U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

A TÉCNICA DE CUTTER SOIL MIXING APLICADA A ESCAVAÇÕES URBANAS. ASPECTOS GERAIS E CASO DE ESTUDO.

ESTELA DIANA COSTA SOUSA

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

_____

Orientador: Professor Doutor Manuel António de Matos Fernandes

_____

Co-orientador: Eng.º Artur Peixoto

OUTUBRO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

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

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

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

À minha Família

“Destiny is no matter of chance. It is a matter of choice. It is not a thing to be waited for, it is a thing to be achieved.”

William Jennings Bryan

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar os meus sinceros agradecimentos a todas as pessoas que directa ou indirectamente contribuíram para o cumprimento dos objectivos deste trabalho, em especial:

- ao Professor Dr. Manuel de Matos Fernandes, pelo empenho e cuidado com que orientou este trabalho, pela disponibilidade constante, pela quantidade e qualidade de conhecimentos transmitidos e pelas sugestões que em muito enriqueceram este trabalho. Acima de tudo obrigada por estimular nos alunos o interesse pela Geotecnia;
- ao Eng.º Artur Peixoto, co-orientador deste trabalho, pela confiança, pelo apoio concedido na recolha de elementos sobre a obra, pelos conhecimentos transmitidos ao longo da realização deste trabalho e pelo entusiasmo que sabe transmitir a todos os que com ele colaboram;
- ao Professor Dr. António Viana da Fonseca, pela prontidão em prestar esclarecimentos, pela preciosa ajuda sobretudo na fase de realização dos ensaios laboratoriais e pelos artigos científicos disponibilizados;
- ao Professor Dr. Rui Calçada pelo conhecimento transmitido e pelo esclarecimento de algumas questões essenciais no arranque deste trabalho;
- ao Sr. Pinto pela atenção e empenho dedicados à realização dos ensaios laboratoriais;
- à Cláudia Moutinho pela prontidão em disponibilizar o material solicitado e pela ajuda na realização das leituras inclinométricas e no respectivo tratamento de dados;
- à Eng.ª Sara Rios pela disponibilização de material de consulta e pelos esclarecimentos prestados ao longo do trabalho;
- à Professora Dr.ª Joana de Sousa Coutinho pela troca de impressões sobre os resultados dos ensaios laboratoriais;
- aos colaboradores da empresa Geo-Rumo, em especial à Eng.ª Carla Cunha, ao Dr. Jorge Peixoto, à Eng.ª Lara Dias e ao Sr. Mário Costa pelo acompanhamento durante as visitas à obra, por me facultarem todos os elementos solicitados e pela simpatia;
- à Eng.ª Ana Zaida pela amizade e incentivo;
- a todos os colegas, especialmente aos Engenheiros João Almeida, Ricardo Coutinho, João Cunha, João Miguel Rocha, João Barbosa e Miguel Amaral pela amizade e pela troca de impressões ao longo da realização deste trabalho;
- aos meus pais, pelos princípios que sempre me transmitiram ao longo da vida e pelo apoio incondicional em todos os momentos;
- à minha Tia Rosinha, por estar sempre presente e pelo carinho e apoio que sempre me dedicou;
- ao Filipe pela pessoa maravilhosa que é, por me fazer sorrir sempre e pela cumplicidade demonstrada nesta fase tão importante.

RESUMO

O presente estudo pretende ser um contributo para o conhecimento do comportamento de solos tratados com a técnica de *cutter soil mixing* (CSM), com especial incidência para a sua aplicação a escavações urbanas.

Esta técnica é enquadrada no âmbito dos métodos de melhoramento de solos, efectuando-se uma comparação da mesma com os métodos tradicionais de *deep soil mixing* (DSM) e com a técnica de *jet grouting*. A aplicação da técnica de CSM a escavações urbanas surge como alternativa a outras soluções de contenção amplamente utilizadas. Nesse contexto, apresenta-se uma análise comparativa entre esta técnica e outras soluções de contenção como as cortinas de estacas moldadas, as paredes moldadas de betão armado e as cortinas tipo Berlim. Descrevem-se ainda sucintamente alguns exemplos de aplicação da técnica de CSM em obras recentemente realizadas em Itália e nos Estados Unidos da América.

Apresenta-se um caso prático de acompanhamento da aplicação da técnica de CSM que consiste na estrutura provisória de suporte das escavações do parque de estacionamento subterrâneo FUTURLAGOS, localizado na Frente Ribeirinha de Lagos. Este projecto insere-se no plano estratégico de reformulação do sistema viário da Avenida dos Descobrimentos, na cidade de Lagos, constituindo a primeira aplicação prática da técnica de CSM em Portugal. O estudo engloba o dimensionamento e a modelação numérica da estrutura de suporte, bem como a comparação de resultados daquela modelação com o comportamento observado em obra.

Os esforços e a geometria da estrutura de suporte são, numa fase inicial, calculados por via do método de equilíbrio limite, procurando-se comparar os resultados obtidos por diferentes formas de consideração da segurança. A modelação numérica é efectuada pelo método dos elementos finitos, recorrendo-se ao programa PLAXIS®, com o objectivo principal de compreensão do funcionamento das estruturas envolvidas e da interacção destas com os solos.

São descritos alguns aspectos técnicos relacionados com o processo de execução da cortina de contenção e apresentados os resultados de ensaios laboratoriais realizados sobre provetes de solo tratado, no âmbito do controlo de qualidade. Pelo facto de a técnica de CSM ser ainda muito recente, a experiência de aplicação existente cinge-se a um conjunto reduzido de solos em todo o mundo, pelo que o controlo de qualidade através de ensaios laboratoriais assume particular importância para a obra em estudo e para futuras aplicações desta técnica em solos de características semelhantes.

PALAVRAS-CHAVE: melhoramento de solos, *cutter soil mixing*, estruturas de suporte, escavações urbanas.

ABSTRACT

The present study intends to make a contribution to the knowledge about the behaviour of soils treated with the cutter soil mixing technique (CSM). In this work special attention is given to the application of this technique to urban excavations.

Cutter soil mixing belongs to the sphere of methods of soil improvement and, in this work, a comparison is made between this technique and other traditional methods, such as deep soil mixing (DSM) and jet grouting techniques. A comparative analysis is also be made with other solutions commonly used in excavation retaining structures, such as concrete cast-in-place piles, diaphragm walls and Berlin-type retaining walls. A few examples of the practical application of CSM in recent works performed in Italy and in the USA are described.

The present work is formed on the application of the CSM technique as part of a temporary retaining structure in an ongoing excavation to the construction of an underground parking lot located at the riverside of Lagos. This project is included in the strategic plan of the regeneration of the Avenida dos Descobrimentos, in the city of Lagos, being the first application of this technique in Portugal. The study includes the design and the numerical modeling of the retaining structure, as well as a comparison between the design numerical results and the ones observed during construction.

The stresses and the geometry of the retaining structure are initially calculated using the limit equilibrium method, and the results obtained are then compared by different ways of safety evaluation proposed in the current standards. The numerical model is based in the finite elements method using the automatic calculation program PLAXIS®. The main purpose of this analysis is to achieve a better understanding of the behaviour of the structures and their interaction with the adjacent soil.

Some technical details regarding the execution process of the retaining wall are described and some laboratorial results are performed on samples of treated soil for quality control. Due to the fact of CSM technique being very recent, the application experience existent is limited to a reduced set of soils throughout the world. Therefore, the quality control, done by laboratorial tests, is to assume particular importance in this case study and also in further applications of this technique in soils with similar characteristics.

KEYWORDS: soil improvement, *cutter soil mixing*, support structures, urban excavations.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS iii

RESUMO v

ABSTRACT vii

1. INTRODUÇÃO 1

1.1. ASPECTOS GERAIS 1

1.2. DESCRIÇÃO DOS OBJECTIVOS 2

1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE 3

2. A TÉCNICA DE CUTTER SOIL MIXING. ANÁLISE COMPARATIVA COM OUTRAS TÉCNICAS DE MELHORAMENTO E CONTENÇÃO DE SOLOS 5

2.1. INTRODUÇÃO 5

2.2. DEEP SOIL MIXING 5

2.3. CUTTER SOIL MIXING 9

2.3.1. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DA TÉCNICA DE CSM 14

2.3.1.1. Estrutura de Impermeabilização do Projecto Mose em Veneza, Itália 14

2.3.1.2. Cortina de contenção periférica e fundações em Vittorio Veneto, Itália. 16

2.3.1.3. Execução de poços de acesso a um microtúnel na Califórnia, EUA 17

2.3.1.4. Melhoramento do solo em Bolonha, Itália 18

2.4. JET GROUTING 19

2.5. PAREDES MOLDADAS DE BETÃO ARMADO 24

2.6. CORTINAS DE ESTACAS MOLDADAS 28

2.7. CORTINAS TIPO BERLIM 31

3. DADOS DE PROJECTO 35

3.1. DESCRIÇÃO DA OBRA 35

3.2. CONSIDERAÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS 36

3.2.1. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO 36

3.3. PROSPECÇÃO E ENSAIOS IN SITU 37

3.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 37
3.3.2. ENSAIOS SPT 38
3.3.3. ENSAIOS DE BOMBAGEM E RECUPERAÇÃO 38
3.4. ENSAIOS LABORATORIAIS 41
3.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 41
3.4.2. RESULTADOS 41
3.5. CONDICIONALISMOS 42
3.5.1. CONDICIONALISMOS HIDRÁULICOS 42
3.5.2. CONDICIONALISMOS RELATIVOS A CONFRONTAÇÕES 42
3.5.3. CONDICIONALISMOS SÍSMICOS 42
3.6. ZONAMENTO GEOTÉCNICO 43
3.7. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL 45
3.8. FASEAMENTO CONSTRUTIVO 47

4. ANÁLISE PELO MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE. PRÉ-DIMENSIONAMENTO 51
4.1. INTRODUÇÃO 51
4.2. CONSIDERAÇÃO DA SEGURANÇA 51
4.3. DEFINIÇÃO DA SECÇÃO DE REFERÊNCIA 52
4.4. PARÂMETROS DO TERRENO 53
4.5. CÁLCULOS DESPREZANDO A COESÃO 53
4.6. CÁLCULOS CONSIDERANDO A COESÃO 55
4.7. PRÉ-DIMENSIONAMENTO 56
4.7.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PERFIS METÁLICOS 56
4.7.2. ANÁLISE DO MOMENTO FLECTOR RESISTENTE DA SECÇÃO – VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA EM RELAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO 57
4.7.3. OPTIMIZAÇÃO DA SOLUÇÃO 63
4.7.4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS ANCORAGENS PRÉ-ESFORÇADAS 64

5. ANÁLISE PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS 69
5.1. INTRODUÇÃO 69
5.2. ANÁLISES EFECTUADAS 69
5.2.1. FASES DE CÁLCULO CONSIDERADAS 70

5.3. PARÂMETROS DO TERRENO E DA ESTRUTURA 71
5.4. COMPARAÇÃO COM O MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE 74
5.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 74
5.4.2. RESULTADOS OBTIDOS 75
5.5. ANÁLISE EM ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO 79
5.5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 79
5.5.2. RESULTADOS OBTIDOS 81
5.5.3. ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS 87
5.6. ANÁLISE EM ESTADO LIMITE ÚLTIMO 91
5.6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS 91
5.6.2. ANÁLISE SEGUNDO A ABORDAGEM 1.1 DO EC7 91
5.6.2.1. Resultados Obtidos 91
5.6.3. ANÁLISE SEGUNDO A ABORDAGEM 1.2 DO EC7 93
5.6.3.1. Resultados Obtidos 93
5.7. TENSÕES TANGENCIAIS NA INTERFACE ENTRE O SOLO E A CORTINA 95
5.8. EFEITO DE ARCO 97

6. EXECUÇÃO DA CORTINA E ENSAIOS LABORATORIAIS DE CONTROLO 101
6.1. INTRODUÇÃO 101
6.2. EXECUÇÃO DA CORTINA DE CUTTER SOIL MIXING 102
6.2.1. INTRODUÇÃO 102
6.2.2. EQUIPAMENTO 102
6.2.3. PROCESSO DE EXECUÇÃO 104
6.3. ENSAIOS LABORATORIAIS DE CONTROLO 109
6.3.1. ENSAIOS REALIZADOS 109
6.3.2. ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIAXIAL 113
6.3.2.1. Considerações Gerais 113
6.3.2.2. Resultados dos ensaios de compressão uniaxial da Série I 115
6.3.2.3. Resultados dos ensaios de compressão uniaxial da Série II 121
6.3.2.4. Resultados dos ensaios de compressão uniaxial da Série III 125
6.3.2.5. Resultados dos ensaios de compressão uniaxial da Série IV 129
6.3.2.6. Resultados dos ensaios de compressão uniaxial da Série V 134

6.3.3. ENSAIOS DE COMPRESSÃO DIAMETRAL 140
6.3.3.1. Considerações Gerais 140
6.3.3.2. Resultados dos ensaios de compressão diametral da Série I 140
6.3.3.3. Resultados dos ensaios de compressão diametral da Série II 142
6.3.3.4. Resultados dos ensaios de compressão diametral da Série V 144
6.3.4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS 147

7. OBSERVAÇÃO DA OBRA 151
7.1. INTRODUÇÃO 151
7.2. EXECUÇÃO DA ESCAVAÇÃO E SISTEMA DE DRENAGEM 151
7.3. PLANO DE OBSERVAÇÃO 158
7.3.1. INSTRUMENTAÇÃO IMPLEMENTADA 158
7.3.2. LIMITES DE ALERTA E DE ALARME 140162
7.3.3. ANÁLISE DE RESULTADOS 140163
7.3.3.1. Inclinómetros 163
7.3.3.2. Células de carga 172
7.3.3.3. Alvos topográficos 173

8. CONCLUSÕES 176

BIBLIOGRAFIA 179

ANEXOS

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Frente Ribeirinha de Lagos: a) aspecto geral antes da renovação urbana; b) aspecto geral após a renovação urbana prevista (www.cm-lagos.pt). 2

Figura 2.1 – Ferramentas de corte e mistura utilizadas nos métodos tradicionais de DSM: a) aplicação do método sueco de *Dry mixing*; b) sistema de trados utilizado na Alemanha pela Bauer, a partir de 1977 para aplicação do método de *Wet mixing*; c) aplicação do método de *Wet mixing* na Polónia; d) aplicação do método de *Wet mixing* no Japão; e) aplicação do método de *Wet mixing* na América (Larsson, 2005). 6

Figura 2.2 – Etapas envolvidas no processo de aplicação da técnica de DSM: a) posicionamento da ferramenta de corte; b) início da fase de furação, com desagregação do terreno; c) a ferramenta de corte vai descendo até atingir a profundidade máxima do tratamento; d) início da fase de extracção do equipamento até à superfície, efectuando-se simultaneamente a injecção de ligante; e) tratamento concluído (Massarsch e Topolnicki, 2005). 7

Figura 2.3 – Exemplos de padrões de tratamento em colunas sobrepostas (Massarsch e Topolnicki, 2005). 7

Figura 2.4 – Aspecto da ferramenta de corte após a extracção num solo argiloso – efeito "saca-rolhas" (Falk e Sigmud, 2009 8

Figura 2.5 – Configuração do tratamento pelos métodos tradicionais de DSM e pela técnica de CSM.10

Figura 2.6 – Equipamento do CSM: a) ferramenta de corte (hidrofresa); b) execução de um painel de solo tratado (Geo-Rumo, 2009)....10

Figura 2.7 – Sistema de suporte da ferramenta de corte: a) sistema de vara *Kelly* para profundidades até 35 m; b) sistema de cabos de suspensão para profundidades superiores a 35 m. 11

Figura 2.8 – Guia metálica para auxílio do posicionamento da ferramenta de corte (www.geotunnel.it). 11

Figura 2.9 – Processo de execução da técnica de CSM: a) início da fase de furação, com desagregação do terreno; b) atingida a profundidade máxima de tratamento, inicia-se a injecção de ligantes; c) extracção do equipamento até à superfície, com injecção simultânea de ligantes (www.golder.ca). 12

Figura 2.10 – Aspecto final de um painel de solo tratado com CSM (www.remtech2008.com). 12

Figura 2.11 – Vista geral do projecto na enseada de Lido, em Veneza (www.salvemose.it). 14

Figura 2.12 – Localização do novo porto de refúgio e da parede de impermeabilização realizada coma técnica de CSM na enseada de Lido (www.salvemose.it). 15

Figura 2.13 – Parede de CSM para impermeabilização da bacia norte do porto (www.salvemose.it). 15

Figura 2.14 – Construção da obra: a) fase de execução dos painéis de CSM; b) fase de escavação da bacia (Google Earth, 2009). 16

Figura 2.15 – Parede de CSM e painéis isolados de CSM reforçados com armadura de tracção que servem como ancoragem da laje de fundo (Gerressen, Schopf e Stotzer, 2009). 17

Figura 2.16 – Poço de acesso executado com a técnica de CSM (Gerressen, Schopf e Stotzer, 2009). 18

Figura 2.17 – Aspecto da obra durante a fase de execução dos painéis de CSM (Gerressen, Schopf e Stotzer, 2009). 19

Figura 2.18 – Tubos de injecção para aplicação do *jet grouting* (www.heidelbergcement.com)..... 20

Figura 2.19 – Processo de execução do *jet grouting*: a) furação até à profundidade máxima do tratamento: b) início da bombagem de calda de cimento; c) extracção do equipamento e bombagem simultânea de calda de cimento; b) execução de várias colunas de *jet grouting* sobrepostas (www.haywardbaker.com). 20

Figura 2.20 – Diâmetro das colunas de *jet grouting* em função do tipo de solo (Schlosser, 1997)..... 21

