



Bruno Filipe da Silva Duarte Mendes

Licenciado em Engenharia Civil

MELHORAMENTO DE TERRENOS DE FUNDAÇÃO ATRAVÉS DE “CUTTER SOIL MIXING”

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil
Perfil de Estruturas e Geotecnia

(elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil no âmbito do
protocolo entre a FCT-UNL e o LNEC)

Orientador: Professor Doutor João Paulo Bilé Serra

Júri:

Presidente: Professor Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra

Arguentes: Professora Doutora Laura Maria Mello Saraiva Caldeira
Professor Alexandre da Luz Pinto

Vogal: Professor Doutor João Paulo Bilé Serra

“Copyright” Bruno Filipe da Silva Duarte Mendes, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa tem o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

O autor gostaria de expressar o seu sincero agradecimento a todos os que o ajudaram e tornaram possível a realização deste documento.

Ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil na pessoa do seu anterior Presidente, Investigador Carlos Matias Ramos, por todos os meios disponibilizados para a realização desta dissertação de Mestrado.

À Directora do Departamento de Geotecnia do LNEC, Professora Doutora Laura Caldeira, pelo acolhimento no DG para efectuar o estágio profissionalizante, fundamental no percurso académico e profissional do autor, que culminou com a realização da presente dissertação.

Ao orientador, Professor Doutor João Bilé Serra, agradece a disponibilidade demonstrada durante a presente dissertação, através da análise crítica, conselhos e revisão do texto, que foram essenciais na elaboração da dissertação. O autor reconhece uma vasta gratidão por todo o esforço empreendido.

À Administração do Porto de Lisboa e ao Engenheiro Machado Vale, por terem autorizado a publicação dos resultados aqui apresentados.

À namorada, Ana Gonçalves, pela análise crítica e revisão do texto elaborado bem como por todo o apoio concedido durante o período de pós-operatório, que coincidiu com a elaboração da presente dissertação.

À Dr.^a Celeste Jorge (LNEC/DG) e à bolsista Filipa Sousa pelo apoio facultado nos ensaios de FRX.

Ao Mestre Raul Póvoa (LNEC/DG) pela contribuição que generosamente forneceu ao projecto e por toda a sua simpatia.

Aos técnicos (LNEC/DG) Amélia Reis, Joaquim Remédios, Fátima Carrim, Fernando Rodrigues, António Cardoso e Jorge Veiga por toda a ajuda prestada e conhecimentos concedidos ao autor.

Ao Engenheiro Rodrigo Seifert (Geo-Hidrol) por toda a documentação sobre CSM facultada.

Ao colega e amigo, Engenheiro Pedro Godinho (JetSJ), pela disponibilidade e prontidão em esclarecer dúvidas relacionadas com o CSM.

Ao colega de gabinete, Ricardo Alves, por todas as impressões trocadas sobre o Plaxis.

À sua família, pais e irmãos, Cândido, Eva, David, Pedro, Paula, Bárbara e Carolina, o autor dedica a presente dissertação. Para os sobrinhos Filipa, Pedro, Cláudia e Diogo, o autor gostaria de deixar palavras de carinho em virtude do tempo que foi roubado, em parte devido aos compromissos académicos.

Aos seus amigos, cujos nomes não é necessário mencionar, o seu profundo agradecimento por todos os bons momentos passados.

A todos aqueles que não foram mencionados, o autor envia o seu agradecimento.

Página propositadamente em branco

Resumo

A presente dissertação versa o estudo de técnicas de melhoramento de terrenos de fundação através da análise da técnica de *Cutter Soil Mixing* (CSM). O CSM é uma metodologia de *deep mixing*, que consiste na utilização do solo como material de construção, através da destruição da sua estrutura e posteriormente promovendo-se a sua mistura com calda de cimento.

Inicialmente foi realizada uma recolha bibliográfica da evolução do *deep mixing* com descrição da técnica de *Cutter Soil Mixing*, bem como do estado da arte de misturas de solo-cimento do ponto de vista das características mecânicas e físicas das misturas, com ênfase para as misturas com argilas. A recolha bibliográfica é finalizada com a apresentação das técnicas de controlo de qualidade em obras com recurso a *deep mixing*.

Em 2009 o CSM foi introduzido em Portugal como uma solução alternativa de fundação no projecto de reabilitação e reforço do cais entre Santa Apolónia e o Jardim do Tabaco. No Capítulo 5 apresenta-se os resultados do programa de estudo que visou validar a utilização da técnica de CSM, através da realização de ensaios laboratoriais em amostras de massa fresca e em carotes (provenientes dos painéis teste), e em amostras de mistura produzida no LNEC (com utilização de solo proveniente do Jardim do Tabaco). Neste programa laboratorial, procedeu-se ao estudo das características físico-químicas, de resistência e de deformabilidade, com especial enfoque nas respectivas evoluções com o tempo de cura.

Com o intuito de complementar os ensaios laboratoriais realizados, foi idealizado um caso de estudo fictício onde foi aferida a capacidade resistente dos painéis de solo-cimento, enquanto elementos de fundação, com base em métodos empíricos e métodos numéricos.

Palavras Chave: Melhoramento de solos, painéis de solo-cimento, *deep mixing*, teor em cimento.

Página propositadamente em branco

Abstract

This dissertation is about the soil foundation improvement techniques through the study of *Cutter Soil Mixing* (CSM). The CSM is a method of *deep mixing*, involving the use of soil as building material, through the destruction of its structure and subsequently promoting the mixing with cement grout.

Initially it was performed a bibliographic compilation of the *deep mixing* evolution with the technical description of *Cutter Soil Mixing*, as well as the state of the art of the soil-cement from the standpoint of mechanical and physical characteristics of the mixtures, with emphasis on mixtures with clay. The compilation ends with the presentation of the techniques for quality control in construction using *deep mixing*.

In 2009 the CSM was introduced in Portugal as an alternative design foundation for the project of rehabilitation and strengthening of the pier between Santa Apolónia and Jardim do Tabaco. The Chapter 5 presents the results of the study program that sought to validate the use of the CSM technique, by conducting laboratory tests on fresh samples (from the test panels), and samples of the mixture produced in LNEC (with the use of the soil from Jardim do Tabaco). The laboratory program proceeded to study the chemical and physical characteristics of strength and deformability, with special focus on their evolution with curing time.

In order to complement the laboratory tests performed, a fictional case study was designed to measure the bearing capacity of the soil-cement panels, as foundation elements, based on empirical methods and numerical methods.

Key-words: Soil improvement, soil-cement panels, *deep mixing*, cement content.

Página propositadamente em branco

Simbologia

Estão aqui reunidos os símbolos, e respectivos significados, utilizados ao longo da dissertação, ainda que no texto os símbolos utilizados sejam devidamente definidos por forma a não suscitarem dúvidas. Procurou-se utilizar a simbologia mais habitual no tratamento de cada uma das matérias abordadas.

Alfabeto Latino

| Símbolo | Significado |
|--------------|---|
| A_c | área do solo melhorado, <i>i.e.</i> área da coluna e/ou painel |
| A_E | área de influência |
| $A_{mol;AM}$ | área coberta por uma molécula de azul-de-metileno |
| A_p | área da parede |
| a_w | teor em cimento |
| $a_{w;nom}$ | teor em cimento nominal |
| c' | coesão efectiva |
| cov | coeficiente de variação |
| d_x | largura do painel |
| d_y | comprimento do painel |
| E | módulo de Young ou módulo de deformabilidade |
| E_{50} | módulo de deformabilidade para tensão igual a $q_{u,max}/2$ |
| $E_{50;sec}$ | módulo de deformabilidade secante para tensão igual a $q_{u,max}/2$ |
| E_{max} | módulo de deformabilidade em muito pequenas deformações |
| EA | rigidez axial |
| E_c | módulo de Young do pilar |
| E_{eq} | módulo de Young equivalente da área homogeneizada |
| E_s | módulo de Young do solo de fundação |
| e | índice de vazios |
| e_0 | índice de vazio inicial |
| FS | factor de segurança |
| G_s | densidade das partículas sólidas |
| H_{aterro} | altura do aterro |
| I_L | índice de liquidez |

| | |
|----------------|--|
| I_p | índice de plasticidade |
| K_0 | coeficiente de impulso em repouso |
| K_{crit} | rácio de tensão principal crítica |
| k_h | coeficiente de permeabilidade horizontal |
| k_v | coeficiente de permeabilidade vertical |
| L | comprimento |
| $M_{mol;AM}$ | massa molecular do azul-de-metileno |
| N | número de Avogadro |
| OCR | grau de sobreconsolidação |
| OM | teor em matéria orgânica |
| p'_c | tensão média efectiva na consolidação |
| p'_{max} | tensão média efectiva para tensão igual a q_{max} |
| q | sobrecarga |
| q_{max} | tensão deviatórica máxima |
| q_u | resistência à compressão simples |
| $q_{u,max}$ | resistência à compressão simples máxima |
| Se | superfície específica |
| S_u | resistência ao corte não drenada |
| $S_{u;painel}$ | resistência ao corte não drenada do painel |
| $S_{u:solo}$ | resistência ao corte não drenada do solo |
| s_x | distância entre eixos na direcção x |
| s_y | distância entre eixos na direcção y |
| T | tempo de propagação das ondas P |
| t | altura do arco |
| t_{eq} | espessura equivalente |
| u | pressão intersticial |
| u_c | contrapressão |
| VBS | valor de azul-de-metileno |
| V_P | velocidade de propagação das ondas P |
| V_s | velocidade de propagação das ondas S |
| w | teor em água |
| w_{imed} | teor em água medido imediatamente após mistura dos ligantes com o solo |
| w_L | limite de liquidez |
| w_{nat} | teor em água natural |
| w_P | limite de plasticidade |
| w_{total} | teor em água utilizado na mistura solo-ligante |

Alfabeto Grego

| Símbolo | Significado |
|--------------------------------|--|
| α | rácio de área melhorada |
| γ_{aterro} | peso volúmico do aterro |
| γ_{sat} | peso volúmico abaixo do nível freático |
| γ_{unsat} | peso volúmico acima do nível freático |
| Δw | variação do teor em água |
| Δu_{max} | excesso de pressão intersticial para tensão igual a q_{max} |
| $\dot{\epsilon}$ | taxa de deformação |
| ϵ_{50} | extensão axial para tensão igual a $q_{u,\text{max}}/2$ |
| ϵ_{max} | extensão axial para tensão igual a $q_{u,\text{max}}$ |
| ϵ_{vol} | deformação volumétrica |
| κ | coeficiente de recompressibilidade/compressibilidade |
| κ^* | coeficiente de recompressibilidade/compressibilidade modificado |
| λ | coeficiente de compressibilidade |
| λ^* | coeficiente de compressibilidade modificado |
| μ | média |
| ν | coeficiente de Poisson |
| ρ | massa volúmica |
| ρ_d | massa volúmica seca |
| σ | desvio padrão |
| σ'_p | tensão de pré-consolidação |
| σ'_v | tensão vertical efectiva |
| σ'_y | tensão de cedência |
| $\sigma_{\text{creep,painel}}$ | resistência do painel considerando o efeito da fluência |
| $\sigma_{E,\text{painel}}$ | tensão suportada pelo painel |
| $\sigma_{E,\text{solo}}$ | tensão suportada pelo solo |
| σ_h | tensão horizontal |
| $\sigma_{f,\text{painel}}$ | resistência do painel |
| $\sigma_{R,\text{painel}}$ | resistência do painel |
| σ_t | resistência à tracção |
| ϕ' | ângulo de atrito interno |
| ψ | ângulo de dilatância |

Abreviatura de instituições ou designações

| | |
|----------|--|
| ACI | <i>American Concrete Institute</i> |
| CDM | <i>Cement Deep Mixing</i> |
| CSM | <i>Cutter Soil Mixing</i> |
| DJM | <i>Dry Jet Mixing</i> |
| DLM | <i>Deep Lime Mixing</i> |
| DMM | <i>Deep Mixing Method</i> |
| DRX | Difracção por raios-X |
| DSM | <i>Deep Soil Mixing</i> |
| EPA | <i>U.S. Environmental Protection Agency</i> |
| FMI | <i>Fräs-Mish-Injektionsverfahren – Cut-Mix-Injection</i> |
| FRX | Fluorescência de raios-X |
| IST | Instituto Superior Técnico |
| JACKSMAN | <i>Jet and Churning System Management</i> |
| LCC | <i>Lime Cement Column</i> |
| LCM | <i>Lime Column Method</i> |
| LNEC | Laboratório Nacional de Engenharia Civil |
| MEV | Microscopia Electrónica de Varrimento |
| PHRI | <i>Port and Harbour Research Institute</i> |
| PWRI | <i>Public Works Research Institute</i> |
| SCC | <i>Soil Cement Column</i> |
| SGI | <i>Swedish Geotechnical Institute</i> |
| SGS | <i>Swedish Geotechnical Society</i> |
| SM | <i>Soil Mixing</i> |
| SMM | <i>Shallow Mixing Method</i> |
| SMW | <i>Soil Mixed Wall</i> |
| SSM | <i>Shallow Soil Mixing</i> |
| SWING | <i>Spreadable Wing</i> |

Índice de Texto

| | |
|--|----|
| 1 – INTRODUÇÃO | 1 |
| 2 – A TECNOLOGIA “CUTTER SOIL MIXING” | 5 |
| 2.1 EVOLUÇÃO HISTÓRICA DO <i>MIXING</i> | 6 |
| 2.1.1 Japão..... | 6 |
| 2.1.2 Escandinávia..... | 7 |
| 2.1.3 EUA..... | 8 |
| 2.1.4 Alemanha | 9 |
| 2.2 COMPARAÇÃO ENTRE O DSM E O CSM..... | 10 |
| 2.3 EQUIPAMENTOS CSM..... | 12 |
| 2.3.1 Modelos de <i>cutter</i> | 12 |
| 2.3.2 Tipos de rodas de corte..... | 14 |
| 2.3.3 Modelos de equipamento | 14 |
| 2.4 MÉTODO DE TRABALHO | 16 |
| 2.5 VARIÁVEIS DE CONTROLO DO PROCESSO | 20 |
| 3 – CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DA MISTURA DE SOLO-CIMENTO. ESTADO DA ARTE..... | 21 |
| 3.1 PROCESSO FÍSICO-QUÍMICO DA MISTURA | 21 |
| 3.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA DE MISTURAS DE SOLO-CIMENTO | 25 |
| 3.2.1 Difracção por raios X e microscopia electrónica de varrimento | 25 |
| 3.2.2 Massa volúmica e teor em água | 28 |
| 3.2.3 Teor em matéria orgânica..... | 30 |
| 3.2.4 Teor em sulfatos..... | 31 |
| 3.2.5 Acidez (pH)..... | 33 |
| 3.3 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE MISTURAS DE SOLO-CIMENTO..... | 34 |
| 3.3.1 Compressibilidade edométrica | 35 |
| 3.3.2 Resistência à compressão simples e à tracção | 36 |
| 3.3.3 Ensaio ao corte em compressão triaxial | 38 |
| 4 – CONTROLO DE QUALIDADE DO TERRENO MELHORADO..... | 41 |
| 4.1 PROBLEMÁTICA DO CONTROLO DE QUALIDADE..... | 41 |
| 4.2 TÉCNICAS DE CONTROLO DE QUALIDADE | 42 |
| 4.2.1 Ensaio <i>in situ</i> | 42 |
| 4.2.2 Ensaio Laboratoriais | 44 |

| | | |
|---|---|----|
| 4.3 | PROCESSO DE MISTURA..... | 44 |
| 4.4 | DETERMINAÇÃO DO TEOR EM CIMENTO E HOMOGENEIDADE DA MISTURA | 45 |
| 4.4.1 | Processos Químicos..... | 45 |
| 4.4.2 | Processo de Análise Elementar..... | 46 |
| 4.5 | TEMPO DE CURA | 47 |
| 5 – CARACTERIZAÇÃO DE MISTURAS DE SOLO-CIMENTO, ATRAVÉS DE ENSAIOS DE FORMULAÇÃO NA OBRA DO CAIS DE CRUZEIROS | | 49 |
| 5.1 | INTRODUÇÃO | 49 |
| 5.2 | PAINÉIS REALIZADOS | 49 |
| 5.3 | MATERIAL ENSAIADO E COMPOSIÇÃO DA MISTURA | 53 |
| 5.3.1 | Propriedades físicas do solo | 53 |
| 5.3.2 | Composição da mistura | 55 |
| 5.3.3 | Descrição do método de mistura | 56 |
| 5.4 | ENSAIOS DE FORMULAÇÃO..... | 59 |
| 5.4.1 | Difracção de raios X..... | 60 |
| 5.4.2 | Observação da microestrutura de amostras ao microscópio electrónico de varrimento | 61 |
| 5.4.3 | Densidade das partículas sólidas | 62 |
| 5.4.4 | Teor em água | 63 |
| 5.4.5 | Massa volúmica | 64 |
| 5.4.6 | Superfície específica..... | 65 |
| 5.4.7 | Teor em matéria orgânica e em sulfatos..... | 67 |
| 5.4.8 | Fluorescência de raios X..... | 68 |
| 5.4.9 | Ensaio de propagação de ondas P..... | 70 |
| 5.4.10 | Ensaio de compressão simples | 72 |
| 5.4.11 | Ensaio de compressão diametral..... | 75 |
| 5.4.12 | Ensaio ao corte em compressão triaxial..... | 77 |
| 5.5 | ANÁLISE DE RESULTADOS..... | 82 |
| 5.5.1 | Homogeneidade da mistura | 82 |
| 5.5.2 | Causas potenciais de heterogeneidade da mistura solo-ligante | 84 |
| 5.5.3 | Propriedades mecânicas..... | 85 |
| 6 – VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DO TERRENO, APÓS INTERVENÇÃO CSM | | 89 |
| 6.1 | MECANISMOS DE ROTURA..... | 89 |
| 6.2 | MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA..... | 90 |
| 6.3 | APLICABILIDADE DAS NORMAS EUROPEIAS..... | 91 |
| 6.3.1 | Normas elaboradas no CEN | 92 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 6.3.2 | Norma britânica BS 8006:1995..... | 92 |
| 6.3.3 | Recomendações alemãs para estruturas de solo reforçado com geossintéticos - EBGEO 93 | |
| 6.4 | DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO..... | 94 |
| 6.5 | VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA RECORRENDO A MÉTODOS EMPÍRICOS..... | 95 |
| 6.5.1 | Determinação da carga suportada pelos painéis de solo-cimento..... | 98 |
| 6.5.2 | Determinação da capacidade resistente do painel de solo-cimento..... | 99 |
| 6.6 | VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA POR MODELOS NUMÉRICOS..... | 101 |
| 6.6.1 | Idealizações geométricas..... | 102 |
| 6.6.2 | Características do modelo..... | 104 |
| 6.6.3 | Análise de resultados..... | 107 |
| 6.7 | ANÁLISE DE ESTABILIDADE POR EQUILÍBRIO LIMITE..... | 116 |
| 6.8 | VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA EM PAINÉIS CSM COM ZONAS DE FRAQUEZA..... | 117 |
| 6.8.1 | Determinação dos parâmetros geomecânicos..... | 117 |
| 6.8.2 | Análise de resultados..... | 121 |
| 7 | CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS..... | 125 |
| 7.1 | CONSIDERAÇÕES..... | 125 |
| 7.2 | DESENVOLVIMENTOS FUTUROS..... | 126 |
| | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... | 129 |
| | ANEXO I..... | 137 |

Página propositadamente em branco

Índice de Figuras

| | |
|--|----|
| Figura 1.1 – Classificação geral do <i>Soil Mixing</i> , com base no tipo de calda, do princípio de mistura e localização da ferramenta de mistura (adaptado de Topolnicki, 2004)..... | 2 |
| Figura 1.2 – Tipos de <i>Soil Mixing</i> : a) <i>wet mixing</i> ; b) <i>dry mixing</i> ; c) <i>jet mixing</i> tipo 1 (adaptado de Porbaha, 1998) | 3 |
| Figura 2.1 – <i>Cutter Soil Mixing</i> (http://www.baumaschine.de) | 5 |
| Figura 2.2 – Exemplos de aplicação do DMM: a) melhoria do solo face à solicitação sísmica; b) barreira para isolamento de solos contaminados (adaptado de Topolnicki, 2004)..... | 6 |
| Figura 2.3 – Equipamento de <i>deep mixing</i> : a) <i>Cement Deep Mixing</i> ; b) <i>Soil Cement Column</i> ; c) SWING (Topolnicki, 2004 e Larsson, 2005) | 7 |
| Figura 2.4 – Equipamento utilizado no processo construtivo LCC (adaptado de Topolnicki, 2004) | 8 |
| Figura 2.5 – Equipamento de <i>wet mixing</i> da <i>Geo-Con Inc</i> : a) DSM; b) SSM; c) <i>Shallow Soil-Cement Mixing</i> | 9 |
| Figura 2.6 – Poço construído com a tecnologia CSM, em Aresing: a) esquema de disposição dos painéis (P – primário; S – secundário) (adaptado de Fiorotto <i>et al.</i> , 2005); b) aspecto geral da obra (Bauer, 2008)..... | 10 |
| Figura 2.7 – Exemplos da disposição espacial dos elementos de solo-ligante executados através de: a) CSM (Fiorotto <i>et al.</i> , 2005); b) DSM (adaptado de Bruce e Bruce, 2003) | 11 |
| Figura 2.8 – Dispositivos disponíveis para a monitorização e controlo: a) Sensores incorporados na cabeça de corte BCM (Bauer, 2008); b) Painel de controlo do equipamento CSM – sistema <i>B-Tronic</i> (Sousa <i>et al.</i> , 2010)..... | 13 |
| Figura 2.9 – Tipos de rodas de corte: a) tipo 3-1; b) tipo 3-2 (Bauer, 2010) | 14 |
| Figura 2.10 – Tipos de barras <i>kelly</i> utilizadas: a) circular; b) rectangular (Bauer, 2008) | 15 |
| Figura 2.11 – Equipamento CSM com estrutura guia: a) cabeça de corte BCM, montada numa estrutura guia com placas laterais estendidas e recolhidas; b) <i>QuatroCutter</i> ; c) <i>SideCutter</i> (Bauer, 2010) | 16 |
| Figura 2.12 – Execução do painel CSM: a) vala para recolha do refluxo (Bauer, 2008); b) descida com injeção de água ou calda; c) penetração no maciço de elevada rigidez; d) subida com injeção de calda (Wilson, 2008) | 17 |
| Figura 2.13 – Processo construtivo geral dos painéis de solo-cimento (Bauer, 2010)..... | 17 |
| Figura 2.14 – a) Painel CSM, com perfis metálicos ou armadura (Fiorotto <i>et al.</i> , 2005); b) Dimensões em planta dos painéis CSM (adaptado de Bauer, 2010)..... | 18 |
| Figura 2.15 – Plantas esquemáticas: a) sistema de fase única; b) sistema de duas fases (adaptado de Bauer, 2010)..... | 19 |
| Figura 3.1 – Troca iónica na argila (adaptado de Janz e Johansson, 2002) | 23 |

| | |
|--|----|
| Figura 3.2 – Principais reacções químicas e produtos de reacção formados na utilização de diferentes tipos de ligantes (adaptado de Åhnberg e Johansson, 2005) | 24 |
| Figura 3.3 – Difractogramas da argila e mistura solo-cimento, com 28 dias de cura e $w = 120\%$ (adaptado de Chew <i>et al.</i> , 2004) | 26 |
| Figura 3.4 – Amostras compactadas com teor em água natural de 20% acima do teor em água óptimo: | 27 |
| Figura 3.5 – Amostras compactadas com teor em água natural de 20% acima do teor em água óptimo: | 27 |
| Figura 3.6 – Peso volúmico em função do teor em cimento (adaptado de Lorenzo e Bergado, 2004) . | 28 |
| Figura 3.7 – Evolução do teor em água em virtude do acréscimo do teor em cimento | 29 |
| Figura 3.8 – Efeito do teor em água no comportamento mecânico de misturas solo-cimento | 29 |
| Figura 3.9 – Misturas de solo-cimento com 7 dias de cura (adaptado de Xu <i>et al.</i> , 2008)..... | 30 |
| Figura 3.10 – Influência do tipo de cimento na resistência à compressão simples: a) 14 dias de cura; 32 | |
| Figura 3.11 – Influência do tipo de cimento utilizado na expansibilidade do solo..... | 33 |
| Figura 3.12 – pH em misturas de solo-cimento: a) 28 dias de cura (adaptado de Hassan, 2009); | 34 |
| Figura 3.13 – Curvas obtidas dos ensaios edométricos de argila e respectivas misturas com diversos teores em cimento (adaptado de Kamruzzaman <i>et al.</i> , 2009)..... | 35 |
| Figura 3.14 – Curvas obtidas dos ensaios edométricos de argila e respectivas misturas com cimento, para diferentes tempos de cura (adaptado de Kamruzzaman <i>et al.</i> , 2009) | 36 |
| Figura 3.15 – Resistência à compressão simples de misturas solo-cimento para teores em cimento de 5, 10,..... | 37 |
| Figura 3.16 – Resistência à tracção em função do teor em cimento, para um tempo de cura de 28 dias | 38 |
| Figura 3.17 – Efeito da tensão de confinamento na tensão de desvio do solo estabilizado com teores em cimento de 6, 9, 12 e 18% (adaptado de Horpibulsuk <i>et al.</i> , 2004)..... | 39 |
| Figura 4.1 – Amostra de mistura solo-cimento desagregada, representativo de uma zona com teor em cimento insuficiente..... | 42 |
| Figura 4.2 – Pormenor dos tubos de PVC colocados após a execução dos painéis CSM teste, na obra do Jardim do Tabaco (Dias, 2009)..... | 43 |
| Figura 4.3 – Ensaio de carga em colunas DSM : a) planta das colunas de DSM; b) configuração do ensaio de carga (Bell <i>et al.</i> , 2007) | 43 |
| Figura 4.4 –Amostra de mistura solo-cimento para ensaios laboratoriais: a) carotes (Bilé Serra e Mendes, 2009a); b) recolha de massa fresca (Bolton, 2010)..... | 44 |
| Figura 4.5 – Pulverização da mistura de solo-cimento “bem misturada”, com um indicador pH: a) mistura de solo com calda de cimento; b) pulverização com fenolftaleína | 46 |
| Figura 4.6 - Pulverização da mistura solo-cimento com um indicador pH: a) mistura de solo com calda de cimento; b) pulverização com fenolftaleína..... | 46 |

| | |
|---|----|
| Figura 4.7 – Teor em cimento versus teor em cimento nominal | 47 |
| Figura 5.1 – Execução dos painéis teste: a) equipamento CSM na doca do Jardim do Tabaco;..... | 50 |
| Figura 5.2 – Recolha de solo com equipamento CSM: a) equipamento CSM; b) sacos com solo do Jardim do Tabaco (Bilé Serra e Mendes, 2009b) | 53 |
| Figura 5.3 – Curvas granulométricas do solo utilizado nas misturas (Bilé Serra e Mendes, 2009b)..... | 54 |
| Figura 5.4 – Posição dos solos utilizados nas misturas de solo-cimento na Carta de Plasticidade | 55 |
| Figura 5.5 – Mistura do solo <i>in situ</i> com cimento: a) bateadeira Felino BT; b) aspecto da calda de cimento com posterior introdução do solo (Bilé Serra e Mendes, 2009b) | 57 |
| Figura 5.6 – Provetes moldados de solo-cimento: a) molde PVC e pilão; b) aspecto da extracção do provete do interior do molde ; c) submersão dos provetes (Bilé Serra e Mendes, 2009b)..... | 57 |
| Figura 5.7 – Provelte utilizado nas misturas realizadas em 2010/02/11: a) desenho do corpo do provete e alongas; b) provetes e alongas em <i>perspex</i> ; c) provete preenchido com mistura solo-cimento | 58 |
| Figura 5.8 – Equipamento Philips PW 1830 Generator (Bilé Serra e Mendes, 2009b) | 60 |
| Figura 5.9 – Microestrutura da mistura solo-cimento: a) 14 dias de cura; b) 28 dias de cura; c) 56 dias de cura; | 62 |
| Figura 5.10 – Representação da massa volúmica (húmida) em função do tempo de cura | 64 |
| Figura 5.11 – Representação da massa volúmica seca em função do tempo de cura..... | 65 |
| Figura 5.12 – Ensaio de azul-de-metileno: a) papel de filtro utilizado no teste da mancha; b) mancha de solução com auréola azul (Bilé Serra e Mendes, 2009b) | 66 |
| Figura 5.13 – Situação de saturação das cinco manchas (Bilé Serra e Mendes, 2009b) | 66 |
| Figura 5.14 – Analisador portátil para análise de FRX (Roque <i>et al.</i> , 2006)..... | 69 |
| Figura 5.15 – Porta-amostra: a) com película circular de Mylar; b) com mistura solo-cimento compactada (Bilé Serra e Mendes, 2009b)..... | 69 |
| Figura 5.16 – Ensaio de propagação de ondas P: a) visão geral do local de ensaio; b) equipamento utilizado | 70 |
| Figura 5.17 – Evolução da velocidade de propagação das ondas P em função do tempo de cura | 71 |
| Figura 5.18 – Comprimento de referência do LVDT (Bilé Serra e Mendes, 2009b)..... | 72 |
| Figura 5.19 – Provelte cilíndrico cortado ao meio, para colheita de três amostras de mistura de solo-cimento..... | 73 |
| Figura 5.20 – Evolução da resistência à compressão simples em função do tempo de cura..... | 74 |
| Figura 5.21 – Evolução da resistência (“cúbica”) à compressão simples em função do tempo de cura, para os provetes com 300 kg/m ³ | 74 |
| Figura 5.22 – Ensaio de compressão diametral: a) rotura do provete; b) fissura visível ao longo do corpo do provete; c) abertura do provete ao longo da fissura (Bilé Serra e Mendes, 2009b) | 75 |
| Figura 5.23 – Prensa utilizada no ensaio de compressão diametral | 76 |
| Figura 5.24 - Curva indicativa de resistência à compressão diametral versus tempo de cura dos provetes (Bilé Serra e Mendes, 2009b) | 77 |

| | |
|---|-----|
| Figura 5.25 – Rotura dos provetes no ensaio triaxial: a) provete 100 depois de ensaiado; b) provete 114 depois de ensaiado (Bilé Serra e Mendes, 2009b)..... | 78 |
| Figura 5.26 – Trajectórias de tensão efectiva (p' , q) das misturas de solo-cimento: a) 31/32 dias de cura; | 79 |
| Figura 5.27 – Trajectórias de tensão efectiva (p' , q) das misturas de solo-cimento com 90/94 dias de cura | 80 |
| Figura 5.28 – Trajectórias de tensão efectiva utilizadas na determinação dos parâmetros de <i>Mohr-Coulomb</i> , para os tempos de cura de: a) 31/32 dias; b) 90 a 94 dias..... | 81 |
| Figura 5.29 – Provetes “defeituosos”: a) ilustração das imperfeições; b) provete rejeitado (nº 104) ... | 85 |
| Figura 5.30 – Efeito da tensão de confinamento na tensão de desvio do solo estabilizado, com..... | 87 |
| Figura 6.1 – Principais estados limite últimos a considerar no dimensionamento de um aterro fundado em painéis: a) resistência de grupo; b) estabilidade das bermas; c) deslizamento do talude lateral; d) estabilidade global..... | 90 |
| Figura 6.2 – Principais estados limites de utilização a considerar no dimensionamento de um aterro: a) extensão excessiva no geossintético; b) assentamento dos elementos de fundação (adaptado de BS 8006, 1995)..... | 90 |
| Figura 6.3 – Ilustração do efeito de arco: a) mecanismo de transferência de carga (adaptado de Raithel <i>et al.</i> , 2008); b) propriedades mecânicas do geossintético (Lopes, 1992)..... | 91 |
| Figura 6.4 – Esquema de transmissão de cargas para as estacas, por efeito de arco (Van Eekelen <i>et al.</i> , 2011)..... | 93 |
| Figura 6.5 – Condições de suporte e definições das distâncias (adaptado de Raithel <i>et al.</i> , 2008)..... | 93 |
| Figura 6.6 – Esquema ilustrativo do conceito de rácio de área melhorada (adaptado de Topolnicki, 2004)..... | 94 |
| Figura 6.7 – Esquema do caso de estudo, com respectiva disposição espacial | 95 |
| Figura 6.8 - Comparação entre os valores de carregamento vertical obtidos por cálculos de dimensionamento e instrumentação para as colunas de madeira (adaptado de Van Eekelen <i>et al.</i> , 2008) | 96 |
| Figura 6.9 – Comparação entre os valores de carregamento vertical obtidos por cálculos de dimensionamento e instrumentação para o geossintético (adaptado de Van Eekelen <i>et al.</i> , 2008)..... | 96 |
| Figura 6.10 – Comparação entre os valores de carregamento vertical obtidos por cálculos de dimensionamento e instrumentação para o estrato argiloso (adaptado de Van Eekelen <i>et al.</i> , 2008)... | 97 |
| Figura 6.11 – Dimensionamento dos painéis de solo-cimento: a) mecanismo de transferência de carga (adaptado de Kempfert <i>et al.</i> , 2004); b) disposição espacial dos painéis | 99 |
| Figura 6.12 - Modelo axissimétrico (adaptado de Satibi, 2009)..... | 102 |
| Figura 6.13 – Modelo de estado plano de deformação – diminuição de espessura..... | 103 |
| Figura 6.14 – Modelo de estado plano de deformação – diminuição do módulo de deformabilidade | 103 |
| Figura 6.15 – Modelo tridimensional (Satibi, 2009) | 104 |

| | |
|--|-----|
| Figura 6.16 – Representação do modelo no Plaxis | 104 |
| Figura 6.17 – Fronteiras de consolidação fechada utilizadas no modelo de elementos finitos..... | 105 |
| Figura 6.18 – Representação dos pontos nodais para consulta de histórias | 108 |
| Figura 6.19 – Deslocamentos verticais para os casos de cálculo SC001 e SC002, no final da fase de cálculo 6: | 108 |
| Figura 6.20 – Deslocamentos verticais nos diversos pontos de história do painel 2, ao longo do tempo: a) SC001; b) SC002 | 109 |
| Figura 6.21 – Deslocamentos verticais nos diversos pontos de história do solo localizado entre o painel 2 e o painel 3: a) cálculo SC001; b) cálculo SC002..... | 110 |
| Figura 6.22 – Deslocamentos verticais nos painéis de solo-cimento, aos 10 m de profundidade: a) cálculo SC001; b) cálculo SC002..... | 110 |
| Figura 6.23 – Deslocamentos horizontais, medidos em profundidade, no final da fase de cálculo 6:..... | 111 |
| Figura 6.24 – Deslocamentos horizontais nos painéis de solo-cimento, nos pontos nodais localizados aos 10 m de profundidade: a) cálculo SC001; b) cálculo SC002 | 111 |
| Figura 6.25 – Medição das tensões verticais no final da fase de cálculo 6: a) base do aterro; | 112 |
| Figura 6.26 – Tensões verticais nos diversos pontos de história no painel 2:..... | 113 |
| Figura 6.27 – Tensões verticais nos diversos pontos de história do solo localizado entre o painel 2 e o painel 3:..... | 113 |
| Figura 6.28 – Evolução da tensão vertical ao longo do tempo em painéis diversos, nos pontos nodais localizados aos 10 m de profundidade: a) cálculo SC001; b) cálculo SC002 | 114 |
| Figura 6.29 – Visualização das zonas com plastificação (pontos vermelhos), no final da fase de cálculo 6:..... | 115 |
| Figura 6.30 – Análise de estabilidade por equilíbrio limite do aterro, pelo método de Bishop: a) caso de cálculo SC001; b) cálculo sem reforço do solo de fundação..... | 116 |
| Figura 6.31 – Modelo com zonas de solo-cimento de propriedades geomecânicas reduzidas: | 117 |
| Figura 6.32 – Curvas tensão-deformação do ensaio de compressão simples, efectuado no provete com referência LNEC 118 e no modelo elaborado no Plaxis | 118 |
| Figura 6.33 – Deslocamentos verticais para o caso de cálculo SC001 e SC003, no final da fase de cálculo 6: | 121 |
| Figura 6.34 – Deslocamentos verticais para os casos de cálculo SC002 e SC004, no final da fase de cálculo 6: | 122 |
| Figura 6.35 – Visualização das zonas com plastificação (pontos vermelhos): a) SC003; b) SC004 .. | 122 |
| Figura 6.36 – Distribuição de tensões verticais efectivas nos painéis de solo-cimento, na base do aterro para os casos de cálculo SC001 e SC003: a) base do aterro; b) 10 m de profundidade..... | 123 |
| Figura 6.37 – Distribuição de tensões verticais efectivas nos painéis de solo-cimento, na base do aterro para os casos de cálculo SC002 e SC004: a) base do aterro; b) 10 m de profundidade..... | 123 |

Figura 6.38 – Análise de estabilidade por equilíbrio limite, pelo método de Bishop, para o caso de cálculo SC003..... 124

Índice de Quadros

| | |
|--|----|
| Quadro 2.1 – Diferenças entre o DSM e o CSM, com apresentação de valores de referência (Bauer, 2010; Bruce, 2000; Fiorotto <i>et al.</i> , 2005)..... | 11 |
| Quadro 2.2 – Vantagens e desvantagens da técnica <i>Cutter Soil Mixing</i> . (Bruce, 2000; Bauer, 2010;.. | 12 |
| Quadro 2.3 – Características do equipamento de corte CSM (Bauer, 2010) | 13 |
| Quadro 2.4 – Características do equipamento da Bauer Maschinen, com barra <i>kelly</i> (adaptado de Bauer, 2010)..... | 15 |
| Quadro 2.5 – Equipamentos CSM com estrutura guia (Bauer, 2010)..... | 16 |
| Quadro 2.6 – Variáveis de controlo de casos de obra | 20 |
| Quadro 3.1 – Parâmetros que afectam o comportamento mecânico do solo estabilizado..... | 24 |
| Quadro 3.2 – Proporções de minerais de argila e de CSH+CASH na mistura de solo-cimento, com 28 dias de cura (adaptado de Chew <i>et al.</i> , 2004)..... | 26 |
| Quadro 5.1 – Resumo de todos os resultados da fase 1 (Bilé Serra e Mendes, 2009a)..... | 51 |
| Quadro 5.2 – Resumo de todos os resultados da fase 2 (adaptado de Maranha das Neves e Caldeira, 2009) | 52 |
| Quadro 5.3 – Resultados dos ensaios de identificação efectuados nos solos do Jardim do Tabaco | 54 |
| Quadro 5.4 – Dimensões dos moldes e massa nominal de mistura (Bilé Serra e Mendes, 2009b)..... | 56 |
| Quadro 5.5 – Composição da mistura, em massa total, de solo-cimento (Bilé Serra e Mendes, 2009b) | 56 |
| Quadro 5.6 – Classificação dos provetes provenientes das misturas (Bilé Serra e Mendes, 2009b) | 58 |
| Quadro 5.7 – Classificação dos provetes | 59 |
| Quadro 5.8 – Ensaio realizados (Bilé Serra e Mendes, 2009b) | 59 |
| Quadro 5.9 - Composição mineralógica das amostras (Bilé Serra e Mendes, 2009b) | 61 |
| Quadro 5.10 – Densidade das partículas (Bilé Serra e Mendes, 2009b) | 63 |
| Quadro 5.11 – Teor em água dos provetes dos ensaios de compressão simples e triaxiais | 63 |
| Quadro 5.12 – Resultados da determinação da massa volúmica (adaptado de Bilé Serra e Mendes, 2009b) | 64 |
| Quadro 5.13– Resultados do ensaio de azul-de-metileno (Bilé Serra e Mendes, 2009b) | 67 |
| Quadro 5.14 – Teor em sulfatos e em matéria orgânica (Bilé Serra e Mendes, 2009b)..... | 67 |
| Quadro 5.15 – Classificação de um solo quanto ao teor em matéria orgânico e em sulfatos (adaptado de Hansbo, 1994 e ACI 318M-08, 2008) | 68 |
| Quadro 5.16 – Resultados do ensaio de FRX (adaptado de Bilé Serra e Mendes, 2009b) | 69 |
| Quadro 5.17 – Resultados dos ensaios de ultra-sons (Bilé Serra e Mendes, 2009b)..... | 70 |
| Quadro 5.18 – Resultados dos ensaios de compressão simples (Bilé Serra e Mendes, 2009b) | 73 |
| Quadro 5.19 – Resultados dos ensaios de compressão diametral (Bilé Serra e Mendes, 2009b) | 77 |

| | |
|---|-----|
| Quadro 5.20 – Resultados dos ensaios triaxiais (Bilé Serra e Mendes, 2009b) | 78 |
| Quadro 5.21 – Resultados dos ensaios triaxiais (2ª série de 90 dias) | 79 |
| Quadro 5.22 – Resumo da informação na rotura e parâmetros estimados de <i>Mohr-Coulomb</i> | 81 |
| Quadro 5.23 – Resumo de todos os resultados | 82 |
| Quadro 5.24 – Resumo dos teores em cimento, teores em água e teores em cimento (Bilé Serra e Mendes, 2009b) | 83 |
| Quadro 5.25 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização mecânica | 86 |
| Quadro 5.26 – Variação das propriedades mecânicas em função do teor em água da mistura solo-ligante | 88 |
| Quadro 6.1 – Relação entre o módulo de reacção do solo e o carregamento vertical aplicado no solo | 97 |
| Quadro 6.2 – Resultados obtidos na consideração de dois espaçamentos distintos entre painéis | 99 |
| Quadro 6.3 – Valores das constantes m_c (Raju <i>et al.</i> , 2004) | 100 |
| Quadro 6.4 – Determinação do factor de segurança ao estado limite último de insuficiência de resistência | 101 |
| Quadro 6.5 – Faseamento construtivo colocado no Plaxis | 101 |
| Quadro 6.6 – Parâmetros utilizados na caracterização da obra geotécnica | 107 |
| Quadro 6.7 – Comparação dos factores de segurança obtidos na análise empírica e numérica | 115 |
| Quadro 6.8 – Relações entre o modulo de deformabilidade e a resistência à compressão simples (adaptado de Porbaha <i>et al.</i> , 2000) | 119 |
| Quadro 6.9 – Parâmetros de resistência efectiva para misturas de argila de Ariake com cimento Portland (adaptado de Horpibulsuk <i>et al.</i> , 2004) | 120 |
| Quadro 6.10 – Parâmetros a utilizar nas zonas de fraqueza, utilizados no modelo do ensaio de compressão simples, elaborado no Plaxis | 120 |
| Quadro 6.11 – Dimensões e áreas de influência dos painéis de solo-cimento | 121 |

1

INTRODUÇÃO

Os problemas geotécnicos desde sempre estiveram relacionados com solos pouco competentes e com a presença de água. Desse ponto de vista o melhoramento de solos constitui um esforço que remota aos tempos da antiga Babilónia. As técnicas de melhoramento de solos são de crucial importância para a resolução de problemas relacionados com os solos de fundação, podendo ser distinguidas em três grupos:

- 1) Técnicas de melhoramento temporárias, limitadas ao período de construção (*i.e.* rebaixamento do nível freático, congelamento do solo, consolidação por electro-osmose, entre outros).
- 2) Melhoramento permanente, sem aplicação de materiais (*i.e.* compactação, vibrocompactação, congelamento do solo, entre outros).
- 3) Melhoramento permanente, com aplicação de materiais (*i.e.* colunas de brita, pré-carga com sistemas de drenos verticais de elevada permeabilidade, reforço do solo por aplicação de geosintéticos, *Soil Mixing*, entre outros).

O *Soil Mixing* (SM) (cf. Figura 1.1), cuja aplicação remonta a meados dos anos 60, pode ser dividido em dois grandes grupos: o *Deep Mixing Method* (DMM) e o *Shallow Mixing Method* (SMM). O DMM consiste no método que permite o tratamento do solo à profundidade mínima de 3 m através de injeção de ligante em calda (*wet mixing*, cf. Figura 1.2 a) ou seco (*dry mixing*, cf. Figura 1.2 b), com a desagregação do solo e mistura com o ligante a ser efectuado através de três métodos distintos: a) mistura mecânica; b) mistura mecânica com *jet mixing*; c) *jet mixing*. No processo de mistura mecânica a desagregação e mistura do solo com o ligante é realizado por penetração de uma ferramenta de corte, ao passo que no *jet mixing* (cf. Figura 1.2 c) a execução da mistura é feita através da introdução de um bico injector no solo, que através de injeção de calda de cimento a alta pressão vai criar uma coluna de solo-cimento. A mistura mecânica com *jet mixing* conjuga a utilização dos dois métodos anteriores.

Conforme referido anteriormente, os ligantes utilizados podem ser introduzidos no solo no estado seco (*dry mixing*) ou no estado húmido (*wet mixing*). O *dry mixing* consiste na mistura de um ou mais ligantes (por exemplo cimento e cimento-cal) em forma granular ou em pó, por pulverização através

de injeção de ar. Contudo é necessário que o solo *in situ* disponha de um teor em água natural mínimo de 20%. No *wet mixing* o ligante é misturado com água formando uma massa fluida, que posteriormente é misturada com o solo *in situ*. Ainda que nas duas aplicações seja misturado um ligante com solo, o *dry mixing* alcança resistências mecânicas superiores às do *wet mixing*, para a mesma quantidade de ligante devido ao decréscimo do teor em água provocado pela adição do ligante seco. No entanto a utilização do *wet mixing* permite uma maior uniformização da mistura de solo-ligante, podendo ser aplicada em terrenos desde rochas brandas até solos moles, ao passo que o *dry mixing* é usualmente utilizado em solos moles com elevado teor em água (Van Impe, 1989; EN 14679, 2005; Kim *et al.*, 2005; Correia *et al.*, 2010).

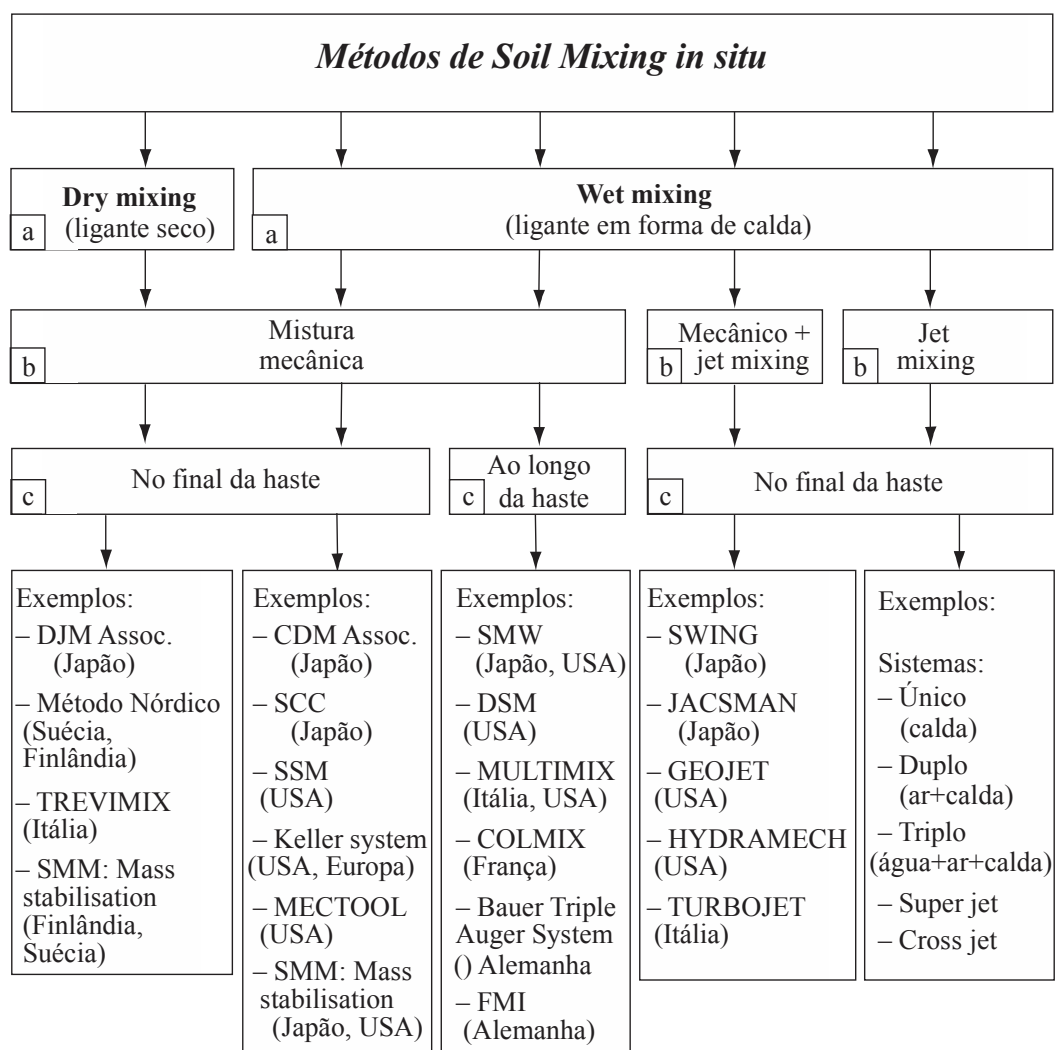


Figura 1.1 – Classificação geral do *Soil Mixing*, com base no tipo de calda, do princípio de mistura e localização da ferramenta de mistura (adaptado de Topolnicki, 2004)

O melhoramento de solos através da adição de ligantes com recurso ao DMM é, hoje em dia, aceite pela comunidade internacional como uma tecnologia que permite melhorar as características hidromecânicas do solo, com a mistura de ligantes com o solo através de equipamentos constituídos por um eixo, no qual está acoplado uma ferramenta de mistura e injeção. Estes equipamentos até há pouco

tempo produziam apenas colunas, que podiam ser dispostas espacialmente com as mais diversas configurações. No entanto, a partir de 2003 tornou-se possível a execução de painéis rectangulares por aplicação da técnica *Cutter Soil Mixing* (CSM).

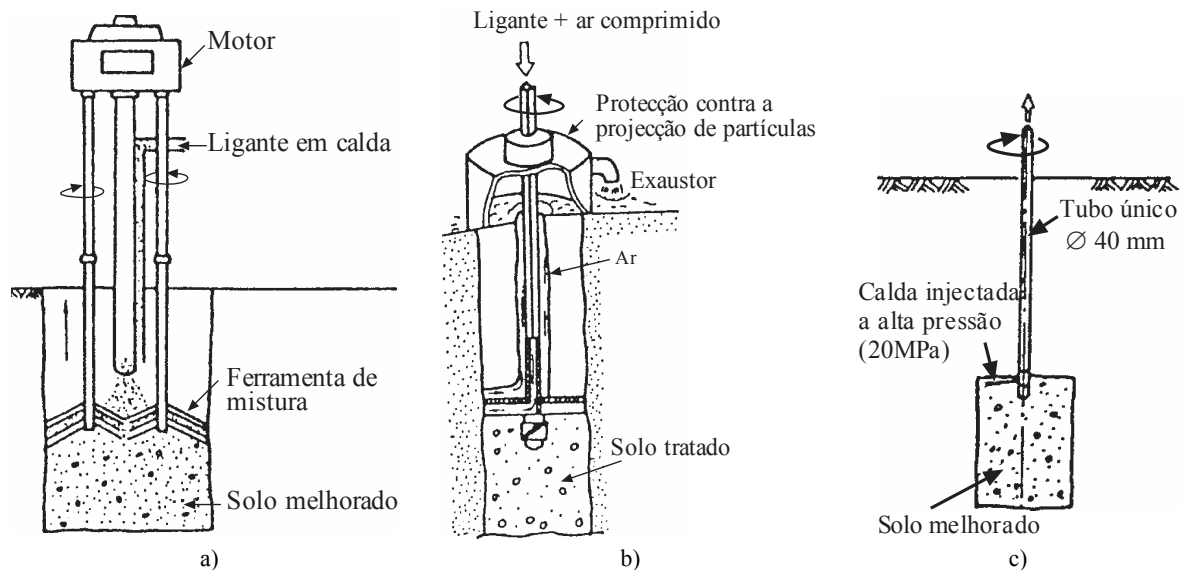


Figura 1.2 – Tipos de *Soil Mixing*: a) *wet mixing*; b) *dry mixing*; c) *jet mixing* tipo 1 (adaptado de Porbaha, 1998)

A presente dissertação visa aprofundar os conhecimentos sobre a técnica CSM, através da apresentação de resultados laboratoriais de misturas de formulação e verificação de segurança de um caso de estudo fictício através do método dos elementos finitos. Sintetiza-se de seguida a organização do trabalho:

- No Capítulo 2 apresenta-se a evolução do DMM, por recolha bibliográfica. É também apresentada e descrita a técnica de CSM.
- No Capítulo 3 aborda-se o estado da arte de misturas solo-cimento, com ênfase para as misturas realizadas em argilas. Do ponto de vista das características físico-químicas e mecânicas das misturas, são analisados os resultados aí apresentados.
- No Capítulo 4 aborda-se a questão essencial do controlo de qualidade dos painéis produzidos por CSM, especialmente relevante dada a reduzida experiência com este método no mercado nacional. São apresentadas técnicas de controlo, com a descrição de um método inovador de determinação do teor em cimento implementado no LNEC.
- No Capítulo 5 aborda-se os ensaios laboratoriais realizados em provetes provenientes de massa fresca, carotes e misturas de formulação. A caracterização da mistura solo-cimento com os provetes de formulação destina-se à determinação da envolvente superior das características do material, caso este fosse preparado em condições ideais de controlo de qualidade.

- No Capítulo 6 é analisado um aterro fundado em painéis solo-cimento, através do programa de cálculo Plaxis e Slide, adoptando os parâmetros ϕ' e c' identificados na campanha experimental realizada no sentido de verificar os ELU e ELU_t. Analisa-se o efeito da presença nos painéis de troços de qualidade inferior ao especificado, sempre possíveis dada a heterogeneidade dos terrenos e ao facto do processo de mistura se desenrolar em profundidade.
- Por último, no Capítulo 7 apresentam-se as principais conclusões dos estudos apresentados na dissertação.

2

A TECNOLOGIA “CUTTER SOIL MIXING”

Desde os anos 60 que os engenheiros civis têm tentado melhorar os terrenos, como solução de aproveitamento dos geomateriais *in situ*. A técnica conhecida por *Deep Mixing Method* (DMM) constitui um método de melhoramento de solo através da utilização de ligantes (Bruce e Bruce, 2003). Os ligantes (cimento e/ou cal) são injectados através de pequenos orifícios localizados na ferramenta de corte. Em 2003, foi apresentada uma nova modalidade de DMM, denominada de *Cutter Soil Mixing* (CSM), que permite a realização de painéis de mistura solo-cimento. Em Portugal esta técnica foi introduzida em 2009, pela empresa de geotecnia Geo-Rumo.

A tecnologia de CSM (cf. Figura 2.1) é uma metodologia de DMM para melhoramento de solos que consiste na utilização do solo como material de construção, através da destruição da sua matriz e posteriormente, promovendo-se a sua mistura com calda de cimento (pode-se usar também bentonite). É realizado com recurso a duas cabeças de corte (*cutting wheels* ou hidrofresas), cujo movimento de rotação se processa em sentidos opostos e em torno de um eixo horizontal.



Figura 2.1 – *Cutter Soil Mixing* (<http://www.baumaschine.de>)

Através de um orifício existente entre as rodas dentadas é injectada calda de cimento, para posterior mistura com o solo *in situ*, constituindo painéis de solo-cimento com propriedades hidromecânicas melhoradas. É uma técnica muito utilizada em cortinas de contenção, cortinas de impermeabilização,

estabilização e reforço de solos de fundação, melhoramento do comportamento do solo às acções sísmicas (liquefacção, cf. Figura 2.2 a) e isolamento de solos contaminados (*i.e.* aterros sanitários, solos contaminados com metais pesados e outros poluentes, cf. Figura 2.2 b).

Neste capítulo irá ser abordado a evolução do DMM em várias regiões do Mundo, a comparação entre o *Deep Soil Mixing* (DSM) e o CSM, os equipamentos CSM disponíveis no mercado e as variáveis de controlo do equipamento e o melhoramento induzido pela utilização desta técnica.

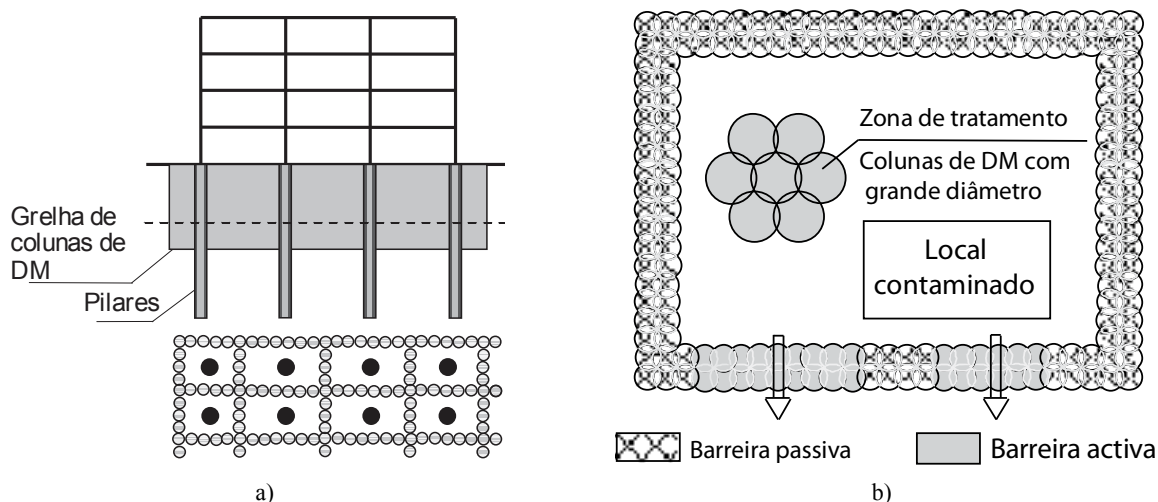


Figura 2.2 – Exemplos de aplicação do DMM: a) melhoramento do solo face à solicitação sísmica; b) barreira para isolamento de solos contaminados (adaptado de Topolnicki, 2004)

2.1 EVOLUÇÃO HISTÓRICA DO MIXING

Em vários países existiram diversos métodos para melhoramento de terrenos, com a primeira aplicação a datar de 1950. Assim nas secções seguintes faz-se um resumo da história do *Mixing* que conduziu à técnica CSM. Os eventos históricos relatados nas secções seguintes encontram-se com maior detalhe em Tolponicki (2004), Bruce (2000), Porbaha (1998) e Larsson (2005).

2.1.1 Japão

No Japão, o uso inicial desta técnica ocorreu no final da década de 60, com incidência em estruturas de suporte para controlo de percolação. Contudo, a investigação e desenvolvimento do *soil mixing* só ocorreu em 1967 no Port and Harbour Institute (PHRI), com os primeiros trabalhos de investigação a versarem em mistura de argilas marinhas japonesas com cal viva aplicada no estado seco. Em 1974 surge a primeira aplicação comercial da técnica *Deep Lime Mixing* (DLM), com recurso a um equipa-

mento mecânico para misturar um ligante com o solo. A comercialização deste tipo de equipamento esteve ao cargo da Fudo Construction Co.(Topolnicki, 2004).

Em 1975 foi desenvolvida a técnica de *Cement Deep Mixing* (CDM), com aplicação duma variedade de ligantes em forma de calda (*wet mixing*). Apesar da evidente falta de conhecimento e aparentes dificuldades técnicas de implementação do *deep mixing*, o esforço da indústria Japonesa foi potenciado, quando em 1977 um grupo de 48 empresas estabeleceu uma associação de CDM, para coordenar e desenvolver o processo de melhoramento de solos. Esta técnica foi muito utilizada em zonas marinhas principalmente para melhorar as fundações de muros-cais e de diques. Na Figura 2.3 a) ilustra-se esta metodologia, com a versão de equipamento que opera em terra.

Em 1976, a Seiko Kogyo Co. desenvolveu e introduziu a técnica SMW (*Soil Mixed Wall*), baseada em três trados com lâminas para desagregação do solo e conseqüente mistura com um ligante, com a utilização usual de perfis metálicos para reforçar as colunas de solo-cimento criadas. Em 1978 surge uma nova técnica Japonesa, na categoria do *dry mixing*, que utilizava um sistema de alimentação pneumático. Foi chamado de *Dry Jet Mixing* (DJM), com a sua primeira aplicação em 1981 no *Public Works Research Institute* (PWRI) do Ministério da Construção. Desde então o contínuo esforço dos institutos e empresas japonesas culminaram no aparecimento de novas variantes do *deep mixing* como por exemplo o *Soil Cement Column* (SCC, cf. Figura 2.3 b), *Spreadable Wing* (SWING, cf. Figura 2.3 c), *Jet and Churning System Management* (JACSMAN), etc.

