. A carga máxima aplicada foi de aproximadamente 10 kN originando uma máxima tensão de cedência de, aproximadamente, 12 kN/mm² (valor de referência segundo exigido pela Spanish producedure (EHE) é de 9,70 kN/mm²).

2.4.4 Propriedades mecânicas: resistência à compressão uniaxial e módulo de deformabilidade de misturas de solo ativadas alcalinamente

A temática em estudo no contexto desta dissertação incide sobre a aplicação da técnica de ativação alcalina de cinzas volantes no melhoramento das propriedades mecânicas superficiais de um solo. Contudo, contrariamente às técnicas tradicionais de melhoramento superficial de solos, existem ainda poucos trabalhos publicados nesta área. Nesse contexto,

neste subcapítulo serão abordados dois casos de estudos onde é analisada a influência da presença de cal no aumento da velocidade das reações nas misturas de solo ativadas e não ativadas alcalinamente e estudado o efeito de algumas concentrações de ativadores, fixando a percentagem de cinzas nas misturas, na evolução da resistência à compressão e no módulo de deformabilidade a diferentes idades.

Nos geopolímeros o desenvolvimento do processo de cura pode não ser suficientemente rápido em situações que necessitem de elevada resistência em idades jovens. O processo de cura e ganho de resistência pode ser acelerado com a cura térmica, porém a sua aplicação em obras geotécnicas é praticamente inviável.

Rios *et al.* (2016) realizaram estudos com a finalidade de aumentar velocidade das reações de misturas sem a utilização de cura térmica através da adição de cal hidratada (HL). Neste trabalho foram testadas à compressão uniaxial várias misturas de uma areia siltosa (SC-SM) em conformidade com a classificação ASTM (2001), em que foram adicionadas diferentes percentagens de cinzas volantes de classe F. Algumas misturas foram ativadas alcalinamente com uma razão de silicato de sódio/hidróxido de sódio de 0,5, nas quais foram realizadas ensaios de compressão uniaxial em provetes de 140 mm de altura e 70 mm de diâmetro, aos 28 dias de idade. Todas as misturas foram compactadas com a mesma massa volúmica e até à altura de serem ensaiadas foram armazenadas a uma temperatura de $20^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ e uma humidade relativa de $90\% \pm 3\%$ envolto em filme aderente para evitar a perda de humidade. Na Tabela 4 é possível encontrar a constituição das misturas testadas.

Tabela 4- Composição das misturas testadas (Rios *et al.*, 2016)

| Mistura | Solo (%) | Cinzas volantes (%) | Cal (%) | Ativador/ Cinzas volantes | Teor em Água (%) |
|----------------|-----------------|----------------------------|----------------|--------------------------------------|-----------------------------|
| Solo | 100 | - | - | - | 5 |
| S.L1 | 95 | - | 5 | - | 5 |
| S.L2 | 90 | - | 10 | - | 5 |
| S.AL1 | 80 | 15 | 5 | - | 5 |
| S.AL2 | 75 | 15 | 10 | - | 5 |
| S.AAL1 | 80 | 15 | 5 | 0.707 | 8 |
| S.AAL2 | 75 | 15 | 10 | 0.707 | 8 |

Nas Figuras 13 e 14 é possível visualizar os valores das resistências de pico e dos módulos de deformabilidade secante aos 3, 7 e 28 dias de idade. Verificou-se que as misturas

compostas com cal exibiram maiores valores de resistência comparativamente com as misturas de solo original. Verificou-se também que a mistura que possuía a resistências mais elevada era constituída por 10% de cal e 15 % cinzas ativadas alcalinamente, exibindo valores de resistência da ordem dos 8 MPa e módulos de deformabilidade de 0,8 GPa, aos 28 dias de idade.

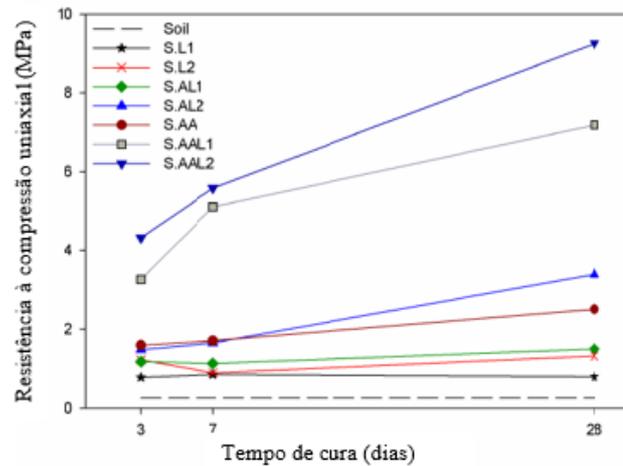


Figura 13- Resistência à compressão uniaxial (MPa) aos 7, 14 e 28 dias de cura (Rios *et al.*, 2016)

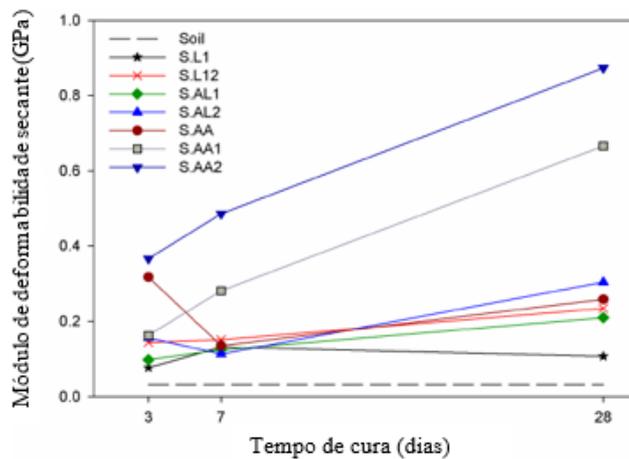


Figura 14- Módulo de deformabilidade secante (GPa) aos 7, 14 e 28 dias de cura (Rios *et al.*, 2016)

Rodrigues *et al.* (2016) estudaram a estabilização de uma areia siltosa (SM), segundo a classificação ASTM (2001), para aplicação em camadas de leito de estradas. Foram utilizadas duas relações silicato de sódio /hidróxido de sódio (SS/SH), 0,5 e 1, e duas concentrações

distintas de hidróxido de sódio, 7,5 molal e 12,5 molal. As misturas foram constituídas por 10% de cinzas volantes de classe F e foram curadas em condições de temperatura e humidade variáveis, compreendidas, respetivamente, entre os 12,6°C e 14,3°C e 71% e 94%. Os provetes foram compactados com igual peso volúmico. A composição das misturas ensaiadas apresentam-se na Tabela 5.

Tabela 5- Composição das misturas testadas

| Designação | Concentração da solução | | Razão SS/SH | NaOH (g) | H ₂ O | Na ₂ SiO ₃ (g) |
|------------|-------------------------------|--|----------------|-------------|------------------|---|
| | hidróxido de sódio (mol/L) | | | | | |
| A05C7 | 7,5 | | 0,5 | 14,5 | 48,2 | 31,4 |
| A05C12 | 12,5 | | | 20,9 | 41,8 | |
| A1C7 | 7,5 | | 1 | 10,9 | 36,2 | 47,0 |

Foram realizados ensaios de compressão uniaxial aos 0, 28, 60 e 90 dias de idade de forma a avaliar a influência da composição e tempo de cura. Para cada mistura foram ensaiados 3 provetes, P1, P2 e P3 de forma a assegurar a representatividade dos resultados (Figura 15).

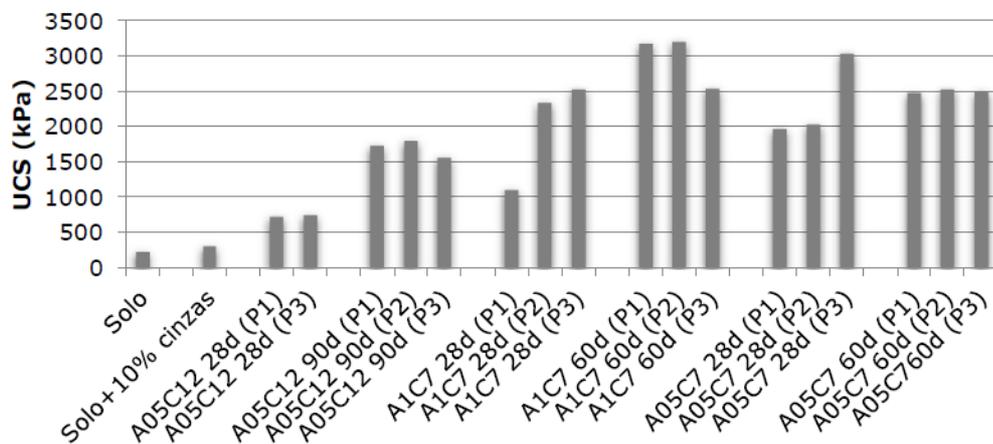


Figura 15-Resistência à compressão uniaxial (kPa) aos 28, 60 e 90 dias de cura (Rodrigo *et al.*, 2016)

Verificou-se que os resultados de resistência à compressão mais elevados foram obtidos para a composição da mistura A1C7, testada aos 60 dias de idade. Os resultados indicam também que a aplicação desta técnica permite obter solos com grande resistência, podendo, no caso da melhor mistura ir até 10 vezes a resistência do solo simples.

Seguidamente serão também descritos dois estudos realizados acerca do melhoramento de solos em profundidade com recurso à técnica de ativação alcalina de cinzas volantes.

Cristelo *et al.* (2013) estudaram a reologia das caldas de cinzas ativadas com diferentes concentrações de hidróxido de sódio (10 e 12,5 molal) para aplicação em *jet grouting*. Os ensaios de compressão uniaxial mostraram que existe uma correlação bastante significativa entre a fluidez, a resistência e a densidade das caldas, verificando-se resistências maiores para misturas com maior densidade (o que implica um aumento da viscosidade da calda).

Cristelo *et al.* (2015) avaliaram o desempenho mecânico, financeiro e ambiental associado à produção de colunas de calda de cimento e de cinzas volantes ativadas com hidróxido de sódio e silicato de sódio com diversas concentrações. As colunas com calda de cimento demonstraram, em geral, valores de resistência à compressão uniaxial ligeiramente superiores às soluções de cinzas ativadas alcalinamente. Em contrapartida, verificou-se que as resistências das misturas de cinzas ativadas alcalinamente continuaram a aumentar após os 180 dias de cura contrariamente às das caldas de cimento, onde os valores de resistência máxima foram alcançados perto dos 28 dias de cura. A análise financeira mostrou que a solução à base de cimento é mais vantajosa do que a solução à base de cinzas, com um custo médio de, aproximadamente 90% do custo da solução à base de cinzas. No entanto, os autores frizaram que a utilização desta técnica se encontra ainda numa fase inicial e que ainda há margem para a redução dos custos através da substituição do ativador (elemento que contribuí de forma mais significativa para o custo total da solução) por um resíduo industrial capaz de ativar as cinzas volantes. Por fim, a análise ambiental demonstrou que as soluções à base de cinzas são mais eficientes, apresentando uma emissão de 77% de dióxido de carbono em relação às emissões apresentadas pelas caldas de cimento. Os autores afirmaram também que a utilização de um resíduo industrial capaz de ativar as cinzas volantes em substituição do ativador poderá aumentar ainda mais o diferencial do desempenho ambiental destas duas soluções.

Assim sendo, tendo em consideração a existência de poucos trabalhos publicados acerca da ativação alcalina de resíduos industriais, principalmente na área do melhoramento superficial de solos, mas os bons resultados obtidos apontam o potencial de desenvolvimento desta técnica e sublinham o carácter inovador do presente estudo.

3. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

3.1 Solo em estudo

O tema desta dissertação enquadra-se no âmbito de um projeto de investigação que tem como objetivo central o melhoramento das características mecânicas de um solo através da aplicação da técnica de ativação alcalina em laboratório e a sua posterior aplicação através da construção de um trecho experimental. Paralelamente, como meio de comparação com os resultados alcançados, optou-se igualmente por empregar as técnicas de melhoramento tradicionais ao solo, através da adição de cimento e cal.

Assim, a seleção do solo para a realização deste estudo implicou a conjugação de uma série de fatores, entre os quais a disponibilidade local para a execução do trecho experimental, questões logística em termos de execução e monitorização do mesmo e por último, mas igualmente importante, a seleção de um solo com propriedades mecânicas baixas, passível de ser melhorado com a aplicação destas técnicas. Na Figura 16 apresenta-se o solo estudado na forma como foi recolhido em campo e após o destorroamento.

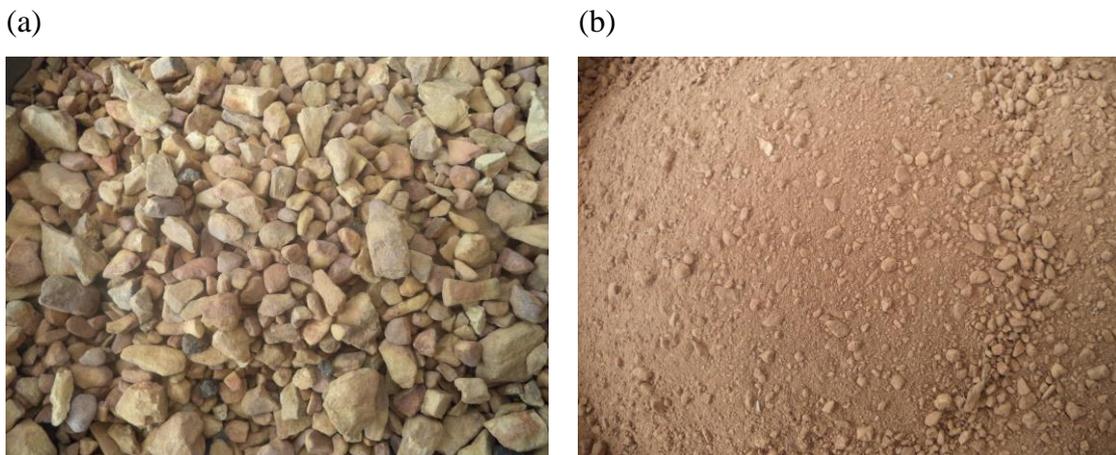


Figura 16- Solo em estudo: (a) Recolhido em campo; (b) Após o destorroamento.

Após a seleção do solo procedeu-se à realização dos ensaios de caracterização e identificação do mesmo. A realização destes ensaios permitiu, primeiramente, avaliar a aplicabilidade dos métodos de melhoramento tradicionais, como a adição de cimento e principalmente a adição de cal, por se tratar de um método com um campo de aplicação mais restrito. Posteriormente foram realizados um conjunto de ensaios de caracterização geomecânica para avaliar as características do solo original e do solo melhorado pelas várias técnicas a diferentes idades.

Foram assim realizados ensaios de análise granulométrica e de determinação dos limites de consistência, que permitiram classificar o solo mediante as normas Classificação Unificada Revista (ASTM D 2487, 2006) e American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO (2004) e ensaios de caracterização mecânica, nomeadamente ensaios de compactação (Proctor Modificado) e ensaio Califórnia Bearing Ratio (CBR). O ensaio edométrico foi realizado com a finalidade de estudar a compressibilidade e expansibilidade do solo original. Foram também realizados ensaios de determinação da densidade das partículas sólidas, ensaio azul-de-metileno e ensaios triaxiais para a determinação dos parâmetros de resistência ao corte.

3.1.1 Análise granulométrica

O ensaio de análise granulométrica do solo original foi realizado com base na especificação LNEC E 196 (1966). Na Figura 17 é possível visualizar duas etapas distintas deste ensaio.

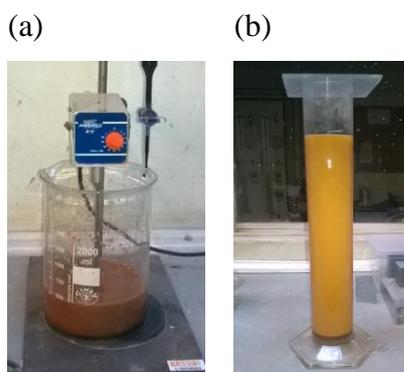


Figura 17- Análise granulométrica: (a) Dispersão do solo da fração passada no peneiro de 2,00 mm (nº10); (b) Sedimentação da fração passada no peneiro de 0,074 mm (nº200)

Na Figura 18 encontra-se representada a curva granulométrica obtida para o solo em análise.

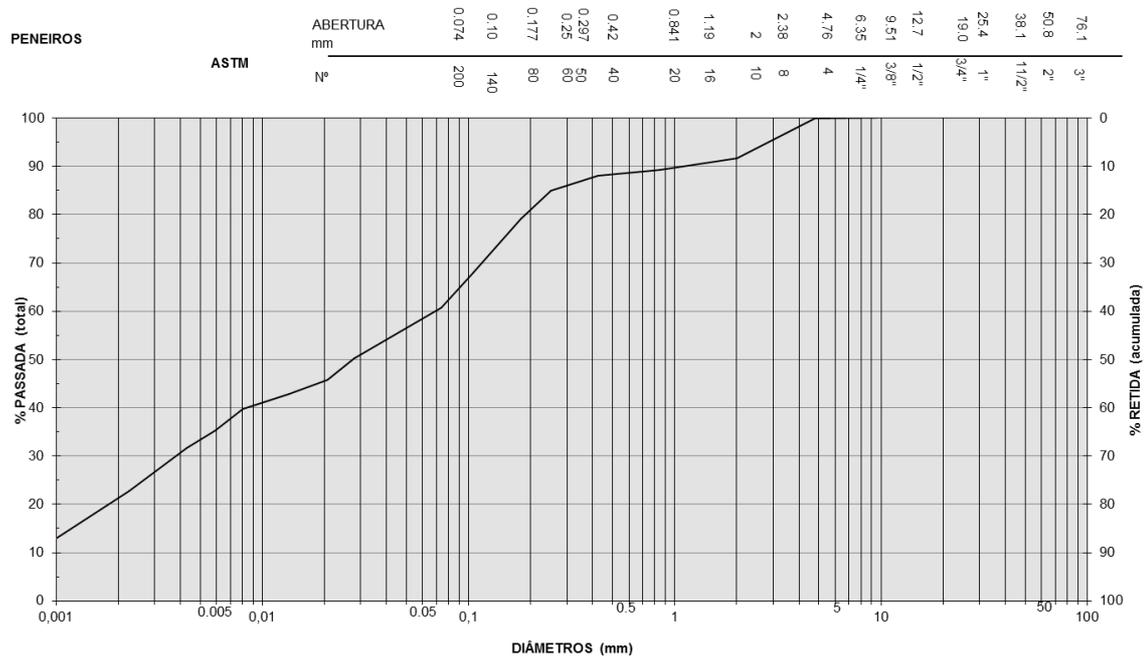


Figura 18- Curva granulométrica do solo em estudo

A ficha técnica deste ensaio encontra-se no anexo I. Ainda, como conclusões deste ensaio, é possível determinar a percentagem das proporções de seixo, areia siltes e argilas presentes na amostra estudada (Tabela 6).

Tabela 6- Frações granulométricas do solo em estudo

| Ensaio | Norma | Obtido | | | | |
|------------------------|-----------|--------|-----------|------------------|--------------------|--------------------------|
| | | Fração | Definição | Dimensão | Percentagem Retida | Percentagem Retida Total |
| Análise Granulométrica | LNEC E196 | Seixo | Fino | 6 a 2 mm | 8,3 | 8,3 |
| | | Areia | Grossa | 2 a 0,6 mm | 3,57 | 33,66 |
| | | | Média | 0,6 a 0,2 mm | 7,09 | |
| | | Silte | Fina | 0,2 a 0,06 mm | 23 | 36 |
| | | | Grosso | 0,06 a 0,02 mm | 12,22 | |
| | | | Médio | 0,02 a 0,006 mm | 10,45 | |
| | | Argila | Fino | 0,006 a 0,002 mm | 13,33 | 22 |
| | | --- | <0,002 mm | | | |

3.1.2 Determinação dos limites de consistência

Os limites de consistência foram determinados com base na norma NP 143 (1969). Inicialmente procedeu-se à realização do ensaio para determinação do limite de liquidez (LL) (Figura 19). O solo apresenta um LL de 28% (Figura 20).

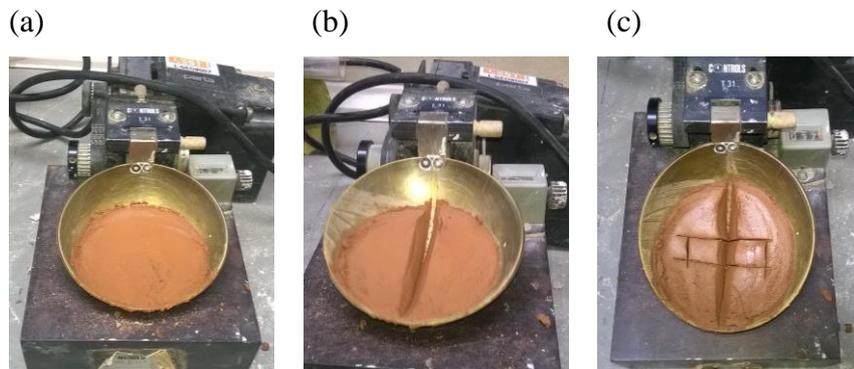


Figura 19- Determinação do limite de liquidez (LL): (a) Provete na concha de Casagrande; (b) Sulco no provete segundo o diâmetro da concha; (c) Zona do sulco onde se deu a união

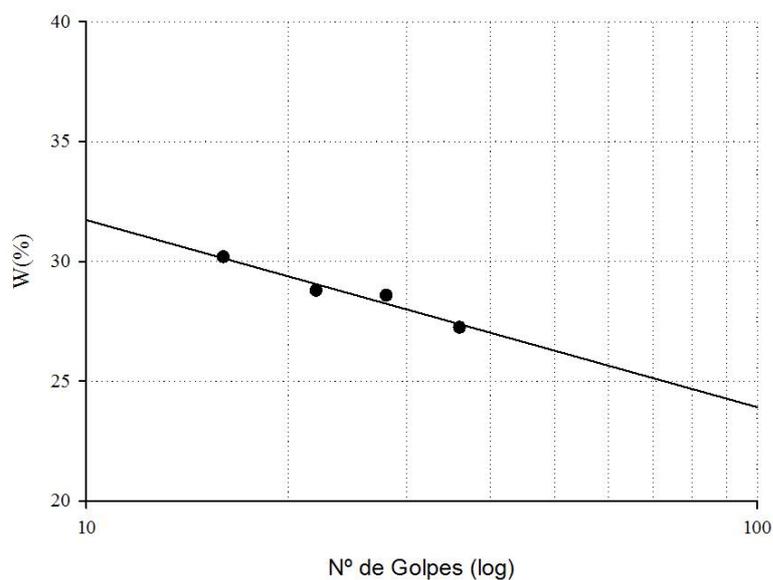


Figura 20- Diagrama para determinação do limite de liquidez (LL)

A realização do ensaio para determinação do limite de plasticidade (LP) corresponde à média dos teores em água dos 4 filamentos que, devido à sua progressiva secagem aquando do

seu rolamento na placa de vidro, rompem quando o seu diâmetro atinge cerca de 3 mm (Figura 21).



Figura 21- Filamentos de 3 milímetros

Na Tabela 7 é possível encontrar os valores dos teores de humidade obtidos no ensaio de limite de plasticidade. O solo possui um LP de 19%.

Tabela 7- Teores de humidade obtidos no ensaio laboratorial

| | | | | |
|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Teor em água (%) | 18,67 | 18,42 | 21,05 | 17,89 |
| Teor em água médio (%) | 19 | | | |

O valor do índice de plasticidade (IP), correspondente à diferença entre o limite de liquidez (LL) e o limite de plasticidade (LP), corresponde a 9%.

3.1.3 Classificação do solo em estudo: Classificação unificada revista (ASTM D 2487, 2006) e American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 2004)

A classificação unificada revista (ASTM D 2487, 2006) é uma das mais utilizadas classificações de solo e foi utilizada para classificar o solo em estudo. Na Tabela 8 encontram-se discriminadas as frações granulométricas do solo em conformidade com a presente classificação.

Tabela 8- Frações granulométricas em conformidade com norma ASTM D 2487 (2006)

| | | Fração (%) |
|-----------------------------|---|-------------------|
| Passados #200 (75 µm) | Argila | 60,7 |
| Retidos #200 (75 µm) | Areia | 39,2 |
| | Passados #4 (4,75 mm) e retidos #200 (75 µm) | |
| | Seixo | 0,1 |
| | Passados 3-in. (75 mm) e retidos #4 (4,75 mm) | |

Recorrendo à carta de plasticidade, tendo em conta que LL é de 28%, o IP é de 9% e que a percentagem de retidos no peneiro nº 200 é superior a 30%, este solo é classificado como CL - argila magra arenosa.

A classificação American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 2004) é uma norma que visa a classificação de solos para fins rodoviários utilizada para avaliar a qualidade relativa do solo, particularmente para aplicação em aterros rodoviários, leitos e camadas de base e sub-bases de pavimentos. A classificação é realizada através dos valores limites indicados na Tabela 9.

Tabela 9- Percentagem de passados

| Passados | % |
|-----------------|----------|
| P#10 | 91,7 |
| P#40 | 88,1 |
| P#200 | 60,7 |

De acordo com a presente norma, o solo em estudo enquadra-se no grupo A-4 (3), tratando-se então de materiais silto-argilosos, de fraca qualidade para leito de pavimentos, necessitando de uma camada de sub-base ou de um aumento da espessura da camada de base em relação à dos materiais granulares para que seja assegurada a capacidade conveniente de suporte relativamente às cargas rolantes.

3.1.4 Ensaio de compactação: Proctor modificado

O ensaio de compactação foi realizado com base na especificação LNEC E 197 (1966). Neste caso, optou-se por realizar um ensaio de compactação pesada (Proctor Modificado), uma vez que é a energia de compactação aplicada em laboratório que expectavelmente melhor reflete as condições de carregamento existentes no terreno. O tamanho do molde é em função da granulometria do material a ensaiar. Neste caso, a compactação foi realizada num molde pequeno, uma vez que a fração retida no peneiro de 4,76 mm (nº4) foi inferior a 20%. O ensaio Proctor foi iniciado com um teor em água de 8%. Após compactação do solo para cada um dos teores em água, o provete foi rasado e pesado (Figura 22). O teor em água do solo foi determinado através da recolha de duas amostras da mistura retiradas da parte superior e inferior do molde.



Figura 22- Molde Proctor rasado

A ficha técnica deste ensaio encontra-se no anexo I onde é possível visualizar com mais detalhe todos os resultados obtidos com a realização deste ensaio. Na Figura 23 encontra-se a curva de compactação obtida para o solo em estudo onde é possível verificar que a massa volúmica seca máxima é de, aproximadamente, $1,81 \text{ g/cm}^3$ para um teor em água ótimo de 14,4 %.

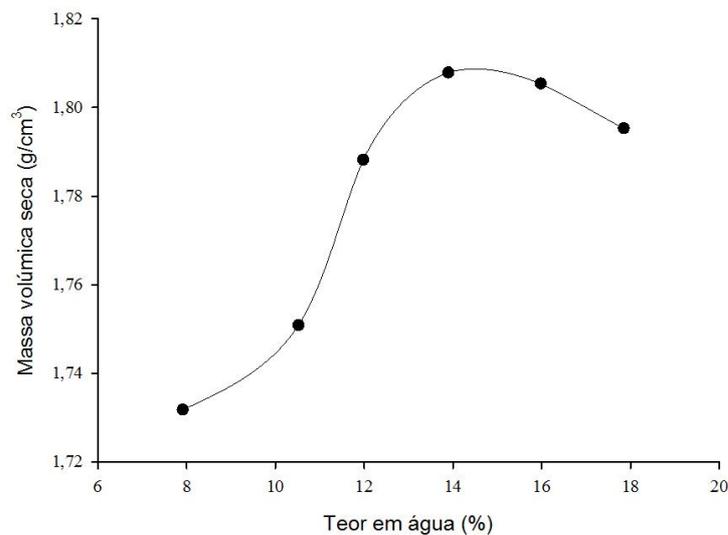


Figura 23- Curva de compactação: Proctor Modificado

3.1.5 Densidade das partículas sólidas

O ensaio para a determinação do peso específico dos grãos foi realizado com base na norma NP 83 1965, tendo sido obtido um valor de densidade das partículas de 2,54.

3.1.6 Califórnia Bearing Ratio (CBR)

O ensaio de CBR foi executado com base na especificação LNEC E 198 (1967). Neste caso foram realizados dois provetes compactados com as condições ótimas de compactação obtidas no ensaio Proctor. A superfície rasada dos moldes ficou com o aspeto ilustrado na Figura 24.



Figura 24- Molde rasado

Um dos moldes, conforme o indicado pela presente norma, foi ensaiado após um período de embebição em água de 96 horas, durante o qual se registou a expansão sofrida (Figura 25).

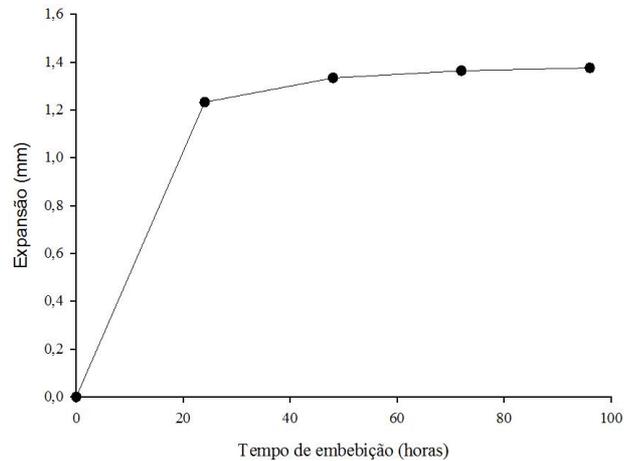


Figura 25- Expansão sofrida pelo solo original ao longo do período de embebição do molde

Durante o período de embebição registou-se a variação de altura provocada pela expansão da fração argilosa presente no solo. Nas primeiras 24 horas foi registada a maior expansão do molde, 1,232 mm, verificando-se que, nos restantes dias, a expansão estava praticamente estabilizada registando-se valores bastante inferiores. Ao fim do período de embebição, o provete expandiu 1,376 mm, o que corresponde a uma expansão total do provete de 1,20 %.

A penetração do pistão nos provetes foi efetuada com o auxílio de um pórtico equipado com um atuador e uma célula de carga que mediu a carga aplicada no provete ao longo do ensaio. Os deslocamentos foram medidos com o auxílio de um Linear Variable Differential Transformer (LVDT) (Figura 26). Os moldes foram ensaiados com 2 anéis de sobrecarga.

Na Tabela 10 é possível visualizar os resultados obtidos onde é possível perceber que o período de embebição do molde antes da realização do ensaio diminuiu bastante o valor do CBR do solo. A ficha técnica deste ensaio encontra-se no anexo I.



Figura 26- Ensaio CBR no solo natural

Tabela 10- Resultados do ensaio CBR, expresso em percentagem, para as profundidades normalizadas

| | CBR Solo original (%) | CBR Solo original após período de embebição (%) |
|----------------|--|--|
| C.B.R. adotado | 48 | 14 |

3.1.7 Ensaio Azul Metileno

O ensaio de azul metileno foi realizado com base na norma portuguesa NP EN 933 9 (2002) com a finalidade de caracterizar a atividade da fração argilosa do solo, tendo sido obtido um valor de 11,2 (gr) de corante/Kg de fração granul. 0/2mm.

3.1.8 Ensaio edométrico

O ensaio edométrico, também conhecido como ensaio de consolidação unidirecional, foi realizado com base na norma ASTM D2435/D 2435 M (2011). A realização deste ensaio tinha como finalidade o estudo da compressibilidade do solo através da determinação dos seus parâmetros de deformabilidade (coeficiente de compressibilidade (C_c), coeficiente de recompressibilidade (C_r) e o coeficiente de compressibilidade volumétrico (m_v)).

Para a realização deste ensaio procedeu-se ao fabrico de uma amostra compactada com as condições ótimas do Proctor (teor em água ótimo (w_{opt}) de 14,4% e uma massa volúmica seca máxima ($\rho_{d,máx}$) de 1,81 g/cm³).

No que diz respeito à escolha dos patamares de cargas adotados, o ensaio edométrico abrangeu um campo de tensões possíveis para um solo de fundação de infraestruturas de transporte. Os patamares de carga e as respetivas durações, em horas, encontram-se na Tabela 11. Admite-se um tempo de 24 horas entre cada incremento/alívio de tensão com exceção do primeiro patamar de carga em que este período foi de 72 horas.

No decorrer destes períodos de tempo, verificou-se que o excesso de pressão neutra gerado dissipou-se e a altura do provete estabilizou para o patamar de carga aplicado o que indicia que tensão total aplicada transferiu-se toda para o esqueleto sólido do solo, transformando-se em tensão efetiva.

Tabela 11- Escalões de carga e duração (horas)

| Patamares de carga (kg) | Patamares de carga (kPa) | Tempos (horas) |
|----------------------------|-----------------------------|-------------------|
| 1 | 24,25 | 72 |
| 2 | 48,50 | 24 |
| 4 | 97,01 | 24 |
| 8 | 194,00 | 24 |
| 16 | 388,03 | 24 |
| 4 | 97,01 | 24 |
| 1 | 24,25 | 24 |

As leituras dos deslocamentos ocorridos durante o ensaio foram realizadas com o auxílio de um LVDT (Figura 27).



Figura 27- Ensaio edométrico: Medição dos deslocamentos com auxílio do LVDT

Na Figura 28 é possível visualizar a evolução da altura do provete (mm) em função dos diferentes patamares de carga aplicados ao longo do tempo (dias).

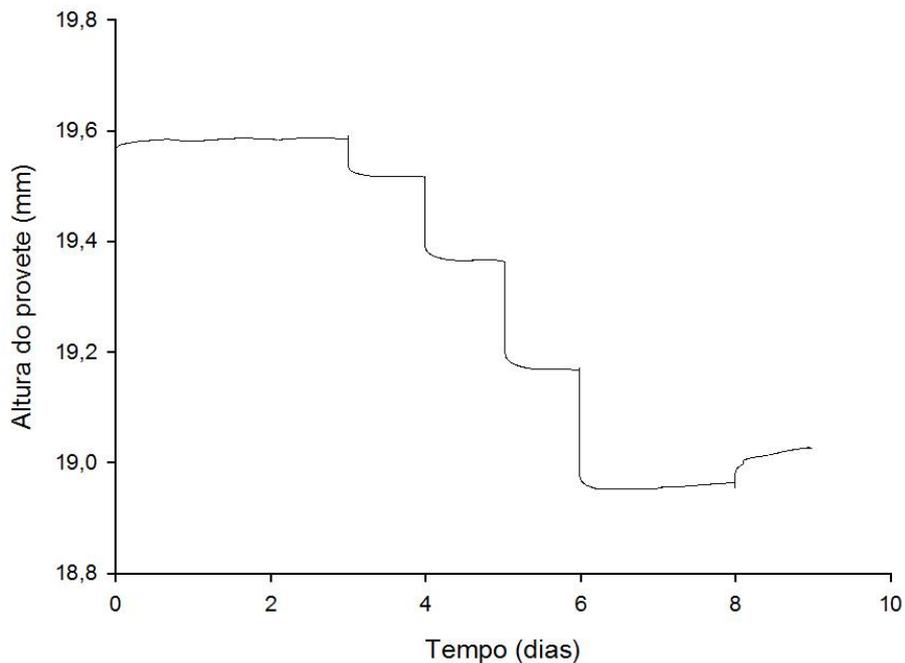


Figura 28- Variação da altura do provete (mm) em função dos diferentes patamares de carga aplicados ao longo do tempo (dias)

A análise da Figura 28 permite compreender o comportamento exibido pelo solo quando sujeito a incrementos ou alívios de carga. Durante a fase de carregamento verifica-se a ocorrência da diminuição da altura do provete e essa diminuição é tanto mais acentuada quanto maior o incremento de carga aplicado. Quando aplicada uma tensão de 97 kPa, a amostra exibiu uma diminuição de altura de 0,155 mm e essa diminuição foi de 0,193 mm quando a tensão aplicada foi de 194 kPa. A aplicação do patamar mais elevado de tensão, 388 kPa, provocou uma diminuição de altura de 0,218 mm, a redução mais acentuada da altura na amostra. O incremento de carga ao longo da fase de carregamento comprime o provete, o provoca a expulsão da água dos vazios (redução do índice de vazios) traduzindo-se assim numa redução da altura do provete.