Figura 2.21 – Sistema com colisão de jactos – *super jet grouting*: a) processo de execução; b) pormenor do sistema de jactos utilizado (www.haywardbaker.com). 22

Figura 2.22 – Esquematização do processo de execução de paredes moldadas: a) escavação do painel; b) introdução de armadura; c) betonagem desde a profundidade máxima do painel até à superfície (www.casefoundation.com)..... 24

Figura 2.23 – Balde de maxilas. 25

Figura 2.24 – Hidrofresa (Bauer). 25

Figura 2.25 – Tipos de cortinas de estacas, relativamente ao espaçamento entre elementos: a) cortina de estacas espaçadas; b) cortina de estacas tangentes; c) cortina de estacas secantes. 28

Figura 2.26 – Esquematização do processo de execução de estacas moldadas com recurso a trado contínuo: a) furação com trado contínuo até à profundidade pretendida e simultânea remoção do terreno por rotação; b) remoção do trado e injecção simultânea de betão através do veio oco do trado; c) introdução de armadura; d) estaca executada (www.terratest.es). 29

Figura 2.27 – Esquematização do processo de execução de estacas moldadas com recurso a tubo moldador; a) cravação do tubo metálico constituído por troços acoplados, sendo retirado simultaneamente o terreno no seu interior com recurso a um trado e limpadeira; b) colocação da armadura, devidamente guiada; c) betonagem da estaca, procurando manter em permanência a continuidade da massa de betão; d) extracção do tubo moldador; e) estaca executada (www.terratest.es)..... 30

Figura 2.28 – Cortinas Tipo Berlim: a) provisórias; b) definitivas (Guerra, 1999). 32

Figura 2.29 – Aspecto final de cortinas tipo Berlim: a) cortina tipo Berlim provisória (www.fdo.pt/georumo); b) cortina tipo Berlim definitiva (www.digger.gr). 32

Figura 3.1 – Fotografia aérea da zona interessada pela obra (Google Earth, 2009). 35

Figura 3.2 – Dimensões da escavação a realizar. 36

Figura 3.3 – Mapa geológico simplificado da região do Algarve (rochadapena.no.sapo.pt). 36

Figura 3.4 – Enquadramento do local da obra na Carta Geológica de Portugal Continental (Geo-Rumo, 2008). 37

Figura 3.5 – Planta de localização das sondagens (Geo-Rumo, 2008)..... 37

Figura 3.6 – Valores médios de N_{SPT}. 38

Figura 3.7 – Correlação de N_{SPT} com q_c em função do diâmetro médio das partículas do solo, proposta por Robertson & Campanella (1983). 44

Figura 3.8 – Correlações entre a resistência de ponta do CPT, qc, e o módulo de deformabilidade de solos granulares (Folque, 1976).....45

Figura 3.9 – Localização dos alinhamentos A1, A2, A3. 46

Figura 3.10 – Aspecto tridimensional da solução estrutural adoptada. 46

Figura 3.11 - Esquematização do faseamento construtivo. 49

Figura 4.1 – Modelo simplificado da escavação e das condições geotécnicas.....52

Figura 4.2 – Componentes horizontais das tensões activas e passivas e resultantes dos impulsos actuantes na parede.....53

Figura 4.3 – Diagramas de momentos flectores e de esforços transversos calculados por equilíbrio limite, desprezando a coesão.....54

Figura 4.4 – Simplificação para a consideração da coesão efectiva. 55

Figura 4.5 – Pressões de terras resultantes da aplicação do Teorema dos Estados Correspondentes. 55

Figura 4.6 – Diagramas de momentos flectores e de esforços transversos calculados por equilíbrio limite, considerando a contribuição da coesão. 57

Figura 4.7 – Posicionamento dos perfis metálicos na secção de solo tratado. 58

Figura 4.8 – Posição do eixo neutro, considerando perfis IPE 330 afastados de 0,40 m. 59

Figura 4.9 – Distribuição de tensões no solo tratado em Estado Limite Último. 60

Figura 4.10 – Distâncias consideradas no cálculo do centro de massa, em secção fissurada.....62

Figura 4.11 – Secção transversal da solução adoptada. 64

Figura 4.12 – Condicionalismos para definição da geometria das ancoragens (Littlejohn, 1972; Ostermayer, 1976). 67

Figura 5.1 – Simulação do rebaixamento progressivo do nível freático ao longo das várias fases de cálculo. 71

Figura 5.2 – Secção não fendilhada. 72

Figura 5.3 – Secção fendilhada.....73

Figura 5.4 – Modelo de cálculo utilizado no método de elementos finitos, considerando a selagem fixa das ancoragens. 74

Figura 5.5 – Tensões efectivas horizontais na interface com a cortina, determinadas pelo método equilíbrio limite e pelo método dos elementos finitos, segundo a Abordagem 1.2 do EC7. 75

Figura 5.6 – Influência da flexibilidade da parede na distribuição das pressões: a) lado passivo; b) lado activo (adaptado de Rowe, 1952 citado por Matos Fernandes, 1990). 76

Figura 5.7 – Deformada da cortina nas várias fases de cálculo consideradas. 77

Figura 5.8 – Diagramas de momentos flectores e de esforços transversos calculados pelo método de equilíbrio limite e pelo método dos elementos finitos, segundo a Abordagem 1.1 do EC7. 78

Figura 5.9 – Diagramas de momentos flectores e de esforços transversos calculados pelo método de equilíbrio limite e pelo método dos elementos finitos, segundo a Abordagem 1.2 do EC7. 78

Figura 5.10 – Modelo de cálculo utilizado no método de elementos finitos, considerando a possibilidade de deslocamento do bolbo de selagem das ancoragens pré-esforçadas. 80

Figura 5.11 – Tensões efectivas horizontais na interface com a cortina, determinadas pelo método dos elementos finitos na análise em condições de serviço, considerando a secção não fendilhada. . 81

Figura 5.12 – Diagramas de momentos flectores e esforços transversos calculados pelo método dos elementos finitos na análise em condições de serviço, considerando a secção não fendilhada. 82

Figura 5.13 – Posição do eixo neutro e distribuição de tensões em regime elástico, considerando a secção fendilhada. 83

Figura 5.14 – Tensões efectivas horizontais na interface com a cortina, determinadas pelo método dos elementos finitos na análise em condições de serviço, considerando a secção fendilhada..... 85

Figura 5.15 – Diagramas de momentos flectores e esforços transversos calculados pelo método dos elementos finitos na análise em condições de serviço, considerando a secção fendilhada. 86

Figura 5.16 – Deslocamento horizontal da cortina. 87

Figura 5.17 – Assentamentos da superfície. 88

Figura 5.18 – Deslocamentos associados a uma escavação suportada com boas condições de apoio no pé. (Matos Fernandes, 1990). 89

Figura 5.19 **–** Empolamento na frente da cortina. 89

Figura 5.20 – Deslocamentos do terreno: a) deslocamentos horizontais; b) deslocamentos verticais. 90

Figura 5.21 – Tensões efectivas horizontais na interface com a cortina para a análise em Estado Limite Último, segundo a Abordagem 1.1 do EC7. 91

Figura 5.22 – Deslocamentos horizontais da cortina na última fase de escavação para a análise em Estado Limite Último segundo a Abordagem 1.1do EC7. 92

Figura 5.23 – Diagramas de momentos flectores e de esforços transversos calculados pelo método dos elementos finitos na análise em Estado Limite Último, segundo a Abordagem 1.1 do EC7. 92

Figura 5.24 – Tensões efectivas horizontais na interface com a cortina para a análise em Estado Limite Último, segundo a Abordagem 1.2 do EC7. 93

Figura 5.25 – Deslocamentos horizontais da cortina na última fase de escavação para a análise em Estado Limite Último segundo a Abordagem 1.2 do EC7. 94

Figura 5.26 – Diagramas de momentos flectores e de esforços transversos calculados pelo método dos elementos finitos na análise em Estado Limite Último, segundo a Abordagem 1.2 do EC7. 94

Figura 5.27 – Forças intervenientes no equilíbrio vertical da parede de contenção (adaptado de Guerra et. al, 2005)..... 95

Figura 5.28 – Distribuição da tensão horizontal na secção transversal da parede de contenção..... 97

Figura 5.29 – Forças desenvolvidas por efeito de arco. 97

Figura 5.30 – Distribuição de tensões por efeito de arco na secção transversal em estudo..... 98

Figura 6.1 – Tipos de rodas dentadas (Bauer)..... 102

Figura 6.2 – Ferramentas de corte (Bauer). 103

Figura 6.3 – Equipamento utilizado na execução dos painéis de CSM: a) ferramenta de corte BCM 5; b) sistema de vara *kelly*.....103

Figura 6.4 – Painel de controlo do equipamento de CSM. 104

Figura 6.5 – Gráficos obtidos durante a execução de um dos painéis da obra: a) volume de cimento adicionado ao painel durante as fases de furação (linha a azul) e extracção (linha a vermelho); b) profundidade da ferramenta de corte em função do tempo; c) velocidade de execução do painel durante as fases de furação (linha a azul) e extracção (linha a vermelho); d) desvios da ferramenta de corte relativamente à posição inicial. 105

Figura 6.6 – Instalação dos perfis metálicos. 106

Figura 6.7 – Sequência de execução por painéis primários e secundários. 106

Figura 6.8 – Processo de execução dos painéis de CSM. 107

Figura 6.9 – Equipamentos auxiliares necessários ao processo de execução da cortina de CSM. ...107

Figura 6.10 – Aspecto dos perfis metálicos, após a escavação até cota da base da viga de coroamento.....108

Figura 6.11 – Viga de coroamento: a) execução das armaduras e colocação da cofragem; b) aspecto final da viga de coroamento. 108

Figura 6.12 – *LDTs* utilizados no Laboratório de Geotecnia, FEUP. 113

Figura 6.13 – Calibração dos *LDTs*.....114

Figura 6.14 – Curva de calibração do *LDT* de 110 mm. 114

Figura 6.15 – Transdutores de efeito de Hall utilizados no Laboratório de Geotecnia, FEUP. 115

Figura 6.16 – Aspecto dos provetes cilíndricos 1, 2, 3 e 4 após a sua colocação na prensa. 117

Figura 6.17 – Deslocamentos axiais medidos nos dois *LDTs* em função da carga aplicada, para os provetes 1, 2, 3 e 4.....117

Figura 6.18 – Curvas de tensão-deformação obtidas nos ensaios sobre os provetes cilíndricos 1, 2, 3 e 4.....118

Figura 6.19 – Aspecto dos provetes 1, 2, 3 e 4 após os ensaios de compressão uniaxial. 119

Figura 6.20 – Aspecto do interior do Provete 1 no final do ensaio. 120

Figura 6.21 – Curva granulométrica do material retirado do furo de sondagem S10, à profundidade de 6,0 m.....120

Figura 6.22 – Aspecto dos provetes 5,6 e 7 antes dos ensaios de compressão uniaxial. 121

Figura 6.23 – Deslocamentos axiais medidos nos dois *LDTs* em função da carga aplicada, para os provetes 5, 6 e 7.....122

Figura 6.24 – Curvas de tensão-deformação obtidas nos ensaios sobre os provetes cilíndricos 5, 6 e 7.....123

Figura 6.25 – Aspecto dos provetes 5,6 e 7 antes dos ensaios de compressão uniaxial. 124

Figura 6.26 – Curva granulométrica do material retirado do furo de sondagem S8, à profundidade de 4,5 m.....124

Figura 6.27 – Moldes cúbicos de utilizados na recolha dos provetes. 125

Figura 6.28 – Aspecto dos provetes 8,9,10 e 11 após a sua colocação na prensa. 126

Figura 6.29 – Curvas de tensão-deformação obtidas nos ensaios sobre os provetes cúbicos 8,9,10 e 11. 127

Figura 6.30 – Aspecto dos provetes 8,9,10 e 11 após os ensaios de compressão uniaxial. 128

Figura 6.31 – Perfil geológico-geotécnico entre os furos de sondagem S2 e S3. 129

Figura 6.32 – Aspecto dos provetes 12, 13, 14, 15, 16 e 17 após a sua colocação na prensa. 130

Figura 6.33 – Deslocamentos axiais medidos nos dois transdutores de efeito de Hall em função da carga aplicada, para os provetes 12, 13, 14, 15, 16 e 17. 131

Figura 6.34 – Curvas de tensão-deformação obtidas nos ensaios sobre os provetes cilíndricos 12, 13, 14, 15, 16 e 17. 132

Figura 6.35 – Aspecto dos provetes 12, 13, 14, 15, 16 e 17 após o ensaio de compressão uniaxial. 134

Figura 6.36 – Carotes recolhidas de diferentes painéis de solo tratado. 134

Figura 6.37 – Aspecto dos provetes cilíndricos 18,19,20, 21 e 22 após a sua colocação na prensa. 135

Figura 6.38 – Deslocamentos axiais medidos nos dois *LDTs* em função da carga aplicada, para os provetes 18, 19, 20, 21 e 22. 136

Figura 6.39 – Curvas de tensão-deformação obtidas nos ensaios sobre os provetes cilíndricos 18, 19, 20, 21 e 22. 137

Figura 6.40 – Aspecto dos provetes 18, 19, 20, 21 e 22 após os ensaios de compressão uniaxial. . 139

Figura 6.41 – Aspecto do interior do Provete 22 no final do ensaio. 139

Figura 6.42 – Aspecto dos provetes cilíndricos no início dos ensaios de compressão diametral. 141

Figura 6.43 – Provetes 23, 24, 25 e 26 após o ensaio de compressão diametral. 142

Figura 6.44 – Aspecto dos provetes 27, 28 e 29 antes dos ensaios de compressão diametral. 143

Figura 6.45 – Aspecto dos provetes 27, 28 e 29 após a rotura. 144

Figura 6.46 – Aspecto dos provetes 30, 31, 32, 33 e 34 no início dos ensaios de compressão diametral. 145

Figura 6.47 – Aspecto dos provetes cilíndricos 30, 31, 32, 33 e 34 após os ensaios de compressão diametral. 146

Figura 6.48 – Aspecto da matriz de solo tratado (Provete 31). 146

Figura 7.1 – Sistema de drenagem provisório. 152

Figura 7.2 – Execução de um dos drenos da obra em estudo. 153

Figura 7.3 – Aspecto geral da obra após a execução dos painéis de CSM e da viga de coroamento. 153

Figura 7.4 – Escavação até à cota da base da viga de coroamento para execução das ancoragens. 154

Figura 7.5 – Execução de ancoragens: a) operação de furação à roto-percussão entubada; b) aspecto após a injecção das ancoragens. 154

Figura 7.6 – Aspecto geral da obra após o pré-esforço das ancoragens. 154

Figura 7.7 – Aspecto geral da obra na fase de execução correspondente à escavação até à profundidade de 3 m. 155

Figura 7.8 – Aspecto geral da obra após a escavação até à profundidade de 6 m. 155

Figura 7.9 – Aspecto da parede de CSM após a escavação até à profundidade de 6 m. 156

Figura 7.10 – Aspecto final da escavação após a regularização do fundo. 157

Figura 7.11 – Aspecto geral da obra no início da execução da laje de fundo. 157

Figura 7.12 – Localização dos equipamentos de monitorização. 159

Figura 7.13 – Inclinómetro: a) aparelho de aquisição de dados; b) Inclinómetro. 159

Figura 7.14 – Leitura inclinométrica na obra em estudo. 160

Figura 7.15 – Esquema do inclinómetro biaxial. 161

Figura 7.17 – Célula de carga instalada na obra em estudo. 161

Figura 7.16 – Alvo topográfico colocado na viga de coroamento, na obra em estudo. 162

Figura 7.18 – Identificação da direcção A. 164

Figura 7.19 – Deslocamentos horizontais na direcção A, obtidos na Leitura 1: a) inclinómetro I1; b) inclinómetro I2; c) inclinómetro I3. 165

Figura 7.20 – Aspecto geral da escavação na fase de execução correspondente à Leitura 2. 166

Figura 7.21 – Deslocamentos horizontais na direcção A, obtidos nas leituras 1 e 2: a) inclinómetro I1; b) inclinómetro I2; c) inclinómetro I3. 167

Figura 7.22 – Deslocamentos horizontais na direcção A, obtidos nas leituras 1, 2 e 3: a) inclinómetro I1; b) inclinómetro I2; c) inclinómetro I3. 169

Figura 7.23 – Deslocamentos horizontais na direcção A, obtidos nas leituras 3 e 4: a) inclinómetro I1; b) inclinómetro I2; c) inclinómetro I3. 170

Figura 7.24 – Envolvente de deslocamentos horizontais na direcção A: a) inclinómetro I1; b) inclinómetro I2; c) inclinómetro I3. 171

Figura 7.25 – Deslocamentos verticais da parede de contenção obtidos através dos alvos topográficos. 175

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Características das técnicas Nórdica e Japonesa de *Dry mixing* (EN 14679, 2005). 8

Quadro 2.2 – Características das técnicas Europeia e Japonesa de *Wet mixing* (EN 14679, 2005). 9

Quadro 2.3 – Análise comparativa entre os métodos tradicionais de DSM e a técnica de CSM. 13

Quadro 2.4 – Características dos solos interessados pela obra executada na Califórnia, nos Estados Unidos da América, em 2007. 17

Quadro 2.5 – Consumo de cimento para os três sistemas de *jet grouting* (Kaidussis e Gomez de Tejada, 2004). 21

Quadro 2.6 – Resistência à compressão simples de acordo com o tipo de solo (adaptado de Carreto, 1999). 22

Quadro 2.7 – Análise comparativa entre o *jet grouting* a técnica de CSM. 23

Quadro 2.8 – Análise comparativa entre as paredes moldadas e a aplicação da técnica de CSM em cortinas de contenção de escavações. 27