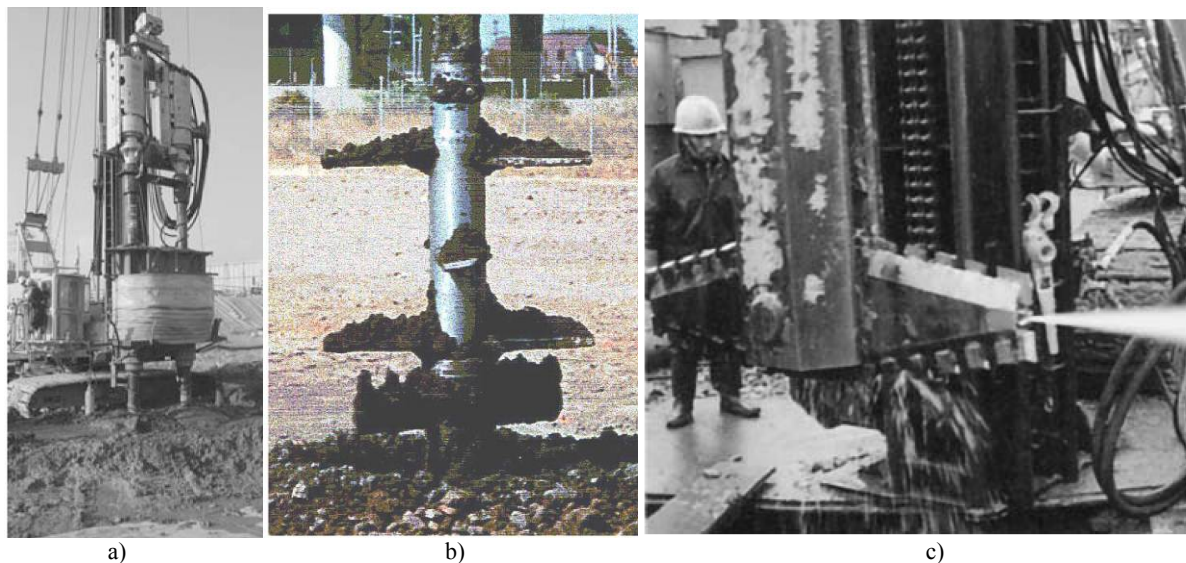


Figura 2.3 – Equipamento de *deep mixing*: a) *Cement Deep Mixing* ; b) *Soil Cement Column*; c) SWING (Topolnicki, 2004 e Larsson, 2005)

2.1.2 Escandinávia

O desenvolvimento do DMM na Escandinávia foi iniciado na Suécia, em 1967, quando estudos laboratoriais e de campo foram conduzidos para desenvolver um método que fomentasse o melhora-

mento de solos moles através da adição de cal viva (em pó). O primeiro equipamento a utilizar esse método foi fabricado pela Linden-Alimak, em cooperação com o Instituto Geotécnico Sueco (SGI), BPA Byggproduktion (actualmente LCM AB, Grupo Keller) e a empresa Eurco AB. Na Finlândia a investigação nesta área começou na mesma altura. O *Lime Column Method* (LCM) teve a sua primeira aplicação comercial em 1975, perto de Estocolmo, para suporte de escavações, estabilização de taludes e melhoramento de solos de fundação. As primeiras aplicações comerciais com colunas de cimento-cal, denominado por *Lime Cement Column* (LCC, cf. Figura 2.4), sucederam na Finlândia (1988), Suécia (1990) e Noruega (1990) por construtores Suecos. Este tipo de DMM, conhecido hoje em dia por *Nordic Dry Deep Mixing Method*, com dois ligantes, teve um número crescente de aplicações a partir de 1989, culminando com a sua frequente utilização na Escandinávia por volta de 1995.

Em 1991, o departamento geotécnico da cidade de Helsínquia (Finlândia) começou a investigar a possibilidade de redução de custos, usualmente associados ao transporte e eliminação de argilas (*i.e.* os solos moles em vias de comunicação), através do seu melhoramento. Este novo método de *Shallow Mixing Method* (SMM, *dry mixing*) teve como objectivo a aplicação em construção de estradas e conquista de terrenos em zonas marinhas. Este método permitiu melhorar o solo até uma profundidade máxima de 5 m com a aplicação de cal viva, cimento, escórias, etc. A primeira aplicação comercial foi conduzida na Suécia em 1995, com o melhoramento de aproximadamente 10.000 m³ de turfas.



Figura 2.4 – Equipamento utilizado no processo construtivo LCC (adaptado de Topolnicki, 2004)

2.1.3 EUA

As raízes do *soil mixing* nos EUA datam do início de 1960, mas a verdadeira aplicação e desenvolvimento do DMM contemporâneo teve o seu começo em meados dos anos 80. Em 1986 a técnica

SWM foi introduzida pela *Seiko Inc.* (Japão) no projecto de construção da barragem de terra no *Jackson Lake*, para melhorar o seu comportamento à acção sísmica (*i.e.* liquefacção) e diminuir a percolação de água. A cooperação entre a *Seiko Inc.* e a *Geo-Com Inc.* (EUA), entre 1987 e 1989, resultou no primeiro equipamento americano desenvolvido com a tecnologia de DSM (cf. Figura 2.5 a) e SSM (cf. Figura 2.5 b). Em 1993 foi introduzido nos Estados Unidos o método japonês *Soil Cement Column* (SCC), pela empresa *SCC Technolgy Inc.* (Japão). O *deep mixing* foi muito utilizado na América do Norte, com destaque para as obras em Boston – *Central Artery/Tunnel Project* – entre 1996 e 1999. As técnicas utilizadas, na obra supracitada, foram o método SMW com três trados com 1,5 m de diâmetro, e o *Shallow Soil-Cement Mixing* (*wet mixing*), conforme ilustrado na Figura 2.5 c). O primeiro projecto nos EUA em que se recorreu ao método Nórdico (LCC) foi em Queens (Nova Iorque) em 1996, através da empresa Sueca Skanska.

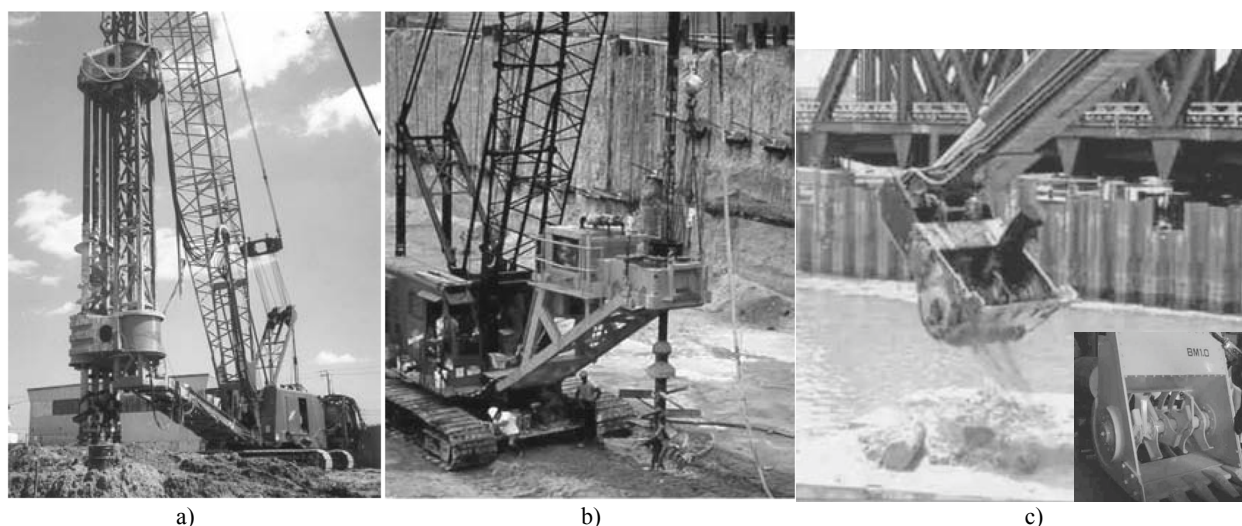


Figura 2.5 – Equipamento de *wet mixing* da *Geo-Con Inc.*: a) DSM; b) SSM; c) *Shallow Soil-Cement Mixing* (adaptado de Topolnicki, 2004)

2.1.4 Alemanha

Na Alemanha, em 1987, a utilização do DMM teve início por intermédio da Bauer Spezialtiefbau com utilização da tecnologia MIP em Nürnberg, para criação de painéis de colunas numa estrutura de contenção do tipo Berlim. Em 1994, foi aplicado em Giessen um novo sistema de melhoramento de solos por *wet mixing*, apelidado de FMI (*Fräs-Mish-Injektionsverfahren – Cut-Mix-Injection*). O FMI consistia numa serra acoplada a uma máquina com rastos (semelhante à moto-serra utilizada para cortar árvores), que podia ser inclinada até 80°. A sua forma especial permitiu misturar o solo *in situ*, com um ligante através da injeção de calda por orifícios existentes ao longo da serra. O equipamento tinha uma taxa de produção horária de 70 a 100 m³/h, permitindo executar melhoramento de solos em profundidades de 0,5 a 9 m (Topolnicki, 2004).

Em 2003 a Bauer desenvolveu o método CSM, fruto da experiência obtida na execução de paredes de contenção (Fiorotto *et al.*, 2005). Este sistema é inovador na forma como desagrega e mistura o solo e o ligante, diferindo dos sistemas tradicionais de *Deep Soil Mixing* (DSM), uma vez que os trados rodam em torno dum eixo horizontal, ao invés da posição vertical do eixo no método DSM. O primeiro teste executado com esta tecnologia, foi realizado em parceria com a *Soletanche Banchy*, em Aresing (Alemanha) no ano de 2004. Consistiu na escavação de um poço com 8 m de diâmetro, através da execução de 7 painéis primários e secundários, com 20 m de profundidade (cf. Figuras 2.6 a e b).

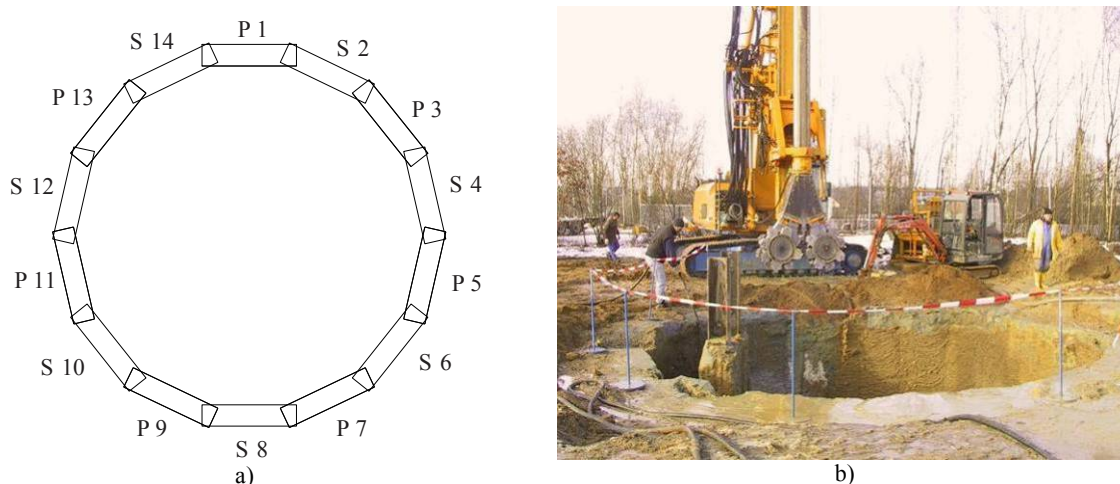


Figura 2.6 – Poço construído com a tecnologia CSM, em Aresing: a) esquema de disposição dos painéis (P – primário; S – secundário) (adaptado de Fiorotto *et al.*, 2005); b) aspecto geral da obra (Bauer, 2008)

2.2 COMPARAÇÃO ENTRE O DSM E O CSM

Conforme referido na secção anterior o *deep mixing* é uma técnica muito utilizada nas suas diversas variantes. De entre as técnicas conhecidas, tem especial relevância o *Deep Soil Mixing* (DSM). Tal como na técnica de DSM, o CSM pode ser utilizado em elementos individuais ou elementos compostos (cf. Figura 2.7 a), com alguma flexibilidade geométrica (inferior à das técnicas que executam colunas de solo-cimento, conforme é apresentado na Figura 2.7 b). O processo de execução é praticamente comum às diversas variantes do *deep mixing*, consistindo no posicionamento, penetração e remoção do equipamento de mistura. De um modo geral, compreende: i) penetração da ferramenta de corte, podendo ser injectado um ou mais ligantes (seco ou em calda), na fase descendente; ii) subida da ferramenta de corte após ser atingida a profundidade prevista em projecto, com velocidade constante, usualmente superior à velocidade de penetração para uniformizar a mistura, com injeção do(s) ligante(s); iii) após recolha da ferramenta de corte, obtém-se uma coluna de solo melhorado onde as características hidromecânicas serão dependentes do efeito do tempo.

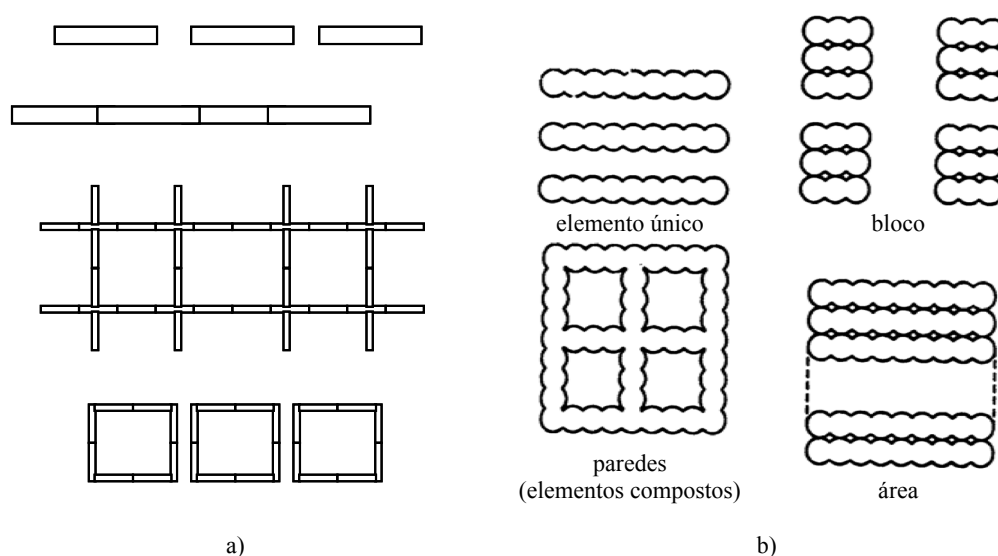


Figura 2.7 – Exemplos da disposição espacial dos elementos de solo-ligante executados através de: a) CSM (Fiorotto *et al.*, 2005); b) DSM (adaptado de Bruce e Bruce, 2003)

Apesar das semelhanças partilhadas, a cada técnica estão associadas características que as diferenciam nas respectivas potencialidades. No Quadro 2.1 são apresentadas, genericamente, as características padrão dos equipamentos utilizados no DSM e CSM.

Quadro 2.1 – Diferenças entre o DSM e o CSM, com apresentação de valores de referência (Bauer, 2010; Bruce, 2000; Fiorotto *et al.*, 2005)

| Propriedades | <i>Deep Soil Mixing</i> DSM | <i>Cutter Soil Mixing</i> (CSM) |
|--|-------------------------------------|------------------------------------|
| Número de hastes | 1-6, geralmente 4 | 1 (2 a 4 rodas) |
| Máxima profundidade de penetração (m) | 35 | 40 a 60 |
| Velocidade (m/min) | D: 0,6 – 1; A: 1 - 2 | D: 0,5 – 0,7; A: 0,7 – 1,2 |
| Frequência de rotação (rpm) | 15 – 25 | 0 – 40 |
| Injecção | Possível em fase D e A | Possível em fase D e A |
| Traço A/C | 1,2 – 1,75 | 0,5 – 4 |
| Teor em cimento (kg/m ³) | 120 – 400 | 100 – 500 |
| Produtividade (m ² /dia) | 200 – 300 | 96 – 176 |
| Resistência à compressão simples (MPa) | 0,3 – 0,7 (a); 2,0 (b) | 0,5 – 15,0 (c) |
| Permeabilidade (m/s) | 10 ⁻⁹ a 10 ⁻⁷ | 10 ⁻⁸ |

Legenda: D – descendente; A – ascendente; (a) – argilas; (b) – areias; (c) - depende do tipo de solo

Como em qualquer variante do *deep mixing*, o CSM apresenta vantagens e desvantagens relativas, desde o tipo de solo a melhorar até à velocidade de execução, resumidos no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Vantagens e desvantagens da técnica *Cutter Soil Mixing*. (Bruce, 2000; Bauer, 2010; Brás, 2009)

| Vantagens | Desvantagens |
|---|--|
| <ul style="list-style-type: none">• O solo existente é utilizado como material de construção• Pequena quantidade de material de refluxo• Rendimento de produção• Facilmente utilizado em quase todo o tipo de solos, inclusive rochas brandas• Inexistência de juntas entre painéis• Elevado grau de verticalidade e homogeneidade dos painéis• Podem obter-se profundidades de tratamento até aos 60 m | <ul style="list-style-type: none">• Dimensão do equipamento que pode ser problemático em obras em meio urbano• Equipamento recente, reduzida experiência nas empresas portuguesas• Elevado peso do equipamento que pode ser condicionante em zonas aluvionares |

2.3 EQUIPAMENTOS CSM

O CSM é composto por uma máquina base, de vara *kelly* ou estrutura guia, à qual é acoplada a cabeça de corte BCM (*Break Cut Mix*). Dependendo do tipo de solo é necessário escolher quais as rodas de corte a utilizar. Nas secções seguintes descrevem-se os modelos de *cutter* BCM, rodas de corte e ainda as máquinas base da Bauer Maschinen.


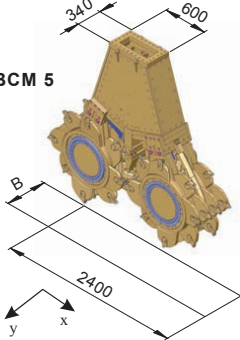
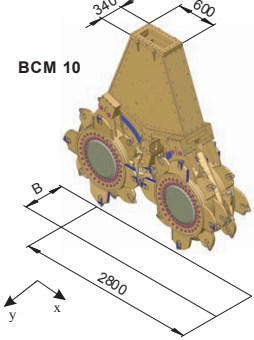
2.3.1 Modelos de *cutter*

As dimensões dos painéis estão limitadas às dimensões do equipamento de corte, variando entre 2,4 e 2,8m de comprimento. As características de cada equipamento de corte, produzidos pela Bauer Maschinen, estão resumidas no Quadro 2.3.

O equipamento de corte incorpora dois sensores para registo e controlo de múltiplos parâmetros, de forma a controlar a execução dos painéis conforme o pretendido. Na Figura 2.8 a) apresentam-se os dois sensores incorporados no *cutter*, designados por 1 e 2. O sensor 1, constituído por um giro compasso, tem como função controlar a verticalidade, o torque (pressão do óleo), a rotação das rodas e o caudal e pressão da calda. O sensor 2 é utilizado para medir a pressão externa. A Figura 2.8 b) mostra o painel de controlo do equipamento, através do qual os parâmetros de controlo podem ser ajustados pelo manobrador no decorrer da execução dos painéis, de forma a monitorizar as condições de execução e garantir a qualidade da mistura. Os visores de controlo, numerados de 1 a 10, têm como função

fornecer dados da máquina (1 a 4), produção (4 a 8) e verticalidade (9 e 10). As grandezas exibidas pelos *displays* são: 1) pressão hidráulica dos motores das rodas; 2) pressão da bomba de injeção da calda; 3) débito da bomba de injeção da calda; 4) velocidade de rotação do *cutter*; 5) controlo de volume de calda de cimento injectada em profundidade; 6) velocidade de avanço do *cutter*; 7) volume total de calda de cimento injectada; 8) pressão exterior do tratamento; 9) desvios do *cutter* relativamente à verticalidade em “X” e a direcção em “Y” (cf. Figura 2.8 b), ao longo da profundidade; 10) profundidade do *cutter* (Sousa *et al.*, 2010).

Quadro 2.3 – Características do equipamento de corte CSM (Bauer, 2010)

| Características | BCM 5 | BCM 10 |
|--|--|--|
|  |  |  |
| Torque (kNm) | 0 - 57 | 0 - 100 |
| Velocidade de rotação (rpm) | 0 - 35 | 0 - 35 |
| Altura (m) | 2,35 | 2,80 |
| Comprimento (m) | 2,40 | 2,80 |
| Largura (m) | 0,55 - 1,00 | 0,64 - 1,20 |
| Peso com rodas (kN) | 510 (rodas de 550 mm) | 740 (rodas de 640 mm) |

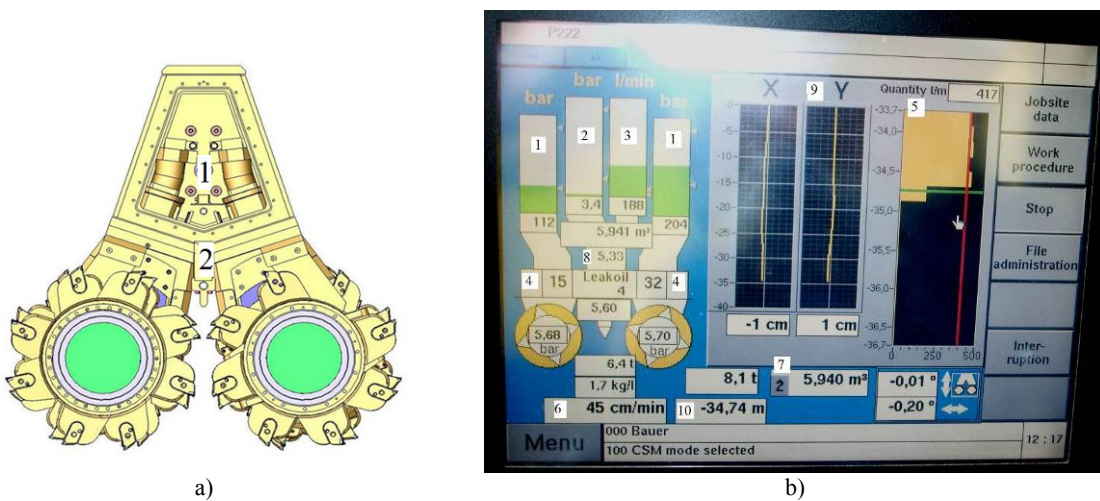


Figura 2.8 – Dispositivos disponíveis para a monitorização e controlo: a) Sensores incorporados na cabeça de corte BCM (Bauer, 2008); b) Painel de controlo do equipamento CSM – sistema *B-Tronic* (Sousa *et al.*, 2010)

2.3.2 Tipos de rodas de corte

A geometria das rodas é otimizada para cortar e destruir a matriz do solo e, em seguida, misturá-lo com a calda. O tipo de solo irá ditar se é necessário dar mais ênfase à capacidade de corte ou mistura, existindo dois tipos de rodas: tipo 3-1 e 3-2. A roda tipo 3-1 (cf. Figura 2.9 a) é constituída por quatro dentes em cada fiada que lhe conferem uma excelente aptidão na mistura, sendo utilizada em solos soltos a densos (de dimensão areia) e cascalhos com pedras com partículas de dimensão argila. A roda tipo 3-2 (cf. Figura 2.9 b) apresenta-se com três dentes em cada fiada e é apropriada para solos com elevada compacidade, que exijam por isso uma boa capacidade de corte. É utilizada desde solos densos (grosseiros) a solos argilo-siltosos rijos (Bauer, 2010).

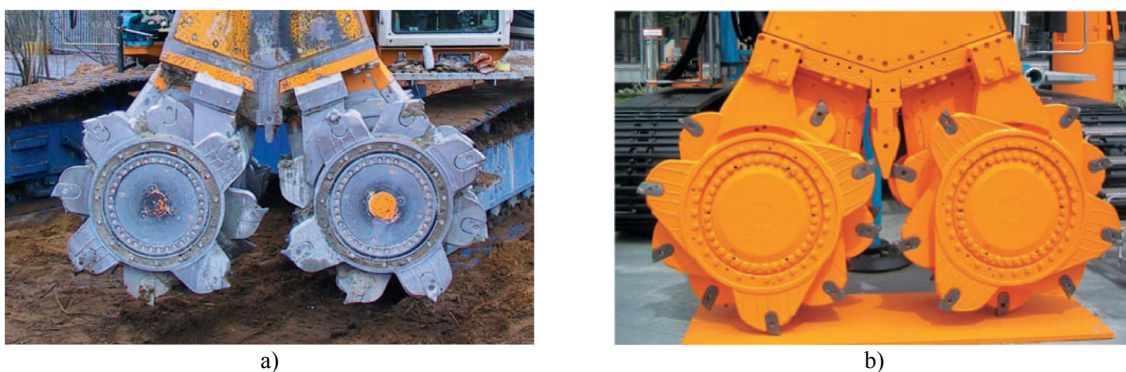


Figura 2.9 – Tipos de rodas de corte: a) tipo 3-1; b) tipo 3-2 (Bauer, 2010)

2.3.3 Modelos de equipamento

Com recurso a barra *kelly*

As máquinas com barra *kelly* estão restringidas a profundidades mais pequenas, em comparação com o equipamento com guia (descendo com o recurso a cabos de aço). A barra *kelly* circular (cf. Figura 2.10 a) tem um diâmetro de 368 mm e é utilizada para profundidades de aproximadamente 20 m. A barra rectangular (cf. Figura 2.10 b), utilizada para profundidades superiores às alcançadas pela barra *kelly* circular, tem uma secção de 600 × 340 mm e 11 m de comprimento. No Quadro 2.4 apresentam-se as características de alguns modelos de equipamento que usam barra *kelly* circular ou rectangular.

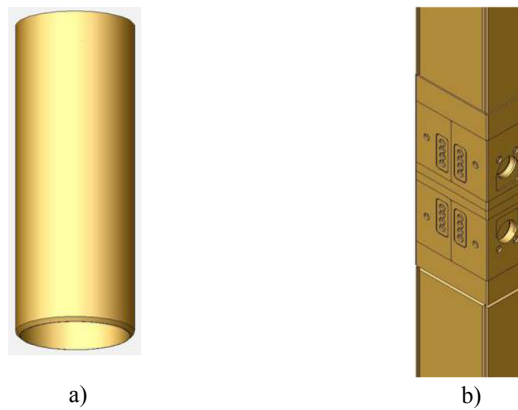


Figura 2.10 – Tipos de barras *kelly* utilizadas: a) circular; b) rectangular (Bauer, 2008)

Quadro 2.4 – Características do equipamento da Bauer Maschinen, com barra *kelly* (adaptado de Bauer, 2010)

| Equipamento | BG 28 | RG 16 T RG 19 T RG 21 T | BG 40 | RG 25 S |
|----------------------------|------------|-------------------------------|-------------|-------------|
| Tipo de barra <i>kelly</i> | Circular | Circular | Rectangular | Rectangular |
| Profundidade do painel (m) | 18 | 15 - 21 | 43 | 30 |
| Potência do motor (kW) | 300 | 470 - 570 | 433 | 570 |
| Altura total (m) | 26,2 | 21,3 – 27,5 | 48,0 | 37,9 |
| Peso total (t) | 90 | 57 - 76 | 173 | 100 |
| BCM (recomendado) | BCM 5 / 10 | BCM 5 | BCM 5 / 10 | BCM 5 |

Com recurso a estrutura guia

Para construir painéis profundos, a cabeça de corte – BCM 5 ou 10 – pode ser montada na parte inferior de um cabo de aço suspenso na estrutura guia (altura total de 9 m). Para estabilizar a operação de corte e mistura, as placas laterais da guia são estendidas durante a descida, e na extracção são recolhidas para minimizar o atrito com a mistura (cf. Figura 2.11 a).

O desenvolvimento da tecnologia de estrutura guia conduziu ao aparecimento dos equipamentos *QuattroCutter* (cf. Figura 2.11 b) e *SideCutter* (cf. Figura 2.11 c). São formados por duas unidades BCM (uma na zona inferior da estrutura guia e outra no topo), com a particularidade que este tipo de equipamento é adequado para grandes profundidades, permitindo reduzir a heterogeneidade do painel. Ao passo que no *QuattroCutter* a rotação é feita em torno de um eixo vertical na base da máquina, o *SideCutter* representa uma evolução por permitir a rotação de apenas a parte superior da estrutura, conjugando a tecnologia do *QuattroCutter* com uma maior versatilidade.



Figura 2.11 – Equipamento CSM com estrutura guia: a) cabeça de corte BCM, montada numa estrutura guia com placas laterais estendidas e recolhidas; b) *QuatroCutter*; c) *SideCutter* (Bauer, 2010)

No Quadro 2.5 apresentam-se as características dos modelos de equipamento que usam CSM, com a técnica de estrutura guia suspensa por cabos de aço.

Quadro 2.5 – Equipamentos CSM com estrutura guia (Bauer, 2010)

| Equipamento | BG 28 | BG 40 | MC 64 | QuatroCutter | SideCutter |
|----------------------------|------------|------------|------------|--------------|------------|
| Profundidade do painel (m) | 38 | 48 | 50 | 60 | 60 |
| Potência do motor (kW) | 300 | 433 | 447 | 2 × 260 | 2 × 260 |
| Altura total (m) | 26,5 | 27,0 | 33 | 4,8 | 4,8 |
| Massa total (t) | 85 | 130 | 120 | 85 | 85 |
| BCM (recomendado) | BCM 5 / 10 | BCM 5 / 10 | BCM 5 / 10 | BCM 5 | BCM 5 |
| Largura de trabalho (m) | - | - | - | 8,0 – 9,0 | 4,5 |

2.4 MÉTODO DE TRABALHO

Uma vez definida em planta a localização dos painéis, é realizada a escavação da trincheira (para recolha de refluxo, ver Figura 2.12 a), com posterior marcação das dimensões dos painéis. Procede-se ao alinhamento do equipamento e a ferramenta de corte é conduzida a uma velocidade constante para o interior do maciço (cf. Figuras 2.12 b, c e d), desagregando-o por acção das rodas dentadas. Durante esta fase de furação, é injectada calda (cimento, mistura de bentonite-cimento ou apenas bentonite) e é efectuado o controlo do volume adicionado ao volume teórico do painel. A velocidade de descida do equipamento e o volume de calda devem ser ajustados de forma a otimizar o aproveitamento de ener-

gia e criar uma massa de material homogéneo que permita facilmente a descida e a subida do equipamento.

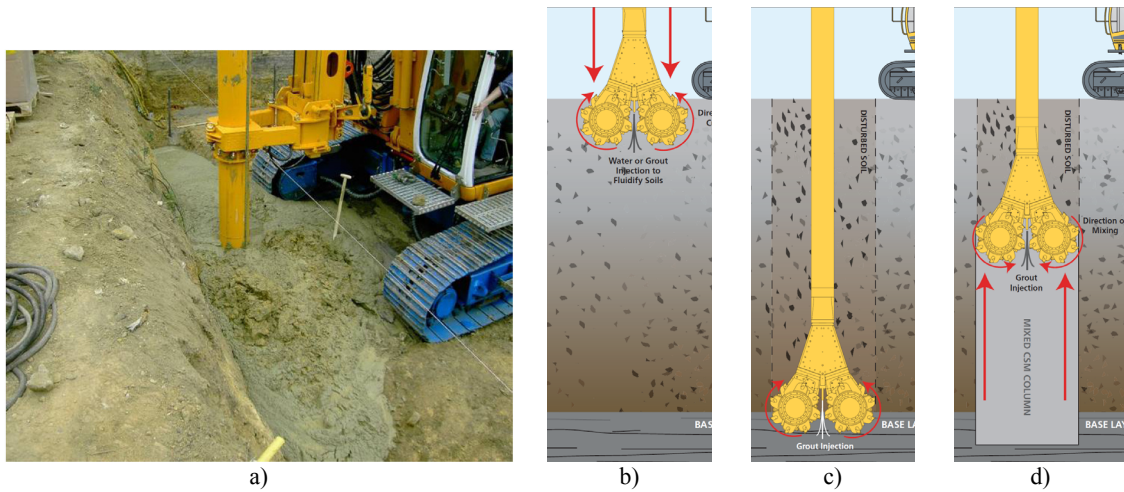


Figura 2.12 – Execução do painel CSM: a) vala para recolha do refluxo (Bauer, 2008); b) descida com injeção de água ou calda; c) penetração no maciço de elevada rigidez; d) subida com injeção de calda (Wilson, 2008)

A segunda fase do processo consiste na extracção do equipamento. Nesta fase injecta-se a calda remanescente, para garantir a homogeneidade do painel. A depressão gerada pela extracção da ferramenta de corte e mistura é tapada pelo refluxo que se acumulou na trincheira. Os painéis CSM podem ser armados com perfis metálicos verticais ou painéis de armadura (cf. Figura 2.13 e Figura 2.14 a). Nesse caso, os perfis metálicos são inseridos nos painéis solo melhorado por gravidade ou com recurso a martelos e vibradores, logo após a execução daqueles (Sousa *et al.*, 2010).

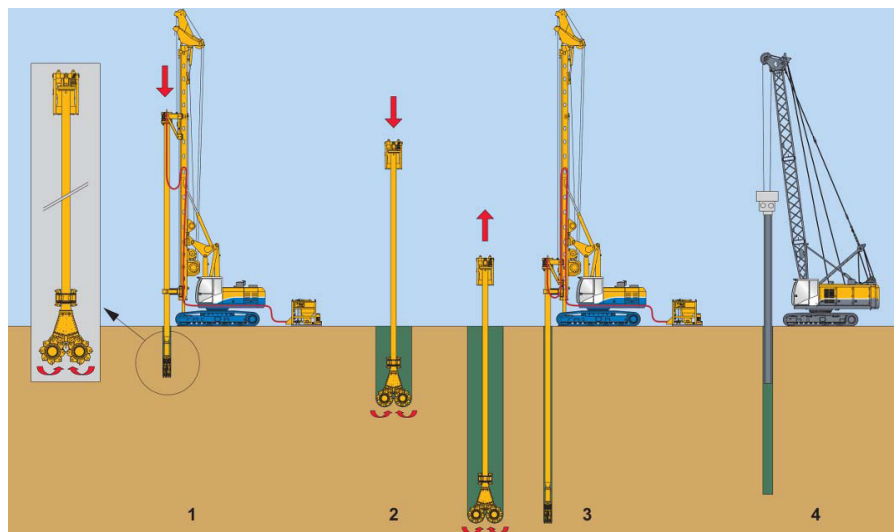


Figura 2.13 – Processo construtivo geral dos painéis de solo-cimento (Bauer, 2010)

Uma parede de CSM é formada por um conjunto de painéis primários (P) e secundários (S), conforme apresentado na Figura 2.14 b). Os painéis adjacentes secundários são executados com a massa dos primários no estado plástico (*soft in soft*) ou já com presa em fase avançada (*soft in hard*) (Stötter *et al.*, 2006).

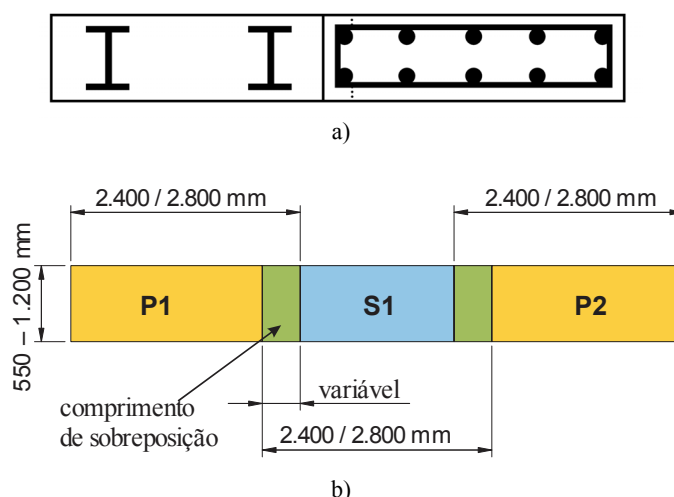


Figura 2.14 – a) Painel CSM, com perfis metálicos ou armadura (Fiorotto *et al.*, 2005); b) Dimensões em planta dos painéis CSM (adaptado de Bauer, 2010)

Tal como numa contenção do tipo Berlim, podem ser aplicadas ancoragens e escoramento, sendo que no último, no caso de o perfil metálico estar inserido no interior do painel, é possível picar, com martelo pneumático, o painel solo-cimento até se encontrar o perfil metálico, de modo a, se necessário, soldar a ligação entre a escora e o perfil.

A execução dos painéis por CSM pode ser executada num sistema de fase única, ou num sistema de duas fases. O sistema de fase única é muito utilizado em solos com baixa compactidade e em profundidades inferiores a 20 m, ao passo que o sistema de duas fases é utilizado na execução de painéis a elevadas profundidades, permitindo um menor desgaste das rodas dentadas. Nos parágrafos seguintes é explicado com maior detalhe ambos os sistemas.

Sistema de fase única

Durante a fase de penetração (descida), o corte, mistura e homogeneização é realizado injectando calda de bentonite-cimento no solo. Como regra é injectada nesta fase 70% da mistura, com o refluxo a ser recolhido numa trincheira, escavada previamente ao início dos trabalhos. Os 30% remanescentes de calda são injectados na fase ascendente do *cutter*. A Figura 2.15 a) ilustra a disposição espacial dos equipamentos necessários para aplicação deste sistema. As vantagens do sistema de fase única são: i) não é necessário um circuito acessório para decantação; ii) maior velocidade de extracção do *cutter*; iii) agiliza a construção em solos com baixa compactidade, até profundidades de 20 m; iv) muito utilizado para construção de estruturas de contenção.

Sistema de duas fases

Durante a fase de penetração o solo é fluidificado e homogeneizado através da injeção de calda de bentonite, com a possibilidade de adição de ar comprimido para facilitar a penetração. Após atingir a

profundidade desejada, a extracção do *cutter* inicia-se com injeção de calda de cimento. A velocidade é ajustada para que seja injectado o volume de calda de cimento. O refluxo da mistura pode ser redireccionado para um equipamento de decantação, para separar o solo da calda. A Figura 2.15 b) ilustra a disposição espacial dos equipamentos necessários para aplicação deste sistema. As vantagens de um sistema de duas fases são: i) maior segurança quando se trabalha a grandes profundidades, ou quando o processo de penetração é interrompido; ii) redução do desgaste dos *cutters*; iii) redução dos custos inerentes à eliminação do refluxo por processo de decantação; iv) aplicação indicada para solos heterogéneos e com elevada compactidade e profundidades superiores a 20 m; iv) utilizado na construção de cortinas de impermeabilização.

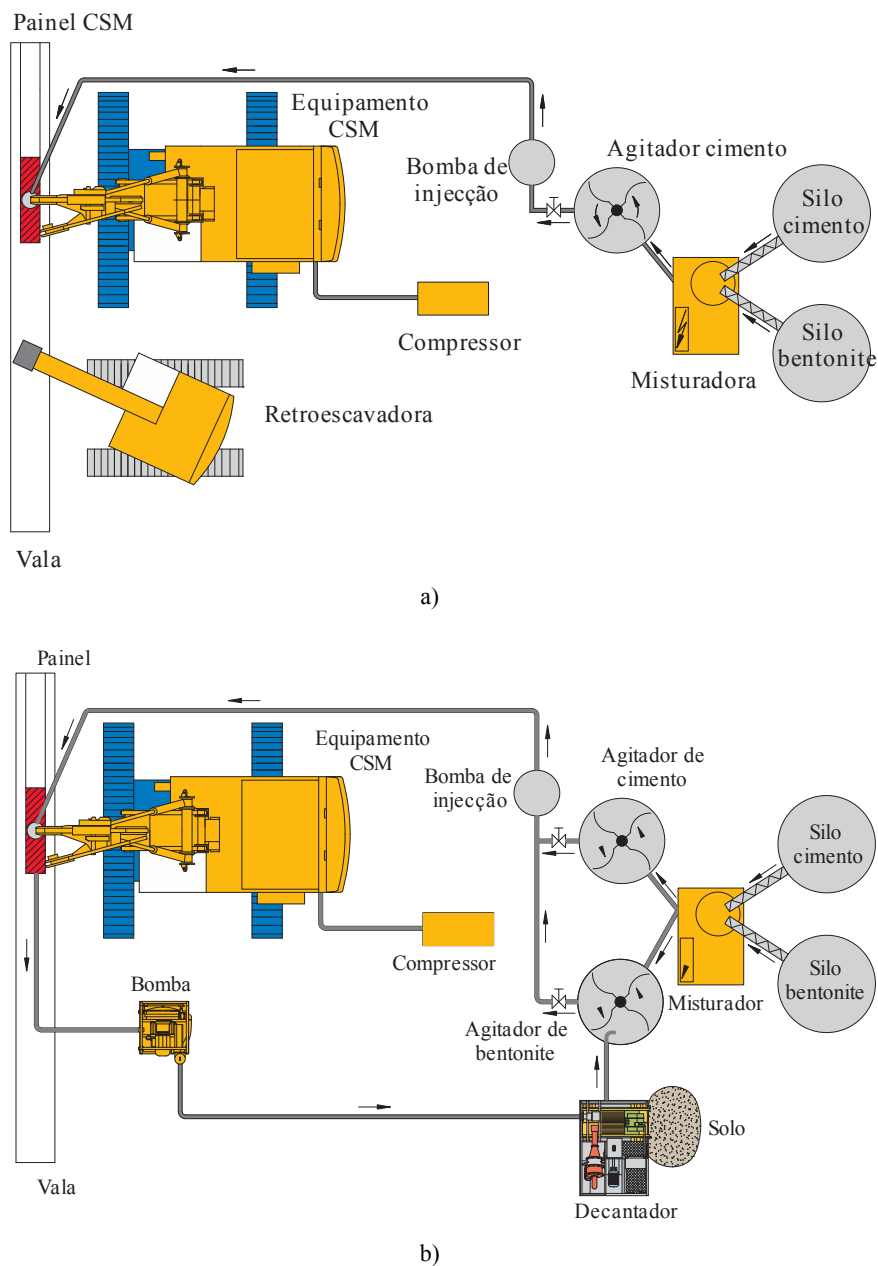


Figura 2.15 – Plantas esquemáticas: a) sistema de fase única; b) sistema de duas fases (adaptado de Bauer, 2010)

2.5 VARIÁVEIS DE CONTROLO DO PROCESSO

Uma obra de DM assenta em vários pressupostos que caso não sejam devidamente controlados e verificados, tornam a garantia de qualidade numa incógnita. Para que exista reprodutibilidade na execução dos painéis de CSM, desde o início os empreiteiros adoptaram determinadas variáveis de controlo para os auxiliar no fabrico dos painéis CSM. Destacam-se os seguintes elementos: i) velocidade de descida; ii) velocidade de subida; iii) traço da calda; iv) aditivos. No Quadro 2.6 apresentam-se os parâmetros adoptados em alguns casos de obra.

Quadro 2.6 – Variáveis de controlo de casos de obra

| Fonte | | Bauer (2010) | Fiorotto <i>et al.</i> (2005) | | |
|---|--------------------|------------------------|-------------------------------------|-----------------------------|---|
| Local da obra | | Catálogo Bauer | Aresing (Alemanha) | Tokyo (Japão) | Valkenburg (Holanda) |
| Tipo de Obra | | Parede de contenção | Parede de contenção (poço) | Parede de contenção | Parede de Contenção |
| Solo in-situ | | | Cascalho arenoso; areia argilosa | | Areia siltosa com camadas de argila |
| Fases de injeção Descida (D); Subida (S) | | 2 | - | 2 – 70% (D) 30% (S) | 2 – 85% (D) 15% (S) |
| Velocidade de subida (S); descida (D) | m ² /hr | - | 18,05 (D) 62,73 (S) | - | 16,4 (D) 16,4 (S) |
| | cm/min | - | - | 50 – 70 (D) 70 – 120 (S) | - |
| Quantidade de cimento (C), bentonite (B) e água (A) | kg/m ³ | 1000 – 1200 (C) | 444 (C) | 200 – 250 (C) | 250 (C) |
| | kg/m ³ | 15 – 30 (B) | 44,5 (B) | | |
| | l/m ³ | 500 – 600 (A) | | | |

3

CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DA MISTURA DE SOLO-CIMENTO. ESTADO DA ARTE

As características do solo melhorado dependem das condições *in situ* (i.e. tipo de solo, teor em água, matéria orgânica, pH, presença de poluentes) e tipo e do teor em cimento utilizado, levando a que não seja fácil equiparar ou mesmo comparar resultados observados no conjunto de obras estudado. No presente capítulo, identifica-se o estado da arte das misturas de solo-cimento com relevância para a sua caracterização física e mecânica. As diversas publicações consultadas (Bergado *et al.*, 1996; Janz e Johansson, 2002; Lindh, 2004; Coutinho, 2006; Correia, 2011) permitiram iniciar o capítulo com enfoque no processo físico-químico da mistura, seguindo-se a exposição dos resultados experimentais separados em dois tópicos distintos: a caracterização físico-química e a caracterização mecânica.

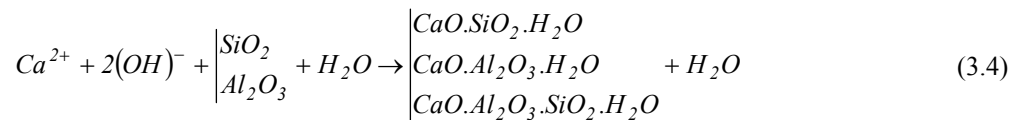
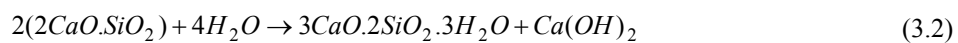
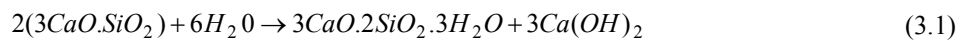
3.1 PROCESSO FÍSICO-QUÍMICO DA MISTURA

O melhoramento das propriedades hidromecânicas que ocorrem na mistura solo-cimento é atribuído às reacções entre o solo-ligante-água. As reacções podem ser agrupadas em:

- i) reacções de hidratação;
- ii) reacções pozolânicas entre o hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) e os minerais pozolânicos presentes no solo;
- iii) troca iónica.

O incremento da resistência das misturas de solo-cimento deve-se, em grande parte, às reacções de hidratação e às reacções pozolânicas. As reacções de hidratação conduzem à formação de produtos cimentícios primários, que são constituídos por: i) silicatos de cálcio hidratados ($2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 \cdot x\text{H}_2\text{O}$, $2\text{CaO} \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot x\text{H}_2\text{O}$); ii) aluminatos de cálcio hidratado ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot x\text{H}_2$, $4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot x\text{H}_2$); iii) hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2). Nas reacções pozolânicas são obtidos produtos cimentícios secundários, que são formados por mistura dos minerais de sílica (SiO_2) e alumina (Al_2O_3) presentes no solo, com os

iões de cálcio (provenientes da hidrólise do cimento) formando silicatos de cálcio hidratados ($\text{CaO.SiO}_2.\text{H}_2\text{O}$ ou CSH), aluminatos de cálcio hidratados ($\text{CaO.Al}_2\text{O}_3.\text{H}_2\text{O}$ ou CAH) e/ou silicoaluminatos de cálcio hidratados ($\text{CaO.Al}_2\text{O}_3.\text{SiO}_2.\text{H}_2\text{O}$ ou CASH), respectivamente. No entanto para que as reacções pozolânicas ocorram a sílica e a alumina têm de ser solúveis. Ao passo que a formação dos produtos cimentícios primários ocorre em algumas horas, a formação dos produtos cimentícios secundários pode desenvolver-se ao longo de meses ou anos, sendo responsável pelo incremento de resistência e durabilidade ao longo do tempo. As principais reacções de hidratação (em notação química abreviada) são apresentadas nas equações 3.1, 3.2 e 3.3, dispondo-se na equação 3.4 as reacções pozolânicas.



Ainda, segundo Bergado *et al.* (1996) as equações 3.1 e 3.2 cujos materiais constituem uma fracção de 75% do cimento Portland, mostram que a hidratação de ambos os silicatos de cálcio produzem novos produtos: hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) e silicatos de cálcio hidratados ($3\text{CaO}.2\text{SiO}_2.3\text{H}_2\text{O}$ ou $\text{C}_3\text{S}_2\text{H}_3$). São importantes no que respeita à resistência da mistura solo-cimento pois a força das ligações, resistência e variações de volume são regidos principalmente por estes dois produtos. Com valores baixos de pH ($< 12,6$) as reacções pozolânicas provocam a hidrólise do $\text{C}_3\text{S}_2\text{H}_3$, formando CSH, o que provoca uma diminuição da resistência expectável na mistura devido às moléculas de $\text{C}_3\text{S}_2\text{H}_3$ apresentarem resistências superiores à do CSH.

Simultaneamente à ocorrência das reacções de hidratação e pozolânicas, as partículas de argila existentes no solo podem sofrer uma alteração da sua estrutura por troca iónica, que permite o melhoramento do solo, ainda que pouco significativo quando comparado com as reacções anteriormente descritas. A troca iónica pode converter uma argila dispersa com alta plasticidade numa forma floculada com baixa plasticidade, conforme disposto na Figura 3.1. A argila dispersa apresenta a forma de lâminas ou pequenas placas separadas por partículas de água adsorvidas. Nas superfícies das partículas de argila existe uma concentração de iões positivos (catiões), usualmente potássio (K^+) ou sódio (Na^+). Adicionando um ligante como o cimento ao solo introduz novos iões nomeadamente cálcio (Ca^{2+}), que difere na carga e no tamanho dos catiões presentes na argila. Este factor possibilita a troca iónica, com os iões de cálcio a perturbarem a estrutura molecular da argila, provocando a sua floculação e dando a aparência de alteração do tamanho das partículas (Bergado *et al.*, 1996; Janz e Johansson, 2002; Lindh, 2004; Correia, 2011).

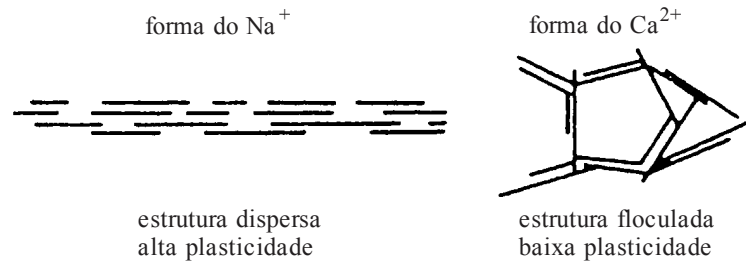
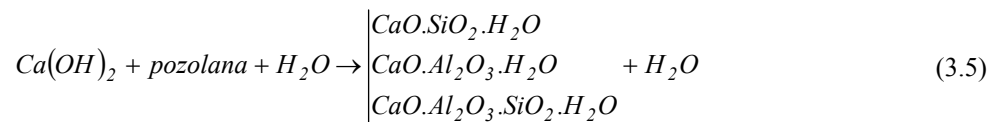


Figura 3.1 – Troca iônica na argila (adaptado de Janz e Johansson, 2002)

Durante este processo a consistência da argila passa de mole para média ou dura, dependendo do teor em água inicial. A completa modificação da estrutura molecular depende do tipo de minerais de argila, podendo ocorrer entre 24 a 72 horas.

Conforme se poderá verificar no Capítulo 5, as misturas de solo-cimento, preparadas para os ensaios laboratoriais, foram executadas com cimento pozolânico, cujas pozolanas eram constituídas por cinzas volantes siliciosas. As pozolanas são substâncias naturais ou artificiais de composição siliciosa (SiO_2) ou silico-aluminosa (SiO_2 e Al_2O_3) e adicionalmente óxido de ferro (Fe_2O_3) e outros óxidos. As pozolanas não endurecem, por si próprios quando misturados com água, mas, quando finalmente moídos e na presença de água, reagem à temperatura ambiente normal com hidróxido de cálcio para formarem compostos de silicato e aluminato de cálcio desenvolvendo adicionalmente resistência ao longo do tempo. Estes compostos são similares àqueles que se desenvolvem nas reações descritas em cima (Coutinho, 2006). A cinza volante siliciosa é um pó fino principalmente formado de partículas esféricas com propriedades pozolânicas. É constituída essencialmente por sílica (SiO_2) e alumina (Al_2O_3). O restante contém óxido de ferro (Fe_2O_3) e outros compostos. Para que a cinza volante reaja com a água é necessário hidróxido de cálcio proveniente das reações de hidratação do cimento. Quando as reações de hidratação do cimento formam hidróxido de cálcio, podem por sua vez formar um gel de CSH do mesmo tipo do cimento Portland mas com um teor em CaO/SiO_2 inferior, ou então podem formar CASH que é semelhante ao CSH mas contém alumina (Coutinho, 2006; Janz e Johansson, 2002; Lindh, 2004). Na equação seguinte apresentam-se as reações pozolânicas que se verificam no cimento pozolânico com cinza volante siliciosa.



Em jeito de resumo o seguinte esquema sistematiza os diferentes produtos cimentícios obtidos nas reações de hidratação do cimento (cf. Figura 3.2).

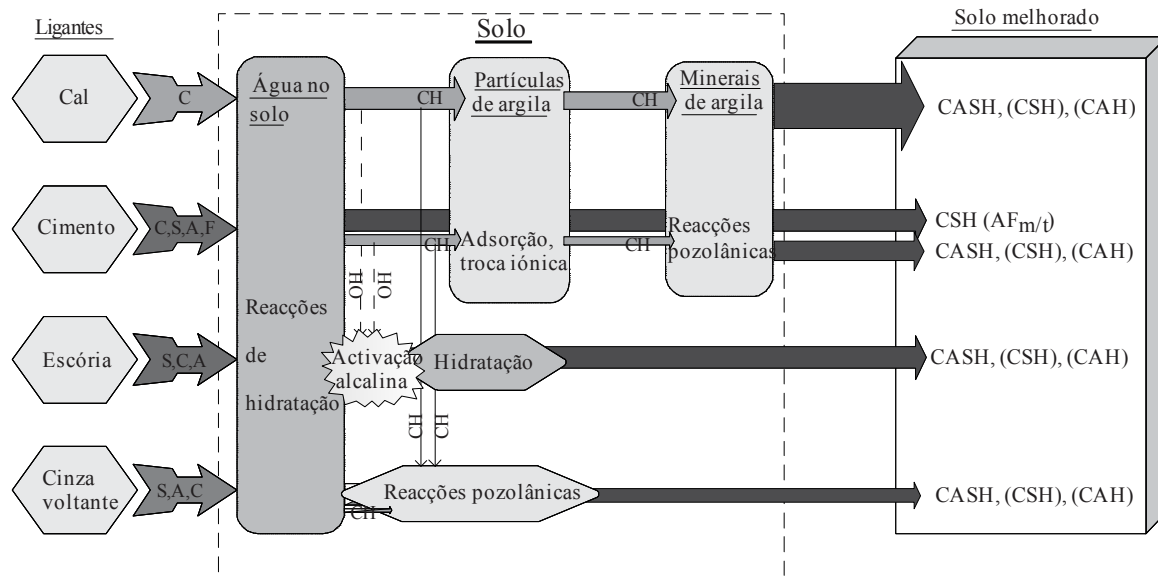


Figura 3.2 – Principais reações químicas e produtos de reação formados na utilização de diferentes tipos de ligantes (adaptado de Åhnberg e Johansson, 2005)

Apesar da formação de produtos químicos que conduzem ao aumento da resistência do solo estabilizado, segundo Terashi (1997) o comportamento mecânico é também influenciado pelas características do ligante e do solo *in situ*, pelas condições de mistura e pelas condições de cura (cf. Quadro 3.1).

Quadro 3.1 – Parâmetros que afectam o comportamento mecânico do solo estabilizado (Terashi, 1997; adaptado de Bruce e Bruce, 2003)

| Grupo | Parâmetro |
|--|---|
| I – Características do ligante | <ul style="list-style-type: none"> - Tipo de ligante - Qualidade - Água de mistura e aditivos |
| II – Características e condições do solo (especialmente importante para argilas) | <ul style="list-style-type: none"> - Propriedades químicas e mineralógicas do solo - Teor em matéria orgânica - pH da água do solo - Teor em água |
| III – Condições de mistura | <ul style="list-style-type: none"> - Qualidade da mistura - Tempo de mistura - Qualidade do ligante |
| IV – Condições de cura | <ul style="list-style-type: none"> - Temperatura - Tempo de cura - Humidade - Molha e secagem; gelo e degelo; etc |

Uma vez que o estudo realizado e apresentado no Capítulo 5 incidiu na avaliação da aplicação do CSM na doca do Jardim do Tabaco, através de misturas de formulação (ver Capítulo 5), nas secções

seguintes irão ser analisados apenas alguns dos parâmetros apresentados no Quadro 3.1, bem como outros, através da apresentação de resultados obtidos por identificação do estado da arte, que se consideraram pertinentes para o estudo supra-citado.

3.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA DE MISTURAS DE SOLO-CIMENTO

Nas secções seguintes apresenta-se a caracterização da mistura, do ponto de vista físico-químico por forma a elucidar os fenómenos que ocorrem aquando da mistura do solo com cimento. Os parâmetros sobre os quais esta secção vai versar são: i) estrutura e determinação dos produtos decorrentes das reacções químicas no solo estabilizado; ii) evolução da massa volúmica e do teor em água ao longo do tempo de cura; iii) influência, no comportamento mecânico, do solo estabilizado, devido ao teor em matéria orgânica, ao teor em sulfatos e ao pH.

3.2.1 Difracção por raios X e microscopia electrónica de varrimento

A difracção por raios X (DRX) e a microscopia electrónica de varrimento (MEV) são duas técnicas utilizadas para se obter informação sobre a estrutura de um composto. Na difracção por raios X estas informações são obtidas através do fenómeno físico da difracção e também da interferência a que o raio incidente é sujeito. Com base nas difracções e nas interferências – construtivas e destrutivas – é possível identificar os electrões da rede cristalina. A microscopia electrónica de varrimento permite a observação e caracterização de materiais heterogéneos orgânicos e inorgânicos numa escala nanométrica (nm) ou micrométrica (μm). A popularidade do MEV é sustentada pela sua capacidade de obter imagens tridimensionais, tais como imagens de superfícies, de um grande número de materiais.

No estudo de solo-cimento, o DRX e o MEV obtiveram grande reputação, graças à sua capacidade de identificação dos novos produtos formados e pela obtenção de fotografias a diferentes escalas são de grande utilidade na compreensão dos fenómenos físico-químicos decorrentes da mistura do cimento com solo e sua posterior hidratação.

Chew *et al.* (2004) adicionaram cimento Portland (tipo I) a argila marinha de Singapura ($w_L = 87\%$; $w_P = 35\%$; $w_{nat} = 70\%$). Na argila era evidente a presença de ilitite, quartzo, caulinite. Quando observado o difractograma correspondente ao solo tratado (cf. Figura 3.3) aos 28 dias de cura, verificou-se a presença de silicatos de cálcio hidratados (CSH) e sulfoaluminatos de cálcio (CASH), provenientes das reacções pozolânicas. Conforme se pode observar no Quadro 3.2, nas três amostras

existiu extinção da caulinite¹ com a adição de cimento, devido às reacções pozolânicas, conforme se pode observar no rápido acréscimo de produtos cimentícios secundários (CSH e CASH) em teores em cimento baixos (*i.e.* 10 %). Nos teores em cimento elevados (> 30 %) existiu formação adicional de produtos cimentícios, devido apenas às reacções de hidratação pois as reacções pozolânicas cessaram com a supressão da caulinite.

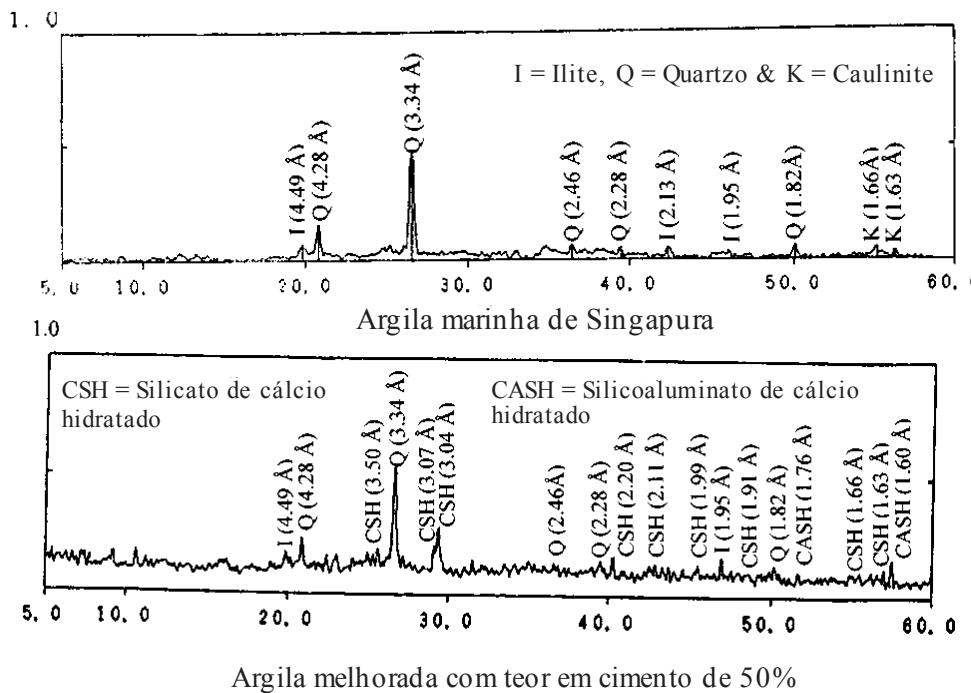


Figura 3.3 – Difractogramas da argila e mistura solo-cimento, com 28 dias de cura e $w = 120\%$ (adaptado de Chew *et al.*, 2004)

Quadro 3.2 – Proporções de minerais de argila e de CSH+CASH na mistura de solo-cimento, com 28 dias de cura (adaptado de Chew *et al.*, 2004)

| Massa normalizada de minerais | Argila (g) | Teor em cimento | | |
|-------------------------------|------------|-----------------|----------|----------|
| | | 10 % (g) | 30 % (g) | 50 % (g) |
| Massa total | 100 | 110 | 130 | 150 |
| Illite | 18 | 6 | 11 | 11 |
| Quartzo | 71 | 72 | 65 | 71 |
| Caulinite | 11 | 0 | 0 | 0 |
| CSH + CASH | 0 | 32 | 54 | 68 |

Horpibulsuk *et al.* (2010) realizaram misturas de solo-cimento com diferentes teores em água, adicionando argila da Tailândia ($w_L = 74\%$; $w_P = 27\%$; $w_{nat} = 10\%$) a cimento Portland tipo I. No caso

¹ A caulinite é composta por minerais de sílica e alumina, necessários nas reacções pozolânicas

aqui analisado, foi estudado o comportamento da mistura com um teor em água de 120%. Na Figura 3.4 apresentam-se imagens do ensaio MEV efectuado em misturas solo-cimento, com um teor em cimento de 10%. Com um teor em água superior em 20% ao óptimo (120%) a argila apresentou uma estrutura dispersa (cf. Figura 3.4 a), pois a quantidade de água existente foi suficiente para desenvolver uma dupla camada de íões que são atraídos para os minerais de argila. Após 4 horas de cura, as partículas de solo e os poros estavam cobertos e preenchidos por pasta de cimento. Com o decorrer do tempo de cura, os produtos da hidratação do cimento passaram a ser visíveis e os agregados de solo-cimento tenderam a ser superiores em dimensão. Verificou-se que durante a fase inicial de hidratação (menos do que 7 dias de cura, Figura 3.4 b), o número de poros menores do que 0,1 μm diminuiu significativamente, ao contrário dos poros superiores a essa dimensão.