Nos patamares de descarga verificou-se um ligeiro aumento da altura do provete ocorrendo um aumento do índice de vazios, comportamento provocado pela expansão do solo. As variações de altura do provete na fase de carregamento são mais acentuadas do que as variações da altura registadas na fase de descarga. No final da descarga o solo não recupera a altura inicial já que foram induzidas deformações plásticas no mesmo.

É igualmente visível, na Figura 28, que a aplicação dos patamares de carga e descarga conduzem a variações de altura do provete praticamente instantâneas, mantendo-se essa altura praticamente constante ao longo das 24 horas. Esse comportamento deve-se à presença de uma fração de areia considerável no solo, que permite uma dissipação relativamente rápida do excesso de pressão neutra provocado pelo incremento de carga.

Na Figura 29 é possível visualizar a evolução do índice de vazios em função dos patamares de tensão aplicados ao longo do ensaio.

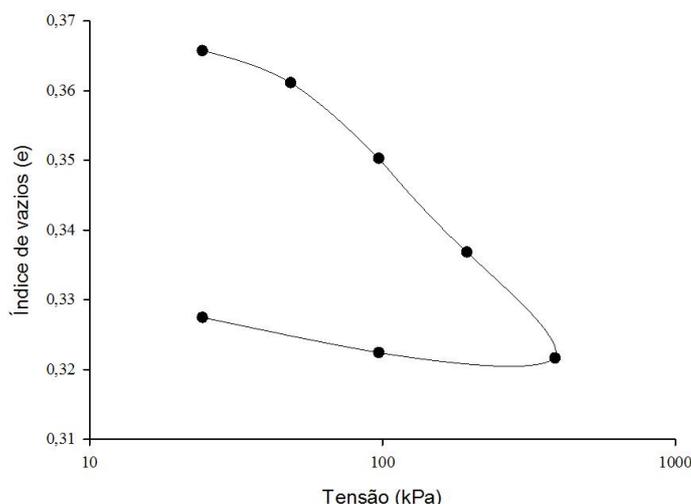


Figura 29- Variação do índice de vazios em função da variação de tensão aplicada (kPa) em escala logarítma

Através da análise da Figura 29 é possível verificar que, tal como expectável e já referido, quando o solo é descarregado, parte da deformação sofrida permanece irrecuperável. Este comportamento do solo é traduzido pelo índice de recompressão (C_r) que geralmente oscila entre 1/5 e 1/10 do valor do índice de compressão (C_c) em consequência do rearranjo estrutural sofrido pelo esqueleto sólido do solo, provocado pelo incremento de carga da fase de carregamento. Os índices C_r e C_c correspondem aos declives do ramo de compressão e descompressão e foram determinados utilizando os valores de índice de vazios correspondentes à aplicação de tensões de 24,25 kPa e 388,03 e 388,03 kPa e 24,25 kPa, respetivamente. Os valores do coeficiente de compressibilidade volumétrico (m_v) não são constantes ao longo do ensaio, variando mediante tensão aplicada no provete. Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 12.

Tabela 12- Resultados do ensaio edométrico

| Patamares de carga (kPa) | Índice de vazios no final de cada escalão de carga | Coefficiente de compressibilidade volumétrico, m_v (m ² /kN) | Índices |
|--------------------------|--|---|-----------------|
| 0 | 0,3745 | - | |
| 24,25 | 0,3658 | $2,6055 \times 10^{-4}$ | |
| 48,50 | 0,3612 | $1,3762 \times 10^{-4}$ | C_c 0,0364 |
| 97,01 | 0,3504 | $1,6181 \times 10^{-4}$ | |
| 194,00 | 0,3370 | $1,0036 \times 10^{-4}$ | |
| 388,03 | 0,3219 | $5,6676 \times 10^{-5}$ | |
| 97,01 | 0,3226 | - | C_r 0,0048 |
| 24,25 | 0,3277 | - | |

3.1.9 Ensaio triaxial

A realização dos ensaios triaxiais teve como finalidade a determinação de parâmetros de resistência ao corte e deformabilidade do solo. Os ensaios foram realizados com base na norma BS 1377-7 (1990).

Optou-se pela realização de ensaios triaxiais não consolidados não drenados (UU) com aplicação de tensões de confinamento correntes, de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. Trata-se de um ensaio rápido, em que imediatamente após a aplicação da tensão de confinamento (σ_3) se procede a um aumento da tensão vertical (σ_1), mantendo sempre fechada a válvula de drenagem de água intersticial. Os deslocamentos ao longo do ensaio foram medidos com o auxílio de um LVDT externo (Figura 30). Os ensaios foram realizados a uma taxa de deformação constante de 0,3 mm/min, e a carga aplicada foi monitorizada através de uma célula de carga com capacidade de 50 kN.

Os provetes possuíam uma altura e um diâmetro de 140 mm e 70 mm, respetivamente, e foram compactados com as condições ótimas determinadas no ensaio Proctor, ou seja, com uma massa volúmica seca máxima de 1,81 g/cm³ e com um teor em água ótimo de 14,4%. Antes da realização do ensaio procedeu-se à pesagem e medição das dimensões dos provetes.



Figura 30- Ensaio triaxial: Medição dos deslocamentos ocorridos no provete com o auxílio de um LVDT externo

A opção pelo ensaio UU deve-se a limitações ao nível do tempo disponível para a realização dos ensaios. Os ensaios UU são rápidos (após montagem a fase de corte dura aproximadamente 20 minutos), enquanto ensaios mais complexos e mais precisos (CD ou CU) podem demorar vários dias ou mesmo semanas. O sistema disponível só permitia a realização de um ensaio de cada vez, o que implicaria várias semanas de ensaios para a realização dos ensaios ao solo e, posteriormente, às misturas de solo melhorado. Optou-se também pela realização deste tipo de ensaios triaxiais em particular porque, em trabalhos anteriores, verificou-se que a execução de ensaios CD ou CU em misturas ativadas alcalinamente danificou seriamente os transdutores de pressão. Assim sendo, e de modo a facilitar, posteriormente, uma análise comparativa entre todos os resultados, optou-se por realizar o mesmo tipo de ensaios em todos os casos, independentemente da utilização do ligante alcalino.

Assim, os ensaios de compressão triaxiais foram realizados em condições não drenadas, em provetes que se encontravam não consolidados e parcialmente saturados, sem medição das pressões neutras geradas ao longo do ensaio. Deste modo, os parâmetros obtidos neste ensaio podem ser encarados apenas como uma medida aproximada dos mesmos e servem principalmente para ter uma ordem de grandeza destes parâmetros e perceber o efeito do melhoramento provocado pelas diferentes técnicas.

Contudo, os resultados obtidos com estes ensaios não permitem uma conclusão clara sobre o facto dos parâmetros de resistência serem relativos a tensões totais ou a tensões efetivas. Dada a saturação parcial dos provetes, a presença de ar nos poros tem um efeito bastante

significativo nas pressões neutras geradas durante um ensaio não drenado devido às grandes diferenças de compressibilidades volumétricas entre a água e o ar. Num solo saturado, o esqueleto sólido reage contra a água que resulta em alterações bastante significativas nas pressões neutras. A substituição de alguma dessa água, que para este nível de pressões pode ser considerada como um elemento praticamente incompressível, por um gás altamente compressível, resulta seguramente em alterações nas pressões neutras muito reduzidas até ser atingido o estado de saturação no interior do solo. Ou seja, para um grau de saturação inferior a um valor próximo dos 100%, a variação volumétrica do esqueleto sólido não é forçosamente resistida pela pressão da água (Macmillan, 2000). Neste caso, a tensão de confinamento aplicada ao esqueleto sólido consiste realmente na tensão efetiva, fazendo com que a resistência do material aumente com o aumento da tensão de confinamento, o que não acontece num ensaio UU efetuado a um provete de solo saturado.

As curvas tensão de desvio-extensão obtidas para o solo natural estão representadas na Figura 31, onde é possível observar que o solo não exhibe tensões de desvio de pico. Neste caso, as tensões residuais foram determinadas a partir do valor médio das tensões registadas para extensões superiores a 8%.

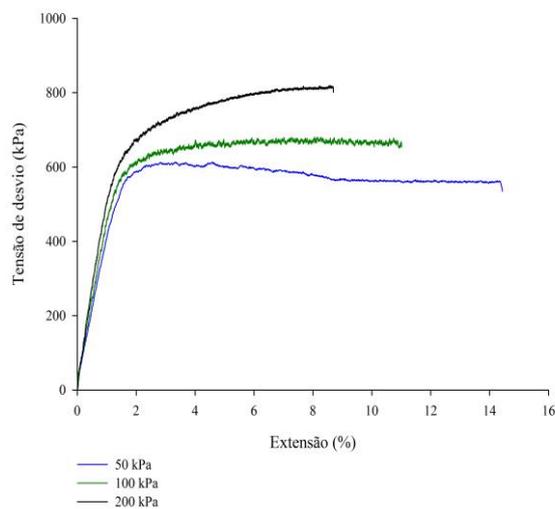


Figura 31- Curvas tensão desvio-extensão para o solo

A análise dos resultados permite verificar que o aumento da tensão de confinamento gerou um aumento da tensão de desvio residual, comportamento aparentemente atípico em condições não drenadas para provetes saturados. A consulta de bibliografia acerca destes ensaios permitiu concluir que, dado que os provetes de solo se encontravam inicialmente

parcialmente saturados, e como os valores de confinamento foram relativamente baixos, o aumento da tensão de confinamento possivelmente gerou um aumento das tensões efetivas aplicadas nos provetes mobilizando assim uma maior resistência do solo. Contudo, para tensões de confinamento elevadas, este comportamento provavelmente não seria observado, e a resistência passaria a ser idêntica, independente portanto da tensão de confinamento aplicada. Isto porque as elevadas tensões provocam a dissolução do ar dos vazios, fazendo com que o solo sature e os resultados exibam círculos de Mohr bastante semelhantes (Macmillan, 2000; Fernandes, 2012). Posto isto, face aos resultados obtidos, e salvaguardando que a saturação parcial dos provetes não permite a determinação com elevada fiabilidade dos parâmetros de resistência, admitiu-se que os parâmetros de resistência foram obtidos em condições drenadas, ou seja, foram determinados considerando que as tensões são efetivas.

Para cada tensão de confinamento encontram-se na Tabela 13 os resultados das tensões efetivas de desvio residuais.

Tabela 13-Tensões efetivas de desvio residuais do solo

| Tensões de confinamento | Tensões residuais |
|--------------------------------|--------------------------|
| (σ_3) | $(\sigma_1 - \sigma_3)$ |
| [kPa] | [kPa] |
| 50 | 562,40 |
| 100 | 667,07 |
| 200 | 812,67 |

A determinação dos parâmetros de resistência foi obtida com o auxílio das equações 1, 2, 3 e 4:

$$s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (1)$$

$$t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (2)$$

$$\tan \alpha = \text{sen} \Phi \quad (3)$$

$$c = \frac{a}{\cos \Phi} \quad (4)$$

Para uma melhor visualização dos parâmetros determinados procedeu-se à representação gráfica de uma reta ajustada aos pontos máximos de cada círculo, a cinzento, e

da respetiva equação a partir da qual, com o auxílio das equações apresentadas anteriormente, foram determinados o valor da coesão e ângulo de atrito efetivos (Figura 32). Na Tabela 14 encontram-se sintetizados todos os resultados dos parâmetros de resistência ao corte e o valor do módulo de deformabilidade tangente ($E_{\text{tang.}}$), que foi determinado na fase linear do diagrama tensão de desvio-extensão, utilizando valores de extensões compreendidos entre 0% e 2%.

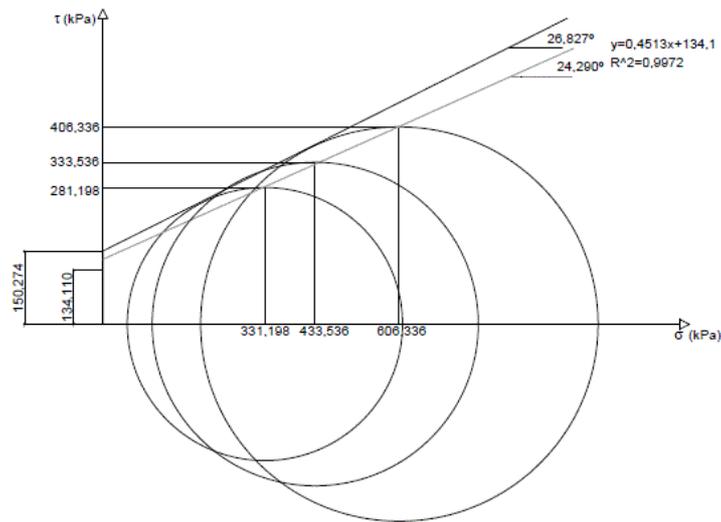


Figura 32- Envolvente de rotura de Mohr-Coulomb do solo

Tabela 14- Parâmetros de resistência e módulo de deformabilidade tangente do solo

| | Tensões de confinamento (σ_3) | | s | t |
|--|--|-------|-----------|---------|
| | [kPa] | | [kPa] | [kPa] |
| | 50 | | 331,198 | 281,198 |
| | 100 | | 433,536 | 333,536 |
| | 200 | | 606,336 | 406,336 |
| Parâmetros auxiliares da reta | a | | 134,100 | |
| | α (°) | | 24,290 | |
| Parâmetros de resistência ao corte drenados | Coesão (C) | [kPa] | 150,274 | |
| | Ângulo de atrito (Φ) | [°] | 26,827 | |
| Módulo de deformabilidade tangente | | | 46404,091 | 46,404 |
| | | | [kPa] | [MPa] |

A coesão “aparente” obtida para o solo é de 150,274 kPa, valor considerado relativamente elevado tendo em conta que o ensaio foi realizado num provete de solo reconstituído. Contudo, é preciso ter em conta que, muito provavelmente, este resultado foi influenciado pela sucção existente, provocada pela não saturação do provete.

Na Figura 33 é possível observar o aspeto final dos provetes de solo após terem sido retirados da câmara triaxial.



Figura 33- Aspeto final dos provetes de solo natural

Do lado esquerdo para o lado direito da Figura 33, os provetes foram sujeitos, respetivamente, a pressões de confinamento de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. Em compressão triaxial, os provetes de solo exibiram um modo de rotura típico de solos com finos, nomeadamente argilas, onde é visível o “embarrigamento” dos provetes, “embarrigamento” esse que, tal como seria expectável, vai diminuindo à medida que aumenta a tensão de confinamento. O aumento da tensão de confinamento produz igualmente uma diminuição da definição das superfícies de corte, bastante visível no provete com tensão de confinamento de 50 kPa, mas progressivamente menos visível nos restantes.

3.1.10 Considerações finais

A realização dos ensaios descritos encontram-se resumidos nas Tabelas 15 e 16 onde se encontram sintetizados os resultados obtidos com a realização dos ensaios de caracterização e identificação do solo em estudo.

É importante referir que o solo em estudo é uma argila magra e que, em condições normais num projeto de infraestruturas de transporte, seria um solo passível de ser melhorado e por isso faz sentido a sua utilização num estudo de melhoramento de solos.

Tabela 15- Classificação do solo

| Instituição | Norma | Classificação |
|-------------|--------------------|---------------------------|
| ASTM | ASTM D 2487 (2006) | CL – Argila Magra Arenosa |
| AASHTO | AASHTO (2004) | A-4 (3) |

Tabela 16- Caracterização geotécnica do solo

| Ensaio | Obtido | | | | |
|--------------------------------|-------------|----------------|-------------------------------|-------------------|------------------|
| | Fração | Definição | Dimensão | Retido (%) | Retido Total (%) |
| Análise Granulométrica | Seixo | Fino | 6 a 2 mm | 8,3 | 8,3 |
| | | Grossa | 2 a 0,6 mm | 3,57 | |
| | Areia | Média | 0,6 a 0,2 mm | 7,09 | 33,66 |
| | | Fina | 0,2 a 0,06 mm | 23 | |
| | | Grosso | 0,06 a 0,02 mm | 12,22 | |
| | Silte | Médio | 0,02 a 0,006 mm | 10,45 | 36 |
| | | Fino | 0,006 a 0,002 mm | 13,33 | |
| | Argila | --- | < 0,002 mm | 22 | 22 |
| Azul de Metileno | MB | 11,2 | g/Kg da fracção granul. 0/2mm | | |
| Compactação | Proctor | W_{opt} | 14,4 | % | |
| | Modificado | $\rho_{d,máx}$ | 1,81 | g/cm ³ | |
| Limites de consistência | LL | | LP | | IP |
| | 28% | | 19% | | 9% |
| CBR | Normal | | | Embebido | |
| | 48% | | | 14% | |
| Ensaio edométrico | Cc | | | Cr | |
| | 0,0364 | | | 0,0048 | |
| Ensaio triaxial | C | | | Φ | |
| | 150,274 kPa | | | 26,827° | |

4. DESCRIÇÃO DAS MISTURAS SOLO-LIGANTE E DOS ENSAIOS LABORATORIAIS REALIZADOS

Após a realização dos ensaios de identificação e caracterização geotécnica ao solo em estudo, procedeu-se à definição e execução do programa experimental das misturas solo-ligante. No plano experimental foi estabelecida a execução de um conjunto de ensaios laboratoriais com vista a quantificar o melhoramento das propriedades mecânicas do solo conseguidas através da adição de cimento e cal e com a aplicação da técnica de ativação alcalina de cinzas volantes, tendo em vista a sua aplicação prática no melhoramento superficial de solos em fundação infraestruturas de transporte.

Neste Capítulo, inicialmente, será realizada a descrição das misturas solo-ligante que compreende, para além da justificação das composições das misturas, os resultados dos ensaios realizados para a determinação das condições de compactação. De seguida será exposto o modo de preparação dos materiais e processo de fabrico dos provetes. Por último, serão abordados os ensaios laboratoriais realizados.

Os resultados dos ensaios laboratoriais encontram-se no Capítulo 5, onde são expostos os resultados dos ensaios de compressão uniaxial realizados a todas as misturas solo-ligante e os resultados dos ensaios laboratoriais mais detalhados, nomeadamente, ensaios CBR, ensaios de ultrassons até aos 60 dias e ensaios triaxiais que foram realizados nas misturas solo-ligante com melhor desempenho mecânico.

4.1 Descrição das misturas solo-ligante

Na planificação dos trabalhos a realizar definiu-se inicialmente o estudo das seguintes misturas, compactadas com as condições adotadas a partir dos resultados dos ensaios de compactação (Proctor Modificado):

- Misturas de solo com adição de 5%, 7,5% e 10% de cal;
- Misturas de solo com adição de 5%, 7,5% e 10% de cimento;
- Misturas de solo ativadas alcalinamente de 10%, 15% e 20% de cinzas volantes.

As percentagens definidas para a realização das misturas de cimento e cal estão entre os valores usualmente utilizados no melhoramento de solos. Em conformidade com ACI 230 (1990 citado por Dias, 2012), um solo classificado como A4 pela classificação AASHTO e como uma argila magra (CL) pela Classificação Unificada deve ser melhorado com percentagens de cimento entre 7% e 12% sendo que a percentagem típica é de 10%. Optou-se por adicionar ao solo percentagens iguais de cimento e cal de forma possibilitar uma análise comparativa mais coerente entre o melhoramento das propriedades mecânicas conseguido com a adição destes dois ligantes.

Relativamente às formulações com cinzas volantes, o raciocínio é um pouco diferente. O cimento e a cal têm custos comerciais associados e como tal, o objetivo é a definição de formulações que possuam a resistência pretendida com a adição de menor quantidade possível destes ligantes. Contrariamente, as cinzas volantes são resíduos industriais cujo valor comercial é geralmente nulo. O custo da utilização das cinzas reside apenas no custo do seu transporte. O objetivo deste trabalho, tal como foi referido no Capítulo 1, foi então avaliar se a adição teores crescente de cinzas, fixando a quantidade de ativador, se traduz num aumento de resistência e rigidez nas misturas ativadas alcalinamente. Optou-se então por utilizar 10%, 15% e 20% de cinzas, de forma a avaliar a evolução da resistência e rigidez nas misturas com adição de teores superiores de cinzas volantes.

O cimento, as cinzas volantes e a cal são partículas finas e a sua junção ao solo alterou a sua granulometria e conseqüentemente as condições ótimas de compactação, pelo que se justificaria a realização de ensaios Proctor para cada uma das razões solo/aditivo. Contudo, e de forma a reduzir o número de ensaios, foram apenas realizados 3 ensaios de compactação (Proctor Modificado) com base na especificação LNEC E 197 (1966), para as seguintes misturas:

- Mistura de solo com 7,5% de cal;
- Mistura de solo com 7,5% de cimento;
- Mistura de solo com 15 % de cinzas volantes.

As fichas técnicas destes ensaios encontram-se no anexo II. É importante frisar que o ensaio de Proctor para a mistura de solo com cinzas volantes foi efetuado com água e não com ativador químico. Assim sendo, neste caso, a realização do ensaio de Proctor com água permitiu apenas ter uma noção da ordem de grandeza dos valores referentes às condições ótimas de

compactação para essas misturas. As condições ótimas de compactação obtidas para as três misturas ensaiadas encontram-se na Tabela 17.

Tabela 17- Condições ótimas de compactação determinadas através do ensaio Proctor Modificado

| Misturas | Massa volúmica seca máxima, $\rho_{d,m\acute{a}x}(\text{g}/\text{cm}^3)$ | Teor ótimo em água, $w_{opt}(\%)$ |
|---|---|--------------------------------------|
| Solo não melhorado | 1,81 | 14,4 |
| Mistura de solo com 7.5% de cal | 1,78 | 14,0 |
| Mistura de solo com 7.5% de cimento | 1,90 | 15,4 |
| Mistura de solo com 15 % de cinzas volantes | 1,80 | 16,3 |

Uma análise comparativa entre os resultados obtidos nos ensaios de Proctor (para solo não melhorado e solo melhorado com cimento, cal ou cinzas), permitiu verificar que as condições ótimas de compactação não diferiram muito, isto é, a diferença observada entre os resultados obtidos para o solo não melhorado e nas misturas de solo com uma determinada percentagem de ligante é relativamente pequena, pelo que se considerou não se justificar a realização de interpolações e extrapolações para a determinação das condições ótimas de compactação para as restantes percentagens de ligantes. Assim sendo, por simplificação, adotaram-se para todas as misturas, independentemente da percentagem de ligante adicionada, os valores médios calculados a partir dos resultados obtidos para o solo não melhorado e para as misturas de 7,5 % de cimento, 7,5% de cal e 15% de cinzas volantes. Na Figura 34 é possível visualizar o aspeto das misturas compactadas durante a realização do ensaio Proctor.



Figura 34- Molde Proctor compactado: (a) Mistura de solo com 7,5 % de cal; (b) Mistura de solo com 7,5% de cimento; (c) Mistura de solo com 15% de cinzas volantes

Para avaliar os resultados nas misturas solo-ligante, no que diz respeito à evolução da resistência de pico e rigidez, foram realizados ensaios de compressão uniaxial aos 7, 14, 28 e 90 dias. As idades de ensaio dos provetes foram escolhidas de forma a analisar a evolução temporal das características mecânicas das misturas nos tempos de referência de cada um dos ligantes. Os ensaios aos 28 dias de idade permitiram a determinação da resistência de pico em todas as misturas de solo-ligante na idade de referência do cimento. Foram também realizados ensaios aos 90 dias de idade porque é a idade de referência para as misturas ativadas alcalinamente. A partir dessa idade a evolução da resistência mecânica ocorre de forma muito mais lenta.

Primeiramente, todas as misturas foram compactadas com as condições de compactação já referidas. Contudo, durante o fabrico e o desmolde dos provetes ativados alcalinamente com 10% e 15% de cinzas constituídos por 16,3% de água na fase líquida, verificou-se que os provetes estavam bastante húmidos. Após a realização dos ensaios de compressão uniaxial aos 14 e 28 dias de idade, constatou-se que as misturas possuíam valores de resistência de pico bastante aquém dos valores expectáveis e deformações axiais elevadas, o que indicava a utilização de teores em água em excesso nas misturas.

Assim, na tentativa de encontrar uma formulação que conduzisse a melhores resultados, optou-se por realizar um novo conjunto de provetes onde se reduziu, de forma gradual, o teor em água de fase líquida para valores inferiores a 16,3% mantendo o valor da massa volúmica seca. Através da análise da consistência das misturas e do aspeto final dos provetes (existência de ocos e humidade superficial) foi possível concluir que a realização de formulações com um teor em água de 13% na fase líquida poderia conduzir a melhores resultados do ponto de vista mecânico. Desta forma, decidiu-se então realizar uma nova campanha de ensaios de compressão com provetes com 13% de água na fase líquida constituídos com 10%, 15% e 20% de cinzas volantes, nos quais foram realizados ensaios de compressão uniaxial aos 7, 14, 28 e 90 dias de cura. Os provetes constituídos por esta nova formulação estão identificados, na designação, com o sufixo “_nf”. Na Tabela 18 encontram-se a designação das misturas adotadas e as respetivas condições de compactação.

Relativamente às misturas de solo com cinzas ativadas alcalinamente, o ativador utilizado é composto pela junção de hidróxido de sódio e silicato de sódio com as seguintes concentrações:

- Hidróxido de sódio diluído em água com uma concentração de 10 molal;
- Razão hidróxido de sódio/silicato de sódio de 1:2.

Nas Tabelas 19 e 20 encontram-se discriminadas as composições, em gramas, de todas as misturas ensaiadas e o respetivo peso de material para construir cada provete.

Tabela 18- Condições de compactação adotadas para a compactação estática dos provetes

| Misturas | | Condições de compactação | |
|---|--------------------|---|------------------------|
| | | Massa volúmica seca adotada ρ_d (g/cm ³) | Teor ótimo em água (%) |
| Solo não melhorado | Solo_não_melhorado | 1,81 | 14,4 |
| Mistura de solo com 5%, 7,5% e 10% cal | Cal_5% | 1,80 | 14,2 |
| | Cal_7.5% | 1,80 | 14,2 |
| | Cal_10% | 1,80 | 14,2 |
| Mistura de solo com 5%, 7,5% e 10% cimento | CMT_5% | 1,84 | 14,5 |
| | CMT_7.5% | 1,84 | 14,5 |
| | CMT_10% | 1,84 | 14,5 |
| Mistura de solo com 10%, 15% e 20% cinzas volantes | CNZ_10% | 1,80 | 16,3 |
| | CNZ_15% | 1,80 | 16,3 |
| Mistura de solo com cinzas volantes com 10%, 15% e 20% de cinzas volantes | CNZ_10%_nf | 1,80 | 13 |
| | CNZ_15%_nf | 1,80 | 13 |
| | CNZ_20%_nf | 1,80 | 13 |

Tabela 19- Quantidades em gramas (gr) dos constituintes das misturas

| Misturas | Fase sólida | | | Fase líquida | Peso a compactar (g) |
|--------------------|-------------|---------|-------------|--------------|----------------------|
| | Solo (g) | Cal (g) | Cimento (g) | Água (g) | |
| Solo_não_melhorado | 975,20 | - | - | 140,43 | 1115,63 |
| Cal_5% | 921,32 | 48,49 | | 137,71 | 1107,52 |
| Cal_7.5% | 897,07 | 72,74 | | | 1107,52 |
| Cal_10% | 872,83 | 96,98 | | | 1107,52 |
| CMT_5% | 941,79 | | 49,57 | 143,95 | 1135,31 |
| CMT_7.5% | 917,01 | | 74,35 | | 1135,31 |
| CMT_10% | 892,22 | | 99,14 | | 1135,31 |

Tabela 20- Quantidades em gramas (gr) dos constituintes das misturas

| Misturas | Fase sólida | | Fase líquida- Ativador | | | | Peso a compactar (g) |
|------------|-------------|---------------------|----------------------------------|-------------------------------|------------------------|--------------------------------|----------------------|
| | Solo (g) | Cinzas volantes (g) | Solução de silicato de sódio (g) | Hidróxido de sódio (g) | | | |
| | | | | Hidróxido de sódio sólido (g) | Água para diluição (g) | Solução hidróxido de sódio (g) | |
| CNZ_10% | 872,90 | 97,46 | 77,97 | 44,55 | 111,39 | 155,94 | 1204,27 |
| CNZ_15% | 824,16 | 146,19 | | | | | |
| CNZ_10%_nf | 873,20 | 97,16 | 62,19 | 35,53 | 88,84 | 124,37 | 1156,91 |
| CNZ_15%_nf | 824,61 | 145,75 | | | | | |
| CNZ_20%_nf | 776,03 | 194,33 | | | | | |

4.2 Preparação prévia dos materiais utilizados

Para a elaboração dos ensaios laboratoriais, o solo original foi sujeito a um processo de destorroamento com o intuito de desfragmentar as partículas maiores presentes no solo, sem alterar a sua granulometria (Figura 35). A desfragmentação do solo permitiu uma melhor homogeneização da mistura com os restantes materiais. Após o destorroamento, o solo foi sujeito a um processo de secagem por espalhamento em vários tabuleiros e colocado numa estufa, a 80°C, por um período de aproximadamente 24 horas.

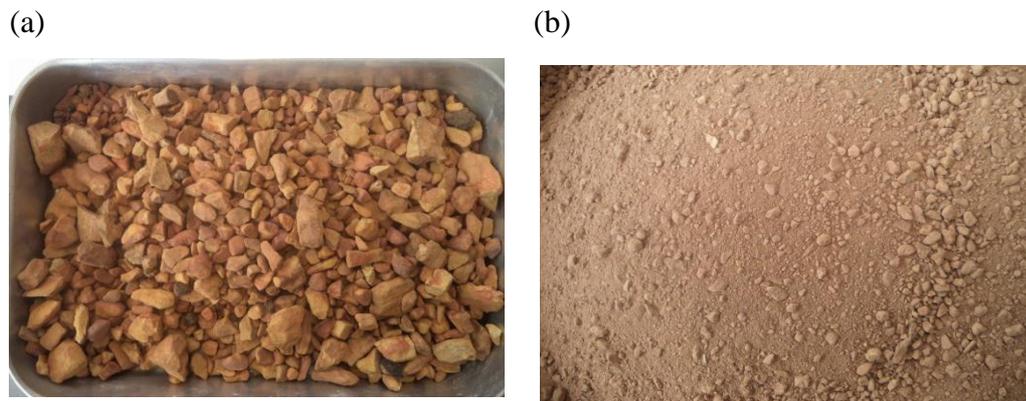


Figura 35- Aspeto do solo original: (a) Antes do processo de destorroamento; (b) Após o processo de destorroamento

O resíduo industrial escolhido como fonte de aluminossilicatos neste trabalho de investigação foram as cinzas volantes de classe F, provenientes da central do Pego (Figura 36). As cinzas volantes são materiais obtidos a partir combustão do carvão mineral e são considerados materiais pozolânicos por apresentarem capacidade de reação com a cal, na presença de água, originando a formação de novos compostos com propriedades aglomerantes. Devido ao processo de combustão a que foram sujeitas durante a sua formação, são constituídas mineralogicamente por uma fase vítrea alumino-siliciosa responsável pela sua reatividade em ambiente alcalino.



Figura 36- Cinzas volantes classe F provenientes da central do Pego

As cinzas utilizadas neste trabalho são precedentes de trabalhos anteriores, tendo sido já alvo de análise e estudo (Soares, 2013). Essas análises consistiram num estudo químico e microestrutural com a finalidade de identificar os seus constituintes, a sua composição química assim como a determinação do tamanho das partículas.

As imagens de resoluções diferentes através de SEM (Figura 37) permitiram caracterizar, geometricamente, as partículas das cinzas volantes (Soares, 2013).

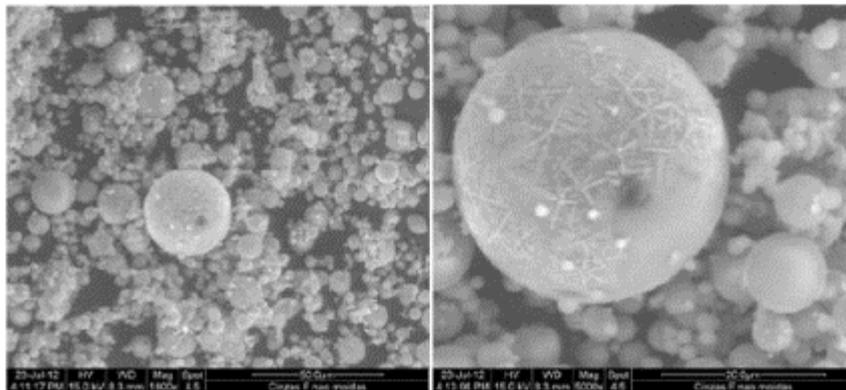


Figura 37- Imagem de cinza volante da classe F obtidas através de SEM (Soares, 2013)

Através da observação das imagens SEM é possível verificar que as cinzas possuem uma estrutura tendencialmente esférica, cujas dimensões variam entre 1 μm e 100 μm (Figura 38). Contudo, é importante referir que esta medição dá-nos apenas a medida das dimensões das esferas maiores, pois são as que se encontram mais suscetíveis de serem medidas.