Quadro 2.9 – Análise comparativa entre as cortinas de estacas moldadas e a técnica de CSM como solução de contenção de escavações. 31

Quadro 2.10 – Análise comparativa entre as cortinas tipo Berlim e a aplicação da técnica de técnica de CSM em cortinas de contenção de escavações. 33

Quadro 3.1 – Resultados dos ensaios de bombagem e recuperação (Geo-Rumo, 2008).....40

Quadro 3.2 – Classificação do grau de permeabilidade, segundo Terzaghi & Peck (1967). 41

Quadro 3.3 – Resultados dos ensaios laboratoriais. 42

Quadro 3.4 – Principais características das zonas geotécnicas consideradas. 43

Quadro 4.1 – Coeficientes de Segurança. 52

Quadro 4.2 – Valores característicos dos parâmetros geotécnicos. 53

Quadro 4.3 – Resultados obtidos por equilíbrio limite, desprezando a coesão. 54

Quadro 4.4 – Resultados obtidos por equilíbrio limite, considerando o efeito da coesão. 56

Quadro 4.5 – Características de resistência e de deformabilidade do solo tratado. 59

Quadro 4.6 – Valores do momento flector resistente da secção, para diferentes afastamentos entre os perfis. 63

Quadro 4.7 – Características dos cordões de pré-esforço utilizados. 64

Quadro 4.8 – Tracção de serviço e tracção admissível para a área de aço calculada. 66

Quadro 5.1 – Parâmetros relacionados com a geometria e o comportamento mecânico das ancoragens pré-esforçadas.....73

Quadro 5.2 – Comparação dos resultados obtidos pelo método de equilíbrio limite e pelo método dos elementos finitos. 79

Quadro 5.3 – Momento flector máximo de cálculo na última fase de escavação, esforço axial na secção de momento máximo e variação da força de ancoragem, considerando a secção não fendilhada. 82

Quadro 5.4 – Tensões máximas instaladas no solo tratado e no aço, considerando a secção não fendilhada, em regime elástico. 83

Quadro 5.5 – Características da secção considerando a secção fendilhada em regime elástico. 85

Quadro 5.6 – Momento flector máximo de cálculo na última fase de escavação, esforço axial na secção de momento máximo e variação da força de ancoragem, considerando a secção fendilhada.85

Quadro 5.7 – Tensões máximas instaladas no solo tratado e no aço, considerando a secção fendilhada. 86

Quadro 5.8 – Momento flector máximo de cálculo na última fase de escavação, esforço axial na secção de momento máximo e variação da força de ancoragem, para a Abordagem 1.1 do EC7..... 93

Quadro 5.9 – Momento flector máximo de cálculo na última fase de escavação, esforço axial na secção de momento máximo e variação da força de ancoragem, para a Abordagem 1.2 do EC7..... 95

Quadro 5.10 – Parâmetros para o cálculo da tensão de compressão no arco. 99

Quadro 6.1 – Características dos provetes cilíndricos 1, 2, 3 e 4 ensaiados à compressão uniaxial. 116

Quadro 6.2 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial sobre provetes cilíndricos 1, 2, 3 e 4. 119

Quadro 6.3 – Características dos provetes cilíndricos 5, 6 e 7. 121

Quadro 6.4 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial sobre provetes cilíndricos 5, 6 e 7. . 123

Quadro 6.5 – Características das amostras cúbicas ensaiadas. 125

Quadro 6.6 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial sobre os provetes 8, 9 10 e 11. 127

Quadro 6.7 – Características dos provetes cúbicos 12, 13, 14, 15, 16 e 17. 129

Quadro 6.8 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial sobre provetes cilíndricos 5,6 e 7. .. 133

Quadro 6.9 – Características dos provetes cilíndricos 18,19,20,21 e 22 ensaiados à compressão uniaxial. 135

Quadro 6.10 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial sobre provetes cilíndricos 18, 19, 20, 21 e 22. 138

Quadro 6.11 – Características dos provetes cilíndricos 23, 24, 25 e 26 ensaiados à compressão diametral. 140

Quadro 6.12 – Resultados dos ensaios de compressão diametral realizados sobre os provetes 23, 24, 25 e 26. 141

Quadro 6.13 – Características dos provetes cilíndricos 27, 28 e 29 ensaiados à compressão diametral. 142

Quadro 6.14 – Resultados dos ensaios de compressão diametral realizados sobre os provetes 23, 24, 25 e 26. 143

Quadro 6.15 – Características dos provetes 30, 31, 32, 33 e 34, ensaiados à compressão diametral. 144

Quadro 6.16 – Resultados dos ensaios de compressão diametral realizados sobre os provetes 30, 31, 32, 33 e 34.....145

Quadro 6.17 – Características dos provetes, condições de realização dos ensaios e parâmetros médios de resistência e de deformabilidade obtidos nas Séries de ensaios I e II. 148

Quadro 6.18 – Características dos provetes, condições de realização dos ensaios e parâmetros médios de resistência e de deformabilidade obtidos nas Séries de ensaios III e IV. 149

Quadro 6.19 – Características dos provetes, condições de realização dos ensaios e parâmetros médios de resistência e de deformabilidade obtidos na Série de ensaios V.....150

Quadro 7.1 – Limites de alerta definidos para a obra em estudo. 163

Quadro 7.2 – Leituras inclinométricas realizadas. 163

Quadro 7.3 – Leituras realizadas nas células de carga. 172

Quadro 7.4 – Resultados das leituras das células de carga. 173

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Alfabeto latino

a – afastamento entre perfis metálicos

A_{homog} – área homogeneizada

A_i – alvo topográfico

A_{p1} – área nominal dos cordões

As_i – área de aço

A_{sp} – área de pré-esforço

b – largura da secção transversal

c' – coesão efectiva

C_i – célula de carga

C_N – factor correctivo do ensaio SPT que tem em conta tensão efectiva vertical de repouso

D – diâmetro do provete

d – altura da secção transversal

d' – altura do perfil metálico

d_G – espessura do arco desenvolido

E – módulo de deformabilidade

e – espaçamento longitudinal das ancoragens

EA – rigidez axial

$E_{aço}$ – módulo de deformabilidade do aço

$\mathrm{E_{el}}$ – módulo de deformabilidade tangente inicial

EI – rigidez à flexão

e_{parede} – espessura da parede

$E_{solo\ tratado}$ – módulo de deformabilidade do solo tratado

F – força aplicada; tensão de compressão desenvolvida no arco

f – flecha do arco desenvolvido

F_a – força de ancoragem

F_{al} – força tangencial mobilizada na interface do lado activo da parede

F_b – reacção na base da parede

F_c – força de compressão no solo tratado

f_{cd} – valor de cálculo da resistência à compressão do solo tratado

f_{ck} – valor médio resistência à compressão do solo tratado

F_{pl} – força tangencial mobilizada na interface do lado passivo da parede

F_{si} – força no aço

f_{tk} – valor médio da resistência à tracção do solo tratado

f_{yd} – valor de cálculo da tensão resistente do aço

H – reacção na direcção perpendicular ao eixo do perfil metálico

h_i – espessura do estrato i

i – inclinação da ancoragem com a horizontal

I_a – impulso activo devido às terras

$I_{aço}$ – momento de inércia do aço

I_{homog} – inércia homogeneizada

I_i – inclinómetro

I_p – impulso passivo devido às terras

I_q – impulso devido à sobrecarga

$I_{solo\ tratado}$ – momento de inércia da secção de solo tratado

I_w – impulso hidrostático

k – coeficiente de permeabilidade

$K_{a,i}$ – coeficiente de impulso activo

$K_{p,i}$ – coeficiente de impulso passivo

L – altura do provete; intervalo de leitura

L_l – comprimento livre da ancoragem

L_s – comprimento do bolbo de selagem

M – momento flector

M_{rd} – momento flector resistente

M_{sd} – momento flector actuante de cálculo

$M_{sd,max}$ – momento flector actuante máximo de cálculo

N – esforço axial

n – número de cordões de pré-esforço

N_{60} – número de pancadas do SPT para um nível de eficiência de 60%

N_{SPT} – número de pancadas do SPT

P_d – valor de cálculo da força actuante na ancoragem

Q – valor da sobrecarga aplicada à superfície do terreno; caudal

q – tensão horizontal

q_c – resistência de ponta

r – razão água/cimento

$R_{a,d}$ – valor de cálculo da resistência da ancoragem

$R_{a,k}$ – valor de cálculo da resistência ao arrancamento do bolbo de selagem

Rd – valor resistente de cálculo

Sd – valor de cálculo do efeito das acções

T_a – tracção admissível de uma ancoragem

T_s – tracção de serviço de uma ancoragem

T_y – tensão de tracção limite no aço

V – esforço transverso; reacção na direcção do eixo do perfil metálico

W_p – peso da parede

W_x – módulo de resistência do aço

x – posição do eixo neutro da secção

y_G – centro de massa

z – profundidade

Alfabeto grego

α – parâmetro adimensional que varia de acordo com as características do solo

γ – peso volúmico

$\gamma_{a,t}$ – coeficiente de majoração

γ'_i – peso volúmico submerso do solo correspondente ao estrato i

γ_s – factor de redução

γ_w – peso volúmico da água

δ_h – deslocamento horizontal

ε_c – extensão do solo tratado

ε_{si} – extensão do aço

θ – inclinação lida

χ_1 – parâmetro que, multiplicado pelo valor de x e pelo valor de f_{cd}, permite obter a área do diagrama parábola-rectângulo

σ – tensão normal

$\sigma_{comp.\ max}$ – tensão de rotura à compressão uniaxial

$\sigma_h^{'}$ – tensão efectiva horizontal

σ_t – tensão de tracção;

σ_{tm} – resistência à tracção do material

$\sigma_{tracção,máx}$ – tensão de rotura à tracção

σ'_{v0} – tensão efectiva de repouso

ϕ' – ângulo de atrito efectivo

Abreviaturas

ASTM – *American society for testing and materials*

CPT – *Cone Penetration Test*

CSM – *cutter soil mixing*

DSM – *deep soil mixing*

DNA – documento nacional de aplicação

EC7 – eurocódigo 7 – projecto geotécnico

Eq. Lim – equilíbrio limite

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

LDT – transdutor de deformações locais

MEF – método dos elementos finitos

NP EN – norma portuguesa adaptada da norma europeia

PVC – policloreto vinilo

REAE – regulamento de estruturas de aço para edifícios

RSA – regulamento de segurança e acções em estruturas de edifícios e pontes

SPT – *Standard Penetration Test*

Outros Simbolos

PLAXIS® – software de modelação numérica pelo método de elementos finitos

r. p. m. – rotações por minuto

TRIAX® – software de recolha e análise de deformações de *LDTs*

1

INTRODUÇÃO

1.1. ASPECTOS GERAIS

O espaço disponível para novas construções urbanas é cada vez mais escasso, o que tem conduzido ao longo dos anos a um crescente aproveitamento do espaço subterrâneo, geralmente à custa de escavações de face vertical, suportadas por estruturas de suporte flexíveis. Nas escavações realizadas em meio urbano, além da estabilidade da estrutura de contenção, é necessário assegurar que os movimentos que ocorrem durante a sua execução não interferem na estabilidade de estruturas existentes nas proximidades.

Sob o ponto de vista geotécnico, os locais com melhores condições para a implantação de uma obra são aqueles cujos solos de fundação apresentam adequada resistência ao corte, boa capacidade de carga, baixa permeabilidade e baixa compressibilidade, entre outras exigências específicas de cada projecto. No entanto, muitas vezes é necessário construir em locais onde os solos de fundação não apresentam as condições mais favoráveis, o que se deve, em parte, à crescente ocupação do solo. Como resposta a este problema, pode recorrer-se à melhoria das propriedades dos solos, tornando-os adequados às exigências impostas. Para tal, existe actualmente uma diversidade de técnicas de melhoramento de solos, muitas delas específicas para determinados tipos de terrenos e aplicações.

No panorama da geotecnia em geral e, particularmente, no âmbito das técnicas de melhoramento de solos, as exigências passam cada vez mais por encontrar soluções que sejam técnica e economicamente viáveis, causando o menor impacto ambiental possível. Nesse contexto, a utilização dos solos como materiais de construção através da sua mistura *in situ* com agentes estabilizadores tem vindo a ser alvo de intensificação e diversificação ao longo do tempo, tendo-se desenvolvido técnicas inovadoras e versáteis na tentativa de encontrar soluções cada vez mais sustentáveis que permitam obter resultados satisfatórios.

O presente trabalho é dedicado ao estudo da técnica de *cutter soil mixing* (CSM), cuja aplicação tem por base a mistura do solo *in situ* com calda de cimento, formando painéis de solo tratado com uma geometria perfeitamente conhecida em profundidade. Esta técnica oferece múltiplas possibilidades de aplicação, como cortinas de impermeabilização, paredes de contenção estruturais, elementos de fundação, entre outros. A sua capacidade de atingir grandes profundidades representa um enorme potencial para a construção de paredes profundas, especialmente as de impermeabilização aplicadas em obras de barragens ou as de isolamento de locais contaminados.

Projectos recentes bem sucedidos permitem afirmar que esta é uma solução interessante, tanto a nível técnico como económico, tendo já sido implementada com sucesso em muitos países.

A cidade de Lagos encontra-se actualmente num processo de renovação urbana, que inclui a execução de dois parques de estacionamento subterrâneos, localizando-se um na Frente Ribeirinha e outro no Anel Verde/Parque da Cidade. O caso de estudo do presente trabalho consiste na estrutura que, em fase provisória, serve de suporte às escavações para o parque de estacionamento FUTURLAGOS, localizado na Frente Ribeirinha. Este projecto insere-se no plano estratégico de reformulação do sistema viário da Avenida dos Descobrimentos, na cidade de Lagos, constituindo a primeira aplicação prática da técnica de CSM em Portugal. Na Figura 1.1 pode observar-se o aspecto da zona da Frente Ribeirinha antes e após a renovação urbana prevista.



a) b)

Figura 1.1 – Frente Ribeirinha de Lagos: a) aspecto geral antes da renovação urbana; b) aspecto geral após a renovação urbana prevista (www.cm-lagos.pt).

1.2. DESCRIÇÃO DOS OBJECTIVOS

Este trabalho enquadra-se na situação referida no ponto anterior, descrevendo-se a técnica de CSM e salientando-se algumas vantagens e desvantagens relativamente a outras técnicas que podem ser utilizadas com a mesma finalidade.

Como foi referido anteriormente, o caso de estudo do presente trabalho incide sobre o projecto da estrutura de suporte das escavações do parque de estacionamento subterrâneo da Frente Ribeirinha de Lagos, com recurso à técnica de CSM. A estrutura consiste numa cortina de contenção periférica executada com a técnica de CSM e reforçada com perfis metálicos, associada a um nível de ancoragens. Além da análise da estrutura de contenção pelo método de equilíbrio limite e pelo método dos elementos finitos, salienta-se como objectivo principal deste trabalho o acompanhamento da obra, estudando-se os detalhes da sua execução, os rendimentos e a qualidade do solo tratado, por meio de ensaios de amostras em laboratório. Procura-se ainda analisar o comportamento da estrutura de suporte durante a fase de execução através de instrumentação implementada no local da obra, efectuando-se uma análise comparativa entre os resultados obtidos na modelação numérica e os resultados reais observados.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

O presente trabalho encontra-se organizado em oito capítulos, sendo neste primeiro apresentadas as considerações gerais sobre a aplicação de técnicas de melhoramento de solos, em particular a técnica de CSM, bem como o enquadramento, objectivos e organização do trabalho.

Expõem-se no Capítulo 2 as particularidades da técnica de CSM e apresenta-se uma análise comparativa com a técnica de *jet grouting* e com os métodos tradicionais de *deep soil mixing* (DSM). Efectuam-se também algumas considerações relativamente à aplicação da técnica de CSM como solução estrutural de suporte de escavações, comparando-a com outras estruturas de suporte como as paredes moldadas de betão armado, as cortinas de estacas moldadas e as cortinas tipo Berlim. São ainda sumariamente descritos alguns exemplos de aplicação da técnica de CSM em obras recentemente realizadas em Itália e nos Estados Unidos da América.

No Capítulo 3 procede-se à descrição da obra que serve de base aos estudos efectuados, referindo-se as considerações geológico-geotécnicas do local da escavação e apresentando-se os parâmetros geotécnicos adoptados.

O Capítulo 4 incide sobre as análises efectuadas pelo método de equilíbrio limite, com vista ao pré-dimensionamento da estrutura de contenção.

No Capítulo 5 apresentam-se as modelações numéricas efectuadas no programa de cálculo PLAXIS®, com o objectivo de compreender o funcionamento das estruturas envolvidas e a sua interacção com o terreno envolvente. Inclui-se também uma comparação entre os resultados obtidos pelo método de equilíbrio limite e pelo método de elementos finitos, de forma a comprovar a adequação da modelação numérica às condições do problema.

O Capítulo 6 é dedicado aos aspectos técnicos de execução da cortina de contenção da obra em estudo e à análise dos resultados dos ensaios laboratoriais efectuados, no âmbito do controlo de qualidade do solo tratado com a técnica de CSM.

No Capítulo 7 apresentam-se os aspectos relacionados com a observação da obra durante a fase de execução, analisando-se os resultados obtidos através da instrumentação implementada e efectuando-se uma comparação entre o comportamento real da cortina e o comportamento previsto através da modelação numérica.

Por último, no capítulo 8, incluem-se algumas considerações finais, focam-se as conclusões mais relevantes do presente trabalho e referem-se algumas possibilidades de desenvolvimento futuro da investigação no tema.