Este resultado mostrou que durante os 7 dias de cura os produtos cimentícios preencheram os poros mais pequenos, e as partículas grosseiras (partículas de cimento não hidratadas) originaram agregados de solo-cimento com poros de dimensões superiores ($> 0,1 \mu\text{m}$). Decorridos sete dias de cura registou-se a evolução na porosimetria da mistura: diminuição dos poros com dimensões superiores a 0,1 μm e aumento dos restantes (cf. Figuras 3.5 a e b). Os autores justificaram esta evolução com o preenchimento dos poros com dimensões superiores a 0,1 μm pelos produtos cimentícios.

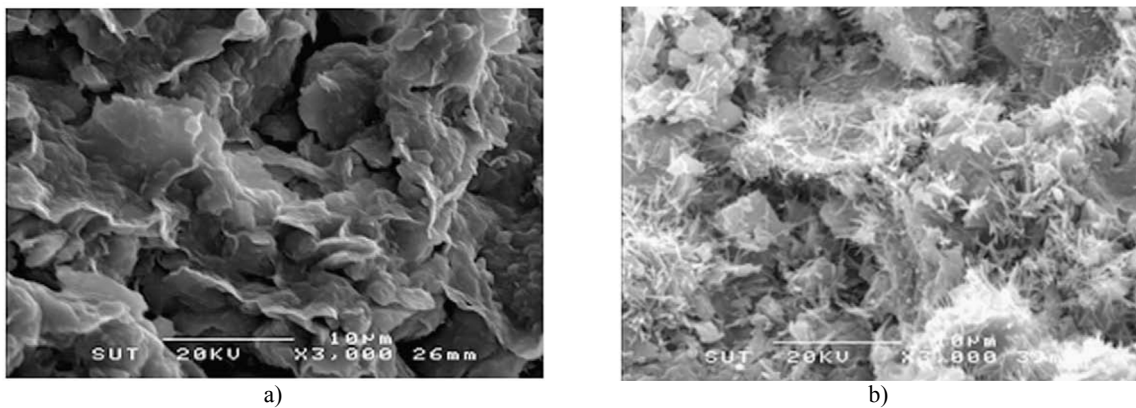


Figura 3.4 – Amostras compactadas com teor em água natural de 20% acima do teor em água óptimo: a) argila compactada; b) mistura com 7 dias de cura. (Horpibulsuk *et al.*, 2010)

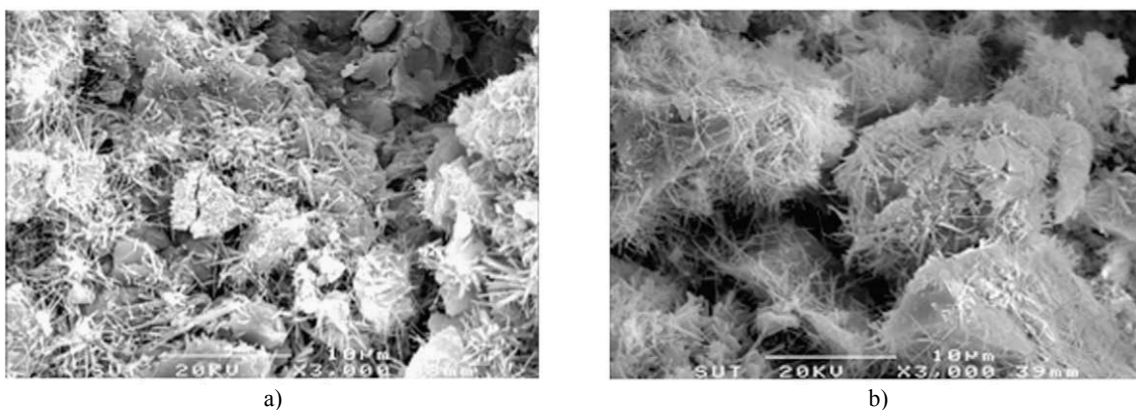


Figura 3.5 – Amostras compactadas com teor em água natural de 20% acima do teor em água óptimo: a) mistura com 28 dias de cura; b) mistura com 91 dias de cura. (Horpibulsuk *et al.*, 2010)

3.2.2 Massa volúmica e teor em água

No caso de misturas de solo-cimento a determinação da massa volúmica e do teor em água tem como finalidade aferir a qualidade do processo de mistura como também o grau de associação da água às partículas sólidas, a qual dificulta a homogeneização do estado hídrico.

Lorenzo e Bergado (2004), para estudarem o efeito da adição de cimento (Portland tipo I) à argila de Bangecoque ($w_L = 103\%$; $w_P = 43\%$; $w_{nat} = 76$ a 84%) prepararam diversas amostras, com diferentes teores em água e cimento. Os resultados (cf. Figura 3.6) mostraram que o aumento do teor em cimento induziu, invariavelmente, ao aumento do peso volúmico. O mesmo não se verificou quando se aumentou o teor em água inicial, levando à diminuição do peso volúmico. Este facto é atribuído ao teor em água excessivo, que por não ser utilizado na sua totalidade nas reacções cimentícias, conduziu a um maior índice de vazios por m^3 de volume. De realçar que o tempo de cura não alterou significativamente a massa volúmica, registando-se um ligeiro acréscimo. Ainda que exista formação de produtos cimentícios ao longo do tempo, a matéria sólida contida na mistura não se altera significativamente conforme se pode verificar pela baixa variação da massa volúmica nos diversos tempos de cura.

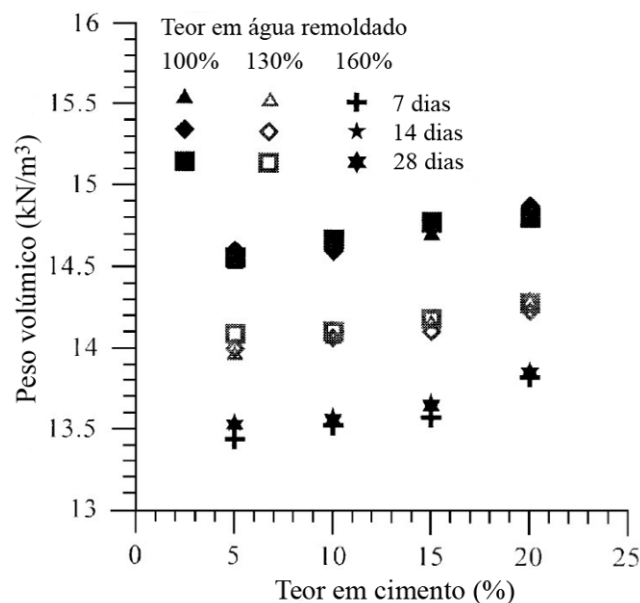


Figura 3.6 – Peso volúmico em função do teor em cimento (adaptado de Lorenzo e Bergado, 2004)

Chew *et al.* (2004) optaram por misturar o cimento seco (Portland tipo I) à argila marinha de Singapura ($w_L = 87\%$; $w_P = 35\%$; $w_{nat} = 70\%$), remoldada com 120% de teor em água (w), provocando um abaixamento quase imediato do teor em água da mistura. Conforme Figura 3.7, com o decorrer do processo de cura o teor em água diminuiu, sendo visível que a maior variação ocorreu entre os 0 e 7 dias de cura em comparação com o período entre os 7 e os 28 dias. A variação do teor em água, entre os 7 dias e os 28 dias de cura, foi crescente para teores em cimento até 30%, mantendo-se aproxima-

damente constante para teores em cimento superiores a esse valor. A secagem da mistura solo-cimento processou-se numa estufa, durante 24 horas, à temperatura de 105°C.

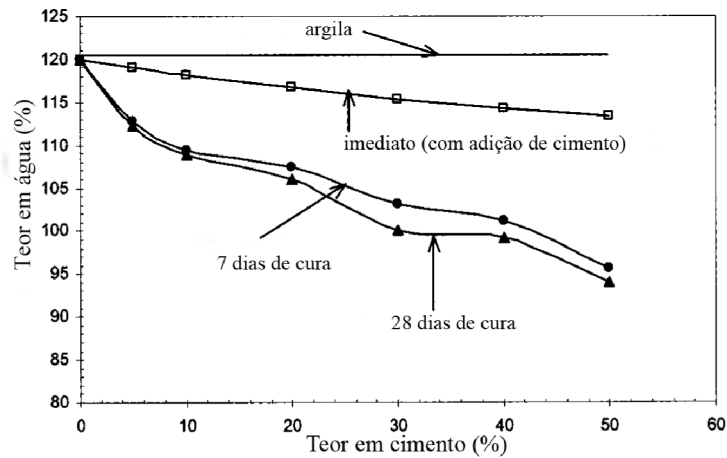


Figura 3.7 – Evolução do teor em água em virtude do acréscimo do teor em cimento (adaptado de Chew *et al.*, 2004)

A interação solo-ligante-água também tem influência no comportamento mecânica do solo estabilizado, onde o aumento do teor em água conduz a uma degradação das propriedades mecânicas, traduzindo-se por uma menor resistência à compressão não confinada e menor módulo de deformabilidade. Esta observação encontra-se bem ilustrada por Lorenzo e Bergado (2004; 2006) onde foi demonstrado que para teores em água inferiores/superiores ao limite de liquidez do solo *in situ* existe um decréscimo da resistência máxima potencial. Esta particularidade está perfeitamente retratada na Figura 3.8, relativa à mistura de cimento (Portland tipo I) à argila de Bangecoque ($w_L = 103\%$; $w_P = 43\%$; $w_{nat} = 76$ a 84%), onde a resistência máxima no ensaio de compressão simples foi alcançada para misturas onde a argila foi, previamente à mistura com a calda de cimento, remoldada com um teor em água de 100% (próximo do seu limite de liquidez).

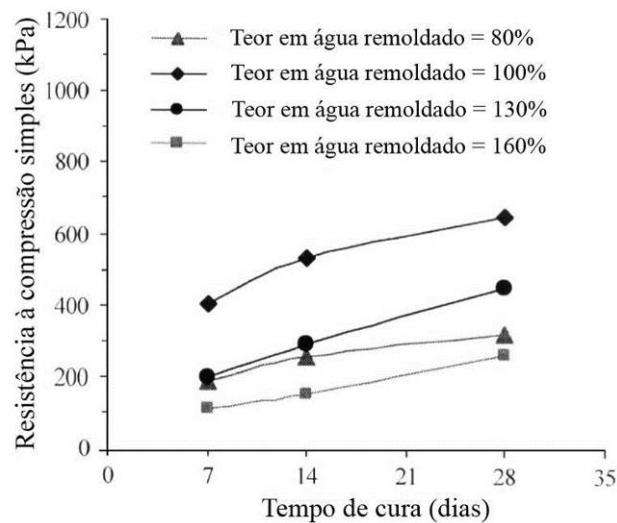


Figura 3.8 – Efeito do teor em água no comportamento mecânico de misturas solo-cimento (adaptado de Lorenzo e Bergado, 2004)

3.2.3 Teor em matéria orgânica

A presença de matéria orgânica nas misturas de solo-cimento tem sido alvo do estudo por diversos autores (Pusch, 1973; Tremblay *et al.*, 2002; Janz e Johansson, 2002; Axelsson *et al.*, 2002; Chen e Wang, 2005) devido à reconhecida influência no melhoramento do solo. A matéria orgânica é fundamentalmente constituída por húmus, ácidos húmicos e fúlvicos (usualmente denominadas de substâncias húmicas) que resulta da decomposição parcial dos micróbios do solo, dos detritos vegetais e animais (apodrecimento de substâncias orgânicas). O húmus ou lodo orgânico forma-se por um processo contínuo de decomposição e de reconstrução e não é portanto uma matéria com composição química constante (Coutinho, 1988). A presença de matéria orgânica interfere no melhoramento das propriedades geomecânicas nas misturas solo-cimento, devido a: i) ácidos húmicos - reagem com o hidróxido de cálcio (CH_2) e forma produtos de reacção insolúveis que precipitam na superfície das partículas de solo, que inibem as reacções pozolânicas e o melhoramento geomecânico expectável. Também provocam uma descida do pH, com o aumento de resistência da mistura a processar-se a um ritmo mais lento; ii) hidratação do cimento – a matéria orgânica tem uma elevada capacidade de retenção de água, o que faz com que as partículas orgânicas sejam adsorvidas na superfície das partículas de cimento e solo. Assim a formação de produtos cimentícios e interacção com as partículas de solo é impedida, tendo como consequência um abaixamento da resistência final da mistura solo-cimento.

Xu *et al.* (2008) publicaram um estudo sobre a influência do teor em matéria orgânica no comportamento mecânico de misturas de argila de Hangzhou ($w_L = 40,4\%$; $w_P = 22,5\%$; $w_{nat} = 48,3\%$) com cimento (os autores não especificaram o tipo). Através da mistura de diversos teores de ácido fúlvico foi determinado o comportamento tensão-deformação num ensaio de compressão simples. Na Figura 3.9 são apresentados os resultados do ensaio de compressão simples, que enfatizam a importância da determinação do teor em matéria orgânica, onde o comportamento mecânico foi fortemente influenciado pelo aumento do teor em ácido fúlvico.

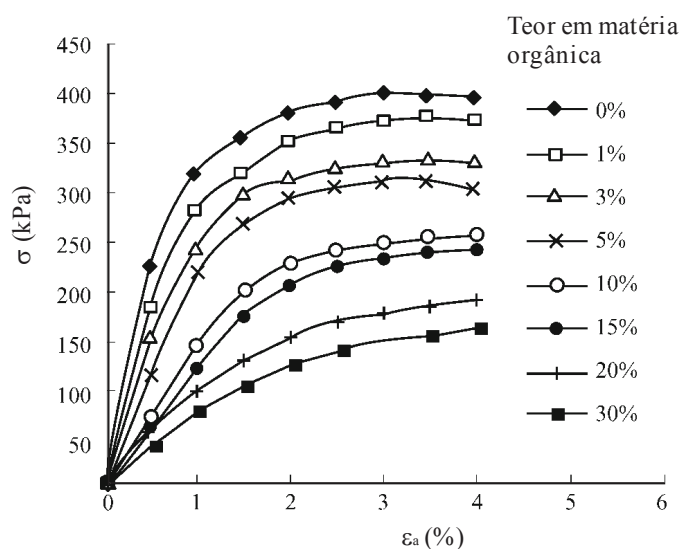
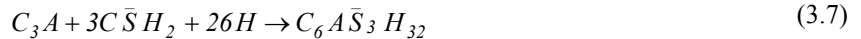


Figura 3.9 – Misturas de solo-cimento com 7 dias de cura (adaptado de Xu *et al.*, 2008)

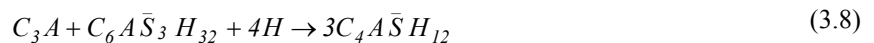
3.2.4 Teor em sulfatos

O cimento é conhecido por reagir com os sulfatos solúveis presentes no solo e na água para formar o mineral de etringite. A presença de sulfatos no solo ou na água de mistura pode afectar a troca iónica e as reacções pozolânicas das misturas de solo-cimento. A formação do mineral de etringite tem como característica singular o aumento de volume quando sujeito a hidratação. No caso de misturas de solo-cimento esta particularidade conduz ao aumento de volume do solo. Esta condição pode efeitos nefastos como danos nas estruturas adjacentes devido ao surgimento de fissuras e fendas, muito visíveis nomeadamente em pavimentos de vias de comunicação e também em estruturas marinhas, onde a água do mar apresenta-se como uma fonte externa rica em sulfatos (Ksaibati e Huntington, 1996; Puppala *et al.*, 2004; Rajasekaran, 2005; Wang, 2002).

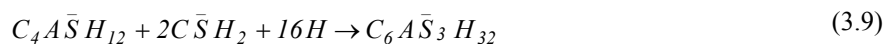
As reacções químicas que estabelecem a formação de etringite por reacção do cimento com os sulfatos são descritas (em notação química abreviada) nas equações 3.6 e 3.7. O aluminato tricálcio no estado puro (C_3A) reage com a água muito rapidamente (ao fim de alguns minutos), conduzindo a uma presa rápida ou instantânea (cf. equação 3.6). Para moderar ou retardar esta reacção é necessário juntar ao cimento um sulfato (cerca de 3 a 4%), utilizando-se o gesso natural ($CS'H_2$) por ser dos mais económicos. Este reage lentamente com o C_3A formando-se etringite ou sulfoaluminato de cálcio hidratado ($C_6AS'_3H_{32}$, cf. equação 3.7).



Decorridos alguns minutos, uma pequena fracção da reacção com C_3A já ocorreu, levando a que a etringite envolva as partículas de cimento, constituindo uma barreira que protege o C_3A da água. A reacção torna-se de difusão controlada prosseguindo lentamente. A etringite é apenas estável na presença de grandes quantidades de sulfatos, o que geralmente acontece durante as primeiras 24 horas. Quando a concentração de sulfatos decresce a etringite é convertida em monossulfato ($3C_4AS'H_{12}$). A barreira difusa quebra-se e a reacção começa a acelerar sendo expressa por:



Se o monossulfato for novamente exposto a nova fonte de sulfatos, a etringite pode voltar a formar-se, conforme descrito na equação seguinte:



Uma vez que a etringite é considerada menos densa que o monossulfato, a reformação de etringite é acompanhada de aumento de volume e perda de resistência, pois o aparecimento de etringite no cimento endurecido pode levar à sua fracturação. Por esta razão o cimento resistente a sulfatos com um teor em C_3A baixo é utilizado na construção em ambientes ricos em sulfatos (Coutinho, 2006; Janz e Johansson, 2002).

Puppala *et al.* (2004) realizaram um estudo sobre melhoramento de solos argilosos com cimentos resistentes ao ataque por sulfatos. Os autores utilizaram argilas numeradas de 1 a 4, recolhidas no norte do Texas, com as seguintes características:

- Argila 1 - $w_L = 40\%$; $w_P = 26\%$; $w_{nat} = 9,1\%$; $S' = 287$ ppm.
- Argila 2 - $w_L = 51\%$; $w_P = 23\%$; $w_{nat} = 7,7\%$; $S' = 1490$ ppm.
- Argila 3 - $w_L = 69\%$; $w_P = 41\%$; $w_{nat} = 5,7\%$; $S' = 5688$ ppm.
- Argila 4 - $w_L = 69\%$; $w_P = 42\%$; $w_{nat} = 6,0\%$; $S' = 32122$ ppm.

Os solos com fracção ponderal em sulfatos inferior a 2000 ppm e os com mais de 2000 ppm, são classificados, em relação à fracção ponderal apresentada, como baixos a médios e altos. A adição de cimento resistente a sulfatos (o cimento tipo I/II é usado para níveis de contaminação por sulfatos moderados, e o de tipo V para altos) induziu um aumento de resistência à compressão simples. Aos 14 dias de cura, as misturas de solo com o cimento tipo V foram as que melhores resultados apresentaram (cf. Figura 3.10 a). Essas diferenças ficaram mais atenuadas nos resultados obtidos a longo prazo (i.e. 90 dias de cura), verificando-se que o tipo de cimento utilizado não conduziu a uma diferença significativa nos resultados (cf. Figura 3.10 b).

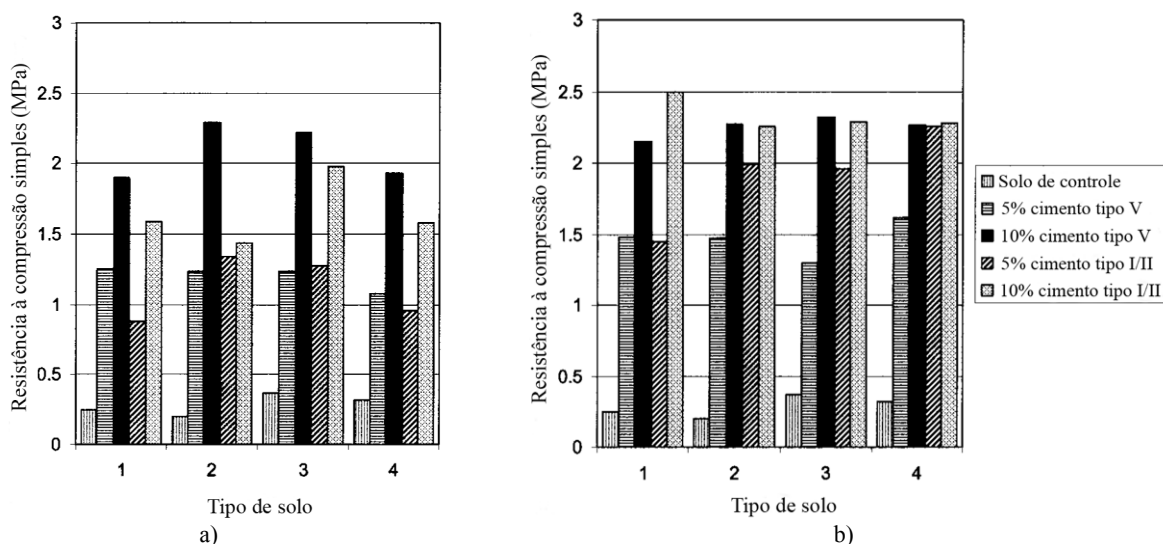


Figura 3.10 – Influência do tipo de cimento na resistência à compressão simples: a) 14 dias de cura; b) 90 dias de cura (adaptado de Puppala *et al.*, 2004)

A condição com maior impacto nos solos contaminados com sulfatos é a expansão volumétrica por formação de etringite. A adição de cimento levou à redução da expansão da argila para valores próximos de 0%, para idades de cura de 90 dias (cf. Figura 3.11).

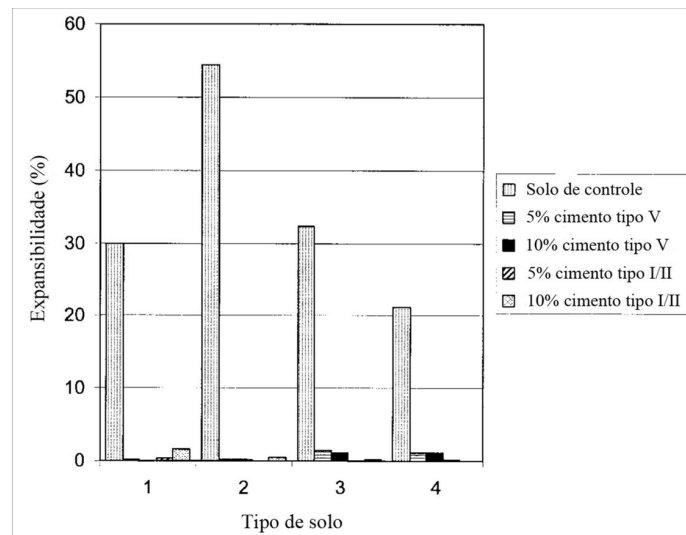


Figura 3.11 – Influência do tipo de cimento utilizado na expansibilidade do solo 90 dias de cura (adaptado de Puppala *et al.*, 2004)

3.2.5 Acidez (pH)

Os painéis CSM podem ser armados com perfis metálicos verticais ou painéis de armadura, para melhorar o comportamento mecânico. Desse modo a determinação do pH das misturas de solo-cimento torna-se imperativo devido à possibilidade de corrosão dos perfis metálicos ou armaduras. Nas estruturas de betão armado considera-se que as armaduras encontram-se protegidas contra a corrosão em meios altamente alcalinos ($\text{pH} = 13$). Nas misturas de solo-cimento a presença de matéria orgânica no solo pode diminuir o pH para valores neutros, fomentando um meio propício à corrosão da armadura (pH inferior a 10). Ainda segundo Tremblay *et al.* (2002), em misturas de solo-cimento a formação de produtos cimentícios é afectada para valores de pH inferiores a 9, havendo um melhora-mento reduzido nas características mecânicas da mistura.

Hassan (2009) realizou um estudo de caracterização em misturas de cimento CEM-II 42,5N (cf. Figura 3.12 a) com três tipos de argilas da Finlândia, com as seguintes características: i) HUT – argila inorgânica ($w_L = 71\%$; $w_P = 30\%$; $w_{nat} = 74$ a 76% ; $\text{pH} = 7,0$); ii) K – argila inorgânica ácida ($w_L = 51\%$; $w_P = 26\%$; $w_{nat} = 63\%$; $\text{pH} = 5,2$); iii) argila orgânica ácida ($w_L = 185\%$; $w_P = 59\%$; $w_{nat} = 210\%$; $\text{pH} = 4,4$). Para teores em cimento inferiores a 25 kg/m^3 , o pH foi inferior a 9, que conduz a que não sejam formados produtos cimentícios. Para teores em cimento superiores a 100 kg/m^3 não existiu evolução favorável no pH, registando-se um valor máximo de, aproximadamente, 12.

Resultados semelhantes foram apresentados por Chew *et al.* (2004) nas misturas de solo-cimento (argila marinha de Singapura $w_L = 87\%$; $w_P = 35\%$; $w_{nat} = 70\%$ e cimento Portland tipo I), conforme Figura 3.12 b), com o pH a atingir o valor de 12,5 para teores em cimento superiores a 30%. No entanto foi observado que o aumento do tempo de cura conduziu à diminuição do valor de pH, para teores em cimento inferiores a 30%.

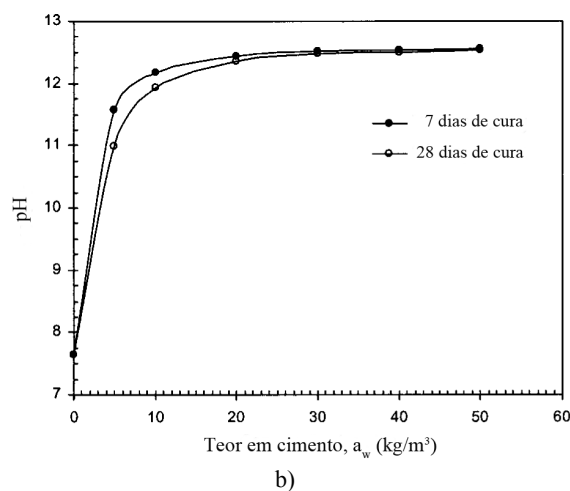
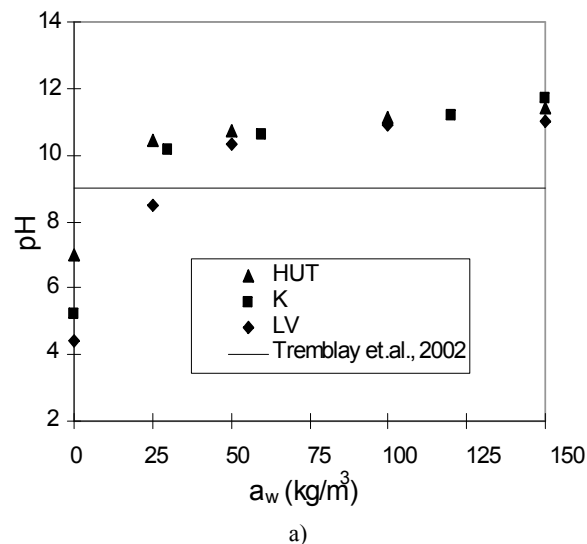


Figura 3.12 – pH em misturas de solo-cimento: a) 28 dias de cura (adaptado de Hassan, 2009); b) 7 e 28 dias de cura (adaptado de Chew *et al.*, 2004)

3.3 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE MISTURAS DE SOLO-CIMENTO

Conforme indicado na secção 3.1, o incremento da resistência das misturas de solo-cimento deve-se aos produtos cimentícios primários, com contribuição dos produtos cimentícios secundários. A caracterização directa das colunas obtidas por CSM é muito frequentemente difícil, pela consistência fluida inicial da mistura e pela compacidade após presa, que dificulta a amostragem integral. A via alternativa de ensaio laboratorial de misturas de formulação representativas tem sido seguida por diversos (Chew *et al.*, 2004; Lorenzo e Bergado, 2004; Åhnberg, 2006; Janz e Johansson, 2002; Horpi-bulsuk *et al.*, 2004; Correia, 2011). As considerações seguintes, no que respeita à caracterização mecânica, alicerçam-se em resultados de estudos de misturas de formulação, pois, por força da ainda reduzida difusão deste tipo de equipamento, a execução de painéis de teste (experimentais e prévios) é ainda considerada uma extravagância, face aos elevados custos que essa solução apresenta.

3.3.1 Compressibilidade edométrica

O ensaio edométrico permite caracterizar a deformabilidade uniaxial perfeita, nas suas componentes primária (hidrodinâmica) e secundária (secular ou viscosa). Na estabilização do solo por adição de cimento decorrem alterações estruturais das quais resultam ligações cimentícias entre as partículas da mistura e diminuição do índice de vazios.

Nos ensaios realizados por Kamruzzaman *et al.* (2009), foi possível comprovar a alteração das propriedades mecânicas causadas pela mistura de argila marinha de Singapura ($w_L = 87\%$; $w_P = 35\%$; $w_{nat} = 70\%$; $e_0 = 1,85$; $\sigma'_p = 60$ kPa) com cimento Portland do tipo I. As misturas de solo-cimento são caracterizadas por apresentar uma reduzida compressibilidade até se atingir tensão de cedência (*i.e.* tensão de pré-consolidação), sendo superior ao do solo não estabilizado). No comportamento pós tensão de cedência já foi possível observar uma acentuada compressibilidade, superior inclusive ao do solo não estabilizado. Nos resultados apresentados nas Figuras 3.13 e 3.14 foi possível retirar algumas ilações relativamente ao teor em ligante utilizado e à influência do tempo de cura:

- a tensão de cedência aumentou significativamente para teores em cimento superiores a 10%, apresentando uma reduzida compressibilidade até se atingir a tensão de cedência, superior à do solo não estabilizado.
- o aumento da tensão de cedência deveu-se ao efeito da reestruturação no solo-ligante-água (*i.e.* criação de ligações cimentícias).
- o aumento do teor em ligante conduziu à redução do índice de vazios inicial. Este facto está directamente relacionado com a diminuição, crescente, do teor em água devido às reacções de hidratação e pozolânicas entre o solo-ligante.
- com o decorrer do tempo de cura existiu uma diminuição do índice de vazios inicial, devido à contínua diminuição do teor em água.

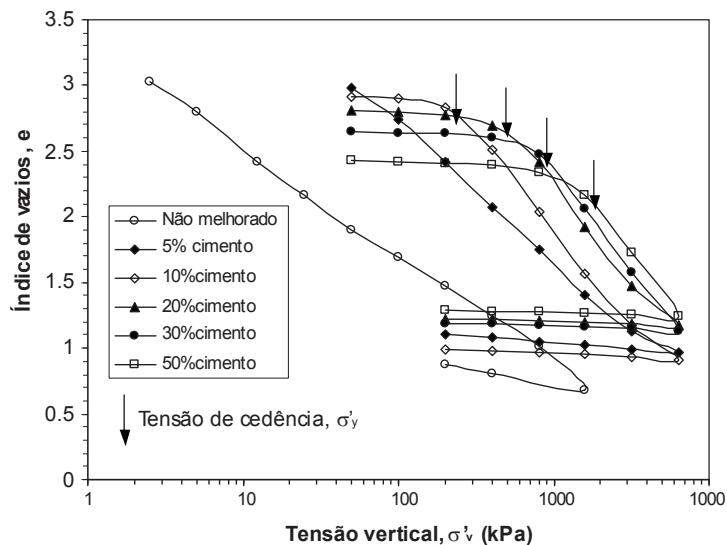


Figura 3.13 – Curvas obtidas dos ensaios edométricos de argila e respectivas misturas com diversos teores em cimento (adaptado de Kamruzzaman *et al.*, 2009)

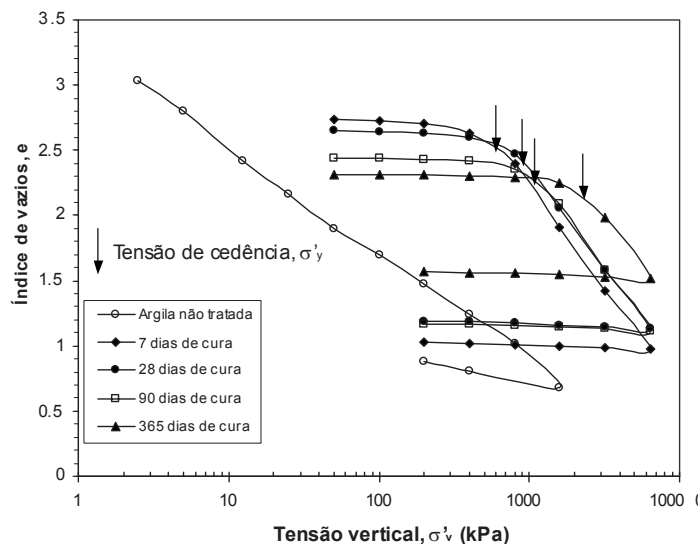


Figura 3.14 – Curvas obtidas dos ensaios edométricos de argila e respectivas misturas com cimento, para diferentes tempos de cura (adaptado de Kamruzzaman *et al.*, 2009)

3.3.2 Resistência à compressão simples e à tracção

O ensaio de compressão simples tem como objectivo caracterizar de forma relativamente expedita a resistência de provetes de materiais cuja resistência se presume elevada. Trata-se de um ensaio destrutivo amplamente difundido devido, em grande parte, à sua simplicidade e facilidade de execução. O provete de solo ou rocha é levado à rotura, donde é possível aferir a resistência e o módulo de deformabilidade secante pré-rotura e, caso se use LVDT's para medição da deformação no terço central do provete, o módulo tangente inicial. A velocidade de carga tem, também, uma enorme importância na determinação da resistência ao corte, devido à redistribuição das pressões intersticiais e aos efeitos viscosos.

Por sua vez, num ensaio de tracção, um provete é submetido a um esforço que tende a alongá-lo até à ruptura. Geralmente, o ensaio é realizado num corpo de prova com formas e dimensões padronizadas, para que os resultados obtidos possam ser comparados. Podem ser realizados ensaios directos de tracção (por alongamento entre garras de tracção) ou indirectos (em que o alongamento se manifesta como efeito de Poisson). O ensaio directo designa-se por ensaio de tracção simples e consiste em submeter o corpo de ensaio a uma força de tracção, através de um equipamento com capacidade de promover um alongamento no corpo de ensaio. Nas misturas de solo-cimento a relação do teor em cimento, tempo de cura e teor em água tem sido alvo de diversas publicações, donde se pode concluir que:

- o teor em cimento conduz ao aumento da resistência da mistura, em virtude do aumento dos produtos cimentícios primários (reacções de hidratação) e secundários (reacções pozolânicas);

- a tempo de cura conduz a um aumento da resistência, devido sobretudo à formação dos produtos cimentícios secundários, pois são reacções que se dão ao longo do tempo;
- o teor em água tem forte influência na resistência das ligações cimentícias. Foi observado que para um teor em água superior ao limite de liquidez do solo, a resistência mecânica da mistura decresce.

Nos ensaios publicados por Lorenzo e Bergado (2004) foi possível confirmar as premissas anteriores. Foram conduzidos ensaios de compressão simples, à velocidade de 1,0 mm/min, em misturas de argila de Bancoque ($w_L = 103\%$; $w_P = 43\%$; $w_{nat} = 76-84\%$) com cimento Portland tipo I. Os resultados presentes nas Figuras 3.15 a) e b) mostraram um ganho de resistência à compressão simples (q_u) com o teor em cimento e o tempo de cura. O incremento de resistência em função do tempo de cura é atribuído, principalmente à hidratação do cimento que leva à dissociação dos íons de cálcio, que eventualmente reagem com os minerais de sílica e alumina levando à formação de produtos cimentícios provenientes das reacções pozolânicas. Esses novos produtos fortalecem a estrutura da mistura por união às partículas de argila, promovendo o incremento de resistência ao longo do tempo.

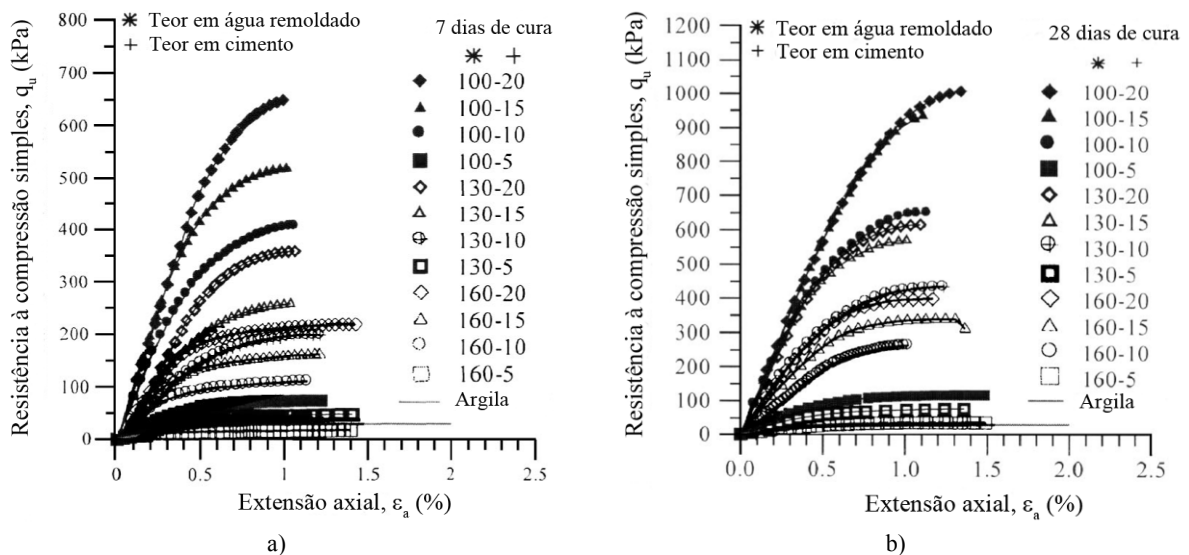


Figura 3.15 – Resistência à compressão simples de misturas solo-cimento para teores em cimento de 5, 10, 15 e 20%: a) 7 dias de cura; b) 28 dias de cura (adaptado de Lorenzo e Bergado, 2004)

Tal como no ensaio de compressão simples, devido às reacções químicas decorrentes da hidratação do cimento, são formados produtos cimentícios que conduzem ao aumento de resistência à tracção do solo melhorado em função do teor em cimento e tempo de cura. Este aspecto pode ser verificado na Figura 3.16, relativo à mistura de argila plástica de Tiziouzou ($w_L = 39\%$; $w_P = 24\%$) com cimento Portland tipo I (Bahar *et al.*, 2004), em que se constatou um aumento de resistência à tracção com o aumento do teor em cimento. Para teores em cimento inferiores a 8%, o aumento de resistência foi linear, tendendo essa relação para a não linearidade para teores em cimento superiores.

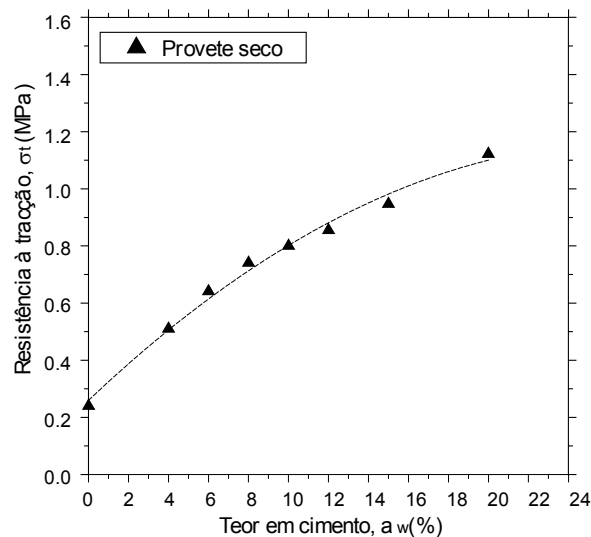


Figura 3.16 – Resistência à tracção em função do teor em cimento, para um tempo de cura de 28 dias (adaptado de Bahar *et al.*, 2004)

3.3.3 Ensaio ao corte em compressão triaxial

No campo, o solo *in situ* vai estar sujeito a um estado de tensão triaxial, pelo que o ensaio de compressão simples não representa adequadamente essa situação, sendo, desse ponto de vista, mais adequado recorrer ao ensaio de corte triaxial. Quando a mistura de solo-cimento é sujeita ao corte triaxial verifica-se que tal como descrito na secção 3.3.2, o comportamento mecânico é regido pelas ligações cimentícias entre as partículas de argila e as provenientes das reacções químicas decorrentes da hidratação do cimento. Também aqui o teor em água e teor em cimento vão influenciar as ligações cimentícias, bem como a pressão de confinamento. Para pressões de confinamento inferiores à tensão de cedência da mistura, são as ligações cimentícias que contribuem, quase na totalidade, para o desenvolvimento da resistência. Quando a pressão de confinamento é superior à tensão de cedência, a resistência deve-se à fábrica da mistura (Horpibulsuk *et al.*, 2004; Correia, 2011).

Esse comportamento é observável nas misturas de argila de Ariake ($w_L = 120\%$; $w_P = 57\%$; $w_{nat} = 135$ a 150% ; $w = 180\%$) com diversos teores de cimento Portland tipo I, cujas tensões de cedência foram 60, 220, 380 e 1800 kPa, para os teores em cimento de 6, 9, 12 e 18%, respectivamente. Os resultados dipostos na Figura 3.17 obtidos nos ensaios triaxiais consolidados não drenados mostraram que para tensões de confinamento inferiores à tensão de cedência o comportamento é regido pelas ligações cimentícias, não havendo alteração significativa da tensão deviatória máxima (q_{max}). O mesmo não se sucede quando a tensão de confinamento é superior à tensão de cedência da mistura, onde existe um aumento da tensão deviatória máxima em função da tensão de confinamento aplicada.

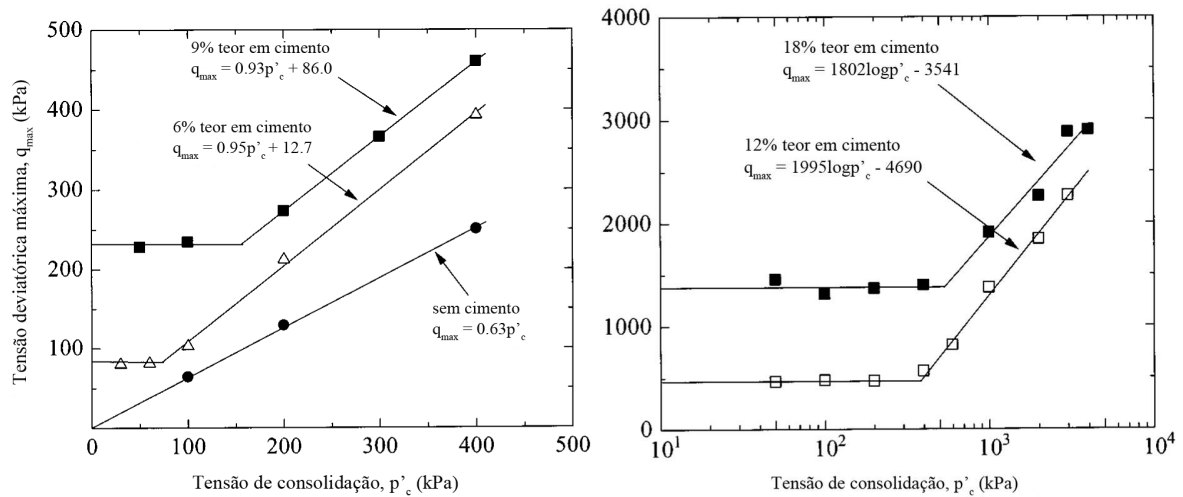


Figura 3.17 – Efeito da tensão de confinamento na tensão de desvio do solo estabilizado com teores em cimento de 6, 9, 12 e 18% (adaptado de Horpibulsuk *et al.*, 2004)

Também o comportamento do solo com ligante, quando em corte triaxial, é dependente da tensão de confinamento aplicada. Para tensões de confinamento baixas (*i.e.* inferiores à tensão de cedência) o comportamento é do tipo frágil, caracterizado por um trecho inicial bastante rígido, ocorrendo um pico para pequenas deformações. Após se atingir o pico, o comportamento pós-pico é caracterizado por uma queda abrupta de resistência (comportamento frágil), devido à quebra das ligações cimentícias, passando a estar o comportamento da mistura dependente da componente atrítica entre as partículas. Nas grandes deformações o comportamento da mistura tende para a linha de estados críticos do solo *in situ*, ainda que se possa situar acima devido às ligações cimentícias que continuam a contribuir para a resistência. Para tensões de confinamento elevadas (*i.e.* superiores à tensão de cedência) o comportamento da mistura evolui para um comportamento dúctil, tendendo nas grandes deformações para a resistência do solo *in situ*.

A presença de ligações cimentícias também se reflecte na pressão intersticial. Enquanto a tensão de confinamento é inferior à tensão de cedência o excesso de pressão intersticial é superior ao do solo *in situ*, decrescendo rapidamente para pressões negativas após ser atingida a tensão deviatórica de pico, resultado do comportamento dilatante que a mistura apresenta. O comportamento descrito não é tão notório quando a tensão de confinamento é superior à tensão de cedência. Neste caso após ser atingido o excesso de pressões intersticiais máximo, verifica-se que independentemente da deformação de corte a pressão é relativamente constante (Horpibulsuk *et al.*, 2004; Lorenzo e Bergado, 2006).

Página propositadamente em branco

4

CONTROLO DE QUALIDADE DO TERRENO MELHORADO

O controlo de qualidade dos painéis CSM, em empreitadas de grande envergadura, é feito geralmente através da execução de painéis teste. Contudo, nem sempre é possível executar esses painéis a fim de averiguar a eficiência da aplicação desta tecnologia. O controlo de qualidade através de indicadores indirectos poderá constituir uma via alternativa, cuja relevância e credibilidade somente crescerão se nas obras de maior dimensão, se for possível calibrá-los com resultados de ensaios de carga e de caracterização *in situ*, ainda que o comportamento mecânico do solo-ligante esteja dependente, para além do teor em ligante utilizado, do tipo de solo *in situ*.

4.1 PROBLEMÁTICA DO CONTROLO DE QUALIDADE

A inspecção e interpretação dos registos, durante a execução dos painéis solo-cimento, possibilitam por vezes a detecção de situações de menor qualidade final. Analogamente ao verificado no processo construtivo de estacas, os painéis solo-cimento podem apresentar zonas com vazios, com teor em cimento inferior ao previsto e troços com mistura incompleta (cf. Figura 4.1). Estas dificuldades enaltecem a importância do controlo de qualidade, bem como a aferição do seu desempenho em relação aos estados limites relevantes. As soluções de reforço em fundações são sempre extremamente onerosas e, portanto, deverão ser evitadas mediante medidas de controlo adequadas durante e após a execução dos painéis solo-cimento.

Um programa de controlo de qualidade de execução dos painéis de solo-cimento, constituído por ensaios prévios e complementares, deverá incluir a recolha de: i) recolha de solo para ensaios de formulação; ii) recolha de carotes a diferentes profundidades; iii) amostras de massa fresca dos painéis.



Figura 4.1 – Amostra de mistura solo-cimento desagregada, representativo de uma zona com teor em cimento insuficiente

4.2 TÉCNICAS DE CONTROLO DE QUALIDADE

As técnicas para controlo de qualidade dispõem de um variado leque de opções, para aferir a qualidade de execução e as propriedades hidromecânicas das misturas solo-cimento. O plano de controlo de qualidade baseia-se na determinação de indicadores baseados em resultados de ensaios de campo e de laboratório. Os primeiros permitem caracterizar directamente a mistura nos painéis. Nos segundos, a caracterização pode incidir sobre a mistura obtida em obra – amostras de massa fresca ou carotes dos painéis ao fim dum determinado tempo de cura *in situ* – ou sobre misturas de formulação laboratorial em que as potencialidades em condições “ideais” (*i.e.* controladas) de mistura são maximizadas, obtendo-se, assim em princípio, uma “envolvente” superior das propriedades da mistura.

4.2.1 Ensaios *in situ*

Os ensaios *in situ* compreendem técnicas destrutivas e não destrutivas. No âmbito deste tipo de ensaios destacam-se os mais relevantes em obras de natureza geotécnica: ensaio cross-hole, CPT e ensaios de carga estáticos. O ensaio cross-hole, também por conhecido por diagrafia sónica, é uma técnica não destrutiva que permite determinar a velocidade de propagação das ondas P (longitudinais) e S (transversais) e, indirectamente a deformabilidade dinâmica elástica, do solo e dos painéis *in situ*. Nos painéis CSM, a diagrafia sónica é efectuada com base no registo da velocidade do som entre uma sonda de emissão de vibrações ultra-sónicas, colocada no interior de um tubo de auscultação cheio de água, e uma outra sonda de recepção, colocada num outro tubo igualmente repleto de água, conforme Figura 4.2.

O ensaio CPT, dada a natureza contínua dos resultados, permite estimar em profundidade características mecânicas da mistura previamente à culminação da presa, isto é com compacidade ainda com-

patível com a penetração da sonda. Esta informação, uma vez conjugada com o tempo de cura, com a correlação entre as resistências de ponta e lateral e outras propriedades mecânicas de interesse, e com curvas de evolução da resistência de ponta e da correlação, permite estimar o valor final das propriedades mecânicas relevantes.



Figura 4.2 – Pormenor dos tubos de PVC colocados após a execução dos painéis CSM teste, na obra do Jardim do Tabaco (Dias, 2009)

O ensaio de carga estático tem como objectivo verificar o comportamento duma estrutura, quando submetido à solicitação de um carregamento (cf. Figura 4.3). Os ensaios deste tipo, em obras geotécnicas, como os painéis solo-cimento, permitem recolher informação quanto a: i) deslocamentos verticais e rotação dos apoios estruturais; iv) capacidade de carga. O ensaio pode variar desde a colocação de carga na área de influência dos painéis, até um ensaio de carga semelhante ao ensaio de carga axial utilizado em estacas (com colunas de reacção).

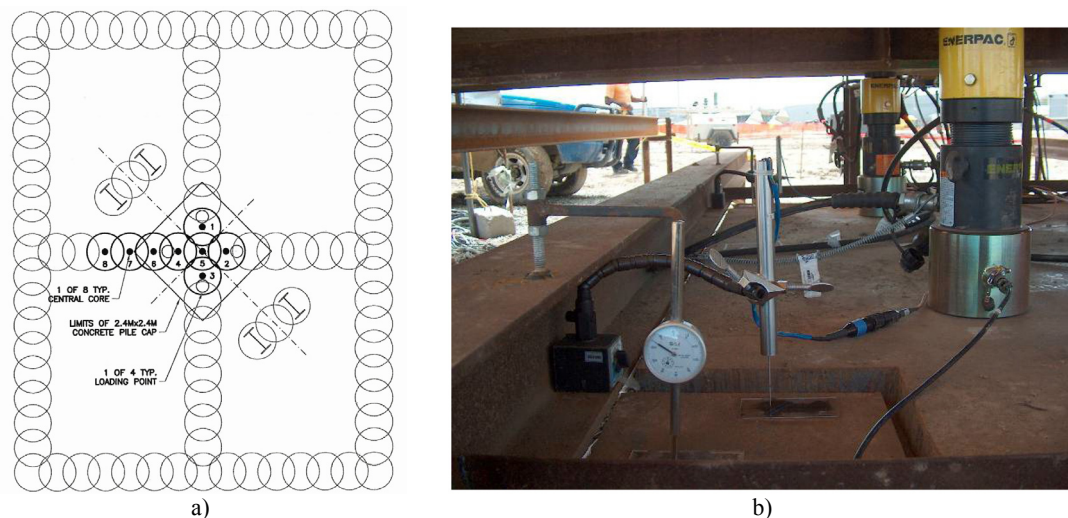


Figura 4.3 – Ensaio de carga em colunas DSM : a) planta das colunas de DSM; b) configuração do ensaio de carga (Bell *et al.*, 2007)

4.2.2 Ensaaios Laboratoriais

Os ensaios laboratoriais mais frequentes são os ensaios de compressão simples a diferentes tempos de cura, usualmente aos 7, 14 e 28 dias, sendo também de considerar outro tipo de ensaios para caracterização da composição, da deformabilidade e da resistência, tais como os de determinação do teor em cimento, os de propagação de ultra-sons e os triaxiais. Os provetes para os ensaios laboratoriais podem ser obtidos por carotagem (cf. Figura 4.4 a), por recolha de massa fresca (cf. Figura 4.4 b) ou, mais raramente, por misturas de formulação. No Capítulo 5 apresentar-se-á em pormenor o conjunto de resultados dos ensaios de formulação numa obra no cais do Jardim do Tabaco, em Lisboa.



Figura 4.4 –Amostra de mistura solo-cimento para ensaios laboratoriais: a) carotes (Bilé Serra e Mendes, 2009a); b) recolha de massa fresca (Bolton, 2010)

4.3 PROCESSO DE MISTURA

Durante a execução dos painéis solo-cimento é efectuado, em tempo real, o registo e o controlo permanente de todos os parâmetros de execução (Pinto *et al.*, 2010), através do equipamento *B-Tronic*. Esses dados permitem controlar o processo de mistura, através da visualização da quantidade de ligante injectada, bem como a verticalidade dos *cutters*, pressão exterior e ainda velocidade dos *cutters*. A velocidade de penetração é um dos factores que maior impacte tem no processo de mistura, pois no caso de se estar perante um solo fino é necessário efectuar a penetração a uma velocidade reduzida, para permitir a mistura nas condições desejadas.

4.4 DETERMINAÇÃO DO TEOR EM CIMENTO E HOMOGENEIDADE DA MISTURA

Como já referido, as propriedades hidromecânicas dos painéis CSM dependem de vários factores, de entre os quais se destaca o teor em cimento e o grau de heterogeneidade (a “homogeneidade”) da mistura. Para o controlo do primeiro a análise elementar por FRX afigura-se adequada e de implementação suficientemente expedita. Por sua vez, para controlo da heterogeneidade são de referir os métodos químicos baseados em traçadores cromáticos, como sejam a aplicação de ácido clorídrico ou de fenolftaleína. Em ambos os casos é necessário proceder previamente à demonstração da sua utilidade para aplicação.

4.4.1 Processos Químicos

O método mais utilizado, e para o qual existem três normas ASTM (C1084-10, D806-06 e D5982-07), é o que emprega a utilização de ácido clorídrico para determinar o teor em cimento. Estes métodos baseiam-se no pressuposto de que o ácido é capaz de dissolver a pasta de cimento² endurecida, sem afectar o agregado (neste caso, o solo). Quando em presença de agregados com calcário ou mármore, ou quando se utiliza cimento pozolânico, este método não pode ser utilizado (Larbi e Heijnen, 1997). A crescente utilização de cimento pozolânico, devido ao bom comportamento em ambientes quimicamente agressivos, levou à necessidade de criação de um novo método para identificação da presença de cimento.

A fenolftaleína é um indicador de pH, que permanece incolor em soluções ácidas (pH inferior a 8,2) e torna-se cor-de-rosa em soluções básicas (pH entre 8,2 a 9,8). Se a concentração do indicador for particularmente forte (pH superior a 9,8), pode tomar uma cor carmim ou roxa. Com a noção de que a adição de cimento provoca um incremento de pH (> 12) tentou-se validar este método para a verificação da homogeneidade em misturas de solo-cimento. Assim foram feitas duas misturas de solo-cimento, com o cuidado de se proceder à correcta homogeneização numa delas (cf. Figura 4.5 a). Os resultados foram os esperados, com a superfície do solo-cimento a obter uma tonalidade roxa, após a pulverização com fenolftaleína (cf. Figura 4.5 b).

Na outra mistura com homogeneização imperfeita (cf. Figura 4.6 a), os resultados obtidos não foram os esperados, pois a mistura ficou em toda a superfície com uma tonalidade roxa (cf. Figura 4.6 b). Concluiu-se que não é possível empregar esta metodologia nos painéis CSM, por a

² A dissolução da pasta de cimento endurecida refere-se à cal, silicatos e produtos de hidratação, bem como outros aditivos

aplicação de fenolftaleína não permitir o contraste entre zonas/secções com teores em cimento diferentes.

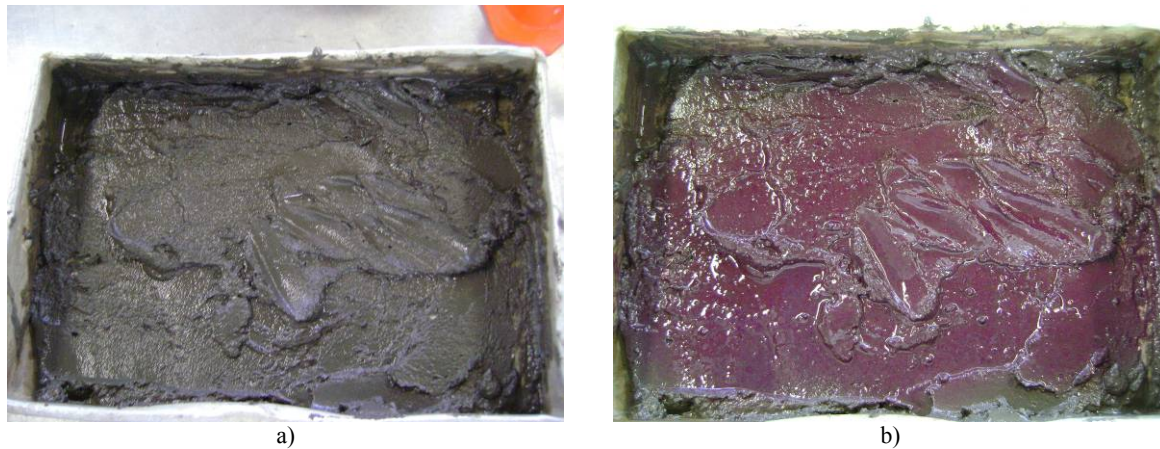


Figura 4.5 – Pulverização da mistura de solo-cimento “bem misturada”, com um indicador pH: a) mistura de solo com calda de cimento; b) pulverização com fenolftaleína

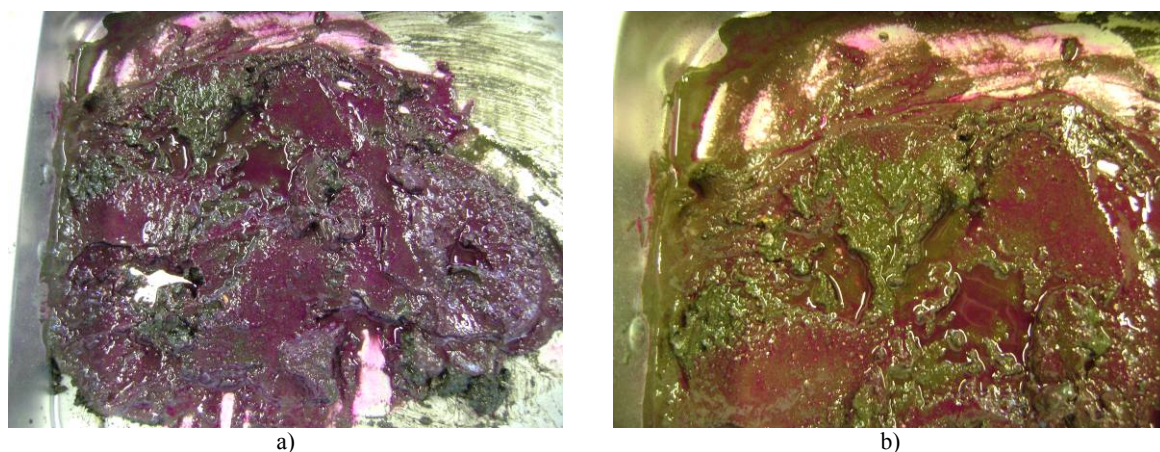


Figura 4.6 - Pulverização da mistura solo-cimento com um indicador pH: a) mistura de solo com calda de cimento; b) pulverização com fenolftaleína

4.4.2 Processo de Análise Elementar

Dadas as dificuldades operativas dos métodos de caracterização química para determinação do teor em cimento da mistura, Huang e Roderick (1969) desenvolveram uma técnica baseada na fluorescência de raios-X (FRX) com o objectivo de determinar o teor em cimento. No LNEC, o ensaio de FRX tem grande uso no campo e em laboratório. Os resultados obtidos por investigadores do LNEC levaram a admitir a possibilidade de se adoptar a utilização deste equipamento para tentar reproduzir os resultados alcançados por Huang e Roderick (1969), através do recurso ao Analisador Ambiental *NITON Série XLi 700*. Estes analisadores portáteis têm ganho grande aceitação como complemento aos tradicionais testes laboratoriais, sobretudo no estudo de solos contaminados, uma vez que permitem

detectar a presença e quantificar de uma larga gama de elementos químicos, muitos dos quais potencialmente nocivos para o ambiente, como é o caso dos metais pesados e do arsénio. Em Abril de 1995, a EPA (U.S *Environmental Protection Agency*) apresentou alguns modelos de analisadores portáteis por FRX dirigidos para a análise de solos e sedimentos. Com os equipamentos referidos foram obtidos resultados com boa qualidade analítica quando comparados com métodos tradicionais, apresentando claras vantagens sobre estes últimos em termos de aplicação prática (Jorge e Roque, 2006; Roque *et al.*, 2006; Jorge, 2005).