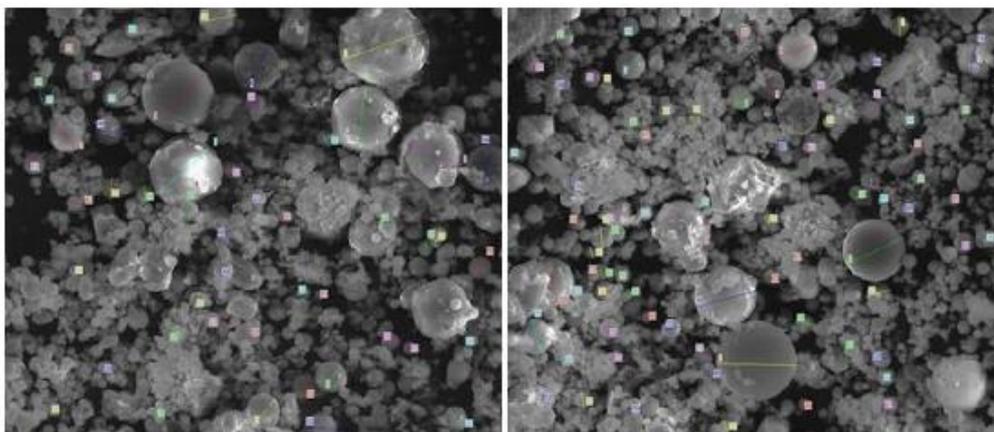


Figura 38- Medição das esferas das cinzas volantes de classe F (Soares, 2013)

O resultado das medições das dimensões das cinzas volantes de classe F encontram-se apresentados na Tabela 21. Os resultados obtidos comprovam as dimensões mínimas e máximas defendidas por Neville (1997).

Tabela 21- Dimensões da cinza volante de classe F (Soares, 2013)

| | |
|-----------------------------------|-------|
| Número de medições (N) | 126 |
| Dimensão mínima (μm) | 3,72 |
| Dimensão máxima (μm) | 44,51 |
| Média (μm) | 11,64 |
| Desvio padrão (μm) | 8,05 |
| Moda (μm) | 9,10 |
| Mediana (μm) | 8,90 |

A caracterização química das cinzas volantes foi efetuada através da Espectroscopia de Energia Dispersa (EDS). Verificou-se que as cinzas volantes são constituídas maioritariamente por sílica e alumina e a quantidade de material disponível para ser ativada é de, aproximadamente, 71% (Figura 39 e na Tabela 22).

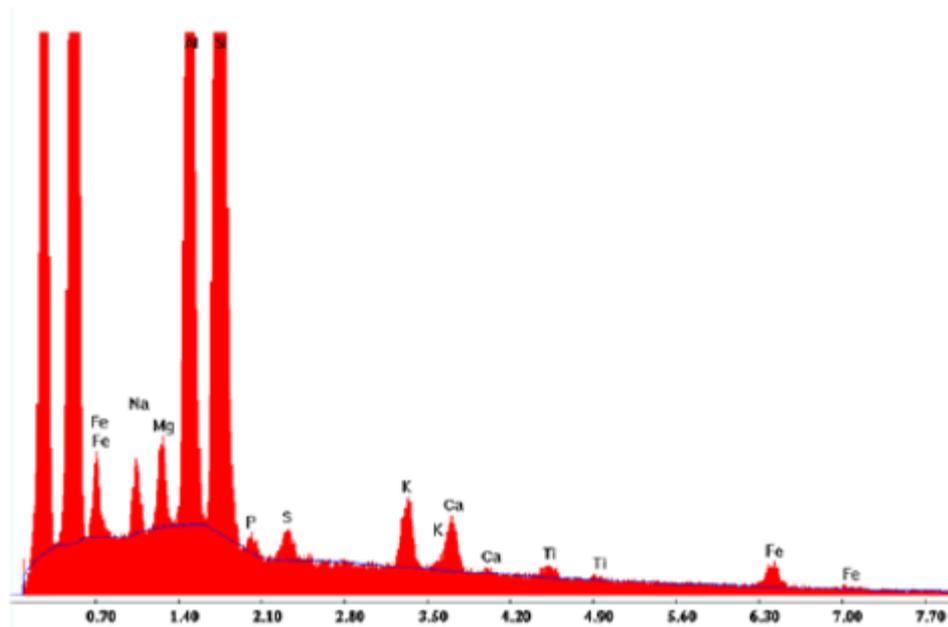


Figura 39- Espectro e composição química referente à análise de cinzas volantes de classe F (Soares, 2013)

Tabela 22- Composição química das cinzas obtida por EDS (Soares, 2013)

| Elemento | Percentagem (%) |
|----------|-----------------|
| Si | 48,81 |
| Al | 21,77 |
| Na | 1,31 |
| Mg | 1,56 |
| P | 0,58 |
| S | 1,17 |
| K | 4,42 |
| Ca | 3,85 |
| Ti | 1,79 |
| Fe | 14,74 |

O cimento utilizado no fabrico dos provetes foi o cimento Portland de calcário CEM II /B-L 32,5 N, uma vez que, para aplicações comuns, garantem bons resultados a um menor custo.

A cal utilizada no fabrico das misturas dos provetes foi a cal aérea Lusical H100- Companhia Lusitana de Cal, S.A. com um teor superior ou igual a 93% de hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$).

A água utilizada nos ensaios e no fabrico dos provetes foi proveniente da rede pública.

A solução de ativador adotada para a realização das misturas ativadas alcalinamente é composta por uma fase líquida com quantidades fixas, constituída por hidróxido de sódio diluído em água numa concentração de 10 molal e por silicato de sódio, numa razão hidróxido de sódio/silicato de sódio de 1:2. A escolha desta composição teve por base o trabalho experimental desenvolvido por Lucas (2015) que se baseou num trabalho experimental preliminar realizado por Roma (2011).

O hidróxido de sódio, fabricado pela empresa PCC Rokita S.A encontra-se no estado sólido, mais precisamente sob forma de flocos, tal como mostra a Figura 40. Trata-se de um reagente altamente corrosivo, o que implica que o seu manuseamento requer cuidados especiais.



Figura 40- Hidróxido de sódio

O silicato de sódio utilizado para fabricar do ativador é distribuído pela empresa MARCANDE e foi adquirido no estado de solução. É composto por Na_2O (óxido de sódio) e SiO_2 (dióxido de silício) numa proporção aproximada, em massa de 1:2. Trata-se de um produto de fácil manipulação, atóxico e não inflamável.

4.3 Preparação das misturas e modo de execução dos provetes

A realização das misturas para a realização dos provetes pode ser, essencialmente, dividida em três fases:

1^a - Inicialmente procedeu-se à homogeneização dos elementos sólidos, ou seja, à mistura das cinzas volantes, da cal ou do cimento com o solo nas proporções definidas no Capítulo 4.1.1 de modo a obter, com o auxílio da misturadora, uma mistura final sólida homogénea. Para o fabrico destes provetes o solo foi previamente destorroado, seco e peneirado. A peneiração foi realizada no peneiro de 16 mm de modo a que a máxima dimensão do agregado fosse inferior a 1/5 do diâmetro do provete;

2^a - Na segunda fase (apenas existente para as misturas ativadas alcalinamente) procedeu-se ao fabrico da fase líquida para as misturas de solo ativadas alcalinamente. O ativador químico utilizado é um composto constituído por hidróxido de sódio e silicato de sódio. Inicialmente, o hidróxido de sódio foi diluído em água, de forma a obter a concentração de 10 molal. O processo de diluição do hidróxido de sódio provoca uma reação altamente exotérmica. Assim sendo, após a mistura desses dois elementos, foi necessário deixar arrefecer a mistura durante, aproximadamente 1 dia, num recipiente de plástico tapado. Após a diluição do hidróxido de sódio em água procedeu-se então à junção destes elementos com silicato de sódio

e misturou-se, de forma a obter uma solução final líquida homogénea. A razão mássica de hidróxido de sódio/silicato de sódio adotada foi de 1:2;

3ª - Numa terceira fase procedeu-se à mistura da fase sólida com a fase líquida ou água com o auxílio de uma misturadora. No caso das misturas ativadas através da ativação alcalina verificou-se que a mistura final obtida possuía menor trabalhabilidade comparativamente com as misturas tradicionais (Figura 41).



Figura 41- Preparação das misturas: (a) Mistura dos elementos da fase sólida; (b) Junção da fase sólida com a fase líquida das misturas ativadas alcalinamente

Após a mistura, procedeu-se então ao fabrico dos provetes para a realização dos ensaios de compressão uniaxial e ensaios triaxiais. O processo de fabrico dos provetes foi análogo para todas as misturas em estudo. Os provetes utilizados foram cilíndricos, com um diâmetro de 70 mm e uma altura de 140 mm. Na Figura 42 é possível visualizar os equipamentos utilizados no fabrico dos provetes.



Figura 42- Equipamentos utilizados para fabrico dos provetes: Molde cilíndrico, alonga e tampas

No processo de realização dos provetes a mistura é colocada no molde com o auxílio de um funil e uma alonga. O molde encontra-se tapado na parte inferior, tal como mostra a Figura

43. Após a introdução da mistura no molde é colocada a tampa superior no molde. O provete é então colocado no macaco hidráulico, onde se procede à compactação estática do mesmo.

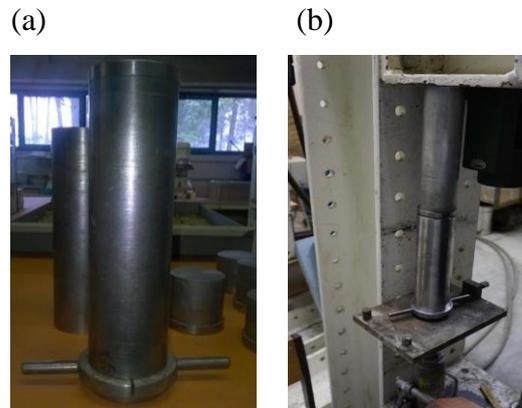


Figura 43- Fabricação dos provetes: (a) Provede cilíndrico com tampa inferior; (b) Compactação do provede com o auxílio do macaco hidráulico

Após a compactação, os provetes foram desmoldados também com o auxílio do macaco hidráulico, utilizando um cilindro metálico por baixo do molde do provede e uma alonga na parte de cima do molde. O desmolde dos provetes permitiu analisar o aspeto da superfície dos provetes, onde foi perceptível algumas diferenças de coloração em virtude do tipo e da percentagem de matéria- prima utilizada no seu fabrico. Como é possível visualizar na Figura 44, os provetes compostos por cinzas possuem uma coloração mais escura comparativamente com os provetes fabricados com cimento ou cal.



Figura 44- Diferença de coloração dos provetes conforme a composição da mistura: Solo_não_melhorado, CAL_10%, CMT_10% e CNZ_15%

Durante o desmolde, os provetes possuíam um aspeto bastante similar, com superfícies lisas e ausência de ocos superficiais com exceção dos provetes constituídos com 16,3% de teor em água na fase líquida, que exibiam algumas irregularidades nas faces. Os provetes continham mais ocos superficiais e uma textura mais plástica provocada pelo excesso de ativador, tal como é possível visualizar na Figura 45 (a). Essas irregularidades não são observadas nos provetes com 13% de teor em água na fase líquida (Figura 45 (b)).

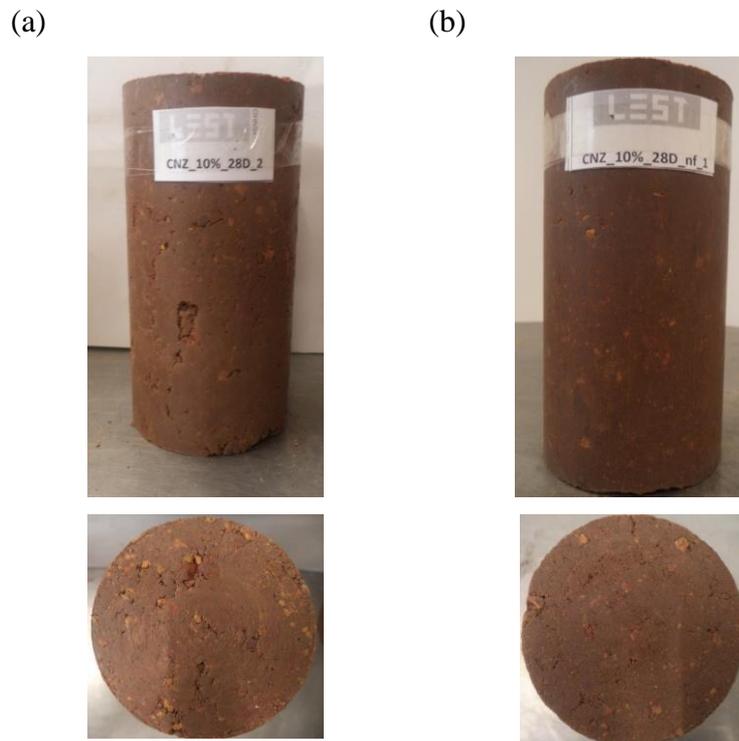


Figura 45- Aspeto do provete de cinzas aos 28 dias de idade: (a) CNZ_10%; (b) CNZ_10%_nf

Os provetes foram embrulhados em película aderente, devidamente identificados (Figura 46) e foram mantidos na câmara húmida a $20^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ e $95\% \pm 5\%$ de humidade até a altura de ensaio.



Figura 46- Provetes envolvidos em película aderente

4.4 Descrição dos ensaios laboratoriais

Primeiramente, foram realizados os ensaios de compressão uniaxial com base nas normas ASTM D2166 (2000) e ASTM D1633 (2000) utilizando para o efeito uma estrutura de reação, formada por um pórtico metálico equipado com um atuador. Consoante a resistência expectável de cada provete, foi acoplada uma célula de carga com 25 kN ou 100 kN de capacidade (Figura 47). Assim, para a realização dos ensaios de compressão uniaxial nos provetes de solo não melhorado optou-se por utilizar uma célula de carga de 25 kN, o que possibilitou uma leitura mais rigorosa da carga aplicada nos provetes durante o ensaio. Os restantes provetes foram ensaiados com uma célula de carga de 100 kN. Antes da realização dos ensaios de compressão uniaxial procedeu-se à determinação do peso e dimensões dos provetes. Foram realizados, para cada mistura e para cada idade de cura 3 provetes, de forma a despistar eventuais resultados anómalos. Os resultados dos ensaios de compressão uniaxial são analisados em termos médios, onde é igualmente analisado o coeficiente de variação que permite compreender a variabilidade dos resultados obtidos.



Figura 47- Pórtico equipado com atuador com célula de carga de 25 kN ou 100 kN

Os ensaios de compressão uniaxial foram realizados em controlo de deslocamento, com uma velocidade de 0,003 milímetros por segundo. Para a obtenção da curva tensão-extensão foram utilizados 4 sensores de deslocamento do tipo LVDT para registar o movimento do atuador. Os sensores foram instalados em dois pontos distintos (Figura 48):

- 3 sensores internos, situados entre pratos no provete. Esses sensores medem apenas o deslocamento sofrido pelos provetes devido ao acréscimo de carga. As curvas tensão-extensão foram construídas a partir do valor médio dos deslocamentos destes sensores;

- 1 sensor externo, que permitiu controlar e validar os deslocamentos medidos pelos 3 sensores internos ao longo dos ensaios.



Figura 48- Posicionamento dos sensores internos e do sensor externo para medição dos deslocamentos durante o ensaio de compressão uniaxial

Para verificar se ocorreram rotações significativas nos provetes, para cada ensaio, sobrepôs-se as três curvas tensão-extensão, determinadas a partir dos dados dos 3 LVDT's internos. A sobreposição dos gráficos permitiu verificar que as curvas praticamente coincidiam na zona linear, o que comprova que as rotações sofridas pelos provetes foram praticamente irrelevantes, tornando aceitável a hipótese, entretanto adotada, de construir um único gráfico para cada ensaio, utilizando para o efeito o valor de deformação axial média calculada a partir dos deslocamentos medidos pelos três LVDT's. Foi a partir desta curva média que foi determinado o valor do módulo de deformabilidade tangente, na fase linear do diagrama tensão-extensão, utilizando valores de extensões normalmente compreendidos entre 0‰ e 5 ‰, com exceção das misturas CNZ_10% e CNZ_15% aos 14 dias de idade, onde foram utilizados valores de extensões entre 2‰ e 18‰. Nessas misturas, ao longo dos ensaios, verificou-se a ocorrência de uma maior deformação axial dos provetes, o que se traduziu em valores de extensões de pico mais elevados e consequentemente, numa fase linear do diagrama tensão-extensão mais extensa.

Na Figura 49 é possível visualizar alguns dos modos de rotura dos provetes ensaiados à compressão uniaxial.

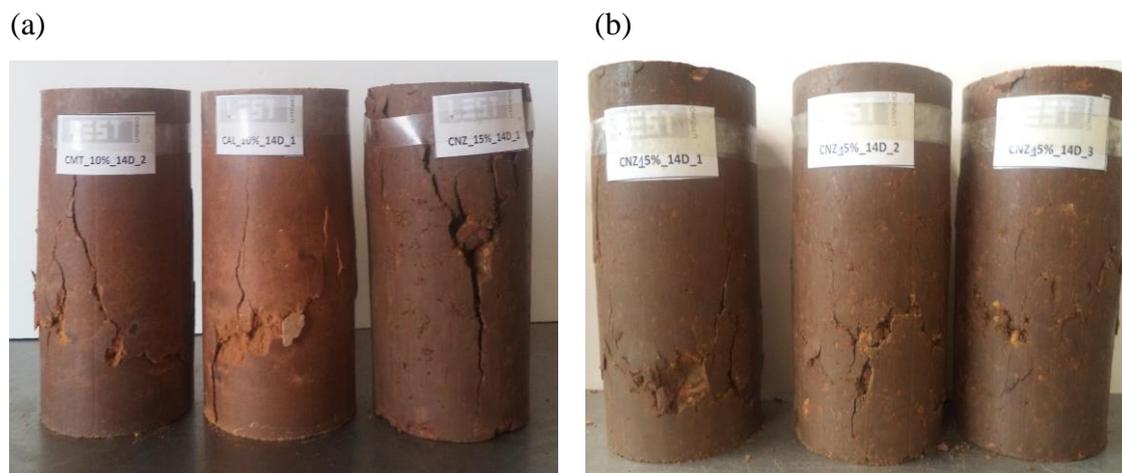


Figura 49- Modo de rotura gerado nos provetes aos 14 dias de idade: (a) CMT_10%, CAL_10% e CNZ_15%; (b) CNZ_15%_nf

O modo de rotura na maioria dos provetes foi bastante similar. Com o decorrer do ensaio foi possível visualizar o aumento da deformação radial na zona central e observou-se o aparecimento de fissuras subverticais ao longo do corpo do provete. O incremento de carga gerou o prolongamento e o aumento das espessuras dessas fissuras e o surgimento de novas fissuras. Todos os ensaios foram finalizados quando foi atingido um valor aproximadamente igual a 50% da carga máxima no respetivo provete.

Os resultados destes ensaios permitiram seleccionar, para cada tipo ligante, as misturas com a percentagem de ligante que conduziram a melhores resultados do ponto de vista mecânico, nas quais foram realizados ensaios mais detalhados, tais como, ensaios de ultrassom até aos 60 dias de idade, ensaios CBR e ensaios triaxiais (Tabela 23). Os ensaios triaxiais aos 28 dias de idade nas misturas seleccionadas permitiram obter os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) e parâmetros de deformabilidade (módulo de deformabilidade, E_{tang}).

Tabela 23- Misturas em que foram realizados ensaios detalhados

| Misturas | Ensaio triaxial | Ensaio ultrassom | Ensaio CBR |
|--------------------|-----------------|------------------|------------|
| Solo_não_melhorado | ✓ | ✓ | ✓ |
| Cal_10% | ✓ | ✓ | ✓ |
| CMT_10% | ✓ | ✓ | ✓ |
| CNZ_15%_nf | ✓ | ✓ | - |
| CNZ_20%_nf | ✓ | ✓ | ✓ |

5. RESULTADOS

5.1 Compressão uniaxial

Através da realização dos ensaios de compressão uniaxial foi possível obter os valores médios das tensões de rotura e as respectivas extensões, bem como os valores dos módulos de deformabilidade tangente. Determinou-se também o desvio padrão e coeficiente de variação de cada um destes parâmetros.

Nas Tabelas 24 e 25 estão sintetizados os resultados relativos à tensão máxima e respetiva extensão, enquanto nas Tabelas 26 e 27 são apresentados os valores do módulo de deformabilidade tangente.

Tabela 24- Valores médios de tensão máxima e respetiva extensão a diferentes idades (MPa) para o solo não melhorado e para as misturas solo-cal e solo-cimento

| Valores médios de tensão máxima e respetiva extensão a diferentes idades (MPa) | | | | | | | | | | |
|--|---------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| Misturas | 7 dias | | 14 dias | | 28 dias | | 90 dias | | Tensão de rotura (MPa) | Extensão de rotura (‰) |
| | Tensão de rotura (MPa) | Extensão de rotura (‰) | Tensão de rotura (MPa) | Extensão de rotura (‰) | Tensão de rotura (MPa) | Extensão de rotura (‰) | Tensão de rotura (MPa) | Extensão de rotura (‰) | | |
| | Solo não melhorado | | | | | | | | | |
| Valor médio | - | - | - | - | - | - | - | - | 0,363 | 11,953 |
| Desvio Padrão (MPa) | - | - | - | - | - | - | - | - | 0,007 | 0,263 |
| Coefficiente de variação (%) | - | - | - | - | - | - | - | - | 1,895 | 2,196 |
| Cal_5% | | | | | | | | | | |
| Valor médio | 0,783 | 8,681 | 1,001 | 9,954 | 0,904 | 8,203 | 1,345 | 7,291 | - | - |
| Desvio Padrão (MPa) | 0,013 | 0,586 | 0,048 | 0,695 | 0,088 | 1,271 | 0,040 | 0,220 | - | - |
| Coefficiente de variação (%) | 1,617 | 6,750 | 4,777 | 6,985 | 9,734 | 15,497 | 3,009 | 3,012 | - | - |
| Cal_7.5% | | | | | | | | | | |
| Valor médio | 0,879 | 9,001 | 0,871 | 7,890 | 1,055 | 8,356 | 2,216 | 6,858 | - | - |
| Desvio Padrão (MPa) | 0,011 | 0,284 | 0,062 | 0,744 | 0,151 | 1,092 | 0,009 | 0,281 | - | - |
| Coefficiente de variação (%) | 1,294 | 3,154 | 7,142 | 9,434 | 14,331 | 13,072 | 0,424 | 4,098 | - | - |
| Cal_10% | | | | | | | | | | |
| Valor médio | 1,533 | 8,933 | 1,017 | 9,480 | 1,149 | 8,858 | 2,367 | 6,615 | - | - |
| Desvio Padrão (MPa) | 0,193 | 1,092 | 0,002 | 0,693 | 0,134 | 0,532 | 0,228 | 0,710 | - | - |
| Coefficiente de variação (%) | 12,586 | 12,229 | 0,231 | 7,306 | 11,645 | 6,004 | 9,617 | 10,731 | - | - |

| Valores médios de tensão máxima e respetiva extensão a diferentes idades (MPa) (continuação) | | | | | | | | | | |
|--|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| Misturas | 7 dias | | 14 dias | | 28 dias | | 90 dias | | Tensão de rotura (MPa) | Extensão de rotura (‰) |
| | Tensão de rotura (MPa) | Extensão de rotura (‰) | Tensão de rotura (MPa) | Extensão de rotura (‰) | Tensão de rotura (MPa) | Extensão de rotura (‰) | Tensão de rotura (MPa) | Extensão de rotura (‰) | | |
| CMT_5% | | | | | | | | | | |
| Valor médio | 2,222 | 7,587 | 2,522 | 8,518 | 2,982 | 7,350 | 3,595 | 7,888 | - | - |
| Desvio Padrão (MPa) | 0,046 | 0,108 | 0,051 | 0,088 | 0,015 | 0,375 | 0,028 | 0,148 | - | - |
| Coefficiente de variação (%) | 2,071 | 1,417 | 2,034 | 1,032 | 0,487 | 5,105 | 0,777 | 1,871 | - | - |
| CMT_7.5% | | | | | | | | | | |
| Valor médio | 2,364 | 7,625 | 3,768 | 8,212 | 3,820 | 7,279 | 5,250 | 7,030 | - | - |
| Desvio Padrão (MPa) | 0,182 | 0,604 | 0,064 | 0,252 | 0,294 | 0,254 | 0,197 | 0,149 | - | - |
| Coefficiente de variação (%) | 7,678 | 7,916 | 1,707 | 3,069 | 7,691 | 3,494 | 3,755 | 2,114 | - | - |
| CMT_10% | | | | | | | | | | |
| Valor médio | 3,417 | 8,021 | 4,511 | 7,875 | 5,975 | 7,579 | 7,197 | 7,448 | - | - |
| Desvio Padrão (MPa) | 0,165 | 0,599 | 0,191 | 0,793 | 0,684 | 1,047 | 0,341 | 0,566 | - | - |
| Coefficiente de variação (%) | 4,842 | 7,474 | 4,236 | 10,068 | 11,448 | 13,811 | 4,739 | 7,600 | - | - |

Tabela 25- Valores médios de tensão máxima e respetiva extensão a diferentes idades (MPa) para as misturas solo-cinzas ativadas alcalinamente

| Misturas | Valores médios de tensão máxima e respetiva extensão a diferentes idades (MPa) | | | | | | | |
|-----------------------------|--|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | 7 dias | | 14 dias | | 28 dias | | 90 dias | |
| | Tensão de rotura (MPa) | Extensão de rotura (%) | Tensão de rotura (MPa) | Extensão de rotura (%) | Tensão de rotura (MPa) | Extensão de rotura (%) | Tensão de rotura (MPa) | Extensão de rotura (%) |
| CNZ_10% | | | | | | | | |
| Valor médio | - | - | 0,472 | 27,371 | 0,820 | 11,805 | - | - |
| Desvio Padrão (MPa) | - | - | 0,069 | 4,633 | 0,091 | 2,032 | - | - |
| Coeficiente de variação (%) | - | - | 14,522 | 16,928 | 11,148 | 17,215 | - | - |
| CNZ_15% | | | | | | | | |
| Valor médio | - | - | 0,590 | 18,385 | 1,020 | 11,491 | - | - |
| Desvio Padrão (MPa) | - | - | 0,086 | 4,355 | 0,242 | 1,037 | - | - |
| Coeficiente de variação (%) | - | - | 14,630 | 23,689 | 23,708 | 9,021 | - | - |
| CNZ_10%_nf | | | | | | | | |
| Valor médio | 0,958 | 13,551 | 1,160 | 9,582 | 1,510 | 5,149 | 2,939 | 4,473 |
| Desvio Padrão (MPa) | 0,056 | 3,430 | 0,187 | 0,734 | 0,084 | 0,850 | 0,398 | 0,533 |
| Coeficiente de variação (%) | 5,872 | 25,314 | 16,113 | 7,663 | 5,581 | 16,502 | 13,551 | 11,909 |
| CNZ_15%_nf | | | | | | | | |
| Valor médio | 1,087 | 11,034 | 1,362 | 8,507 | 2,411 | 5,562 | 4,517 | 5,593 |
| Desvio Padrão (MPa) | 0,073 | 0,866 | 0,022 | 0,579 | 0,212 | 0,148 | 0,905 | 1,480 |
| Coeficiente de variação (%) | 6,734 | 7,845 | 1,619 | 6,809 | 8,775 | 2,669 | 20,045 | 26,468 |
| CNZ_20%_nf | | | | | | | | |
| Valor médio | 1,091 | 11,857 | 1,441 | 7,089 | 3,211 | 5,757 | 8,572 | 5,411 |
| Desvio Padrão (MPa) | 0,074 | 1,217 | 0,167 | 1,896 | 0,155 | 0,604 | 1,169 | 1,816 |
| Coeficiente de variação (%) | 6,795 | 10,266 | 11,597 | 26,738 | 4,830 | 10,497 | 13,640 | 33,567 |

Tabela 26- Valor médio do módulo de deformabilidade tangente ($E_{tang.}$) do solo não melhorado, das misturas de solo-cal e solo-cimento

| Misturas | Módulos de deformabilidades médios a diferentes idades (MPa) | | | | |
|------------------------------|--|---------|----------|----------|---|
| | 7 dias | 14 dias | 28 dias | 90 dias | |
| Solo não melhorado | | | | | |
| Valor médio | - | - | - | 32,351 | |
| Desvio Padrão (MPa) | - | - | - | 4,066 | |
| Coefficiente de variação (%) | - | - | - | 12,567 | |
| Cal_5% | | | | | |
| Valor médio | 72,635 | 101,837 | 137,621 | 259,271 | - |
| Desvio Padrão (MPa) | 9,208 | 2,870 | 2,275 | 32,709 | - |
| Coefficiente de variação (%) | 12,677 | 2,818 | 1,653 | 12,616 | - |
| Cal_7.5% | | | | | |
| Valor médio | 87,505 | 96,417 | 159,480 | 481,328 | - |
| Desvio Padrão (MPa) | 11,859 | 5,342 | 8,718 | 16,895 | - |
| Coefficiente de variação (%) | 13,553 | 5,540 | 5,466 | 3,510 | - |
| Cal_10% | | | | | |
| Valor médio | 161,666 | 107,557 | 159,503 | 503,849 | - |
| Desvio Padrão (MPa) | 10,948 | 2,748 | 27,312 | 123,878 | - |
| Coefficiente de variação (%) | 6,772 | 2,555 | 17,123 | 24,586 | - |
| CMT_5% | | | | | |
| Valor médio | 455,679 | 442,507 | 600,945 | 700,984 | - |
| Desvio Padrão (MPa) | 19,356 | 68,880 | 147,876 | 10,517 | - |
| Coefficiente de variação (%) | 4,248 | 15,566 | 24,607 | 1,500 | - |
| CMT_7.5% | | | | | |
| Valor médio | 498,537 | 732,725 | 849,185 | 1170,819 | - |
| Desvio Padrão (MPa) | 76,375 | 58,594 | 59,611 | 120,927 | - |
| Coefficiente de variação (%) | 15,320 | 7,997 | 7,020 | 10,328 | - |
| CMT_10% | | | | | |
| Valor médio | 682,119 | 895,078 | 1314,275 | 1317,274 | - |
| Desvio Padrão (MPa) | 4,267 | 155,641 | 161,846 | 85,710 | - |
| Coefficiente de variação (%) | 0,625 | 17,389 | 12,314 | 6,507 | - |

Tabela 27- Valor médio do módulo de deformabilidade tangente ($E_{\text{tang.}}$) para misturas solo-cinzas ativadas alcalinamente

| Misturas | Módulos de deformabilidades médios a diferentes idades (MPa) | | | |
|-----------------------------|--|---------|---------|----------|
| | 7 dias | 14 dias | 28 dias | 90 dias |
| CNZ_10% | | | | |
| Valor médio | - | 10,797 | 71,925 | - |
| Desvio Padrão (MPa) | - | 2,406 | 28,315 | - |
| Coeficiente de variação (%) | - | 22,288 | 39,367 | - |
| CNZ_15% | | | | |
| Valor médio | - | 17,096 | 129,422 | - |
| Desvio Padrão (MPa) | - | 1,665 | 23,109 | - |
| Coeficiente de variação (%) | - | 9,742 | 17,855 | - |
| CNZ_10%_nf | | | | |
| Valor médio | 136,350 | 188,461 | 447,394 | 893,543 |
| Desvio Padrão (MPa) | 8,065 | 25,590 | 107,803 | 222,985 |
| Coeficiente de variação (%) | 5,915 | 13,579 | 24,096 | 24,955 |
| CNZ_15%_nf | | | | |
| Valor médio | 196,957 | 300,818 | 629,130 | 1166,420 |
| Desvio Padrão (MPa) | 15,010 | 35,004 | 80,327 | 410,945 |
| Coeficiente de variação (%) | 7,621 | 11,636 | 12,768 | 35,231 |
| CNZ_20%_nf | | | | |
| Valor médio | 158,711 | 306,961 | 766,671 | 2459,809 |
| Desvio Padrão (MPa) | 30,616 | 59,728 | 194,575 | 962,177 |
| Coeficiente de variação (%) | 19,290 | 19,458 | 25,379 | 39,116 |

Uma análise geral aos resultados apresentados nas tabelas anteriores permite verificar que, de forma geral, os valores de desvio padrão e do coeficiente de variação da resistência máxima e do módulo de deformabilidade são relativamente baixos, o que permite inferir que os resultados alcançados são consistentes. Os resultados das formulações solo-cinzas ativadas estão associados a coeficientes de variabilidade mais elevados o que pode ser explicado pela dificuldade acrescida em garantir a homogeneidade nestas misturas quando comparadas com as misturas solo-cal ou solo-cimento.

De uma forma global os resultados das tensões máximas e do módulo de deformabilidade são consistentes com a idade dos provetes e com a quantidade de ligante adicionada. Com efeito, salvo algumas exceções, os parâmetros referidos anteriormente aumentam com o aumento do tempo de cura e da quantidade de ligante. As exceções mais

relevantes estão relacionadas com as misturas melhoradas com cal, em que o aumento da resistência apenas é mais visível nos ensaios para os 90 dias de idade em todas as formulações. De salientar que a mistura que conduziu a uma maior resistência e rigidez foi a mistura CNZ_20%_nf aos 90 dias, o que sublinha o potencial desta técnica na aplicação em estudo.

Na Figura 50 é possível visualizar as curvas tensão-extensão do solo não melhorado em duas escalas distintas onde, na Figura 50 (a) foi adotada uma escala que permitisse visualizar com maior nitidez o comportamento do solo e, na Figura 50 (b), a curva tensão-extensão na escala adotada para a representação de todos os gráficos das misturas solo-ligante para uma maior comparabilidade. Para cada mistura e tempo de cura é apresentado, no mesmo gráfico, a curva tensão-extensão dos três provetes ensaiados bem como a curva média dos resultados. É possível verificar que as curvas dos 3 provetes são bastante consistentes mostrando que o método adotado para a construção dos provetes é satisfatório. O comportamento do material em compressão uniaxial apresenta um pico o que seria expectável dado o grau de compactação do material.

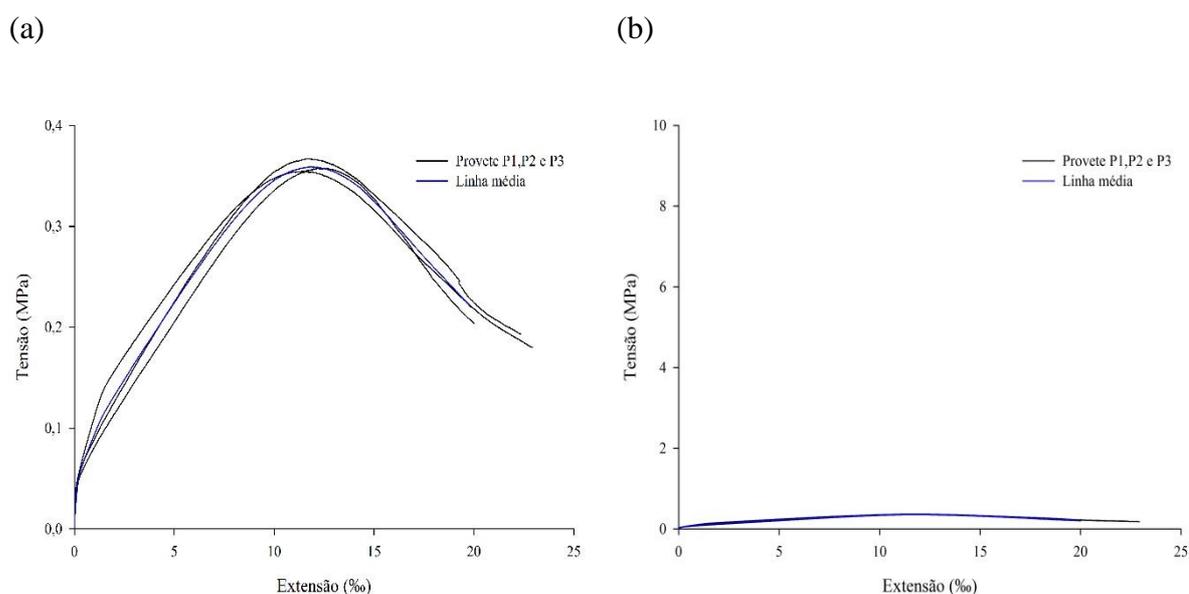


Figura 50-Curva tensão-extensão para o solo não melhorado: (a) Escala amplificada; (b) Escala adotada nos restantes gráficos

Nos subcapítulos seguintes será analisada, de forma detalhada, a evolução do módulo de deformabilidade tangente e da resistência máxima nas diferentes idades, para cada mistura solo-ligante, onde serão apresentadas as respetivas curvas tensão-extensão. A representação das curvas foi realizada em duas escalas distintas. Foi adotada uma escala gráfica local, adequada

para cada tipo de material e uma escala global, de forma a permitir visualizar, de forma imediata, as diferenças de comportamento exibido entre as misturas solo-ligante.