2

A TÉCNICA DE *CUTTER SOIL MIXING*. ANÁLISE COMPARATIVA COM OUTRAS TÉCNICAS DE MELHORAMENTO E CONTENÇÃO DE SOLOS.

2.1. INTRODUÇÃO

A diversidade de condições geológico-geotécnicas e a necessidade de adaptar os processos construtivos às condições *in situ*, conduziu ao longo dos anos ao desenvolvimento das técnicas de melhoramento de solos e reforço de fundações. Estas técnicas foram desenvolvidas para dar resposta a grande parte dos problemas em fundações como a presença de solos com elevados índices de vazios, baixas resistências e teores em água desfavoráveis. Além dos aspectos económicos, a dimensão das partículas que constituem o solo e a profundidade do tratamento pretendida, surgem como parâmetros determinantes na selecção da técnica a aplicar.

A mais recente técnica de melhoramento de solos em Portugal, designada por *cutter soil mixing* (CSM), tem por base a utilização do próprio solo como material de construção através da sua desagregação e mistura com agentes estabilizadores, com recurso a uma hidrofresa. Assim, esta técnica apresenta-se como um desenvolvimento da técnica de *deep soil mixing* (DSM), usando alguns princípios de execução de paredes moldadas. O CSM, contrariamente ao que se verifica nos métodos tradicionais de DSM, tem a particularidade de permitir o conhecimento da geometria exacta do material tratado em profundidade e o controlo em tempo real da qualidade da mistura.

Apresentam-se em primeiro lugar algumas noções sobre os métodos tradicionais de DSM. Em seguida, expõem-se as particularidades da técnica de CSM e efectua-se uma comparação da mesma com os métodos tradicionais de DSM e com o *jet grouting*. Tendo o presente trabalho especial incidência para a aplicação da técnica de CSM em estruturas de contenção de escavações, efectua-se ainda uma análise comparativa com outras soluções de contenção alternativas, nomeadamente as cortinas de estacas moldadas, as paredes moldadas de betão armado e as cortinas tipo Berlim.

2.2. DEEP SOIL MIXING

A técnica de DSM, também conhecida por *Deep Mixing Method* (DMM), tem por base o princípio de mistura do solo *in situ* com cimento e outros materiais como por exemplo gesso, cal ou cinzas. Estes materiais podem ser adicionados ao solo na forma seca (*Dry mixing*) ou em pasta fluida (*Wet mixing*).

Geralmente, em solos siltosos e argilosos o *Dry mixing* permite obter melhores resultados, enquanto para solos granulares o tratamento mais adequado é o *Wet mixing*.

Apesar da técnica de DSM ter surgido nos Estados Unidos, em 1950, o seu maior desenvolvimento ocorreu no Japão e na Suécia, a partir de 1970. Na Europa Central, as primeiras experiências de aplicação desta técnica tiveram lugar na Alemanha, em Itália e em França, em finais de 1970.

A técnica de DSM permite a melhoria de características físicas do solo tais como a compressibilidade, a resistência mecânica e a permeabilidade, sendo as propriedades da mistura obtida reflexo não só do tipo de solo que serve de base ao tratamento, como também do método de mistura utilizado e das características do ligante adicionado. Esta técnica pode ser aplicada como solução para um vasto conjunto de problemas de fundações. Alguns exemplos de aplicação são as cortinas de contenção de escavações, as cortinas para impermeabilização e a estabilização e reforço de terrenos de fundação através da melhoria das suas características geomecânicas. Pode ainda utilizar-se esta técnica na redução do risco de liquefacção de areias e no isolamento de solos contaminados, através da criação de barreiras constituídas por paredes subterrâneas.

O processo de execução divide-se em duas fases principais. A primeira fase consiste na perfuração do terreno, podendo ser executada com recurso a diversos tipos de ferramentas de corte constituídas por trados e lâminas ou pás de mistura, que rodam em torno de eixos verticais. Na Figura 2.1 apresentam-se exemplos de algumas das ferramentas referidas.

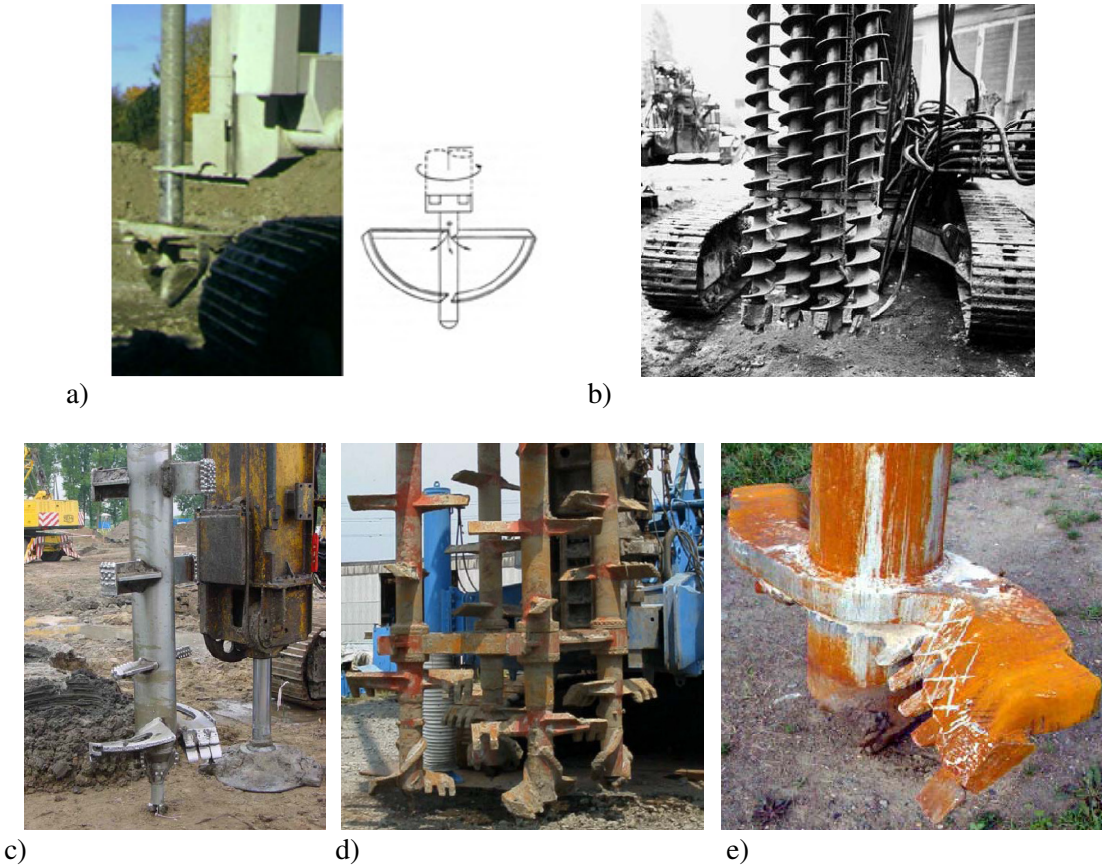


Figura 2.1 – Ferramentas de corte e mistura utilizadas nos métodos tradicionais de DSM: a) aplicação do método sueco de *Dry mixing*; b) sistema de trados utilizado na Alemanha pela Bauer, a partir de 1977 para aplicação do método de *Wet mixing*; c) aplicação do método de *Wet mixing* na Polónia; d) aplicação do método de *Wet mixing* no Japão; e) aplicação do método de *Wet mixing* na América (Larsson, 2005).

Como se pode constatar, estas ferramentas foram sofrendo alterações e adaptações, em função das diferentes condições geológico-geotécnicas existentes nos vários países onde se aplica a técnica, existindo actualmente uma grande diversidade de ferramentas de corte.

Na segunda fase do processo de execução efectua-se a extracção do equipamento, com rotação e injecção simultânea de calda de cimento a baixa pressão que se mistura com o solo envolvente, formando assim colunas de solo tratado até à superfície. Por vezes, procede-se à injecção de agentes estabilizadores ainda durante a fase de descida do equipamento, de modo a tornar o processo mais eficiente. As colunas de solo tratado podem ainda ser reforçadas com perfis metálicos, de forma a criar uma estrutura de maior rigidez e resistência.

Na Figura 2.2 apresenta-se a esquematização das etapas envolvidas no processo de execução.

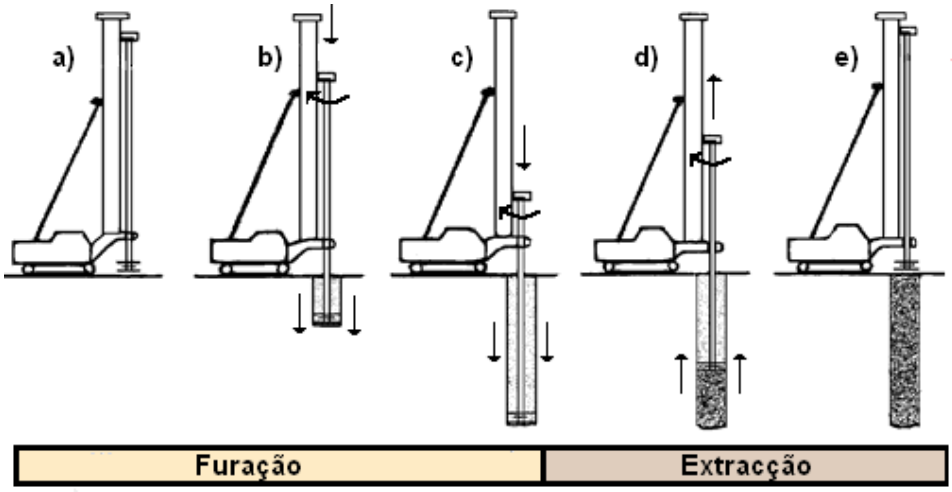


Figura 2.2 – Etapas envolvidas no processo de aplicação da técnica de DSM: a) posicionamento da ferramenta de corte; b) início da fase de furação, com desagregação do terreno; c) a ferramenta de corte vai descendo até atingir a profundidade máxima do tratamento; d) início da fase de extracção do equipamento até à superfície, efectuando-se simultaneamente a injecção de ligante; e) tratamento concluído (Massarsch e Topolnicki, 2005).

Um aspecto importante deste método é a facilidade de adaptação da configuração do tratamento às condições e aos requisitos específicos do projecto. Na Figura 2.3, apresentam-se exemplos de possíveis configurações do tratamento em colunas sobrepostas.

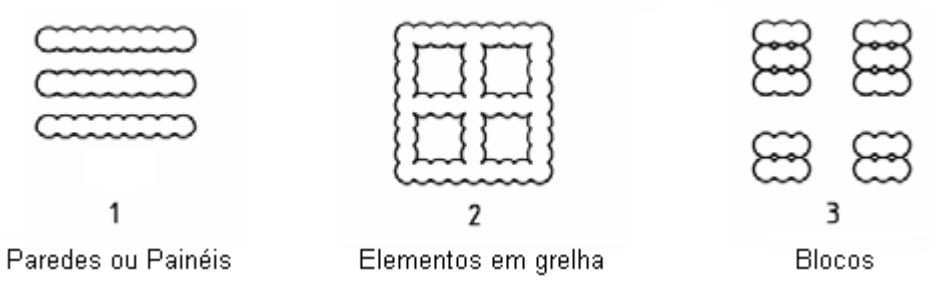


Figura 2.3 – Exemplos de padrões de tratamento em colunas sobrepostas (Massarsch e Topolnicki, 2005).

De acordo com o tipo de solo que serve de base ao tratamento, podem surgir dois efeitos:

- efeito "saca-rolhas";

- efeito de abrasão.

O chamado efeito "saca-rolhas" está associado à aplicação da técnica em solos constituídos por partículas muito finas, como os siltes e as argilas. Devido à elevada coesão que tipicamente estes solos apresentam, as partículas aderem ao equipamento de corte, não se conseguindo uma mistura eficaz. Para ultrapassar este problema, recorre-se muitas vezes à adição de areia a partir da superfície, antes da extracção do equipamento. Na Figura 2.4 apresenta-se um caso onde se verificou a ocorrência deste efeito, podendo observar-se a grande quantidade de material que aderiu ao equipamento.



Figura 2.4 – Aspecto da ferramenta de corte após a extracção num solo argiloso – efeito "saca-rolhas" (Falk e Sigmud, 2009)

Quando a técnica de DSM é aplicada em solos como cascalhos grossos, durante a furação, promove-se o desgaste do equipamento, não se traduzindo necessariamente na abrasão da ferramenta de corte, ou seja, na perda de secção. Como se verificam maiores vibrações do equipamento, este esforço mecânico leva a que a cabeça de furação, o mastro e as rodas de corte sejam esforçadas dinamicamente, resultando em elevados custos de manutenção e numa perda de eficiência do equipamento.

A grande diferença entre as diversas variantes do método de DSM reside no equipamento utilizado. No que concerne ao *Dry mixing* (método seco), as principais técnicas são a Nórdica e a Japonesa, cujas características se resumem no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Características das técnicas Nórdica e Japonesa de *Dry mixing* (EN 14679, 2005).

	Técnica Nórdica	Técnica Japonesa
Profundidade máxima do tratamento	25 m	33 m
Diâmetro médio das colunas	0,6 m a 1,0 m	0,8 m a 1,3 m
Nº de ferramentas de corte	1	1 ou 2
Pressão de injecção	400 a 800 kPa	< 300 kPa

O *Wet mixing* é largamente utilizado na Europa do Sul e Central, nos Estados Unidos da América e no Japão. As principais características das técnicas Europeia e Japonesa são apresentadas no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Características das técnicas Europeia e Japonesa de *Wet mixing* (EN 14679, 2005).

	Técnica Europeia	Técnica Japonesa	Técnica Japonesa subaquática
Profundidade máxima do tratamento	25 m	48 m	70 m (em relação ao nível da água)
Diâmetro médio das colunas	0,4 m a 0,9 m	1,0 m a 1,6 m	1,0 m a 1,6 m
Nº de ferramentas de corte	1 a 3	1 a 4	2 a 8
Pressão de injecção	500 a 1000 kPa	300 a 600 kPa	300 a 800 kPa

Há diversos factores que tornam difícil a previsão do comportamento e da homogeneidade da mistura, nomeadamente o modo como se processa a distribuição do ligante na massa de solo desagregado, a presença de ar como um componente e as reacções químicas que se verificam durante o processo de mistura. Por estas razões, é necessário ter cuidados especiais e realizar um controlo eficaz, tanto durante a execução como, posteriormente, para avaliar a qualidade da mistura de acordo com a finalidade pretendida.

O controlo é efectuado, numa primeira fase, através de ensaios laboratoriais ou ensaios de campo, em colunas de teste, de forma a recolher informações sobre os parâmetros de cálculo. Durante a execução podem ser controlados parâmetros como a velocidade de rotação da ferramenta de corte, a quantidade de ligante adicionado ao solo desagregado, a pressão de injecção e ainda a velocidade de descida e subida do equipamento.

Após a execução devem ser efectuados ensaios laboratoriais e *in situ* em colunas de solo tratado de modo a aferir as propriedades mecânicas da mistura e verificar a sua adequação aos parâmetros adoptados em projecto. Os ensaios laboratoriais devem ser efectuados com material recolhido de diferentes colunas de solo tratado, de modo a avaliar a variabilidade das características da mistura. Quando se pretende uma redução dos assentamentos do terreno, a atenção deve focar-se nas propriedades de deformabilidade do solo tratado. Por outro lado, se o tratamento se destina à melhoria da estabilidade do solo, as propriedades de maior interesse são as que se relacionam com a resistência do material tratado, sendo importante garantir uma reduzida variabilidade das mesmas.

2.3. CUTTER SOIL MIXING

A técnica de CSM foi desenvolvida recentemente e tem por base a mistura *in situ* de agentes estabilizadores no solo, formando paredes contínuas constituídas por painéis de solo tratado adjacentes. O solo é desagregado por acção mecânica de rodas de corte cujo movimento de rotação propicia a mistura de ligantes que são injectados simultaneamente. Esta técnica foi desenvolvida e testada em 2003 pela empresa *Bauer Maschinen*, na Alemanha.

A principal diferença da técnica de CSM relativamente aos métodos tradicionais de DSM é o facto de esta técnica recorrer à acção mecânica de rodas que giram em torno de eixos horizontais de forma a

produzir painéis rectangulares de solo tratado, em vez de recorrer a ferramentas de corte que giram em torno de eixos verticais para produzir colunas de solo tratado. A Figura 2.5 apresenta esquematicamente o resultado final da aplicação dos referidos métodos.

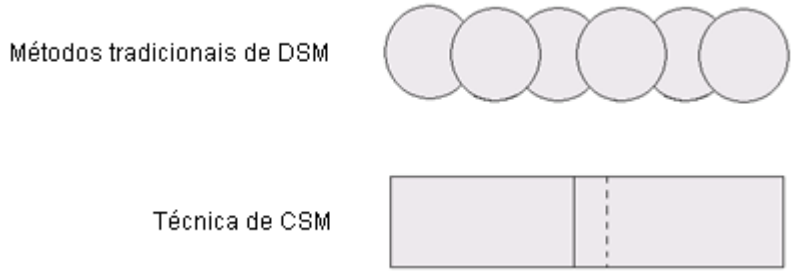


Figura 2.5 – Configuração do tratamento pelos métodos tradicionais de DSM e pela técnica de CSM.

Na Figura 2.6 pode observar-se o equipamento utilizado na aplicação da técnica de CSM, bem como a execução de um painel de solo tratado onde é perceptível a sua forma rectangular.



Figura 2.6 – Equipamento do CSM: a) ferramenta de corte (hidrofresa); b) execução de um painel de solo tratado (Geo-Rumo, 2009).