Com base nesta constatação, foi implementado no LNEC um método, expedito e suficientemente rigoroso, baseado na fluorescência de raios-X (FRX) para determinação da fracção ponderal de cálcio e indirectamente, após calibração, do teor em cimento da mistura de solo-cimento, tendo sido aplicado na determinação do teor em cimento nominal (*i.e.* teor em cimento previsto) dos painéis de CSM (ver Capítulo 5, secção 5.2 e secção 5.4.8). Na generalidade dos casos, a presença espectral do cálcio é devida ao cimento da mistura o que permite relacionar a fracção ponderal deste com a do cimento.

Os resultados obtidos na referida obra do cais do Jardim do Tabaco apontaram a existência de painéis com teor em cimento superior ao previsto, mas também painéis em que sucedia a situação contrária, como sejam os painéis com um teor em cimento nominal de 300 e 350 kg/m³ registaram teores em cimento entre 250 a 290 kg/m³ (cf. Figura 4.7). Esta dispersão reforça a necessidade da realização dum efectivo controlo de qualidade, o qual deverá ser suficientemente expedito e em tempo útil.

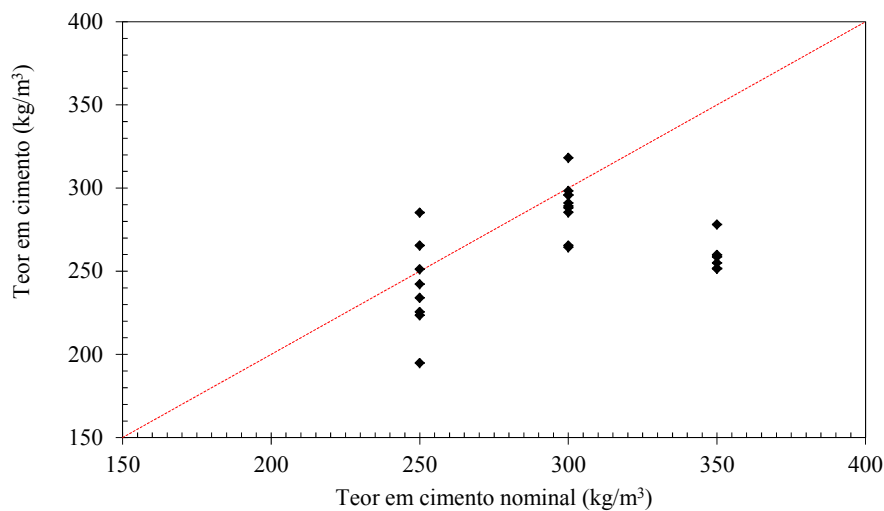


Figura 4.7 – Teor em cimento versus teor em cimento nominal

4.5 TEMPO DE CURA

Associado à utilização de cimento ocorre uma melhoria das propriedades geomecânicas das misturas solo-cimento em função do tempo de cura. A definição do plano de controlo de qualidade deve por

isso permitir simultaneamente atingir os seguintes objectivos: i) caracterizar a evolução no tempo das propriedades relevantes para a segurança da obra, tendo como primeira preocupação caracterizar as propriedades após a entrada em funcionamento dos painéis e a longo prazo; ii) antecipar estas propriedades com base em indicadores robustos determinados em idades jovens do material, idealmente poucas horas após a construção dos painéis.

A necessidade de estabelecer um programa de ensaios em idade jovem prende-se com a indispensabilidade de fornecer uma rápida resposta sobre as propriedades do terreno melhorado. Assim, para confirmar os parâmetros de resistência considerados no projecto é estabelecido um programa de ensaios que permita controlar a qualidade, em idades jovens, por forma a fornecer indicações coerentes e correctas, à equipa de execução da empreitada. Nas obras geotécnicas, do tipo CSM, é usual realizarem-se ensaios de compressão simples, em provetes provenientes de massa fresca ou carotagem, aos 7, 14 e 28 dias de cura. Também na presença de solos mais deformáveis podem-se realizar ensaios CPT e ensaios de cross-hole.

Por sua vez, a evolução das propriedades com o tempo de cura somente poderá ser aferida através de ensaios: i) no campo – ensaios cross-hole e ensaios de carga estáticos; ii) no laboratório – ensaios mecânicos de compressibilidade e de resistência, em provetes de carotes e/ou em misturas de formulação. Quando os resultados obtidos provocam uma incerteza em relação aos parâmetros geotécnicos que a mistura irá alcançar, há necessidade de se promoverem ensaios com tempos de cura mais dilatados – 56 e 91 dias. Por esses tempos de cura não serem compatíveis com os prazos de execução da obra, deve ser programado um estudo prévio, no qual se enquadre as misturas de formulação.

5

CARACTERIZAÇÃO DE MISTURAS DE SOLO-CIMENTO, ATRAVÉS DE ENSAIOS DE FORMULAÇÃO NA OBRA DO CAIS DE CRUZEIROS

5.1 INTRODUÇÃO

A empresa Geo-Rumo, na obra de Reabilitação e Reforço dos Cais entre Santa Apolónia, executou painéis de solo-cimento, com diferentes dosagens de cimento, a fim de melhorar as características físico-químicas e mecânicas do solo *in situ*. A fim de validar a utilização desta tecnologia foi definido um programa de estudo de misturas de solo-cimento a executar pela tecnologia CSM, com realização de ensaios laboratoriais em amostras de massa fresca e em carotes (provenientes dos painéis teste), e em amostras de mistura produzida no LNEC (com utilização de solo proveniente do Jardim do Tabaco). Neste programa laboratorial, procedeu-se ao estudo das características físico-químicas, de resistência e de deformabilidade, com especial enfoque nas respectivas evoluções com o tempo de cura.

Após uma breve referência aos painéis teste realizados para validação da tecnologia CSM, com apresentação do resumo detalhado dos resultados obtidos, são apresentados os resultados dos ensaios laboratoriais realizados, bem como o processo de mistura e respectivos detalhes.

5.2 PAINÉIS REALIZADOS

Na obra de Reabilitação e Reforço dos Cais entre Santa Apolónia e o Jardim do Tabaco, cujo Dono de Obra é a Administração do Porto de Lisboa, o consórcio composto pela Somague, Seth e O.F.M, apresentou uma solução alternativa de fundação com tratamento do terreno com tecnologia CSM. A solução proposta pela JetSJ, com a execução a cargo da Geo-Rumo, visava permitir o aterro da doca,

através do tratamento dos materiais lodosos, no interior da mesma, por execução de painéis CSM. Sobre os painéis CSM seria construída uma plataforma de transferência de carga constituída por geosintéticos, para uma melhor distribuição para os painéis CSM das cargas verticais, decorrentes da execução de um aterro. No quadro dessa empreitada, o consórcio pretendeu desenvolver o conhecimento no âmbito das tecnologias de *deep mixing*, solicitando ao LNEC, ao IST e à TecMinho a realização de um estudo complementar dos terrenos e formulações laboratoriais, para acompanhamento do estudo de viabilidade da solução. No âmbito desse estudo foram realizados painéis teste para recolha de amostras de massa fresca e de carotes. Os painéis teste de solo-cimento (cf. Figura 5.1 a) foram executados em duas fases: i) a fase 1 – correspondeu aos painéis teste realizados em 22 de Dezembro de 2008 e 6 de Janeiro de 2009; ii) a fase 2 – correspondeu aos painéis teste realizados em 7 e 8 de Março de 2009. Nos Quadros 5.1 e 5.2 apresentam-se os resumos dos resultados obtidos nos ensaios realizados em laboratório, com provetes provenientes de carotes (sondagem com recuperação) e recolha de massa fresca do topo (colhido após execução dos painéis, cf. Figura 5.1 b), para as fases 1 e 2, respectivamente.



Figura 5.1 – Execução dos painéis teste: a) equipamento CSM na doca do Jardim do Tabaco; b) recolha de massa fresca (Dias, 2009)

Quadro 5.1 – Resumo de todos os resultados da fase 1 (Bilé Serra e Mendes, 2009a)

| Painel | $a_{w,nom}$ (kg/m ³) | V_p (m/s) | | | | Cubo (Cu) /Cilindro (Ci) | Tempo Cura (dias) | w (%) | ρ (kg/m ³) | ρ_d (kg/m ³) | $q_{u,max}$ "cúbico" (MPa) | $E_{50,sec}$ (MPa) |
|--------|-------------------------------------|-------------|-----------|-----------|-----------|-----------------------------------|-------------------------|----------|--------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|-----------------------|
| | | 7d | 14d | 21d | 28d | | | | | | | |
| 1 | 200 | - | - | - | - | Ci041 | 38 | 74,1 | 1583 | 909 | 0,08 | 11 |
| | | | | | | Ci041 | 38 | 73,6 | 1578 | 909 | 0,65 | 112 |
| | | | | | | Ci043 | 38 | 51,4 | 1629 | 1076 | 0,24 | 28 |
| 2 | 400 | - | - | - | - | Ci030 | 29 | 50,3 | 1661 | 1105 | 1,03 | 195 |
| | | | | | | Ci030 | 29 | 51,3 | 1682 | 1112 | 0,97 | 209 |
| | | | | | | Ci031 | 29 | 53,2 | 1645 | 1074 | 1,11 | 436 |
| 3 | 300 | - | - | - | - | Ci032 | 31 | 65,8 | 1645 | 992 | 0,13 | 9 |
| | | | | | | Ci033 | 31 | 64,6 | 1585 | 963 | 0,24 | 118 |
| | | | | | | Ci034 | 31 | 99,5 | 1464 | 734 | 0,04 | 9 |
| 4 | 250 | 1359 a | 1366 a | 1283 a | 1175 a | Ci044 | 31 | 71,2 | 1552 | 907 | 0,97 | 892 |
| | | | | | | Ci044 | 34 | 83,2 | 1518 | 828 | 0,63 | 240 |
| | | | | | | Cu015 | 14 | - | 1469 | - | 0,78 | - |
| | | | | | | Cu016 | 14 | - | 1468 | - | 0,88 | - |
| | | | | | | Cu017 | 21 | - | 1474 | - | 0,96 | - |
| | | | | | | Cu018 | 21 | - | 1449 | - | 1,05 | - |
| | | | | | | Cu019 | 28 | - | 1454 | - | 0,97 | - |
| Cu020 | 28 | - | 1469 | - | 1,14 | - | | | | | | |
| 5 | 350 | 1290 a | 1323 a | 1370 a | 1304 a | Ci038 | 17 | 75,1 | 1464 | 836 | 0,07 | 4 |
| | | | | | | Ci040 | 17 | 76,3 | 1548 | 878 | 0,03 | 5 |
| | | | | | | Ci040 | 17 | 74,0 | 1587 | 912 | 0,11 | 25 |
| | | | | | | Ci046 | 31 | 68,7 | 1609 | 954 | 0,51 | 121 |
| | | | | | | Ci046 | 31 | 76,8 | 1571 | 888 | 0,59 | 201 |
| | | | | | | Cu021 | 14 | - | 1462 | - | 0,61 | - |
| | | | | | | Cu022 | 14 | - | 1477 | - | 0,95 | - |
| | | | | | | Cu023 | 21 | - | 1459 | - | 0,91 | - |
| | | | | | | Cu024 | 21 | - | 1467 | - | 0,39 | - |
| | | | | | | Cu025 | 28 | - | 1325 | - | 0,43 | - |
| Cu026 | 28 | - | 1320 | - | 0,61 | - | | | | | | |
| 6 | 450 | 1705 a | 1753 a | 1777 a | - | Ci035 | 16 | 78,0 | 1886 | 1059 | 1,25 | 261 |
| | | | | | | Ci036 | 16 | 74,3 | 1612 | 925 | 0,05 | 3 |
| | | | | | | Ci037 | 16 | 64,7 | 1659 | 1007 | 0,89 | 148 |
| | | | | | | Cu027 | 14 | - | 1521 | - | 1,37 | - |
| | | | | | | Cu028 | 21 | - | 1480 | - | 1,60 | - |

Legenda: $a_{w,nom}$ – teor em cimento nominal; V_p – velocidade de propagação das ondas P; w – teor em água; ρ – massa volúmica; ρ_d – massa volúmica seca; $q_{u,max}$ – resistência à compressão simples máxima; $E_{50,sec}$ – módulo de deformabilidade secante para tensão igual a $q_{u,max}/2$; $q_{u,cúbico}=1,25 \times q_u$

Quadro 5.2 – Resumo de todos os resultados da fase 2 (adaptado de Maranhã das Neves e Caldeira, 2009)

| Painel $a_{w,nom}$ (kg/m ³) | V_P (m/s) | | | | Cubo (Cu) /Cilindro (Ci) | Tempo cura (dias) | w (%) | a_w (%; kg/m ³) | ρ (kg/m ³) | $q_{u,max}$ "cúbico" (MPa) | $E_{50;sec}$ (MPa) |
|---|-------------|------|------|------|-----------------------------------|-------------------------|----------|----------------------------------|--------------------------------|----------------------------------|-----------------------|
| | V_S (m/s) | | | | | | | | | | |
| | 13d | 23d | 39d | 58d | | | | | | | |
| 250A | 177 | 167 | 629 | 629 | Cu056 | 16 | 64,6 | 20,2 / 195 | 1597 | 0,06 | - |
| | a | a | a | a | Cu057 | 30 | 65,3 | 24,2 / 234 | 1593 | 0,06 | - |
| | 215 | 301 | 656 | 840 | Cu055 | 30 | 65,0 | 22,0 / 242 | 1817 | 0,10 | - |
| | 79 | 77 | 235 | 273 | Cu058 | 60 | 63,6 | 23,4 / 226 | 1576 | 0,09 | - |
| 250 | a | a | a | a | | | | | | | |
| | 120 | 251 | 251 | 539 | | | | | | | |
| 250B | 719 | 946 | 1587 | 1587 | Cu059 | 16 | 65,5 | 32,4 / 251 | 1446 | 0,58 | - |
| | a | a | | | Cu060 | 30 | 87,9 | 34,7 / 266 | 1439 | 0,72 | - |
| | 1523 | 1523 | | | Cu062 | 30 | 90,0 | 29,9 / 224 | 1419 | 0,55 | - |
| | 418 | 548 | 737 | 737 | Cu061 | 60 | 83,2 | 37,0 / 285 | 1413 | 0,75 | - |
| 250 | a | a | | | | | | | | | |
| | 520 | 616 | | | | | | | | | |
| 300B | | | | | Cu052 | 16 | 80,4 | 35,1 / 288 | 1481 | 0,79 | - |
| | | | | | Cu053 | 30 | 80,7 | 32,3 / 264 | 1481 | 0,86 | - |
| | 756 | 946 | 1463 | 1493 | Cu051 | 30 | 79,8 | 35,1 / 285 | 1469 | 1,06 | - |
| | a | a | | | Cu054 | 60 | 80,8 | 35,7 / 289 | 1455 | 1,10 | - |
| | 1124 | 1449 | | | Cu050 | 60 | 79,3 | 36,4 / 296 | 1455 | 0,94 | - |
| | | | | | Ci088 | 16 | 76,2 | 33,0 / 265 | 1419 | 0,58 | 510 |
| | | | | | Ci085 | 16 | 77,9 | 35,9 / 291 | 1441 | 0,88 | 511 |
| | | | | | Ci089 | 31 | 77,9 | 37,4 / 298 | 1420 | 1,17 | 615 |
| 300 | | | | | Ci086 | 31 | 77,8 | 37,8 / 296 | 1393 | 1,06 | 615 |
| | 457 | 569 | 686 | 580 | Ci087 | 57 | 75,1 | 38,8 / 318 | 1437 | 1,26 | 1438 |
| | a | a | a | a | | | | | | | |
| | 494 | 671 | 719 | 733 | | | | | | | |
| 350B | 865 | 840 | 1266 | 1266 | Cu063 | 16 | 80,0 | 31,2 / 252 | 1450 | 0,48 | - |
| | a | a | | | Cu064 | 30 | 80,4 | 31,7 / 260 | 1479 | 0,53 | - |
| | 1010 | 1167 | | | Cu065 | 60 | 77,6 | 33,4 / 278 | 1478 | 0,63 | - |
| | | | | | Ci082 | 16 | 78,1 | 31,1 / 255 | 1460 | 0,44 | 123 |
| 350 | 418 | 396 | 719 | 719 | Ci083 | 31 | 73,1 | 30,0 / 259 | 1491 | 0,33 | 615 |
| | a | a | | | Ci084 | 57 | 73,5 | 30,9 / 251 | 1412 | 0,59 | 275 |
| | 443 | 616 | | | | | | | | | |

Legenda: $a_{w,nom}$ – teor em cimento nominal; V_P – velocidade de propagação das ondas P; V_S – velocidade de propagação das ondas S; w – teor em água; a_w – teor em cimento; ρ – massa volúmica; $q_{u,max}$ – resistência à compressão simples máxima; $E_{50;sec}$ – módulo de deformabilidade secante para tensão igual a $q_{u,max}/2$; $q_{u,cúbico}=1,25 \times q_u$

5.3 MATERIAL ENSAIADO E COMPOSIÇÃO DA MISTURA

Deram entrada no LNEC, no dia 7 de Março de 2009, quatro sacos com amostras de solo, recolhidas a diferentes profundidades durante a descida do *cutter* (cf. Figura 5.2), e um saco com o cimento utilizado na obra do Jardim do Tabaco. Às amostras de solo foram atribuídas as referências 091, 092, 093 e 094. O cimento entregue era do tipo cimento pozolânico CEM IV/B 32,5 N produzido pela Cimpor. Foram realizados trabalhos preliminares de identificação e de caracterização física do solo de cada saco, tendo-se misturado as quatro amostras parcelares pois considerou-se que poderia representar mais eficazmente a totalidade dos solos presentes na sequência estratigráfica do local onde seriam executados os painéis CSM. Após a realização dos trabalhos preliminares de identificação e caracterização física do solo proveniente de cada saco, misturaram-se as amostras dos quatro sacos, pois a massa total das amostras individuais não era suficiente para executar o plano de ensaios previsto (ver secção 5.3.2). À mistura dos quatro sacos foi atribuída a referência 163. Descreve-se de seguida os resultados obtidos na determinação das propriedades físicas do solo, bem como a composição da mistura e a descrição do método de mistura.



Figura 5.2 – Recolha de solo com equipamento CSM: a) equipamento CSM; b) sacos com solo do Jardim do Tabaco (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

5.3.1 Propriedades físicas do solo

A determinação das propriedades físicas do solo foi realizada através dos ensaios de granulometria, de determinação dos limites de consistência e da densidade das partículas. As análises granulométricas efectuadas nos quatro sacos entregues estão representadas na Figura 5.3. De acordo com a análise efectuada, o solo apresentou uma fracção arenosa que variou entre 5,1% a 8,2%. A fracção fina siltes e argilas encontrou-se representada em todas as amostras. A percentagem de silte variou entre 62,5% a 67,5% e a percentagem de partículas com dimensão argila variou entre 24,5% a 25,9%. As amostras

também apresentaram uma ligeira quantidade de partículas com dimensão cascalho, a variar entre 2,9% a 5,4%.

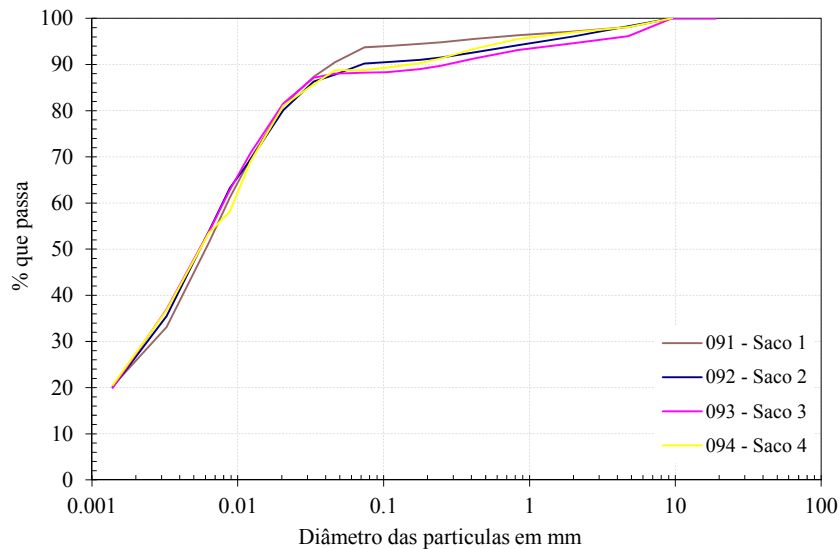


Figura 5.3 – Curvas granulométricas do solo utilizado nas misturas (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

Os principais resultados dos ensaios de identificação realizados estão apresentados no Quadro 5.3. Os pontos correspondentes à relação w_L em função de I_P na Carta de Plasticidade estão representados na Figura 5.4, distribuindo-se próximos da linha A, com excepção da amostra 091. De acordo com a classificação unificada ASTM (D2487-00) os solos incluíam argilas gordas (CH, amostra 091), e siltes elásticos (MH, amostras 092, 093 e 094). Uma vez que não existiu medição do limite de liquidez sem secagem em estufa a 100°C, não foi possível determinar a influência da matéria orgânica no limite de liquidez. Essa particularidade conduz à apresentação, no Quadro 5.3, de duas classificações possíveis para cada solo – classificação para solo inorgânico e para solo orgânico.

A massa volúmica das diferentes amostras de solo não foi determinada no conjunto de ensaios efectuado. No entanto com base na análise dos resultados de prospecção efectuados na doca do Jardim do Tabaco (Maranha das Neves e Caldeira, 2008) é de esperar que a massa volúmica seca varie entre 718 kg/m³ e 855 kg/m³.

Quadro 5.3 – Resultados dos ensaios de identificação efectuados nos solos do Jardim do Tabaco

| Ref. ^a | w_{nat} | w_L | w_p | I_p | Gs | Actividade | Classificação |
|-------------------|-----------|-------|-------|-------|------|------------|---------------|
| LNEC | (%) | (%) | (%) | (%) | | | |
| 091 | 90,5 | 56,8 | 22,4 | 34,4 | 2,62 | 1,40 | CH ou OH |
| 092 | 98,5 | 56,6 | 30,5 | 26,2 | 2,75 | 1,04 | MH ou OH |
| 093 | 92,5 | 54,4 | 29,5 | 24,9 | 2,72 | 0,97 | MH ou OH |
| 094 | 92,9 | 56,1 | 30,3 | 25,8 | 2,74 | 0,99 | MH ou OH |
| 163 | 93,9 | 60,8 | 29,5 | 31,3 | 2,69 | 1,17 | CH ou OH |

Legenda: w_{nat} – teor em água natural; w_L – limite de liquidez; w_p – limite de plasticidade; I_p – índice de plasticidade; Gs - densidade das partículas sólidas

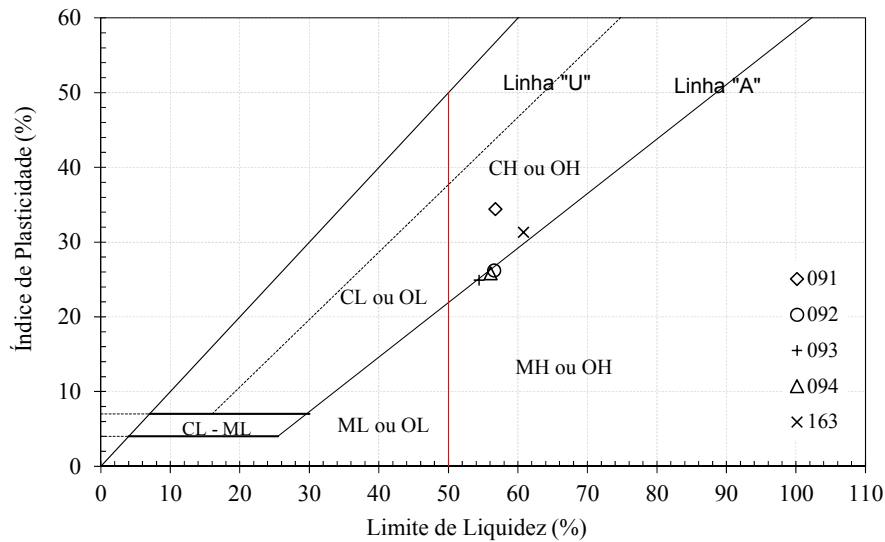


Figura 5.4 – Posição dos solos utilizados nas misturas de solo-cimento na Carta de Plasticidade

5.3.2 Composição da mistura

O cimento entregue no LNEC era do tipo cimento pozolânico CEM IV/B (V) 32,5 N produzido pela Cimpor do mesmo tipo do utilizado na execução dos painéis de solo-cimento. Após a realização de trabalhos preliminares de identificação e de caracterização física do solo proveniente de cada saco, misturaram-se as amostras dos quatro sacos, pois a massa total das amostras individuais não era suficiente para executar o plano de ensaios previsto.

De acordo com informações facultadas em reunião de obra, o teor em cimento nominal economicamente viável para este projecto era, no máximo, 300 kg/m^3 . Por indicação do Projectista, o valor do módulo de deformabilidade necessário para garantir a segurança da obra no Estado Limite de Utilização (ELU_i) era de 1 GPa, enquanto que para o Estado Limite Último (ELU) de insuficiência de capacidade resistente, seria necessário assegurar um valor mínimo de 2 MPa para a resistência à compressão simples. De acordo com os dados apresentados na secção 5.2 (cf. Quadro 5.2), foi o painel 300B, com teor em cimento de 300 kg/m^3 , o que apresentou resistência à compressão simples mais elevada, curiosamente superior ao painel com teor em cimento nominal de 350 kg/m^3 . Com a noção que o painel 300B correspondia ao limite nominal superior de teor em cimento utilizável (*i.e.* 300 kg/m^3), foi determinada a respectiva fracção ponderal de cimento, que apresentou o valor de 35%. Este teor gravimétrico de 35% corresponde à percentagem de cimento na massa total da mistura solo-cimento, no estado seco (Bilé Serra e Mendes, 2009b).

A massa mínima de solo para a realização do programa experimental foi determinada com base no número de moldes de cada tipo, e respectivo volume, e na massa volúmica de referência de 1480 kg/m^3 da mistura do painel 300B. Este valor corresponde à massa volúmica dos provetes molda-

dos com a mistura obtida por CSM, por prensagem em obra para o interior dos moldes. As dimensões dos moldes e a correspondente massa nominal são indicadas no Quadro 5.4.

Quadro 5.4 – Dimensões dos moldes e massa nominal de mistura (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

| Tipo de molde | Diâmetro (mm) | Altura (mm) | Massa de mistura (g) |
|---------------|---------------|-------------|----------------------|
| Metal | 70 | 140 | 797 |
| PVC | 72 | 140 | 844 |
| Metal | 70 | 160 | 911 |

A massa total efectivamente preparada, cerca de 39 kg excedeu em cerca de 10% o estritamente necessário. A composição ponderal da mistura solo-cimento foi calculada com base no teor em cimento de 35%, no teor em água natural de 93,9% e na razão A/C da calda de 0,75. As massas parcelares são as indicadas no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Composição da mistura, em massa total, de solo-cimento (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

| Mistura solo-cimento | | | | |
|----------------------------|-----------------|------------------------------|----------------|-------------------------|
| Massa húmida (solo) | | Calda – 0,75 A/C | | Total |
| Massa solo seco 13,5 kg | Água 12,7 kg | Massa cimento seco 7,3 kg | Água 5,5 kg | Massa húmida 39,0 kg |

5.3.3 Descrição do método de mistura

Para a preparação da mistura solo-cimento recorreu-se a uma batadeira Felino BT, de velocidade ajustável (cf. Figura 5.5 a), existente no laboratório da centrífugadora geotécnica do LNEC. A sequência de procedimentos de mistura são os seguidamente descritos.

1. Adição de 7,3 kg de cimento a 5,5 litros de água, previamente colocada no balde da misturadora;
2. Mistura da calda durante 20 minutos à velocidade de 40 rpm, seguida de repouso durante 20 minutos;
3. Adição de 26,2 kg de solo húmido (cf. Figura 5.5 b) durante 30 minutos adicionais. Dada a natureza coesiva do solo, revelou-se necessário raspar várias vezes a pá e o balde, para se garantir a homogeneização da mistura solo-cimento;
4. Enchimento dos moldes (de PVC e de metal), previamente cobertos com parafina líquida para diminuir o atrito entre o provete e o molde na desmoldagem. Procurando agir em conformidade com o processo de construção utilizado em obra, optou-se por prensar a mistura no interior

de cada molde (cf. Figura 5.6 a), em detrimento da alternativa de vibração ou de compactação (por apiloamento);

5. Desmoldagem dos provetes uma vez decorridos três dias, conforme se ilustra na Figura 5.6 b), e respectiva pesagem e medição, seguidas da submersão em água proveniente da doca do Jardim do Tabaco (cf. Figura 5.6 c) e armazenamento em câmara húmida.



Figura 5.5 – Mistura do solo *in situ* com cimento: a) bateadeira Felino BT; b) aspecto da calda de cimento com posterior introdução do solo (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

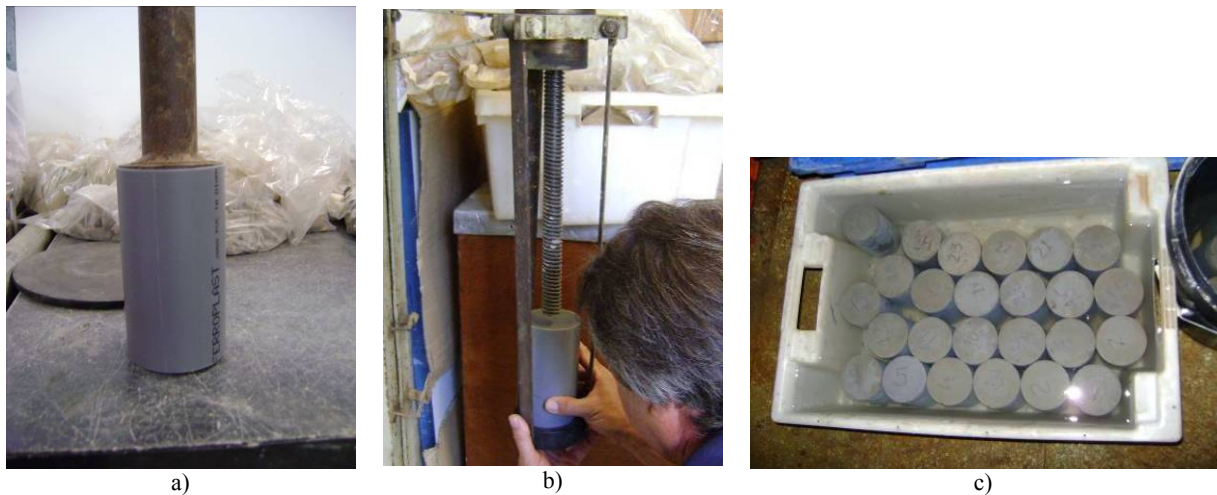


Figura 5.6 – Provetes moldados de solo-cimento: a) molde PVC e pilão; b) aspecto da extração do provete do interior do molde ; c) submersão dos provetes (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

No Quadro 5.6 apresentam-se as características dos provetes preparados com a mistura de solo-cimento. Inclui-se o resultado duma classificação baseada na observação visual e no desvio entre a massa obtida e o valor nominal (cf. Quadro 5.6), com qualidade crescente desde 1 até 5.

Quadro 5.6 – Classificação dos provetes provenientes das misturas (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

| Ref. LNEC | Cilindro | Tipo de molde | Massa (g) | Classif. | Ref. LNEC | Cilindro | Tipo de molde | Massa (g) | Classif. |
|--------------|----------|------------------|--------------|----------|--------------|----------|------------------|--------------|----------|
| 96 | 1 | PVC | 852,2 | 2 | 112 | 17 | PVC | 858,6 | 4 |
| 97 | 2 | PVC | 833,9 | 1 | 113 | 18 | PVC | 852,1 | 3 |
| 98 | 3 | PVC | 842,8 | 4 | 114 | 19 | PVC | 857,1 | 5 |
| 99 | 4 | PVC | 836,7 | 1 | 115 | 20 | PVC | 856,1 | 4 |
| 100 | 5 | PVC | 860,8 | 5 | 116 | 21 | PVC | 849,9 | 4 |
| 101 | 6 | PVC | 852,4 | 3 | 117 | 22 | PVC | 842,9 | 1 |
| 102 | 7 | PVC | 855,6 | 5 | 118 | 23 | PVC | 855,6 | 3 |
| 103 | 8 | PVC | 854,9 | 5 | 119 | 24 | PVC | 841,2 | 2 |
| 104 | 9 | PVC | 834,8 | 1 | 120 | 25 | Metal | 786,7 | 5 |
| 105 | 10 | PVC | 842,6 | 1 | 121 | 26 | Metal | 791,1 | 4 |
| 106 | 11 | PVC | 838,0 | 4 | 122 | 27 | Metal | 771,3 | - |
| 107 | 12 | PVC | 843,2 | 2 | 123 | 28 | Metal | 778,1 | - |
| 108 | 13 | PVC | 839,1 | 1 | 124 | 29 | Metal | 791,6 | 2 |
| 109 | 14 | PVC | 851,7 | 5 | 125 | 30 | Metal | 796,5 | 4 |
| 110 | 15 | PVC | 834,2 | 1 | 126 | 31 | Metal | 796,2 | 4 |
| 111 | 16 | PVC | 828,4 | 3 | 127 | 32 | Metal | 899,3 | - |

Num segundo conjunto de ensaios, destinado a aferir os resultados de alguns ensaios, foram realizadas novas misturas. Uma pequena inovação foi então introduzida: a utilização de moldes transparentes de perspex dotados de alongas em ambos os extremos (cf. Figura 5.7).

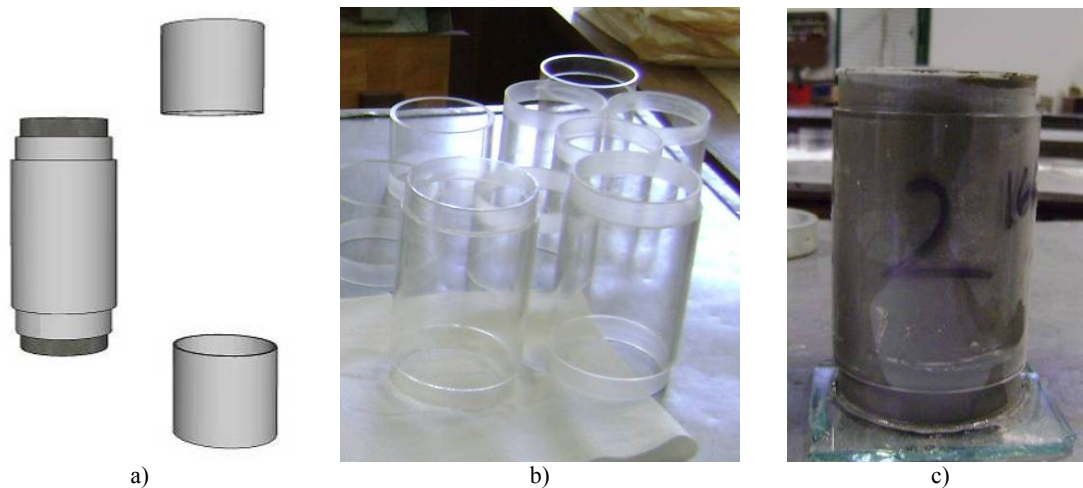


Figura 5.7 – Proвете utilizado nas misturas realizadas em 2010/02/11: a) desenho do corpo do provete e alongas; b) provetes e alongas em *perspex*; c) provete preenchido com mistura solo-cimento

A utilização deste tipo de moldes permitiu um controlo visual da qualidade da mistura e uma menor perturbação dos extremos do provete devido à possibilidade de se remover a mistura contida nas alongas.

gas. A utilização de moldes em *perspex* revelou-se fundamental na obtenção dum decréscimo da incidência de provetes defeituosos (*i.e.* com “chochos”). Os moldes em *perspex* tinham 72 mm de diâmetro e 130 mm de altura. No Quadro 5.7 apresentam-se as características dos provetes deste segundo grupo. Inclui-se o resultado da classificação visual anteriormente utilizada.

Quadro 5.7 – Classificação dos provetes

| Ref ^a LNEC | Cilindro | Tipo de molde | Massa (g) | Classif. |
|--------------------------|----------|---------------|-----------|----------|
| 170 | 1 | Perspex | 771,0 | 5 |
| 171 | 2 | Perspex | 773,7 | 4 |
| 172 | 3 | Perspex | 782,8 | 4 |
| 173 | 4 | Perspex | 775,1 | 5 |
| 174 | 5 | Perspex | 787,0 | 3 |

5.4 ENSAIOS DE FORMULAÇÃO

O programa de ensaios teve como objectivo a caracterização da mistura solo-cimento para quatro tempos de cura: 14, 28, 56 e 91 dias. Desse ponto de vista, o programa foi elaborado por forma a caracterizar as misturas, dos pontos de vista físico-químico, da resistência e da deformabilidade. No Quadro 5.8 é apresentado o programa de ensaios, com a indicação individual da norma ou do procedimento adoptados para cada ensaio e do correspondente resultado.

Quadro 5.8 – Ensaio realizados (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

| Ensaio | Norma(s) utilizada(s) | Resultado |
|---------------------------------------|------------------------|---|
| Teor em água | NP 84:1965 | Teor em água |
| Sulfatos e matéria orgânica | LNEC E 202; LNEC E 201 | Teor em sulfatos e matéria orgânica |
| Difracção de raios-X (DRX) | (*) | Quantificação percentual dos minerais presentes |
| Fluorescência de raios-X (FRX) | (*) | Quantificação percentual do teor em cimento |
| Microscópio electrónico de varrimento | (*) | Análise textural Análise química |
| Azul-de-metileno | NF P 94-068:1998 | Valor de azul de metileno |
| Compressão simples | (*) | Resistência à compressão Deformabilidade |

Quadro 5.8 (continuação) – Ensaios realizados (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

| | | |
|----------------------|--------------------|---|
| Compressão diametral | NP EN 12390-6:2003 | Resistência à tracção |
| Triaxial | (*) | Resistência ao corte Deformabilidade |

Legenda: (*) - procedimento interno do LNEC/DG

5.4.1 Difracção de raios X

Para a caracterização da evolução química da mistura de solo-cimento com o tempo de cura foram realizados ensaios de difracção de raios X, para os que foi utilizado o equipamento Philips PW 1830 Generator (cf. Figura 5.8) no Núcleo de Materiais Metálicos do Departamento de Materiais do LNEC.



Figura 5.8 – Equipamento Philips PW 1830 Generator (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

No Quadro 5.9 apresentam-se as composições mineralógicas das amostras de solo (160) e da mistura de solo-cimento (132, 133, 134 e 135) com diversos tempos de cura. É de evidenciar a semelhança na composição mineralógica qualitativa, sendo as amostras constituídas essencialmente por quartzo, mica, calcite e clorite. Assinalou-se a presença em todas as amostras de esmectite (montmorilonite), e dos minerais etringite e carboaluminato de cálcio hidratado, que são compostos resultantes da hidratação do cimento.

Quadro 5.9 - Composição mineralógica das amostras (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

| Compostos cristalinos identificados | Ref. LNEC – Tempo de cura (dias) | | | | |
|-------------------------------------|----------------------------------|----------|----------|----------|----------|
| | 160 | 132 (14) | 133 (28) | 134 (56) | 135 (91) |
| Quartzo | +++ | +++ | +++ | +++ | +++ |
| Feldspatos | + | Vtg | Vtg | Vtg | Vtg |
| Mica | +++ | + / +++ | + / +++ | + / +++ | + / +++ |
| Caulinite | + | ? | ? | Vtg | Vtg |
| Clorite | + | + | + | + / +++ | + / +++ |
| Esmectite (montmorilonite) | - | Vtg | Vtg | Vtg | Vtg |
| Calcite | + | ++ | ++ | ++ | ++ |
| Etringite | - | ? | Vtg | Vtg | + |
| Carboaluminato de cálcio hidratado | - | Vtg/+ | Vtg/+ | Vtg/+ | Vtg |
| Sepiolite | + | - | - | - | - |
| Montmorilonite | + | - | - | - | - |
| Gesso | ? | - | - | - | - |

Legenda: +++ - Proporção elevada; ++ - Proporção média; + - Proporção fraca; Vtg – Vestígios; ? – Dúvidas na presença; - - Não identificados.

5.4.2 Observação da microestrutura de amostras ao microscópio electrónico de varrimento

A técnica utilizada no presente ensaio foi a microscopia electrónica de varrimento (MEV) associada à microanálise de raios X por dispersão em energia (EDS). As observações foram realizadas num microscópio electrónico de varrimento (MEV) *JEOL JSM-6400*, tendo sido complementadas com a micro-análise de raios X por dispersão em energia (EDS), utilizando um micro analisador de raios X, *OXFORD INCA 300*, associado ao MEV. Estes ensaios foram realizados no Núcleo de Materiais Metálicos do Departamento de Materiais do LNEC.

Das observações efectuadas, constatou-se que as amostras de solo-cimento se apresentam semelhantes quanto à micro-estrutura e à composição (cf. Figura 5.9). No entanto, é de realçar a presença de brucite (hidróxido de magnésio) apenas na amostra com Ref. LNEC 128 e o aumento do tamanho dos cristais de etringite com o tempo de cura das amostras (ver Anexo I). O número de partículas de cinza volante com alteração mais significativa cresceu igualmente com o tempo de cura.

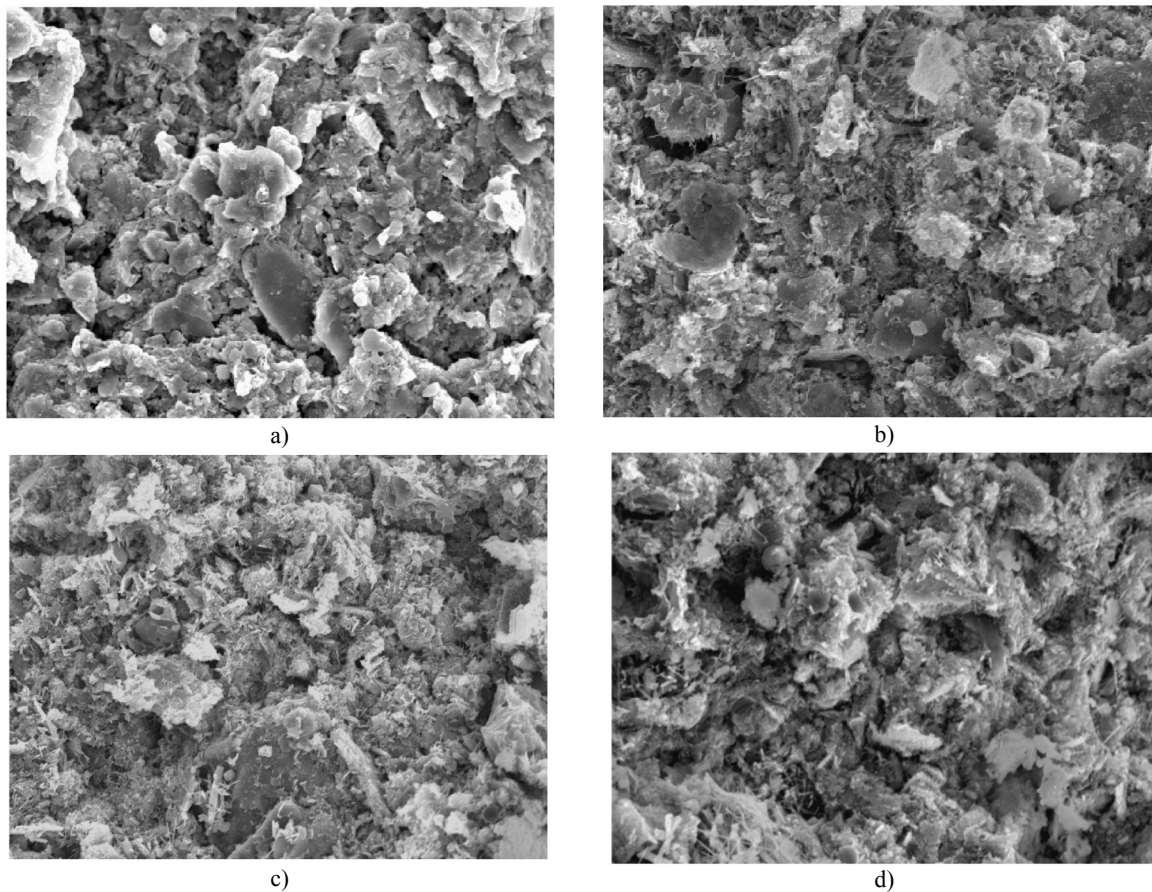


Figura 5.9 – Microestrutura da mistura solo-cimento: a) 14 dias de cura; b) 28 dias de cura; c) 56 dias de cura; d) 91 dias de cura (Silva e Menezes, 2009)

5.4.3 Densidade das partículas sólidas

As condições e a técnica de ensaio adoptada respeitam a norma Portuguesa NP-83 de 1965. Para a realização deste ensaio foram utilizados os aparelhos e utensílios dispostos na especificação LNEC E 196 (1966). No Quadro 5.10 são apresentados os resultados do ensaio de densidade das partículas (G_s). Através de contacto telefónico com a Cimpor apurou-se que a massa volúmica média das partículas do cimento CEM IV/B (V) 32,5 N é igual a $2,79 \text{ g/cm}^3$.

A comparação da densidade média das partículas sólidas (obtida a partir de três ensaios para cada amostra) dos solos nos diversos sacos, do cimento e da mistura de solo-cimento permite apontar as seguintes conclusões:

- as partículas da mistura apresentam menor densidade do que as partículas de solo e também do que as partículas de cimento, o que poderá dever-se a que as ligações entre o solo e o cimento se estabelecem com distâncias moleculares elevadas (conduzindo a maior volume aparente das “partículas”);
- a densidade das partículas sólidas cresceu de forma continuada, embora com expressão reduzida, com o tempo de cura, sendo razoável apontar como causa a diminuição do volume (apa-

rente) devida à ocorrência de novas ligações químicas e consequente aproximação entre partículas elementares.

Quadro 5.10 – Densidade das partículas (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

| Ref. LNEC | Descrição | Tempo de cura (dias) | Gs |
|-----------|------------------|----------------------|------|
| 165 | Mistura de solos | - | 2,69 |
| 152 | Solo-cimento | 14 | 2,65 |
| 153 | | 28 | 2,66 |
| 154 | | 56 | 2,68 |
| 155 | | 90 | 2,70 |

Legenda: Gs – densidade das partículas sólidas

5.4.4 Teor em água

As condições e a técnica de ensaio seguidas são as descritas na norma Portuguesa NP-84 de 1965. Estes ensaios foram realizados no Laboratório de Caracterização de Geomateriais do Departamento de Geotecnia do LNEC. Após os ensaios de resistência à compressão simples e à compressão diametral foi determinado o teor em água, assumindo que não existiu perda de massa durante o ensaio, enquanto nos ensaios triaxiais, através do registo do peso volúmico antes da preparação do provete para o ensaio, foi possível aferir o teor em água após o ensaio. No Quadro 5.11 apresenta-se os resultados da determinação do teor em água através do resumo estatístico dos mesmos. A baixa dispersão do teor em água obtido – coeficiente de variação entre 1,2% e 3,6% – reflectiu não só a qualidade do processo de mistura, como também a influência do processo de cura utilizado. Ainda que devido às reacções de hidratação e pozolánicas o teor em água seja susceptível de diminuir (Chew *et al.*, 2004; Kamruzzaman *et al.*, 2009; Correia *et al.*, 2010) tal evolução não sucedeu nos ensaios realizados. Esta ocorrência deveu-se em particular ao processo de cura utilizado, através da submersão dos provetes em meio saturado, o que conduziu a que as interacções físico-químicas solo-ligante-água ocorressem sem alteração significativa do teor em água no interior dos provetes.

Quadro 5.11 – Teor em água dos provetes dos ensaios de compressão simples e triaxiais (adaptado de Bilé Serra e Mendes, 2009b)

| Tempo de cura (dias) | μ (%) | σ (%) | cov (%) |
|----------------------|-----------|--------------|---------|
| 15 a 16 | 70,5 | 1,0 | 1,5 |
| 28 a 32 | 72,0 | 1,2 | 1,6 |
| 56 | 71,1 | 0,9 | 1,2 |
| 91 a 93 | 72,0 | 2,6 | 3,6 |

Legenda: μ – média; σ – desvio padrão; cov – coeficiente de variação

5.4.5 Massa volúmica

Previamente aos ensaios de resistência à compressão simples, à compressão diametral e ao corte por compressão triaxial, foi determinada a massa volúmica dos provetes. No final de cada ensaio, foi igualmente determinada a massa volúmica seca dos provetes após secagem a 105 ± 3 °C. No Quadro 5.12 apresenta-se os resultados da determinação da massa volúmica através do resumo estatístico elementar dos mesmos.

Quadro 5.12 – Resultados da determinação da massa volúmica (adaptado de Bilé Serra e Mendes, 2009b)

| Tempo de cura (dias) | μ_ρ (kg/m ³) | σ_ρ (kg/m ³) | COV _{ρ} (%) | μ_{ρ_d} (kg/m ³) | σ_{ρ_d} (kg/m ³) | COV _{ρ_d} (%) |
|----------------------|---------------------------------|------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|--|--|
| 15 a 16 | 1512 | 7,0 | 0,5 | 886 | 5,6 | 0,6 |
| 28 a 32 | 1521 | 14,5 | 1,0 | 885 | 12,0 | 1,4 |
| 56 | 1521 | 13,1 | 0,9 | 889 | 12,1 | 1,4 |
| 91 a 93 | 1529 | 14,6 | 1,0 | 889 | 17,9 | 2,0 |

Legenda: ρ – massa volúmica; ρ_d – massa volúmica seca; μ – média; σ – desvio padrão; cov – coeficiente de variação

Nas Figuras 5.10 e 5.11 apresenta-se, respectivamente, a evolução das massas volúmicas húmida e seca. As interações físico-químicas solo-ligante-água conduzem ao aumento da massa volúmica, por deposição dos produtos de reacção primários e secundários nos poros da estrutura particulada da mistura de solo-cimento, ainda que seja apenas ligeiro em função do tempo de cura, conforme se pode observar nas Figura 5.10 e 5.11, e também na secção 3.2.2 (Lorenzo e Bergado, 2004).

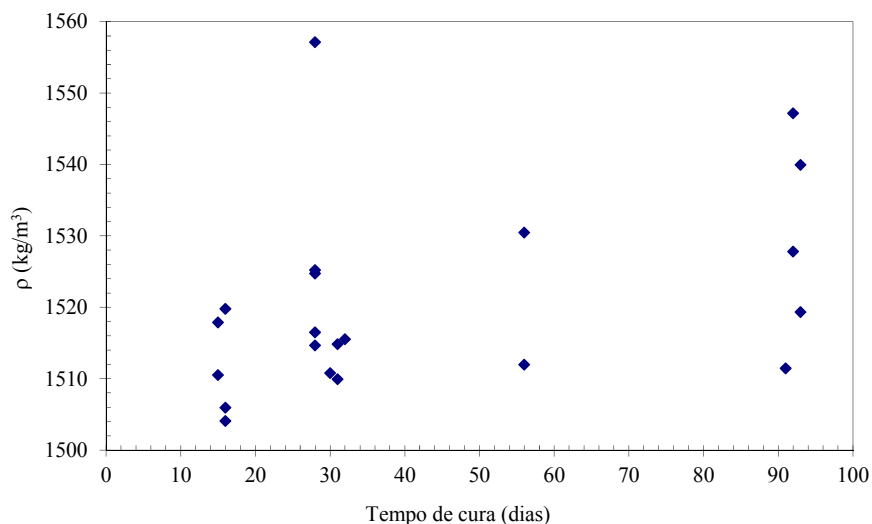


Figura 5.10 – Representação da massa volúmica (húmida) em função do tempo de cura (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

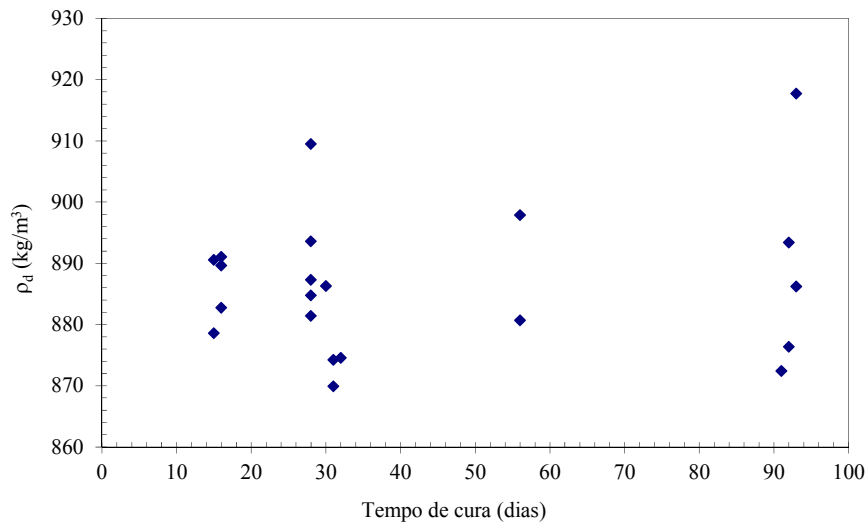


Figura 5.11 – Representação da massa volúmica seca em função do tempo de cura (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

A baixa dispersão na massa volúmica dos provetes ensaiados, com coeficiente de variação entre 0,6% a 2,0%, reflecte a qualidade do processo de mistura e enchimento dos moldes, ainda que esse processo não tenha sido isento de falhas, conforme se pôde verificar pela existência de provetes defeituosos, que foram rejeitados.

5.4.6 Superfície específica

O ensaio de azul-de-metileno é utilizado para caracterizar a fracção fina do solo no que respeita à superfície exposta às interações físico-químicas com o meio envolvente, sendo um complemento dos ensaios de caracterização vulgarmente utilizados (granulometria, densidade de partículas e limites de consistência). Para o ensaio de azul-de-metileno utilizou-se o teste da mancha (cf. Figura 5.12 a) descrito na Norma Francesa NF P 94-068. Segundo esta Norma, a saturação química é identificada pelo aparecimento duma auréola azul clara em redor da mancha de solução de azul-de-metileno criada num papel de filtro, conforme ilustrado na Figura 5.12 b). O resultado deste ensaio, designado por valor de azul-de-metileno (VBS), representa a massa de azul-de-metileno (expressa em gramas) numa solução aquosa com concentração 0,01 g/cm³, despendida para cobrir, até à saturação química, a superfície de uma amostra com massa seca igual a 100 g. Estes ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia Ambiental do Departamento de Geotecnia do LNEC.

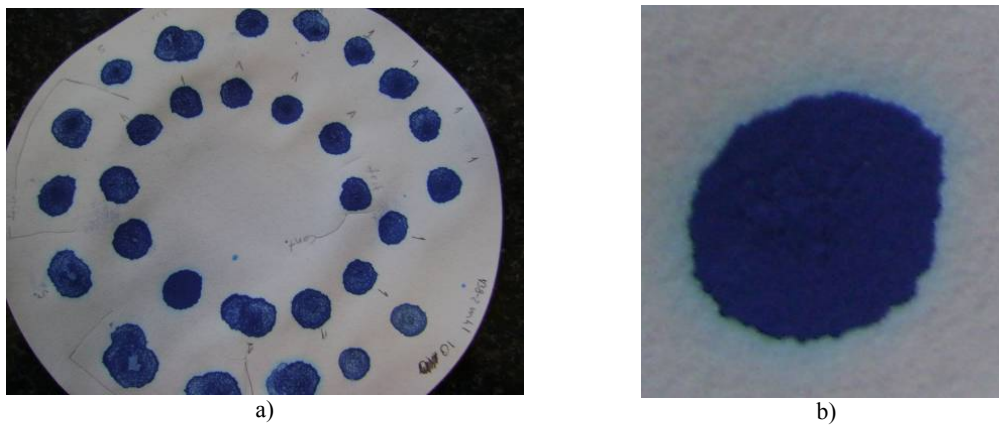


Figura 5.12 – Ensaio de azul-de-metileno: a) papel de filtro utilizado no teste da mancha; b) mancha de solução com auréola azul (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

Apesar de o procedimento não o indicar, foi decidida a utilização de três amostras por tempo de cura, para validação de resultados. Foi seguido o critério de considerar o ensaio terminado com sucesso, no caso de as cinco manchas permanecerem saturadas decorridos cinco minutos, com observações espaçadas dum minuto (cf. Figura 5.13).



Figura 5.13 – Situação de saturação das cinco manchas (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

Resume-se no Quadro 5.13, os resultados obtidos, onde o valor indicativo da superfície específica (em m^2/g) foi determinado através da equação:

$$S_e = \frac{VBS}{100} \cdot \frac{N}{M_{mol;AM}} \cdot A_{mol;AM} = 20,98 VBS \quad (5.1)$$

Nesta equação, os símbolos representam, respectivamente: VBS, o resultado do ensaio; N, o número de Avogadro ($6,02 \times 10^{23}$); $M_{mol;AM}$, a massa molecular do azul-de-metileno (373 g); e $A_{mol;AM}$, a área coberta por uma molécula de azul-de-metileno, isto é 130 \AA^2 .

O processo de mistura e de maturação do material composto alterou a granulometria das partículas individuais e, conseqüentemente, o valor da superfície específica. O valor VBS de 4,53 é compatível com a sua textura silto-argilosa. A diminuição da superfície específica com a idade de cura confirma o

aumento da dimensão média aparente das partículas, devido à ligação, crescente com o tempo, entre o solo e o cimento.

Quadro 5.13– Resultados do ensaio de azul-de-metileno (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

| Ref. LNEC | Descrição | Tempo de Cura (dias) | VBS | Superfície específica (m ² /g) |
|-----------|--------------|----------------------|------|---|
| 162 | Solo | - | 4,53 | 95,0 |
| 136 | Solo-cimento | 14 | 1,22 | 25,6 |
| 137 | | 28 | 1,24 | 26,0 |
| 138 | | 56 | 1,12 | 23,5 |
| 139 | | 91 | 1,08 | 22,7 |

Legenda: VBS – Valor de azul metileno (massa de azul de metileno, em gramas, consumido por cada 100 gramas de finos numa solução aquosa 0,01 M de azul-de-metileno)

5.4.7 Teor em matéria orgânica e em sulfatos

Conforme abordado na secção 3.2.3, a presença de matéria orgânica em quantidades elevadas dificulta a hidratação do cimento, limitando o ganho efectivo nas propriedades da mistura de solo-cimento. É, por isso, importante determinar a quantidade de matéria orgânica presente no solo, pois é um indicador da qualidade potencial da mistura final. Na secção 3.2.4 foi abordado o ataque por sulfatos em misturas de solo-cimento. Apesar de o cimento pozolânico ser resistente aos sulfatos, não é imune aos ataques por sulfatos, pelo que se optou por usar água da doca do Jardim do Tabaco, de modo a simular o eventual efeito do ataque por sulfatos.

Estes ensaios foram realizados no Laboratório de Ensaios de Betões e Cimentos (Área Laboratorial de Ensaios Químicos) do Departamento de Materiais do LNEC, de acordo com o disposto nas especificações LNEC E 201 e LNEC E 202. Os resultados dos ensaios estão resumidos no Quadro 5.14.

Quadro 5.14 – Teor em sulfatos e em matéria orgânica (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

| Ref. LNEC | Descrição | Sulfatos (SO ₃) (%) | Matéria orgânica (OM) (%) |
|-----------|------------------|---------------------------------|---------------------------|
| 091 | Saco 1 | 0,33 | 3,3 |
| 092 | Saco 2 | 0,33 | 3,3 |
| 093 | Saco 3 | 0,24 | 3,2 |
| 094 | Saco 4 | 0,27 | 3,2 |
| 176 | Mistura de sacos | 0,66 | 3,0 |

De acordo com a classificação proposta pela Swedish Geotechnical Society (SGS), o solo presente na doca do Jardim do Tabaco é classificado como levemente orgânico (cf. Quadro 5.15). Contudo, conforme disposto na secção 3.2.3, é de esperar que o teor em matéria orgânica – cerca de 3,3% - influencie o comportamento mecânico das misturas de solo-cimento.