5.1.1 Análise dos resultados obtidos nas misturas melhoradas com cal

Nas Figuras 51, 52, 53 e 54 é possível visualizar todas as curvas tensão-extensão das misturas solo-cal aos 7, 14, 28 e 90 dias de idade.

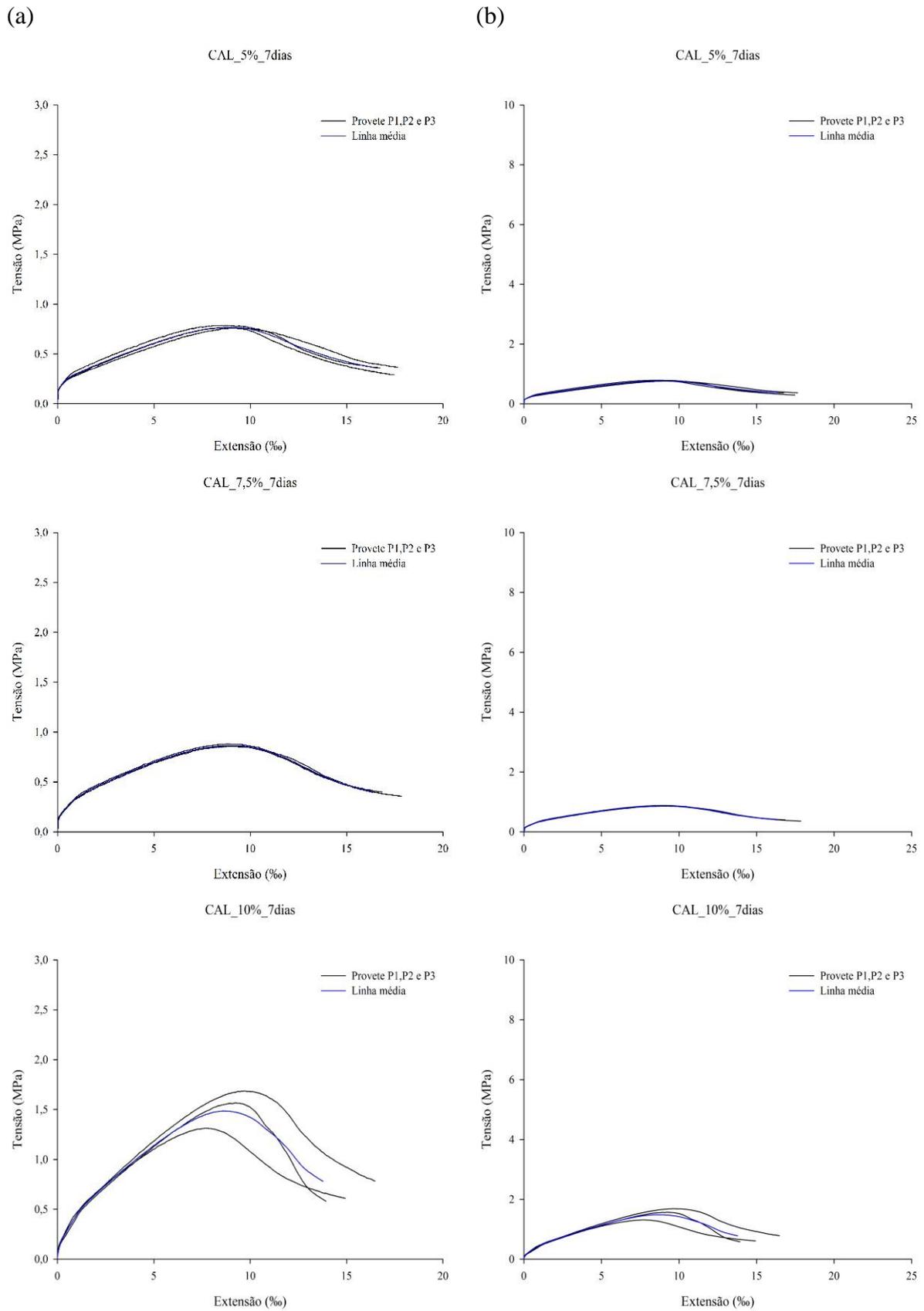


Figura 51-Curvas tensão-extensão das misturas solo-cal aos 7 dias de idade: (a) Escala local
(b) Escala comum a todas as misturas

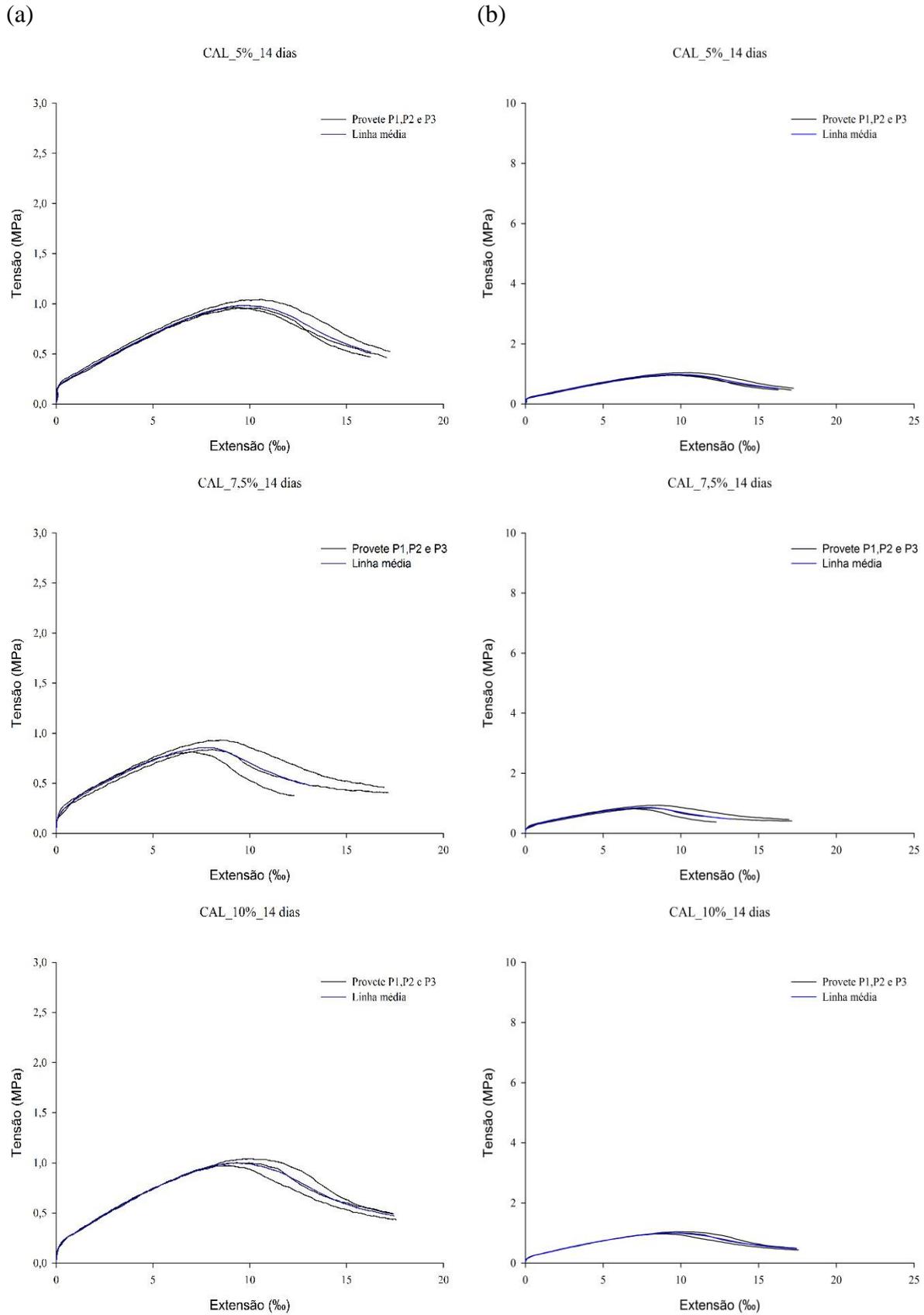


Figura 52-Curvas tensão-extensão das misturas solo-cal aos 14 dias de idade: (a) Escala local
 (b) Escala comum a todas as misturas

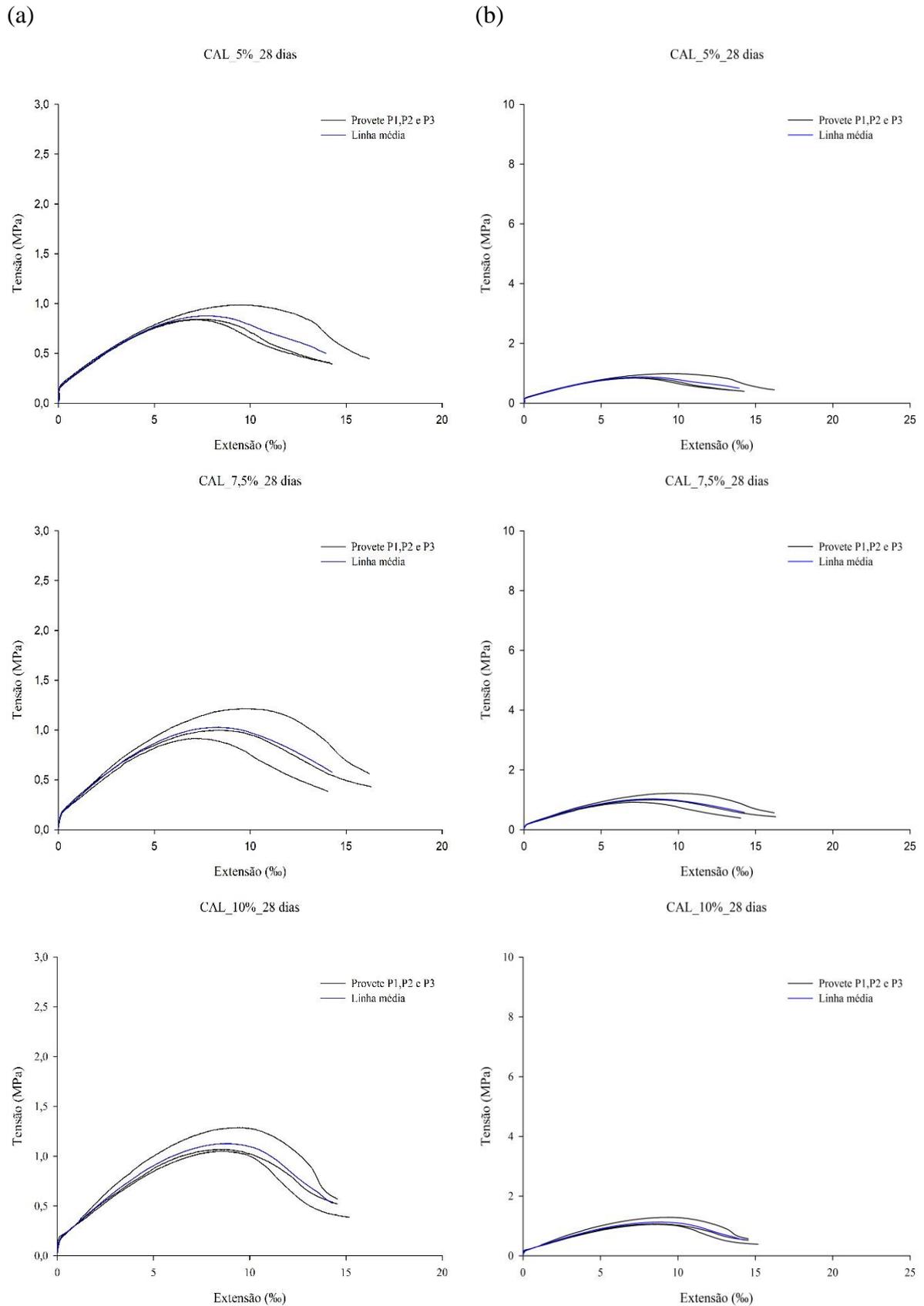
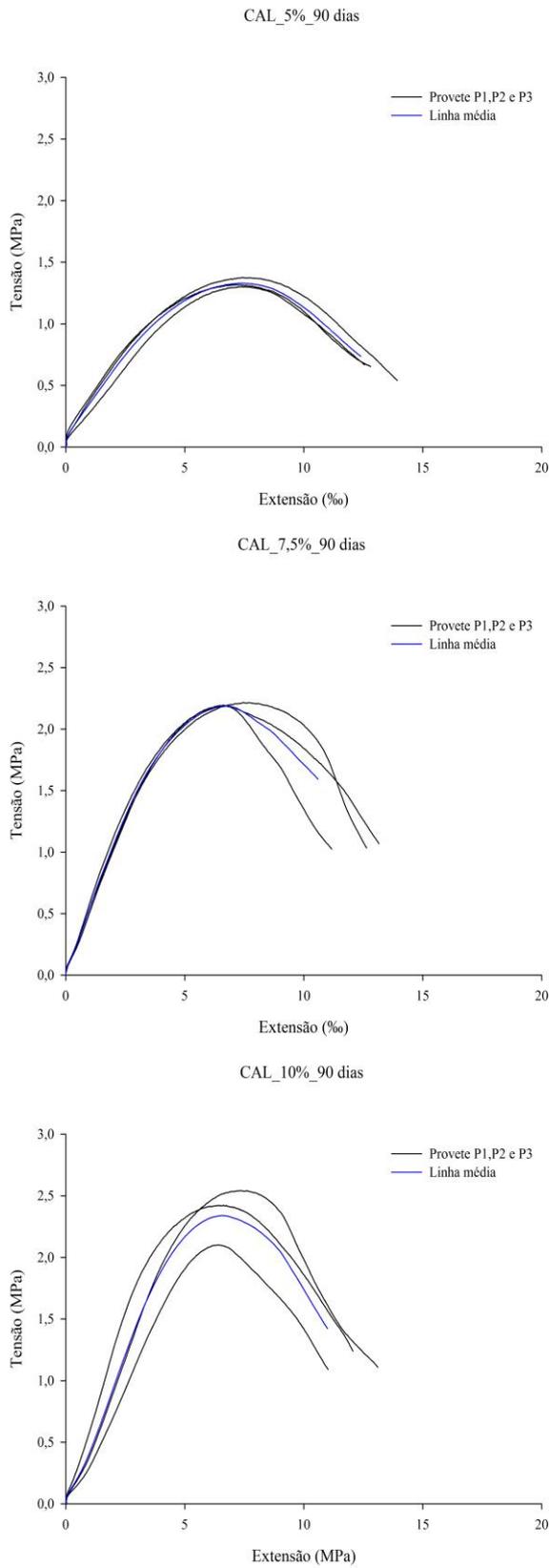


Figura 53 -Curvas tensão-extensão das misturas solo-cal aos 28 dias de idade: (a) Escala local
(b) Escala comum a todas as misturas

(a)



(b)

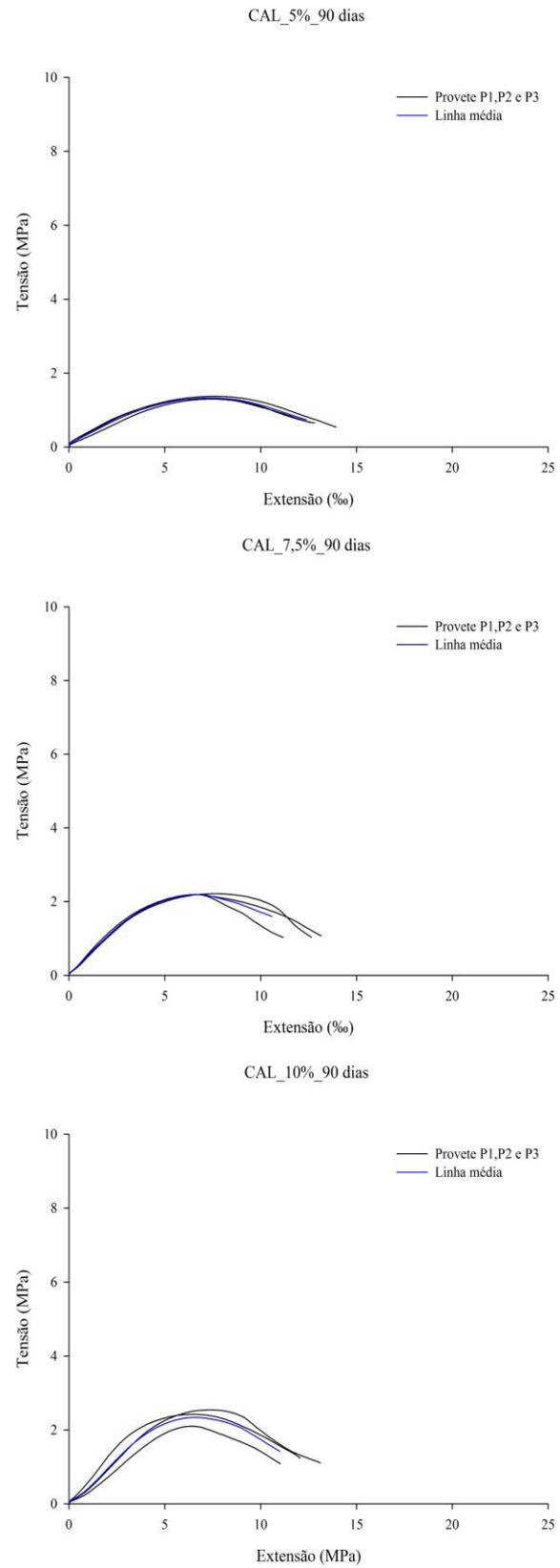


Figura 54-Curvas tensão-extensão das misturas solo-cal aos 90 dias de idade: (a) Escala local
(b) Escala comum a todas as misturas

É possível verificar que as curvas para cada conjunto de provetes apresentam resultados bastante próximos o que evidencia a homogeneidade conseguida durante a execução e o processo de fabrico dos provetes. A análise preliminar das curvas tensão-extensão das misturas solo-cal e a sua comparação com as curvas de solo não melhorado permitiu observar que a adição de cal ao solo, independentemente do teor adicionado, conferiu às misturas um comportamento pós-pico mais frágil (Figura 50). Verificou-se também que as misturas solo-cal apresentam um valor de extensão média de pico inferior à do solo original.

Nas Figuras 55 e 56 encontram-se representados, o valor da tensão máxima (MPa) e do módulo de deformabilidade tangente (MPa) para todas as misturas solo-cal aos 7, 14, 28 e 90 dias de idade.

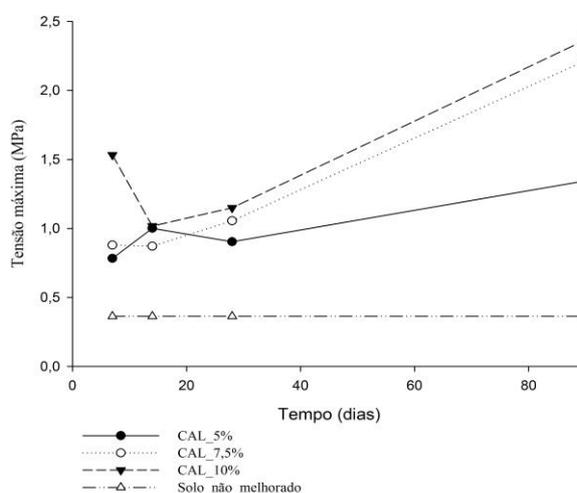


Figura 55- Tensão máxima média à compressão das misturas solo-cal aos 7, 14, 28 e 90 dias

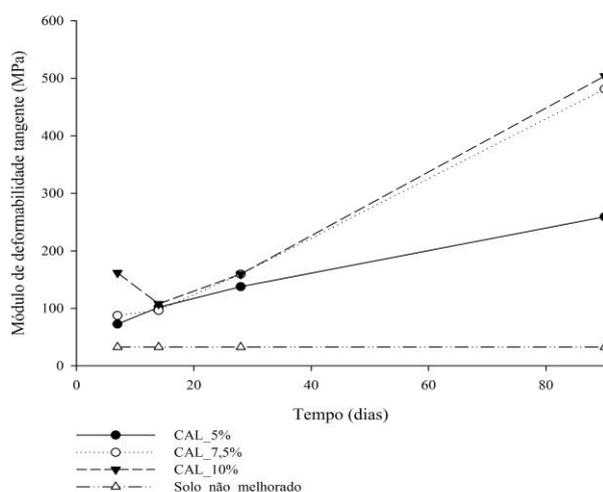


Figura 56- Módulo de deformabilidade médio das misturas solo-cal aos 7, 14, 28 e 90 dias de idade

A análise dos resultados das misturas solo-cal aos 7 dias de idade (Tabelas 24 e 26 e Figuras 55 e 56) permitiu compreender que a adição de 5%, 7,5% e 10% de cal traduziu-se respetivamente, num aumento percentual de rigidez em relação ao solo original de 124,5%, 170,5% e 399,7%. No que diz respeito à evolução da resistência à compressão, as misturas CAL_5%, CAL_7,5% e CAL_10% apresentaram aumentos percentuais em relação ao solo original de 115,8%, 142,2% e 322,6%. Assim sendo, a adição de 5% de cal mais do que duplicou a resistência e rigidez original do solo e a adição de 10% de cal quadruplicou a resistência máxima, ao fim de apenas 7 dias. O rápido aumento inicial da resistência em relação ao solo não melhorado é bastante perceptível em todas as misturas em estudo, nos ensaios realizados aos 7 dias de idade, e ajusta-se ao modelo teórico descrito no Capítulo 2.2.2, enquadrando-se na fase I designada por floculação, onde ocorre a agregação das partículas finas do solo em flocos e a fração argilosa assume um comportamento de um silte. Este processo é responsável pelo acréscimo de resistência devido ao aumento do ângulo de atrito do solo. No entanto, este ganho inicial de resistência não está diretamente relacionado com os ganhos de resistência a longo prazo que resultam das reações entre a cal e os minerais da argila (Cristelo, 2001).

Dos 7 aos 14 dias de idade, as misturas CAL_5% e CAL_7,5% apresentaram um aumento de rigidez de 40,2% e 10,2%, contrariamente à mistura CAL_10%, onde se verificou um decréscimo de 33,5%. Nas misturas CAL_5% verificou-se um ganho de resistência de 27,9%. Nas misturas CAL_7,5% e CAL_10% ocorreu um decréscimo de resistência de 0,9% e 33,5%. A inconstância na evolução do módulo de deformabilidade e resistência máxima nas misturas estabilizadas com cal também foi verificada noutros estudos (Cristelo, 2001; Neves, 2009).

Dos 14 aos 28 dias de idade, as misturas CAL_5%, CAL_7,5% e CAL_10% exibiram, respetivamente, um aumento percentual de rigidez de 35,1%, 65,4% e 48,3%. Aos 28 dias de idade, as misturas CAL_7,5% e CAL_10% apresentaram um módulo de deformabilidade de 160 MPa e a mistura CAL_5%, de 137,6 MPa. Assim sendo, embora o ganho de rigidez ao longo do tempo se tenha processado de forma distinta, as três misturas exibiram módulos de deformabilidade bastante semelhantes. As misturas CAL_7,5% e CAL_10% apresentaram ganhos percentuais de resistência de 21,1% e 13,0%, respetivamente. Na mistura CAL_5% o valor da resistência manteve-se praticamente constante. Aos 28 dias de idade, as 3 misturas apresentaram uma resistência, na ordem dos 1 MPa.

De uma forma geral, entre os 7 e 28 dias de idade pode afirmar-se que ocorreu um aumento da resistência e rigidez com o aumento do tempo de cura. Contudo, esse incremento é menos pronunciado do que até aos 7 dias. Com base nestes resultados, podemos inferir que, após o ganho inicial de resistência das misturas (medido aos 7 dias de idade), dos 7 aos 28 dias de idade não se verificaram evoluções de resistência e rigidez significativas. De um modo geral, estes resultados estão em conformidade com a fase 2, descrita no Capítulo 2.2.2, do Estado de Conhecimento. Trata-se de um período onde se começam a formar os núcleos de silicato de cálcio hidratado nos pontos de contacto entre os bordos das partículas de argila, mas a quantidade de reações ocorridas ainda não é significativa para se traduzir num aumento significativo da resistência e de rigidez na mistura (Cristelo, 2001).

Dos 28 aos 90 dias de idade verificou-se um acréscimo mais acentuado da resistência e da rigidez. As misturas CAL_5%, CAL_7,5% e CAL_10% exibiram incrementos percentuais de resistência de 48,8%, 110% e 105,9% e rigidez de 88,4%, 201,8% e 215,9%, respetivamente. Durante este período de tempo, a adição de 7,5% e de 10% de cal ao solo, duplicou a resistência e triplicou a rigidez da mistura, em relação aos resultados observados aos 28 dias. A mistura CAL_5%, aos 90 dias de idade, apresentou uma resistência de 1,3 MPa e um módulo de deformabilidade de 259,3 MPa. As misturas CAL_7,5% e CAL_10% apresentaram, respetivamente, módulos de deformabilidade de 481,3 MPa e 503,8 MPa e resultados bastante similares de resistência, na ordem dos 2,2 MPa.

A análise quantitativa dos resultados das misturas solo-cal aos 90 dias de idade permitiu compreender, de forma geral, que a adição de 5%, de cal ao solo conduziu a resultados de resistência e módulo 4 e 8 vezes superiores, enquanto, a adição de 7,5% e 10% de cal a resistências e módulos, respetivamente, 6 e 15 vezes superiores. Não se observou uma diferença muito significativa entre os resultados nas misturas CAL_7,5% e CAL_10%.

Os resultados aos 90 dias de idade permitiram então avaliar, com maior clareza, a relação entre o teor inicial em cal adicionado ao solo e os respetivos ganhos de resistência e rigidez verificando-se, em conformidade com a pesquisa bibliográfica realizada, que quanto maior foi o teor de cal inicial adicionado, maiores foram os valores médios de resistência máxima e rigidez das misturas. Cristelo (2001) afirma que a adição inicial de maiores percentagens de cal conduz à formação de maiores quantidades de materiais cimentícios na mistura. Além disso, a adição de maiores quantidades de cal permite ainda que a mesma esteja disponível para reagir na mistura por um período mais alargado de tempo. Estes fatores conjugados resultam num valor de resistência à compressão uniaxial e rigidez superior para o mesmo tempo de cura.

O comportamento exibido está de acordo com os estudos realizados por Duvigneaud (2008, citado por Neves 2009) que verificou, através da análise de micro-consumos de cal, que o aumento de resistência ocorre em duas fases, com velocidades distintas. Na primeira fase, o crescimento da resistência processa-se de forma mais lenta contrariamente à segunda fase, onde é visível um rápido aumento da resistência devido à evolução dos produtos pozolânicos formados durante a primeira fase, com a criação de fortes ligações entre as partículas o que explica o comportamento “cimentado” dos solos tratados.

Com base nos resultados obtidos é possível afirmar que a mistura CAL_10% foi a mistura que conduziu a melhores resultados nas características mecânicas em estudo. Nesta formulação foram então realizados ensaios mais detalhados que serão apresentados posteriormente.

5.1.2 Análise dos resultados obtidos nas misturas melhoradas com cimento

As curvas tensão-extensão das misturas solo-cimento encontram-se apresentadas nas Figuras 57 e 58 onde é possível visualizar, respetivamente, os resultados aos 7 e 14 dias, e aos 28 e 90 dias de cura. Neste caso, a representação dos resultados foi realizada apenas numa única escala visto que os resultados adaptaram-se, de forma satisfatória, à escala adotada para a representação geral dos resultados das misturas solo-ligante.

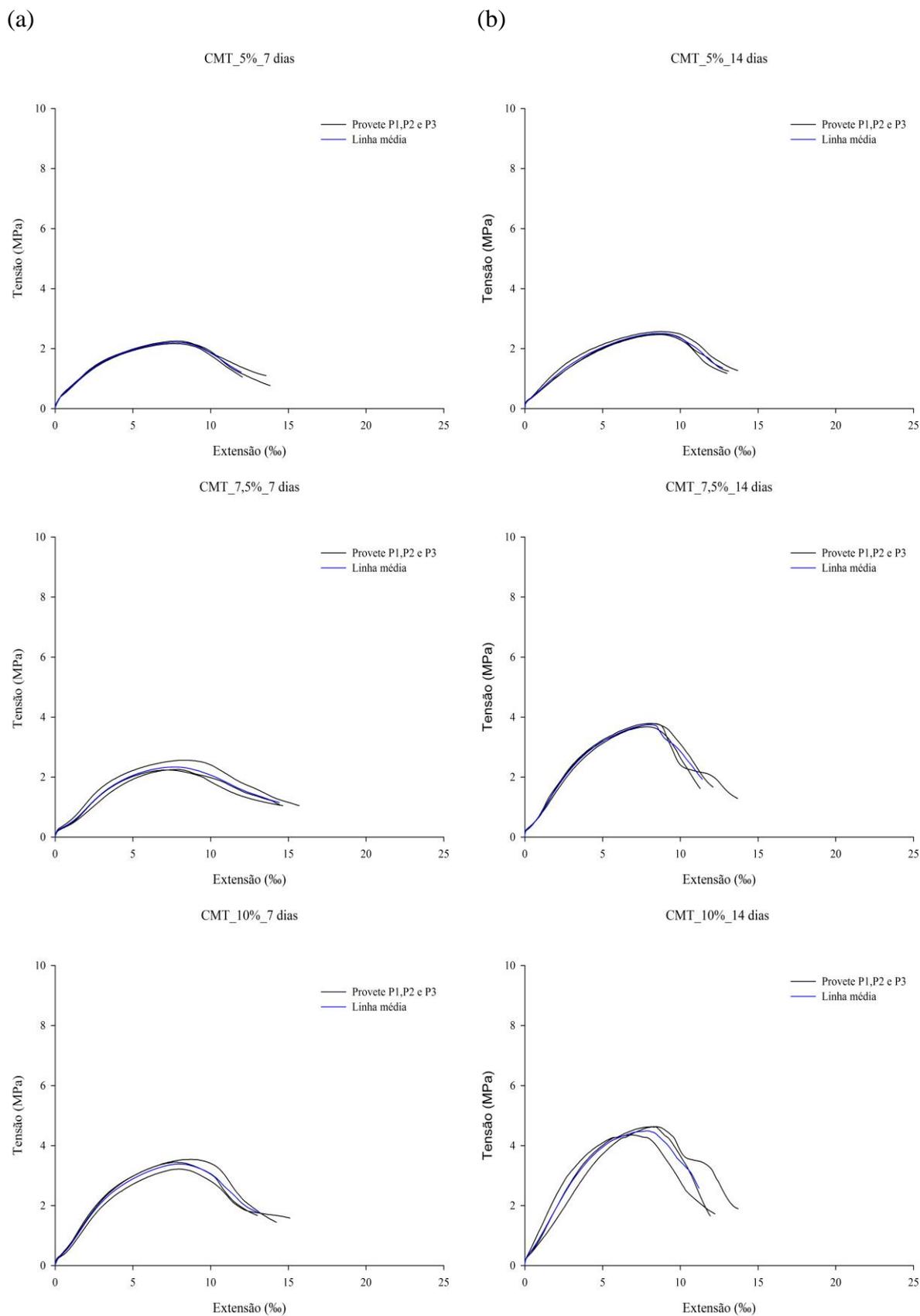


Figura 57-Curvas tensão-extensão das misturas de solo-cimento: (a) Aos 7 dias de idade; (b) Aos 14 dias de idade

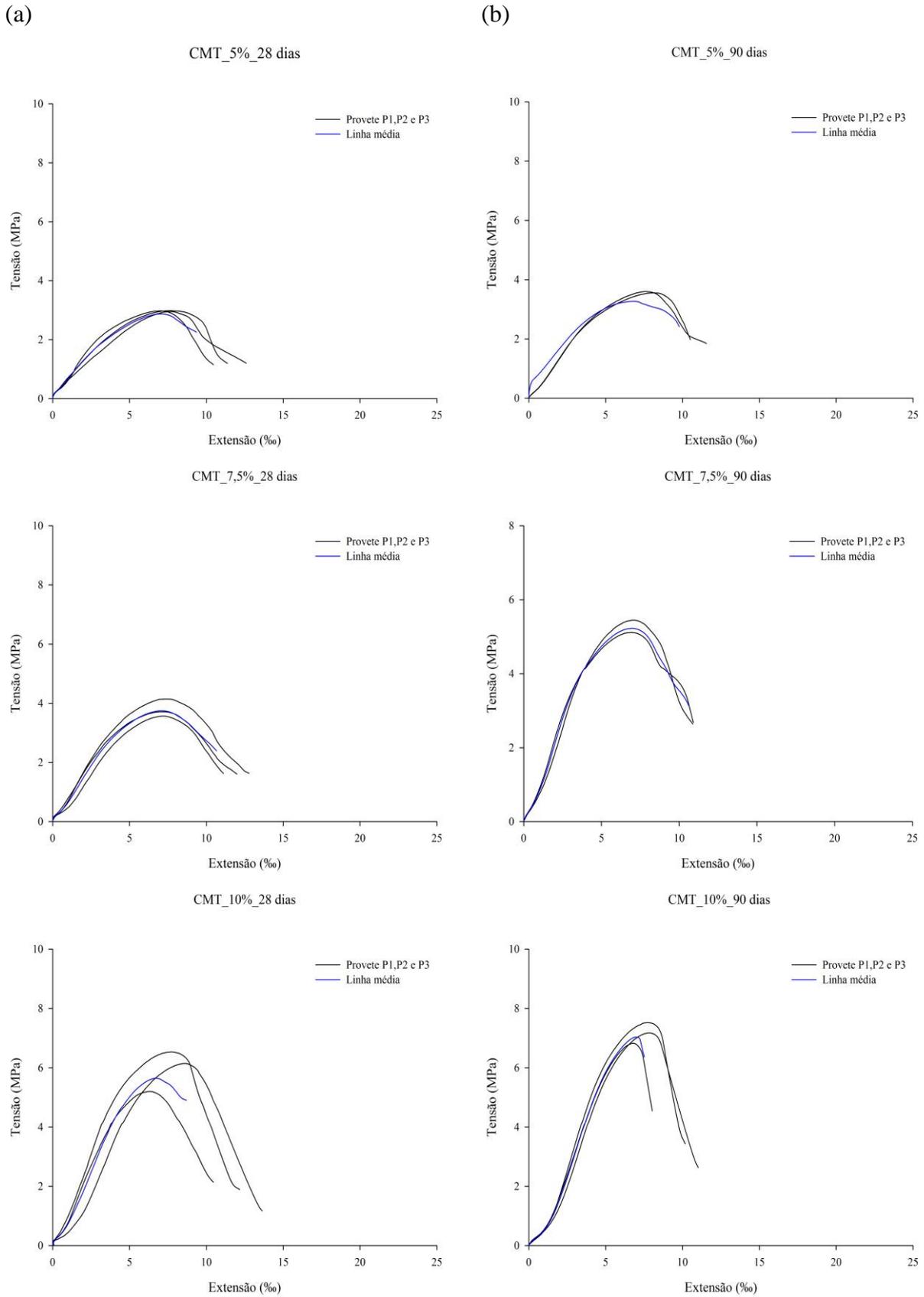


Figura 58- Curvas tensão-extensão das misturas de solo-cimento: (a) Aos 28 dias de idade; (b) Aos 90 dias de idade

Neste caso, à semelhança do comportamento apresentado pelas curvas solo-cal, é possível verificar que as curvas para cada conjunto de provetes apresentam resultados bastante próximos o que evidencia a homogeneidade conseguida durante a execução e o processo de fabrico dos provetes. A análise das curvas tensão-extensão das misturas solo-cimento e a sua comparação com as curvas de solo não melhorado (Figura 50) permitiu verificar que a adição de cimento, à semelhança da cal, conferiu à mistura um comportamento pós-pico mais frágil, e que estas misturas possuem valores médios de deformação de pico inferiores ao solo não melhorado.