O equipamento consiste numa hidrofresa que pode ser suportada por um sistema de vara *Kelly* para profundidades até 35 m ou por um sistema de cabos de suspensão, caso o tratamento envolva profundidades superiores. Admite-se que com este sistema, a profundidade máxima para a qual é possível efectuar o tratamento do solo é de 80 m. No entanto, a profundidade máxima até à qual a sua aplicação é técnica e economicamente viável está, naturalmente, dependente das condições específicas de cada projecto. Na Figura 2.7 podem observar-se os dois sistemas de suporte referidos.



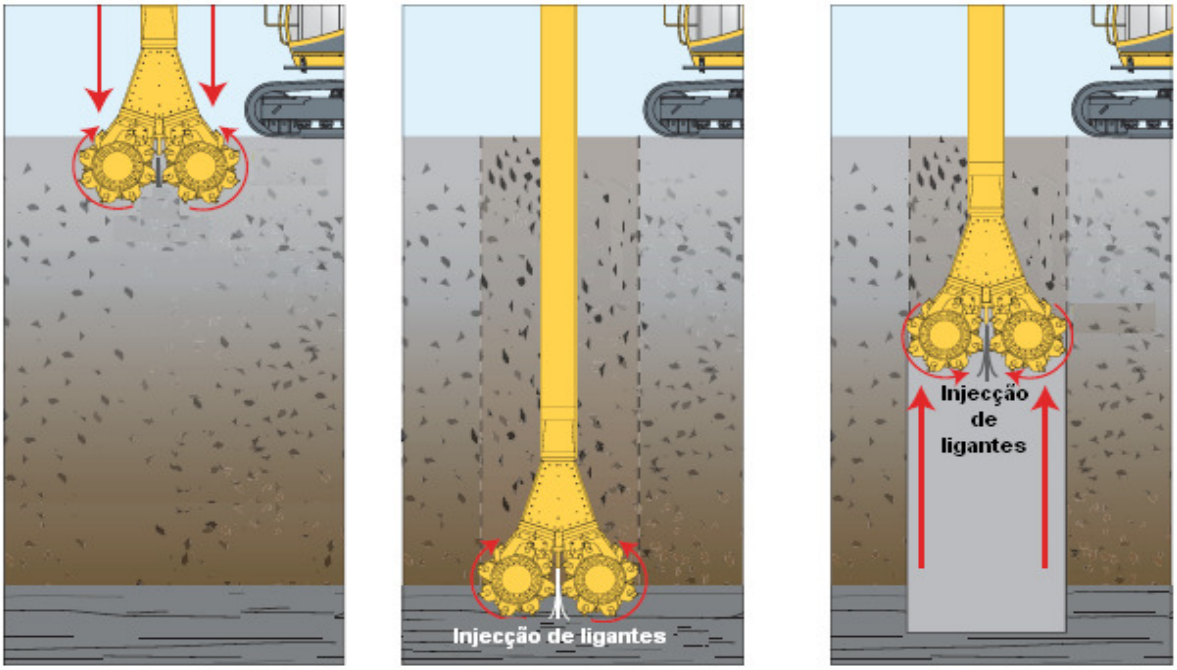
Figura 2.7 – Sistema de suporte da ferramenta de corte: a) sistema de vara *Kelly* para profundidades até 35 m; b) sistema de cabos de suspensão para profundidades superiores a 35 m.

O posicionamento da ferramenta de corte pode ser efectuado com auxílio de um fio de guia, implantado com recurso a métodos topográficos ou por meio de uma guia metálica, de forma a agilizar o processo. Apresenta-se na Figura 2.8, a título exemplificativo, um tipo de guia metálica que pode ser utilizada para esse efeito.



Figura 2.8 – Guia metálica para auxílio do posicionamento da ferramenta de corte (www.geotunnel.it).

O processo de execução, esquematizado Figura 2.9, tem por base os mesmos princípios dos métodos tradicionais de DSM. O ligante adicionado ao solo desagregado é geralmente o cimento (calda de cimento injectada a baixa pressão). O tratamento é efectuado sequencialmente por painéis primários e secundários. Os painéis secundários podem ser executados após o endurecimento do solo tratado dos painéis primários, sendo este material facilmente desagregado pelas rodas dentadas.



a) b) c)

Figura 2.9 – Processo de execução da técnica de CSM: a) início da fase de furação, com desagregação do terreno; b) atingida a profundidade máxima de tratamento, inicia-se a injecção de ligantes; c) extracção do equipamento até à superfície, com injecção simultânea de ligantes (www.golder.ca).

A velocidade de descida do equipamento deve situar-se entre 10 e 60 cm/min. De acordo com o tipo de solo, a quantidade de cimento adicionada pode variar entre 200 e 450 kg/m^3. Os painéis de solo tratado podem ser reforçados com perfis metálicos, colocados antes do endurecimento do material, conferindo maior rigidez e resistência à estrutura. O processo de execução da técnica de CSM é descrito mais detalhadamente no Capítulo 6. Alguns exemplos de aplicação desta técnica são:

- o melhoramento das características geomecânicas do solo;
- a execução de paredes subterrâneas contínuas (reforçadas ou não com perfis metálicos);
- a execução de cortinas de contenção de escavações;
- a instalação de elementos para redução do risco de liquefacção de areias;
- o tratamento de solos contaminados.

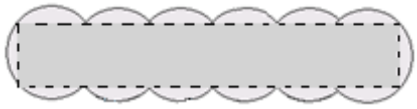
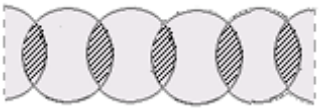
Na Figura 2.10 apresenta-se o aspecto final de um painel tratado com a técnica de CSM.



Figura 2.10 – Aspecto final de um painel de solo tratado com CSM (www.remtech2008.com).

No Quadro 2.3 apresenta-se uma análise comparativa entre os métodos tradicionais de DSM e a técnica de CSM.

Quadro 2.3 – Análise comparativa entre os métodos tradicionais de DSM e a técnica de CSM.

PROPRIEDADES	MÉTODOS TRADICIONAIS DE DSM	CSM
SECÇÃO EFECTIVA	Tratamento em colunas. A secção efectiva é menor do que a secção de solo tratado.	Tratamento em painéis rectangulares. A secção efectiva corresponde à secção de solo tratado.
		
JUNTAS DE SOBREPOSIÇÃO	Grande número de juntas.	Reduzido número de juntas.
		

Existe um vasto conjunto de vantagens que fazem desta técnica uma solução interessante do ponto de vista da engenharia e a tornam competitiva, nomeadamente:

- o aproveitamento do solo existente como material de construção;
- a possibilidade de aplicação a quase todos os tipos de solo (não é tão eficaz em solos muito densos, consistentes e com presença de blocos de grandes dimensões);
- a desagregação rápida do material a tratar, optimizando o processo de mistura;
- a possibilidade de execução com nível freático à superfície;
- a facilidade em conhecer a geometria exacta do material tratado;
- a ligação eficaz entre painéis, mesmo que estes tenham idades diferentes de construção;
- a qualidade final da mistura solo-ligante controlada durante a execução dos painéis;
- a quantidade reduzida de refluxo;
- as reduzidas vibrações durante o processo de execução;
- a possibilidade de execução em meio urbano, sem riscos acrescidos para edificações vizinhas.

No entanto, existem também algumas desvantagens inerentes a esta técnica, nomeadamente o grande investimento que é necessário fazer na aquisição e manutenção do equipamento e a necessidade de controlo através de ensaios laboratoriais e de campo para aferir com rigor as propriedades da mistura.

2.3.1. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DA TÉCNICA DE CSM

2.3.1.1. Estrutura de Impermeabilização do Projecto Mose em Veneza, Itália

Os métodos de mistura do solo *in situ*, como o CSM, podem ser utilizados de forma económica para a construção de paredes subterrâneas de impermeabilização, onde a aplicação de outras soluções como cortinas de estacas secantes ou paredes moldadas de betão armado teriam um comportamento insatisfatório.

O projecto de protecção das marés na cidade de Veneza, designado por Mose (Módulo Experimental Electromecânico), foi proposto pelo governo italiano e baseia-se na execução de 78 diques móveis instalados no Mar Adriático. Os diques podem ser movimentados mecanicamente em relação à superfície do mar, de forma a permitir o isolamento da lagoa, durante os períodos de cheias (Jamiolkowski, 2005).

Os trabalhos incidem na protecção das três enseadas de Lido, Malamocco e Chioggia. Na Figura 2.11 apresenta-se uma vista geral do projecto na enseada de Lido.

Nas enseadas de Lido e Malamocco foi prevista a criação de portos de refúgio e pequenas bacias de navegação, de forma a permitir a navegação de pequenas embarcações de recreio, embarcações e meios de salvamento e o funcionamento dos diques móveis. A Figura 2.12 mostra a localização do novo porto de refúgio na enseada de Lido.

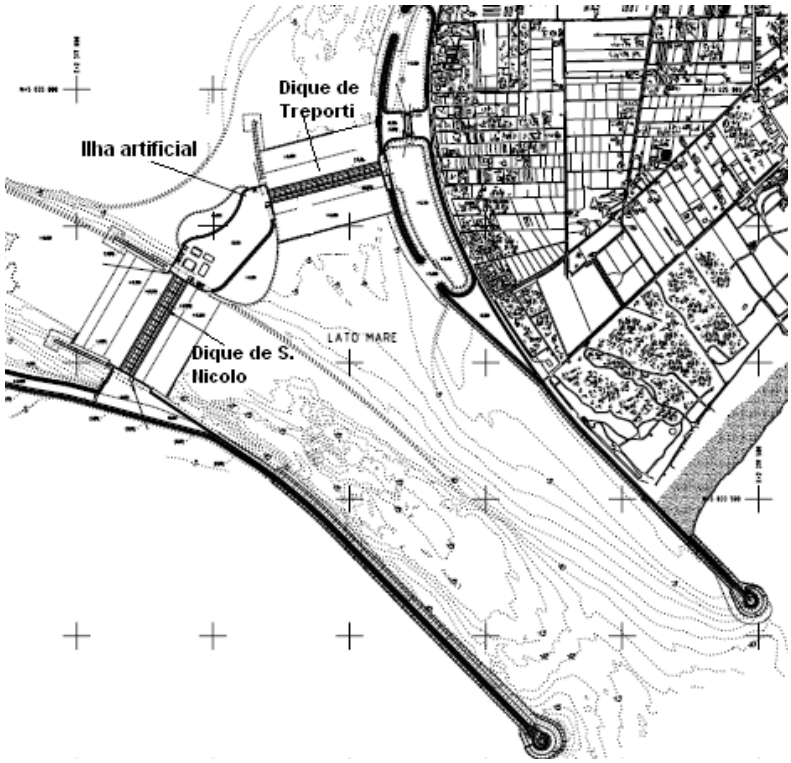


Figura 2.11 – Vista geral do projecto na enseada de Lido, em Veneza (www.salvemose.it).

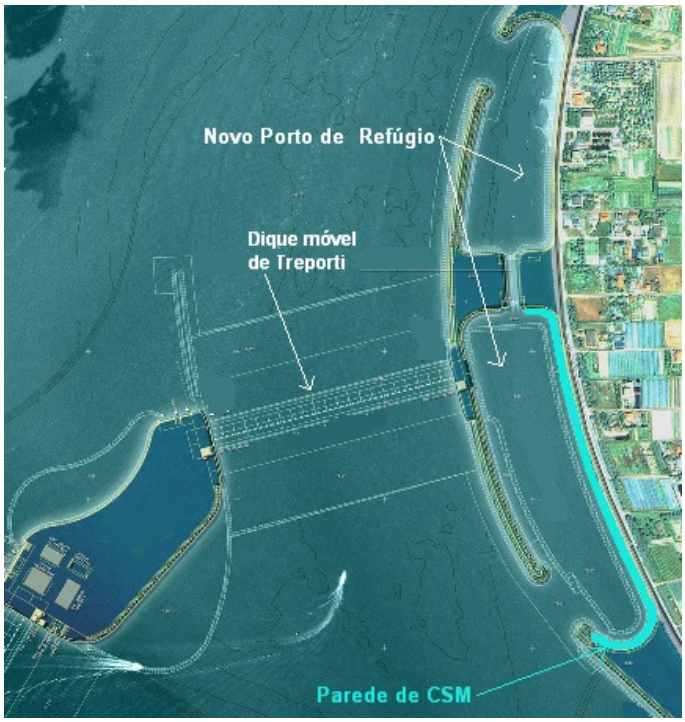


Figura 2.12 – Localização do novo porto de refúgio e da parede de impermeabilização realizada coma técnica de CSM na enseada de Lido (www.salvemose.it).

As duas bacias do porto de refúgio são ligadas por um sistema de eclusas para permitir a passagem das embarcações. Numa fase provisória, a bacia norte foi confinada por uma estrutura de impermeabilização executada com a técnica de CSM, a fim de possibilitar a utilização desse local como estaleiro para a construção dos módulos dos diques móveis. Na bacia impermeabilizada por meio da parede de CSM é realizada uma escavação com 8,5 m de altura. Na Figura 2.13 pode observar-se um corte da referida estrutura de impermeabilização.

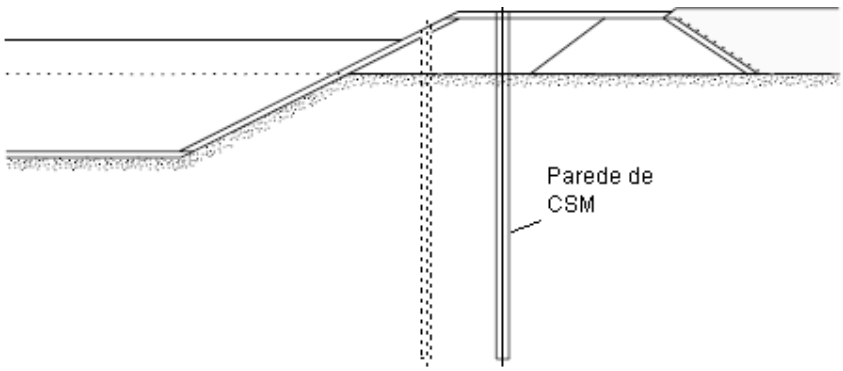


Figura 2.13 – Parede de CSM para impermeabilização da bacia norte do porto (www.salvemose.it).

Os solos interessados no local da obra eram constituídos por uma camada de areia até aos 11 m de profundidade, sob a qual se detectou a presença de camadas alteradas de areia siltosa e silte arenoso.

A parede de impermeabilização foi executada com painéis adjacentes de CSM de 0,65 m de espessura e 28 m de profundidade, encastrando num estrato argiloso impermeável. No final do tratamento a

parede foi ainda reforçada com pranchas metálicas, de forma a aumentar a sua resistência estrutural e melhorar as capacidades de impermeabilização. A aplicação da técnica de CSM permitiu obter um sistema de impermeabilização bastante eficaz.

Apresenta-se na Figura 2.14 uma imagem da obra durante a fase de execução dos painéis de CSM e durante a fase de escavação.



a) b)

Figura 2.14 – Construção da obra: a) fase de execução dos painéis de CSM; b) fase de escavação da bacia (Google Earth, 2009).

2.3.1.2. Cortina de contenção periférica e fundações em Vittorio Veneto, Itália.

Em projectos de edifícios, podem ser realizados painéis de CSM como elementos de fundação. A aplicação desta técnica neste tipo de obras apresenta a vantagem de permitir, caso necessário, a execução de paredes de contenção e, com o mesmo equipamento, executar os elementos de fundação. Este sistema pode ser utilizado para execução de elementos de fundação isolados ou contínuos.

Um exemplo do uso de painéis de CSM para execução de uma parede de contenção e simultaneamente em elementos de fundação teve lugar em Vittorio Veneto (Itália), em 2005 (Gerressen, Schopf e Stotzer, 2009).

Este projecto consistiu na execução de uma estrutura de contenção, constituída por painéis de CSM adjacentes, reforçados com perfis metálicos, tendo-se executado ainda painéis de CSM reforçados com armadura de tracção como meio de ancoragem de um ensoleiramento a abranger toda a área de construção.

A parede de contenção foi realizada com painéis de solo tratado até aos 10 m de profundidade e com uma espessura de 0,50 m. No local interessado pela obra, os solos consistiam predominantemente em siltes arenosos e argilosos.

Os ensoleiramentos são geralmente utilizados em solos moles, com níveis freáticos muito próximos da superfície e cuja forma da fundação permite distribuir as cargas que lhe são transmitidas por uma grande área de solo.

Na Figura 2.15 apresenta-se uma imagem da parede de contenção e dos painéis de CSM com a armadura de tracção.



Figura 2.15 – Parede de CSM e painéis isolados de CSM reforçados com armadura de tracção que servem como ancoragem da laje de fundo (Gerressen, Schopf e Stotzer, 2009).

2.3.1.3. Execução de poços de acesso a um microtúnel na Califórnia, EUA.

O uso da técnica de CSM em paredes de contenção para a execução de poços constitui até à data a sua principal aplicação. Um exemplo deste tipo de aplicação da técnica consistiu na execução de dois poços de acesso a um microtúnel localizado sob o rio Mokelumne, na Califórnia, em 2007. Esta obra constituiu a primeira aplicação prática da técnica de CSM nos Estados Unidos da América (Gerressen, Schopf e Stotzer, 2009).

Para a execução de um microtúnel é necessário proceder, em primeiro lugar, à construção de um poço de partida e de um poço de chegada. Após a montagem da microtuneladora no poço de partida, dá-se início ao processo de cravação das tubagens. Posteriormente estes poços poderão ser utilizados como caixas de visita ou inspecção das redes instaladas.