De acordo com a proposta apresentada pelo American Concrete Institute (ACI 318M-08, 2008) o teor em sulfatos no solo do Jardim do Tabaco permite classificá-lo como severo (cf. Quadro 5.15). Apesar de ter sido utilizado cimento pozolânico, cujas propriedades retardam/inibem o ataque por sulfatos, é de crer que o teor em sulfatos medido no solo tenha impacto no comportamento mecânico das misturas de solo-cimento a longo prazo (cf. secção 3.2.4), ainda mais por ser uma estrutura mari-nha.

Quadro 5.15 – Classificação de um solo quanto ao teor em matéria orgânico e em sulfatos (adaptado de Hansbo, 1994 e ACI 318M-08, 2008)

| OM (%) | Classificação da SGS | Severidade | Classe | Sulfatos, no solo, solúveis em água (%) | Sulfatos dissolvidos na água (ppm) |
|--------|------------------------|---------------|--------|---|------------------------------------|
| < 2 | inorgânico | Não aplicável | S0 | < 0,10 | < 150 |
| 2 a 6 | levemente orgânico | Moderado | S1 | 0,10 a 0,20 | 150 a 1500 |
| 6 a 20 | moderadamente orgânico | Severo | S2 | 0,20 a 2,00 | 1500 a 10000 |
| > 20 | altamente orgânico | Muito severo | S3 | > 2,00 | > 10000 |

Legenda: OM – teor em matéria orgânica

5.4.8 Fluorescência de raios X

Para a estimativa do teor em cimento adoptou-se o procedimento desenvolvido no LNEC (Jorge *et al.*, 2009) já anteriormente descrito no Capítulo 4 (ver secção 4.4.2). As análises por FRX foram realizadas com o Analisador Ambiental NITON Série XLi 700 (cf. Figura 5.14).

O procedimento de ensaio, de acordo com Jorge *et al.*, (2009), consiste em recolher 25 a 50 g de material, desprovido de detritos grosseiros e restos orgânicos. De seguida, seca-se o material em estufa à temperatura de 100°C durante 24 horas, e posteriormente homogeneiza-se e esquartera-se. O material é passado no peneiro #10 e moído num almofariz com um pilão de porcelana, até se obter cerca de 10 g de material passado no peneiro #120. O ensaio realiza-se sobre provetes adensados (prensados) no interior de cápsulas próprias (cf. Figura 5.15).



Figura 5.14 – Analisador portátil para análise de FRX (Roque *et al.*, 2006)

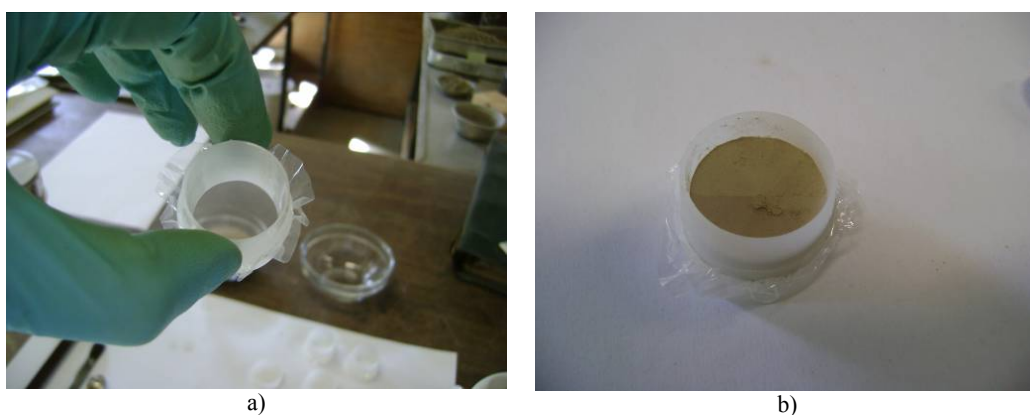


Figura 5.15 – Porta-amostra: a) com película circular de Mylar; b) com mistura solo-cimento compactada (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

No Quadro 5.16 apresentam-se os resultados do ensaio de FRX através do resumo estatístico do teor em cimento obtido em cada provete. Verificou-se que existiu uma boa correlação entre o teor em cimento utilizado no fabrico das misturas de solo-cimento (35%) e o determinado pelo ensaio de FRX – 35,2% a 35,5%. Foi, ainda, possível aferir que a determinação do teor em cálcio não foi afectada pela tempo de cura, com os resultados obtidos a apresentarem-se bastante semelhantes nos diversos provetes ensaiados.

Quadro 5.16 – Resultados do ensaio de FRX (adaptado de Bilé Serra e Mendes, 2009b)

| Tempo de cura (dias) | μ (%) | σ (%) | cov (%) |
|-------------------------|--------------|-----------------|------------|
| 15 a 16 | 35,5 | 0,3 | 0,8 |
| 28 a 30 | 35,3 | 0,5 | 1,4 |
| 56 a 59 | 35,3 | 0,8 | 2,2 |
| 91 a 100 | 35,2 | 0,5 | 1,5 |

Legenda: μ – média; σ – desvio padrão; cov - coeficiente de variação

5.4.9 Ensaio de propagação de ondas P

Neste ensaio foi utilizado um procedimento interno do LNEC. Cada provete cilíndrico foi colocado sobre uma bancada e nele aplicados dois transdutores alinhados segundo o eixo do provete, com compressão contra as faces de topo e de base. Com o objectivo de minimizar a singularidade na propagação introduzida pela interface entre as superfícies do provete e os transdutores (cf. Figura 5.16 a) foi previamente aplicado um gel (pasta de dentes) em toda a zona de contacto. Foi utilizado um aparelho emissor de ondas sonoras da marca Steinkamp, modelo BP-V, com dois transdutores cilíndricos de 45 kHz com faces planas de 28 mm de diâmetro. A diferença de fase entre as ondas emitidas num dos transdutores e as incidentes sobre o outro, foi medida por um osciloscópio Hameg modelo HM604 de 60 MHz (cf. Figura 5.16 b). Os resultados dos ensaios de ultra-sons estão resumidos no Quadro 5.17.

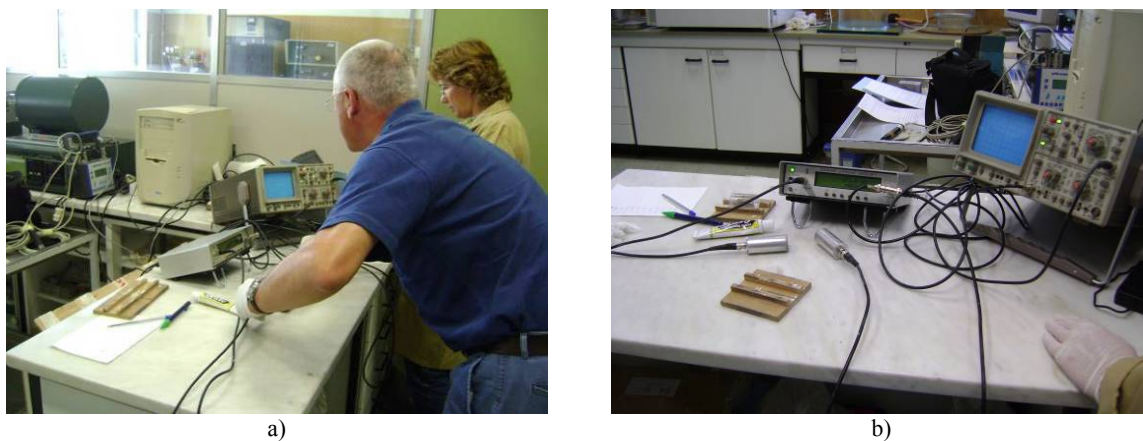


Figura 5.16 – Ensaio de propagação de ondas P: a) visão geral do local de ensaio; b) equipamento utilizado

Quadro 5.17 – Resultados dos ensaios de ultra-sons (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

| Ref. LNEC | Cilindro | L (mm) | Tempo de cura (dias) | | | | | | | |
|--------------|----------|-----------|----------------------|-------------------------|-----------------|-------------------------|-----------------|-------------------------|-----------------|-------------------------|
| | | | 14 | | 28 | | 56 | | 91 | |
| | | | T (μ s) | V _p (m/s) | T (μ s) | V _p (m/s) | T (μ s) | V _p (m/s) | T (μ s) | V _p (m/s) |
| 096 | 1 | 140,4 | - | - | - | - | 81 | 1733 | - | - |
| 098 | 3 | 140,1 | 89 | 1574 | 81 | 1730 | - | - | - | - |
| 100 | 5 | 140,5 | 85 | 1653 | 85 | 1653 | - | - | - | - |
| 101 | 6 | 140,4 | 89 | 1578 | - | - | - | - | - | - |
| 102 | 7 | 140,1 | 89 | 1574 | - | - | - | - | - | - |
| 103 | 8 | 140,6 | 85 | 1654 | - | - | - | - | - | - |
| 105 | 10 | 140,3 | 89 | 1576 | 81 | 1732 | - | - | - | - |
| 107 | 12 | 140,5 | 85 | 1653 | 81 | 1735 | 79 | 1778 | 69 | 2036 |
| 108 | 13 | 140,0 | 89 | 1573 | 85 | 1647 | - | - | - | - |
| 109 | 14 | 140,8 | 85 | 1656 | 81 | 1738 | 79 | 1782 | - | - |

Quadro 5.17 (continuação) – Resultados dos ensaios de ultra-sons (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

| | | | | | | | | | | |
|-----------------|----|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 112 | 17 | 140,6 | 85 | 1654 | 85 | 1654 | - | - | - | - |
| 113 | 18 | 140,3 | 93 | 1509 | 85 | 1651 | - | - | - | - |
| 114 | 19 | 140,3 | 85 | 1651 | 81 | 1732 | - | - | - | - |
| 115 | 20 | 140,3 | 89 | 1576 | - | - | - | - | - | - |
| 116 | 21 | 140,5 | 93 | 1511 | - | - | - | - | - | - |
| 118 | 23 | 140,5 | 93 | 1511 | 85 | 1653 | - | - | - | - |
| 119 | 24 | 140,3 | 85 | 1651 | 85 | 1651 | 81 | 1732 | - | - |
| 120 | 25 | 138,3 | 89 | 1554 | - | - | - | - | - | - |
| 121 | 26 | 138,6 | 93 | 1490 | 85 | 1631 | - | - | - | - |
| 122 | 27 | 139,7 | 93 | 1502 | 85 | 1644 | 83 | 1683 | 73 | 1914 |
| 123 | 28 | 149,7 | 93 | 1505 | 85 | 1647 | 83 | 1687 | 73 | 1918 |
| 124 | 29 | 139,7 | 89 | 1570 | - | - | - | - | - | - |
| 125 | 30 | 139,0 | 85 | 1635 | - | - | - | - | - | - |
| 126 | 31 | 139,4 | 93 | 1499 | 81 | 1721 | 83 | 1680 | 77 | 1810 |
| 127 | 32 | 161,1 | 177 | 910 | 157 | 1026 | 101 | 1595 | 85 | 1895 |
| μ (km/s) | | | 1579 | | 1681 | | 1709 | | 1915 | |
| σ (km/s) | | | 61 | | 43 | | 61 | | 81 | |
| cov (%) | | | 3,87 | | 2,55 | | 3,59 | | 4,21 | |

Legenda: L – comprimento do provete; T – tempo de propagação das ondas P; V_p – velocidade de propagação das ondas P; μ – média; σ – desvio padrão; cov - coeficiente de variação

Os valores médios, para cada tempo de cura, da velocidade de propagação dos ultra-sons evidenciam a evolução da velocidade de propagação das ondas P com aquele tempo (cf. Figura 5.17). Os valores obtidos são os seguintes: i) 1490 a 1650 m/s aos 14 dias; ii) 1630 a 1730 m/s aos 28 dias; iii) 1730 a 1780 m/s aos 56 dias; iv) 1810 a 2040 m/s aos 91 dias.

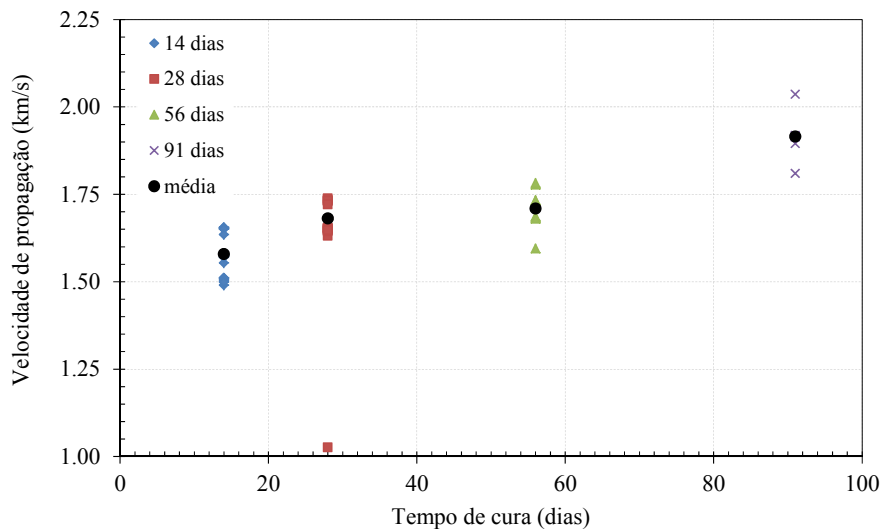


Figura 5.17 – Evolução da velocidade de propagação das ondas P em função do tempo de cura

Os valores aos 14 dias poderão corresponder à propagação através da água intersticial, dada a proximidade dos valores obtidos com a velocidade de propagação das ondas P na água (*i.e.* 1450 m/s). Já nos restantes tempos, a velocidade medida corresponde à propagação preferencial pela matriz sólida, como consequência do ganho de compacidade e do fortalecimento das ligações solo-cimento com o decorrer da maturação, ainda que não tenha sido possível esclarecer a razão para o quase inexistente aumento na velocidade de propagação das ondas P, entre o tempo de cura de 28 dias e o de 56 dias. Regista-se a menor taxa de crescimento de V_p entre os 28 e os 56 dias de cura, aspecto este que merece ser averiguado/confirmado em estudos futuros.

5.4.10 Ensaio de compressão simples

Conforme abordado na secção 3.3.2, o ensaio de compressão simples tem como objectivo caracterizar, do ponto de vista mecânico, materiais em relação aos quais se antecipa possuírem elevada resistência. A caracterização efectuada no presente caso, incluiu a determinação da resistência à compressão simples e da deformabilidade axial e, ainda, a identificação do tipo de rotura de provetes cilíndricos. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geomateriais do Departamento de Geotecnia do LNEC. Após a colocação do provete no prato da prensa, procedeu-se à instalação de dois LVDT's em posições centrais em altura e diametralmente opostas, para medição local da deformação axial durante o ensaio. Os LVDT's foram fixados ao provete com grampos, por forma a materializar um comprimento de referência de 45,6 mm, entre os apoios de fixação (cf. Figura 5.18).

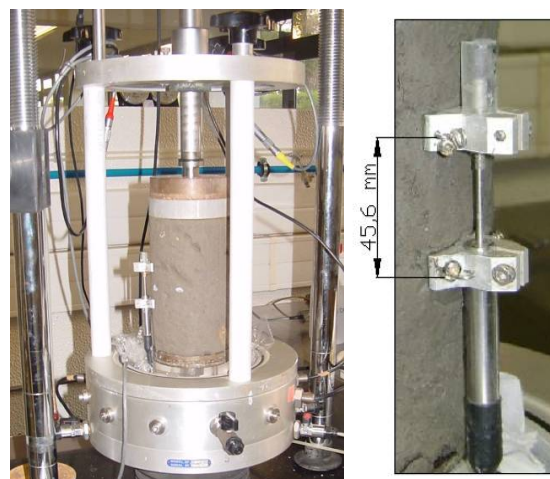


Figura 5.18 – Comprimento de referência do LVDT (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

Os ensaios de compressão simples decorreram sob deformação controlada, à velocidade axial de 0,02 mm/min. Foram registadas, durante o ensaio, as seguintes grandezas: força axial, através de célula de carga digital, o encurtamento do provete, com um potenciómetro linear por medição da posição do prato e através da variação da distância entre apoios de fixação dos LVDT's ao provete. Após o

ensaio, foram colhidas três amostras da zona central de cada provete para determinação do teor em água (cf. Figura 5.19). Como meio de carga, foi utilizada uma prensa para ensaios de corte triaxial (cf. Figura 5.18) com capacidade de 25 kN. Os resultados obtidos estão resumidos no Quadro 5.18.



Figura 5.19 – Provete cilíndrico cortado ao meio, para colheita de três amostras de mistura de solo-cimento (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

Quadro 5.18 – Resultados dos ensaios de compressão simples (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

| Ref. LNEC | Cilindro | Tempo de cura (dias) | ϕ (mm) | Altura (mm) | ϵ_{max} | ϵ_{50} | Tipo rotura | $q_{u,max}$ (kPa) | $E_{50,sec}$ (MPa) | ρ (kg/m ³) | ρ_d (kg/m ³) |
|--------------|----------|----------------------------|----------------|----------------|------------------|-----------------|----------------|----------------------|-----------------------|--------------------------------|----------------------------------|
| 115 | 20 | 15 | 72 | 140 | 9,3E-03 | 2,4E-04 | Frágil | 793 | 1648 | 1518 | 891 |
| 101 | 6 | 16 | 72 | 140 | 3,6E-03 | 2,6E-04 | Frágil | 783 | 1486 | 1520 | 890 |
| 124 | 29 | 16 | 70 | 140 | 1,7E-02 | 4,7E-04 | Dúctil | 919 | 975 | 1506 | 891 |
| 105 | 10 | 28 | 72 | 140 | 5,0E-03 | 4,5E-04 | Frágil | 917 | 1023 | 1516 | 885 |
| 108 | 13 | 28 | 72 | 140 | 5,6E-03 | 5,4E-04 | Frágil | 1098 | 1027 | 1515 | 881 |
| 118 | 23 | 28 | 72 | 141 | 5,4E-03 | 5,3E-04 | Frágil | 1113 | 1057 | 1525 | 887 |
| 170* | 1 | 28 | 72 | 127 | 7,7E-03 | 8,8E-04 | Frágil | 1122 | 639 | - | 909 |
| 174* | 5 | 28 | 72 | 127 | 1,6E-02 | 1,7E-03 | Dúctil | 1357 | 392 | - | 904 |
| 121 | 26 | 30 | 70 | 139 | 6,6E-03 | 7,8E-04 | Frágil | 1211 | 775 | 1511 | 886 |
| 109 | 14 | 56 | 72 | 140 | 3,2E-03 | 4,5E-04 | Frágil | 1427 | 1031 | 1530 | 898 |
| 126 | 31 | 93 | 70 | 139 | 5,1E-03 | 1,0E-03 | Frágil | 2128 | 1045 | 1519 | 886 |

Legenda: * - provetes foram colocados a secar à temperatura ambiente durante 2 horas, pelo que não foi possível determinar o teor em água correcto; ϕ – diâmetro do provete; ϵ_{max} – extensão axial para tensão igual a $q_{u,max}$; ϵ_{50} – extensão axial para tensão igual a $q_{u,max}/2$; $q_{u,max}$ – resistência à compressão simples máxima; $E_{50,sec}$ – módulo de deformabilidade secante para tensão igual a $q_{u,max}/2$; ρ – massa volúmica; ρ_d – massa volúmica seca

Com o aumento do tempo de cura registou-se um incremento de resistência e de rigidez à compressão uniaxial. Resumidamente, obtiveram-se os seguintes valores de resistência à compressão simples:

- com 15/16 dias de cura, 0,78 a 0,92 MPa (provetes 115, 101 e 124);
- entre 28 e 30 dias de cura, 0,92 a 1,21 MPa (provetes 105, 108 e 118);
- com 56 dias, 1,43 MPa (provete 109);

- com 93 dias, 2,13 MPa (proвете 126).

Na Figura 5.20 representa-se a dependência da resistência à compressão simples relativamente ao tempo de cura. Os resultados dos ensaios com 56 e 91 dias de cura, ainda que pouco representativos devido a não haver contraprova por insuficiência de provetes, devido à existência de alguns defeituosos, indicam uma tendência que não pode ser desprezada. Ainda assim deverão ser alvo de repetição em estudos futuros.

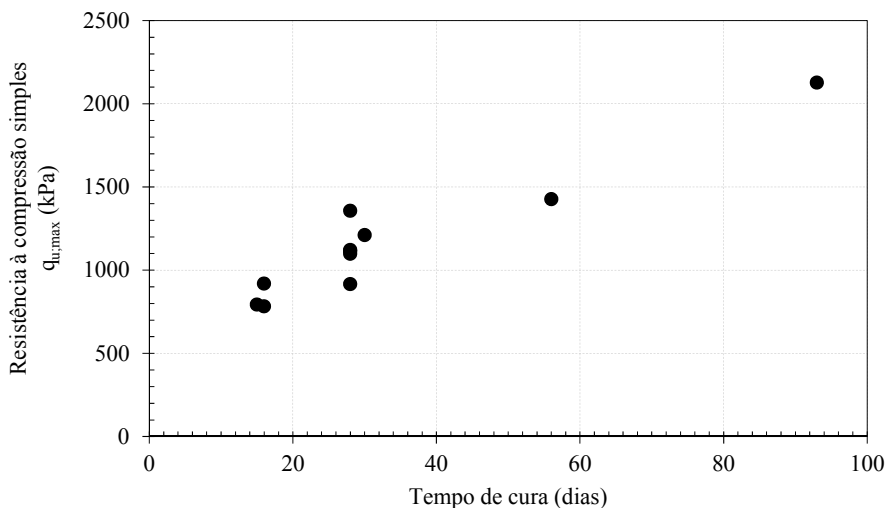


Figura 5.20 – Evolução da resistência à compressão simples em função do tempo de cura (adaptado de Bilé Serra e Mendes, 2009b)

Na Figura 5.21 apresenta-se a confrontação entre os resultados dos painéis da fase 2 com os resultados obtidos nas misturas de formulação. Os resultados da fase 2 (cf. Quadro 5.2, secção 5.2) são respeitantes aos painéis com 300 kg/m^3 , que em condições normais correspondem a 35% de teor em cimento.

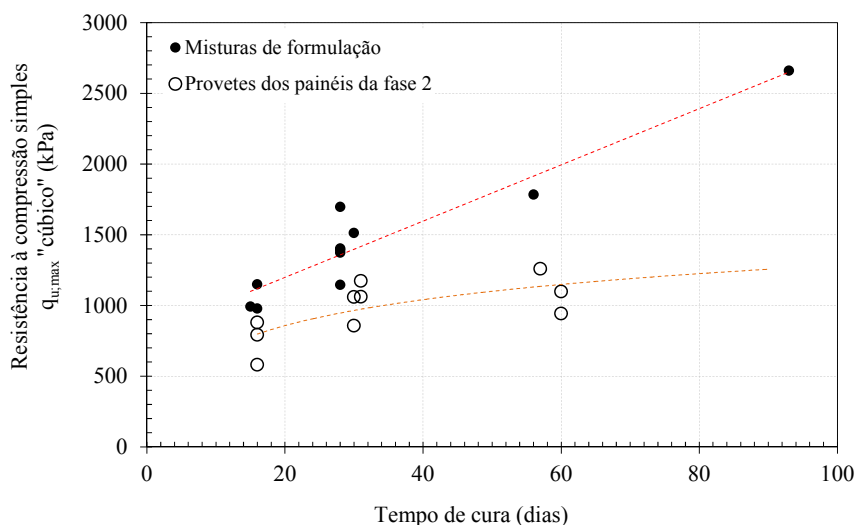


Figura 5.21 – Evolução da resistência ("cúbica") à compressão simples em função do tempo de cura, para os provetes com 300 kg/m^3

Conforme esperado, os provetes das misturas de formulação representam uma envolvente superior de resistência pois foram realizados num ambiente controlado. Ao passo que nas misturas de formulação a evolução da resistência com o tempo de cura foi aproximadamente linear, o mesmo não se observa nos provetes extraídos dos painéis. Estes resultados realçam a importância do controle de qualidade (cf. Capítulo 4), que deve ser efectuado em idades mais avançadas de cura, pois conforme é indicado aqui, a extrapolação dos valores de resistência obtidos em idades jovens para idades posteriores pode induzir erros significativos.

5.4.11 Ensaio de compressão diametral

Os ensaios realizaram-se de acordo com norma NP EN 12390-6:2003. Decorreram sob velocidade de carga controlada de 5 N/s em máquina rígida. Para a aplicação da carga foram utilizados quatro calços de madeira, dois no topo e dois na base (cf. Figura 5.22 a). A geometria da superfície de rotura dos provetes, aproximadamente paralela à geratriz, pode ser observada nas Figuras 5.22 b) e c).

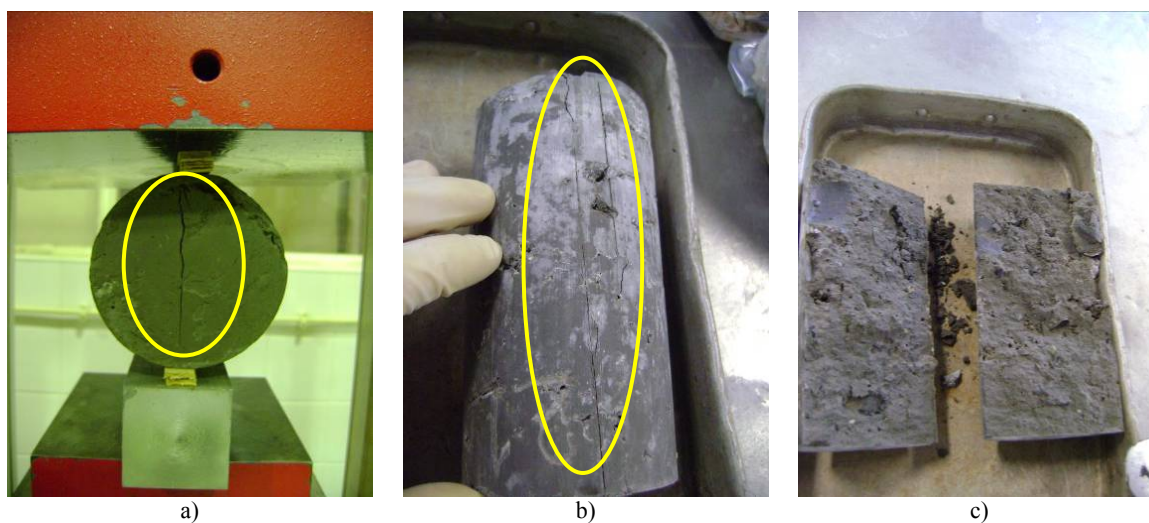


Figura 5.22 – Ensaio de compressão diametral: a) rotura do provete; b) fissura visível ao longo do corpo do provete; c) abertura do provete ao longo da fissura (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

De acordo com a norma para ensaio de betões, a velocidade de ensaio deveria situar-se entre 0,04 a 0,06 MPa/s, o que corresponderia a 0,2 a 0,3 kN/s no caso dos provetes ensaiados. A velocidade adoptada, cerca de 20 vezes inferior, reflecte a menor resistência e a maior tendência para a desagregação do material ensaiado, tendo havido a preocupação de evitar a aplicação excessivamente rápida de cargas. No final do ensaio, recolheram-se três amostras de mistura do centro do provete, para determinação dos teores em água e em cimento.

Para a realização deste ensaio foram utilizados os aparelhos e utensílios previstos na norma referida. Recorreu-se a uma prensa (Modelo FORM+TEST PRUFSYSTEME) adequada para a compressão

diametral de provetes de betão de massa inferior a 25 kg, com força máxima de 5000 kN (cf. Figura 5.23).



Figura 5.23 – Prensa utilizada no ensaio de compressão diametral (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

Para o cálculo da resistência à tracção (σ_t) foi utilizada a equação 5.2, em que F é a carga aplicada pela prensa, ϕ o diâmetro do provete e L o comprimento do provete.

$$\sigma_t = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot \phi \cdot L} \quad (5.2)$$

Os resultados dos ensaios de compressão diametral são apresentados no Quadro 5.19. De forma coerente com a dependência da resistência à compressão simples relativamente ao tempo de cura, também a resistência à tracção determinada através do ensaio de compressão diametral cresceu, de forma significativa, com aquele tempo, devido sobretudo às reacções pozolânicas que permitem o aumento de resistência das ligações cimentícias ao longo do tempo (Penev e Kawamura, 1992; Bahar *et al.*, 2004).

Salienta-se o reduzido ganho de resistência evidenciado pelo provete 119 ensaiado com 56 dias de cura, relativamente à resistência obtida aos 28 dias de cura. Dado tratar-se dum ensaio único, sem contraprova, dum provete de qualidade inferior (classificação visual 2), é possível explicar a menor resistência pela menor qualidade do provete, que apresentava chochos no seu exterior que terão tido interferência no comportamento mecânico apresentado. Resumidamente, obtiveram-se os seguintes valores de resistência à compressão diametral, com ilustração dos resultados na Figura 5.24:

- com 15/16 dias de cura, 114 e 130 kPa;
- com 28 dias de cura, 206 e 225 kPa;
- com 56 dias, 237 kPa;
- com 93 dias, 351 kPa.

Quadro 5.19 – Resultados dos ensaios de compressão diametral (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

| Ref. LNEC | Cilindro | Tempo de cura (dias) | Diâmetro (mm) | Altura (mm) | σ_t (MPa) | ρ (kg/m ³) | ρ_d (kg/m ³) |
|--------------|----------|----------------------------|------------------|----------------|---------------------|--------------------------------|----------------------------------|
| 116 | 21 | 15 | 72 | 140 | 114 | 1510 | 879 |
| 120 | 25 | 16 | 70 | 138 | 130 | 1504 | 883 |
| 098 | 3 | 28 | 71 | 140 | 225 | 1557 | 909 |
| 113 | 18 | 28 | 72 | 141 | 206 | 1525 | 894 |
| 119 | 24 | 56 | 72 | 140 | 237 | 1512 | 881 |
| 107 | 12 | 91 | 72 | 140 | 351 | 1511 | 872 |

Legenda: σ_t – resistência à tracção; ρ – massa volúmica; ρ_d – massa volúmica seca

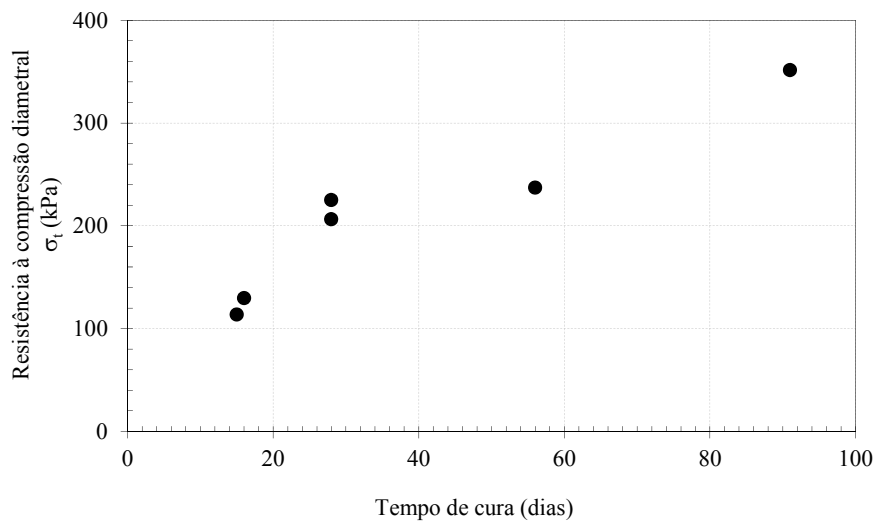


Figura 5.24 - Curva indicativa de resistência à compressão diametral versus tempo de cura dos provetes (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

5.4.12 Ensaio ao corte em compressão triaxial

Foram realizados seis ensaios com consolidação isotrópica e corte triaxial não drenado com medição de pressão intersticial. Após a montagem na câmara, foram determinados os coeficientes de permeabilidade vertical em estado não saturado. Os provetes foram seguidamente levados à saturação por aplicação de contra pressão crescente sob tensão efectiva nominal de 20 kPa. Os provetes foram conduzidos à rotura sob velocidade de deformação controlada, por aumento da tensão vertical sob invariância da pressão na câmara. Na Figura 5.25 apresentam-se imagens de dois provetes após o término do ensaio triaxial, com uma superfície de rotura bem definida, evidenciada pelas linhas a vermelho.

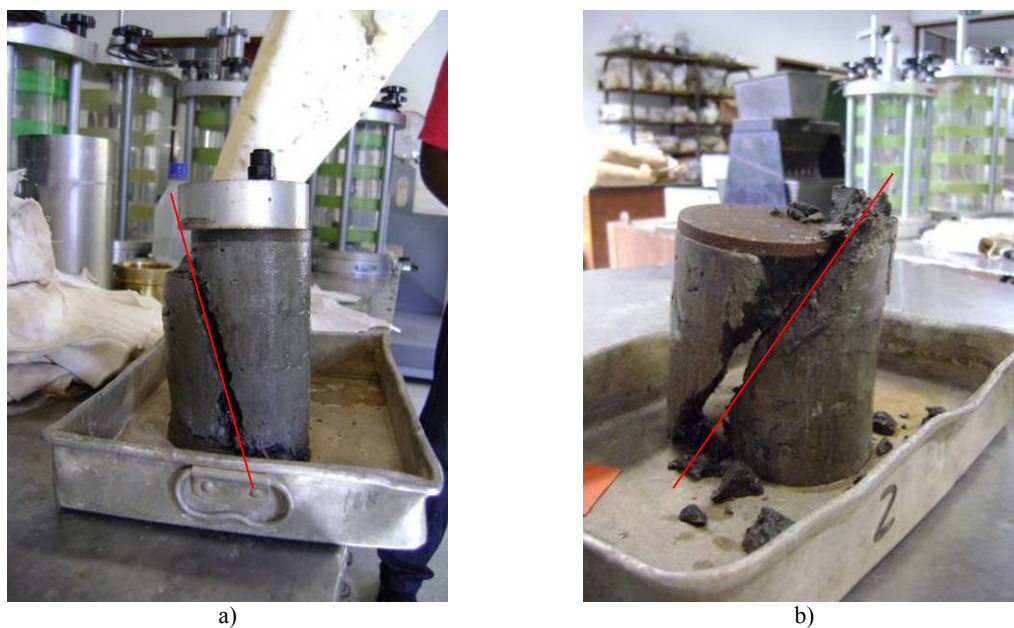


Figura 5.25 – Rotura dos provetes no ensaio triaxial: a) provete 100 depois de ensaiado; b) provete 114 depois de ensaiado (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

Cada provete foi envolvido por duas membranas de borracha sobrepostas, seladas por quatro orings. Para a saturação e a consolidação isotrópica foram utilizados dois controladores digitais de pressão. Para o corte triaxial foi utilizada uma prensa digital Wykeham Farrance com capacidade de 25 kN. O resumo dos resultados dos ensaios de compressão triaxial é apresentado no Quadro 5.20. Na Figura 5.26 representam-se as trajectórias tensão de desvio *versus* tensão média efectiva.

Quadro 5.20 – Resultados dos ensaios triaxiais (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

| Ref. LNEC | Tempo de cura (dias) | ϕ (mm) | Altura (mm) | w (%) | ρ (kg/m ³) | ρ_d (kg/m ³) | $\dot{\epsilon}$ (mm/min) | u_c (kPa) | p'_c (kPa) | Δu_{max} (kPa) | q_{max} (kPa) |
|--------------|-------------------------|----------------|----------------|----------|--------------------------------|----------------------------------|------------------------------|----------------|-----------------|---------------------------|--------------------|
| 125 | 31 | 70 | 140 | 74,3 | 1510 | 866 | 0,020 | 300 | 70 | 48 | 1228 |
| 102 | 31 | 72 | 140 | 73,8 | 1515 | 872 | 0,015 | 300 | 120 | 70 | 1408 |
| 103 | 32 | 72 | 141 | 72,6 | 1516 | 878 | 0,015 | 300 | 180 | 85 | 1411 |
| 112 | 92 | 72 | 141 | 76,4 | 1528 | 866 | 0,015 | 260 | 70 | 67 | 1917 |
| 100 | 92 | 72 | 141 | 75,9 | 1547 | 880 | 0,015 | 260 | 140 | 142 | 1896 |
| 114 | 93 | 72 | 140 | 70,3 | 1540 | 904 | 0,015 | 260 | 280 | 267 | 2046 |

Legenda: w – teor em água medido no fim do ensaio; ρ – massa volúmica; ρ_d – massa volúmica seca; $\dot{\epsilon}$ – taxa de deformação; u_c – contrapressão; p'_c – tensão média efectiva na consolidação; Δu_{max} – excesso de pressão intersticial para tensão igual a q_{max} ; q_{max} – tensão deviatória máxima

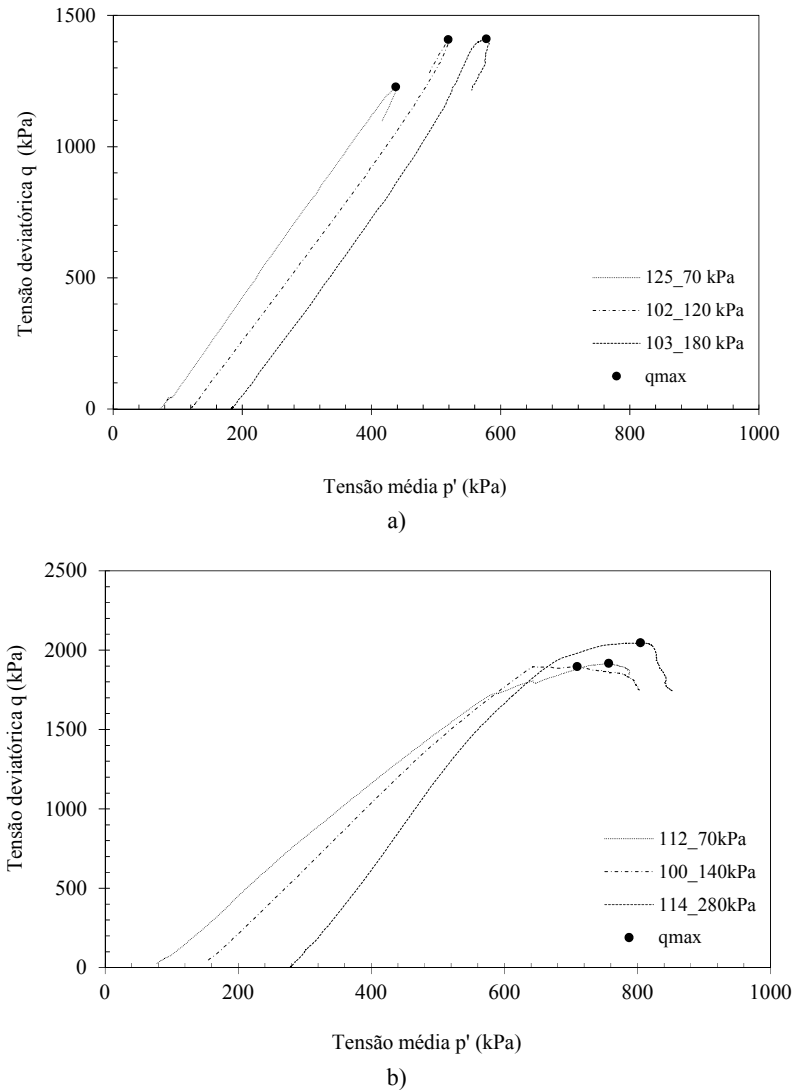


Figura 5.26 – Trajectórias de tensão efectiva (p' , q) das misturas de solo-cimento: a) 31/32 dias de cura; b) 92/93 dias de cura

Adicionalmente, foi realizada uma segunda série de ensaios triaxiais com os provetes preparados com os novos moldes (em *perspex*), aos 91 dias de cura. O resumo dos ensaios é apresentado no Quadro 5.21, sendo as trajectórias de tensão de desvio *versus* tensão média efectiva apresentadas na Figura 5.27.

Quadro 5.21 – Resultados dos ensaios triaxiais (2ª série de 90 dias)

| Ref. ^{ft.} | Tempo de cura (dias) | ϕ (mm) | Altura (mm) | w (%) | ρ (kg/m ³) | ρ_d (kg/m ³) | $\dot{\epsilon}$ (mm/min) | u_c (kPa) | p'_c (kPa) | Δu_{\max} (kPa) | q_{\max} (kPa) |
|---------------------|----------------------|-------------|-------------|-------|-----------------------------|-------------------------------|---------------------------|-------------|--------------|-------------------------|------------------|
| 171 | 90 | 72,0 | 128,0 | 71,5 | 1593 | 928 | 0,10 | 400 | 80 | 78 | 1421 |
| 173 | 90 | 71,5 | 127,8 | 54,7 | 1615 | 1044 | 0,10 | 400 | 210 | 195 | 1989 |
| 172 | 94 | 71,6 | 127,5 | 53,0 | 1618 | 1058 | 0,10 | 400 | 500 | 434 | 2226 |

Legenda: w – teor em água medido no fim do ensaio; ρ – massa volúmica; ρ_d – massa volúmica seca; $\dot{\epsilon}$ – taxa de deformação; u_c – contrapressão; p'_c – tensão média efectiva na consolidação; Δu_{\max} – excesso de pressão intersticial para tensão igual a q_{\max} ; q_{\max} – tensão deviatória máxima

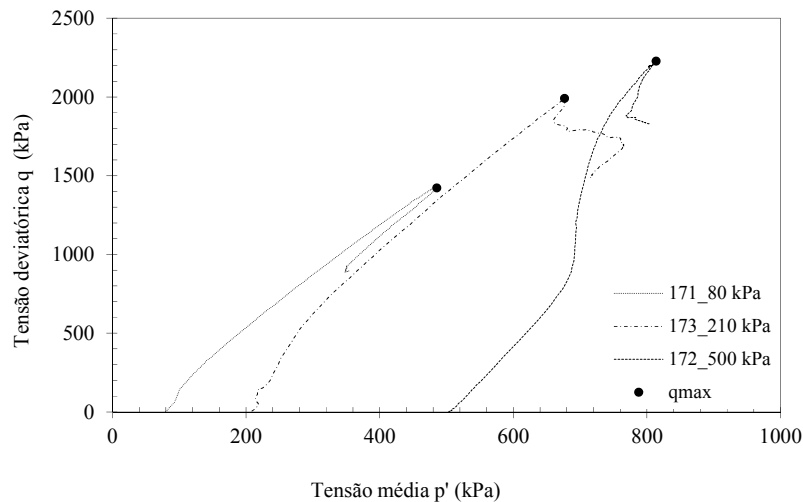


Figura 5.27 – Trajectórias de tensão efectiva (p' , q) das misturas de solo-cimento com 90/94 dias de cura

Apesar de os provetes executados em moldes de *perspex* apresentarem uma qualidade superior aos restantes, verificou-se, nos resultados obtidos, que o teor em água foi bastante inferior ao dos provetes moldados com recurso a moldes de PVC. Deveu-se essencialmente a uma falha durante o processo de secagem cuja consequência revelou-se na determinação de um teor em água que não corresponde à realidade. Todavia, a anomalia descrita não foi identificada em tempo útil, não tendo sido possível quantificar o erro detectado. Ainda assim a massa volúmica permanece um indicador da qualidade dos provetes, com a excepção da massa volúmica seca que pelas razões apontadas não estará correctamente determinada.

Critério de rotura de *Mohr-Coulomb*

O cálculo dos parâmetros ϕ' e c' de *Mohr-Coulomb* foi efectuado com base na ordenada na origem a e do declive M (ver equação 5.3) das semi-rectas representadas nas Figuras 5.28 a) e b), correspondentes ao melhor ajustamento linear dos pontos (p' , q) na rotura. No Quadro 5.22 resume-se a informação do estado de tensão efectiva na rotura e os valores estimados dos parâmetros de *Mohr-Coulomb*. O cálculo dos parâmetros de *Mohr-Coulomb* permitiu evidenciar o incremento de resistência da mistura solo-ligante-água com o tempo de cura, notório no aumento do ângulo de atrito interno (ϕ') e da coesão efectiva (c') na passagem dos 31 para os 91 dias de cura.

$$\begin{aligned} \operatorname{sen}(\phi') &= \frac{3 \cdot M}{6 + M} & c' &= \frac{3 - \operatorname{sen}(\phi')}{6 \cdot \cos(\phi')} \cdot a \end{aligned} \quad (5.3)$$

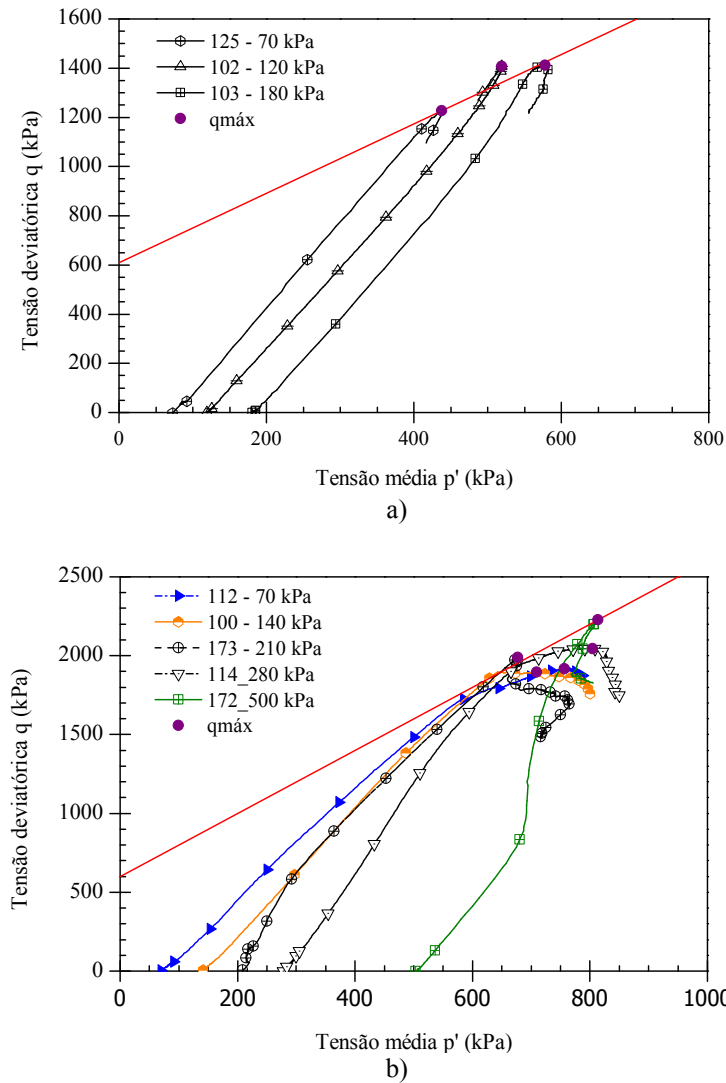


Figura 5.28 – Trajetórias de tensão efectiva utilizadas na determinação dos parâmetros de *Mohr-Coulomb*, para os tempos de cura de: a) 31/32 dias; b) 90 a 94 dias

Quadro 5.22 – Resumo da informação na rotura e parâmetros estimados de *Mohr-Coulomb*

| Ref. LNEC | Identificação provetes | Tempo de cura (dias) | ϕ' ($^{\circ}$) | c' (kPa) | p'_c (kPa) | p'_{max} (kPa) | q_{max} (kPa) |
|--------------|---------------------------|----------------------------|---------------------------|---------------|-----------------|---------------------|--------------------|
| 125 | 30 | 31 | 34,8 | 301 | 70 | 438 | 1228 |
| 102 | 7 | 31 | | | 120 | 519 | 1408 |
| 103 | 8 | 32 | | | 180 | 578 | 1411 |
| 112 | 17 | 92 | 48,6 | 340 | 70 | 757 | 1917 |
| 100 | 5 | 92 | | | 140 | 710 | 1896 |
| 114 | 19 | 93 | | | 280 | 805 | 2046 |
| 171 | 2 | 90 | | | 80 | 486 | 1421 |
| 173 | 4 | 90 | | | 210 | 677 | 1989 |
| 172 | 3 | 94 | | | 500 | 814 | 2226 |

Legenda: ϕ' – ângulo de atrito interno; c' – coesão efectiva; p'_c – tensão média efectiva na consolidação; p'_{max} – tensão média efectiva para tensão igual a q_{max} ; q_{max} – tensão deviatórica máxima

5.5 ANÁLISE DE RESULTADOS

Nesta secção pretende-se analisar os resultados obtidos nos ensaios de formulação, versando os aspectos de homogeneidade da mistura, as propriedades físicas e as propriedades mecânicas. Nesse sentido resumem-se, no Quadro 5.23, os resultados essenciais do programa de ensaios laboratoriais de formulação: massa volúmica, resistência, velocidade propagação das ondas P, teor em água e teor em cimento dos provetes de solo-cimento.

Quadro 5.23 – Resumo de todos os resultados

| Ref. LNEC | Tempo de cura (dias) | V_p (m/s) | w (%) | ρ (kg/m ³) | ρ_d (kg/m ³) | a_w (%) | σ_t (kPa) | $q_{u,max}$ (kPa) | $E_{50;sec}$ (MPa) |
|--------------|----------------------------|----------------|----------|--------------------------------|----------------------------------|--------------|---------------------|----------------------|-----------------------|
| 116 | 15 | | 71,9 | 1510 | 879 | 35,4 | 0,11 | - | - |
| 120 | 16 | 1490 | 70,4 | 1504 | 883 | 35,3 | 0,13 | - | - |
| 115 | 15 | a | 70,4 | 1518 | 891 | 35,3 | - | 793 | 1648 |
| 101 | 16 | 1650 | 70,8 | 1520 | 890 | 35,4 | - | 783 | 1486 |
| 124 | 16 | | 69,0 | 1506 | 891 | 36,0 | - | 919 | 975 |
| 098 | 28 | | 71,2 | 1557 | 909 | 34,5 | 225 | - | - |
| 113 | 28 | | 70,6 | 1525 | 894 | 35,7 | 206 | - | - |
| 105 | 28 | | 71,4 | 1516 | 885 | 35,9 | - | 917 | 1023 |
| 108 | 28 | 1630 | 71,8 | 1515 | 881 | 35,6 | - | 1098 | 1027 |
| 118 | 28 | a | 71,9 | 1525 | 887 | 35,0 | - | 1113 | 1057 |
| 170 | 28 | 1730 | - | - | 909 | - | - | 1122 | 639 |
| 174 | 28 | | - | - | 922 | - | - | 1357 | 392 |
| 121 | 30 | | 70,5 | 1511 | 886 | 35,4 | - | 1211 | 775 |
| 119 | 56 | 1730 a | 71,7 | 1512 | 881 | 36,3 | 237 | - | - |
| 109 | 56 | 1780 | 70,5 | 1530 | 898 | 35,7 | - | 1427 | 1031 |
| 107 | 91 | 1810 a | 73,3 | 1511 | 872 | 35,8 | 351 | - | - |
| 126 | 93 | 2040 | 71,4 | 1519 | 886 | 34,8 | - | 2128 | 1045 |

Legenda: V_p – velocidade de propagação das ondas P; w – teor em água; ρ – massa volúmica; ρ_d – massa volúmica volúmica seca; a_w – teor em cimento; σ_t – resistência à tracção; $q_{u,max}$ – resistência à compressão simples máxima; $E_{50;sec}$ – módulo de deformabilidade secante para tensão igual a $q_{u,max}/2$

5.5.1 Homogeneidade da mistura

As condições adoptadas no procedimento experimental de preparação limitaram a dispersão das características físicas dos provetes ensaiados. Num processo desta natureza é importante garantir a

reprodutibilidade das condições de preparação, condição indispensável para repetibilidade das características dos provetes. Os indicadores visuais permitem obter uma primeira referência relativamente à qualidade dos provetes. Adicionalmente, adoptou-se como indicadores a massa volúmica, o teor em água e o teor em cimento. O resumo dos resultados obtidos é apresentado no Quadro 5.24. Nos resultados apresentados não foram contabilizados os provetes (moldados em *perspex*) pelos motivos que se apresentam de seguida,

- provetes com referência LNEC 170 e 174 – foram retirados do tanque de cura e deixados a secar no laboratório (à temperatura ambiente) durante 2 horas o que afectou a determinação da sua massa volúmica;
- provetes com referência LNEC 171,172 e 173 – o teor em água parece indicar que os provetes não foram completamente secos;
- tipo de molde – os moldes utilizados foram em *perspex* o que conduziu na generalidade a um aumento de massa em cada provete. Por isso as grandezas aqui apresentadas não são comparáveis com a dos provetes moldados em PVC.

Quadro 5.24 – Resumo dos teores em cimento, teores em água e teores em cimento (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

| Ref. LNEC | Ident. do provete | Tempo de cura (dias) | a_w (%) | μ (%) σ (%) cov (%) | w (%) | μ_w (%) σ_w (%) cov _w (%) | ρ (kg/m ³) | μ_p (kg/m ³) σ_p (kg/m ³) cov _p (%) |
|--------------|-------------------------|----------------------------|--------------|--------------------------------------|----------|---|--------------------------------|---|
| 115 | 20 | 15 | 35,3 | | 70,4 | | 1518 | |
| 116 | 21 | 15 | 35,4 | 35,5 | 71,9 | 70,5 | 1510 | 1512 |
| 101 | 6 | 16 | 35,4 | 0,3 | 70,8 | 1,0 | 1520 | 7,0 |
| 120 | 25 | 16 | 35,3 | 0,8 | 70,4 | 1,5 | 1504 | 0,5 |
| 124 | 29 | 16 | 36,0 | | 69,0 | | 1506 | |
| 098 | 3 | 28 | 34,5 | | 71,2 | | 1557 | |
| 105 | 10 | 28 | 35,9 | | 71,4 | | 1516 | |
| 108 | 13 | 28 | 35,6 | | 71,8 | | 1515 | |
| 113 | 18 | 28 | 35,7 | 35,3 | 70,6 | 72,0 | 1525 | 1521 |
| 118 | 23 | 28 | 35,0 | 0,5 | 71,9 | 1,2 | 1525 | 14,5 |
| 121 | 26 | 30 | 35,4 | 1,4 | 70,5 | 1,6 | 1511 | 1,0 |
| 102 | 7 | 31 | - | | 73,3 | | 1515 | |
| 125 | 30 | 31 | - | | 73,6 | | 1510 | |
| 103 | 8 | 32 | - | | 73,3 | | 1516 | |
| 109 | 14 | 56 | 35,7 | | 70,5 | | 1530 | |
| 119 | 24 | 56 | 36,3 | 36,0/0,4/1,1 | 71,7 | 71,1/0,9/1,2 | 1512 | 1521/13,1/0,9 |

Quadro 5.24 (continuação) – Resumo dos teores em cimento, teores em água e teores em cimento (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

| | | | | | | | | |
|-----|----|----|------|------|------|------|------|------|
| 107 | 12 | 91 | 35,8 | | 73,3 | | 1511 | |
| 100 | 5 | 92 | - | 35,3 | 73,2 | 72,0 | 1547 | 1529 |
| 112 | 17 | 92 | - | 0,7 | 74,3 | 2,6 | 1528 | 14,6 |
| 114 | 19 | 93 | - | 2,1 | 67,8 | 3,6 | 1540 | 1,0 |
| 126 | 31 | 93 | 34,8 | | 71,4 | | 1519 | |

Legenda: a_w – teor em cimento; w – teor em água; ρ – massa volúmica; μ – média; σ – desvio padrão; cov – coeficiente de variação

É de assinalar a relativamente reduzida dispersão do teor em cimento em cada tempo, sendo os quatro valores médios por idade praticamente coincidentes.

Na generalidade dos estudos (Lorenzo e Bergado, 2004; Åhnberg *et al.*, 2003; Åhnberg, 2006; Chew *et al.*, 2004) é indicado que devido às reacções químicas que se desencadeiam, a mistura de solo-cimento é caracterizada por um aumento da massa volúmica e uma diminuição do teor em água (em relação ao solo não melhorado), ainda que não seja de esperar uma evolução significativa da massa volúmica ao longo do tempo de cura, ao contrário do teor em água que diminui com a evolução do tempo de cura devido às reacções de hidratação e às reacções pozolânicas. Contudo, nos resultados obtidos nas misturas de formulação de solo-ligante verificou-se que não existiu uma alteração significativa do teor em água nem da massa volúmica ao longo do tempo de cura.

A massa volúmica apresentou reduzida dispersão ao longo dos quatro tempos de cura – coeficiente de variação entre 0,5% e 1,0%. É explicável pelo facto da matéria sólida contida num dado provete não variar. Quanto ao teor em água seria expectável que reflectisse os processos físico-químicos entre solo-ligante-água ao longo do tempo de cura, com um decréscimo desta grandeza. No entanto verificou-se que permaneceu praticamente constante ao longo dos 4 tempos de cura – média variou entre 70,5% a 72,0%.

Parece razoável concluir que o efeito da submersão dos provetes durante o processo de cura conduziu a uma saturação dos provetes, em que por haver uma permanência de água disponível para as reacções físico-químicas não existiu um decréscimo do teor em água ao longo do processo de cura.

5.5.2 Causas potenciais de heterogeneidade da mistura solo-ligante

Apesar das conclusões positivas acima formuladas, conforme referido na secção 5.3.3, no segundo conjunto de misturas de solo-cimento foram utilizados moldes em *perspex* devido a terem sido identificadas duas causas principais capazes de comprometer a homogeneidade dos provetes: o preenchimento “deficiente” dos moldes e a variação do tempo decorrido entre a mistura e a colocação em cada molde.

Enchimento dos moldes

Na fase de desmoldagem, identificaram-se imperfeições nos provetes, sendo de salientar a presença de “chochos” (cf. Figura 5.29 a) devidos ao método de enchimento utilizado, baseado na prensagem manual, e leve, do material colocado no interior do molde. Sem o auxílio de uma ação mecânica mais enérgica – compactação dinâmica ou vibração – revelou-se, por vezes, difícil garantir o completo enchimento dos moldes, com consequências para a heterogeneidade de cada provete e para a reprodutibilidade de resultados entre provetes. Ilustra-se na Figura 5.29 b) esta circunstância: trata-se de um provete rejeitado devido a incidência excessiva de imperfeições de preenchimento.

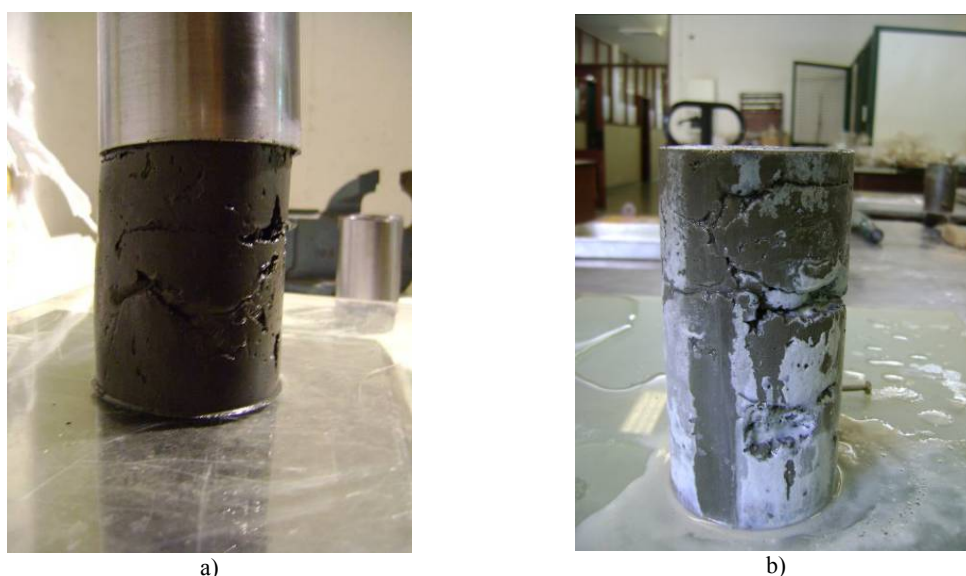


Figura 5.29 – Provetes “defeituosos”: a) ilustração das imperfeições; b) provete rejeitado (nº 104) (Bilé Serra e Mendes, 2009b)

Efeito do tempo decorrido entre a preparação e o enchimento do molde

Com o intuito de limitar a heterogeneidade de composição, optou-se por preparar a mistura na totalidade da massa necessária. Por este motivo, e apesar da equipa de trabalho envolver três técnicos experimentadores, o enchimento decorreu ao longo de um intervalo de tempo reconhecidamente longo. Deste modo, a trabalhabilidade da mistura no momento da preparação de cada provete apresentou alguma variação, desde o início até ao final do processo de preparação. Como consequência, os provetes preparados em último lugar apresentaram estratificação horizontal, ilustrada na Figura 5.29 b).

5.5.3 Propriedades mecânicas

Com o aumento do tempo de cura registou-se um incremento de resistência e de rigidez, perceptíveis na determinação da resistência à compressão simples, à tracção e ao corte por compressão triaxial,

resumido no Quadro 5.25. O aumento de resistência deveu-se à formação de produtos cimentícios primários e secundários que conduzem ao aumento de resistência das ligações cimentícias.