A análise das curvas tensão-extensão (Figura 57 e 58) e dos resultados das misturas solo-cimento (Tabelas 24 e 26) permitiu constatar que, aos 7 dias de idade, a adição de 5% e 7,5% de cimento traduziu-se num valor de resistência e módulo de deformabilidade 6 e 14 vezes superiores aos valores correspondentes obtidos para o solo não melhorado. A diferença mais pronunciada foi verificada nas misturas CMT_10%, que apresentaram uma resistência e um módulo de deformabilidade 9 e 21 vezes superiores aos valores obtidos para o solo original.

Nas Figuras 59 e 60 encontram-se representados os valores da tensão máxima (MPa) e do módulo de deformabilidade tangente (MPa) aos 7, 14, 28 e 90 dias de idade para as misturas solo-cimento.

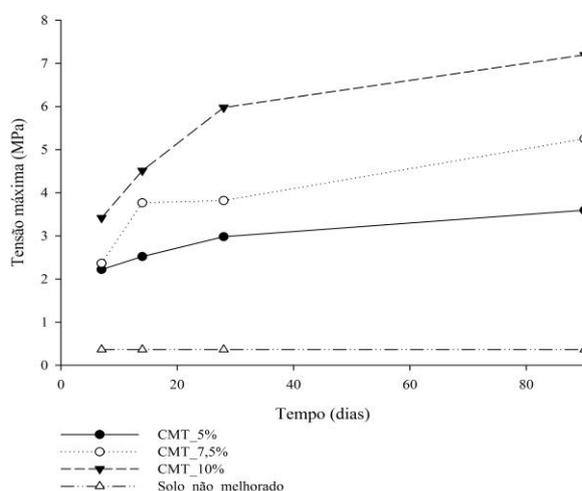


Figura 59- Tensão máxima média à compressão das misturas solo-cimento aos 7, 14, 28 e 90 dias

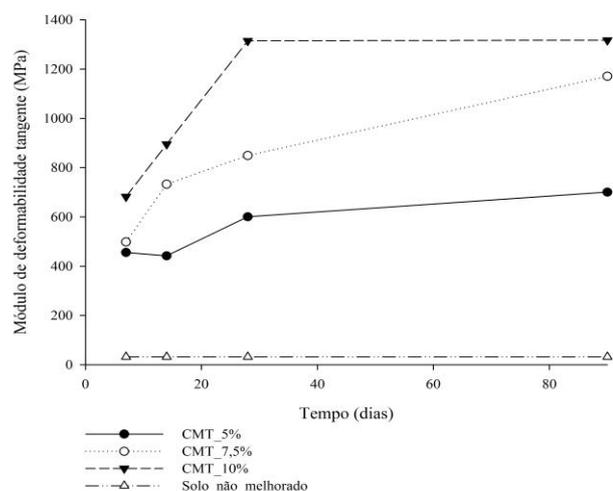


Figura 60- Módulo de deformabilidade médio das misturas solo-cimento aos 7, 14, 28 e 90 dias de idade

Dos 7 aos 14 dias de idade, verificou-se que as misturas CMT_5%, CMT_7,5% e CMT_10% exibiram um crescimento percentual de resistência de 11,2%, 59,4% e 32,1%. Durante este período, verificou-se que o módulo de deformabilidade da mistura CMT_5% manteve-se praticamente constante e nas misturas CMT_7,5% e CMT_10% foi visível, respectivamente, um aumento de 47% e 31,2%.

Dos 14 aos 28 dias de idade, as misturas CMT_5%, CMT_7,5% e CMT_10% apresentaram um aumento de resistência de 18,2%, 1,4% e 32,4% e de módulo de deformabilidade de 35,8%, 15,9% e 46,8%. Nas misturas solo-cimento são visíveis valores bastante distintos de módulo de deformabilidade e resistência máxima, sendo que, a formulação CMT_10% foi a que exibiu valores mais elevados de resistência máxima (aproximadamente 6 MPa) e módulo de deformabilidade (1314,3 MPa).

Dos 28 aos 90 dias de idade, o crescimento das propriedades mecânicas foi menos acentuado verificando-se apenas, nas misturas CMT_5%, CMT_7,5% e CMT_10% um incremento de resistência de 20,6%, 37,4% e 20,5% e rigidez de 16,6%, 37,9% e 0,3%, respectivamente.

Nos resultados obtidos é facilmente perceptível que o maior incremento de resistência e rigidez ocorreu até aos 7 dias de idade e que, após os 28 dias de idade, esse incremento é pouco significativo. Este comportamento é expectável já que é amplamente conhecido que em misturas com cimento, a maior parte dos ganhos de resistência e rigidez acontecem até aos primeiros 28 dias de idade, período onde se desenvolvem com maior intensidade as reações do

cimento. Após este período, as reações de hidratação continuam a desenvolver-se, mas decrescem ao longo do tempo contrariamente às misturas de solo-cal onde, após os 28 dias de idade, é ainda visível um crescimento bastante considerável destas propriedades.

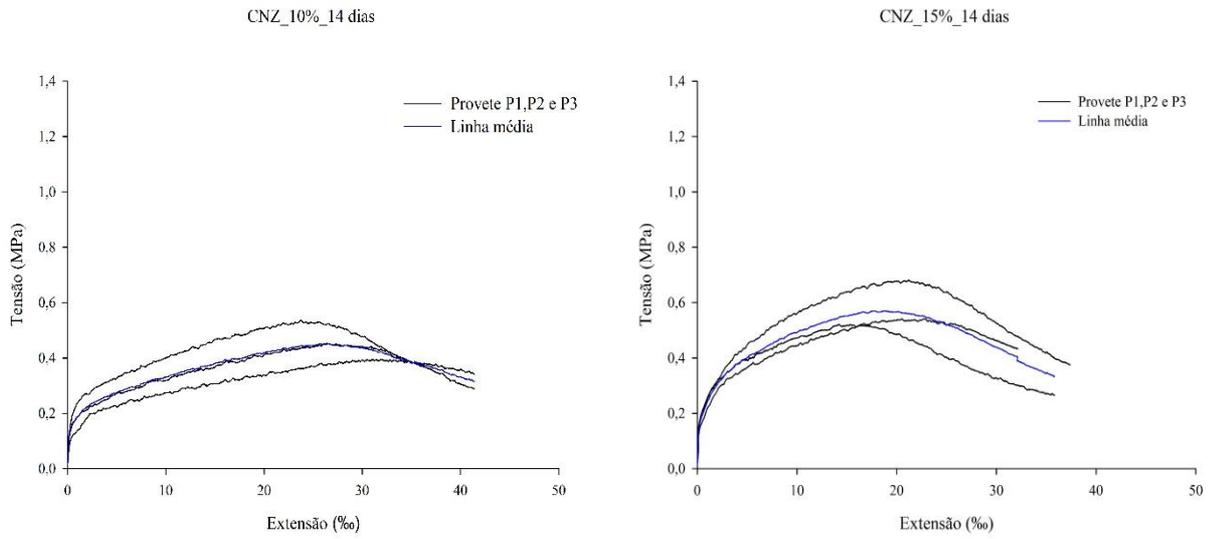
A análise quantitativa dos resultados das misturas solo-cimento aos 90 dias de idade permitiu compreender, de forma geral, que a adição de 5% de cimento ao solo conduziu a resistências e módulo 10 e 22 vezes superiores, enquanto, a adição de 7,5% e 10% de cimento a resistências 15 e 19 vezes e módulos, respetivamente, 36 e 41 vezes superiores.

A formulação CMT_10% foi a que conduziu aos resultados mais elevados de resistência e principalmente de rigidez, sendo este um dos parâmetro mais relevante quando se pretende efetuar o melhoramento superficial de solos. Assim sendo, nesta formulação foram realizados ensaios laboratoriais mais detalhados, que serão apresentados posteriormente.

5.1.3 Análise dos resultados obtidos nas misturas melhoradas com cinzas volantes

Neste sub-capítulo são analisados os resultados obtidos, ao nível da resistência e do módulo de deformabilidade nas misturas solo-cinzas ativadas. Primeiramente serão apresentados e analisados os resultados obtidos para as formulações de cinzas constituídas com 16,3% de teor em água na fase líquida. Nas Figuras 61 e 62 estão representadas as curvas tensão-extensão para as formulações CNZ_10% e CNZ_15% aos 14 e 28 dias de cura, respetivamente.

(a)



(b)

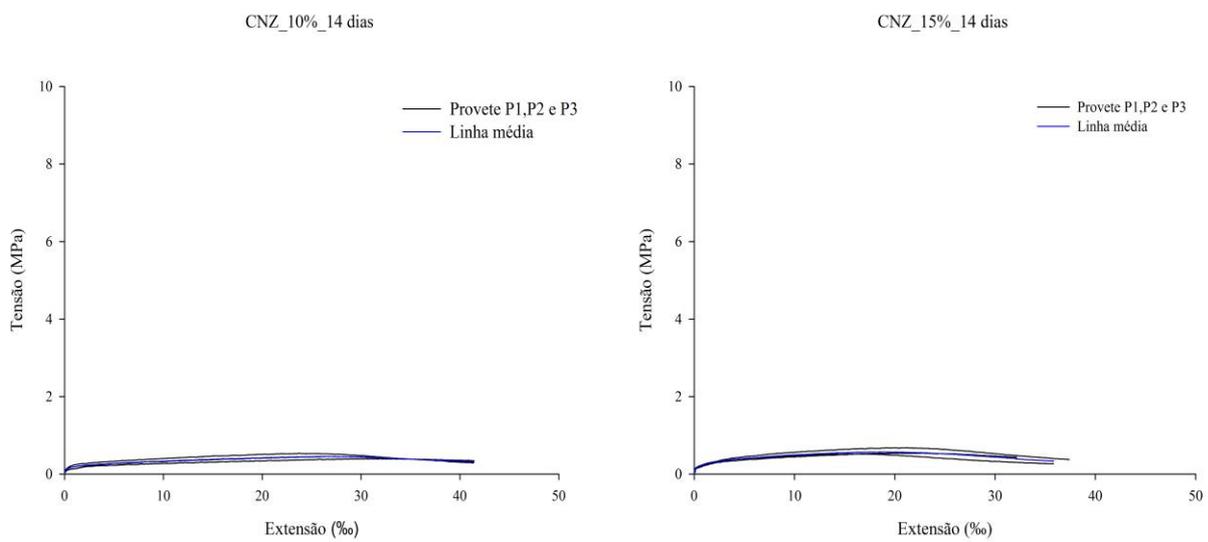


Figura 61-Curvas tensão-extensão das misturas CNZ_10% e CNZ_15% aos 14 dias de idade:

(a) Escala local; (b) Escala comum a todas as misturas

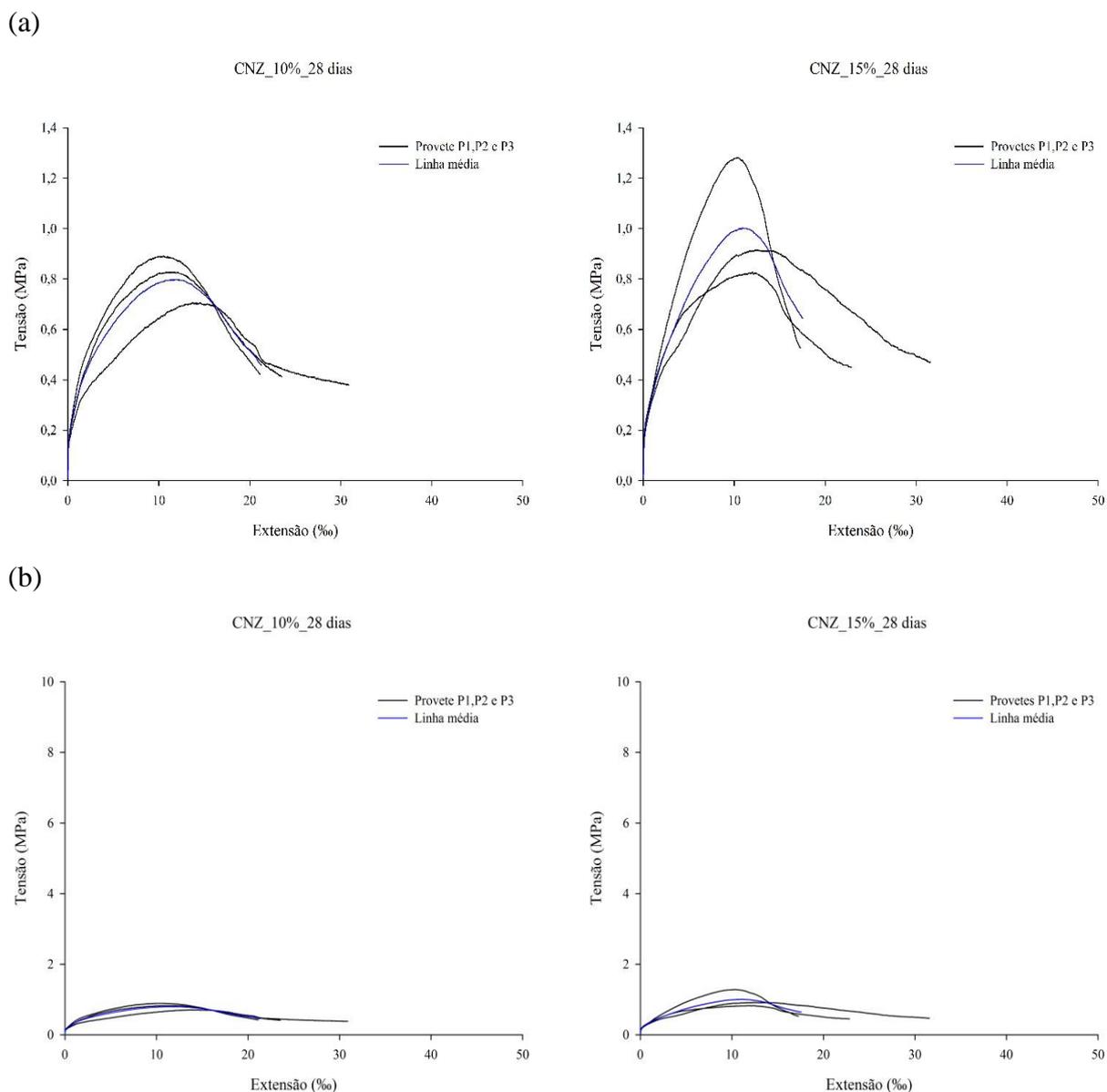


Figura 62-Curvas tensão-extensão das misturas CNZ_10% e CNZ_15% aos 28 dias de idade:

(a) Escala local; (b) Escala comum a todas as misturas

Tal como foi referido no Capítulo 4, inicialmente foram realizados ensaios laboratoriais para determinação das condições ótimas de compactação (Proctor Modificado). Contudo, para as misturas ativadas alcalinamente, esses ensaios não foram realizados com ativador, mas com água. O resultado obtido do teor ótimo em água foi diretamente traduzido em quantidade de água presente na fase líquida do ativador, ou seja, a fase líquida destas misturas é constituída por 16,3% de água, proveniente da solução de hidróxido de sódio e da solução silicato de sódio. Este procedimento veio a revelar-se inadequado já que se verificou que os provetes continham uma quantidade muito elevada de fase líquida.

À semelhança do comportamento apresentado anteriormente pelas curvas solo-cimento ou solo-cal, as curvas solo-cinzas ativadas apresentam também um pico bem definido, o que é comum em misturas de solo artificialmente cimentado (Figuras 61 e 62). Contudo, os resultados obtidos por estas misturas são bastante inferiores aos resultados conseguidos com cal e cimento, para os mesmos tempos de cura.

Após a realização dos ensaios de compressão uniaxial aos 14 dias de idade (Tabelas 25 e 27) verificou-se, nas misturas CNZ_10% e CNZ_15%, um aumento percentual de resistência de 30% e 62,6% e um decréscimo de rigidez de 66,6 % e 47,2 % respetivamente, em relação ao solo não melhorado. Os resultados obtidos ficaram assim bastante aquém dos resultados expectáveis. Além disso, aquando do fabrico dos provetes observou-se que a sua superfície estava bastante húmida, o que indicou que, provavelmente a mistura continha excesso de água.

Dos 14 aos 28 dias de idade, as misturas CNZ_10% e CNZ_15% apresentaram um aumento bastante significativo de rigidez. A mistura CNZ_10% apresentou uma rigidez aproximadamente 6 vezes superior à verificada aos 14 dias de idade. Relativamente aos ganhos de resistência, as misturas apresentaram um aumento percentual na ordem dos 70%. Aos 28 dias de idade, é possível verificar o efeito das reações nestes dois parâmetros. Contudo, os resultados obtidos continuavam abaixo dos resultados expectáveis. A mistura CNZ_15% é a mistura com melhores resultados do ponto de vista mecânico, possuindo apenas 1 MPa de resistência máxima e um módulo de deformabilidade tangente de 129,4 MPa.

Nas Figuras 63 e 64 encontram-se representados os valores médios de tensão máxima e do módulo de deformabilidade tangente aos 14 e 28 dias de idade para estas misturas.

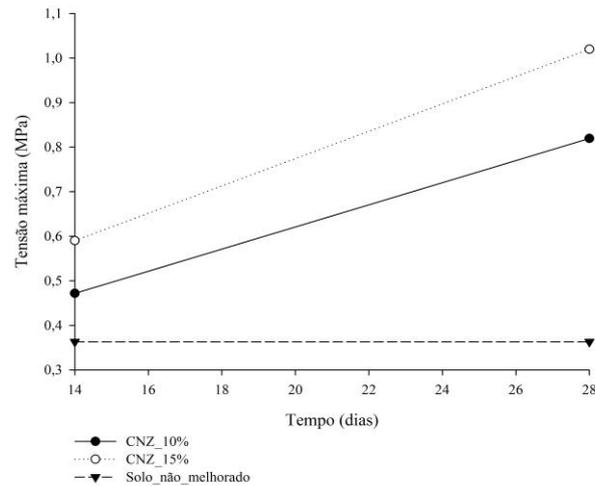


Figura 63- Tensão média máxima à compressão das misturas CNZ_10% e CNZ_15% aos 14 e 28 dias de idade

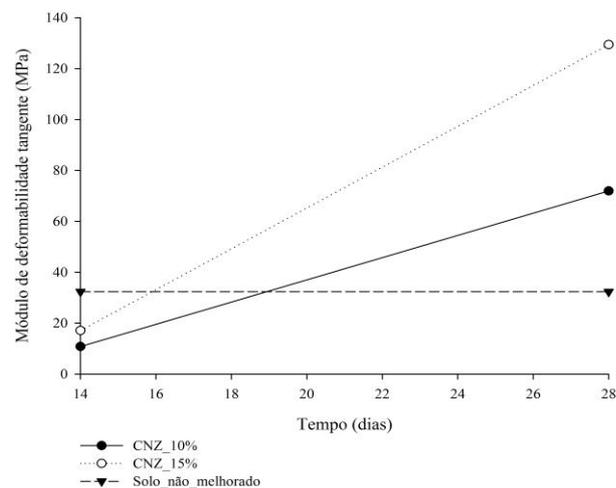


Figura 64- Módulo de deformabilidade médio das misturas CNZ_10% e CNZ_15% aos 14 e 28 dias de idade

Posto isto, optou-se então por realizar uma nova campanha experimental de provetes, com um teor em água de 13% e percentagens de 10%, 15% e 20% de cinzas volantes. Nas Figuras 65, 66, 67 e 68 estão representadas as curvas tensão-extensão para as misturas CNZ_10%_nf, CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf aos 7, 14, 28 e 90 dias de idade.

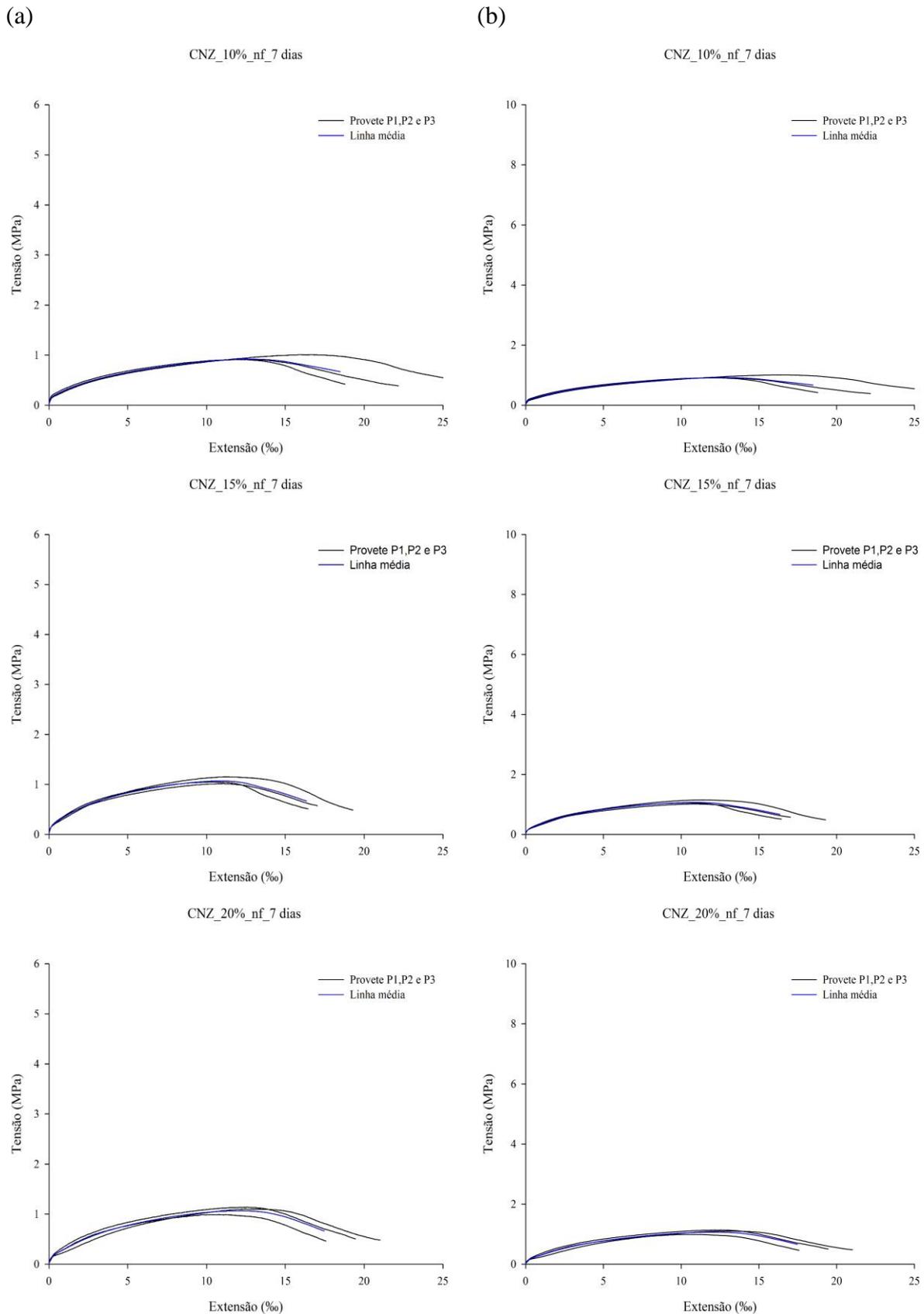


Figura 65- Curvas tensão-extensão das misturas CNZ_10%_nf, CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf aos 7 dias de idade: (a) Escala local (b) Escala comum a todas as misturas

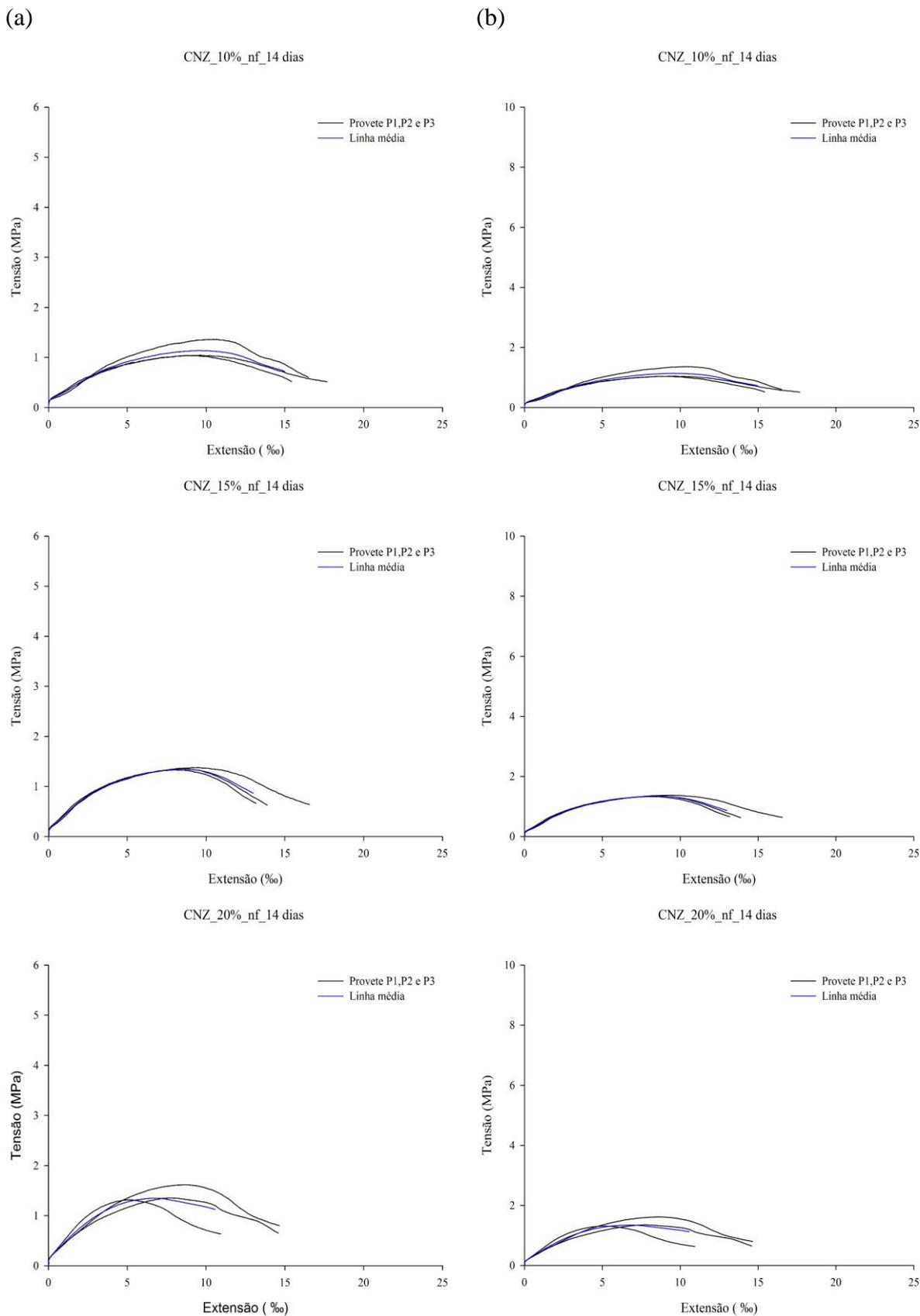


Figura 66- Curvas tensão-extensão das misturas CNZ_10%_nf, CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf aos 14 dias de idade: (a) Escala local; (b) Escala comum a todas as misturas

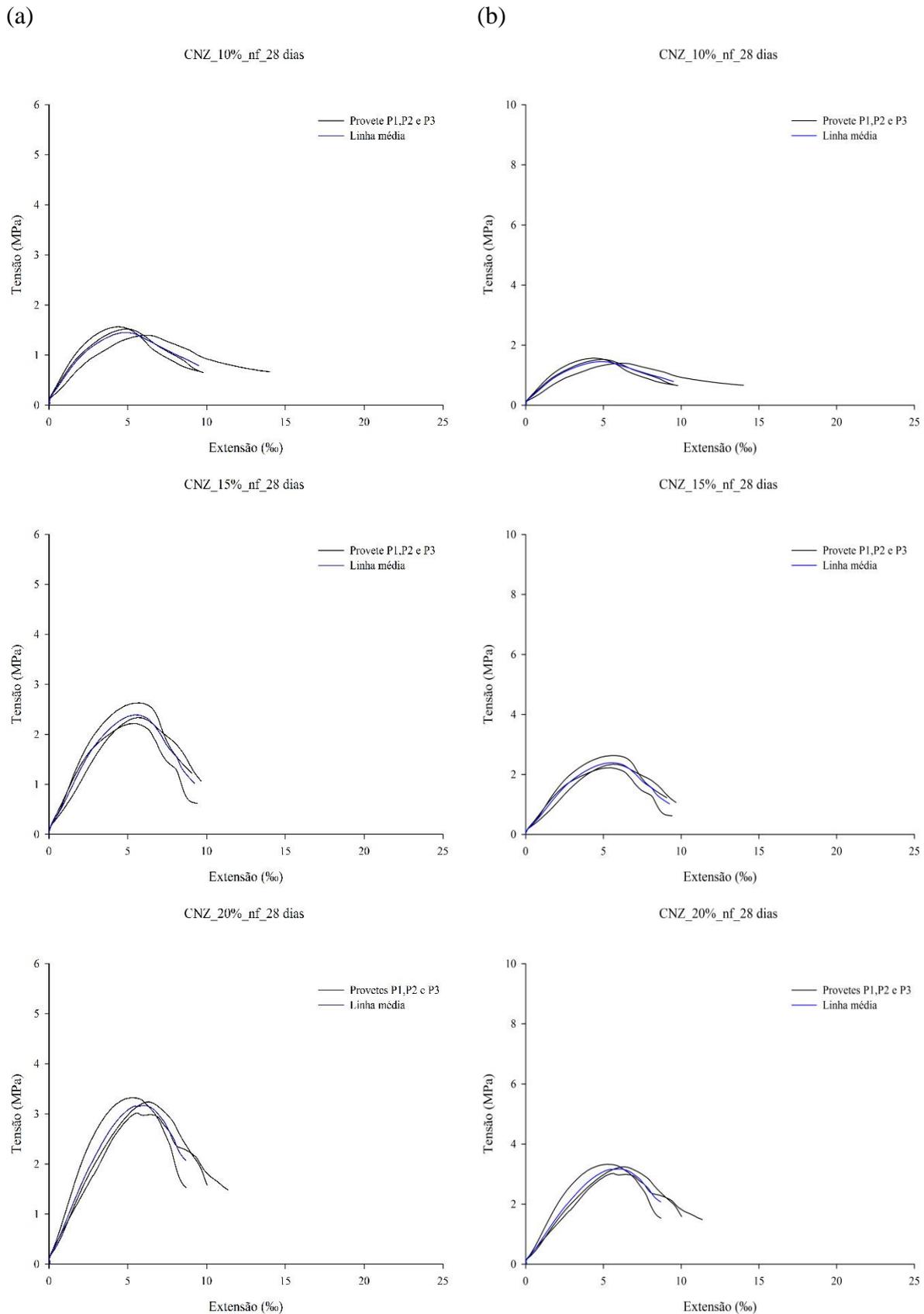


Figura 67-Curvas tensão-extensão das misturas CNZ_10%_nf, CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf aos 28 dias de idade: (a) Escala local; (b) Escala comum a todas as misturas

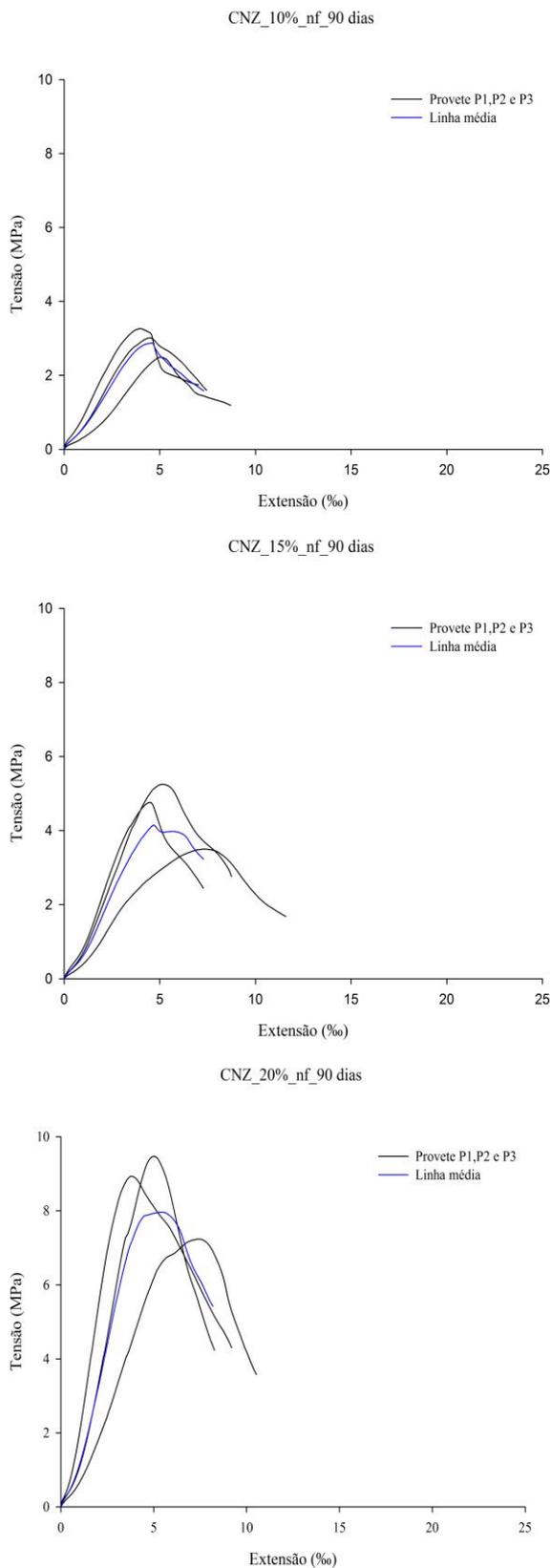


Figura 68- Curvas tensão-extensão das misturas CNZ_10%_nf, CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf aos 90 dias de idade na escala comum a todas as misturas

Nas misturas solo-cinzas-ativadas verificou-se uma maior heterogeneidade entre as várias curvas tensão-extensão, o que pode ser explicado pela dificuldade em garantir a homogeneidade destas misturas aquando do processo de fabrico dos provetes. É igualmente visível que as curvas apresentam picos bem definidos, o que, conforme foi já referido, constitui um comportamento comum em misturas de solo tratadas com ligante. Os resultados obtidos para estas formulações são bastante mais satisfatórios, ao nível das resistências mecânicas, do que os resultados apresentados pelas formulações constituídas por 16,3% de teor em água.