No local de execução da obra detectou-se a presença de três estratos distintos, cujas características se apresentam no Quadro 2.4.

Quadro 2.4 – Características dos solos interessados pela obra executada na Califórnia, nos Estados Unidos da América, em 2007.

PROFUNDIDADE (m)	TIPO DE SOLO
0 – 5	Argila dura a muito dura
5 – 8	Areia densa
8 – 17	Areia cimentada muito densa
17 – 22	Conglomerados com uma resistência média à compressão de 14 MPa

No âmbito da obra em estudo foi executado previamente um poço de teste, com painéis de CSM que serviram como suporte. Foram posteriormente realizados os dois poços de acesso ao microtúnel, com profundidades de 15 m e 22 m e 7,3 m de diâmetro, nos quais os painéis de CSM foram reforçados

com perfis metálicos em I, tendo-se ainda procedido à colocação de anéis metálicos à medida que se ia realizando a escavação em profundidade. Na Figura 2.16 pode observar-se o aspecto do interior do poço de partida escavado, onde se encontra instalada a microtuneladora.



Figura 2.16 – Poço de acesso executado com a técnica de CSM (Gerressen, Schopf e Stotzer, 2009).

2.3.1.4. Melhoramento do solo em Bolonha, Itália.

Um dos maiores projectos efectuados até à data recorrendo à técnica de CSM teve lugar em Bolonha (Itália), em 2008, na construção da principal estação ferroviária no centro da cidade (Gerressen, Schopf e Stotzer, 2009).

As fundações da construção foram realizadas com paredes moldadas de betão armado até uma profundidade de 23 m. Dado que o solo interessado pela obra era predominantemente argiloso, foi necessário recorrer à sua estabilização através da aplicação da técnica de CSM antes da realização das paredes moldadas. Desta forma, foi possível prevenir os deslocamentos de edifícios vizinhos e da antiga estação existente. O tratamento de CSM foi executado também até à profundidade de 23 m, com uma espessura de 0,80 m. Como requisito de projecto, exigiu-se uma tensão de compressão de 1,6 MPa ao fim de 28 dias. A aplicação do CSM foi possível com recurso a lamas bentoníticas, de modo a estabilizar o solo durante a fase de furação. Foram realizados ensaios *in situ* que permitiram verificar que os deslocamentos e as resistências obtidas cumpriram os requisitos de projecto. Em solos deste tipo, a taxa de produção média situa-se entre os 15 a 20 m^2/h.

Na Figura 2.17 pode observar-se o aspecto da obra durante a fase de execução dos painéis de CSM.



Figura 2.17 – Aspecto da obra durante a fase de execução dos painéis de CSM (Gerressen, Schopf e Stotzer, 2009).

2.4. JET GROUTING

A técnica de *jet grouting* surgiu no Japão, no início da década de 70, tendo a sua versatilidade permitido o progressivo alargamento do seu campo de aplicação ao longo dos anos. O tratamento consiste na desagregação da estrutura do terreno através da acção de um ou mais jactos horizontais de alta pressão, sendo simultaneamente efectuada uma mistura da calda de cimento com as partículas de solo desagregado, o que permite a redução da permeabilidade e a melhoria das características mecânicas do terreno natural.

Esta técnica pode ser aplicada em obras geotécnicas como solução definitiva ou provisória, em diversas situações, nomeadamente em escavações, reforço de fundações, cortinas impermeáveis e túneis. O *jet grouting* é frequentemente aplicado em conjunto com fundações profundas como as estacas ou as micro-estacas.

A aplicação da técnica de *jet grouting* envolve as etapas de corte, mistura e cimentação. Durante o corte, a estrutura inicial do solo é quebrada e as partículas de solo são dispersas por acção de um ou mais jactos horizontais de alta pressão. Em seguida, as partículas desagregadas são misturadas com a calda de cimento, injectada a partir de bicos de injecção. A cimentação é conseguida através do papel auto endurecedor da calda, que permite obter um material consolidado. A Figura 2.18 mostra exemplos de tubos de injecção utilizados na aplicação desta técnica.

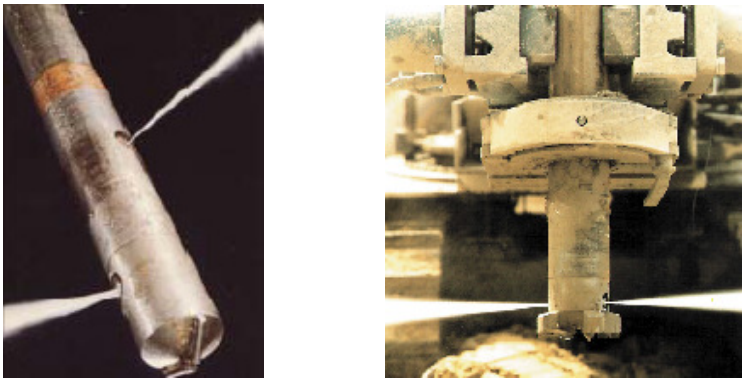


Figura 2.18 – Tubos de injecção para aplicação do *jet grouting* (www.heidelbergcement.com).

O processo de execução desta técnica inicia-se com o posicionamento do equipamento, colocando o eixo da vara coincidente com o eixo da coluna. Em seguida, a vara é introduzida no terreno através de um movimento rotacional e com auxílio de um jacto de água vertical até atingir a profundidade do tratamento pretendida. Finalizada a operação de furação, inicia-se a bombagem de calda pelo interior da vara e, simultaneamente, o equipamento vais sendo extraído do furo com uma velocidade constante, para que a cada período de tempo corresponda uma subida da vara de um comprimento fixo, designado por passo vertical. Uma vez realizada a desagregação das partículas de solo e injectada a calda de cimento na área interessada, a injecção é mantida durante um determinado período de tempo, até ocorrer a lavagem do solo pela calda. Nos solos que contêm uma quantidade significativa de finos consegue-se com este processo uma selecção de material por gravidade, sendo arrastadas para cima as partículas menores e substituídas por cimento, o que representa uma melhoria do solo e uma melhoria da qualidade do produto final. A Figura 2.19 ilustra o processo de execução descrito.

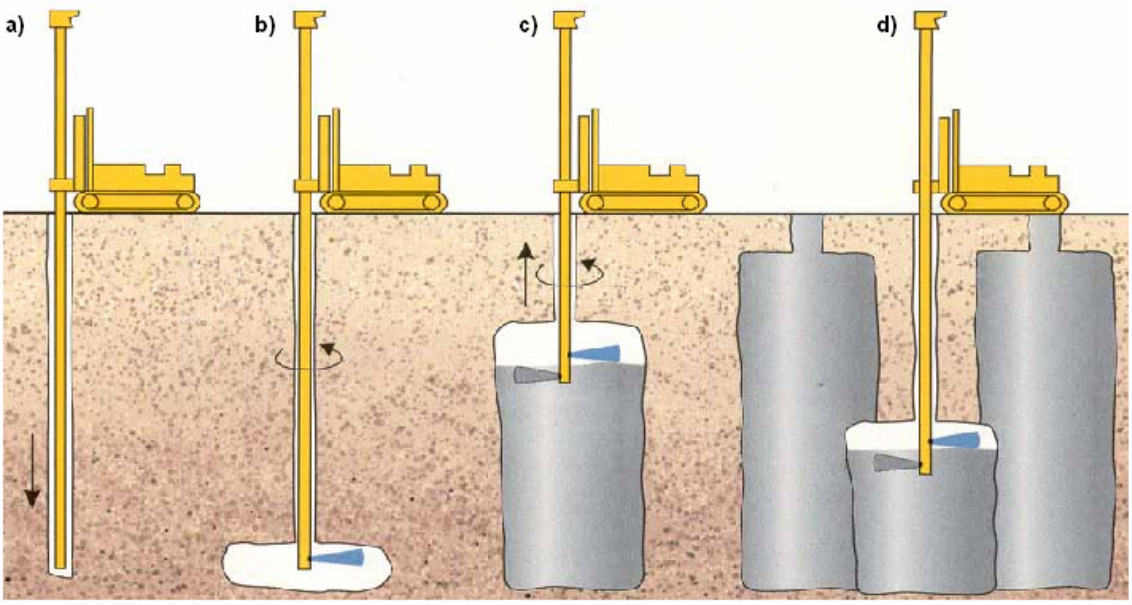


Figura 2.19 – Processo de execução do *jet grouting*: a) furação até à profundidade máxima do tratamento: b) início da bombagem de calda de cimento; c) extracção do equipamento e bombagem simultânea de calda de cimento; b) execução de várias colunas de *jet grouting* sobrepostas (www.haywardbaker.com).

Ainda do ponto de vista da execução, distinguem-se três sistemas tradicionais de *jet grouting*: jet tipo 1 (simples), onde se recorre apenas à injecção de calda de cimento; jet tipo 2 (duplo), com injecção de calda de cimento e de ar comprimido; jet tipo 3 (triplo), recorrendo à injecção de ar comprimido, água e calda de cimento. O jet tipo 2 foi desenvolvido com o intuito de usar um fluido menos viscoso que a calda de cimento para efectuar a desagregação do solo, conseguindo-se desta forma aumentar o raio de actuação do tratamento. O jet tipo 3 é ainda mais eficiente, pois o corte é realizado com a água rodeada por jactos de ar que a envolvem concentricamente, evitando a sua dispersão e potenciando a sua acção. Em solos arenosos, os maiores valores de resistência são obtidos utilizando o jet tipo 1 enquanto que para solos coesivos, os maiores valores de resistência se obtêm por aplicação do jet tipo 3.

No Quadro 2.5 apresentam-se os intervalos de variação do consumo de cimento para os três sistemas de *jet grouting*. A variação do consumo de cimento está directamente relacionada com as características do solo onde a técnica é aplicada.

Quadro 2.5 – Consumo de cimento para os três sistemas de *jet grouting* (Kaidussis e Gomez de Tejada, 2004).

Consumo de cimento (kg/m)		
Jet tipo 1	Jet tipo 2	Jet tipo 3
130 a 350	450 a 900	800 a 1400

Schlosser (1997) propôs um diagrama, baseado na experiência, que permite relacionar o diâmetro das colunas de solo tratado com o tipo de solo e o sistema de *jet grouting* aplicado, como mostra a Figura 2.20. Como se pode constatar, quanto maior é o diâmetro das partículas do solo a tratar, maior é o diâmetro das colunas de solo tratado. Verifica-se que no sistema de jet tipo 3, o intervalo de variação do diâmetro das colunas é bastante mais largo do que o resultante da aplicação de jet tipo 1. Pode ainda constatar-se que para solos constituídos por partículas grossas, os diâmetros das colunas obtidas por aplicação dos dois sistemas de jet se afastam mais do que em materiais de partículas finas.

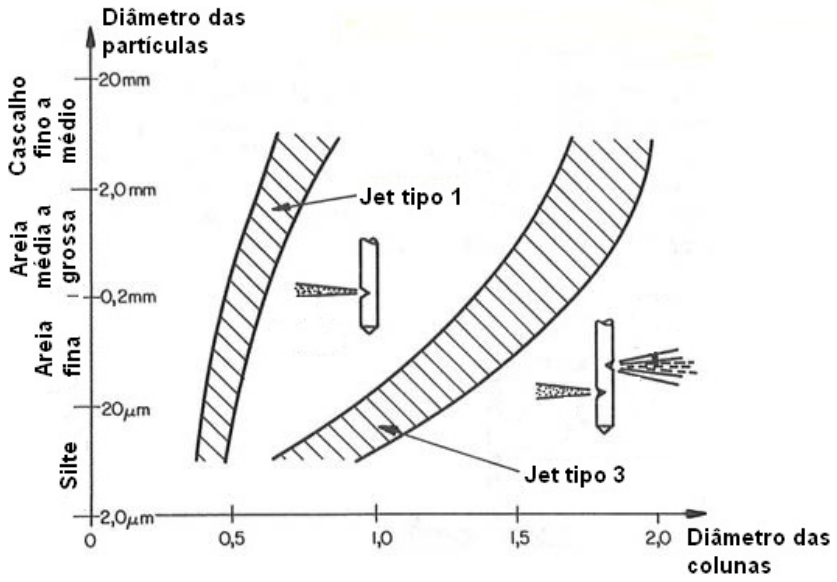


Figura 2.20 – Diâmetro das colunas de *jet grouting* em função do tipo de solo (Schlosser, 1997).

No caso de se pretender obter diâmetros de colunas de *jet grouting* maiores, pode recorrer-se a um sistema com colisão de jactos, correntemente designado por *super jet grouting*. Este sistema apresenta-se como uma variante do jet tipo 2, utilizando o jacto de ar e a calda de cimento para destruir e se misturar com o solo. Através do aumento do impacto do jacto, conseguem-se colunas de *jet grouting* com diâmetros entre 3 m e 5 m, podendo constituir uma solução interessante para estabilização de fundos de escavação. A Figura 2.21 mostra uma representação esquemática do processo de execução e um pormenor do sistema de jactos utilizado.

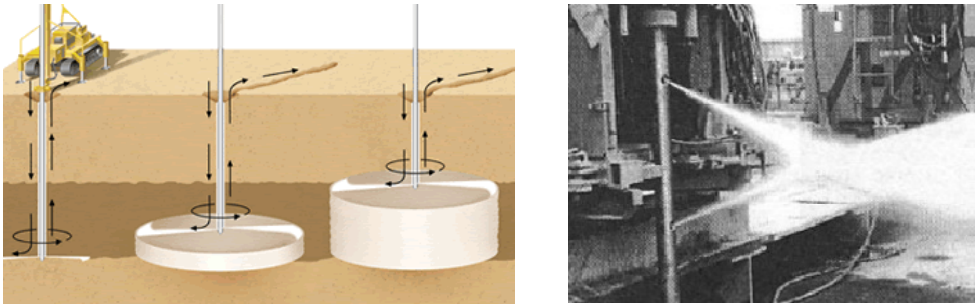


Figura 2.21 – Sistema com colisão de jactos – *super jet grouting*: a) processo de execução; b) pormenor do sistema de jactos utilizado (www.haywardbaker.com).

No Quadro 2.6 são resumidos alguns valores da resistência à compressão simples obtidos em material tratado com a técnica de *jet grouting* em diferentes tipos de solo.

Quadro 2.6 – Resistência à compressão simples de acordo com o tipo de solo (adaptado de Carreto, 1999).

Autores	Resistência à compressão simples (MPa)				
	Argila	Silte	Areia	Cascalho	Solo Residual do Granito
Baumann et al. (1984)	-	3 a 5	5 a 7	6 a 10	-
Teixeira et al. (1987)	1,5 a 3,5	2 a 4,5	2,5 a 8	-	-
Paviani (1989)	1 a 5	1 a 5	8 a 10	20 a 40	-
Welsh e Burke (1991)	1 a 5	1 a 5	5 a 11	5 a 11	-
Guatteri et al. (1994)	0,5 a 4	1,5 a 5	3 a 8	-	-
JJGA (1995)	1	1 a 3	-	-	-
Matos Fernandes e Almeida e Sousa (2003)	4	-	-	-	-
Topa Gomes e Viana da Fonseca (2009) (*)	-	-	-	-	4,4 a 15,4

(*)A publicar no XII Congresso Nacional de Geotecnia

Como se pode constatar pela análise do Quadro 2.6, há uma grande variabilidade de resultados em solos do mesmo tipo, o que torna o controlo de qualidade um aspecto fulcral para a obtenção de resultados fiáveis. Deve tentar-se sempre recorrer à experiência de aplicação da técnica em solos com características semelhantes. No entanto, caso não seja possível, é necessário efectuar ensaios prévios

em colunas de teste, de modo a verificar as características mecânicas do material e proceder a ajustes na quantidade de cimento utilizada, bem como na pressão aplicada e na velocidade de descida e de subida do tubo de injecção.

Sendo o diâmetro das colunas de *jet grouting* resultantes fortemente dependente da dimensão das partículas que constituem o solo a tratar, torna-se difícil o conhecimento do diâmetro da coluna em profundidade. A existência de estratos de partículas mais finas a uma dada profundidade pode levar à redução brusca do diâmetro da coluna de solo tratado, o que pode pôr em causa a qualidade do tratamento. Para a inspecção em profundidade da geometria pode recorrer-se a métodos destrutivos através da recolha de carotes ou a métodos não destrutivos como os ensaios sísmicos. No Quadro 2.7 apresenta-se uma análise comparativa entre o *jet grouting* e a técnica de CSM.

Quadro 2.7 – Análise comparativa entre o *jet grouting* a técnica de CSM.

PROPRIEDADES	*JET GROUTING*	CSM
GEOMETRIA DO TRATAMENTO	Colunas com diâmetros até 2,0 m. O diâmetro das colunas de solo tratado depende do tipo de solo e do tipo de jet utilizado.	Painéis rectangulares com comprimento máximo de 2,80 m e espessura até 1,20 m. A dimensão final dos painéis depende apenas das dimensões do equipamento utilizado.
	Dificuldade em conhecer o diâmetro das colunas em profundidade, sobretudo em solos muito heterogéneos.	Conhecimento da geometria do solo tratado em profundidade.
CARACTERÍSTICAS DO PROCESSO DE EXECUÇÃO E CUSTOS ASSOCIADOS	A desagregação do terreno é conseguida por meio de jactos de alta pressão.	A desagregação do terreno é feita por acção mecânica das rodas dentadas.
	Grande quantidade de refluxo.	Quantidade reduzida de refluxo.
	Ausência de vibrações.	Ausência de vibrações.
	Equipamento de menores dimensões.	Equipamento de maiores dimensões.
	Custos reduzidos do equipamento.	Custos elevados do equipamento.
TIPO DE SOLO	Aplicável a praticamente todos os tipos de solo. Não é eficaz em solos com rochas de grandes dimensões pois dificultam a projecção da calda e em solos arenosos pode causar assentamentos do terreno.	Aplicável a praticamente todos os tipos de solo. Não é tão eficaz em solos densos, compactos ou com presença de blocos de grandes dimensões.
PROFUNDIDADE MÁXIMA	45 m	80 m
TEMPO DE EXECUÇÃO	Em condições semelhantes, são equivalentes em termos de tempo de execução.	