Quadro 5.25 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização mecânica

| Tempo de cura (dias) | $q_{u,max}$ (kPa) | σ_t (kPa) | ϕ' (°) | c' (kPa) |
|----------------------|-------------------|------------------|-------------|------------|
| 14 | 0,78 a 0,92 | 114 a 130 | - | - |
| 28 a 31 | 917 a 1357 | 206 a 225 | 34,8 | 301 |
| 56 | 1427 | 237 | - | - |
| 90 a 94 | 2128 | 351 | 48,6 | 340 |

Legenda: $q_{u,max}$ – resistência à compressão simples máxima; σ_t – resistência à tracção na rotura; ϕ' - ângulo de atrito interno; c' – coesão efectiva

Nos ensaios triaxiais realizados verificou-se um comportamento do tipo frágil, caracterizado por um troço inicial bastante rígido, ocorrendo um pico para pequenas deformações. Após se atingir o pico, o comportamento pós-pico é caracterizado por uma queda abrupta de resistência (comportamento frágil). De acordo com o descrito na secção 3.3.3 este comportamento é atribuído à quebra das ligações cimentícias, passando a estar o comportamento da mistura dependente da componente atrítica entre as partículas, ainda que ao contrário do registado por Horpibulsuk *et al.* (2004), o comportamento da mistura solo-ligante foi semelhante para as tensões de confinamento utilizadas. A pressão intersticial também teve um comportamento independente da tensão de confinamento aplicada, com um excesso de pressão intersticial crescente, decrescendo rapidamente para pressões negativas após ser atingida a tensão deviatória de pico, resultado do comportamento dilatante que a mistura apresenta.

Ao contrário dos resultados obtidos por Horpibulsuk *et al.* (2004), nos ensaios edométricos realizados com as misturas de formulação de solo-cimento não foi possível obter resultados esclarecedores relativamente às grandezas compressibilidade e tensão de cedência. No entanto os resultados dipostos na Figura 5.30, obtidos nos ensaios triaxiais consolidados não drenados realizados para tempos de cura de 90 a 94 dias, mostraram que para tensões de confinamento superiores a 140 kPa existiu um acréscimo de tensão deviatória máxima, ao passo que para tensões de confinamento inferiores não existiu alteração significativa da tensão deviatória máxima, ilustrando o conceito de tensão de cedência (ver secção 3.3.3).

Apesar de os resultados obtidos apresentarem uma tendência semelhante ao reportado na bibliografia consultada, as conclusões acima descritas carecem de confirmação através da determinação da tensão de cedência por realização de ensaios edométricos, e de realização de novos ensaios triaxiais consolidados não drenados por forma a confirmar a tendência da Figura 5.30. É de assinalar que os resultados apresentados na Figura 5.30 não têm em conta o provete com referência LNEC 171 ($p'_c - 80$ kPa), pois a tensão deviatória máxima foi de 1421 kPa, inferior ao provete com referência LNEC 112 ($p'_c - 70$ kPa) que apresentou uma tensão deviatória máxima de 1917 kPa.

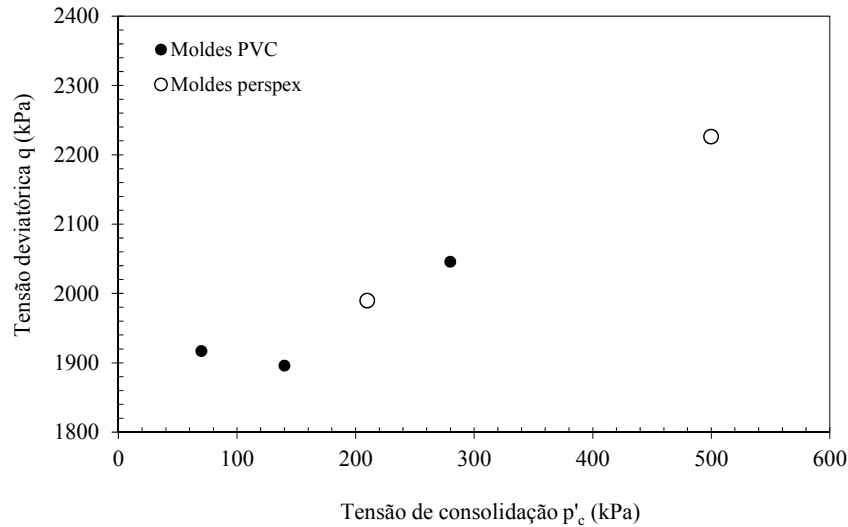


Figura 5.30 – Efeito da tensão de confinamento na tensão de desvio do solo estabilizado, com 90 a 94 dias de cura

Influência do teor em água no comportamento mecânico

Conforme abordado por Lorenzo e Bergado (2004; 2006), o limite de liquidez do solo *in situ* tem impacto na resistência da mistura. O solo utilizado deve, por isso, ter um teor em água semelhante ao seu limite de liquidez, de forma a maximizar a resistência. Também Correia *et al.* (2010) nas misturas de solo do Mondego ($w_L = 71\%$; $w_P = 43\%$; $w_{nat} = 80,87\%$; $I_L = 1,35$) com cimento Portland tipo I 42,5R e escória granulada de alto forno, verificaram que o aumento do teor em água da mistura, através da adição dos ligantes por via húmida (calda), para valores superiores aos do índice de liquidez do solo *in situ* conduzia a uma degradação das propriedades mecânicas, traduzindo-se por uma menor resistência à compressão não confinada e menor módulo de deformabilidade (cf. Quadro 5.26).

Adoptando as considerações de Lorenzo e Bergado (2004; 2006) e Correia *et al.* (2010) verificou-se que o solo utilizado, proveniente da doca do Jardim do Tabaco ($w_L = 60,8\%$; $w_P = 29,5\%$; $w_{nat} = 93,9\%$; $I_L = 2,06$) apresentava um teor em água natural superior ao limite de liquidez (w_L) em cerca de 60%, ao passo que as misturas de formulação possuíam um teor em água de 120,2% (cf. equação 5.4) correspondente a 2,90 de índice de liquidez (I_L), superior ao do solo *in situ*. Salienta-se que o teor em água de 120,2% é respeitante ao teor em água total do solo e da calda, não sendo possível contabilizar através de expressões algébricas as perdas imediatas devido ao consumo de moléculas de água nas reacções de hidratação imediatamente após a mistura do cimento com água. Conforme descrito na secção 5.3.2, a composição ponderal da mistura solo-cimento foi calculada com base no teor em cimento (a_w) de 35%, no teor em água natural (w_{nat}) de 93,9% e na razão A/C da calda de 0,75.

$$w_{total} = w_{nat} + \frac{A}{C} \cdot a_w = 93,9 + 0,75 \cdot 35,0 = 120,2\% \quad (5.4)$$

Quadro 5.26 – Variação das propriedades mecânicas em função do teor em água da mistura solo-ligante (adaptado de Correia *et al.*, 2010)

| Designação do ensaio | w _{total} (%) | I _L (%) | a _w (kg/m ³) | w _{imed} (%) | Δw (%) | q _{u,max} (kPa) | E ₅₀ (MPa) |
|----------------------|------------------------|--------------------|-------------------------------------|-----------------------|--------|--------------------------|-----------------------|
| w80d125 | 80,87 | 1,35 | 125 | 68,10 | 12,77 | 1143,4 | 274,2 |
| w98d125 | 98,17 | 1,97 | | 83,76 | 14,41 | 797,6 | 187,3 |
| w113d125 | 113,05 | 2,50 | | 97,03 | 16,02 | 552,2 | 122,2 |
| w80d175 | 80,87 | 1,35 | 175 | 64,10 | 16,77 | 1831,3 | 354,2 |
| w98d175 | 98,17 | 1,97 | | 78,39 | 19,78 | 1266,5 | 299,5 |
| w113d175 | 113,05 | 2,50 | | 90,92 | 22,13 | 965,1 | 226,9 |
| w80d225 | 80,87 | 1,35 | 225 | 61,21 | 19,66 | 1994,6 | 395,4 |
| w98d225 | 98,17 | 1,97 | | 74,17 | 24,00 | 1383,2 | 344,3 |
| w113d225 | 113,05 | 2,50 | | 85,30 | 27,75 | 1032,5 | 296,0 |

Legenda: w_{total} – teor em água utilizado na mistura solo-ligante; I_L – índice de liquidez; a_w – teor em cimento; w_{imed} – teor em água medido imediatamente após mistura dos ligantes com o solo; Δw – variação do teor em água; q_{u,max} – resistência à compressão simples máxima; E₅₀ – módulo de deformabilidade secante para tensão igual a q_{u,max}/2

As conclusões acima descritas com base na bibliografia consultada permitem recomendar a utilização de cimento seco (*dry mixing*) na execução de misturas de solo-cimento na doca do Jardim do Tabaco, ainda que esta conclusão careça de confirmação através de realização de estudos paramétricos com recurso a misturas de formulação, com variação do teor em água utilizado, para identificar a influência no comportamento mecânico das misturas solo-ligante-água.

6

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DO TERRENO, APÓS A INTERVENÇÃO CSM

A construção cada vez mais frequente de infra-estruturas em zonas aluvionares, conduziu ao desenvolvimento de novas técnicas construtivas. O caso dos aterros reforçados com geossintéticos com suporte por elementos de fundação indirectas tornou-se uma prática corrente a nível mundial (Tavares *et al.*, 2007; Pinto e Tomásio, 2007; Kempfert *et al.*, 2004; Smith, 2005), pois constitui uma solução económica e segura.

Neste capítulo pretende-se verificar a segurança aos estados limite de um aterro fundado em painéis CSM por métodos analíticos, algébricos e numéricos, procurando aplicar na medida do possível – relevante – diversas normas e códigos de boa prática, ainda que algumas não contemplem no seu âmbito a fundação por elementos discretos de reforço por mistura de solo-cimento. Através da idealização de um caso de estudo fictício pretendeu-se aferir a capacidade resistente dos painéis de solo-cimento, enquanto elementos de fundação, com base em métodos analíticos algébricos e métodos analíticos numéricos.

6.1 MECANISMOS DE ROTURA

O sucesso técnico e económico das soluções encontradas prende-se com o desempenho da estrutura suportada. Desse ponto de vista, a verificação dos estados limites, últimos e de utilização, é imprescindível, a fim de cumprir com as exigências a que a estrutura vai estar obrigada. Na norma BS 8006 (1995) são ilustrados os principais estados limites a considerar no dimensionamento do aterro e respectiva plataforma de transferência de carga (cf. Figura 6.1 e 6.2).

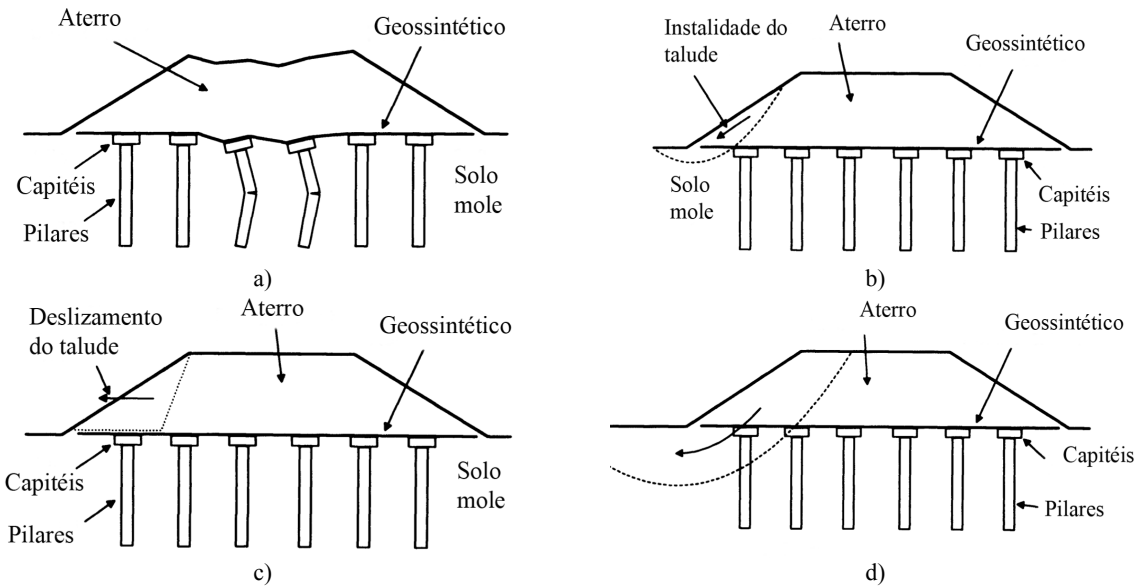


Figura 6.1 – Principais estados limite últimos a considerar no dimensionamento de um aterro fundado em painéis: a) resistência de grupo; b) estabilidade das bermas; c) deslizamento do talude lateral; d) estabilidade global (adaptado de BS 8006, 1995)

Nos estados limite últimos é necessário proceder à verificação de: i) resistência de grupo; ii) estabilidade das bermas; iii) deslizamento do talude lateral; iv) estabilidade global. Para os estados limite de utilização deve-se verificar a extensão excessiva no geossintético e o assentamento dos elementos de fundação.

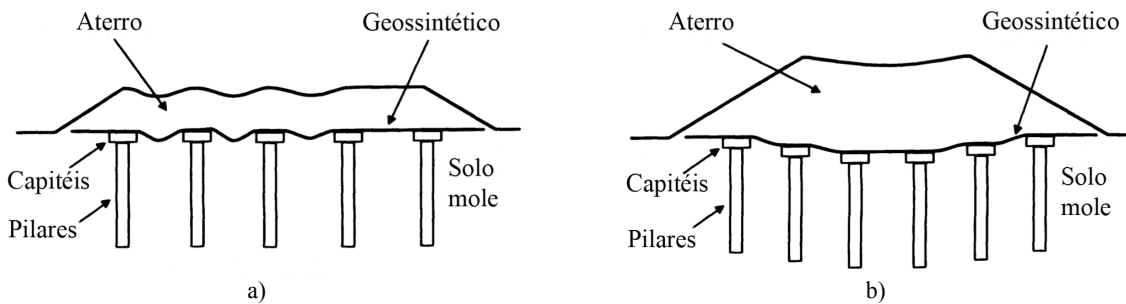


Figura 6.2 – Principais estados limites de utilização a considerar no dimensionamento de um aterro: a) extensão excessiva no geossintético; b) assentamento dos elementos de fundação (adaptado de BS 8006, 1995)

6.2 MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

Num aterro suportado por fundações indirectas, a diminuição de tensão aplicada no solo deve-se à redistribuição de carga através do efeito de arco, para as colunas aí construídas, e do reforço com geossintético (cf. Figura 6.3 a). O desempenho da redistribuição de carga depende da localização espacial e rigidez das colunas, e da rigidez do solo *in situ*.

A transferência de tensões conhecida por efeito de arco causa um alívio de tensões no terreno brando de fundação. O efeito de arco desenvolve-se como resultado dos assentamentos diferenciais entre o

solo e os painéis de solo-cimento. Através da execução de plataformas de transferência de carga (LPT) é possível transmitir as cargas aplicadas no solo mole para a estrutura de *deep mixing*. O funcionamento do mecanismo de transmissão de cargas para os elementos de fundação indirecta constitui um aspecto fundamental para evitar fenómenos de rotura na zona da plataforma localizada entre apoios, os quais poderiam determinar a mobilização de assentamentos diferenciais excessivos na superfície da mesma plataforma e do aterro e infra-estruturas sobrejacentes (Kempfert *et al.*, 2004; Pinto e Tomásio, 2007).

A mobilização de resistência à tracção nos geossintéticos, fundamental no mecanismo de transmissão de carga para os elementos de fundação, desenvolve-se devido aos assentamentos do aterro. Os geossintéticos apresentam um comportamento assimilável a linear perfeitamente plástico (cf. Figura 6.3 b), com aumento da tracção mobilizada com o aumento da deformação imposta.

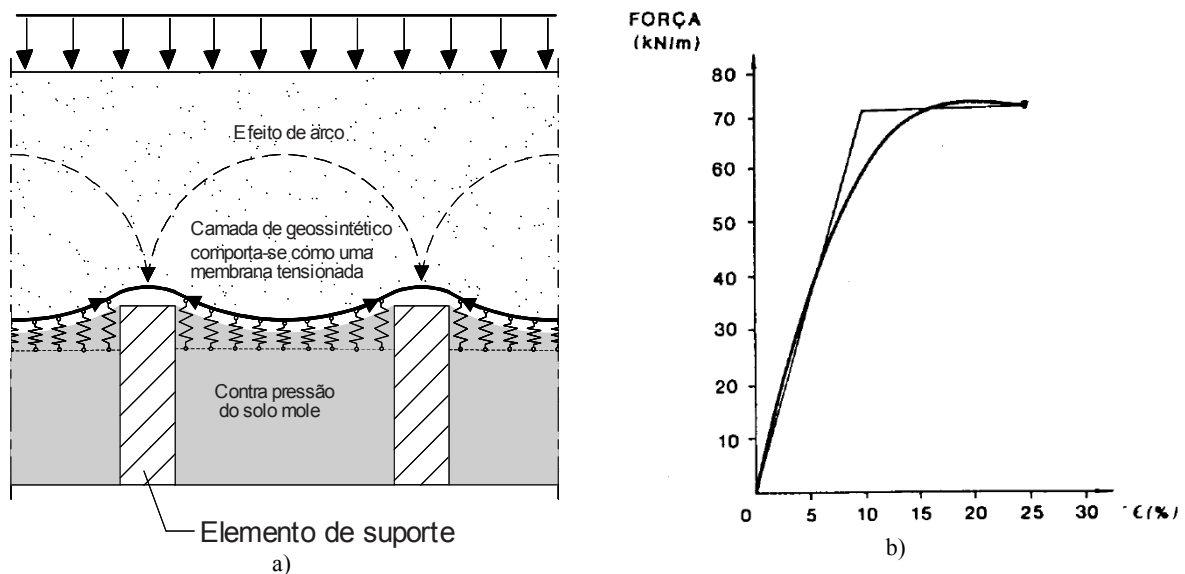


Figura 6.3 – Ilustração do efeito de arco: a) mecanismo de transferência de carga (adaptado de Raithel *et al.*, 2008); b) propriedades mecânicas do geossintético (Lopes, 1992)

6.3 APLICABILIDADE DAS NORMAS EUROPEIAS

A construção de um aterro suportado por fundações indirectas e reforçado com geossintéticos apresenta algumas particularidades, nomeadamente no que concerne ao espaçamento entre os elementos de fundação e à resistência do geossintético a utilizar. Desse modo é importante estipular um processo de dimensionamento expedito que conduza à optimização da solução quanto ao comportamento estrutural do conjunto. Assim, procedeu-se a uma análise da aplicabilidade das seguintes normas europeias: Eurocódigo 7, BS 8006 (1995) e EBGeo (2011).

6.3.1 Normas elaboradas no CEN

O Comité Europeu de Normalização, CEN, dispõe de um conjunto de normas tecnológicas que engloba a actividade de construção. De entre estas, realça-se os Eurocódigos Estruturais destinados à normalização do projecto e verificação de segurança de diversas estruturas de Engenharia Civil.

De entre estes, o Eurocódigo 7 destina-se aos aspectos geotécnicos do projecto de edifícios e de obras de engenharia civil, com respeito à segurança, funcionalidade e durabilidade das estruturas, encontrando-se dividido em duas partes. A parte 1 (EN 1997-1, 2004) destina-se a ser utilizada como base geral para os aspectos geotécnicos do projecto de edifícios e de obras de engenharia civil, onde são tratadas as seguintes estruturas geotécnicas: i) fundações superficiais; ii) fundações por estacas; iii) estruturas de suporte; iv) aterros. A parte 2 (EN 1997-2, 2007) deve ser usada em conjugação com a parte 1 e destina-se à normalização dos procedimentos seguidos em ensaios de campo, ensaios de laboratório e na análise dos dados obtidos. Contudo, não surgem referências no Eurocódigo 7 à execução de obras geotécnicas como o *deep mixing*. Assim o Comité Técnico 288³ (TC 288), destinado à execução de obras geotécnicas especiais, publicou um conjunto de doze normas europeias no qual está incluída a norma “*Execution of special geotechnical works – deep mixing*” (EN 14679, 2005). Esta norma especifica princípios gerais para a execução, teste, supervisão e monitorização de trabalhos geotécnicos de *deep mixing*. Porém, não são apresentadas referências a modelos de cálculo de aterros fundados em colunas e reforço por aplicação de geossintéticos

6.3.2 Norma britânica BS 8006:1995

Na norma britânica BS 8006 (1995) são apresentadas recomendações para a aplicação de técnicas de reforço a solos, através da adopção de coeficientes parciais (semelhante à metodologia aplicada na EN 1997-1, 2004) para o cálculo dos estados limites. Esta norma contém um capítulo sobre o dimensionamento de aterros reforçados com geossintéticos fundados em solos moles. É assumido que a carga vertical é distribuída para os capitéis das estacas/colunas, por efeito de arco. Conforme apresentado na Figura 6.4, o carregamento vertical, designado por A, vai ser distribuído por meio de arcos de descarga para os elementos verticais. As cargas remanescentes (identificadas por B) vão sendo redireccionadas através de geossintéticos de reforço instalados em planos horizontais ou sub-horizontais. A carga transmitida ao subsolo entre as estacas é designada por C. Na norma BS 8006 (1995) é assumido que o efeito de arco é completo, não existindo por isso transmissão de carga ao subsolo (carga C nula).

³ O TC 288 faz parte do Comité Europeu de Normalização (CEN)

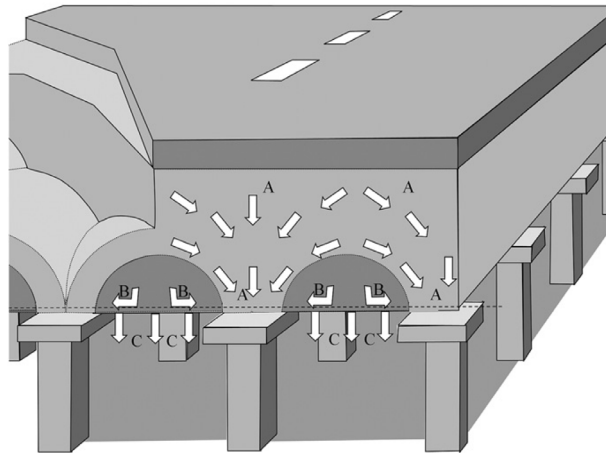


Figura 6.4 – Esquema de transmissão de cargas para as estacas, por efeito de arco (Van Eekelen *et al.*, 2011)

6.3.3 Recomendações alemãs para estruturas de solo reforçado com geossintéticos - EBGEO

Em 2003 foi publicado na Alemanha um conjunto de recomendações para estruturas de terra reforçadas (EBGEO), que visou padronizar os procedimentos de cálculo em obras desta índole. Nesse documento destacou-se o capítulo 6.9 (Empfehlung 6.9, 2003) que apresentava um novo procedimento de cálculo para aterros reforçados com geossintéticos, baseado nos estudos efectuados por Zaeske (2001). Em 2010 foi publicada uma revisão, com a respectiva tradução em Inglês a surgir em 2011. A EBGEO tem sido alvo de diversos estudos (Kempfert *et al.*, 2004; Schwarz e Raithel, 2005; Van Eekelen *et al.*, 2011), cujas conclusões têm confirmado um comportamento estrutural adequado, nos casos em que foi adoptado o dimensionamento segundo esta norma. A EBGEO 2011 é relevante em dois tipos de elementos de suporte: colunas e elementos tipo parede. Na Figura 6.5 apresentam-se as disposições mais comuns para os elementos do tipo de coluna (rectangular e triangular) e do tipo parede.

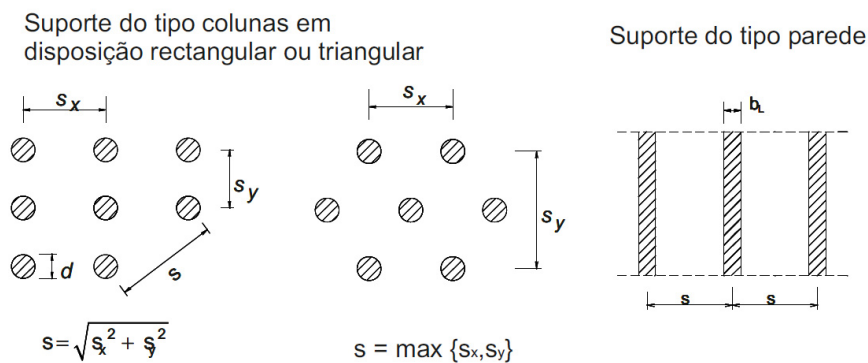


Figura 6.5 – Condições de suporte e definições das distâncias (adaptado de Raithel *et al.*, 2008)

6.4 DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO

O caso de estudo apresentado refere-se a um aterro rodoviário fundado em solos moles. No local determinado para a construção do aterro predominam lodos argilosos, com uma espessura média de 19 m. Inferiormente a estes solos ocorrem argilas siltosas sobreconsolidadas, que se estendem até aos 30 m. Os lodos argilosos têm uma consistência muito mole, com módulo de deformabilidade da ordem de 1 MPa e resistência ao corte não drenada de 20 kPa. As argilas siltosas têm uma consistência classificada de dura a muito dura, apresentando módulo de deformabilidade de 60 MPa, com resistência ao corte não drenada de 120 kPa. O nível freático encontra-se à superfície do terreno, como é frequente em zonas de baixa aluvionar.

Os problemas previsíveis relacionados com este tipo de solos (*i.e.* instabilidade global devido às insuficientes propriedades mecânicas, associado a elevados assentamentos dos lodos argilosos) levaram à aplicação de técnicas de melhoramento permanente através de *Soil Mixing*.

Para suportar o carregamento proveniente do aterro e circulação rodoviária foi considerada a execução de painéis de solo-cimento, através da técnica de *Cutter Soil Mixing*. A consistência dos lodos argilosos dificulta o acesso do equipamento e sua operação, principalmente devido ao elevado peso (57 tf) que se torna um constrangimento em solos com baixa consistência. Assim, no dimensionamento do aterro foi considerada a construção de uma plataforma de trabalho constituída por areia densa, com 1 m de espessura. Na base do aterro vai ser executada uma plataforma de transferência de carga com duas camadas de geossintéticos, por forma a controlar o assentamento do solo entre painéis.

Para a modelação dos painéis de solo-cimento de 2,4 m por 0,9 m foram escolhidas duas configurações distintas:

- i) 1,5 m de afastamento entre painéis na direcção transversal, a que corresponde 2,4 m de afastamento entre eixos, e 3,4 m de afastamento entre eixos na direcção longitudinal;
- ii) 2,0 m de afastamento entre painéis na direcção transversal, a que corresponde 2,9 m de afastamento entre eixos, e 3,4 m de afastamento entre eixos na direcção longitudinal;

A escolha destas configurações teve por base o conceito de rácio de área melhorada (α), obtido a partir da proporção entre a área de solo melhorado (A_c) e a área de influência (A_E), conforme representado na Figura 6.6.

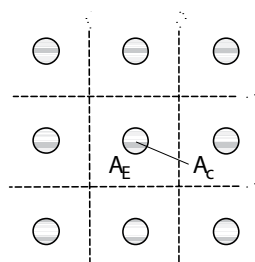


Figura 6.6 – Esquema ilustrativo do conceito de rácio de área melhorada (adaptado de Topolnicki, 2004)

De acordo com Topolnicki (2004), no Japão, em numerosos aterros, foi usado um rácio de 30% a 50% de melhoramento, enquanto na Escandinávia foram usados rácios de 10% a 30%. Assim, para a determinação do afastamento entre painéis, foi usado um limite inferior, próximo do rácio de 20%, e um limite superior, próximo do rácio de 30%. As duas configurações apresentadas correspondem a 27% (afastamento de 1,5 m) e a 22% (afastamento de 2,0 m), respectivamente.

Na Figura 6.7 apresenta-se a disposição espacial dos painéis e o corte transversal do aterro para a situação com afastamento de 2,4 m entre eixos. Também são ilustradas as camadas com código de identificação crescente de 1 a 6.

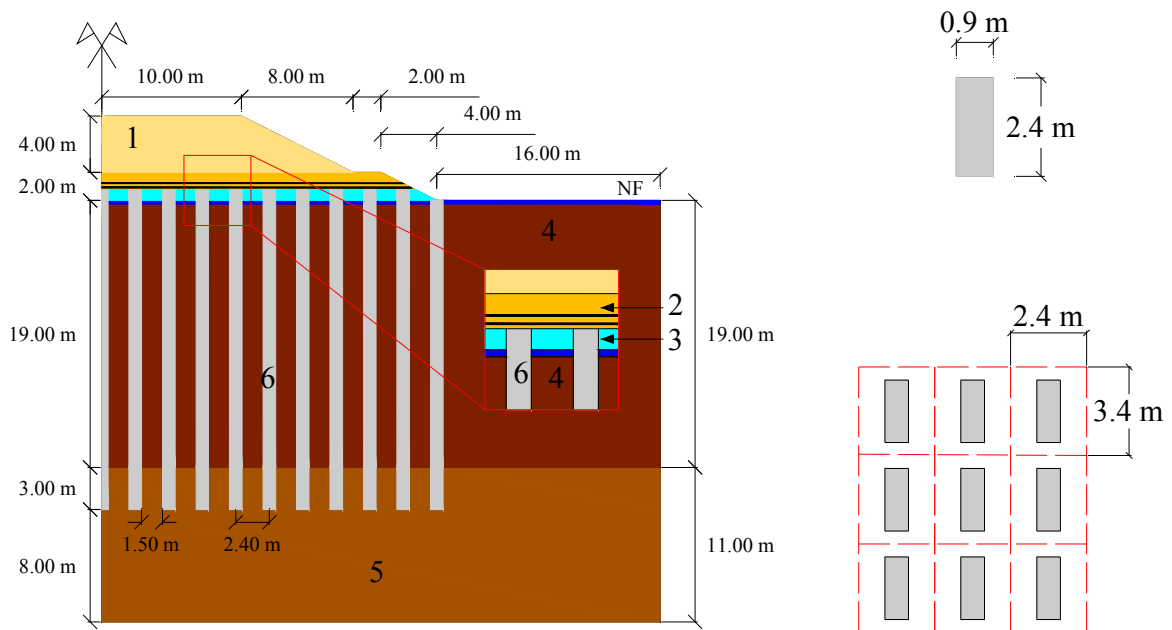


Figura 6.7 – Esquema do caso de estudo, com respectiva disposição espacial

6.5 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA RECORRENDO A MÉTODOS EMPÍRICOS

A presente secção visa apresentar um método de pré-dimensionamento expedito e cujos resultados sejam fiáveis. Os métodos de dimensionamento mais utilizados encontram-se dispostos na norma BS 8006 (1995) e na recomendação alemã EBGE0 (2011) (que tem por base os estudos de Zaeske, 2001). Em 2008 Van Eekelen *et al.* (2008) apresentaram um artigo que versava sobre os valores de instrumentação obtidos num aterro experimental reforçado com geossintéticos e fundado em colunas de madeira. Este estudo teve como objectivo medir as cargas direccionadas para as colunas e para o solo de fundação, identificadas pelas letras A, B e C na Figura 6.4. A carga direccionada para as colunas por efeito de arco, representada pela letra A, foi prevista pelas disposições da BS 8006 (1995) com

exactidão bastante razoável, ao passo que as da EBGEO (2011) conduziu à sobre-estimativa dessa carga (cf. Figura 6.8).

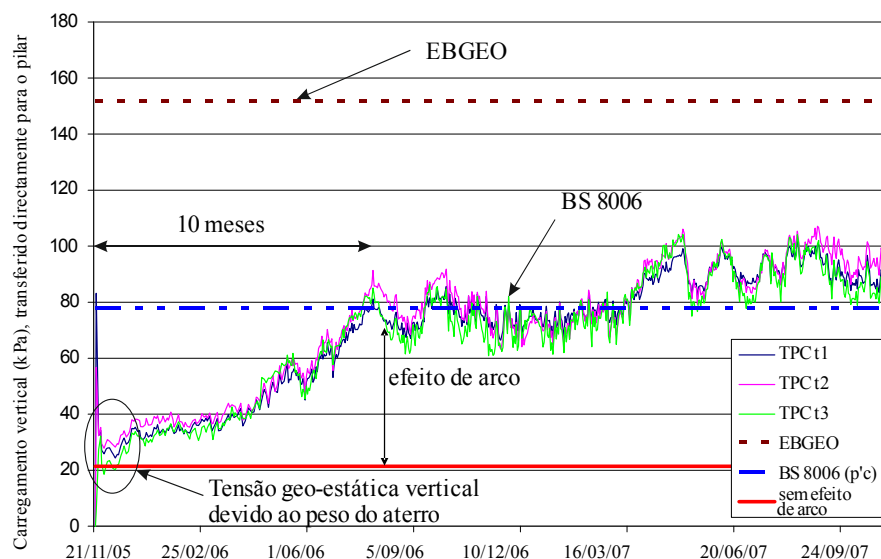


Figura 6.8 - Comparação entre os valores de carregamento vertical obtidos por cálculos de dimensionamento e instrumentação para as colunas de madeira (adaptado de Van Eekelen *et al.*, 2008)

No carregamento direccionado para as colunas através do geossintético (cf. Figura 6.9) verificou-se um bom ajustamento dos valores obtidos através da utilização do modelo preconizado na EBGEO (2011), enquanto que os resultados obtidos por utilização do modelo recomendado na norma BS 8006 (1995) foram muito superiores aos registados na instrumentação. A diferença substancial entre as duas normas deve-se sobretudo à consideração de existência de efeito de arco completo na norma britânica.

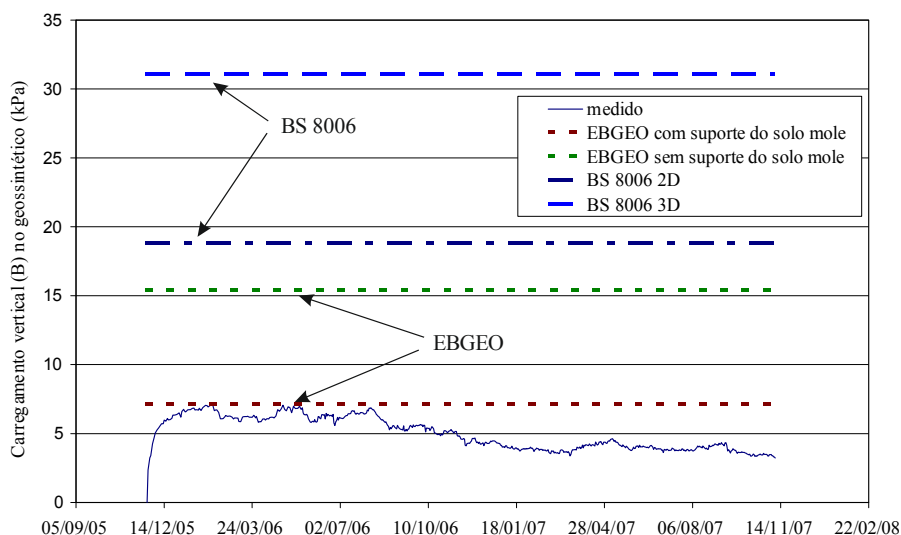


Figura 6.9 – Comparação entre os valores de carregamento vertical obtidos por cálculos de dimensionamento e instrumentação para o geossintético (adaptado de Van Eekelen *et al.*, 2008)

Pode verificar-se que na EBGEO (2011) a consideração de suporte do solo mole conduz a resultados muito similares aos obtidos na instrumentação do aterro, o que revela a importância de se considerar modelos de pré-dimensionamento que contabilizem este efeito nos seus cálculos, devido principalmente aos assentamentos que ocorreram por via de mobilização da resistência do solo de fundação entre os elementos de suporte.

Conforme referido, a BS 8006 (1995) considera a existência de efeito de arco completo. Contudo, conforme se pode verificar nos valores de instrumentação existiu carregamento no solo de fundação (cf. Figura 6.10). Os cálculos realizados segundo a EBGEO (2011) conduziram a valores inferiores aos registados no aterro. Esta diferença deveu-se à utilização de um módulo de reacção do solo de 554 kN/m^3 , obtido por via experimental em laboratório. A utilização de módulos de reacção superiores (entre 1000 a 1500 kN/m^3) conduziria a um bom ajustamento aos valores medidos no aterro (cf. Quadro 6.1).

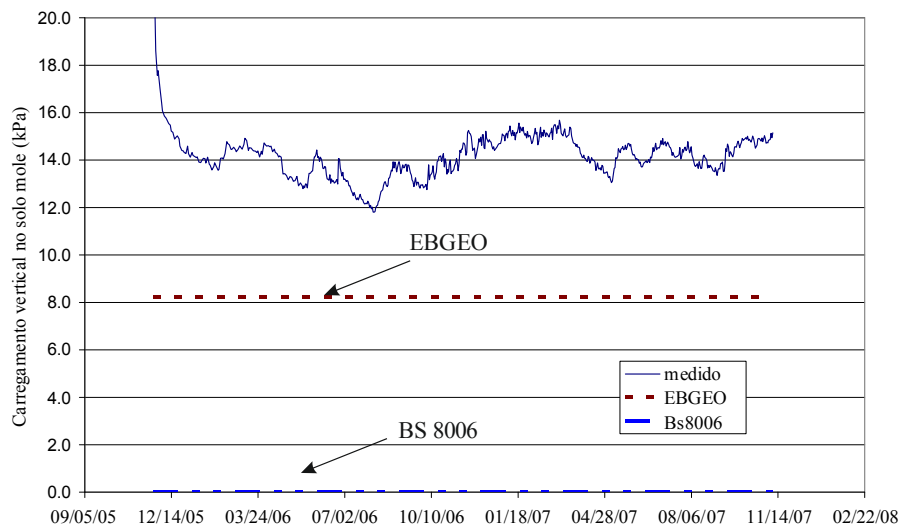


Figura 6.10 – Comparação entre os valores de carregamento vertical obtidos por cálculos de dimensionamento e instrumentação para o estrato argiloso (adaptado de Van Eekelen *et al.*, 2008)

Quadro 6.1 – Relação entre o módulo de reacção do solo e o carregamento vertical aplicado no solo (adaptado de Van Eekelen *et al.*, 2008)

| Módulo de reacção do solo | Previsão da tensão de tracção no geossintético, de acordo com a EBGEO (2011) | Carregamento vertical no geossintético (B) | | Carregamento vertical no solo mole (C) | |
|---------------------------|--|--|-------|--|-------|
| | | kPa | kN | kPa | kN |
| kN/m^3 | kN/m | | | | |
| 0 | 60,71 | 15,41 | 23,77 | 0,00 | 0,00 |
| 250 | 43,63 | 11,08 | 17,08 | 4,34 | 6,69 |
| 554 | 28,25 | 7,17 | 11,06 | 8,24 | 12,71 |
| 850 | 18,42 | 4,68 | 7,21 | 10,74 | 16,56 |
| 1150 | 12,33 | 3,13 | 4,83 | 12,28 | 18,94 |
| 1500 | 8,16 | 2,07 | 3,19 | 13,34 | 20,58 |

Face aos resultados acima ilustrados, em que as previsões baseadas no dimensionamento de acordo com a EBGEO (2011) conduziram a valores próximos dos observados na instrumentação, optou-se pelo método de pré-dimensionamento nela proposto, segundo a metodologia original de Zaeske (2001). No entanto, os cálculos que se irão apresentar referem-se apenas à verificação de segurança dos painéis de solo-cimento, não se considerando o dimensionamento do geossintético por não ser o objectivo deste trabalho.

6.5.1 Determinação da carga suportada pelos painéis de solo-cimento

O modelo de transferência de carga (cf. Figura 6.11 a) permite calcular a carga direccionada para o solo e para os painéis de solo-cimento, de acordo, respectivamente, com as equações 6.1 e 6.2 (EBGEO, 2011). Os cálculos que se seguem restringem-se à secção transversal do aterro, pois é a direcção com maior afastamento entre painéis. Nas equações 6.1, 6.2, 6.3 e 6.4 são apresentadas as expressões utilizadas no cálculo da tensão suportada no solo ($\sigma_{E,solo}$) e pelos painéis de solo-cimento ($\sigma_{E,painel}$). Os parâmetros utilizados nas equações supracitadas descrevem-se de seguida:

- rácio de tensão principal crítica (K_{crit});
- altura do arco (t). É igual a metade do afastamento dos painéis, entre eixos (s_x), caso a altura do aterro (H_{aterro}) seja superior a metade de s_x , o que acontece no caso de estudo apresentado, em ambas as disposições geométricas dos painéis $\left(t = \frac{s_x}{2}, se H_{aterro} \geq \frac{s_x}{2} \right)$;
- área de solo melhorado (A_c);
- área de influência (A_E);
- aos parâmetros λ_1 , λ_2 e χ não foi atribuída nenhuma designação (de acordo com a EBGEO, 2011).

Os dados utilizados e respectivos resultados apresentam-se no Quadro 6.2, sendo a disposição espacial dos painéis de solo-cimento ilustrada na Figura 6.11 b).

Os resultados obtidos permitem verificar que ao aumento de afastamento entre os painéis está associado um aumento de carga neles aplicada. O aumento de 10% de carga nos painéis de solo-cimento e de 63% no solo mole é elucidativo da importância do afastamento entre painéis na carga a eles transmitida. Como foi referido atrás, nos presentes cálculos não está contabilizado a acção no geossintético. No entanto convém salientar que o $\sigma_{E,solo}$ representa a carga que é mobilizada para o solo mole, havendo uma parcela que é absorvida pelo geossintéticos instalados.

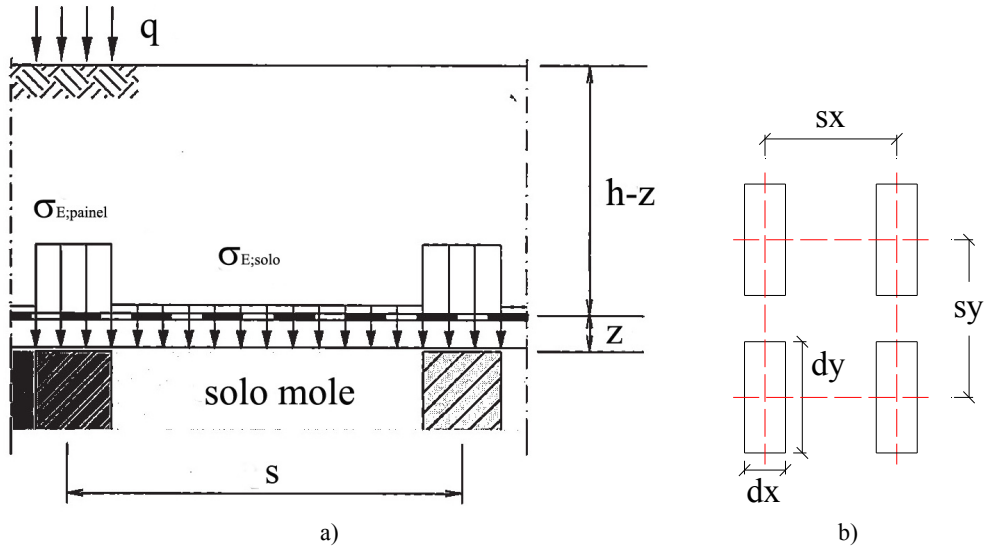


Figura 6.11 – Dimensionamento dos painéis de solo-cimento: a) mecanismo de transferência de carga (adaptado de Kempfert *et al.*, 2004); b) disposição espacial dos painéis

$$\sigma_{E;solo} = \lambda_1^z \cdot \left(\gamma_{aterro} + \frac{q}{H_{aterro}} \right) \cdot \left[H_{aterro} \cdot (\lambda_1 + t^2 \cdot \lambda_2)^{-z} + t \cdot \left[\left(\lambda_1 + \frac{t^2 \cdot \lambda_2}{4} \right)^{-z} - (\lambda_1 + t^2 \cdot \lambda_2)^{-z} \right] \right] \quad (6.1)$$

$$\sigma_{E;painel} = (\gamma_{aterro} \cdot H_{aterro} + q) \cdot \left(\frac{A_E}{A_C} \right) - \sigma_{E;solo} \cdot \left(\frac{A_E}{A_C} - 1 \right) \quad (6.2)$$

$$\chi = \frac{d_x \cdot (K_{crit} - 1)}{\lambda_2 \cdot s_x} \quad K_{crit} = \tan^2 \cdot \left[45^\circ + \frac{\phi'_{aterro}}{2} \right] \quad \lambda_1 = \frac{1}{8} \cdot (s_x - d_x)^2 \quad \lambda_2 = \frac{s_x^2 + 2 \cdot d_x \cdot s_x - d_x^2}{2 \cdot s_x^2} \quad (6.3)$$

$$t = \frac{s_x}{2} \quad A_E = s_x \cdot s_y \quad A_C = d_x \cdot d_y \quad (6.4)$$

Quadro 6.2 – Resultados obtidos na consideração de dois espaçamentos distintos entre painéis

| H _{aterro} (m) | γ _{aterro} (kN/m ³) | q (kPa) | s _x (m) | s _y (m) | d _x (m) | d _y (m) | σ _{E;painel} (kPa) | σ _{E;solo} (kPa) |
|----------------------------|---|------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------------------|------------------------------|
| 5 | 20 | 15 | 2,4 | 3,4 | 0,9 | 2,4 | 386,6 | 17,2 |
| | | | 2,9 | 3,4 | 0,9 | 2,4 | 425,1 | 28,0 |

Legenda: H_{aterro} – altura do aterro; γ_{aterro} – peso volumico do aterro; q – sobrecarga; s_x – distância entre eixos na direcção x; s_y – distância entre eixos na direcção y; d_x – largura do painel; d_y – comprimento do painel; σ_{E;painel} – tensão suportada pelo painel; σ_{E;solo} – tensão suportada pelo solo

6.5.2 Determinação da capacidade resistente do painel de solo-cimento

As equações 6.5, 6.6 e 6.7, utilizadas para determinar a resistência de colunas de *Dry Deep Soil Mixing*, foram citadas por Raju *et al.* (2004) e Arulrajah *et al.* (2009) no estudo elaborado em técnicas de melhoria de solos para construção de aterros. O cálculo da resistência dos painéis de so-

lo-cimento ($\sigma_{f;painel}$) baseia-se na resistência não drenada do painel ($s_{u;painel}$) e do solo ($s_{u:solo}$). A tensão horizontal (σ_h) corresponde ao cálculo da tensão vertical na base do aterro, com 50% do carregamento do aterro e coeficiente de impulso em repouso (K_0) unitário.

$$\sigma_{f;painel} = 2 \cdot s_{u;painel} + 3(\sigma_h + 5 \cdot s_{u:solo}) = 2 \cdot 550 + 3 \cdot [(0,5 \cdot 20 \cdot 5) \cdot 1 + 5 \cdot 20] = 1550 \text{ kPa} \quad (6.5)$$

Para efeitos de dimensionamento deve-se considerar o efeito da fluência nos painéis (cf. equação 6.6), ajustando o valor de resistência ($\sigma_{creep;painel}$) através de um parâmetro adimensional, m_c (cf. Quadro 6.3), dependente do tipo de solo. De acordo com Arulrajah *et al.* (2009), para assegurar que o assentamento dos painéis é inferior a 0,5% da profundidade da camada de solo, é aconselhável reduzir em 30% a tensão máxima admissível nas colunas. Assim na equação 6.7 apresenta-se a tensão máxima admissível ($\sigma_{R;painel}$) a aplicar nos painéis CSM.

Quadro 6.3 – Valores das constantes m_c (Raju *et al.*, 2004)

| Descrição do solo | m_c |
|----------------------|-----------|
| Silte argiloso | 0,8 – 0,9 |
| Argilosa siltosa | 0,8 |
| Argila | 0,7 – 0,8 |
| Argila orgânica | 0,6 – 0,7 |
| Turfa | 0,6 |
| Areia silto-argilosa | 0,9 |

$$\sigma_{creep;painel} = m_c \cdot \sigma_{f;painel} = 0,6 \cdot 1550 = 930 \text{ kPa} \quad (6.6)$$

$$\sigma_{R;painel} = 0,7 \cdot \sigma_{creep;painel} = 0,7 \cdot 930 = 651 \text{ kPa} \quad (6.7)$$

O factor de segurança (FS) corresponde ao quociente entre a resistência dos painéis de solo-cimento ($\sigma_{R;painel}$) e a tensão aplicada ($\sigma_{E;painel}$), conforme equação 6.8. No Quadro 6.4 resumem-se os resultados obtidos.

$$FS = \frac{\sigma_{R;painel}}{\sigma_{E;painel}} \quad (6.8)$$

Conforme esperado o factor de segurança foi superior para o caso de estudo em que os painéis de solo-cimento têm um menor afastamento. Ainda assim, para o afastamento de 2,9 m entre eixos o factor de segurança foi superior a 1,5.

Quadro 6.4 – Determinação do factor de segurança ao estado limite último de insuficiência de resistência

| H_{aterro} (m) | γ_{aterro} (kN/m ³) | $s_{u,\text{solo}}$ (kPa) | $s_{u,\text{painel}}$ (m) | s_x (m) | s_y (m) | $\sigma_{E,\text{painel}}$ (kPa) | $\sigma_{R,\text{painel}}$ (kPa) | FS |
|----------------------------|--|------------------------------|------------------------------|--------------|--------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------|
| 5 | 20 | 20 | 550 | 2,4 | 3,4 | 386,6 | 651 | 1,68 |
| | | | | 2,9 | 3,4 | 425,1 | 651 | 1,53 |

Legenda: H_{aterro} – altura do aterro; γ_{aterro} – peso volúmico do aterro; $s_{u,\text{solo}}$ – resistência ao corte não drenada do solo; $s_{u,\text{painel}}$ – resistência ao corte não drenada do painel; s_x – distância entre eixos na direcção x; s_y – distância entre eixos na direcção y; $\sigma_{E,\text{painel}}$ – tensão suportada pelo painel; $\sigma_{R,\text{painel}}$ – resistência do painel; FS – factor de segurança

6.6 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA POR MODELOS NUMÉRICOS

A verificação de segurança aos estados limites últimos (insuficiência de capacidade resistente de um painel isolado e de insuficiência de capacidade resistente de um grupo de painéis) foi efectuada por idealização de um modelo em elementos finitos, através do programa comercial Plaxis. As fases de cálculo, apresentadas no Quadro 6.5, tentam reproduzir o faseamento construtivo do aterro suportado por fundações indirectas.

Face à presença de solo com fracas características de resistência, considerou-se a existência duma plataforma de trabalho, constituída por uma camada de areia densa, para minimizar os assentamentos decorrentes dos trabalhos operacionais do equipamento.

Quadro 6.5 – Faseamento construtivo colocado no Plaxis

| Fase de cálculo | Tipo de cálculo | Duração (dias) | Tempo total (dias) | Descrição |
|-----------------|--|----------------|--------------------|---|
| 1 | Elastoplástico Drenado | 0 | 0 | Cálculo de equilíbrio do modelo, com o terreno de fundação, painéis de solo-cimento e plataforma de transferência de carga. |
| 2 | Consolidação elastoplástica Drenado, UM | 30 | 30 | Construção da 1ª camada de aterro (1 m) e da 2ª camada de aterro (2 m). Deslocamentos zerados. |
| 3 | Consolidação elastoplástica Drenado, UM | 20 | 50 | Colocação da 2ª camada de aterro (2 m). |
| 4 | Consolidação elastoplástica Drenado, UM | 720 | 770 | Consolidação durante 2 anos, simulando o tempo necessário para a conclusão da obra. |
| 5 | Elastoplástico Não drenado, UM | 0 | 770 | Introdução do carregamento rodoviário (15 kPa). |
| 6 | Consolidação elastoplástica Drenado, UM | 21900 | 22600 | Verificação do assentamento máximo, para o tempo de vida útil da obra (60 anos). |

Legenda: UM – malha actualizada (“updated mesh”)

6.6.1 Idealizações geométricas

De acordo com Satibi (2009) existem três formas distintas de modelar aterros fundados em pilares, através de modelos axissimétricos, modelos em estado plano de deformação e modelos tridimensionais. Descrevem-se de seguida as idealizações consideradas para a elaboração do modelo numérico.

Modelo axissimétrico

O modelo tridimensional do aterro suportado em pilares é transformado numa célula circular com a área igual ao pilar e permanecendo invariável a largura de referência da célula no solo. A Figura 6.12 ilustra a definição duma coluna equivalente a um pegão quadrado, de modo a estimar o recurso a um modelo axissimétrico. Na bibliografia este modelo é denominado por célula unitária.

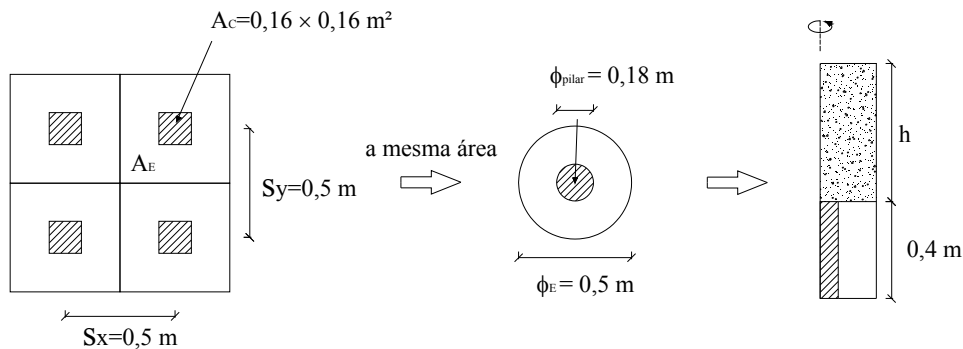


Figura 6.12 - Modelo axissimétrico (adaptado de Satibi, 2009)

Modelo em estado plano de deformação

De acordo com Bergado e Long (1994), o modelo tridimensional de uma malha de pilares pode ser transformado numa parede contínua com uma espessura equivalente (t_{eq}). A espessura da parede contínua é calculada com base no conceito de rácio de área melhorada, que é obtido a partir da proporção entre a área do pilar (A_c) e a área do solo (A_E), sendo o rácio mantido constante. Na Figura 6.13 ilustra-se esta consideração, com a descrição do rácio na equação 6.9.

$$\frac{A_c}{A_E} = \frac{0,16 \cdot 0,16}{0,50 \cdot 0,50} = 0,102 \Rightarrow 0,102 = \frac{t_{eq} \cdot s_y}{s_x \cdot s_y} = \frac{t_{eq} \cdot l}{0,50 \cdot l} \Rightarrow t_{eq} = 0,051m \quad (6.9)$$

Ao invés da diminuição de espessura do pilar, a malha tridimensional de pilares pode ser transformada numa parede contínua numa condição de deformação plana se for assumida uma rigidez da parede equivalente. Neste método a largura da parede é igual à do pilar original, como se pode ver na Figura 6.14. A rigidez equivalente da parede (E_{eq}) é calculada através da homogeneização do pilar e do solo, como se pode verificar na equação 6.10.

$$E_{eq} = \frac{E_c \cdot A_c + E_s \cdot (A_p - A_c)}{A_p} \quad (6.10)$$

As grandezas E_c , E_s e A_p são, respectivamente, a rigidez do pilar, a rigidez do solo de fundação e a área da parede. Convém referir que o rácio de área melhorada neste caso é superior, pois no estado plano de deformação a área da parede é superior ao s_y do pilar original.

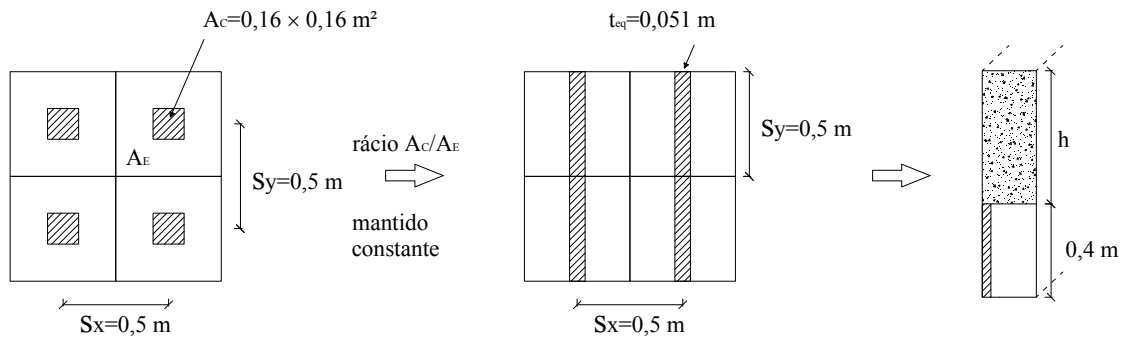


Figura 6.13 – Modelo de estado plano de deformação – diminuição de espessura (adaptado de Satibi, 2009)

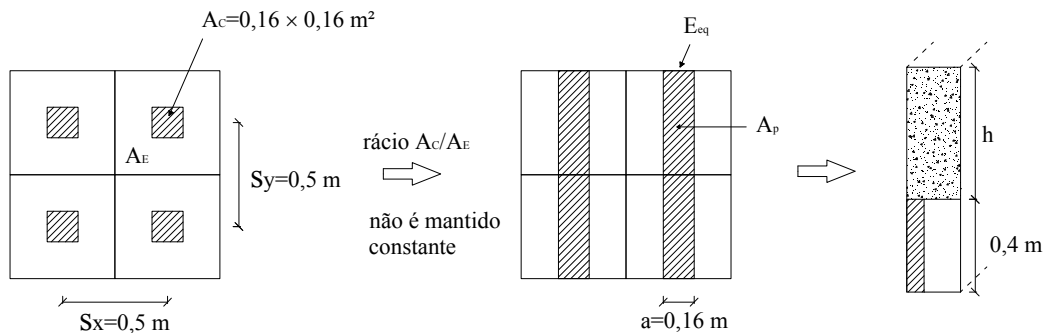


Figura 6.14 – Modelo de estado plano de deformação – diminuição do módulo de deformabilidade (adaptado de Satibi, 2009)

Modelo tridimensional

Idealmente um problema tridimensional é analisado num programa de cálculo tridimensional (cf. Figura 6.15). No entanto o poder computacional exigido é substancialmente superior ao de um programa em duas dimensões.

No âmbito da presente dissertação foi utilizado o Plaxis 2D que permite elaborar modelos em estado plano de deformação ou axissimétrico. Para ter em conta o efeito tridimensional do caso de estudo apresentado neste Capítulo, os painéis de solo-cimento foram idealizados com redução do módulo de deformabilidade, através da consideração da equação 6.10.

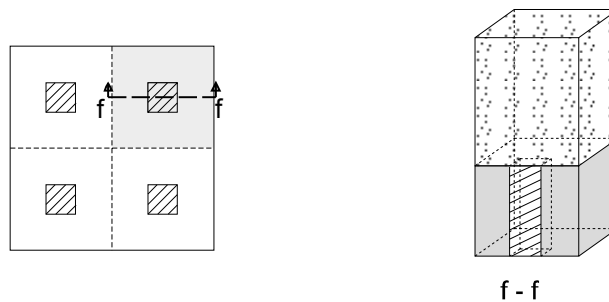


Figura 6.15 – Modelo tridimensional (Satibi, 2009)

6.6.2 Características do modelo

Conforme referido nas secções anteriores, na idealização do caso de estudo apresentado foi utilizado o programa de elementos finitos Plaxis. Os cálculos foram realizados considerando o modelo com estado plano de deformação, recorrendo a elementos triangulares de 15 pontos nodais. Para ter em conta o efeito tridimensional do caso de estudo apresentado neste Capítulo, os painéis de solo-cimento foram idealizados com redução do módulo de deformabilidade, através da consideração da equação 6.10. A simetria admitida do modelo em torno do eixo central do aterro, possibilita modelar apenas metade da sua geometria (cf. Figura 6.16).

O funcionamento do geossintético implica que existam deformações (através do carregamento vertical imposto pelo aterro) para mobilizar a resistência à tracção deste elemento. Para atentar a essa condição foi utilizada o parâmetro de actualização de malha, disponível no Plaxis. No modelo elaborado no Plaxis, foram utilizadas duas camadas de geossintético, espaçadas de 15 cm, com modelo constitutivo linear elástico. Foi atribuída a rigidez axial (EA) de 1000 kN/m.

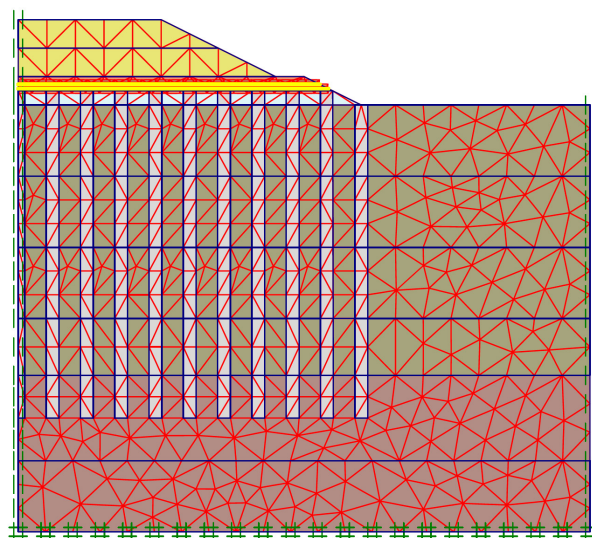


Figura 6.16 – Representação do modelo no Plaxis

Usualmente em problemas desta índole são utilizados elementos de interface para simular as descontinuidades entre o solo, geossintético e elementos de fundação. Os elementos de interface têm, também, como objectivo evitar a existência de pontos de singularidade de tensões e reduzir a dependência do comportamento estrutural ao refinamento da malha (Van Langen, 1991; Wehnert e Vermeer, 2004; Satibi, 2009). No entanto, no presente caso de estudo não foram utilizados estes elementos pelas razões que se apresentam de seguida:

- i) painel de solo-cimento – o elemento de interface não foi considerado pois o processo construtivo utilizado, através de *Cutter Soil Mixing* que mistura o solo com cimento, permitiu a criação de uma estrutura totalmente solidária com o solo mole. Esta abordagem foi também utilizada por Tschuchnigg e Schweiger (2008) na modelação de colunas de *jet grouting*.
- ii) solo-geossintético – no caso de a interacção entre o solo e geossintético ser rígida, de acordo com Waterman (2006), pode evitar-se a utilização de elementos de interface. Para efeitos de modelo considerou-se que o material utilizado no aterro era constituído por partículas com a mesma dimensão da malha do geossintético, permitindo um comportamento solidário entre o solo e o geossintético.