Nas Figuras 69 e 70 encontram-se representados os valores da tensão máxima e do módulo de deformabilidade tangente para as misturas CNZ_10%_nf, CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf aos 7,14,28 e 90 dias de idade.

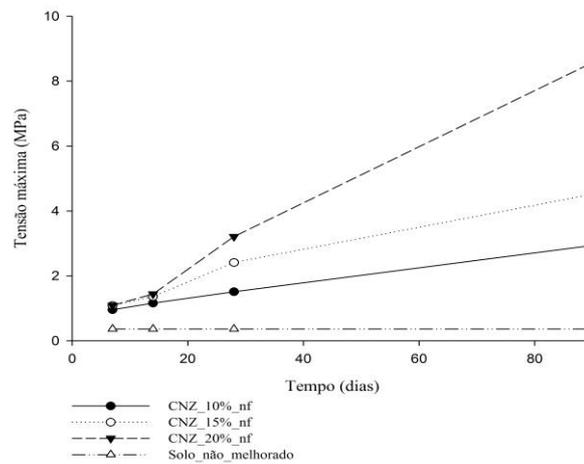


Figura 69- Tensão máxima média à compressão nas misturas CNZ_10%_nf, CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf aos 7,14, 28 e 90 dias de idade

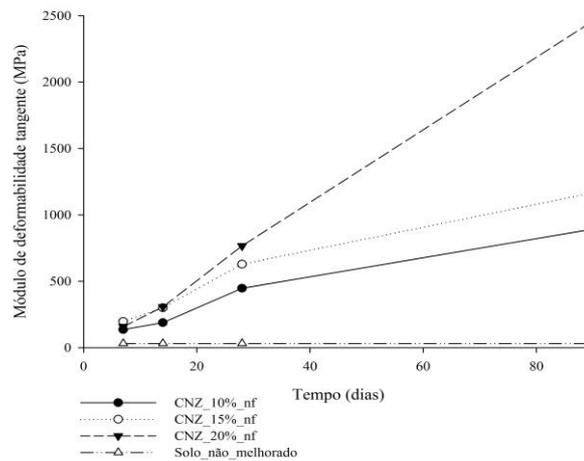


Figura 70- Módulo de deformabilidade médio das misturas CNZ_10%_nf, CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf aos 7,14, 28 e 90 dias de idade

A análise das curvas tensão extensão e dos resultados expostos (Tabelas 26 e 28 e Figuras 69 e 70) permitiu compreender que, aos 7 dias de idade, os resultados obtidos nas novas formulações para os parâmetros em estudo são já superiores aos resultados exibidos pelas misturas anteriores (com 16.3% de água - CNZ_10% e CNZ_15%) aos 14 dias de idade. Relativamente ao módulo de deformabilidade, a mistura CNZ_15%_nf e as misturas CNZ_10%_nf e CNZ_20%_nf apresentaram resultados 6 e 4 vezes superiores ao solo não melhorado, respetivamente. A observação dos resultados obtidos aos 7 dias de idade permitiu ainda verificar que todas as misturas apresentam valores de resistência na ordem dos 1 MPa. Pode então afirmar-se que se trata de um período de cura ainda incipiente, não sendo detetáveis diferenças de resistência significativas para os vários teores em cinzas volantes.

Dos 7 aos 14 dias de idade, as misturas CNZ_10%_nf, CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf apresentaram um aumento percentual de resistência de 21,2%, 25,3% e 32,1%, e de rigidez de 38,2%, 52,7% e 93,4%, respetivamente. Aos 14 dias de idade, é perceptível uma maior diferença, principalmente ao nível da rigidez, entre as formulações CNZ_10%_nf e as formulações CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf. A mistura CNZ_10%_nf exibiu um módulo de deformabilidade de 188,5 MPa e uma resistência máxima de 1,2 MPa. As misturas CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf apresentaram resistências máximas e módulos de deformabilidade na ordem dos 1,4 MPa e 300 MPa, respetivamente.

Dos 14 aos 28 dias de idade é visível, nas misturas CNZ_10%_nf, CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf um aumento percentual de resistência de 30,2%, 77,0% e 122,8% e de rigidez de 137,4%, 109,1% e 149,8%, respetivamente. Aos 28 dias de idade, é possível observar uma maior discrepância entre os resultados das resistências máximas. A formulação mais eficiente do ponto de vista mecânico é a mistura CNZ_20%_nf, que apresentou valores médios de resistência máxima à compressão uniaxial de 3,2 MPa e de módulo de deformabilidade de 766,7 MPa.

Uma análise comparativa aos 28 dias de idade entre os resultados obtidos nas misturas solo-cal, solo-cimento e solo-cinzas ativadas permite verificar que as soluções solo-cinzas ativadas apresentaram resultados bastante superiores aos conseguidos nas formulações solo-cal mas inferiores aos conseguidos nas misturas solo-cimento. No entanto, a comparação dos resultados de todas as formulações aos 28 dias é aparentemente precoce, tendo em consideração que o desenvolvimento das propriedades mecânicas das misturas solo-cal e das misturas solo-cinzas ativadas continuam a desenvolver-se durante um período de tempo superior ao que, teoricamente, acontece com o cimento (aos 28 dias a resistência do cimento atingiu já 85 a 90% do seu valor máximo).

Aos 90 dias de idade, as misturas CNZ_10%_nf e CNZ_15%_nf apresentaram um aumento percentual de resistência e de módulos de deformabilidade na ordem dos 90%. A mistura CNZ_20%_nf apresentou um aumento bastante superior em relação às misturas anteriores, de 167% de resistência e 221% de rigidez. A adição de uma maior quantidade inicial de cinzas volantes levou à produção de uma maior quantidade de gel/ligante, o que permitiu o desenvolvimento de uma maior resistência e rigidez mais visível aos 90 dias.

A análise dos resultados do solo natural e das misturas solo-cinzas ativadas permite quantificar o melhoramento conseguido com a aplicação desta técnica aos 90 dias de idade. As misturas CNZ_10%_nf e CNZ_15%_nf apresentam uma resistência 8 e 12 vezes superior e um módulo de deformabilidade 28 e 36 vezes superior ao solo não tratado. A mistura CNZ_20%_nf apresentou uma resistência máxima e um módulo de deformabilidade de, respetivamente, 8,6 MPa e 2459,8 MPa exibindo uma resistência e rigidez 23 e 76 vezes superior ao solo natural.

A comparação dos resultados obtidos nas formulações constituídas por 16,3% e 13% de teor em água na fase líquida permitiu constatar que a redução do teor em água conduziu a resultados, ao nível da rigidez e resistência, bastante mais elevados e, portanto, mais equiparáveis aos resultados obtidos com a aplicação das soluções tradicionais de melhoramento de solos. Assim sendo, pode concluir-se que o resultado do teor ótimo em água obtido na compactação de mistura de solo, cinzas e água não foi representativo das condições ótimas de compactação das misturas de solo, cinzas e ativador, e que a utilização do teor ótimo em água obtido no Proctor na fase líquida de ativador resultou numa mistura com fraco desempenho mecânico. Os resultados dos ensaios de compressão uniaxial nas misturas com teor em água mais reduzido na fase líquida confirmaram que as misturas CNZ_10% e CNZ_15% foram compactadas no ramo húmido e que o excesso de humidade conduziu a ganhos pouco significativos de resistência, e inclusivamente a um decréscimo da rigidez das misturas, aos 14 dias de idade.

No que diz respeito ao comportamento das misturas ativadas alcalinamente, as duas formulações de cinzas volantes, com 16,3% e 13% de teor em água na fase líquida, originaram dois tipos de comportamentos distintos dos materiais. Os provetes fabricados com 16,3 % de fase líquida (Figuras 61 e 62) alcançaram maiores extensões até atingir a tensão máxima de rotura. Após atingirem a carga máxima e até atingirem 50% dessa carga, este material exibiu grande ductilidade na fase pós pico comparativamente com os provetes fabricados apenas com 13% de fase líquida (Figuras 66 e 67). Trata-se de um comportamento típico de materiais compactados com teor de fase líquida superior ao ideal (ramo húmido).

Relativamente aos valores de extensão correspondentes às resistências de pico verificou-se que, de forma geral, as misturas apresentaram valores inferiores ao do solo original para todos os tempos de cura em estudo, com exceção das misturas CNZ_10%, CNZ_15% aos 14 dias de idade, que exibiram valores de extensão de pico aproximadamente duas vezes superiores às do solo original.

A análise dos resultados nas misturas solo-ligante permite concluir que o tratamento do solo com cal conduziu a resultados bastante mais baixos do que os resultados observados nas misturas solo-cimento e solo-cinzas ativadas. As misturas solo-cinzas ativadas apresentaram resultados equiparáveis e até ligeiramente superiores (aos 90 dias de idade) às misturas solo-cimento que, até aos 28 dias de idade tinham apresentado resultados mais elevados.

Relativamente às misturas solo-cinzas ativadas, a realização dos ensaios de compressão uniaxial a diferentes idades permitiu então verificar que a adição inicial de maiores percentagens de cinzas, fixando a quantidade de fase líquida, refletiu-se num aumento da resistência máxima e do módulo de deformabilidade das misturas. A diferença destas propriedades nas idades iniciais é relativamente pequena, tornando-se cada vez mais evidente com o aumento do tempo de cura. A aplicação da técnica de ativação alcalina no melhoramento deste solo traduziu-se então em bons resultados do ponto de vista mecânico, comparáveis aos resultados alcançados com a aplicação das soluções tradicionais.

A formulação que exibiu melhores resultados nos parâmetros em estudo foram as formulações CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf, para as quais foram realizados ensaios mais detalhados que serão expostos posteriormente.

5.2 Resultado dos ensaios das misturas solo-ligante com melhor desempenho mecânico

Neste sub-capítulo serão expostos e analisados os resultados dos ensaios CBR, de ultrassons e triaxiais, realizados sobre as misturas CAL_10%, CMT_10%, CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf. Na mistura CNZ_15%_nf foram realizados todos os ensaios referidos anteriormente com exceção do ensaio CBR.

Os provetes foram compactados com as condições de compactação referidas na Tabela 19 do Capítulo 4.1 relativo à descrição das misturas solo-ligante.

5.2.1 California Bearing Ratio (CBR)

Os ensaios de CRB foram realizados com base na especificação LNEC E 198 (1967), seguindo o mesmo procedimento dos ensaios CBR descritos no Capítulo 3.1.6. Os ensaios laboratoriais CBR são ensaios de referência nos projetos de dimensionamento de pavimentos, que permitem aferir a capacidade de suporte de um solo.

Para cada uma das misturas foram realizados dois provetes CBR, ambos com o teor em água e a massa volúmica seca definidos através dos ensaios de Proctor de forma a simular, o mais próximo possível, as condições de compactação *in situ* do terreno. Os provetes foram ensaiados aos 28 dias de idade e, até à data de ensaio, foram mantidos na câmara húmida a 20°C \pm 1°C e 95% \pm 5% de humidade.

Conforme o indicado pela especificação citada, um dos moldes foi ensaiado após um período de embebição em água de 96 horas (Figura 71). Nestes provetes não foram observados valores de expansão contrariamente ao verificado do solo não melhorado. Assim sendo, a embebição dos provetes permitiu verificar que a adição de um ligante ao solo contribuiu para a estabilização da sua expansibilidade.



Figura 71- Provetes em embebição: CAL_10%, CNZ_20%_nf e CMT_10%

Os resultados dos ensaios CBR para as misturas seleccionadas encontram-se na Tabela 28, onde são também indicados os resultados do ensaio CBR para o solo não melhorado. As fichas técnicas destes ensaios encontram-se no anexo III.

Tabela 28- Resultado dos ensaios CBR aos 28 dias de idade

| | CBR |
|-----------------------------|------------|
| Solo_não_melhorado | 48 |
| Solo_não_melhorado embebido | 14 |
| CAL_10% | 92 |
| CAL_10% embebido | 79 |
| CMT_10% | 318 |
| CMT_10% embebido | 283 |
| CNZ_20% | 269 |
| CNZ_20% embebido | 248 |

A realização destes ensaios permitiu verificar, tal como expectável, que a adição de um ligante ao solo conduziu a aumentos significativos do valor de CBR. Contudo, esse incremento foi bastante variável. A mistura CMT_10% foi a formulação que apresentou o valor de CBR mais elevado, possuindo um valor de CBR 6 vezes superior ao do solo não melhorado. A mistura CNZ_20% quintuplicou o valor do CBR do solo não melhorado, enquanto a adição de 10% de cal ao solo apenas duplicou esse valor.

Outra conclusão possível e, de certa forma, expectável, é que a embebição reduziu os valores de CBR, sendo a diferença mais acentuada entre esses dois valores registada para o provete de solo não melhorado, para o qual o período de embebição resultou num valor CBR 3 vezes inferior. Em todas as misturas de solo estabilizado o decréscimo verificado entre o valor

do CBR e valor do CBR embebido foi bastante inferior, sendo que a maior diferença foi na ordem dos 16% para a mistura CAL_10%

5.2.2 Ensaio de ultrassons

A medição da velocidade de ultrassons foi realizada com base na norma ASTM C597 (2002) com a finalidade de estudar a evolução do módulo de deformabilidade dinâmico ao longo do tempo das misturas de solo melhorado. Esta medição foi também realizada num provete de solo não melhorado, de forma a possibilitar uma melhor percepção da evolução deste parâmetro.

As medições foram realizadas com o auxílio do equipamento “TICO- PROCEQ Testing Instruments” que apenas possibilita a medição dos tempos de propagação das ondas P.

Em conformidade com a norma citada anteriormente, a velocidade da onda P deve ser calculada utilizando as equações 5 e 6:

$$V = \frac{L}{T} \times 1 \quad (5)$$

$$V = \sqrt{\frac{E(1-\mu)}{\rho(1+\mu)(1-2\mu)}} \quad (6)$$

Onde:

V-velocidade das ondas, em km/s

T-Tempo que demora a onda P a atravessar o provete

L- Altura do provete

E- Módulo de deformabilidade dinâmico (MPa)

μ - Coeficiente de Poisson dinâmico

ρ - Densidade do provete (kg/m³)

As medições do tempo de propagação das ondas P nos 4 provetes foram realizadas diariamente até aos 28 dias de idade, com exceção dos primeiros 7 dias de idade, onde as medições foram realizadas com uma frequência de duas vezes por dia, espaçadas de 12 horas. Após os 28 dias, foram efetuadas 2 medições por semana até aos 60 dias de idade.

Inicialmente, realizou-se uma campanha experimental que recorreu ao espalhamento de um gel na superfície dos transdutores de ultrassons, procedimento corrente e que se destina a facilitar a passagem da onda. Após o espalhamento do gel, procedeu-se então à calibração do aparelho e à retirada da película aderente dos provetes. Como se trata de formulações com materiais diferentes, optou-se por calibrar sempre o aparelho antes das medições dos tempos em cada provete.

Contudo, este método de medição conduziu a velocidades elevadas de propagação das ondas P nos provetes CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf, o que se traduziu em módulos de deformabilidade dinâmicos extremamente altos e, portanto, pouco realistas tendo em consideração o tipo de material que se trata. Ao fim do 11º dia de cura, optou-se então por alterar o método de medição em todos os provetes. Este novo método consistiu no espalhamento de uma fina camada de plasticina na superfície dos transdutores de ultrassons e, por cima, um pouco de óleo. Os provetes foram instalados entre os transdutores, havendo o cuidado de estarem centrados com o aparelho. Por provete, foram realizados 5 medições e a média desses valores constituiu o resultado final. Tanto com o gel como com a plasticina, as medições foram realizadas com os provetes posicionados na vertical, tal como é possível visualizar na Figura 72. Durante as medições dos tempos de propagação das ondas verificou-se que, após o espalhamento do gel, o mesmo era rapidamente absorvido nos provetes de solo-cinzas ativadas contrariamente ao que acontecia nas medições com a plasticina. Este facto pode estar na origem dos resultados pouco realistas obtidos com a utilização do gel.

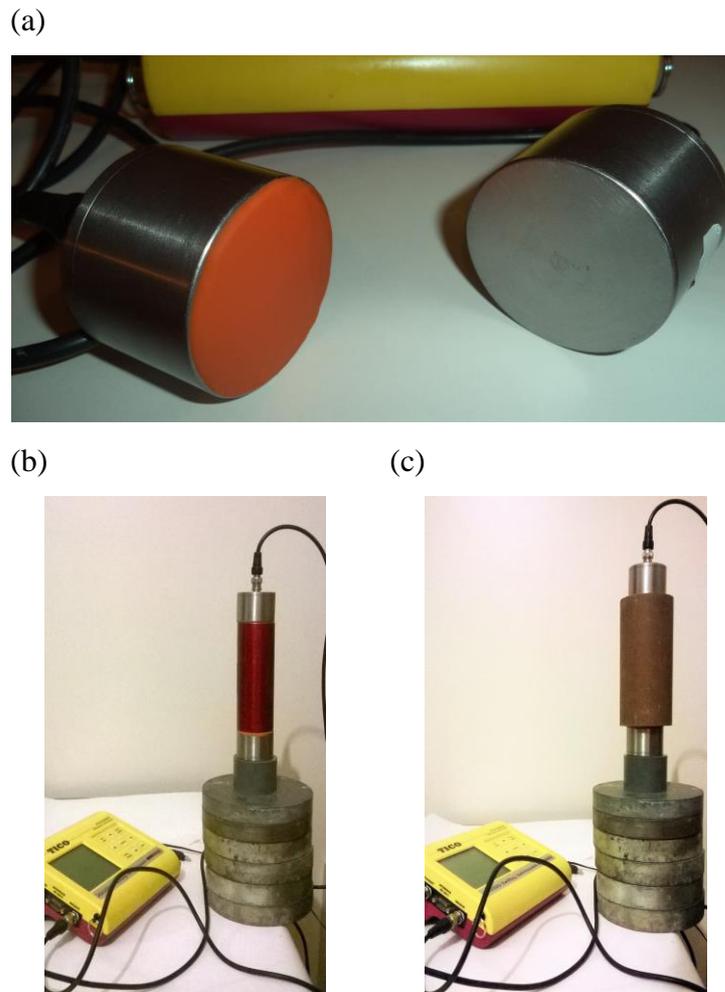


Figura 72-Medição das ondas P: (a) Espalhamento de plasticina na superfície dos transdutores; (b) Calibração do aparelho; (c) Medição dos tempos de passagem da onda P no provete CNZ_20%_nf

Após as medições, os provetes eram limpos e novamente embrulhados e etiquetados. Para a determinação do módulo de deformabilidade dinâmico adotou-se, para as misturas solo-cimento, um coeficiente de poisson de dinâmico (μ) de 0,25 (Amaral *et al.* 2011). Optou-se por adotar o mesmo valor para as restantes misturas solo-ligante e para o solo não melhorado, uma vez que a gama de variação possível para este parâmetro é relativamente pequena e também porque, na realidade, não se conhece com rigor o valor deste parâmetro para esses materiais. Assim, a sua definição aleatória seria mais um fator a contribuir para a incerteza dos resultados.

Os resultados dos módulos de deformabilidade dinâmico obtidos ao longo do tempo nas misturas solo-ligante encontram-se sintetizados na Figura 73. O valor do módulo de deformabilidade dinâmico para o solo não melhorado é de 622,158 MPa.

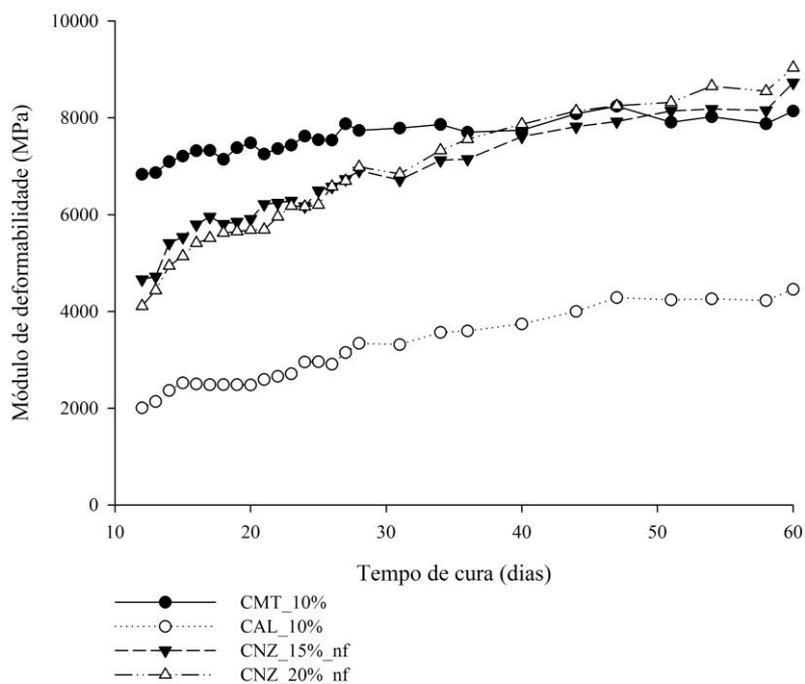


Figura 73-Módulo de deformabilidade dinâmico para as misturas solo-ligante a partir do 11º dia de medições

Tendo em consideração que a medição recorrendo à aplicação do gel na superfície dos transdutores de ultrassons não permitiu a correta leitura dos tempos de propagação das velocidades nos primeiros dias de cura, optou-se então por realizar uma nova campanha, com 4 provetes, onde as leituras foram efetuadas de acordo com o segundo método de medição exposto até aos 28 dias de idade. Os resultados dos módulos de deformabilidade dinâmico (MPa) obtidos ao longo do tempo nas misturas solo-ligante encontram-se sintetizados na Figura 74.

Na Figura 74, entre os 0 e 6,5 dias de cura, a mistura CNZ_15%_nf apresentou valores mais elevados de módulo de deformabilidade dinâmico do que a mistura CNZ_20%_nf. Contudo, a partir dos 6,5 dias de idade, essa tendência inverteu-se, registando-se valores mais altos para a mistura CNZ_20%_nf.

De uma forma geral, ao longo do tempo verificou-se que um aumento do valor do módulo de deformabilidade com o aumento do tempo de cura verificando-se uma evolução mais lenta deste parâmetro na mistura CAL_10% do que nas restantes misturas. Aos 28 dias de idade, as misturas CMT_10%, Cal_10%_CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf apresentaram módulos de deformabilidade dinâmico de 7331,87 MPa, 3617,05 MPa, 6474,89 MPa e 7354,52 MPa,

respetivamente. As misturas CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf apresentam resultados bastante próximos até ao 13º dia, a partir do qual se registou uma maior diferença nos resultados.

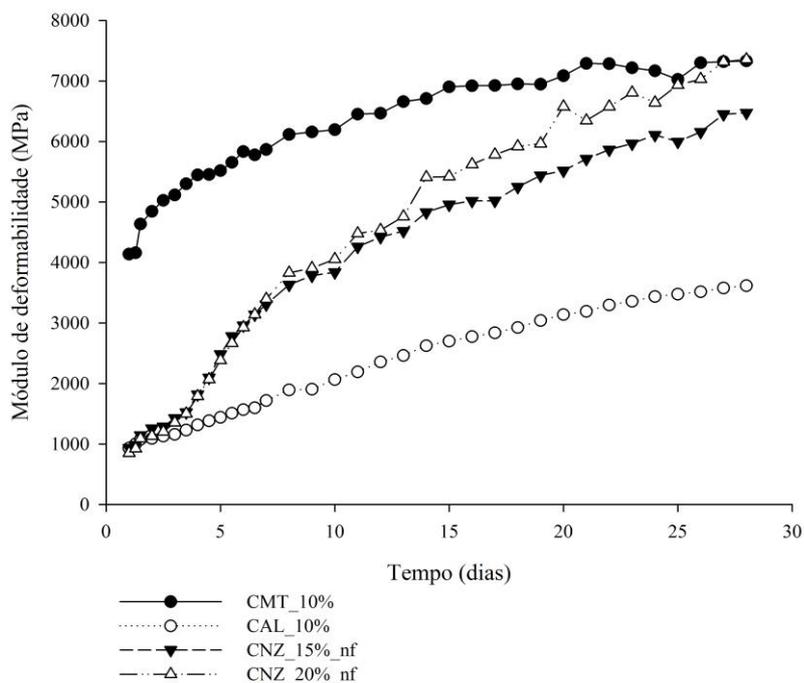


Figura 74-Módulo de deformabilidade dinâmico para as misturas solo-ligante até aos 28 dias de idade

A análise da Figura 73 permite observar a mesma tendência de evolução dos valores do módulo de deformabilidade.

Dos 11 aos 40 dias de idade, a mistura CMT_10% apresentou um valor de módulo de deformabilidade mais elevado do que as misturas CAL_10%, CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf. Continuou a verificar-se uma tendência de aproximação entre os resultados dos módulos de deformabilidade dinâmicos das misturas CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf da mistura CMT_10% e uma evolução muito mais lenta deste parâmetro na mistura CAL_10%. As formulações CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf continuaram a apresentar resultados bastante próximos. Contudo, na Figura 73 ao contrário do verificado na Figura 74, a mistura CNZ_15%_nf apresentou resultados ligeiramente superiores à mistura CNZ_20%_nf até aos 26 dias de idade, a partir do qual a mistura CNZ_20%_nf passou a apresentar resultados mais elevados. Essa diferença pode estar associada à própria heterogeneidade dos provetes.

A partir dos 40 dias de cura, a mistura CNZ_20%_nf atingiu valores de módulos ligeiramente superiores à mistura CMT_10% e essa tendência manteve-se até aos 60 dias de idade.

Na Figura 75 é possível visualizar a sobreposição das curvas representadas na Figura 73 (dos 0 aos 28 dias de cura) e Figura 74 (a partir dos 28 dias de idade).

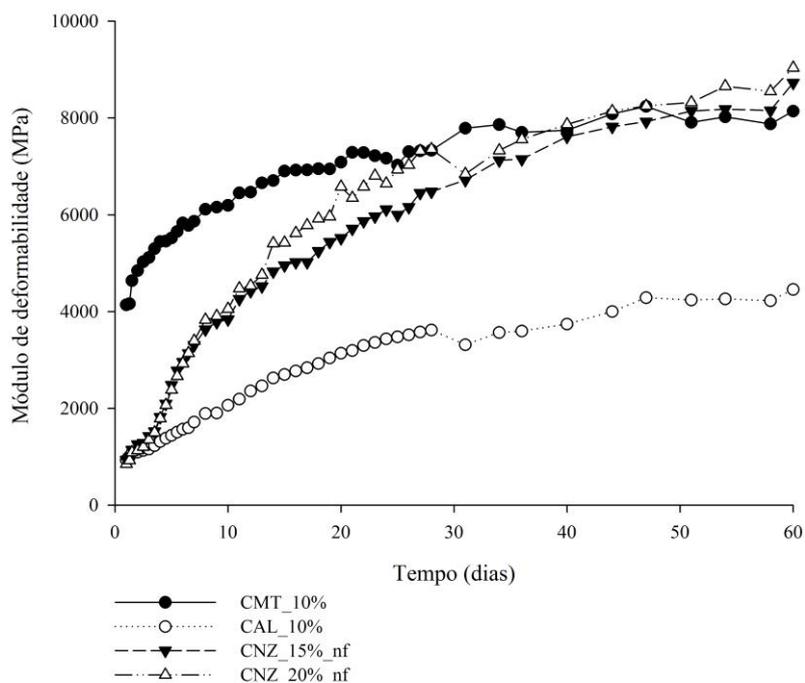


Figura 75- Sobreposição das curvas

Aos 60 dias de idade, as misturas CMT_10%, CAL_10%, CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf apresentaram módulos de 8140,16 MPa, 4454,18 MPa, 8725,45 MPa e 9036,14 MPa respetivamente.

A medição deste parâmetro no solo natural permitiu avaliar, quantitativamente, a sua evolução em relação ao ponto de partida, verificando-se que, aos 60 dias de idade, a formulação CMT_10% e as formulações CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf apresentaram módulos de deformabilidade dinâmicos 13 e 14 vezes superiores respetivamente, enquanto, na formulação CAL_10% foi visível uma menor evolução, verificando-se um módulo 7 vezes superior ao do solo.

5.2.3 Ensaios triaxiais

Os ensaios triaxiais não consolidados não drenados (UU) foram realizados com base na norma BS 1377-7 (1990) seguindo o mesmo procedimento já exposto no Capítulo 3.1.9 em amostras com 28 dias de idade.

Pretende-se, com a realização destes ensaios e tendo em consideração o que foi anteriormente exposto no Capítulo 3.1.9, realizar uma análise preliminar da evolução dos parâmetros de resistência ao corte nas misturas solo-ligante e compará-los com os do solo não tratado.

As curvas tensão de desvio-extensão das misturas solo-cal, solo-cimento e solo-cinzas ativadas estão representadas nas Figuras 76 e 77 onde é possível visualizar os respetivos valores das tensões de desvio de pico e residual. A representação das curvas foi realizada em duas escalas distintas de forma a possibilitar uma melhor visualização e comparação do comportamento das misturas. As tensões de desvio residuais nas misturas CAL_10%, CMT_10%, CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf, foram determinadas a partir do valor médio das tensões registadas para extensões superiores a 6 %, 4% e 8%, respetivamente.

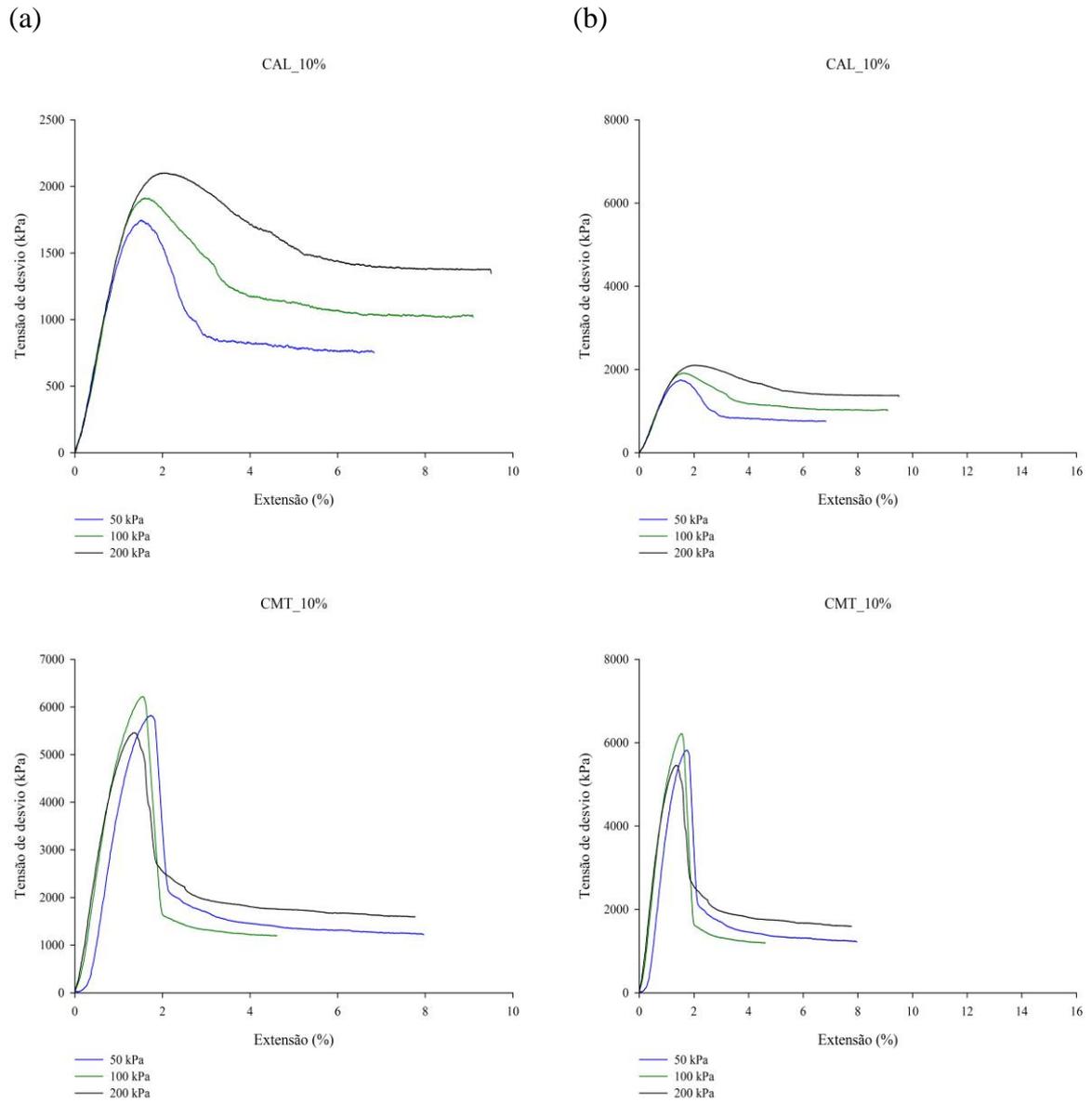


Figura 76- Curvas tensão desvio-extensão para as misturas solo-cal e solo-cimento: (a) Escala local (b) Escala comum a todas as misturas

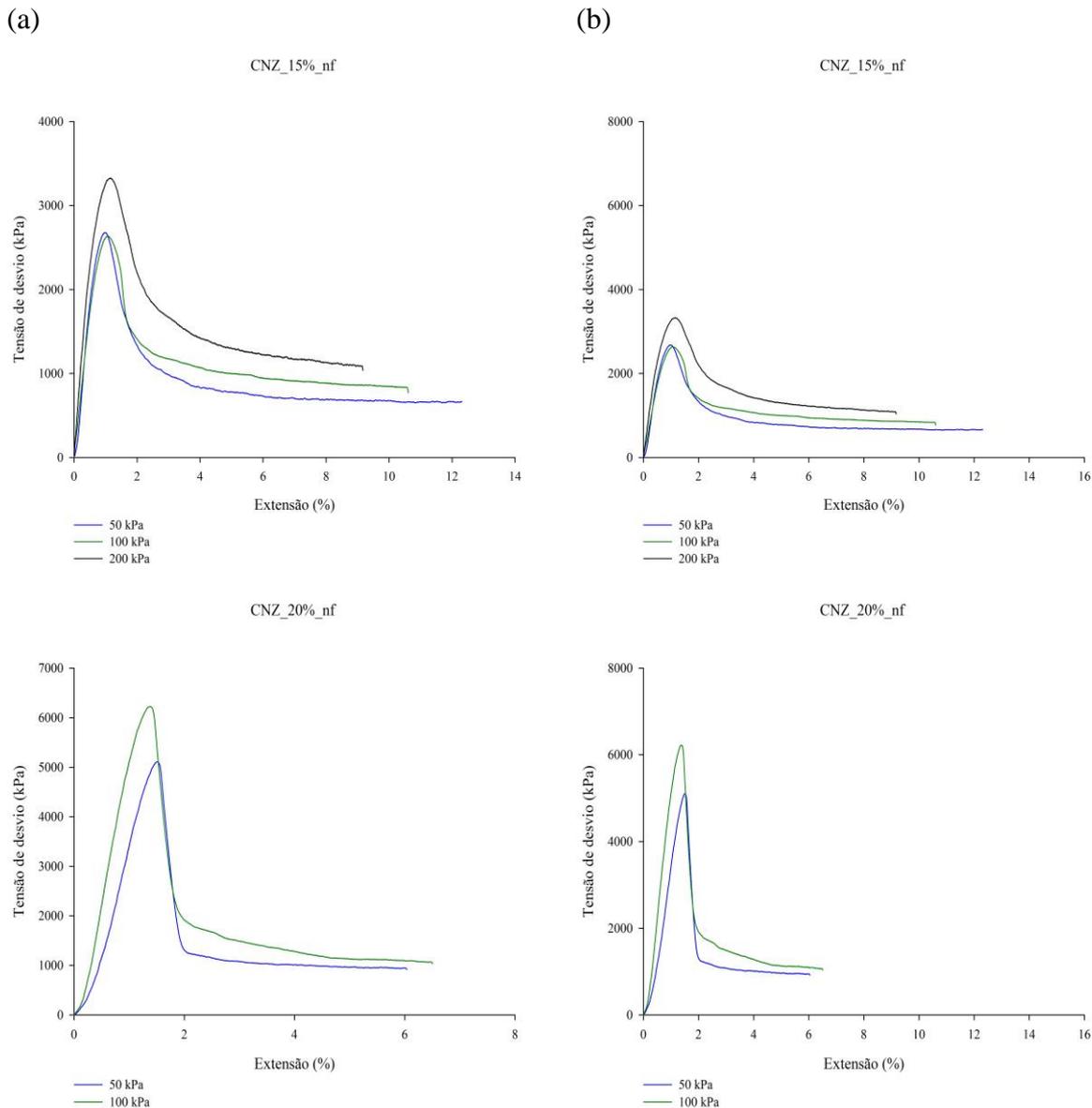


Figura 77- Curvas tensão desvio-extensão para as misturas solo-cinzas ativadas: (a) Escala local (b) Escala comum a todas as misturas

Durante a realização do ensaio na formulação CNZ_20%_nf, com σ_3 de 200 kPa, ocorreu uma falha no sistema que impossibilitou o armazenamento de todos os resultados e a representação completa da curva tensão de desvio-extensão, conseguindo-se apenas obter os valores de pico e residuais.