Uma vantagem importante desta técnica relativamente à técnica de CSM é o facto de o equipamento ocupar um espaço menor, permitindo a execução em locais onde o espaço para a construção é limitado por exemplo por estruturas vizinhas.

Da execução do *jet grouting* podem surgir alguns efeitos indesejáveis, nomeadamente o levantamento ou assentamento do terreno e a agressividade química. Para prevenir o levantamento ou assentamento do terreno, deve assegurar-se a livre saída do refluxo e efectuar furos de alívio, caso necessário. A agressividade química do tratamento deve ser controlada seleccionando o tipo e a dosagem de cimento a aplicar.

2.5. PAREDES MOLDADAS DE BETÃO ARMADO

As paredes moldadas são elementos estruturais constituídos por painéis de betão armado, instalados abaixo da superfície do terreno e que se usam geralmente como sistemas de contenção ou como barreiras subterrâneas impermeáveis. A espessura das paredes moldadas varia normalmente entre 0,4 e 1,0 m. A técnica utilizada na execução das paredes moldadas teve origem no Canadá, em 1957 e desenvolveu-se posteriormente na Europa, tendo sido consolidada a sua aplicação com a construção do Metropolitano de Milão, durante a década de 60 (Xanthakos, 1979).

A aplicação desta técnica envolve a escavação prévia com recurso a meios mecânicos de secções descontínuas ou painéis alternados que são posteriormente reforçados com armadura e preenchidos com betão. Durante a fase de colocação da armadura é importante garantir que esta fica centrada na vala, para que após a betonagem o aço fique com o recobrimento adequado de forma a prevenir a corrosão. Na Figura 2.22 apresenta-se esquematicamente o processo de execução de paredes moldadas.

Para determinados tipos de solo é necessário recorrer à estabilização das paredes dos painéis com bentonite, de modo a possibilitar a sua escavação sem colapso de material. Pode aplicar-se esta técnica a todos os tipos de solo, incluindo terrenos com o nível freático à superfície. No entanto, como se compreenderá, se for necessária a escavação em estrato rochoso, o processo torna-se pouco eficaz e de difícil aplicação.

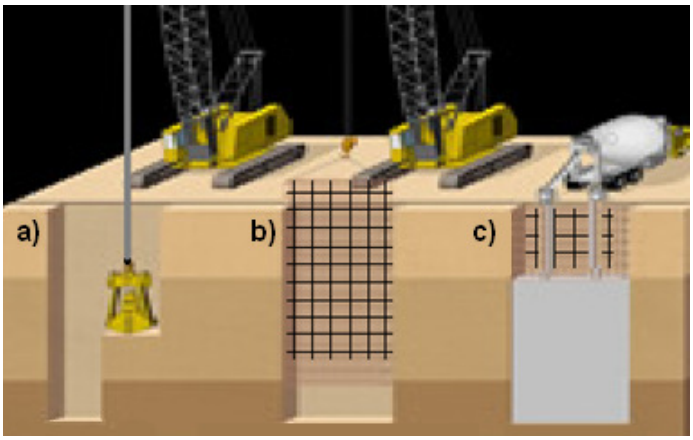


Figura 2.22 – Esquematização do processo de execução de paredes moldadas: a) escavação do painel; b) introdução de armadura; c) betonagem desde a profundidade máxima do painel até à superfície (www.casefoundation.com).

A escavação dos painéis pode ser efectuada com recurso a baldes de maxilas (Figura 2.23).



Figura 2.23 – Balde de maxilas.

Com o desenvolvimento da tecnologia surgiu a hidrofresa (Figura 2.24), permitindo a aplicação da técnica em terrenos de maior resistência e um controlo maior da verticalidade dos painéis em profundidade. A utilização da hidrofresa durante a escavação para a execução de paredes moldadas tem outras vantagens como a diminuição das perturbações no terreno e o aumento do rendimento, sobretudo com o aumento da profundidade de escavação.

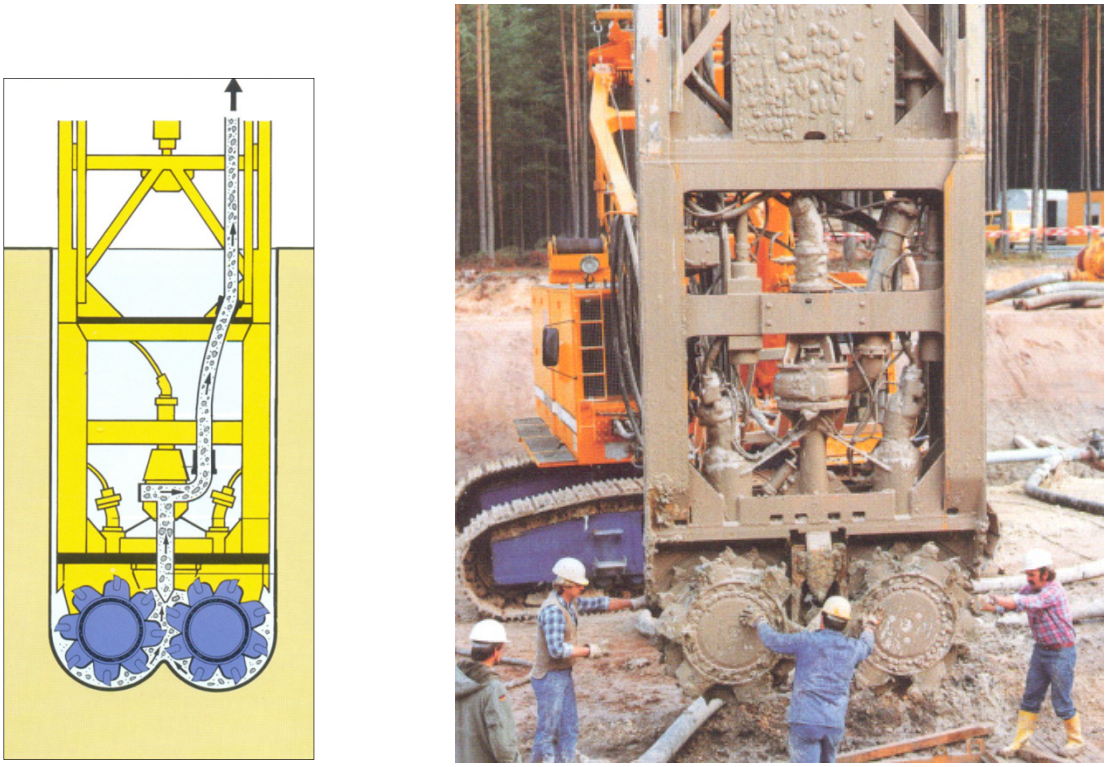


Figura 2.24 – Hidrofresa (Bauer).

Por vezes surgem problemas relacionados com a estabilização das paredes da escavação, sendo necessário recorrer à utilização de lamas bentoníticas que, quando colocadas no interior do painel,

exercem uma pressão nas paredes, contribuindo assim para a sua estabilização. À medida que o terreno vai sendo desagregado por acção das rodas dentadas, é misturado com a lama bentonítica e conduzido até à central de tratamento, com auxílio de uma bomba de sucção instalada na hidrofresa. Na central de tratamento é feita a reciclagem da lama bentonítica que passa posteriormente para tanques de armazenamento podendo ser reutilizada na escavação.

A técnica das paredes moldadas apresenta alguns aspectos que a tornam vantajosa relativamente a outras, nomeadamente:

- a possibilidade de aplicação a todos os tipos de solo;
- a não descompressão do solo envolvente;
- o carácter de impermeabilização da parede;
- a possibilidade de atingir profundidades elevadas, sem riscos de desabamento ou escorregamento de taludes, durante a escavação e a execução;
- a possibilidade de escavação sem rebaixamento do nível freático.

Uma limitação desta técnica é a necessidade de um espaço livre suficientemente amplo em obra para a instalação dos equipamentos.

No Quadro 2.8 apresenta-se uma análise comparativa entre as paredes moldadas e a aplicação da técnica de CSM em cortinas de contenção de escavações.

Quadro 2.8 – Análise comparativa entre as paredes moldadas e a aplicação da técnica de CSM em cortinas de contenção de escavações.

PROPRIEDADES	PAREDES MOLDADAS	CSM
CARACTERÍSTICAS DO PROCESSO DE EXECUÇÃO E CUSTOS ASSOCIADOS	Maior resistência estrutural.	Menor resistência estrutural.
	Substituição integral do solo por material com melhores características mecânicas, em geral o betão.	O solo é utilizado como material de construção, fazendo parte do material compósito final.
	É aconselhável a execução de muros-guia.	O correcto posicionamento do equipamento é conseguido recorrendo a guias metálicas ou simplesmente a um fio de guia.
	Grande homogeneidade do material resultante.	A homogeneidade do material resultante depende de factores como o tipo de solo e o modo de execução.
	Provoca vibrações no terreno quando a escavação é efectuada com baldes de maxilas.	Ausência de vibrações no terreno.
	Necessidade de movimentação do solo escavado e maior consumo de material de substituição.	Reduzida quantidade de material desaproveitado.
	Custos mais elevados.	Custos mais reduzidos.
TIPO DE SOLO	Aplicável a todos os tipos de solo. Solução eficaz em terrenos de fracas características mecânicas e com o nível freático elevado.	Aplicável a quase todos os tipos de solo. Não é tão eficaz em solos muito densos, consistentes ou com presença de blocos de grandes dimensões.
PROFUNDIDADE MÁXIMA	Possibilidade de execução até profundidades equivalentes.	
TEMPO DE EXECUÇÃO	Processo de execução mais lento.	Processo de execução mais rápido.

2.6. CORTINAS DE ESTACAS MOLDADAS

As estacas são elementos estruturais alongados, geralmente circulares, cujo objectivo é transmitir as cargas da superestrutura às camadas mais profundas do solo. Essa transmissão de cargas ocorre por via do atrito lateral, que se desenvolve ao longo da estaca, e pela resistência de ponta, através da extremidade do elemento (ponta da estaca). O comprimento da estaca, o modo como é efectuada a sua instalação no terreno, a sua composição e o seu modo de funcionamento são características muito variáveis, de acordo com as características do terreno e as especificações de projecto. Esta grande variabilidade permite a sua utilização como elemento de fundação em condições muito diversas.

Em estruturas de contenção periférica as estacas utilizadas mais frequentemente são as estacas moldadas.

Relativamente ao espaçamento entre estacas, distinguem-se três tipos de cortinas:

- cortina de estacas espaçadas;
- cortina de estacas tangentes;
- cortina de estacas secantes.

A Figura 2.25 mostra esquematicamente a configuração dos tipos de cortinas de estacas acima indicados.

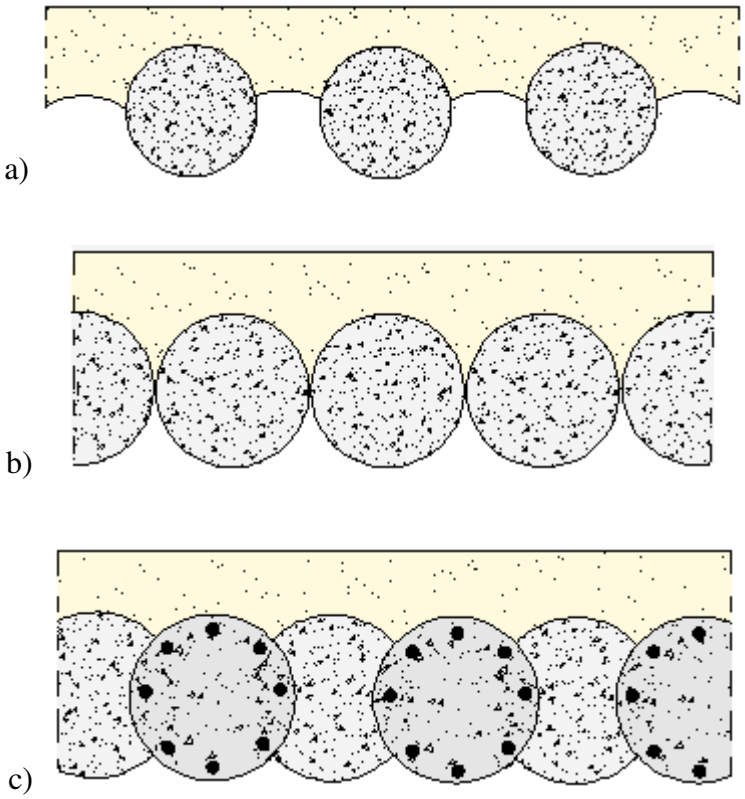


Figura 2.25 – Tipos de cortinas de estacas, relativamente ao espaçamento entre elementos: a) cortina de estacas espaçadas; b) cortina de estacas tangentes; c) cortina de estacas secantes.

É de notar que no caso das cortinas de estacas espaçadas e tangentes, todos os elementos funcionam como elementos estruturais. Para terrenos coesivos, a solução de estacas espaçadas é a que melhor se adequa, pelo facto de o efeito de arco ser mais facilmente mobilizável neste tipo de solos.

No caso da solução de estacas secantes, executam-se estacas primárias e secundárias alternadamente, funcionando como elementos estruturais apenas as estacas secundárias. As estacas primárias são realizadas em primeiro lugar com um betão de menor resistência, de modo a facilitar o seu corte para a execução das estacas secundárias. É de salientar que um desvio mínimo entre estacas próximo da superfície pode significar um desvio muito maior na base das mesmas, no caso de escavações profundas. Caso existam desvios em sentidos opostos entre estacas vizinhas, este efeito é agravado, formando-se uma "janela" entre as estacas que põe em causa o funcionamento da cortina como elemento impermeabilizante. Uma forma de contrariar esse efeito consiste em diminuir o afastamento entre os eixos das estacas, obtendo-se assim uma área de sobreposição maior, o que diminui o risco de formação de "janelas" entre os elementos. Uma outra forma de controlar este problema consiste em fazer o levantamento das inclinações das estacas nas primeiras fases de escavação extrapolando para as zonas mais profundas e, caso sejam detectados desvios, recorrer ao melhoramento do solo nessas zonas através de jet grouting, injecções ou recorrendo à técnica de CSM.

As estacas tangentes, embora sejam idealizadas para serem estanques, raramente o são na prática, uma vez que existem frequentemente desvios na sua colocação. No caso de ser necessário garantir o funcionamento da cortina como elemento impermeabilizante em terrenos onde o nível freático se situa acima da base da escavação, deve adoptar-se a solução de estacas secantes.

A execução de estacas moldadas pode ser efectuada com recurso a um dos seguintes métodos:

- trado contínuo;
- tubo moldador (recuperável ou não);
- lamas bentoníticas.

Na Figura 2.26 apresenta-se a esquematização do processo de execução de estacas moldadas com recurso a trado contínuo.

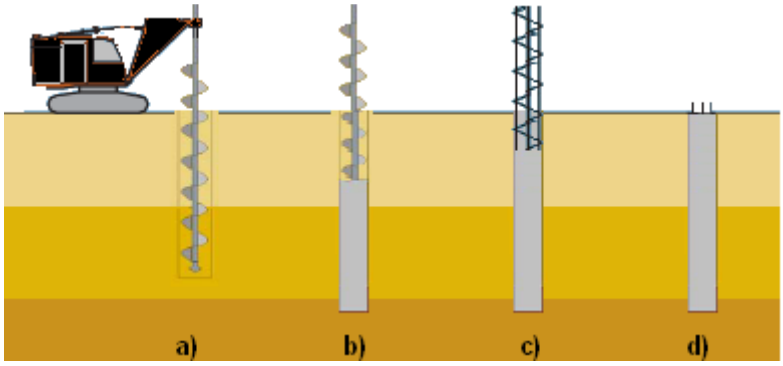


Figura 2.26 – Esquematização do processo de execução de estacas moldadas com recurso a trado contínuo: a) furação com trado contínuo até à profundidade pretendida e simultânea remoção do terreno por rotação; b) remoção do trado e injecção simultânea de betão através do veio oco do trado; c) introdução de armadura; d) estaca executada (www.terratest.es).

Este método de execução de estacas moldadas é adequado para solos granulares e onde não haja a interferência do nível freático. Uma limitação desta técnica é o facto de ser difícil o conhecimento exacto das características e do diâmetro da estaca em profundidade. Assim, o controlo da qualidade de

execução das estacas assume particular relevância no caso das estacas moldadas com recurso a trado contínuo. Os dois métodos não destrutivos mais utilizados para a verificação da integridade das estacas são o método de diagrafias sónicas entre furos e o ensaio sónico de eco. Estes métodos permitem verificar o comprimento das estacas e variações geométricas significativas no corpo da estrutura, bem como detectar a presença de descontinuidades significativas no seu corpo.

Poderão ainda efectuar-se recolhas de carotes para a aferição da qualidade do material.

Na execução de estacas com recurso a lamas bentoníticas, o procedimento de execução é muito semelhante ao anteriormente descrito, sendo a característica que os distingue, a presença de lama bentonítica durante a fase de furação, com o objectivo principal de garantir a estabilização das paredes do furo.

Na Figura 2.27 esquematiza-se o processo de execução de estacas moldadas com recurso a tubo metálico. Neste tipo de estacas o tubo moldador pode ser perdido ou recuperado no final da execução da estaca. A função do tubo cilíndrico metálico é conter as paredes do furo, até ao seu preenchimento com betão. A execução de estacas secantes, como se compreende, não pode ser realizada com recurso a tubo moldador.