Condições de fronteira

O modelo tem o movimento restringido na sua base, nas direcções vertical e horizontal (cf. Figura 6.16), ao que passo nas fronteiras laterais o movimento está restringido horizontalmente. Para simular as condições de simetria e de *free-field* do modelo foram colocadas fronteiras de consolidação fechada (cf. Figura 6.17). Estas fronteiras permitem simular a existência de excesso de pressão intersticial nos pontos nodais localizados nos limites inferiores e laterais do modelo, *i.e.* impede o fluxo através das fronteiras, devido à baixa permeabilidade do lodo argiloso e da argila sobreconsolidada.

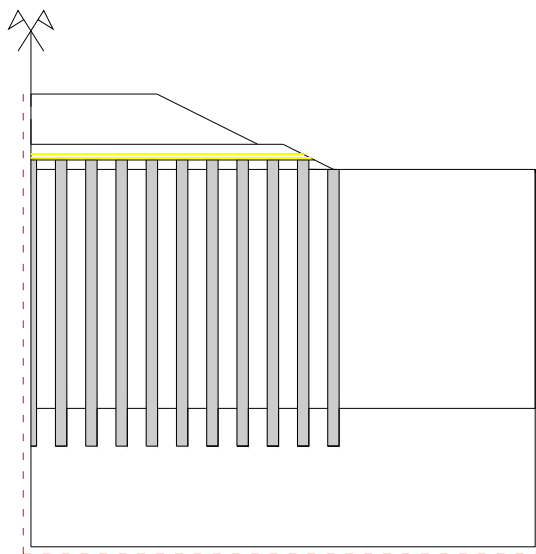


Figura 6.17 – Fronteiras de consolidação fechada utilizadas no modelo de elementos finitos

Modelos constitutivos adoptados

O caso de estudo apresentado representa uma análise de sensibilidade à resistência e funcionalidade capacidades dos painéis de solo-cimento. Devido a tratar-se de um caso hipotético optou-se pela consideração de um modelo relativamente pouco sofisticado como o modelo de comportamento *Mohr-Coulomb* para caracterizar os geomateriais que não o solo mole original.

O modelo de *Mohr-Coulomb* é um modelo elástico perfeitamente plástico definido por cinco parâmetros: módulo de deformabilidade (E), coeficiente de poisson (ν), coesão efectiva (c'), ângulo de atrito interno (ϕ') e ângulo de dilatância (ψ).

Para a argila mole, o solo *in situ* com código 4, optou-se pelo modelo *Soft Soil* que é um modelo do tipo *Cam-Clay* recomendado para situações onde exista compressão primária de argilas normalmente, ou ligeiramente, sobreconsolidadas. As principais características deste modelo são: i) rigidez variável em função do nível de tensão; ii) distinção entre carregamento primário e os de descarga/recarga; iii) possibilidade de consideração de tensão de pré-consolidação; iv) critério de rotura de acordo com o modelo de *Mohr-Coulomb*. Na utilização deste modelo é necessário definir os seguintes parâmetros: índice de compressibilidade modificado (λ^*), índice de descompressão/recompressão modificado (κ^*), coesão efectiva (c'), ângulo de atrito interno (ϕ') e ângulo de dilatância (ψ) (Plaxis, 2002).

Ambos os coeficientes λ^* e κ^* diferem dos coeficientes λ e κ usados por Burland (1965) uma vez que a variação logarítmica da tensão média (p') é relacionada com a deformação volumétrica (ε_{vol}) e não com o índice de vazios (e). No entanto, a relação λ^*/κ^* é igual à relação λ/κ de Burland (Plaxis, 2002).

Parâmetros considerados nos modelos constitutivos

Os parâmetros utilizados no modelo numérico encontram-se dispostos no Quadro 6.6. No entanto por forma a ter em conta os efeitos tridimensionais, os painéis de solo-cimento foram modelados com um módulo de deformabilidade equivalente (E_{eq}) de 706 MPa (cf. equação 6.11).

$$E_{eq} = \frac{E_c \cdot A_c + E_s \cdot (A_p - A_c)}{A_p} \Leftrightarrow E_{eq} = \frac{1000 \cdot (2,4 \cdot 0,9) + 1 \cdot (3,4 \cdot 0,9 - 2,4 \cdot 0,9)}{3,4 \cdot 0,9} = 706,2 \text{ MPa} \quad (6.11)$$

No manual do Plaxis existe a recomendação de se utilizar um valor de coesão efectiva superior a 0,2 kPa para serem evitados erros numéricos. Nos cálculos realizados foi introduzido o valor de 1 kPa para os geomateriais indicados com coesão efectiva nula no Quadro 6.6.

Quadro 6.6 – Parâmetros utilizados na caracterização da obra geotécnica

| Código | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|--|---------|---------|--------------------|--------------------|-------------------------|---------------------|
| Descrição | aterro | aterro | areia | lodo argiloso | argila sobreconsolidada | solo-cimento |
| Modelo constitutivo | M-C | M-C | M-C | SS | M-C | M-C |
| Modelo de comportamento | Drenado | Drenado | Drenado | Não drenado | Não drenado | Não drenado |
| γ_{unsat} (kN/m ³) | 20,0 | 20,0 | 17,0 | - | - | - |
| γ_{sat} (kN/m ³) | - | - | - | 14,5 | 19,0 | 15,5 |
| k_h (m/s) | 1 | 1 | 6×10^{-6} | 1×10^{-9} | 1×10^{-11} | 1×10^{-10} |
| k_v (m/s) | 1 | 1 | 6×10^{-6} | 1×10^{-9} | 1×10^{-11} | 1×10^{-10} |
| E (MPa) | 40 | 45 | 120 | 1 | 60 | 1000 |
| ν | 0,35 | 0,35 | 0,35 | 0,49 | 0,49 | 0,49 |
| c' (kPa) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 301 |
| ϕ' (°) | 38 | 39 | 38 | 21 | 35 | 35 |
| ψ (°) | 0 | 0 | 8 | 0 | 5 | 0 |
| s_u (kPa) | - | - | - | 20 | 120 | 550 |
| λ^* | - | - | - | 0,15 | - | - |
| κ^* | - | - | - | 0,028 | - | - |
| OCR | - | - | - | 1 | - | - |

Legenda: M-C – Mohr-Coulomb; SS – Soft Soil; γ_{unsat} – peso volumico acima do nível freático; γ_{sat} – peso volumico abaixo do nível freático; k_h – coeficiente de permeabilidade horizontal; k_v – coeficiente de permeabilidade vertical; E – módulo de Young; ν – coeficiente de poisson; c' – coesão efectiva; ϕ' – ângulo de atrito interno; ψ – ângulo de dilatância; s_u – resistência ao corte não drenada; λ^* – coeficiente de compressibilidade modificado; κ^* – coeficiente de recompressibilidade/compressibilidade modificado; OCR – grau de sobreconsolidação

6.6.3 Análise de resultados

Na presente secção a análise dos resultados obtidos por análise numérica incide no comportamento geomecânico do aterro reforçado com painéis de solo-cimento, através da análise tensão-deformação do carregamento. Os resultados que se apresentam de seguida são repartidos em caracterização dos deslocamentos verticais e tensões verticais com respectiva evolução no tempo. Os dois casos de estu-

do, os painéis de solo-cimento com afastamento entre eixos de 2,4 m (11 painéis) e 2,9 m (9 painéis), são identificados, respectivamente por SC001 e SC002.

Para se analisar o comportamento da estrutura ao longo do faseamento construtivo foram definidos pontos nodais para consulta de histórias de resultados, conforme representado na Figura 6.18.

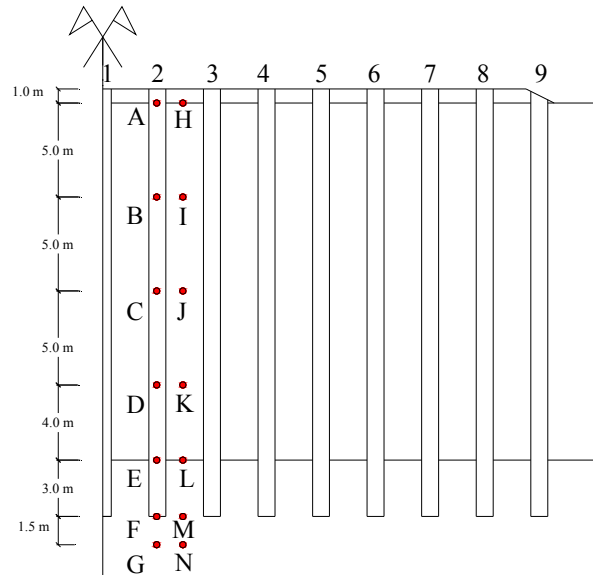


Figura 6.18 – Representação dos pontos nodais para consulta de histórias

Deslocamentos verticais

Como seria de esperar, o afastamento dos painéis de solo-cimento condicionou os deslocamentos verticais na base do aterro (cf. Figura 6.19 a). Os deslocamentos máximos, na base do aterro, foram de 19,0 mm para o cálculo SC001 e 65,8 mm para o cálculo SC002. Esta diferença não é tão evidente à profundidade de 10 m, onde os deslocamentos verticais são muito próximos em ambas as situações (cf. Figura 6.19 b). Os deslocamentos máximos observados correspondem às zonas de solo não melhorado existindo um decréscimo significativo nas zonas dos painéis. Este decréscimo é mais acentuado no cálculo SC002 devido à maior distância entre painéis relativamente ao cálculo SC001.

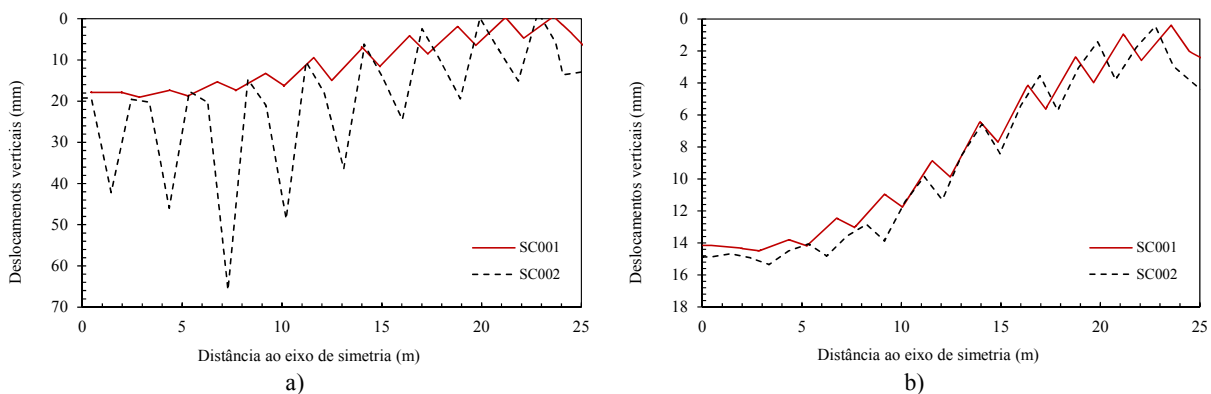


Figura 6.19 – Deslocamentos verticais para os casos de cálculo SC001 e SC002, no final da fase de cálculo 6: a) base do aterro; b) 10 m de profundidade

Na análise dos pontos de história do painel 2 (cf. Figura 6.20) pode verificar-se que existe um comportamento idêntico em ambos os casos de cálculo, sendo que o deslocamento vertical máximo ocorre no topo do painel e o mínimo na base do painel. Nos pontos de história localizados no solo mole, conforme representado na Figura 6.21, existe uma diferença notória entre o cálculo SC001 e SC002. Esta diferença deve-se, principalmente, à desigualdade de carregamento suportado pelo solo mole decorrente das distintas distâncias entre painéis, nos dois casos de cálculo. Em profundidade observa-se que existe uma atenuação dos deslocamentos tal como acontece nos painéis de solo-cimento. Até à construção da última camada de aterro (50 dias, fase de cálculo 3) verifica-se um aumento acentuado de deslocamentos verticais. Destaca-se aos 770 dias (fase de cálculo 5), devido à aplicação de sobrecarga rodoviária (15 kPa), o incremento de deslocamentos verticais.

A análise das Figuras 6.20 e 6.21 permite identificar a mobilização de deslocamentos verticais “imediatos”, devido aos carregamentos impostos (*i.e.* construção do aterro e aplicação de sobrecarga), e dos deslocamentos verticais diferidos no tempo, devido ao processo de consolidação. No final da fase de cálculo 6 é possível verificar que as curvas tendem a tornar-se horizontais, indicativo do final do processo de consolidação.

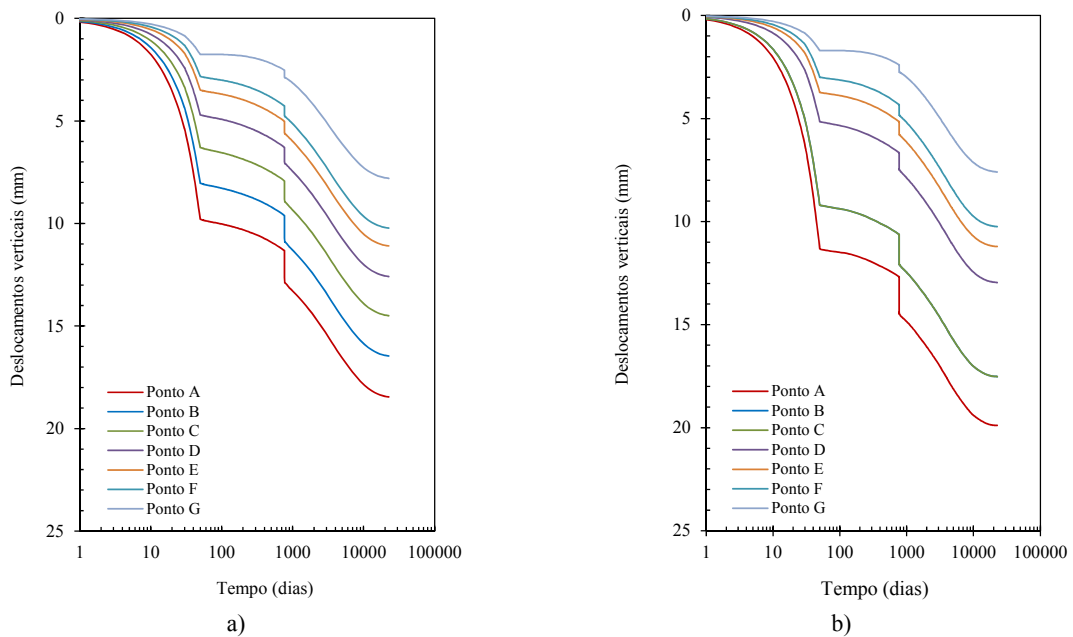


Figura 6.20 – Deslocamentos verticais nos diversos pontos de história do painel 2, ao longo do tempo: a) SC001; b) SC002

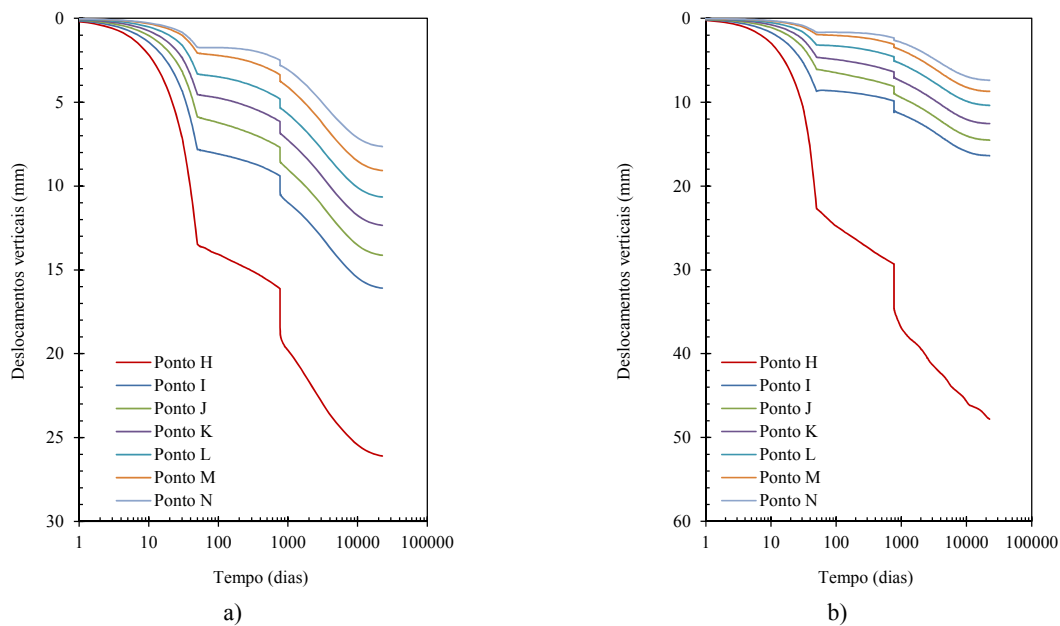


Figura 6.21 – Deslocamentos verticais nos diversos pontos de história do solo localizado entre o painel 2 e o painel 3: a) cálculo SC001; b) cálculo SC002

A análise dos painéis, através de pontos de história situados aos 10 m de profundidade, indicou uma diminuição de deslocamentos verticais em função do aumento da distância ao eixo de simetria culminando numa situação de empolamento nos painéis mais afastados, respectivamente os painéis 10 e 11, para o cálculo SC001, e os painéis 8 e 9, para o cálculo SC002 (cf. Figura 6.22). Esta situação ocorreu aquando da construção da última camada de aterro (fase de cálculo 3), tendendo a inverter-se durante o processo de consolidação.

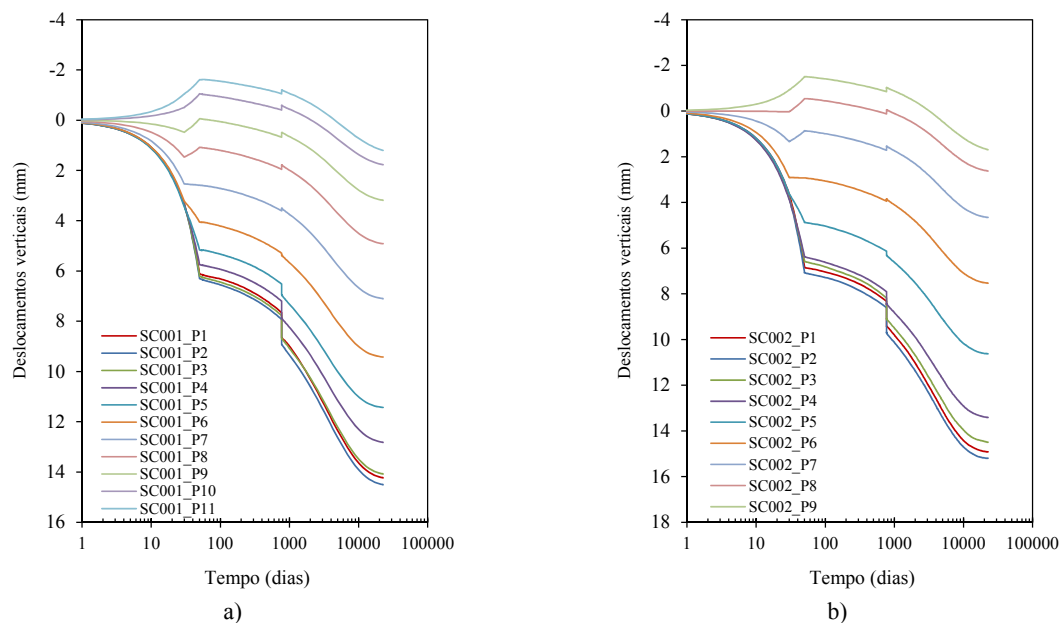


Figura 6.22 – Deslocamentos verticais nos painéis de solo-cimento, aos 10 m de profundidade: a) cálculo SC001; b) cálculo SC002

Os deslocamentos horizontais, apresentados nas Figuras 6.23 e 6.24, mostram que os painéis de solo-cimento apresentam deformações laterais de flexão (encurvadura), adicionais aos efeitos principais por compressão, com amplitude crescente com a distância ao eixo de simetria. A encurvadura causa extensão de alongamento na face interior do painel que conduz à mobilização de tensões de tracção no solo-cimento. No entanto, a adição algébrica da extensão por encurvadura com o encurtamento por compressão traduz-se numa extensão de alongamento de pequena amplitude, que se expressa num reduzido efeito de tracção, a que o solo-cimento consegue resistir por efeito da resistência à tracção neste tipo de misturas.

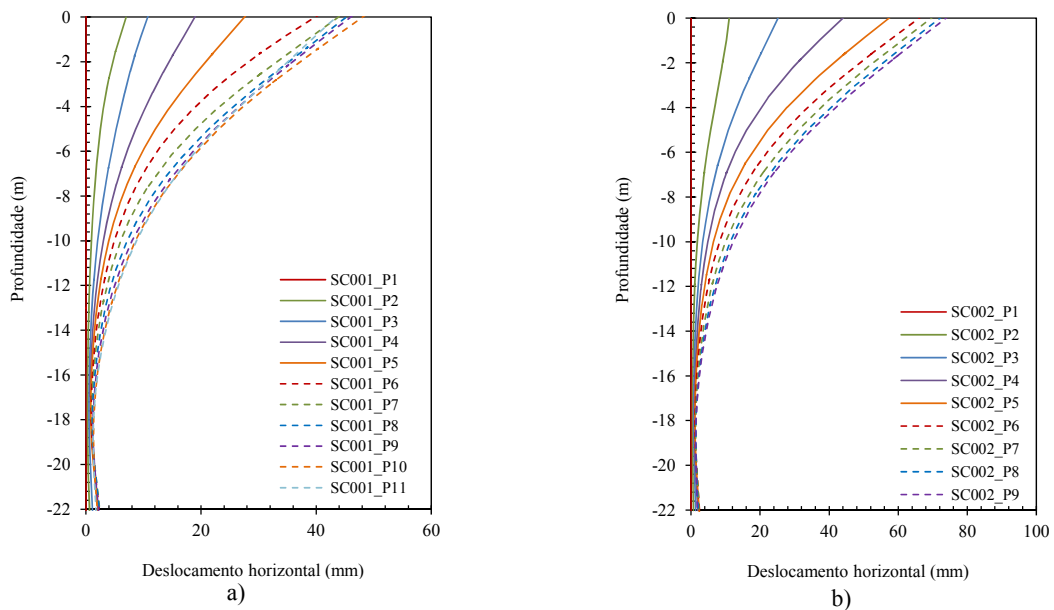


Figura 6.23 – Deslocamentos horizontais, medidos em profundidade, no final da fase de cálculo 6: a) cálculo SC001; b) cálculo SC002

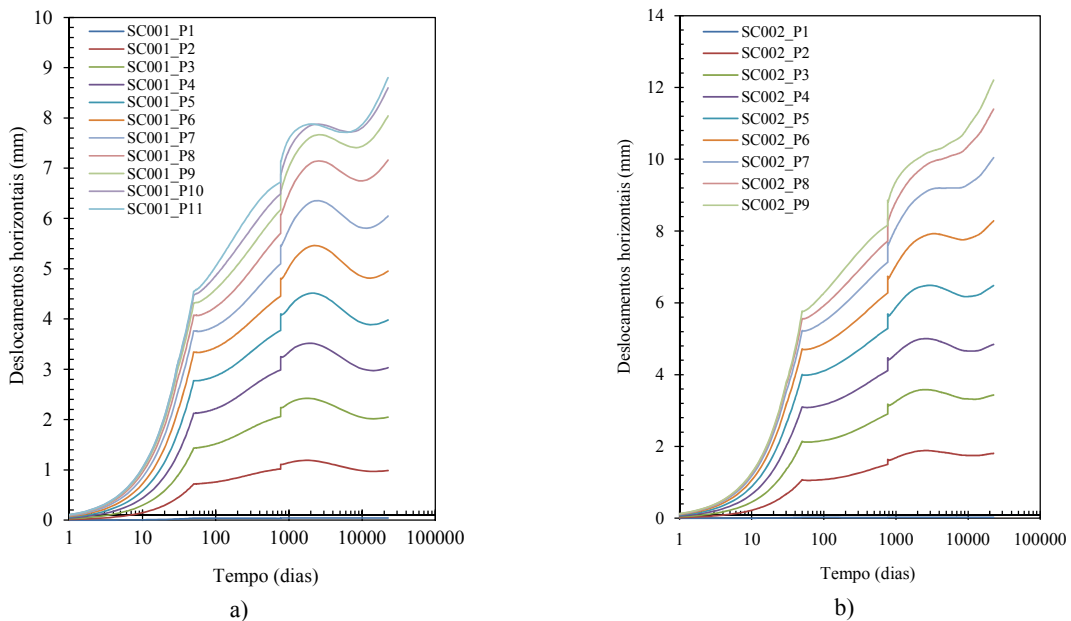


Figura 6.24 – Deslocamentos horizontais nos painéis de solo-cimento, nos pontos nodais localizados aos 10 m de profundidade: a) cálculo SC001; b) cálculo SC002

Ao longo do faseamento construtivo verificou-se que até à fase de cálculo 3 (70 dias) os deslocamentos horizontais aumentaram significativamente, devido sobretudo ao aumento repentino dos deslocamentos verticais, ocorridos até essa fase, coincidentes com a construção do aterro. O aumento com menor amplitude dos deslocamentos horizontais nas restantes fases de cálculo está relacionado com a redução dos deslocamentos verticais.

Tensões verticais

O funcionamento da plataforma de transferência de carga é fundamental para o adequado comportamento estrutural do aterro. Desse ponto de vista, na estrutura analisada o efeito de arco foi mobilizado na sua quase totalidade como se pode observar na Figura 6.25 a). O carregamento aplicado nos painéis de solo-cimento foi de 417 kPa e 507 kPa, respectivamente para os casos de cálculo SC001 e SC002) sendo superior ao da tensão calculada através de métodos empíricos, descrito na secção 6.5.1 (387 kPa e 425 kPa). Aos 10m de profundidade (cf. Figura 6.25 b) o carregamento máximo foi de 406 kPa (SC001) e 509 kPa (SC002).

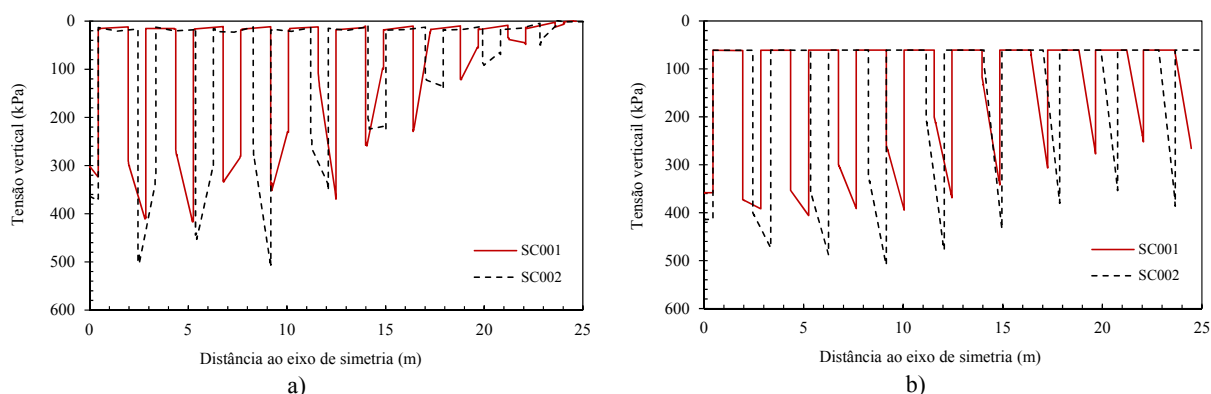


Figura 6.25 – Medição das tensões verticais no final da fase de cálculo 6: a) base do aterro; b) 10m de profundidade

Na Figura 6.26 apresenta-se a evolução da tensão vertical em função do tempo de construção e de serviço da obra, para ambos os casos de cálculo. As observações apresentadas anteriormente coincidem com a evolução da tensão vertical, onde se regista um acréscimo bastante significativo até aos 70 dias de cálculo (fase 3), com novo acréscimo aquando da aplicação da sobrecarga rodoviária (fase 5, 770 dias).

Nos pontos de história localizados no solo (cf. Figura 6.27) verificou-se que o carregamento correspondeu ao efeito geo-estático adicional do proveniente do aterro, que não foi conduzido para os painéis. De assinalar que o ponto na base do aterro registou uma diminuição de tensão vertical aplicada, coincidente com a construção do aterro. Conforme foi anteriormente, o efeito de arco desenvolve-se como resultado dos assentamentos diferenciais entre o solo e os painéis de solo-cimento. Com a

construção do aterro existiu um aumento significativo nos deslocamentos verticais no solo mole, que conduziu à mobilização do efeito de arco e consequente alívio de tensões no solo mole. Contrariamente, nos pontos de história localizados às cotas de 22 m e 23,5 m existiu um aumento de tensão vertical. Deveu-se sobretudo à tensão vertical proveniente dos painéis de solo-cimento.

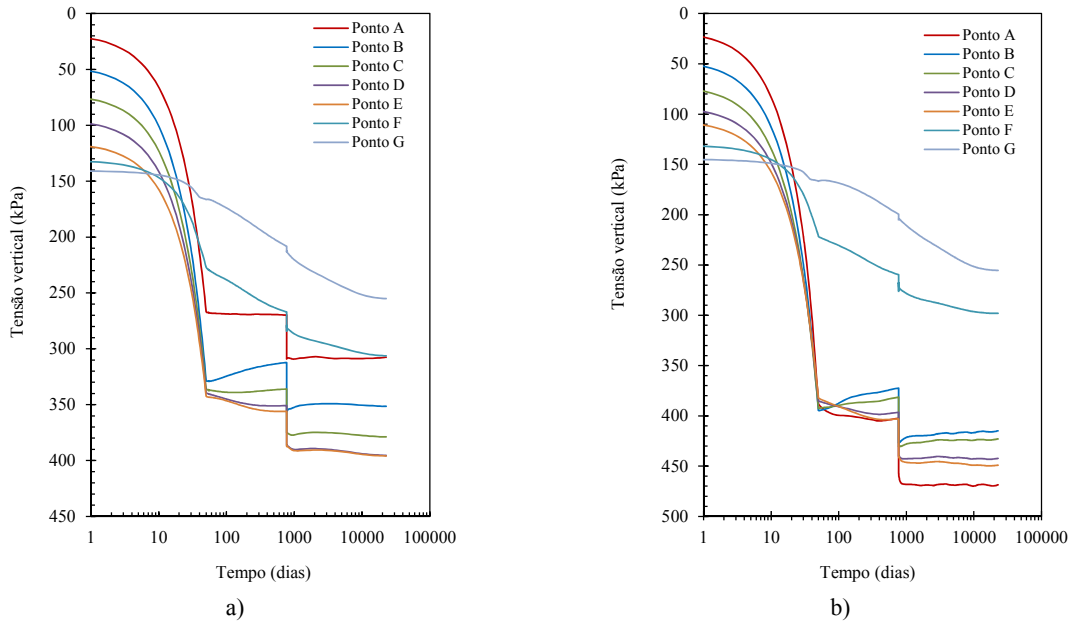


Figura 6.26 – Tensões verticais nos diversos pontos de história no painel 2:
a) cálculo SC001; b) cálculo SC002

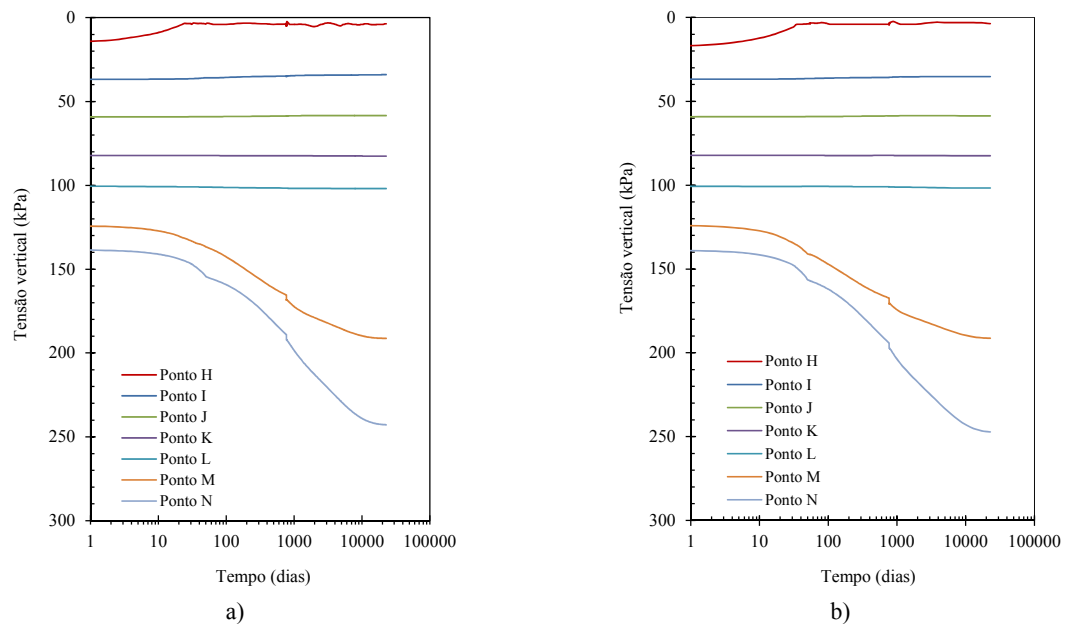


Figura 6.27 – Tensões verticais nos diversos pontos de história do solo localizado entre o painel 2 e o painel 3:
a) cálculo SC001; b) cálculo SC001

Na análise da história de tensões nos diversos painéis verificou-se que existiu uma diminuição de tensão vertical com a distância ao eixo de simetria (cf. Figura 6.28), devido ao decréscimo do peso

aplicado nos painéis, em virtude da geometria do aterro. Esta situação está em plena concordância com a diminuição de deslocamentos verticais observada anteriormente. A análise das Figuras 6.28 a) e b) indicam que os painéis centrais são sujeitos a maior carregamento, sendo que nos periféricos a amplitude do carregamento é muito inferior. Conclui-se que em virtude do baixo carregamento suportado pelos painéis com maior distância ao eixo de simetria, poder-se-ia otimizar a disposição geométrica destes painéis, aumentando o seu afastamento. No entanto, essa alteração poderia conduzir a um incremento nos deslocamentos verticais, com consequências previsíveis negativas no comportamento estrutural do conjunto aterro-painéis. A conclusão supracitada deve ser, por isso, alvo de estudos futuros.

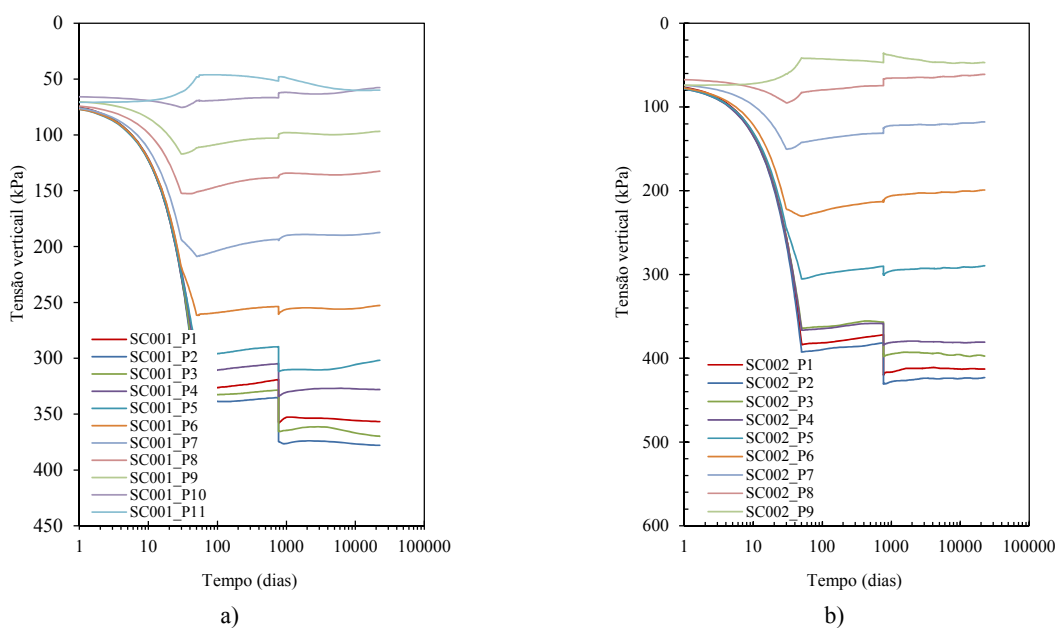


Figura 6.28 – Evolução da tensão vertical ao longo do tempo em painéis diversos, nos pontos nodais localizados aos 10 m de profundidade: a) cálculo SC001; b) cálculo SC002

No final da fase de cálculo 6 verifica-se que os painéis de solo-cimento mais afastados do eixo de simetria apresentaram plastificação de algumas secções (cf. Figura 6.29), ainda que tenham conseguido acomodar as cargas verticais provenientes do aterro. Na Figura 6.29 podem-se observar três tipos de pontos plásticos que se descrevem de seguida:

- ponto plástico vermelho – indica que a tensão atingiu a superfície de cedência do modelo constitutivo de Mohr-Coulomb.
- ponto plástico azul – representa um ponto normalmente consolidado, onde a tensão de pré-consolidação é igual ao estado de tensão actuante.
- ponto plástico branco – indica que o limite, imposto no Plaxis, de resistência à tracção foi atingido.

Nos painéis de solo-cimento observou-se, principalmente a existência de pontos plásticos vermelhos, o que indica plastificação devido aos efeitos de compressão, verificados principalmente nos pai-

neis com maior distância ao eixo de simetria. Esta ocorrência nos painéis com maior afastamento ao eixo de simetria não deve ser desprezada, pois apesar de estes painéis suportarem menor carga comparativamente com os restantes, devido à conjugação algébrica dos deslocamentos horizontais com os deslocamentos verticais atingiram a superfície de cedência do modelo constitutivo de *Mohr-Coulomb*. A inexistência de pontos brancos nos painéis de solo-cimento permite aferir que os efeitos de tracção existentes foram de amplitude inferior à resistência à tracção do solo-cimento.

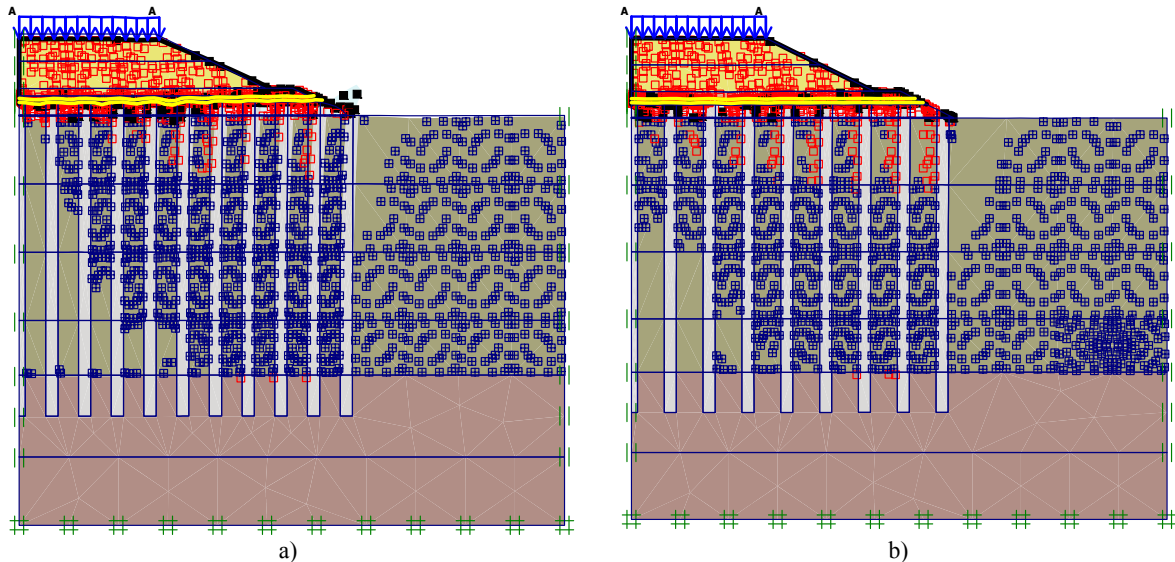


Figura 6.29 – Visualização das zonas com plastificação (pontos vermelhos), no final da fase de cálculo 6: a) cálculo SC001; b) cálculo SC002

Os resultados apresentados permitem concluir que a tensão vertical aplicada nos painéis de solo-cimento é decrescente em função da distância ao eixo de simetria. Também o efeito de arco foi mobilizado, pois as tensões aplicadas no solo deveram-se, quase exclusivamente, ao peso próprio. A comparação entre o factor de segurança medido através de métodos empíricos e numéricos apresentou diferenças. Na análise por métodos empíricos, o factor de segurança foi superior a 1,5 em ambos os casos de cálculo, não sucedendo semelhante situação na análise numérica onde o cálculo SC002 apresentou um factor de segurança inferior a 1,5 (cf. Quadro 6.7).

Quadro 6.7 – Comparação dos factores de segurança obtidos na análise empírica e numérica

| Descrição | Método empírico | | | Método numérico | |
|-----------|------------------------------|------------------------------|------|------------------------------|------|
| | $\sigma_{R;painel}$ (kPa) | $\sigma_{E;painel}$ (kPa) | FS | $\sigma_{E;painel}$ (kPa) | FS |
| SC001 | 651 | 386,6 | 1,68 | 416,7 | 1,56 |
| SC002 | 651 | 425,1 | 1,53 | 506,9 | 1,28 |

Legenda: $\sigma_{R;painel}$ – resistência do painel; $\sigma_{E;painel}$ – tensão suportada pelo painel; FS – factor de segurança

6.7 ANÁLISE DE ESTABILIDADE POR EQUILÍBRIO LIMITE

A análise de estabilidade global do perfil transversal apresentado foi efectuada recorrendo ao programa de cálculo automático Slide. Este programa é utilizado para determinar a estabilidade por equilíbrio limite de taludes, onde são analisadas diversas superfícies de deslizamento (em geral de directriz circular) para ser aferido o factor de segurança global mais baixo. A análise foi efectuada em condições não drenadas. Apesar de o processo de consolidação que ocorre durante o faseamento construtivo conduzir ao melhoramento das propriedades mecânicas do solo mole (código 4), no modelo foi apenas aplicado o s_u inicial, o que significa que os resultados apresentados são por defeito relativamente a um modelo que tivesse em consideração o incremento de s_u em profundidade e ao longo do faseamento construtivo. A execução de painéis de solo-cimento conduziu a um factor de segurança global da estrutura, com o valor de 1,548 (cf. Figura 6.30 a), para ambos os casos de cálculo (SC001 e SC002), ainda que a distância entre painéis de solo-cimento não seja idêntica nos casos de cálculo analisados. Em comparação com o caso do aterro sem reforço do solo de fundação (cf. Figura 6.30 b), em que o factor de segurança global foi de 0,904, verifica-se que a inclusão dos painéis de solo-cimento aumentou substancialmente o factor de segurança, com a superfície de deslizamento a restringir-se à camada superior do corpo do aterro.

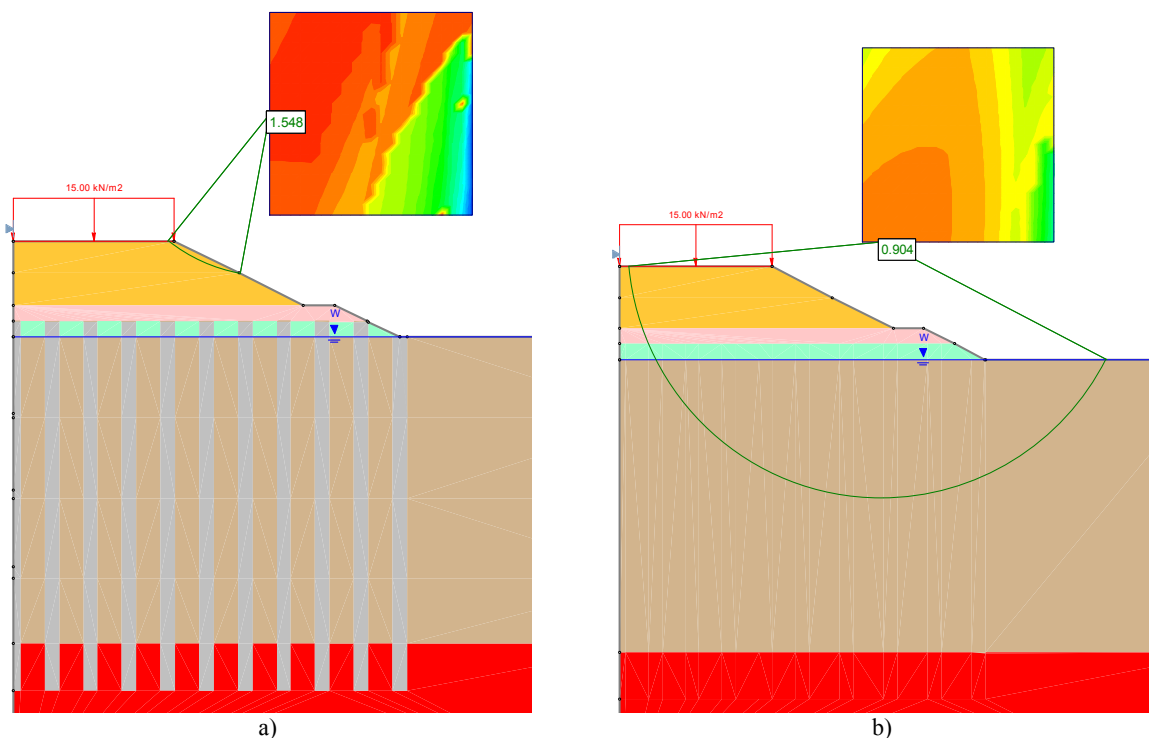


Figura 6.30 – Análise de estabilidade por equilíbrio limite do aterro, pelo método de Bishop: a) caso de cálculo SC001; b) cálculo sem reforço do solo de fundação

6.8 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA EM PAINÉIS CSM COM ZONAS DE FRAQUEZA

Os painéis teste realizados (cf. secção 5.2) indicaram zonas de fraqueza por mistura inadequada do cimento com o solo *in situ*, salientado a problemática do controlo de qualidade (cf. capítulo 4) necessário para despistar a ocorrência destes fenómenos. Na bibliografia consultada (Swedish Geotechnical Society, 1997) são feitas referências à necessidade de os projectistas geotécnicos anteverem a consequência de poderem existir colunas de *deep mixing* com parâmetros geotécnicos inferiores às restantes, por execução inapropriada. O cálculo apresentado nesta secção procura corresponder a esta recomendação. Foram considerados dois tipos de fraqueza: uma significativa (60% do módulo de Young) e outra severa (redução de 40%). Na Figura 6.31 ilustra-se a aplicação das zonas de fraqueza nos dois casos de cálculo (SC003 – 11 painéis; SC004 – 9 painéis).

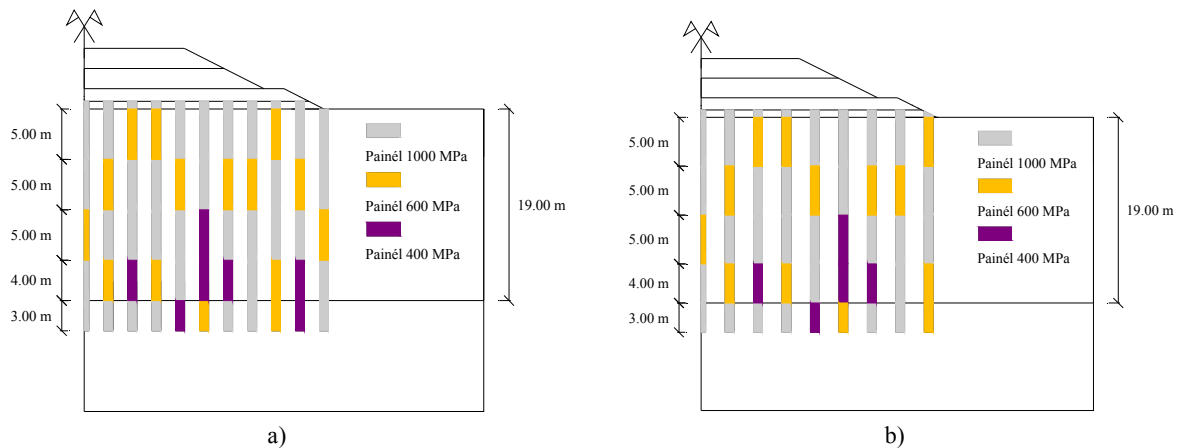


Figura 6.31 – Modelo com zonas de solo-cimento de propriedades geomecânicas reduzidas:
a) cálculo SC003; b) cálculo SC004

Nas secções seguintes procurar-se-á apresentar a metodologia utilizada para determinar os parâmetros geomecânicos das secções com fraqueza e os resultados obtidos no modelo em elementos finitos.

6.8.1 Determinação dos parâmetros geomecânicos

De forma a se obterem as propriedades geomecânicas das secções com redução do módulo de deformabilidade, especificamente o ângulo de atrito interno e a coesão efectiva, foi necessário identificar a resistência à compressão simples (q_u) associada aos módulos de Young atribuídos, e por fim o ângulo de atrito e a coesão efectiva que permitiriam obter o q_u identificado anteriormente. Com base na sequência descrita, para a determinação dos parâmetros geomecânicos nas zonas de fraqueza foi adoptado o procedimento que se apresenta de seguida:

- 1) verificar se o modelo constitutivo de *Mohr-Coulomb* permite reproduzir a tensão de compressão simples máxima ($q_{u,max}$) obtida no ensaio de compressão simples realizado nas misturas de formulação. Para isso, procede-se à simulação do ensaio de compressão simples no Plaxis.
- 2) identificar a relação entre o módulo de deformabilidade e a resistência à compressão simples, através de pesquisa bibliográfica, para se poder prever a resistência à compressão simples das zonas de fraqueza a partir dos módulos de *Young* atribuídos.
- 3) identificar o parâmetro geomecânico de resistência a alterar (c' ou ϕ'), através de pesquisa bibliográfica, para se poder reproduzir a resistência à compressão simples, das secções com fraqueza, identificada no ponto 2 através da relação com o módulo de deformabilidade.

De acordo com o ponto 1, procedeu-se à validação do modelo elaborado no Plaxis (cf. Figura 6.31), que pretendeu simular o ensaio de compressão simples, utilizando-se os parâmetros geomecânicos obtidos nos ensaios laboratoriais apresentados no Capítulo 5. O modelo axissimétrico representa um provete, com 70 mm de diâmetro e 140 mm de altura.

A carga aplicada no ensaio através de uma prensa foi modelada por imposição de uma deformação de 58 mm durante 2880 min, que corresponde à deformação de 0,02 mm/min. As condições de fronteira utilizadas remeteram-se à restrição do movimento horizontal nos topos do modelo. O modelo constitutivo utilizado para o provete foi o de *Mohr-Coulomb*, com os parâmetros que se seguem:

- módulo de deformabilidade (E) – 1000 MPa
- coesão efectiva (c') – 301 kPa
- ângulo de atrito interno (ϕ') – 35°
- peso volúmico – 15,5 kN/m³

Na Figura 6.32 apresenta-se o resultado obtido no modelo elaborado no Plaxis, em confrontação com o resultado obtido no ensaio de compressão simples, especificamente o provete com referência LNEC 118.

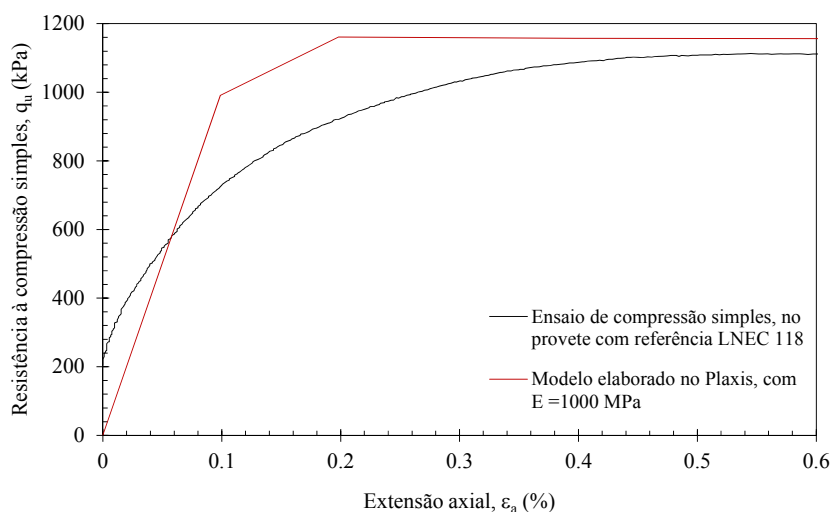


Figura 6.32 – Curvas tensão-deformação do ensaio de compressão simples, efectuado no provete com referência LNEC 118 e no modelo elaborado no Plaxis

Denota-se que o modelo constitutivo de *Mohr-Coulomb* apesar de reproduzir com alguma exactidão a resistência à compressão simples máxima, não reproduz fielmente o comportamento não linear do solo-cimento. No entanto visto pretender-se analisar a capacidade de carga dos painéis de solo-cimento, considera-se adequado o modelo constitutivo de *Mohr-Coulomb* utilizado nos painéis de solo-cimento. Os resultados obtidos mostraram uma boa concordância entre o ensaio físico e o modelo numérico, no que respeita à resistência. De facto, obteve-se uma resistência à compressão simples de 1157 kPa, o que representa uma aproximação bastante considerável relativamente à resistência à compressão simples obtida no ensaio físico, que foi de cerca de 1113 kPa.

Com o modelo de *Mohr-Coulomb* validado procedeu-se à identificação da relação entre o módulo de deformabilidade e a resistência à compressão simples (ponto 2). Na consulta do artigo publicado por Porbaha *et al.* (2000) sobre misturas de solo-cimento surgem algumas relações que permitem caracterizar a resistência à compressão simples através do módulo de deformabilidade, conforme apresentado no Quadro 6.8. De acordo com os dados apresentados na secção 5.4.10 (cf. Capítulo 5), a resistência à compressão simples nos ensaios realizados aos 28 dias de cura foi cerca de 1150 kPa, com um módulo de deformabilidade de 1000 MPa. Admite-se que para os efeitos de dimensionamento pretendidos a relação apresentada na equação 6.12 é satisfatória.

Quadro 6.8 – Relações entre o modulo de deformabilidade e a resistência à compressão simples (adaptado de Porbaha *et al.*, 2000)

| Relação | Referência |
|------------------------------|-----------------------------|
| $350q_u < E_{50} < 1000q_u$ | Saitoh <i>et al.</i> (1980) |
| $750q_u < E_{max} < 1000q_u$ | Tatsuoka e Shibuya (1991) |
| $100q_u < E_{50} < 250q_u$ | Futaki <i>et al.</i> (1996) |
| $140q_u < E_{50} < 500q_u$ | Asano <i>et al.</i> (1996) |
| $50q_u < E_{50} < 1000q_u$ | GeoTesting Express (1996) |
| $150q_u < E_{50} < 400q_u$ | Goh <i>et al.</i> (1999) |

Legenda: E_{max} – módulo de deformabilidade em muito pequenas deformações;
 E_{50} – módulo de deformabilidade para tensão igual a $q_{u,max}/2$

$$E_{50} \approx 1000 \cdot q_u \quad (6.12)$$

De acordo com a equação 6.12, é de esperar que as zonas com fraqueza apresentem uma resistência à compressão simples de 600 kPa (E_{50} de 600 MPa) e 400 kPa (E_{50} de 400 MPa), respectivamente.

Para finalizar (ponto 3), procurou-se identificar o parâmetro geomecânico a modificar, a fim de se atingir a resistência à compressão simples (no modelo elaborado no Plaxis) identificada para as zonas de fraqueza. A relação entre o teor em cimento e comportamento do solo estabilizado, com ênfase para os parâmetros de Mohr-Coulomb, respectivamente c' e ϕ' , foi estudada por Horpibulsuk *et al.* (2004). Na mistura de argila de Ariake ($w_L = 120\%$; $w_P = 57\%$; $w_{nat} = 135$ a 150% ; $w = 180\%$) com cimento

Portland tipo I, existiu um acréscimo significativo da coesão efectiva (c'), ao passo que o ângulo de atrito interno (ϕ') não se alterou significativamente (cf. Quadro 6.9).

Quadro 6.9 – Parâmetros de resistência efectiva para misturas de argila de Ariake com cimento Portland (adaptado de Horpibulsuk *et al.*, 2004)

| a_w (%) | c' (kPa) | ϕ' (°) |
|--------------|---------------|----------------|
| 0 | 0 | 38,0 |
| 6 | 22,8 | 42,4 |
| 9 | 49,0 | 49,8 |
| 12 | 114,0 | 45,5 |
| 18 | 312,2 | 44,0 |

Legenda: a_w – teor em cimento; c' – coesão efectiva; ϕ' – ângulo de atrito interno

Com base nos resultados apresentados por Horpibulsuk *et al.* (2004), na modelação das zonas com fraqueza procedeu-se à redução da coesão efectiva (c') sem modificação significativa do ângulo de atrito interno inicial (ϕ'). Os parâmetros determinados, através do processo descrito, apresentam-se no Quadro 6.10.

As conclusões anteriores permitiram modelar as zonas com fraqueza com os parâmetros que se apresentam no Quadro 6.10. Os restantes parâmetros (não dispostos no Quadro 6.10) são equivalentes aos utilizados na caracterização do solo-cimento, descrito no Quadro 6.6 com o código 6. Os efeitos tridimensionais do modelo foram considerados através da redução do módulo de deformabilidade das zonas com fraqueza (cf. equações 6.13 e 6.14), obtendo-se um módulo de deformabilidade equivalente (E_{eq}) de 424 MPa (código 7) e 283 MPa (código 8).

Quadro 6.10 – Parâmetros a utilizar nas zonas de fraqueza, utilizados no modelo do ensaio de compressão simples, elaborado no Plaxis

| Código | 6 | 7 | 8 |
|---------------------|-------|-------|-------|
| E (MPa) | 1000 | 600 | 400 |
| c' (kPa) | 301,0 | 155,1 | 110,4 |
| ϕ' (°) | 35,0 | 35,0 | 33,0 |
| s_u (kPa) | 550 | 300 | 200 |
| $q_{u,max}^*$ (kPa) | 1157 | 598 | 406 |

Legenda: E – módulo de deformabilidade; c' – coesão efectiva; ϕ' – ângulo de atrito interno; s_u – resistência ao corte não drenada; $q_{u,max}^*$ – resistência à compressão simples máxima, obtida no Plaxis

$$E_{eq} = \frac{E_c \cdot A_c + E_s \cdot (A_p - A_c)}{A_p} \Leftrightarrow E_{eq} = \frac{600 \cdot (2,4 \cdot 0,9) + 1 \cdot (3,4 \cdot 0,9 - 2,4 \cdot 0,9)}{3,4 \cdot 0,9} = 423,8 \text{ MPa} \quad (6.13)$$

$$E_{eq} = \frac{E_c \cdot A_c + E_s \cdot (A_p - A_c)}{A_p} \Leftrightarrow E_{eq} = \frac{400 \cdot (2,4 \cdot 0,9) + 1 \cdot (3,4 \cdot 0,9 - 2,4 \cdot 0,9)}{3,4 \cdot 0,9} = 282,6 \text{ MPa} \quad (6.14)$$

6.8.2 Análise de resultados

Conforme referido na secção 6.8.1, foram introduzidas duas zonas secções de fraqueza distintas. No texto que se segue os dois casos de estudo apresentados vão ser referidos por SC003 e SC004, respectivamente os painéis de solo-cimento, com zonas de fraqueza, com afastamento entre eixos de 2,4 m e 2,9 m. No Quadro 6.11 resumem-se as características dos modelos de cálculo realizados e respectivas características.

Quadro 6.11 – Dimensões e áreas de influência dos painéis de solo-cimento

| Código | s_x (m) | s_y (m) | d_x (m) | d_y (m) | Número de painéis |
|--------|--------------|--------------|--------------|--------------|----------------------|
| SC001 | 2,4 | 3,4 | 0,9 | 2,4 | 11 |
| SC002 | 2,9 | 3,4 | 0,9 | 2,4 | 9 |
| SC003 | 2,4 | 3,4 | 0,9 | 2,4 | 11 |
| SC004 | 2,9 | 3,4 | 0,9 | 2,4 | 9 |

Legenda: s_x – distância entre eixos na direcção x; s_y – distância entre eixos na direcção y; d_x – largura do painel; d_y - comprimento do painel

A introdução de zonas de fraqueza permitiu verificar um comportamento estrutural semelhante ao observado na secção 6.6.3. Comparando os deslocamentos verticais máximos ocorridos (cf. Figuras 6.33 e 6.34), na base do aterro e a 10 m de profundidade, verifica-se que o modelo com zonas de fraqueza conduziu a um aumento de cerca de 2 mm. Assinala-se que contrariamente ao expectável, os deslocamentos na base do aterro e aos 10 m de profundidade foram muito semelhantes aos dos casos de cálculo sem zonas de fraqueza.