Na Tabela 29 encontram-se sintetizados os resultados das tensões de desvio de pico e residuais para as formulações solo-ligante e também para o solo original, de forma a facilitar a comparação dos resultados.

Tabela 29- Tensões de desvio de pico e residuais

| Misturas | Tensões de confinamento (σ_3) [kPa] | Tensões de desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) | |
|------------|---|--|--------------------|
| | | Pico [kPa] | Residuais [kPa] |
| Solo | 50 | - | 562,40 |
| | 100 | - | 667,07 |
| | 200 | - | 812,67 |
| CAL_10% | 50 | 1762,82 | 760,47 |
| | 100 | 1947,97 | 1027,83 |
| | 200 | 2118,79 | 1380,86 |
| CMT_10% | 50 | 5855,98 | 1268,87 |
| | 100 | 6238,62 | 1223,73 |
| | 200 | 5487,83 | 1607,21 |
| CNZ_15%_nf | 50 | 2727,12 | 670,54 |
| | 100 | 2660,13 | 855,53 |
| | 200 | 3351,09 | 1104,49 |
| CNZ_20%_nf | 50 | 5146,81 | 951,10 |
| | 100 | 6265,15 | 1074,82 |
| | 200 | 6100,30 | 1557,52 |

A análise das curvas tensão de desvio-extensão permite visualizar uma mudança de comportamento do solo natural com a adição de ligante. No solo natural são apenas observáveis tensões de desvio residuais contrariamente às misturas solo-ligante, onde são visíveis picos bastante definidos, apresentando assim tensões de desvio de pico e residuais. Este comportamento está em concordância com estudos anteriores (Rios *et al.*, 2013; Rios *et al.*, 2015).

Na Tabela 30 encontram-se sintetizados os resultados dos parâmetros de resistência ao corte para as misturas em análise. O solo natural, tal como foi indicado no Capítulo 3.1.9, exibiu valores de coesão e ângulo de atrito de 150,274 kPa e 26,827°, respectivamente.

Tabela 30- Parâmetros de resistência das misturas solo-ligante

| | (σ_3) [kPa] | Pico | | Residual | | |
|---|---|----------------|----------|----------|---------|--------|
| | | s | t | s | t | |
| CAL_10% | 50 | *931,41 | *881,41 | *430,24 | *380,24 | |
| | 100 | *1073,98 | *973,98 | *613,91 | *513,91 | |
| | 200 | *1259,40 | *1059,40 | *890,43 | *690,43 | |
| | Parâmetros auxiliares da reta | a [kPa] | 385,40 | | 95,36 | |
| | | α (°) | 28,31 | | 33,87 | |
| | Parâmetros de resistência ao corte drenados | (C) [kPa] | 457,45 | | 128,64 | |
| | | (Φ) [°] | 32,60 | | 42,16 | |
| | CMT_10% | 50 | *2977,99 | *2927,99 | 684,43 | 634,43 |
| 100 | | *3219,31 | *3119,31 | *711,86 | *611,86 | |
| 200 | | 2943,91 | 2743,91 | *1003,61 | *803,61 | |
| Parâmetros auxiliares da reta | | a [kPa] | 567,02 | | 144,00 | |
| | | α (°) | 38,41 | | 33,31 | |
| Parâmetros de resistência ao corte drenados | | (C) [kPa] | 930,33 | | 191,05 | |
| | | (Φ) [°] | 52,45 | | 41,09 | |
| CNZ_15%_nf | | 0 | *1205,41 | *1205,41 | - | - |
| | 100 | 1430,06 | 1330,06 | 527,76 | 427,76 | |
| | 50 | *1413,56 | *1363,56 | *385,27 | *335,27 | |
| | 200 | *1875,54 | *1675,54 | *752,25 | *552,25 | |
| | Parâmetros auxiliares da reta | a [kPa] | 370,32 | | 107,48 | |
| | | α (°) | 34,88 | | 30,60 | |
| | Parâmetros de resistência ao corte drenados | (C) [kPa] | 516,57 | | 133,28 | |
| | | (Φ) [°] | 44,20 | | 36,25 | |
| CNZ_20%_nf | 0 | *1605,62 | *1605,62 | - | - | |
| | 50 | *2623,41 | *2573,41 | *525,55 | *475,55 | |
| | 100 | *3232,58 | *3132,58 | *637,41 | *537,41 | |
| | 200 | *3250,15 | *3050,15 | *978,76 | *778,76 | |
| | Parâmetros auxiliares da reta | a [kPa] | 162,91 | | 113,26 | |
| | | α (°) | 42,19 | | 34,13 | |
| | Parâmetros de resistência ao corte drenados | (C) [kPa] | 385,85 | | 154,06 | |
| | | (Φ) [°] | 65,03 | | 42,68 | |

*resultados utilizados para a determinação dos parâmetros de resistência ao corte.

Primeiramente, tendo por base os resultados expostos na Tabela 31, é possível constatar que ocorreu um incremento muito significativo dos valores dos parâmetros de resistência ao corte com a adição de um ligante ao solo natural para todas as misturas testadas. Contudo, o acréscimo do valor da coesão para as tensões de desvio de pico é bastante variável, verificando-se o valor mais elevado para a mistura CMT_10%, aproximadamente 6 vezes superior à do solo natural. As restantes misturas solo-ligante exibem valores para a coesão de pico, entre os 386 kPa e 517 kPa. Na mistura CAL_10%, para as tensões de desvio de pico verificou-se essencialmente um aumento do valor da coesão em relação ao solo natural e um aumento menos significativo do ângulo de atrito, o que se encontra em concordância com o afirmado por Cristelo (2001).

Verifica-se, também, que as coesões residuais obtidas nas misturas solo-ligante encontram-se bastante próximas do valor exibido pelo solo não tratado. No que diz respeito ao ângulo de atrito, quando comparados os resultados do solo natural com o solo tratado é visível um aumento deste parâmetro, quer para as tensões de desvio de pico, quer para tensões residuais.

Para todas as misturas, os parâmetros de resistência ao corte são superiores para as tensões de desvio de pico do que para as residuais, com exceção da mistura CAL_10%, onde os ensaios demonstraram a existência de um ângulo de atrito superior em condições residuais. O que pode ter estado na origem deste resultado aparentemente anómalo é o fato de que até atingir as tensões de desvio de pico ocorreu uma mobilização maior da coesão. Após o pico, as ligações existentes entre as partículas partiram-se e o atrito foi o parâmetro mais mobilizado na resistência residual. Nas curvas tensão de desvio-extensão da mistura CAL_10% (Figura 76) verifica-se um maior afastamento entre as curvas para as tensões residuais, o que indica uma maior mobilização deste parâmetro com o aumento da tensão de confinamento.

Relativamente às misturas solo-cinzas ativadas, registaram-se valores superiores de coesão para a mistura CNZ_15%_nf e de ângulo de atrito para as misturas CNZ_20%_nf. A existência de uma maior percentagem inicial de cinzas na mistura proporcionou uma maior agregação das partículas finas do solo e, conseqüentemente, originou um maior aumento do ângulo de atrito. Contudo, a comparação da coesão aos 28 dias é precoce tendo em consideração que o desenvolvimento das propriedades mecânicas das misturas solos-cinzas ativadas continua a acontecer durante um período mais alargado de tempo.

Por fim, quando comparados os valores das tensões de rotura atingidos nos ensaios de compressão uniaxial com as tensões de desvio de pico nos ensaios triaxiais é possível verificar o impacto da pressão de confinamento nas misturas solo-ligante, verificando-se uma maior

influência nas formulações menos resistentes, isto é, nas misturas CAL_10%, CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf. Nestas formulações é visível uma diferença mais acentuada entre as tensões máxima suportada em compressão uniaxial e a tensão de desvio de pico no ensaio triaxial. A diferença mais acentuada foi verificada para o solo natural que, submetido a diferentes tensões de confinamento, exibiu tensões de desvio bastante superiores aquelas obtidas em compressão uniaxial.

O oposto foi verificado na mistura CMT_10% que, aos 28 dias de idade, apresenta resistências mais elevadas e praticamente estabilizadas, contrariamente às outras formulações. Esta mistura exibiu valores de pico bastante semelhantes em compressão uniaxial e triaxial, o que permite concluir que a pressão de confinamento aplicada durante os ensaios triaxiais não influenciou significativamente os resultados obtidos. Por outras palavras, os níveis de confinamento adotados foram insuficientes para influenciar significativamente a resistência das misturas de solo-cimento.

Na Tabela 31 encontram-se os resultados dos módulos de deformabilidade tangente, E_{tang} , determinados na fase linear do diagrama tensão de desvio-extensão, utilizando valores de extensões normalmente compreendidos entre 0% e os 2%.

Tabela 31- Módulo de deformabilidade das misturas solo-ligante

| Misturas | Módulo de deformabilidade (E) | |
|--------------------|-------------------------------|---------|
| | (kPa) | (MPa) |
| Solo_não_melhorado | 46404,091 | 46,404 |
| CAL_10% | 157817,096 | 157,817 |
| CMT_10% | 535038,975 | 535,039 |
| CNZ_15%_nf | 476790,167 | 476,790 |
| CNZ_20%_nf | 595938,968 | 595,939 |

A análise dos resultados da Tabela 31 permitiu verificar que, em compressão triaxial, as misturas CMT_10%, CNZ_15%_nf e CNZ_20%_nf apresentaram valores para o módulo de deformabilidade tangente, respetivamente 12, 10 e 13 vezes superiores ao do solo não melhorado. A mistura CAL_10% foi a formulação que apresentou um módulo de deformabilidade mais baixo, apenas 3 vezes superior ao do solo original.

Na Figura 78 é possível visualizar o provete CNZ_15%_nf durante a fase de corte do ensaio e submetido a uma pressão de confinamento de 50 kPa. Figura 79 apresenta-se o modo de rotura do mesmo.

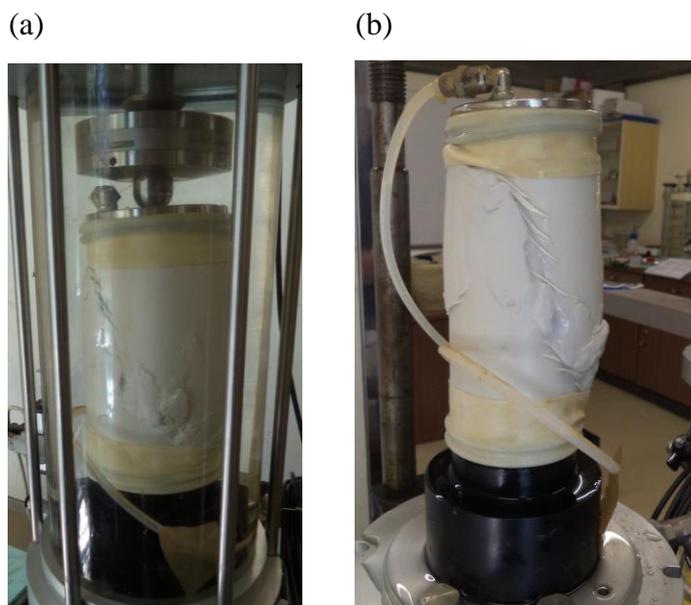


Figura 78- Ensaio de compressão triaxial: (a) Durante a fase de corte; (b) Após a realização do ensaio

O modo de rotura observado na maioria dos provetes solo-ligante, quando sujeitos a um estado de tensão triaxial, foi bastante similar ao apresentado na Figura 79. Trata-se de um modo de rotura típico dos materiais mais rígidos onde é visível uma linha de rotura claramente definida.

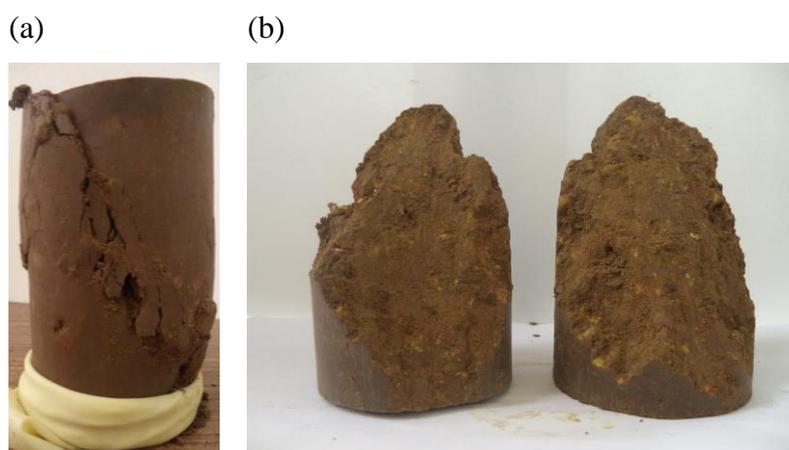


Figura 79- Aspeto do provete CNZ_15%_nf após o ensaio: (a) Após retirar a membrana impermeável; (b) Modo de rotura.

6. CONCLUSÕES

6.1 Conclusões gerais

Atualmente, as dificuldades e os custos associados à substituição dos solos existentes no local de obra por outros materiais de melhor qualidade conduzem à adoção de soluções que possibilitam o melhoramento das propriedades dos solos locais. Dos diferentes métodos de melhoramento de solos, o tratamento de solos com um ligante constitui um dos métodos mais utilizados, sobretudo quando se pretende, por um lado, incrementar o desempenho mecânico do solo natural e, por outro, reduzir a sua sensibilidade à ação da água. Esta dissertação visou estudar o melhoramento do comportamento de um solo argiloso com a aplicação da técnica de ativação alcalina de cinzas volantes. Como ponto de comparação de resultados, optou-se igualmente por aplicar soluções tradicionais de melhoramento de solos, nomeadamente através da adição de cimento e cal.

Após a realização de ensaios de caracterização do solo natural, foram realizados ensaios de compactação (Proctor Modificado) para a determinação das condições de compactação para o fabrico dos provetes das misturas solo-ligante. Nestes ensaios verificou-se que a realização do ensaio de Proctor em misturas constituídas por solo, cinzas e água para estimar a quantidade de água a colocar na fase líquida das misturas ativadas alcalinamente conduziu a resultados excessivamente elevados de teor em água, que originaram misturas com fraco desempenho mecânico. Assim, para a determinação do teor em água adequado para as misturas foi necessário levar a um processo de tentativa-erro onde se foi reduzindo progressivamente a quantidade de fase líquida nas misturas até se obter uma consistência que, através de avaliação empírica, fosse considerada adequada. Este ponto necessita de maior aprofundamento em trabalhos futuros.

Posteriormente realizaram-se ensaios de compressão uniaxial, para cada uma das misturas, aos 7, 14, 28 e 90 dias de idade, e com diferentes quantidades de fase líquida adicionada. A análise dos resultados permitiu retirar as seguintes conclusões mais relevantes:

- A adição de cal, cimento ou a aplicação da técnica de ativação alcalina de cinzas volantes ao solo conduziu, com exceção das misturas CNZ_10% e CNZ_15% (misturas iniciais com cinzas, fabricadas com excesso de fase líquida) aos 14 dias de idade, a uma diminuição da

extensão axial do solo para a tensão máxima e conferiu às misturas um comportamento pós-pico mais frágil;

- A adição de uma quantidade inicial maior de cal e de cimento ao solo conduziram a resultados superiores, ao nível da resistência e rigidez das misturas;

- Relativamente às misturas solo-cinzas ativadas verificou-se, com a fixação da fase líquida, que o aumento do teor em cinzas conduziu a resultados superiores, ao nível da resistência e rigidez das misturas;

- A evolução da resistência mecânica e da rigidez nas misturas solo-ligante processou-se de formas bastantes distintas ao longo do tempo. Em traços gerais, nas misturas solo-cimento verificou-se a evolução mais pronunciada destes parâmetros até aos 28 dias de idade, contrariamente às misturas solo-cal e solo-cinzas ativadas onde se verificou uma evolução num período mais alargado de tempo destas propriedades mecânicas;

- De forma geral, nas misturas solo-ligante, com o aumento do tempo de cura verificou-se o aumento das propriedades mecânicas das misturas, fruto do desenvolvimento das reações responsáveis que levam à formação do gel que une as partículas;

- A aplicação da técnica de ativação alcalina de cinzas volantes no melhoramento de solos conduziu a resultados bastante bons, equiparáveis e até superiores aos resultados alcançados com a adição de cimento e cal ao solo. Esta técnica revelou resultados bastante interessantes do ponto de vista mecânico, superiores aos resultados observados nas misturas solo-cimento aos 90 dias de idade e nas misturas solo-cal em todos os tempos de cura em análise. A mistura CNZ_20%_nf atingiu uma resistência à compressão uniaxial de idade de 8,57 MPa aos 90 dias.

A realização dos ensaios CBR, ensaios de ultrassons e ensaios triaxiais nas misturas com melhor desempenho mecânico permitiram tirar as seguintes conclusões:

- A adição de um ligante ao solo diminuiu a sua sensibilidade à ação da água, não se registando valores de expansão das misturas durante o período de embebição dos provetes;

- A embebição dos provetes provocou uma redução dos resultados CBR, sendo que essa diminuição foi mais pronunciada no solo não tratado, onde se verificou um CBR 3 vezes inferior. Em todas as misturas de solo estabilizadas, o decréscimo verificado entre o valor do CBR e valor do CBR embebido foi bastante inferior, sendo que a maior diferença foi ocorreu na mistura CAL_10% com uma redução de 16%;

- A aplicação da técnica de ativação alcalina de cinzas conduziu também a um aumento significativo do valor de CBR para os 28 dias de idade, conseguindo-se um resultado superior ao conseguido com a adição de cal ao solo;

- Os resultados dos ensaios de ultrassons permitiram verificar que, inicialmente, as misturas solo-cimento exibiam um módulo de deformabilidade bastante superior às misturas solo-cal e solo cinzas ativadas, que apresentavam resultados iniciais bastante próximos para este parâmetro. Contudo, com o aumento do tempo de cura verificou-se um crescimento mais acentuado e uma aproximação das curvas solo- cinzas ativadas da curva solo-cimento e um distanciamento relativamente aos resultados apresentados pelas misturas solo-cal. A partir dos 40 dias de cura os módulos de deformabilidade dinâmicos da mistura CNZ_20%_nf foram inclusivamente ligeiramente superiores do que os da mistura CMT_10%;

- Os resultados dos ensaios triaxiais aos 28 dias de idade permitiram observar um aumento dos parâmetros de resistência ao corte drenados e no módulo de deformabilidade com a adição dos três ligantes ao solo. Contudo, o incremento desses parâmetros foi bastante variável verificando-se um maior aumento da coesão, do ângulo de atrito e do módulo de deformabilidade na mistura solo-cimento e nas misturas solo-cinzas ativadas.

Posto isto, é possível concluir que em todos os ensaios laboratoriais realizados, o melhoramento do solo com cal foi o que conduziu aos incrementos mais baixos de resistência mecânica. Até aos 28 dias de idade, as misturas solo-cimento apresentaram resultados superiores às misturas solo-cinzas ativadas. Contudo, nos ensaios realizados para idades superiores, as misturas solo-cinzas mostraram resultados superiores às misturas solo-cimento, revelando assim um claro potencial de desenvolvimento das propriedades mecânicas para períodos de cura mais alargados.

6.2 Trabalhos futuros

O trabalho realizado permitiu avaliar o potencial da técnica de ativação alcalina aplicada no melhoramento superficial de solos. A existência de poucos trabalhos realizados nesta área abre um leque bastante vasto de possíveis trabalhos futuros no sentido de aprofundar o conhecimento e a aplicabilidade na prática desta técnica. Apresentam-se, de seguida, algumas sugestões que se julga serem pertinentes para o desenvolvimento futuro desta investigação:

- Tendo em consideração que, neste trabalho, o aumento crescente do teor inicial até aos 20% de cinzas volantes traduziu-se num aumento das propriedades mecânicas das misturas, seria interessante continuar a aumentar a quantidade de cinzas para estudar a sua influência nos resultados obtidos, tendo porém sempre em consideração que, à medida que a quantidade de cinzas aumenta, aumenta também a importância relativa de outros critérios que não o da resistência mecânica (e.g. custo do transporte das cinzas);

- Visto que, aos 90 dias de idade, foram obtidos resultados bastante interessantes a nível mecânico nas misturas solo-cinzas ativadas, seria interessante a realização de ensaios laboratoriais em idades de cura mais avançadas (até 1 ano ou mais) de forma a avaliar como se processa a evolução destes parâmetros num período mais alargado de tempo;

- Realização de ensaios de compactação (Proctor) nas misturas solos-cinzas constituídas por diferentes quantidades de ativador de forma a verificar, à semelhança das misturas solo-cal e solo-cimento, se é possível obter uma situação ótima de compactação e, conseqüentemente, otimizar a quantidade de ativador presente na mistura;

- Aplicação desta técnica em solos com características distintas do solo utilizado no presente trabalho, de forma a alargar o âmbito de aplicação da mesma;

- Substituição do ativador comercial por alternativas mais baratas e com menos impacto para o meio ambiente;

- Utilização de outros resíduos, para além das cinzas volantes, para que a técnica possa ser adaptada aos resíduos disponíveis;

- Aplicação da técnica descrita neste trabalho no melhoramento *in situ* do solo, através por exemplo da construção de aterros experimentais, numa primeira fase, e em obras reais, posteriormente, de forma a avaliar o efeito produzido por esta técnica no terreno;

- Análise comparativa, a nível económico, entre as soluções de melhoramento de solos tradicionais e as soluções baseadas em ativação alcalina de resíduos;

- Por último, a realização de estudos sobre a durabilidade em ambientes diversos, bem como a realização de ensaios de lixiviação para avaliar o impacto ambiental desta técnica *in situ*.

BIBLIOGRAFIA

- AASHTO (2004). American Association of State Highway and Transportation Officials. ACI 230. 1R-90- State- of- the- Art report on soil Cement, ACI Material Journal, 87 (4), pgs. 402-403, 1990.
- AGPT04D (2006). Guide to Pavement Technology - Part4D - Stabilised Materials. Austroads. Australia.
- Almeida (2009). Estabilização de areias monogranulares para fins rodoviários- Estudo aplicado à região de Mira. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Universidade de Aveiro, Portugal.
- Alonso & Palomo (2001). Calorimetric study of alkaline activation of calcium hydroxide-metakaolin solid mixtures. Cement and Concrete Research 31, pp.25-30.
- Amaral *et al.* (2011). Dynamic Poisson ratio analysis Analyse du coefficient de Poisson dynamique.
- ASTM (2006). D 2487- 06: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).
- ASTM (2011). D 2487- 11: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). Vol. 04.08. United States.
- ASTM C 597 (2002). Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete1.
- ASTM D1633 (2000). Standard Test Methods for Compressive Strength of Molded Soil-Cement Cylinders1.
- ASTM D2166 (2000). Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil1.
- ASTM D2435 D 2435 M (2011). Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading1.
- ASTMC618-08. “Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete.” ASTM International. Retrieved 2008-09-18. s.d.
- Bakharev *et al.* (1999) Alkali-activation of Australian slag cements. Cement and Concrete Research 29, pp. 113-120.
- Berry (2004). Hydration in high volume fly ash concret binders. ACI Materials Journal v.91 , 382-389. 1994.
- Brough & Atkinson (2002). Sodium silicate-based alkali-activated slag mortars: Part I. strength, hydration and microstructure. Cemente and Concrete Reaserch v.32 , 865-879. 2002.
- BS 1377-7. (1990). Methods of test forSoils for civil engineering purposes — Part 7: Shear strength tests (total stress).
- Catton (1962). Soil- Cement Technology- A Résumé. Research and Development Laboratories of Portland Cement Association: Bulletin 136. Reprinted from the Journal of PCA Research and Development Laboratories, v. 4, n. 1, p. 13-21.
- Clough *et al.* (1981). Cemented sands under static loading, Journal of the Geotechnical Engineering Division, pgs. 799-817, 1981.
- Coelho *et al.* (2009). A cal na construção. 1º edição, Edição TecMinho.
- Consoli *et al.* (2007). Key paramaters for strength control of artificially cemented soils, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental, ASCE, pgs. 197-205, 2007.
- Criado & Fernandez-jimenez (2005). Alkali activation of fly ashes. Part 1: Effect of curing conditions on the carbonation of the reaction products. Fuel 84, pp.2048-2054.
- Cristelo *et al.* (2013). Rheological properties of alkaline activated fly ash used in jet grouting applications. Construction and Building Materials.

- Cristelo *et al.* (2015).- Assessing the production of jet mix columns using alkali activated waste based on mechanical and financial performance and CO₂ (eq).Emissions. Journal of Cleaner Production.
- Cristelo (2001). Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civi na Universidade do Minho, Portugal.
- Cristelo (2009). Deep Soft soil improvement by alkaline activation. A thesis submitted to the Newcastle University in partial fulfilment of the requirement for the degree of Doctor of Philosophy
- Cruz (2008). Avaliação do estado da arte da aplicação de solos tratados com cal no âmbito das infra-estruturas de transporte. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Portugal.
- Cruz (2004). Novas tecnologias da aplicação de Solo-Cimento. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civi na Universidade do Minho, Portugal.
- Cruz & Jalali (2010). Melhoramento do desempenho de misturas de solo-cimento.
- Cunha (2014). Contribuição para a metodologia de estudo de melhoria de um solo com cimento no âmbito de uma obra rodoviária. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Faculdade de Ciências e Tecnologia na Universidade Fernando Pessoa, Portugal.
- Davidovits (1988). Geopolymers of the first generation: Siliface Process, Geopolymer 88, First International Conference on Soft Mineralurgy, Vol. , 1988, pp. 49-67.
- Davidovits (1999). Chemistry of geopolymeric systems. Terminology. Proceedings of 99 Geopolymere Conference.1, pp. 9-40.
- Davidovits (2002). Geopolymer Cement Applications. Conferência Geopolymer, Melbourne, Austrália, 1-9
- Dias (2012). Tratamento de solos com cimento para obtenção de melhores características mecânicas. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Faculdade de Ciências e Tecnologias na Universidade Nova de Lisboa, Portugal.
- Duxson *et al.* (2007). The role of inorganic polymer technology in the development of 'Green concrete'. Cement and Concrete Research 37 (12): 1590–1597. 2007.
- Fernandes (2012).- Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais Vol. 1: (3.^a Edição).
- Fernandez-Jimenez & Palomo (2005). Composition and microstructure of alkali activated fly ash binder: Effect of the activator. Cement and Concrete Research 35, pp. 1984-1992.
- Fernandez-Jimenez *et al.* (1999). Alkali activated slag mortars. Mechanical strength behaviour. Cement and Concrete Research 29, pp. 1313-1321.
- Fernández-Jiménez *et al.* (2005). Microstructure development of alkali-activated fly ash cement: a descriptive mode. Cement and Concret Research 35 (2005), pp. 1204-1209.
- Foppa (2005). Análise de variáveis- chave no controlo da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia- Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre, Brasil.
- Giménez (2003). Influencia de los terrenos en la urbanización de nuevos sectores urbanos: la estabilización de arcillas margosas con cal. Tesis Doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de caminos, canales y puertos de Madrid. España.
- Granizo (1998). Activación Alcalina de Metacaolin: Desarrollo de Nuevos Materiales Cementantes, Tese de Doutoramento, Universidade Autónoma de Madrid, Espanha.
- Guérios (2013). Estudo do melhoramento de solo com adição de cal hidratada para uso em pavimento urbano. Trabalho de conclusão de curso para graduaçã em Engenharia de produção Civil na Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Brasil.
- Hardjito *et al.* (2002) Properties of geopolymer concrete with fly ash source material: effect of

- mixture composition. Seventh Canmet/ACI International Conference on Recent Advances in Concrete Technology, Las Vegas, USA.
- Hos *et al.* (2002) Investigation of a synthetic aluminosilicate inorganic polymer. *Journal of Materials Science* 37, pp. 2311-231.
- Jaarsveld *et al.* (1997) The potential use of geopolymeric materials to immobilise toxic metals: Part I. Theory and Applications. *Minerals Engineering* 10, pp. 659-669.
- Jaarsveld *et al.* (2002) The effect of composition and temperature on the properties of fly ash and kaolinite based geopolymers. *Chemical Engineering Journal* 89, pp.63-73.
- Kirschner & Harmuth (2004) Investigation of geopolymer binders with respect to their application for building materials. *Ceramics - Silicaty* 48, pp. 117 - 120.
- Little (1995). Handbook for stabilization of pavement subgrades and base courses with lime. National Lime Association, Kendall/Hunt Publishing Company.
- LNEC E 196 (1966). Solos. Análise Granulométrica. Especificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC E 197 (1966). Solos. Ensaio de Compactação. Especificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC E 198 (1967). Solos. Determinação do CBR. Especificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC. (1971). Solos. Solo-Cimento. Especificação E243-1971. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Lucas (2015). Ativação alcalina de resíduos industriais na estabilização de solos residuais graníticos. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia na Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Portugal
- Macmillan (2000). *Soil Mechanics: Principles and Practice, Volume 1*
- Mehta (1998) Role of pozzolanic and cementitious material in sustainable development of the concrete industry. Proc. of the 6^o Int. Conf. on the use of fly ash silica fume, slag and natural pozzolans in concrete. Sp 178. 1998
- Nascimento (1970). Princípios e âmbito da aplicação da estabilização de solos. Curso de especialização 108: Estabilização de solos, Cap.1, LNEC, Lisboa.
- Negi *et al.* (2013).- Soil stabilization using lime. *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology* Vol. 2.
- Neves (2009). Estudo laboratorial de solos tratados com cal. Modelos de comportamento. Dissertação para obtenção do grau de Mestre na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.
- Neves (1993). Estabilização de solos com cal- Estudo e aplicações rodoviária. Dissertação para obtenção do grau de Mestre na Universidade Nova de Lisboa, Portugal.
- NP 83 (1965). Determinação do Peso Volúmico das Partículas Sólidas. Norma Portuguesa Definitiva.
- NP 933-9 (2002). Ensaio do Azul de Metileno. Norma Portuguesa Definitiva.
- NP-143 (1969). Solos. Determinação dos Limites de Consistência. Norma Portuguesa Definitiva.
- Palomo & Fernández-Jiménez (2004). Alkaline activation of fly ashes. manufacture of concretes not containing portland cement. Conference in Institut Eduardo Torroja (CSIC), Madrid, Spain, pp.8
- Palomo *et al.* (1999). Alkaline- activated fly ashes. A cement for the future. *Cement and concrete Research* 29, 1323-1329
- Pereira (1970). Estabilização de solos, Curso de especialização 108, LNEC, Lisboa
- Petry & Glazier (2004). The Effect of Organic Content on Lime Treatment of Highly Expansive Clay. Missouri, USA.
- Pinto (2004). Sistemas ligantes obtidos por ativação alcalina do metacaulino. Dissertação para

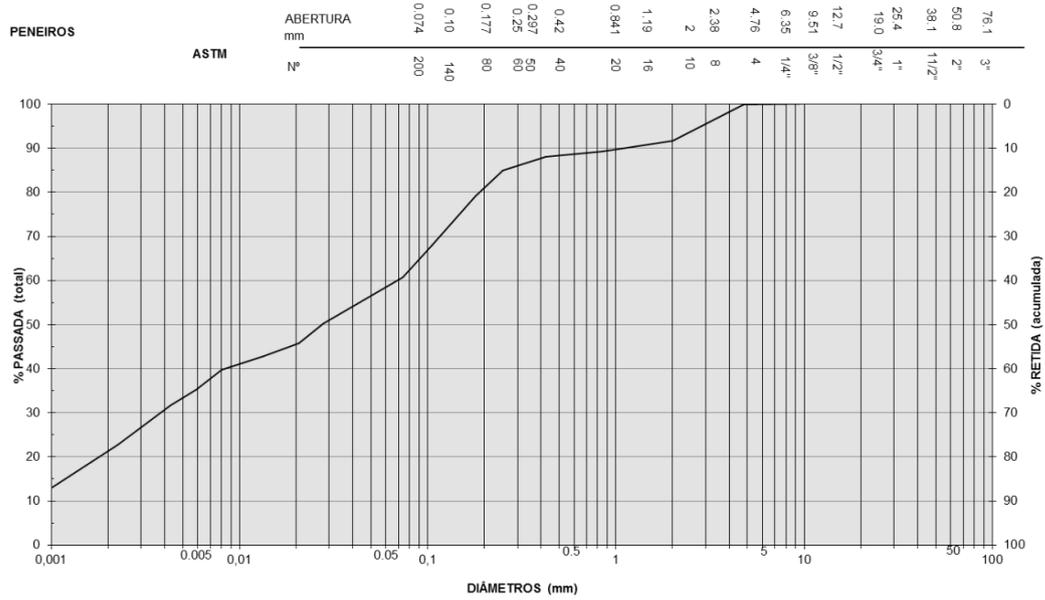
- obtenção do grau de Doutor na Universidade do Minho, Portugal.
- Pinto *et al.* (2002) Geopolymer manufacture and applications – Main problems when using concrete technology. In proceedings of 2002 Geopolymer Conference. Melbourne, Australia.
- Rahier *et al.* (1996) Low temperatura synthesized aluminosilicate glasses. PartI. Low temperature reaction stoichimetry and structure of a model compound. Journal of Materials Science 31, pp. 71-79.
- Rios & Fonseca (2013) On the shearing behaviour of an artificially cemented soil, research paper.
- Rios *et al.* (2016) Structural Performance of Alkali-Activated Soil Ash versus Soil Cement, Journal of Materials in Civil Engineering,
- Rios *et al.* (2016). Increasing the velocity of alkali activated reactions used in soil stabilisation. Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia em 2016, na FEUP, Portugal.
- Rodrigues *et al.* (2016). Estabilização de solos com geopolímeros para camadas de leito de estradas. Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia em 2016, na FEUP, Portugal.
- Santos (2008). Estudos de formulação Solo-Cimento e Solo-Cal e respetivas aplicações. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geotécnica e Geoambiente no Instituto de Engenharia do Porto, Portugal.
- Saroglou (2009).- Compressive Strength of Soil Improved with Cement. Conference Paper. International Foundation Congress and Equipment Expo 2009.
- Silva (2010). Estudo comparativo de dois solos argilosos estabilizados com cal. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geológica(Geotécnica) na Faculdade de Ciências e Tecnologia na Universidade Nova de Lisboa, Portugal.
- Silva (2011). Desenvolvimento de tijolos com incorporação de cinzas de carvão e lodo provenientes de estação de tratamento de água. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Ciências na a Área de Tecnologia Nuclear- Materais na Universidade de São Paulo, Brasil.
- Singh *et al.* (2005). Structural studies of geopolymers by Si and Al MAS-NMR. Journal of Materials Science 40, 3951–3961.
- Soares (2013). Melhoria de um solo residual granítico com recurso à ativação alcalina de cinzas volantes. Dissertação para obtenção do grau de Mestre na Universidade de três-os-Montes e Alto Douro, Portugal.
- Swanepoel & Strydom (2002) Utilization of fly ash in a geopolymeric material. Applied Geochemistry 17, pp. 1143-1148.
- Teixeira (2010). Avaliação do potencial de ligantes à base de sódio e cinzas volantes na estabilização de solos- comparação com soluções tradicionais. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civi na Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Portugal.
- Torgal & Jalali (2007). Construção Sustentável. O caso dos materiais de construção. Congresso Construção 2007.
- Torgal & Jalali (2009). Ligantes Geopoliméricos. Uma alternativa ao Cimento Portland?. *Ingenium*, Vol.1, 66-68.
- Torgal & Jalali (2009).Ligantes obtidos por ativação alcalina . 1º edição, Edição TecMinho.
- Torgal & Jalali (2010). A sustentabilidade dos materiais de construção. 2º edição, Edição TecMinho. Vila Verde.
- Torgal & Pacheco (2007) Desenvolvimento de ligantes obtidos por activação alcalina de lamas residuais das Minas da Panasqueira. Tese de Doutoramento, Universidade da Beira Interior, Portugal.
- Vitali (2008). Efeito da composição de misturas de solo-cimento nos parâmetros de rigidez e de resistência. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civi na

- Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.
- Xu & Deventer (2000). The Geopolymerisation of Alumino-Silicate Minerals.” International Journal of Mineral Processing, v.59, 2000: 247-266.
- Xu *et al.* (2002). Microstructural characterisation of geopolymers synthesized from kaolinite/stilbite mixtures using XRD, MAS-NMR, SEM/EDX, TEM/EDX and HREM. Cement and Concrete Research 32, 1705–1716.
- Xu *et al.* (2002) Geopolymerisation of multiple minerals. Minerals Engineering 15, pp. 1131-1139.
- Yang *et al.* (2008). Effect of alkali-activation on aluminosilicate-based cementitious materials . Journal of University of Science and Technology Beijing, 15, N. 6, p.796. 2008.