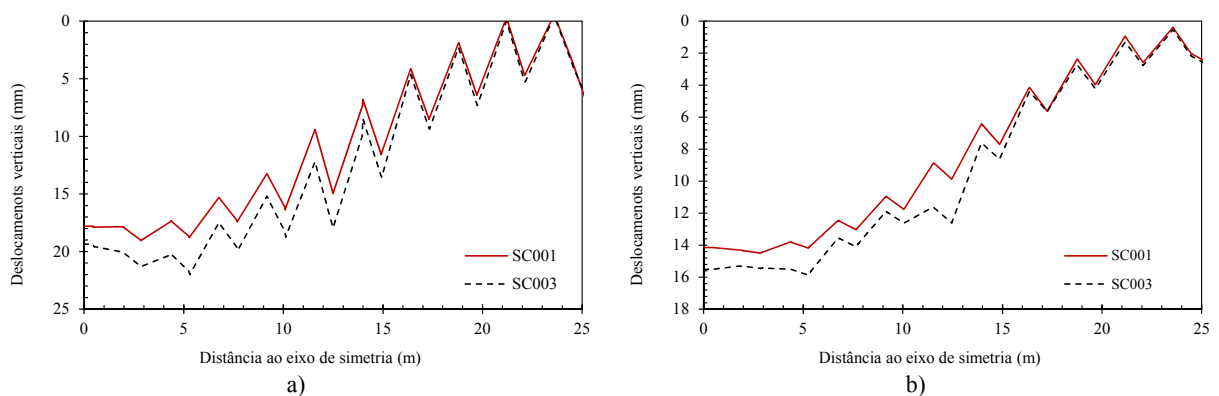


Figura 6.33 – Deslocamentos verticais para o caso de cálculo SC001 e SC003, no final da fase de cálculo 6:
a) na base do aterro; b) 10 m de profundidade

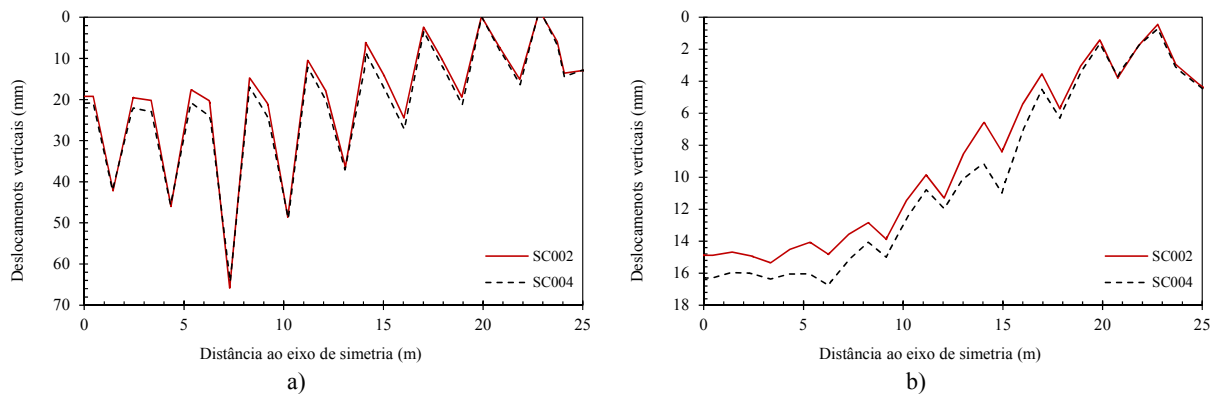


Figura 6.34 – Deslocamentos verticais para os casos de cálculo SC002 e SC004, no final da fase de cálculo 6: a) na base do aterro; b) 10 m de profundidade

A distribuição de tensões verticais efectivas apresentou resultados idênticos face aos modelos sem zonas de fraqueza (SC001 e SC002). Nos modelos iniciais (cf. Figura 6.29) existiu plastificação dos painéis de solo-cimento, ainda que estes tenham conseguido acomodar o carregamento proveniente do aterro e carga rodoviária. No modelo com secções com propriedades reduzidas (cf. Figura 6.35), o comportamento foi idêntico, algo que não seria de esperar face à presença de zonas com propriedades geomecânicas reduzidas.

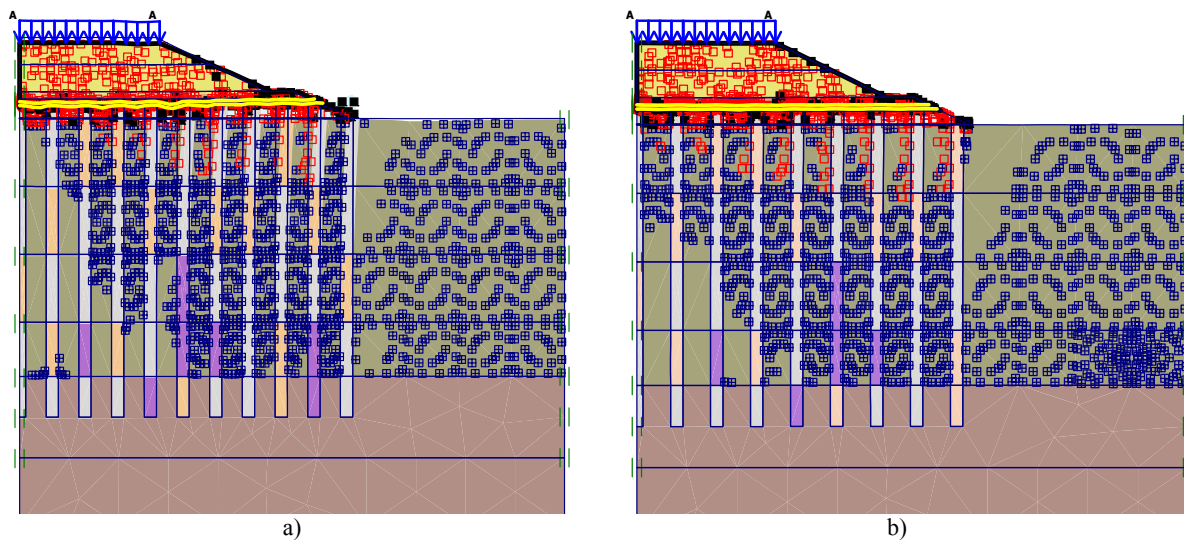


Figura 6.35 – Visualização das zonas com plastificação (pontos vermelhos): a) SC003; b) SC004

Conforme observado nas Figuras 6.36 e 6.37, os painéis de solo-cimento apresentaram perfeita compatibilidade face aos modelos sem zonas de fraqueza. Ao contrário dos deslocamentos onde existiu um ligeiro aumento, nas tensões verticais verifica-se que os resultados são semelhantes aos dos modelos SC001 e SC002.

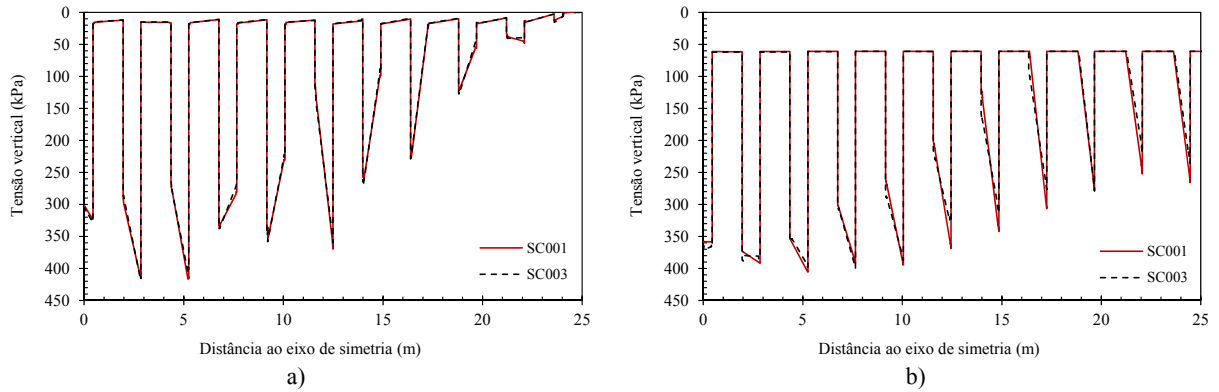


Figura 6.36 – Distribuição de tensões verticais efectivas nos painéis de solo-cimento, na base do aterro para os casos de cálculo SC001 e SC003: a) base do aterro; b) 10 m de profundidade

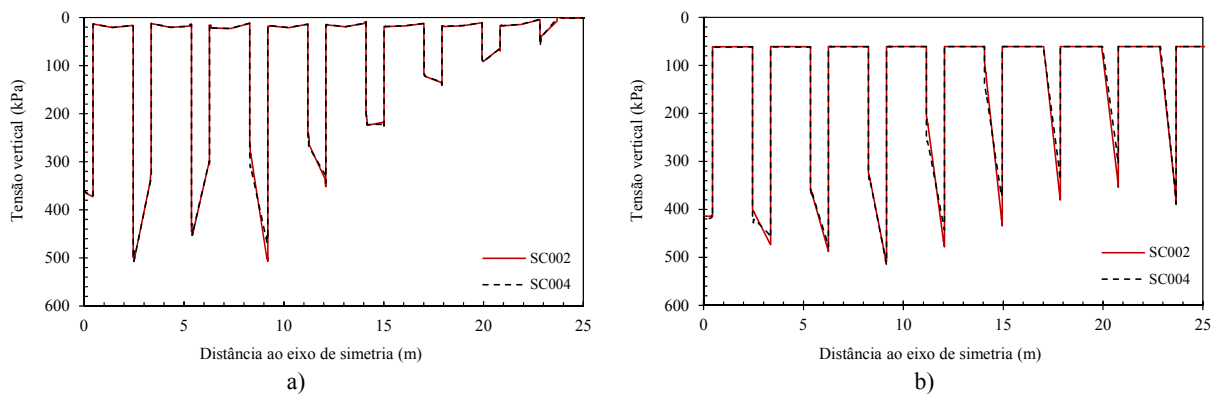


Figura 6.37 – Distribuição de tensões verticais efectivas nos painéis de solo-cimento, na base do aterro para os casos de cálculo SC002 e SC004: a) base do aterro; b) 10 m de profundidade

Na verificação de segurança por equilíbrio limite nos painéis com secções alteradas (cf. Figura 6.38) os resultados obtidos nos modelos SC003 e SC004 foram iguais aos dos modelos iniciais, SC001 e SC002. Os resultados obtidos aparentam dever-se às propriedades das zonas não alteradas, que por influência da elevada coesão efectiva conduziram à obtenção de um coeficiente de segurança igual ao obtido na análise do modelo numérico sem zonas de fraqueza.

Os resultados apresentados na análise de um modelo numérico com zonas de fraqueza são, efectivamente, mais favoráveis do que seria de esperar. Apesar de as zonas de fraqueza induzirem numa redução significativa das propriedades geomecânicas dos painéis de solo-cimento, o comportamento estrutural do conjunto não reflectiu essa condição. Aparentemente a elevada coesão efectiva da mistura de solo-cimento condiciona o comportamento dos painéis, que se esperava ser inferior ao obtido. Também as zonas de fraqueza mais condicionantes (código 8) localizaram-se preferencialmente a maior profundidade o que conduziu a uma menor influência no comportamento estrutural do conjunto aterro-painéis. A disposição das zonas de fraqueza com menor módulo de deformabilidade, em áreas próximas da superfície deverá ser alvo de análises futuras.

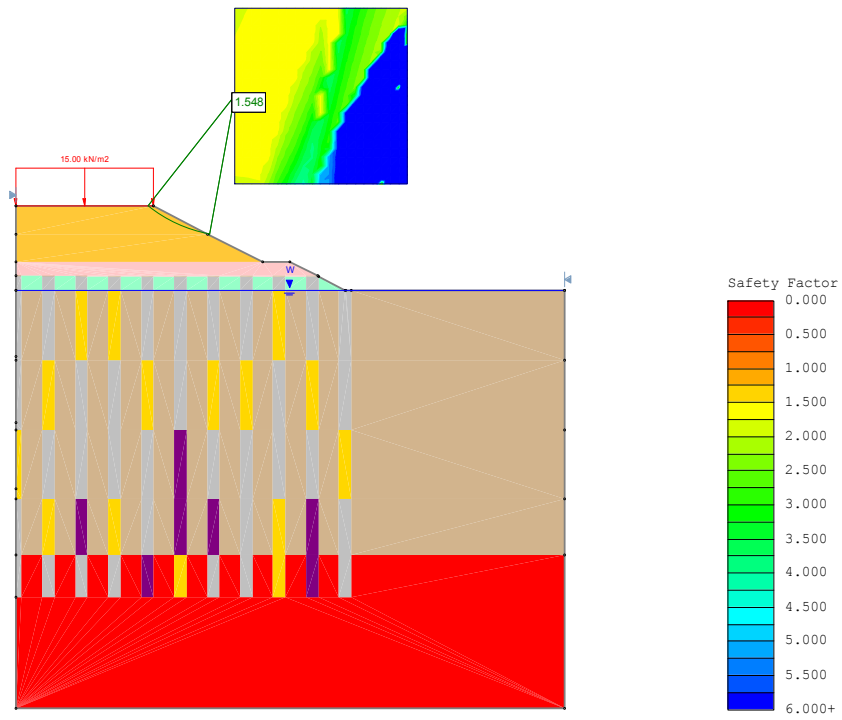


Figura 6.38 – Análise de estabilidade por equilíbrio limite, pelo método de Bishop, para o caso de cálculo SC003

7

CONCLUSÃO E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1 CONSIDERAÇÕES

Apesar de a expressão em Portugal do CSM ser ainda diminuta, é de crer que face à sua versatilidade venha a ganhar maior significância, situação que já ocorre a nível mundial. Os resultados aqui apresentados mostraram uma nítida dependência do terreno melhorado com o teor em cimento aplicado.

Os ensaios em misturas de formulação revelaram as potencialidades do melhoramento de solos moles no Jardim do Tabaco em Lisboa. Contudo o mesmo não sucedeu nos painéis teste aí realizados, que revelaram resultados inconsistentes com os teores em cimento nominais aplicados com consequências directas nas propriedades exibidas pelos painéis. A julgar pelas obras realizadas em Portugal, a tecnologia aparenta estar a ser progressivamente dominada em obra, carecendo contudo de progresso no controlo das condições efectivas – reais, finais que não ao nível da informação adquirida no painel de comandos de produção com validação técnica cruzada com ensaios de campo e de laboratório.

A metodologia aplicada pelo LNEC, para controlo de qualidade por determinação do teor em cimento, revela-se bastante promissora pois de uma forma expedita permite aferir a qualidade do processo construtivo, por recolha de carotes ou de amostras de massa fresca.

A problemática da verificação de segurança foi abordada de forma detalhada e muito intensa, através da pesquisa de normas e de documentos de divulgação de boas práticas de projecto e da sua análise crítica. Com base nas propriedades inferidas num extenso programa laboratorial de formulação de solo-cimento no Jardim do Tabaco foi idealizado um problema de fundação de aterro rodoviário, no qual foram aplicados modelos algébricos e numéricos para verificação de segurança aos estados limites últimos e de utilização. Os cálculos de pré-dimensionamento apesar de possibilitarem uma primeira

aproximação da disposição espacial dos painéis, conduziram a valores de segurança por excesso em relação à análise numérica, sobretudo no caso de estudo SC002. Ainda assim, a boa aproximação permite utilizar o modelo disposto na EBGeo (2011) com relativa segurança para uma primeira iteração antes da idealização do caso de estudo numa análise numérica. O caso de estudo para as configurações apresentadas apresentou um comportamento estrutural aceitável, verificando-se ser bastante dependente da distância entre os painéis de solo-cimento. Esta situação seria ultrapassada através da inclusão de camadas adicionais de geossintético, que permitiria uma diminuição dos deslocamentos verticais na base do aterro.

A inclusão de zonas de fraqueza no modelo numérico apresentou resultados bastante favoráveis, contrários ao que seria de esperar. No entanto dada a observação de alguns dos provetes recolhidos dos painéis de teste que se apresentaram com uma resistência à compressão simples bastante inferior ao esperado, este assunto deve ser alvo de novos desenvolvimentos.

7.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

As características do solo melhorado, por aplicação de CSM, estão dependentes do solo *in situ*. Nos estudos a serem realizados seria interessante verificar as propriedades mecânicas em solos com granulometrias diversas e pesos volúmicos variados, com o intuito de otimizar configurações de misturas, bem como a variação do teor em cimento a fim de averiguar a dependência das propriedades mecânicas do solo melhorado com a dosagem de ligante. Também a realização de ensaios de consolidação seria interessante a fim de averiguar o comportamento hidromecânico das misturas de solo-cimento e determinar a tensão de cedência, conforme abordado no Capítulo 5.

No âmbito de projecto o acompanhamento de um caso de obra, com a devida monitorização para validação de um modelo em elementos finitos proveria um conhecimento substancial do comportamento das misturas solo-cimento em estruturas geotécnicas de fundação e contenção.

A calibração de coeficientes parciais adequados a este tipo de soluções de fundação e aos mecanismos de transferência de cargas identificados afigura-se como uma necessidade para permitir o seu projecto de acordo com a filosofia de segurança adoptada no Eurocódigo.

A análise numérica elaborada no Capítulo 6 levantou algumas dúvidas passíveis de serem esclarecidas em trabalhos futuros. A modelação entre os painéis de solo-cimento e o solo de fundação, e o geossintético e aterro foram considerados como rígidos. Assim, não se considerou a inclusão dos elementos de interface no modelo numérico. Sabendo-se que o elemento de interface no Plaxis, para além de modelar a interacção entre o solo e estrutura, tem como objectivo suprimir singularidades de tensões e diminuir a dependência dos resultados numéricos com a discretização da malha seria necessário aferir as diferenças nos resultados numéricos, entre modelos com e sem elementos de interface. A realização de um estudo paramétrico com variação de distâncias entre painéis e do número de camadas

de geossintético seria interessante a fim de avaliar a dependência do comportamento estrutural do aterro com estes dois parâmetros.

Para finalizar o estudo numérico através da modelação num programa tridimensional serviria para validar a utilização dos modelos em estado plano de deformação.

Página propositadamente em branco

REFERÊNCIAS

BIBLIOGRÁFICAS

- ACI 318 M-08 (2008). "Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-08) and commentary". ACI Standard, American Concrete Institute.
- Åhnberg, H. (2006). "Strength of stabilised soils – a laboratory study on clays and organic soils stabilised with diferente types of binder". PhD Thesis, University of Lund, Sweden.
- Åhnberg, H.; Johansson, S.E. (2005). "Increase in strength with time in soils stabilized with different types of binder in relation to the type and amount of reaction products". Proceedings of the International Conference on Deep Mixing, Stockholm, Sweden, Vol. 1.1, pp. 195-202.
- Åhnberg, H.; Johansson, S.E.; Pihl, H.; Carlsson, T. (2003). "Stabilising effects of different binders in some Swedish soils". Ground Improvement, Vol. 7, No. 1, pp. 9-23.
- Arulrajah, A.; Abdullah, A.; Bo, M.W.; Bouazza, A. (2009). "Ground improvement techniques for railway embankments". Proceedings of the ICE - Ground Improvement, Vol. 162, No. 1, pp. 3-14.
- Asano, J.; Ban, K.; Takahashi, K. (1996). "Deep mixing methods of soil stabilization using coal ash". Grouting and Deep Mixing Conference, Tokyo, pp. 393-398.
- ASTM C1084 (2010). "Standard test method for portland-cement content of hardened hydraulic-cement concrete". ASTM International.
- ASTM D806 (2006). "Standard test method for cement content of hardened soil-cement mixtures". ASTM International.
- ASTM D2487 (2000). "Standard classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System)". ASTM International.
- ASTM D5982 (2007). "Standard test method for determining cement content of fresh soil-cement (heat of neutralization method)". ASTM International.
- Axelsson, K.; Johansson, S.E.; Andersson, R. (2002). "Stabilization of organics soils by cement and puzzolanic reactions – Feasibility study". Swedish Deep Stabilization Research Centre, Report 3 (English translation).
- Bahar, R.; Benazzoug, M; Kenai, S. (2004). "Performance of compacted cement-stabilised soil". Ce-

- ment and Concrete Composites, Vol. 26, No. 7, pp. 811-820.
- Bauer (2008). “CSM Cutter Soil Mixing – an innovation in soil mixing for creating cut-off and retaining walls”. Apresentação. (cedido pela *Geo-Hidrol*).
- Bauer (2010). “CSM – Cutter Soil Mixing – Process and equipment”. Disponível em <http://www.bauer.de>. (acedido a 7 de Outubro de 2010).
- Bell, K.R.; Baka, J.E.; Galagoda, M. (2007). “Installation and instrumented load testing of Deep Soil Mixing columns”. Proceedings of the 7th International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Boston, pp. 1-14.
- Bergado, D.T.; Anderson, L. R.; Miura, N.; Balasubramaniam, A.S. (1996). “Soft ground improvement, in lowland and other environments”. American Society of civil engineers, ASCE, Nova Iorque, USA, 1996.
- Bergado, D.T.; Long, P.V. (1994). “Numerical analysis of embankment on subsiding ground improved by vertical drains and granular piles”. Proceedings of the XIII Internacional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Morgantown, USA, Vol. 4, pp. 1361-1366. (citado em Satibi, 2009).
- Bilé Serra, J.; Mendes, B.F. (2009a). “Reabilitação e reforço do cais entre Santa Apolónia e o Jardim do Tabaco pela tecnologia CSM. Relatório de ensaios laboratoriais da 1ª fase. LNEC, Lisboa, pp. 49.
- Bilé Serra, J.; Mendes, B.F. (2009b). “Reabilitação e reforço do cais entre Santa Apolónia e o Jardim do Tabaco pela tecnologia CSM. Ensaios laboratoriais de formulação”. LNEC, Lisboa, Relatório 414/2009 – DG/NT.
- Bolton, J.M. (2010). “Construction of a Cutter Soil Mix (CSM) cutoff wall”. Disponível em <http://www.usaceisc.com>. (acedido a 10 de Dezembro de 2010).
- Brás, J.M.P. (2009). “O uso de técnicas de jet-grouting ou similares em escavações em solos argilosos moles”. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Bruce, D.A. (2000). “An introduction to the deep soil mixing methods as used in geotechnical applications”. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Vol. 1, pp. 135.
- Bruce, D.A.; Bruce, M.E.C. (2003). “The practitioner's guide to deep mixing”. 3rd International Specialty Conference on Grouting and Ground Treatment, GSP120, ASCE, pp. 474-488.
- BS 8006 (1995). “Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills”. British Standard Institution, Londres.
- Burland, J.B. (1965). “The yielding and dilation of clay”. *Geotechnique*, Vol. 15, pp. 211-214. (citado em Plaxis, 2002).
- Chen, H.; Wang, Q. (2005). “The behaviour of organic matter in the process of soft soil stabilization using cement”. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, Springer, Vol. 65, No. 4, pp. 445-448.
- Chew, S.H.; Kamruzzaman, A.H.M.; Lee, F.H. (2004). “Physicochemical and engineering behavior of

- cement treated clays”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 130, No. 7, pp. 696-706.
- Coutinho, A.S. (1988). “Fabrico e propriedades do betão”. Vol. 1, 2ª edição, LNEC, Lisboa, pp. 401.
- Coutinho, J.S. (2006). “Materias de construção 2. 1ª parte – ligantes e caldas 2002”. DEC-FEUP, edição referente a actualização 2006, Porto, pp. 152.
- Correia, A.A.S. (2011). “Aplicabilidade da técnica de deep mixing aos solos moles do Baixo Mondego”. Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Correia, A.A.S.; Venda Oliveira, P.J.; Lemos, L.J.L. (2010). “Análise da influência do teor em água no comportamento de um solo estabilizado pela técnica de Deep Mixing”. 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães, pp. 165-174.
- Dias, L. (2009). “Relatório de acompanhamento 2.ª fase de execução dos painéis CSM. Reabilitação e reforço dos cais entre Santa Apolónia e o Jardim do Tabaco – 2ª Fase”. Geo-Rumo, Lisboa.
- EBGEO (2011). “Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements – EBGEO. German Geotechnical Society, Ernst & Sohn. (Translation of the 2nd German edition).
- Empfehlung 6.9 (2003). “Bewehrte Erdkörper auf punkt- oder linienförmigen Traggliedern”. Kapitel 6.9 für die Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen, EBGEO, DGGT (German Geotechnical Society). Draft of Chapter 6.9 of the new edition of the German Recommendations for Geosynthetic Reinforcement. (citado em Kempfert *et al.*, 2004).
- EN 14679 (2005). “Execution of special geotechnical works – deep mixing”. CEN, English version, April of 2005, pp. 52.
- EN 1997-1 (2004). “Eurocode 7 part 1, geotechnical design. General rules”.
- EN 1997-2 (2007). “Eurocode 7 part 2, geotechnical design. Ground investigation and testing”.
- Fiorotto, R.; Stötzer, E.; Schöpf, M.; Brunner, W. (2005). “Cutter Soil Mixing (CSM) – an innovation in soil mixing for creating cut-off and retaining walls”. Proceedings International Conference on Deep Mixing, Recent Advances and Best Practices, Stockholm, Sweden, Vol. 1, pp. 521-526.
- Futaki, M.; Nakano, K.; Hagino, Y. (1996). “Design strength of soil cement columns as foundation ground for structures”. Grouting and Deep Mixing Conference, Tokyo, pp.481-484.
- GeoTesting Express (1996). “Geotechnical tests on soil cement mix for central artery/tunnel project”. GeoTesting Express, final report to Betchel/Parsons Brinckerhoff. (citado em Porbaha *et al.*, 2000).
- Goh, T.L.; Tan, T.S.; Yong, K.Y.; Lai, Y.W. (1999). “Stiffness of Singapore marine clays improved by cement mixing”. Proceedings of the 11th ARC-SMGE, Seoul, pp. 333-336. (citado em Porbaha *et al.*, 2000).
- Hansbo, S. (1994). “Foundation engineering”. *Developments in Geotechnical Engineering*: 75, Else-

- vier, pp. 519.
- Hassan, M. (2009). “Engineering characteristics of cement stabilized soft Finnish clay”. MsC Thesis, Helsinki University of Technology, Finland.
- Horpibulsuk, S.; Bergado, D.; Lorenzo, G.A. (2004). “Compressibility of cement-admixed clays at high water content”. *Geotechnique*, Vol. 54, No. 2, pp. 151-154.
- Horpibulsuk, S.; Rachan, R.; Chinkulkijniwat, A.; Raksachon, Y.; Suddepong, A. (2010). “Analysis of strength development in cement-stabilized silty clay from microstructural considerations”. *Construction and Building Materials*, Elsevier, Vol. 24, No. 10, pp. 2011-2021.
- Huang, R.J.W.; Roderick, G.L. (1969). “Cement content of soil-cement by x-Ray fluorescence”. Highway Research Board, No. 263, pp. 60-68.
- Janz, M.; Johansson, S.E. (2002). “The function of different binding agents in deep stabilization”. Swedish Deep Stabilization Research Centre, Report 9, Linköping, Sweden, pp. 47.
- Jorge, C. R.; Roque, M. (2005). “Implementação da metodologia de análise de solos com analisador portátil de fluorescência de raios-X – avaliação da qualidade analítica dos dados”. Lisboa: LNEC, Relatório 439/05 – DG/NGE, pp. 53.
- Jorge, C.; Roque, M. (2006). “Avaliação expedita por FRX de áreas mineiras degradadas”. 10º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Vol. 3, No. 7.
- Jorge, C.; Sousa, F.; Mendes, B.F. (2009). “Validação de um método para a determinação do teor em cimento de misturas solo-cimento”. LNEC, Lisboa, Relatório 287/2009 – DG/NGEA.
- Kamruzzaman, A.H.M.; Chew, S.H.; Lee, F.H. (2009). “Structuration and destructuration behavior of cement-treated Singapore marine clay”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 135, No. 4, pp. 573-589.
- Kempfert, H. G.; Gobel, C.; Alexiew, D.; Heitz, C. (2004). “German recommendations for reinforced embankments on pile-similar elements”. Third European Geosynthetic Conference, DGGT (German Geotechnical Society), Vol. 1, pp. 279–284.
- Kim, W.S.; Nguyen, M.T.; Jung, D.H. (2005). “Experimental study on strength of cement stabilized clay”. *Journal of Engineering, Design and Technology*, Vol. 3, No. 2, pp. 116-126.
- Ksaibati, K.; Huntington, G.S. (1996). “Evaluation of sulfate expansion in soil-cements”. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 19, No. 3, pp. 269-276.
- Larbi, J.; Heijnen, W. (1997). “Determination of the cement content of five samples of hardened concrete by means of optical microscopy”. *Heron*, Vol. 42, No. 2, pp. 125-138.
- Larsson, S. (2005). “State of practice report – execution, monitoring and quality control”. *Proceedings of Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilisation*, Vol. 2, pp. 732 – 786.
- Lindh, P. (2004). “Compaction and strength properties of stabilised and unstabilized finegrained tills”. PhD Thesis, Lund University, Edited by the Swedish Geotechnical Institute, Rapport N.º 66.
- LNEC E 196 (1967). “Solos. Análise granulométrico”. LNEC, Lisboa.
- LNEC E 201 (1967). “Solos. Determinação do teor em matéria orgânica”. LNEC, Lisboa.

- LNEC E 202 (1967). “Solos. Determinação da quantidade de sulfatos dum solo e da quantidade de sulfatos da água dum solo”. LNEC, Lisboa.
- Lopes, M.L.C. (1992). “Muros reforçados com geossintéticos”. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Lorenzo, G.A.; Bergado, D.T. (2004). “Fundamental parameters of cement-admixed clay – new approach”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 130, No. 10, pp. 1042-1050.
- Lorenzo, G.A.; Bergado, D.T. (2006). “Fundamental characteristics of cement-admixed clay in deep mixing”. *Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE*, Vol. 18, No. 2, pp. 161-174.
- Maranha das Neves, E.; Caldeira, L. (2008). “Análise dos resultados de prospecção efectuada nos terrenos do interior da doca do Jardim do Tabaco”. LNEC, Lisboa.
- Maranha das Neves, E.; Caldeira, L. (2009). “Parecer preliminar sobre painéis de CSM executados em Março de 2009 na obra de reabilitação e reforço dos cais entre Santa Apolónia e o Jardim do Tabaco”. LNEC, Lisboa.
- NP 83 (1965). “Determinação da densidade das partículas”. Normas Portuguesas, Lisboa.
- NP 84 (1965). “Solos. Determinação do teor em água”. Normas Portuguesas, Lisboa.
- NP EN 12390-6 (2003). “Resistência à tracção por compressão de provetes”. Normas Portuguesas, Lisboa.
- NF P 94-068 (1998). “Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux”. Norma Francesa.
- Penev, D.; Kawamura, M. (1992). “A laboratory device for restrained shrinkage fracture of soil-cement mixtures”. *Materials and Structures, SpringerLink*, Vol. 25, No. 2, pp. 115-120.
- Pinto, A.; Tomásio, R. (2007). “Soluções de plataformas de transferência de carga com recurso a geossintéticos”. 2º Seminário Português sobre Geossintéticos, LNEC - Lisboa, pp. 81-99.
- Pinto, A.; Tomásio, R.; Peixoto, A.; Pereira, D. (2010). Soluções de Contenção de Poços Através da Tecnologia de Deep Soil Mixing - CSM. 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães, pp. 2059-2068.
- Plaxis, b.v. (2002). “Plaxis 2D version 8”. R.B.J. Brinkgreve, ed., A.A. Balkema, Netherlands.
- Porbaha, A. (1998). “State of the art in deep mixing technology. Part I: basic concepts and overview”. *Proceedings of the ICE, Ground Improvement*, Vol. 2, No. 2, pp. 81-92.
- Porbaha, A.; Shibuya, S.; Kishida, T. (2000). “State of the art in deep mixing technology. Part III: geomaterial characterization”. *Proceedings of the ICE - Ground Improvement*, Vol. 4, No. 3, pp. 91-110.
- Puppala, A. J.; Griffin, J. A.; Hoyos, L. R.; Chomtid, S. (2004). “Studies on sulfate-resistant cement stabilization methods to address sulfate-induced soil heave”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 130, No. 4, pp. 391-402.
- Pusch, R. (1973). “Influence of organic matter on the geotechnical properties of clays”. National

- Swedish Building Research, Stockholm, Document D11:1973, pp. 64.
- Raithel, M.; Kirchner, A.; Kempfert, H.G. (2008). “German recommendations for reinforced embankments on pile-similar elements”. Proceedings of the 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics, Shanghai, China, pp. 697-702.
- Rajasekaran, G. (2005). “Sulphate attack and ettringite formation in the lime and cement stabilized marine clays”. Ocean Engineering, Elsevier, Vol. 32, pp. 1133–1159.
- Raju, V.F.; Abdullah, A.; Arulrajah, A. (2004). “Ground treatment using Dry Deep Soil Mixing for a railway embankment in Malaysia”. Keller Grundbau GmbH, Technical paper 31-52E.
- Roque, M.; Jorge, C.; Almeida, I. (2006). “Avaliação da qualidade dos dados obtidos por FRX em áreas mineiras degradadas”. 10^o Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Vol. 3, No. 20.
- Saitoh, S.; Kawasaki, T.; Niina, S.; Babaski, R.; Miyata, T. (1980). “Research on DMM using cementitious agents (part 10) – engineering properties of treated soils”. Proceedings of the 15th National Conference of the JSSMFE, Tokyo, pp. 717-720. (in Japanese) (citado em Porbaha *et al.*, 2000)
- Satibi, S. (2009). “Numerical analysis and design criteria of embankments on floating piles”. PhD Thesis, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Germany.
- Schwarz, W., Raithel, M. (2005). “Stabilization of soft organic soils with cement columns using the Mixed-in-Place technique (MIP) for a railway embankment”. International Conference on Deep Mixing, Stockholm, Sweden.
- Silva, A.S.; Menezes, A.P. (2009). “Observação da microestrutura de misturas de solo-cimento ao microscópio electrónico de varrimento”. Lisboa, LNEC, Nota técnica 53/2009 – DM/NMM.
- Smith, M. E. (2005). “Design of bridging layers in geosynthetic-reinforced column-supported embankments”. PhD Thesis, Virginia Polytechnic Institute, Virginia State University.
- Sousa, E.; Matos, F.; Peixoto, A.; Baptista, M.A. (2010). “A técnica de Cutter Soil Mixing e a sua aplicação a uma escavação urbana”. 12^o Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães, pp. 1515-1524.
- Stötter, E.; Brunner, W.G.; Fiorotto, R.; Gerressen, F.W.; Schöpf, M. (2006). “CSM Cutter Soil Mixing – a new technique for the construction of subterranean walls. Initial experiences gained on completed projects”. Proceedings – DFI/EFCC, 10th International Conference on Piling and Deep Foundations, Amsterdam, No. 1401, pp. 1-6.
- Swedish Geotechnical Society (1997). “Lime and lime cement columns”. Swedish Geotechnical Society, Linköping, SGF Report 4:95E.
- Tatsuoka, F.; Shibuya, S. (1991). “Triaxial strength characteristics of cement treated soft clay”. Proceedings of the 8th ECSMFE, pp. 421-426.
- Tavares, G. N. S. ; Ambrósio, A. C.; Oliveira, S.; Brito, J.; Ribeiro, J. Limede, J. (2007). “Nó de interligação A10/A1 – Carregado. Aterros fundados em estacas por plataforma de transferência de carga reforçadas com Geogrelhas”. 2^o Seminário Português sobre Geossintéticos, LNEC - Lis-

- boa, pp. 81-99.
- Terashi, M. (1997). "Theme lecture: deep mixing method – Brief state of the art". 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, Germany Vol. 4, pp. 2475-2478. (citado em Bruce e Bruce, 2003).
- Topolnicki, M. (2004). "In situ soil mixing, ground improvement". 2nd edition, M. P. Moseley, K. Kirsch, ed., Spon Press, pp. 331-428.
- Tremblay, H., Duchesne, J., Locat, J and Leroueil, S. (2002). "Influence of the nature of organic Compound on fine soil stabilization with cement". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 39, No.3, pp. 535-546.
- Tschuchnigg, F.; Schweiger, H.F. (2008). "Comparison of different models for analyzing foundations on jet grout columns. 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Graz, Austria, pp. 3149-3157.
- Van Eekelen, S.J.M. van; Bezuijen, A.; Dimiter, A. (2008). "Piled embankments in the Netherlands, a full-scale test, comparing 2 years of measurements with design calculations". Proceedings of EuroGeo4, Edimburgo, No. 264.
- Van Eekelen, S.J.M. van; Bezuijen, A.; Van Tol, A.F. (2011). "Analysis and modification of the British Standard BS8006 for the design of piled embankments". Geotextiles and Geomembranes, Elsevier, Vol. 29, pp. 345-359.
- Van Impe, W. (1989). "Soil improvement techniques and their evolution". A.A Balkema, Rotterdam, BrookField.
- Van Langen, H. (1991). "Numerical analysis of soil-structure interaction". PhD Thesis, T.U. Delft, Netherlands.
- Xu, R.; Guo, Y.; Liu, Z. (2008). "Mechanical properties of stabilized artificial organic soil". Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China, SpringerLink, Vol. 2, No. 2, pp. 161-165.
- Wang, L. (2002). "Cementitious stabilization of soils in the presence of sulfate". PhD Thesis, Wuhan University of Technology, Hubei, China.
- Waterman, D. (2006). "Taller: the use of Plaxis in piles, anchors and structural element". Plaxis b.v. 1^{er} Curso Internacional de Geomecánica Computacional, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Chile.
- Wehnert, M.; Vermeer, P.A. (2004). "Numerical analyses of load tests on bored piles". Proceedings 9th Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG IX), Ottawa, Canada, pp. 505-511.
- Wilson, B. (2008). "Vancouver island conference centre. Cutter Soil Mixer technology transforms site". Deep Foundation Summer 2008, DFI, pp. 8-11.
- Zaeske, D.; (2001). "Zur wirkungsweise von undewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten uber pfahlartigen Grundungselementen". Schrittenreihe geotechnik, Universitat Ghakassel, Heft 10. (citado em Kempfert *et al.*, 2004).

Página propositadamente em branco

ANEXO I

Observação da microestrutura de amostras ao microscópio electrónico de varrimento

(extraído de Silva e Menezes, 2009)

Página propositadamente em branco

OBSERVAÇÃO DA MICROESTRUTURA DE AMOSTRAS AO MICROSCOPIO ELECTRÓNICO DE VARRIMENTO

ÍNDICE DO TEXTO

| | Pág. |
|---------------------------------|------|
| 1 – INTRODUÇÃO | 1 |
| 2 – AMOSTRAS | 1 |
| 3 – OBSERVAÇÃO AO MEV/EDS | 2 |
| 4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS | 7 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | Pág. |
|--|------|
| Figura 1 – Aspectos observados na pasta da amostra 154NM09/01; a) Aspecto geral da pasta; b) Presença de partículas esféricas de cinzas volantes; c) Espectro EDS de pasta; d) Espectro EDS das cinzas volantes..... | 2 |
| Figura 2 – Aspectos particulares observados na pasta da amostra 154NM09/01; a) Cristais de calcite (CaCO_3) e de brucite ($\text{Mg}(\text{OH})_2$); b) Pormenor em dos cristais de brucite; c) Espectro EDS dos cristais de calcite; d) Espectro EDS dos cristais de brucite; e) Zona porosa da pasta onde se detectam cristais lamelares que a EDS (f) indica serem de cloroaluminatos de cálcio hidratados | 3 |
| Figura 3 – Aspectos observados na pasta da amostra 154NM09/02; a) Aspecto geral da pasta; b) Espectro EDS da pasta; c) Aspecto de uma partícula de cinza volante envolvida pela pasta; d) Cristais aciculares de etringite numa zona porosa; e) Espectro EDS da etringite..... | 4 |
| Figura 4 – Aspectos observados na pasta da amostra 154NM09/03; a) Aspecto geral da pasta; b) Espectro EDS da pasta; c) Cristais aciculares de etringite e placas de cloroaluminatos de cálcio numa zona mais porosa da pasta; e) Cristais de calcite e etringite na pasta; f) Aspecto de uma partícula de cinza volante. | 5 |
| Figura 5 – Aspectos observados na pasta da amostra 154NM09/04; a) Aspecto geral da pasta; b) Aspecto de uma partícula de cinza volante que apresenta a superfície externa com sinais de alteração; c) Espectro EDS da pasta; c) Poro preenchido por cristais de etringite e com uma partícula de diatomácea; d) Bastão de etringite..... | 6 |

ÍNDICE DE QUADROS

| | |
|--|---|
| Quadro 1 – Referenciação, tempo de cura e identificação das amostras | 1 |
|--|---|

OBSERVAÇÃO DA MICROESTRUTURA DE AMOSTRAS AO MICROSCOPIO ELECTRÓNICO DE VARRIMENTO

1 – INTRODUÇÃO

O Departamento de Geotecnia/Núcleo de Túneis, solicitou ao Núcleo de Materiais Metálicos, a caracterização microestrutural de amostras de misturas de solo/cimento com diferentes tempos de cura, através de observação ao microscópio electrónico de varrimento (MEV) e microanálise de raios X (EDS).

Nesta Nota Técnica apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios e faz-se a sua apreciação.

2 – AMOSTRAS

Foram recebidas quatro amostras de misturas solo/cimento, com diferentes tempos de cura, devidamente referenciadas por um número e os respectivos tempos de cura correspondentes. No quadro 1 apresenta-se a referência, os tempos de cura e a identificação atribuída a cada uma das amostras.

Quadro 1 – Referenciação, tempo de cura e identificação das amostras

| Referência das amostras | Tempos de cura (dias) | Identificação das amostras |
|-------------------------|-----------------------|----------------------------|
| 128 | 14 | 154NM09/01 |
| 129 | 28 | 154NM09/02 |
| 130 | 56 | 154NM09/03 |
| 131 | 91 | 154NM09/04 |

3 – OBSERVAÇÃO AO MEV/EDS

As observações foram realizadas num microscópio electrónico de varrimento (MEV) JEOL JSM-6400, tendo sido complementadas com a microanálise de raios X por dispersão em energia (EDS), utilizando um microanalisador de raios X, OXFORD INCA 300, associado ao MEV.

De cada amostra foi preparado 1 provete, correspondente a uma superfície de fractura, para observação ao microscópio electrónico de varrimento (MEV) e análise semi-quantitativa por microanálise de raios X com dispersão em energias (EDS). Os provetes foram recobertos com uma película de ouro-paládio de forma a tornar as superfícies a observar condutoras ao feixe de electrões do MEV.

Nas figuras de 1a 5 ilustram-se os principais aspectos da análise ao MEV/EDS das quatro amostras.

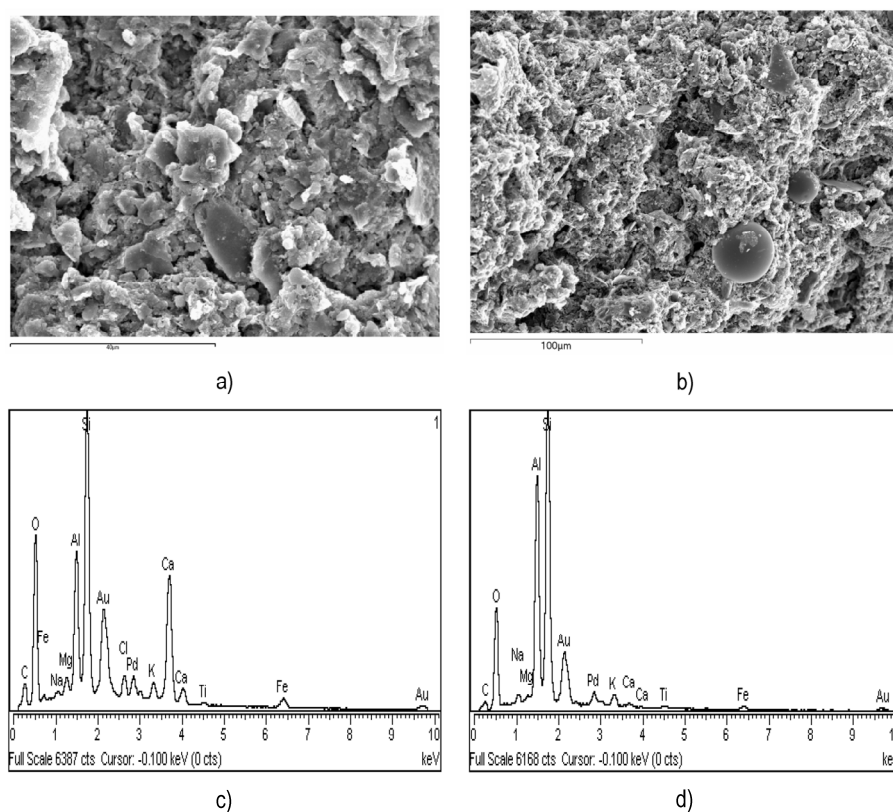


Figura 1 – Aspectos observados na pasta da amostra 154NM09/01; a) Aspecto geral da pasta; b) Presença de partículas esféricas de cinzas volantes; c) Espectro EDS de pasta; d) Espectro EDS das cinzas volantes.

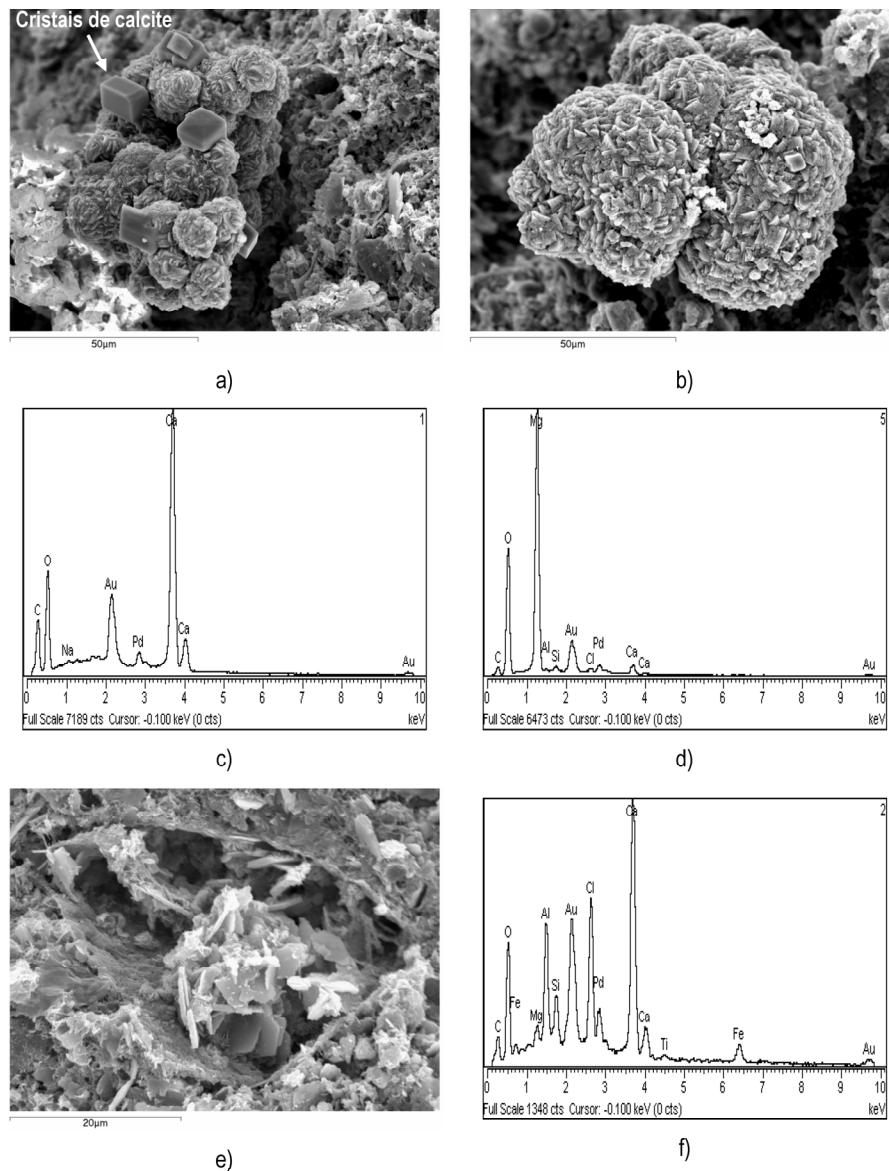


Figura 2 – Aspectos particulares observados na pasta da amostra 154NM09/01; a) Cristais de calcite (CaCO₃) e de brucite (Mg(OH)₂); b) Pormenor em dos cristais de brucite; c) Espectro EDS dos cristais de calcite; d) Espectro EDS dos cristais de brucite; e) Zona porosa da pasta onde se detectam cristais lamelares que a EDS (f) indica serem de cloroaluminatos de cálcio hidratados

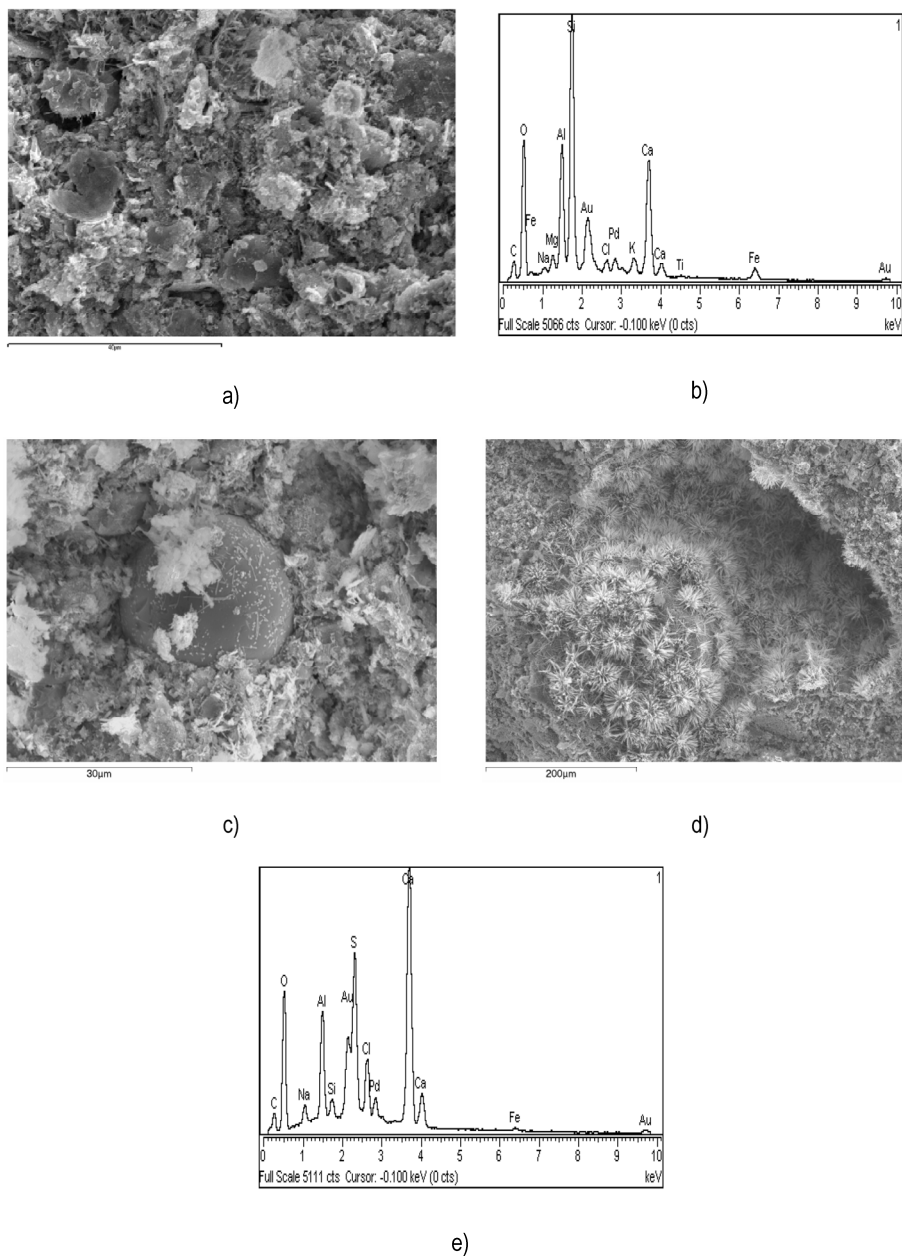


Figura 3 – Aspectos observados na pasta da amostra 154NM09/02; a) Aspecto geral da pasta; b) Espectro EDS da pasta; c) Aspecto de uma partícula de cinza volante envolvida pela pasta; d) Cristais aciculares de etringite numa zona porosa; e) Espectro EDS da etringite.

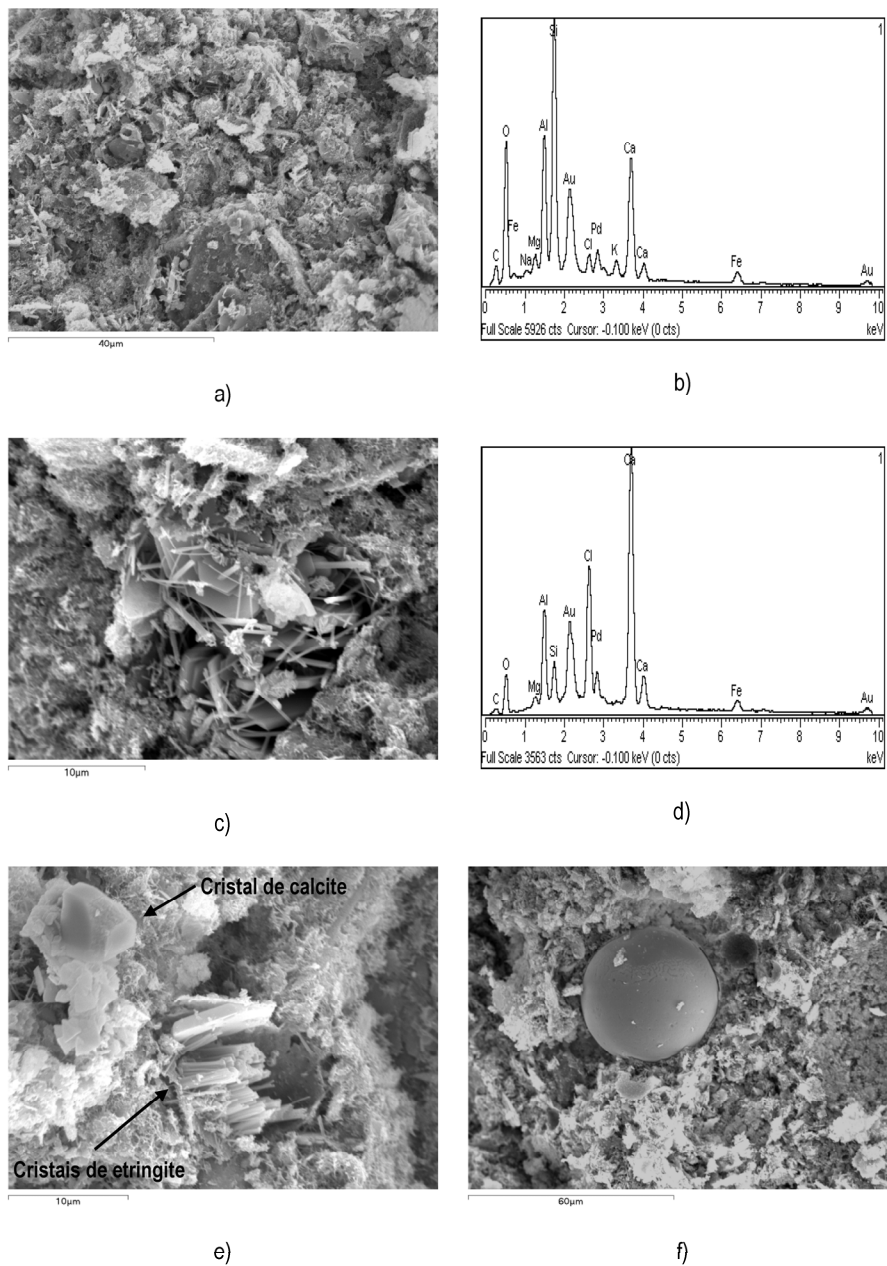


Figura 4 – Aspectos observados na pasta da amostra 154NM09/03; a) Aspecto geral da pasta; b) Espectro EDS da pasta; c) Cristais aciculares de etringite e placas de cloroaluminatos de cálcio numa zona mais porosa da pasta; e) Cristais de calcite e etringite na pasta; f) Aspecto de uma partícula de cinza volante.

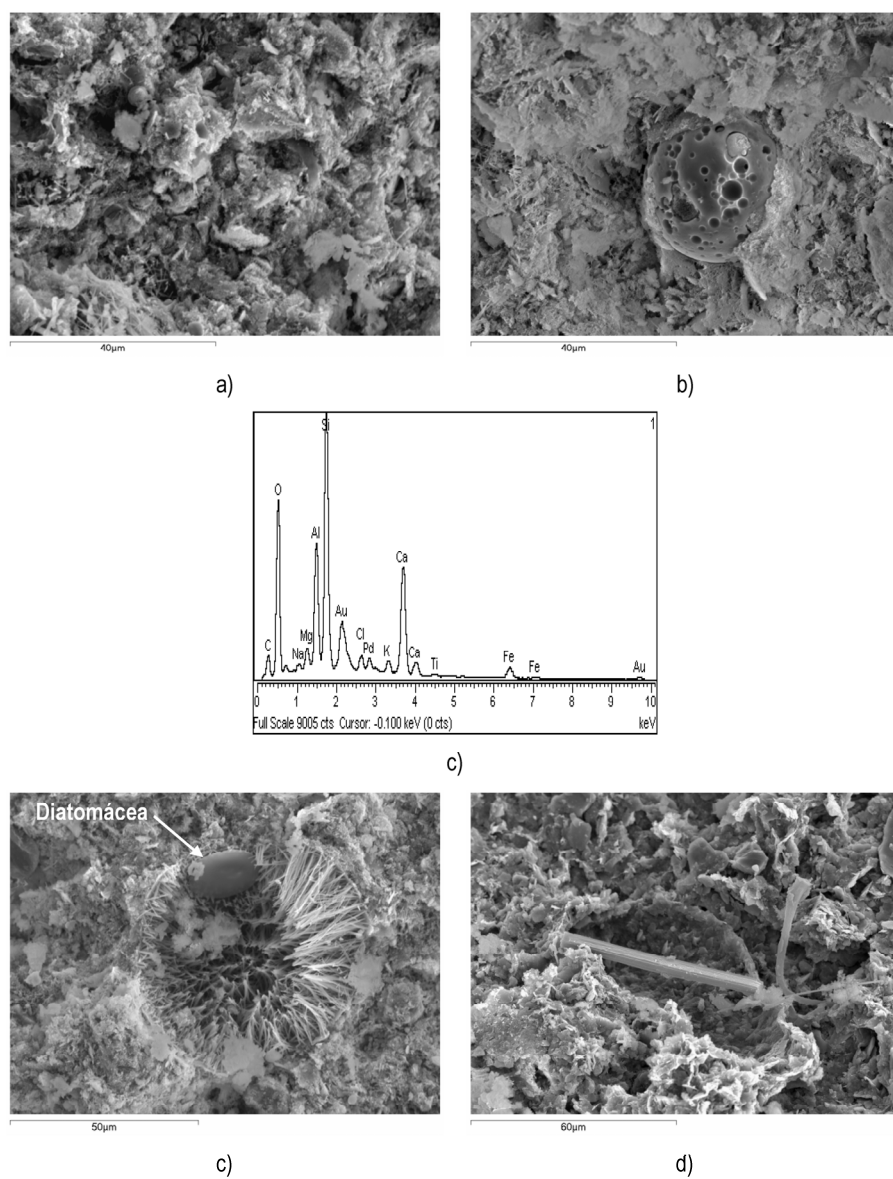


Figura 5 – Aspectos observados na pasta da amostra 154NM09/04; a) Aspecto geral da pasta; b) Aspecto de uma partícula de cinza volante que apresenta a superfície externa com sinais de alteração; c) Espectro EDS da pasta; c) Poro preenchido por cristais de etringite e com uma partícula de diatomácea; d) Bastão de etringite.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Das observações efectuadas constata-se que as diferentes amostras apresentam microestruturas e composições de pasta semelhantes. No entanto, é de realçar a presença de brucite (hidróxido de magnésio) apenas na amostra 154NM09/ 01 e o aumento do tamanho dos cristais de etringite com o aumento do tempo de cura das amostras. O aumento do tempo de cura também mostrou o aumento do número de partículas de cinza volante com aspecto mais alterado.

Lisboa e Laboratório Nacional de Engenharia Civil, em Dezembro de 2009

VISTOS

A Chefe do Núcleo de Materiais Metálicos



Maria Manuela Salta
Investigadora Coordenadora

AUTORIA



António Santos Silva
Investigador Auxiliar

A Directora do Departamento de Materiais



Engª Adélia Rocha
Investigadora Coordenadora



Ana Paula Menezes
Técnica Superior