ANEXOS

**ANEXO I- FICHAS TÉCNICAS DOS ENSAIOS DE
CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SOLO**

Análise granulométrica



Curva granulométrica do solo em estudo.

Análise granulométrica do solo

| Peneiros | | Peso retido | % retida | % Total que passa |
|--------------|--------|-------------|-------------|-------------------|
| Nº | mm | | | |
| 3" | 76,1 | | | 100 |
| 2" | 50,8 | | | 100 |
| 1 1/2" | 38,1 | | | 100 |
| 1" | 25,4 | | | 100 |
| 3/4" | 19,0 | | | 100 |
| 1/2" | 12,7 | | | 100 |
| 3/8" | 9,51 | | | 100 |
| 1/4" | 6,35 | | | 100 |
| 4 | 4,76 | 0,800 | 0,1 | 99,9 |
| 10 | 2,00 | 60,400 | 8,2 | 91,7 |
| 20 | 0,841 | 2,600 | 2,4 | 89,3 |
| 40 | 0,420 | 1,300 | 1,2 | 88,1 |
| 60 | 0,250 | 3,500 | 3,2 | 84,9 |
| 80 | 0,180 | 6,400 | 5,9 | 79,0 |
| 140 | 0,100 | 12,100 | 11,1 | 68,0 |
| 200 | 0,074 | 7,900 | 7,2 | 60,7 |
| | <0,074 | 66,200 | 60,5 | |
| Total | | | 99,8 | |

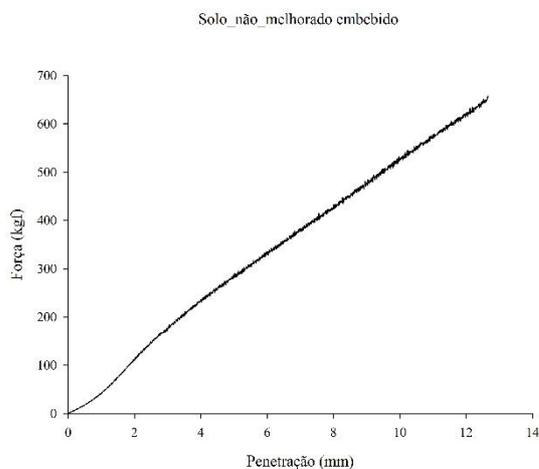
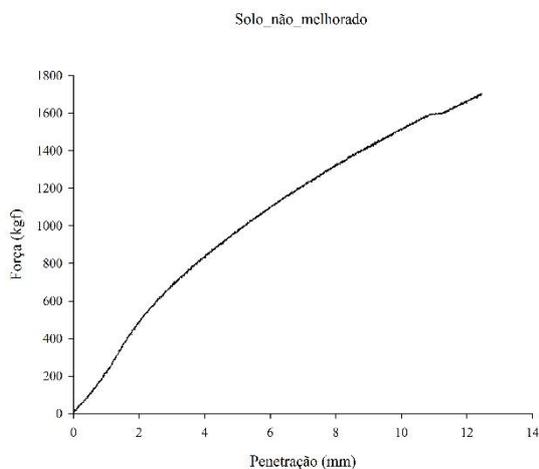
Ensaio compactação (Proctor Modificado)

| Solo não melhorado | | | | | | | | | | | | |
|---|--------|--------|---------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|
| Volume do molde (cm ³) | 950 | | 950 | | 950 | | 950 | | 950 | | 950 | |
| Teor em água adicionada em relação à massa seca do solo (%) | 8 | | 10 | | 12 | | 14 | | 16 | | 18 | |
| Peso do provete húmido + molde (g) | 3705 | | 3768 | | 3832 | | 3886 | | 3919 | | 3939,7 | |
| Peso do molde (g) | 1929,7 | | 1929,7 | | 1929,7 | | 1929,7 | | 1929,7 | | 1929,7 | |
| Peso do provete húmido (g) | 1775 | | 1838 | | 1902 | | 1956 | | 1989 | | 2010 | |
| Massa volúmica húmida (g/cm ³) | 1,8687 | | 1,9351 | | 2,0024 | | 2,0593 | | 2,0940 | | 2,1158 | |
| Massa volúmica seca (g/cm ³) | 1,7318 | | 1,7509 | | 1,7882 | | 1,8079 | | 1,8054 | | 1,7953 | |
| Teor em água | | | | | | | | | | | | |
| Nome da Cápsula | A | B | C | D | E | F | G | H | I | J | L | M |
| Peso da cápsula + solo húmido (g) | 68,260 | 72,630 | 102,340 | 81,790 | 139,630 | 181,260 | 157,140 | 111,460 | 104,360 | 99,660 | 55,550 | 63,850 |
| Peso da cápsula + solo seco (g) | 64,260 | 68,220 | 95,380 | 76,030 | 127,740 | 166,310 | 141,450 | 100,530 | 92,980 | 88,900 | 48,300 | 55,450 |
| Peso da água (g) | 4,000 | 4,410 | 6,960 | 5,760 | 11,890 | 14,950 | 15,690 | 10,930 | 11,380 | 10,760 | 7,250 | 8,400 |
| Peso da cápsula (g) | 13,250 | 12,950 | 29,210 | 21,260 | 28,780 | 41,200 | 29,150 | 21,520 | 21,880 | 21,480 | 7,550 | 8,570 |
| Peso solo seco (g) | 51,010 | 55,27 | 66,170 | 54,770 | 98,960 | 125,110 | 112,300 | 79,010 | 71,100 | 67,420 | 40,750 | 46,880 |
| Teor em humidade (%) | 7,84 | 7,98 | 10,52 | 10,52 | 12,01 | 11,95 | 13,97 | 13,83 | 16,01 | 15,96 | 17,79 | 17,92 |
| Teor médio de humidade (%) | 7,91 | | 10,52 | | 11,98 | | 13,90 | | 15,98 | | 17,85 | |

Ensaio CBR

| | Normal | Embebido | | | | |
|--|--------|-------------------------------|-------|---------------------------|--------|--------|
| | | Antes do período de embebição | | Após período de embebição | | |
| Solo não melhorado | | | | | | |
| Volume do molde (cm ³) | 2081 | 2081 | 2081 | 2081 | 2081 | 2081 |
| Massa do provete húmido + molde (g) | 12800 | 12820 | 12820 | 12820 | 13241 | 13241 |
| Massa do molde (g) | 8400 | 8410 | 8410 | 8410 | 8410 | 8410 |
| Massa do provete húmido (g) | 4400 | 4410 | 4410 | 4410 | 4831 | 4831 |
| Massa volúmica húmida (g/cm ³) | 2,11 | 2,12 | 2,12 | 2,12 | 2,32 | 2,32 |
| Massa volúmica seca (g/cm ³) | 1,81 | 1,81 | 1,81 | 1,81 | 1,81 | 1,81 |
| Teor em água da amostra | | | | | | |
| Nome da cápsula | A | B | A | B | C | D |
| Peso da cápsula + solo húmido | 129,71 | 122,17 | 35,97 | 31,66 | 145,63 | 120,06 |
| Peso da capsula + solo seco (g) | 114,89 | 108,20 | 32,56 | 28,57 | 122,28 | 103,00 |
| Peso da água (g) | 14,82 | 13,97 | 3,41 | 3,09 | 23,35 | 17,06 |
| Peso da cápsula (g) | 12,95 | 12,98 | 8,71 | 7,52 | 21,33 | 21,42 |
| Peso do solo seco (g) | 101,94 | 95,22 | 23,85 | 21,05 | 100,95 | 81,58 |
| Teor em água (%) | 14,54 | 14,67 | 14,30 | 14,68 | 23,13 | 20,91 |
| Valor médio do teor em água (%) | 14,60 | 14,60 | 14,49 | 14,49 | 22,02 | 22,02 |

| | | Força (kgf) | | CBR | | Adotado | 95% da massa volúmica seca máxima (ρ _d , máx) |
|---------------------------|----------|-------------|--------|--------|--------|---------|--|
| | | 2,5 mm | 5,0 mm | 2,5 mm | 5,0 mm | | |
| Solo não melhorado | Normal | 589,77 | 971,97 | 44 | 48 | 48 | 45 |
| | Embebido | 145,18 | 285,29 | 11 | 14 | 14 | 13 |



**ANEXO II- FICHAS TÉCNICAS DOS ENSAIOS DE
COMPACTAÇÃO DAS MISTURAS SOLO-LIGANTE (PROCTOR
MODIFICADO)**

Anexo II

| CAL_7,5% | | | | | | | | | | | | |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|--------|---------|--------|--------|--------|
| Volume do molde (cm ³) | 945,55 | | 945,55 | | 945,55 | | 945,55 | | 945,55 | | 945,55 | |
| Teor em água adicionada em relação à massa seca do solo (%) | 9,50 | | 11,50 | | 13,50 | | 15,50 | | 17,50 | | 19,50 | |
| Peso do provete húmido + molde (g) | 3660,6 | | 3750 | | 3825,2 | | 3899,64 | | 3904,08 | | 3929 | |
| Peso do molde (g) | 1953 | | 1953 | | 1953 | | 1953 | | 1953 | | 1953 | |
| Peso do provete húmido (g) | 1708 | | 1797 | | 1872 | | 1947 | | 1951 | | 1976 | |
| Massa volúmica húmida (g/cm ³) | 1,8059 | | 1,9005 | | 1,9800 | | 2,0587 | | 2,0634 | | 2,0898 | |
| Massa volúmica seca (g/cm ³) | 1,6540 | | 1,7110 | | 1,7549 | | 1,7937 | | 1,7719 | | 1,7669 | |
| Teor em água | | | | | | | | | | | | |
| Nome da Cápsula | A | B | C | D | E | F | G | H | I | J | L | M |
| Peso da cápsula + solo húmido (g) | 74,440 | 85,240 | 79,030 | 70,610 | 76,540 | 84,760 | 55,260 | 48,480 | 55,780 | 60,080 | 72,280 | 59,790 |
| Peso da cápsula + solo seco (g) | 69,250 | 79,230 | 73,360 | 65,740 | 70,340 | 77,600 | 49,570 | 43,350 | 49,070 | 52,910 | 62,880 | 52,240 |
| Peso da água (g) | 5,190 | 6,010 | 5,670 | 4,870 | 6,200 | 7,160 | 5,690 | 5,130 | 6,710 | 7,170 | 9,400 | 7,550 |
| Peso da cápsula (g) | 13,250 | 13,190 | 22,050 | 21,880 | 21,930 | 21,860 | 11,140 | 8,570 | 8,670 | 8,900 | 11,220 | 11,110 |
| Peso solo seco (g) | 56,000 | 66,04 | 51,310 | 43,860 | 48,410 | 55,740 | 38,430 | 34,780 | 40,400 | 44,010 | 51,660 | 41,130 |
| Teor em humidade (%) | 9,27 | 9,10 | 11,05 | 11,10 | 12,81 | 12,85 | 14,81 | 14,75 | 16,61 | 16,29 | 18,20 | 18,36 |
| Teor médio de humidade (%) | 9,18 | | 11,08 | | 12,83 | | 14,78 | | 16,45 | | 18,28 | |

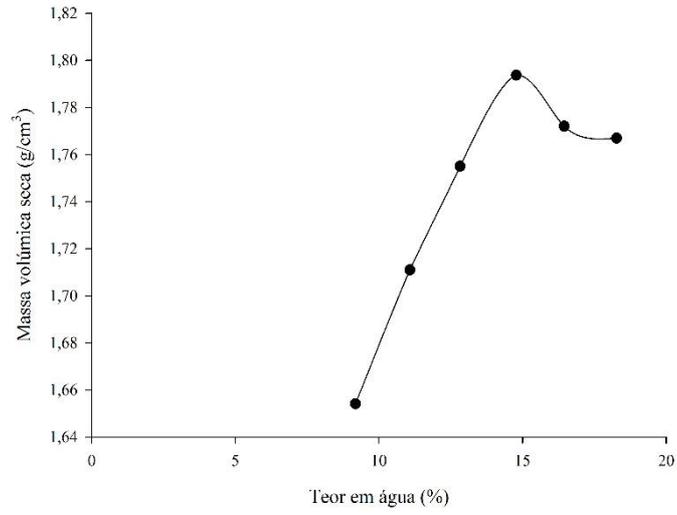
| CMT_7,5% | | | | | | | | | | | | |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|--------|--------|
| Volume do molde (cm ³) | 945,55 | | 945,55 | | 945,55 | | 945,55 | | 945,55 | | 945,55 | |
| Teor em água adicionada em relação à massa seca do solo (%) | 9,50 | | 11,50 | | 13,50 | | 15,50 | | 17,50 | | 19,50 | |
| Peso do provete húmido + molde (g) | 3778,2 | | 3875,1 | | 3940 | | 3992 | | 4008 | | 3968,9 | |
| Peso do molde (g) | 1953 | | 1953 | | 1953 | | 1953 | | 1953 | | 1953 | |
| Peso do provete húmido (g) | 1825 | | 1922 | | 1987 | | 2039 | | 2055 | | 2016 | |
| Massa volúmica húmida (g/cm ³) | 1,9303 | | 2,0328 | | 2,1014 | | 2,1564 | | 2,1733 | | 2,1320 | |
| Massa volúmica seca (g/cm ³) | 1,7708 | | 1,8255 | | 1,8637 | | 1,8827 | | 1,8652 | | 1,8038 | |
| Teor em água | | | | | | | | | | | | |
| Nome da Cápsula | A | B | C | D | E | F | G | H | I | J | L | M |
| Peso da cápsula + solo húmido (g) | 53,230 | 46,840 | 63,830 | 41,080 | 42,220 | 49,560 | 87,480 | 90,960 | 100,290 | 114,840 | 91,730 | 84,410 |
| Peso da cápsula + solo seco (g) | 49,570 | 43,580 | 58,070 | 37,740 | 38,300 | 44,830 | 79,230 | 82,130 | 89,070 | 101,790 | 79,610 | 73,480 |
| Peso da água (g) | 3,660 | 3,260 | 5,760 | 3,340 | 3,920 | 4,730 | 8,250 | 8,830 | 11,220 | 13,050 | 12,120 | 10,930 |
| Peso da cápsula (g) | 8,770 | 7,520 | 8,700 | 7,490 | 7,620 | 7,670 | 22,050 | 21,860 | 21,880 | 21,930 | 13,250 | 13,190 |
| Peso solo seco (g) | 40,800 | 36,06 | 49,370 | 30,250 | 30,680 | 37,160 | 57,180 | 60,270 | 67,190 | 79,860 | 66,360 | 60,290 |
| Teor em humidade (%) | 8,97 | 9,04 | 11,67 | 11,04 | 12,78 | 12,73 | 14,43 | 14,65 | 16,70 | 16,34 | 18,26 | 18,13 |
| Teor médio de humidade (%) | 9,01 | | 11,35 | | 12,75 | | 14,54 | | 16,52 | | 18,20 | |

Anexo II

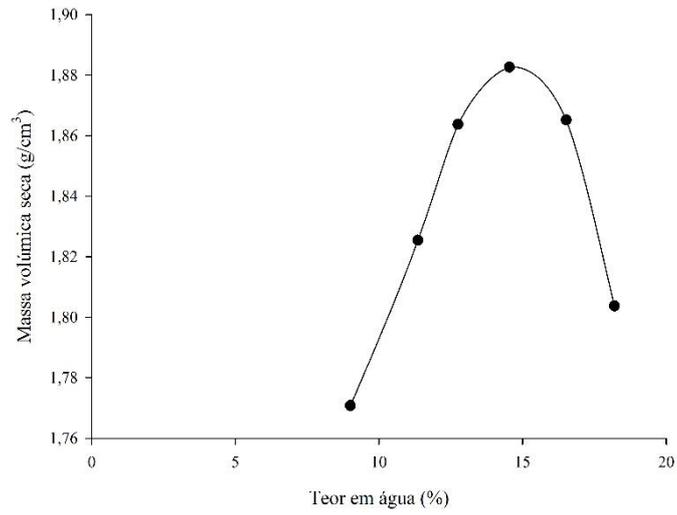
| CNZ_15% (mistura de solo, 15% de cinzas volantes e água) | | | | | | | | | | | | |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Volume do molde (cm ³) | 945,55 | | 945,55 | | 945,55 | | 945,55 | | 945,55 | | 945,55 | |
| Teor em água adicionada em relação à massa seca do solo (%) | 9,50 | | 11,50 | | 13,50 | | 15,50 | | 17,50 | | 19,50 | |
| Peso do provete húmido + molde (g) | 3704,1 | | 3763 | | 3848,8 | | 3901,8 | | 3932 | | 3921 | |
| Peso do molde (g) | 1953 | | 1953 | | 1953 | | 1953 | | 1953 | | 1953 | |
| Peso do provete húmido (g) | 1751 | | 1810 | | 1896 | | 1949 | | 1979 | | 1968 | |
| Massa volúmica húmida (g/cm ³) | 1,8519 | | 1,9142 | | 2,0050 | | 2,0610 | | 2,0930 | | 2,0813 | |
| Massa volúmica seca (g/cm ³) | 1,6899 | | 1,7241 | | 1,7789 | | 1,7844 | | 1,7931 | | 1,7421 | |
| Teor em água | | | | | | | | | | | | |
| Nome da Cápsula | A | B | C | D | E | F | G | H | I | J | L | M |
| Peso da cápsula + solo húmido (g) | 77,100 | 75,900 | 96,400 | 96,500 | 88,500 | 79,800 | 64,500 | 50,400 | 65,260 | 73,360 | 65,200 | 80,500 |
| Peso da cápsula + solo seco (g) | 72,400 | 71,050 | 89,200 | 88,900 | 80,000 | 72,300 | 57,300 | 44,800 | 57,500 | 64,100 | 56,200 | 69,000 |
| Peso da água (g) | 4,700 | 4,850 | 7,200 | 7,600 | 8,500 | 7,500 | 7,200 | 5,600 | 7,760 | 9,260 | 9,000 | 11,500 |
| Peso da cápsula (g) | 21,930 | 21,880 | 22,050 | 21,860 | 13,250 | 13,190 | 11,000 | 8,570 | 11,140 | 8,670 | 8,930 | 11,220 |
| Peso solo seco (g) | 50,470 | 49,17 | 67,150 | 67,040 | 66,750 | 59,110 | 46,300 | 36,230 | 46,360 | 55,430 | 47,270 | 57,780 |
| Teor em humidade (%) | 9,31 | 9,86 | 10,72 | 11,34 | 12,73 | 12,69 | 15,55 | 15,46 | 16,74 | 16,71 | 19,04 | 19,90 |
| Teor médio de humidade (%) | 9,59 | | 11,03 | | 12,71 | | 15,50 | | 16,72 | | 19,47 | |

Fichas Técnicas dos Ensaio de Compactação das Misturas Solo-Ligante

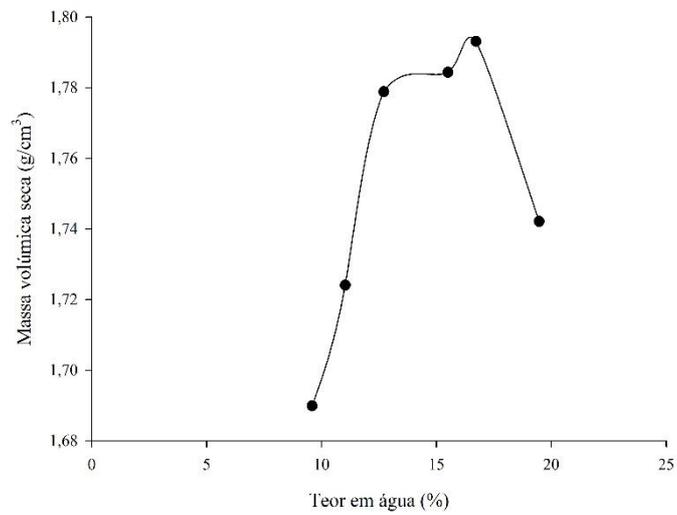
CAL_7,5%



CMT_7,5%



CNZ_15% (mistura de solo, 15% de cinzas volantes e água)

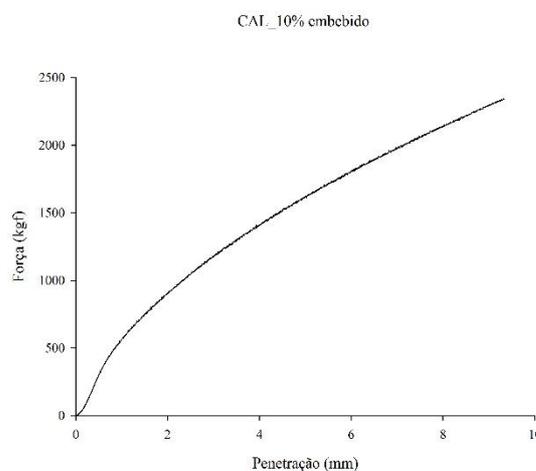
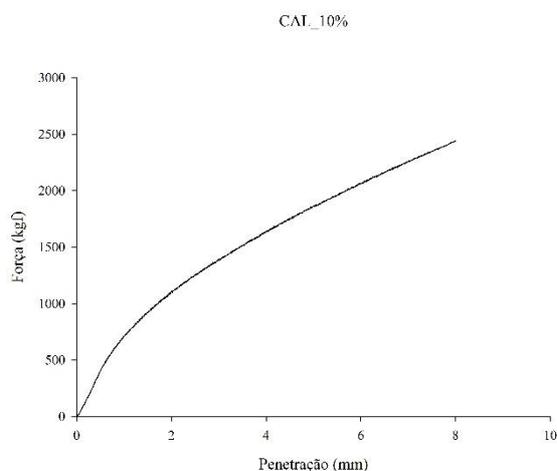


**ANEXO III- FICHAS TÉCNICAS DOS ENSAIOS CALIFORNIA
BEARING RATIO (CBR)**

Anexo III

| | Normal | Embebido | | | | |
|--|--------|-------------------------------|--------|---------------------------|--------|--------|
| | | Antes do período de embebição | | Após período de embebição | | |
| CAL_10% | | | | | | |
| Volume do molde (cm ³) | 2086 | 2086 | 2086 | 2086 | | |
| Massa do provete húmido + molde (g) | 12305 | 12980 | 12980 | 13250 | | |
| Massa do molde (g) | 7917 | 8612 | 8612 | 8612 | | |
| Massa do provete húmido (g) | 4388 | 4368 | 4368 | 4638 | | |
| Massa volúmica húmida (g/cm ³) | 2,10 | 2,09 | 2,09 | 2,22 | | |
| Massa volúmica seca (g/cm ³) | 1,80 | 1,80 | 1,80 | 1,80 | | |
| Teor em água da amostra | | | | | | |
| Nome da cápsula | A | B | A | B | C | D |
| Peso da cápsula + solo húmido | 183,00 | 178,10 | 165,40 | 129,80 | 100,43 | 145,58 |
| Peso da capsula + solo seco (g) | 164,38 | 159,09 | 147,52 | 116,26 | 89,50 | 124,00 |
| Peso da água (g) | 18,62 | 19,01 | 17,88 | 13,54 | 10,93 | 21,58 |
| Peso da cápsula (g) | 33,20 | 25,40 | 21,80 | 21,20 | 21,98 | 25,54 |
| Peso do solo seco (g) | 131,18 | 133,69 | 125,72 | 95,06 | 67,52 | 98,46 |
| Teor em água (%) | 14,19 | 14,22 | 14,22 | 14,24 | 16,19 | 21,92 |
| Valor médio do teor em água (%) | 14,21 | 14,23 | 14,23 | 14,23 | 19,05 | |

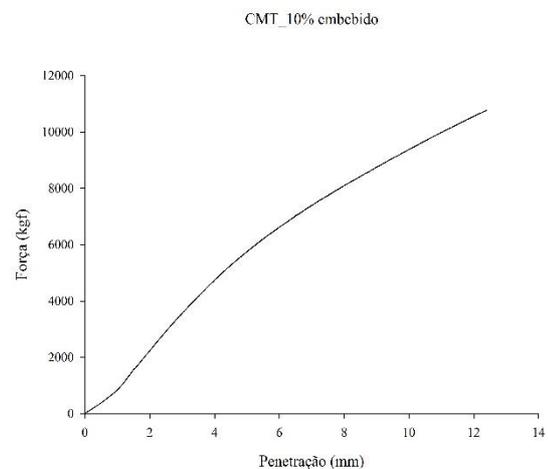
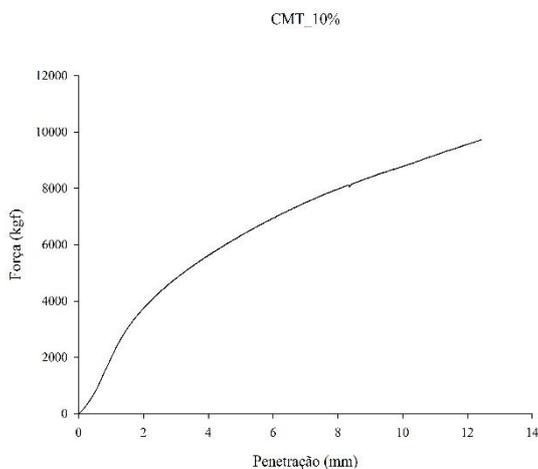
| | Força (kgf) | | CBR | | Adotado | 95% da massa volúmica seca máxima (ρ _{d, máx}) | |
|----------------|-------------|---------|---------|--------|---------|--|----|
| | 2,5 mm | 5,0 mm | 2,5 mm | 5,0 mm | | | |
| CAL_10% | Normal | 1248,97 | 1859,99 | 92 | 91 | 92 | 88 |
| | Embebido | 1040,95 | 1613,78 | 77 | 79 | 79 | 75 |



Fichas Técnicas dos Ensaios de California Bearing Ratio

| | Normal | Embebido | | | | |
|--|--------|-------------------------------|--------|---------------------------|-------|-------|
| | | Antes do período de embebição | | Após período de embebição | | |
| CMT_10% | | | | | | |
| Volume do molde (cm ³) | 2086 | 2086 | 2086 | 2086 | 2086 | 2086 |
| Massa do provete húmido + molde (g) | 13081 | 12960 | 12960 | 12960 | 13110 | 13110 |
| Massa do molde (g) | 8578 | 8459 | 8459 | 8459 | 8459 | 8459 |
| Massa do provete húmido (g) | 4503 | 4501 | 4501 | 4501 | 4651 | 4651 |
| Massa volúmica húmida (g/cm ³) | 2,16 | 2,16 | 2,16 | 2,16 | 2,23 | 2,23 |
| Massa volúmica seca (g/cm ³) | 1,84 | 1,84 | 1,84 | 1,84 | 1,84 | 1,84 |
| Teor em água da amostra | | | | | | |
| Nome da cápsula | A | B | A | B | C | D |
| Peso da cápsula + solo húmido | 198,30 | 162,70 | 186,90 | 162,40 | 99,00 | 83,47 |
| Peso da capsula + solo seco (g) | 175,88 | 144,75 | 167,39 | 145,04 | 86,33 | 72,75 |
| Peso da água (g) | 22,42 | 17,95 | 19,51 | 17,36 | 12,67 | 10,72 |
| Peso da cápsula (g) | 21,80 | 21,20 | 33,20 | 25,40 | 13,21 | 13,32 |
| Peso do solo seco (g) | 154,08 | 123,55 | 134,19 | 119,64 | 73,12 | 59,43 |
| Teor em água (%) | 14,55 | 14,53 | 14,54 | 14,51 | 17,33 | 18,04 |
| Valor médio do teor em água (%) | 14,54 | 14,52 | 14,52 | 14,52 | 17,68 | 17,68 |

| | | Força (kgf) | | CBR | | Adotado | 95% da massa volúmica seca máxima (ρ _{d, máx}) |
|----------------|----------|-------------|---------|--------|--------|---------|--|
| | | 2,5 mm | 5,0 mm | 2,5 mm | 5,0 mm | | |
| CMT_10% | Normal | 4311,47 | 6324,77 | 318 | 311 | 318 | 302 |
| | Embebido | 2900,64 | 5743,74 | 214 | 283 | 283 | 268 |



Anexo III

| | Normal | Embebido | | | | |
|--|--------|-------------------------------|-------|---------------------------|-------|-------|
| | | Antes do período de embebição | | Após período de embebição | | |
| CNZ_20%_nf | | | | | | |
| Volume do molde (cm ³) | 2069 | | 2069 | | 2069 | |
| Massa do provete húmido + molde (g) | 12200 | | 12140 | | 12210 | |
| Massa do molde (g) | 7889 | | 7826 | | 7826 | |
| Massa do provete húmido (g) | 4311 | | 4314 | | 4384 | |
| Massa volúmica húmida (g/cm ³) | 2,08 | | 2,09 | | 2,12 | |
| Massa volúmica seca (g/cm ³) | 1,80 | | 1,80 | | 1,80 | |
| Teor em água da amostra | | | | | | |
| Nome da cápsula | A | B | A | B | C | D |
| Peso da cápsula + solo húmido | 66,20 | 75,30 | 91,75 | 73,22 | 79,89 | 60,85 |
| Peso da capsula + solo seco (g) | 60,02 | 68,22 | 82,20 | 65,95 | 71,10 | 54,02 |
| Peso da água (g) | 6,18 | 7,08 | 9,55 | 7,27 | 8,79 | 6,83 |
| Peso da cápsula (g) | 13,98 | 15,68 | 11,55 | 13,00 | 11,22 | 8,86 |
| Peso do solo seco (g) | 46,04 | 52,54 | 70,65 | 52,95 | 59,88 | 45,16 |
| Teor em água (%) | 13,42 | 13,48 | 13,52 | 13,73 | 14,68 | 15,12 |
| Valor médio do teor em água (%) | 13,45 | | 13,62 | | 14,90 | |

| | | Força (kgf) | | CBR | | Adotado | 95% da massa volúmica seca máxima (ρ _{d, máx}) |
|-------------------|----------|-------------|---------|--------|--------|---------|--|
| | | 2,5 mm | 5,0 mm | 2,5 mm | 5,0 mm | | |
| CNZ_20%_nf | Normal | 3249,26 | 5472,68 | 240 | 269 | 269 | 256 |
| | Embebido | 2909,38 | 5047,63 | 215 | 248 | 248 | 236 |