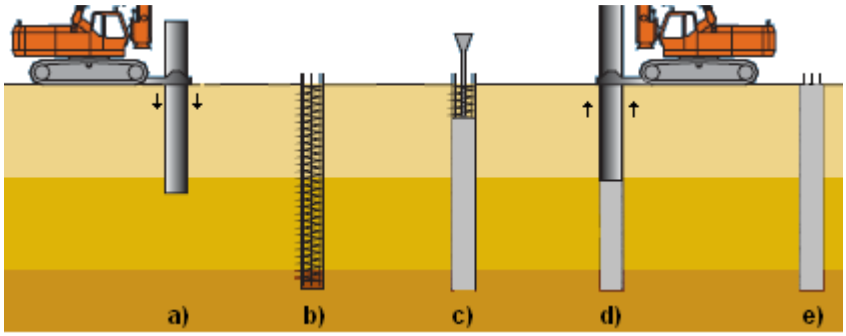


Figura 2.27 – Esquematização do processo de execução de estacas moldadas com recurso a tubo moldador; a) cravação do tubo metálico constituído por troços acoplados, sendo retirado simultaneamente o terreno no seu interior com recurso a um trado e limpadeira; b) colocação da armadura, devidamente guiada; c) betonagem da estaca, procurando manter em permanência a continuidade da massa de betão; d) extracção do tubo moldador; e) estaca executada (www.terratest.es).

No Quadro 2.9 apresenta-se uma análise comparativa entre as cortinas de estacas moldadas e a técnica de CSM como solução de contenção de escavações.

Quadro 2.9 – Análise comparativa entre as cortinas de estacas moldadas e a técnica de CSM como solução de contenção de escavações.

PROPRIEDADES	CORTINAS DE ESTACAS MOLDADAS	CSM
CARACTERÍSTICAS DO PROCESSO DE EXECUÇÃO E CUSTOS ASSOCIADOS	Maior resistência estrutural.	Menor resistência estrutural.
	Substituição integral do solo, em geral por betão.	O solo é utilizado como material de construção.
	É aconselhável a construção de muros-guia, de modo a garantir o correcto posicionamento das estacas.	O correcto posicionamento é conseguido recorrendo a guias metálicas ou simplesmente a um fio de guia.
	Maior homogeneidade do material resultante.	A homogeneidade do material depende do tipo de solo e do modo de execução.
	Maior desperdício de material.	Reduzido desperdício de material.
	Custos mais elevados.	Custos mais reduzidos.
TIPO DE SOLO	Solução geralmente eficaz em todos os tipos de solos, sendo necessário adequar o processo de execução a cada caso.	Solução aplicável a quase todos os tipos de solo. Não é tão eficaz em solos muito densos, consistentes ou com presença de blocos de grandes dimensões.
PROFUNDIDADE MÁXIMA	Profundidades de execução equivalentes.	
TEMPO DE EXECUÇÃO	Processo de execução geralmente mais lento.	Processo de execução relativamente rápido.

2.7. CORTINAS TIPO BERLIM

Esta solução de contenção permite assegurar a estabilidade de escavações em meio urbano, com arruamentos e edificações muito próximas, onde os deslocamentos têm que ser muito limitados.

De acordo com as especificações de projecto, poderão executar-se cortinas tipo Berlim provisórias ou definitivas, cujos processos de execução diferem significativamente. Nas cortinas de contenção provisórias, efectua-se numa primeira fase a instalação de perfis metálicos verticais de grande inércia (geralmente perfis em forma de H ou I) no contorno do terreno a escavar. Estes elementos verticais são calculados para absorver as acções resultantes do impulso do terreno adjacente à cortina e, eventualmente, outras cargas actuantes, as quais lhes são transmitidas por elementos colocados entre os perfis, geralmente travessas de madeira.

Nas cortinas tipo Berlim definitivas, após a colocação dos perfis metálicos, efectua-se a escavação de uma vala para execução da viga de coroamento. Uma vez executada a viga de coroamento, efectua-se uma escavação geral para execução do primeiro nível de painéis primários, deixando-se banquetas nas

zonas correspondentes aos painéis secundários. A fase seguinte consiste na introdução da armadura nos painéis primários, seguida de cofragem e betonagem. Na zona inferior dos painéis é aconselhável deixar os varões de espera dentro de uma caixa de areia, a qual após a escavação do nível seguinte, se desmorona por acção da gravidade deixando visíveis os varões para amarração do painel seguinte.

Na Figura 2.28 representam-se esquematicamente os dois subtipos de estruturas de contenção supracitados e na Figura 2.29 ilustra-se o aspecto final de cortinas tipo Berlim provisórias e definitivas.



Figura 2.28 – Cortinas Tipo Berlim: a) provisórias; b) definitivas (Guerra, 1999).



Figura 2.29 – Aspecto final de cortinas tipo Berlim: a) cortina tipo Berlim provisória (www.fdo.pt/georumo); b) cortina tipo Berlim definitiva (www.digger.gr).

No Quadro 2.10 apresenta-se uma análise comparativa entre as cortinas tipo Berlim e a aplicação da técnica de CSM em cortinas de contenção de escavações.

Quadro 2.10 – Análise comparativa entre as cortinas tipo Berlim e a aplicação da técnica de técnica de CSM em cortinas de contenção de escavações.

PROPRIEDADES	CORTINAS TIPO BERLIM (PROVISÓRIAS)	CSM
CARACTERÍSTICAS DO PROCESSO DE EXECUÇÃO E CUSTOS ASSOCIADOS	Resistências estruturais equivalentes.	
	A furação para instalação dos perfis metálicos provoca vibrações no terreno.	Os perfis metálicos são instalados no final do tratamento, com ausência de vibrações.
	Maior desperdício de material.	Reduzido desperdício de material.
	A execução provoca maior descompressão do terreno.	A execução provoca menor descompressão do terreno.
	Custos mais elevados.	Custos mais reduzidos.
TIPO DE SOLO	Exigem terrenos com alguma consistência. Não é possível a execução quando há interferência do nível freático, uma vez que a água passa livremente entre os elementos.	É aplicável a quase todos os tipos de solo e pode ser executada em terrenos com o nível freático à superfície. Não é tão eficaz em solos muito densos, consistentes ou com presença de blocos de grandes dimensões.
PROFUNDIDADE MÁXIMA	Relativamente limitadas em termos de profundidade.	80 m
TEMPO DE EXECUÇÃO	Processo de execução lento.	Processo de execução rápido.

3

DADOS DE PROJECTO

3.1. DESCRIÇÃO DA OBRA

A cidade de Lagos encontra-se actualmente num processo de renovação urbana, cujo objectivo é a reabilitação da Frente Ribeirinha, incluindo a criação de aproximadamente 900 lugares de estacionamento. Para tal, é necessária a construção de dois novos parques de estacionamento, um na Frente Ribeirinha e outro no Anel Verde/Parque da Cidade.

O presente trabalho incide sobre o projecto da estrutura de suporte das escavações do parque de estacionamento subterrâneo FUTURLAGOS, localizado na Frente Ribeirinha. O futuro parque de estacionamento integra-se no plano estratégico de reformulação do sistema viário da Avenida dos Descobrimentos e tem como principal propósito a deslocalização para o subsolo da totalidade do actual estacionamento automóvel de superfície. Este edifício subterrâneo, com uma área bruta de construção de cerca de 12 800 m^2, terá a capacidade de 480 lugares de estacionamento, desenvolvendo-se em dois pisos. Na Figura 3.1 pode observar-se uma fotografia aérea da zona interessada pela obra, na qual se inclui alguma informação de forma a permitir uma percepção espacial da área em estudo.



Figura 3.1 – Fotografia aérea da zona interessada pela obra (Google Earth, 2009).

Na Figura 3.2 encontram-se representadas as dimensões em planta da zona a escavar. A área de escavação é de aproximadamente 6313 m^2, com um perímetro de 531 m. De acordo com o Projecto de Arquitectura, o parque de estacionamento desenvolve-se aproximadamente até 6,0 m abaixo da cota inicial do terreno.

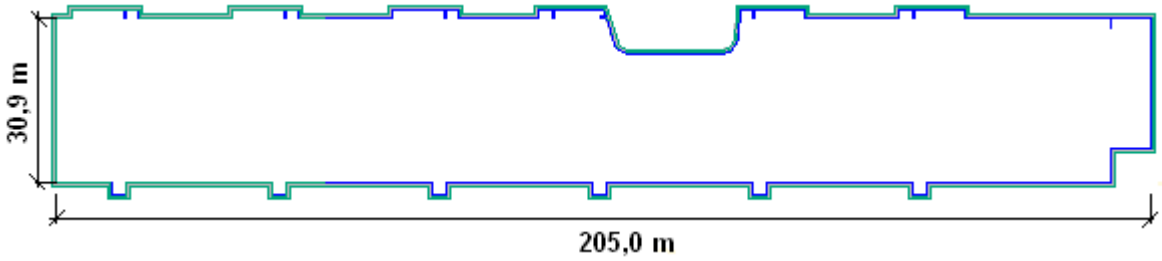


Figura 3.2 – Dimensões da escavação a realizar.

3.2. CONSIDERAÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS

3.2.1. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO

A área em estudo insere-se geologicamente na Formação Carbonatada de Lagos-Portimão, do Miocénico pertencente à Orla Algarvia. Esta formação é sobreposta por cascalheiras, areias e argilas do Plio-Plistocénico. A formação de Lagos-Portimão comporta rochas carbonatadas (biocalcarenitos ricos em fósseis e moluscos e arenitos conglomerados de cimento calcário). A importante ferruginização que por vezes confere à formação a cor avermelhada está relacionada com intensos fenómenos de carsificação muito importantes no caso dos afloramentos (Geo-Rumo, 2008).

Na Figura 3.3 apresenta-se o Mapa Geológico simplificado da região do Algarve e na Figura 3.4 o enquadramento do local da obra na Carta Geológica de Portugal Continental.

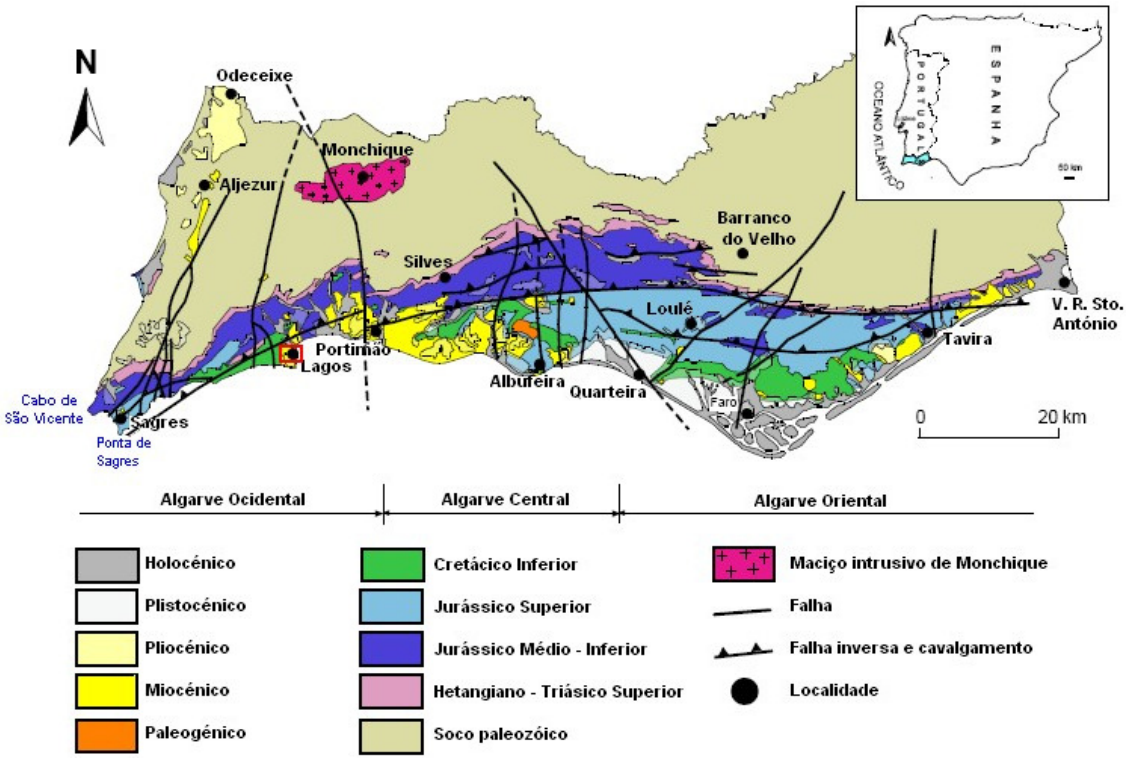


Figura 3.3 – Mapa geológico simplificado da região do Algarve (rochadapena.no.sapo.pt).

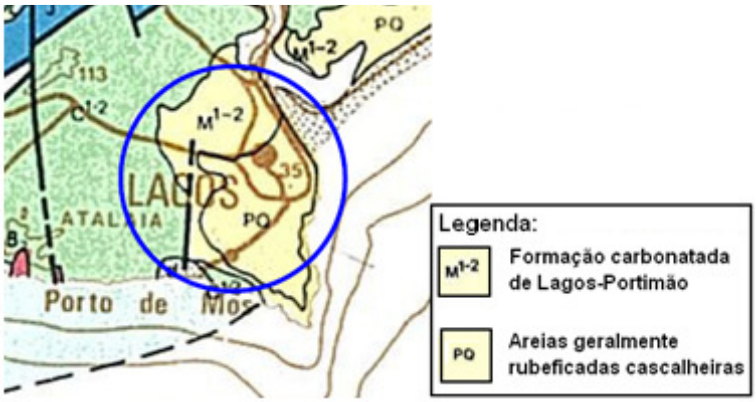


Figura 3.4 – Enquadramento do local da obra na Carta Geológica de Portugal Continental (Geo-Rumo, 2008).

3.3. PROSPECÇÃO E ENSAIOS *IN SITU*

3.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Para efectuar a caracterização dos terrenos de fundação interessados pela obra, foram realizados pela equipa de técnicos da Geo-Rumo 12 furos de sondagem à rotação. Em ambiente terroso, a furação foi efectuada com trado oco de 205 mm de diâmetro exterior. Em ambiente rochoso, recorreu-se a amostradores duplos do tipo T2, com diâmetros exteriores de 76 mm e 86 mm. A Figura 3.5 mostra a planta de localização das referidas sondagens. No Anexo A1 apresentam-se os perfis interpretativos geológico-geotécnicos dos terrenos interessados pela obra.

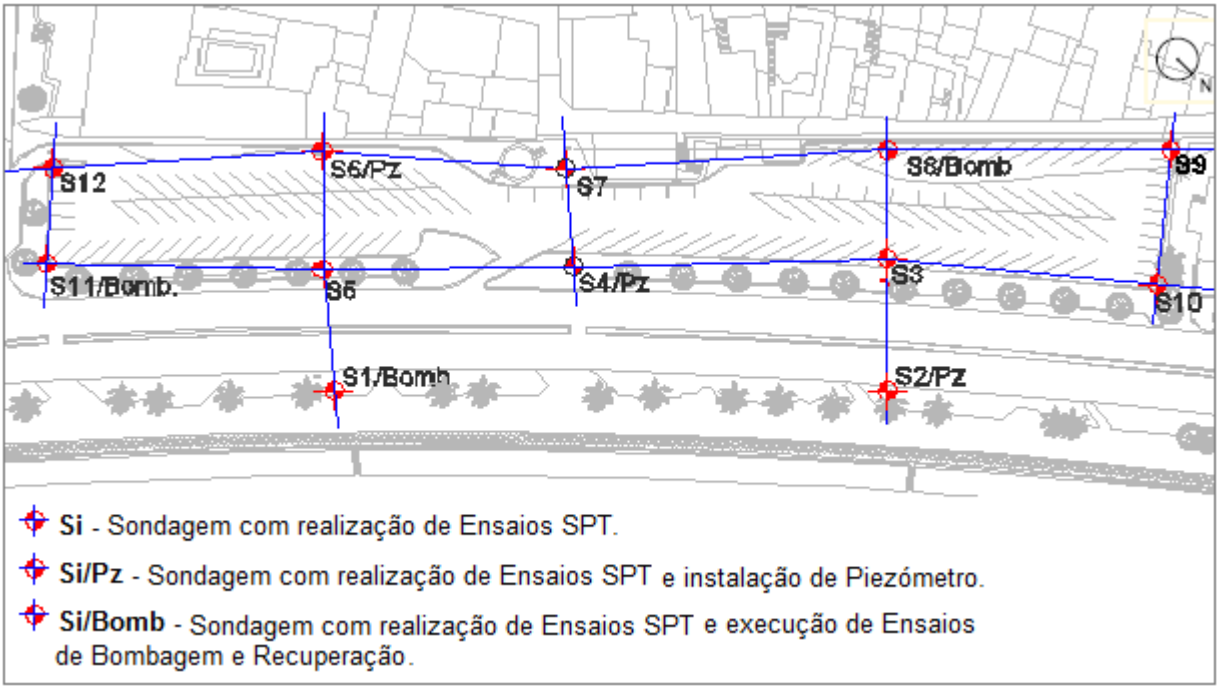


Figura 3.5 – Planta de localização das sondagens (Geo-Rumo, 2008).

A perfuração em ambiente terroso foi acompanhada da realização de ensaios SPT, desde a superfície e a cada 1,5 m de profundidade. De modo a medir os níveis de água no terreno, foram instalados piezómetros com 50 mm de diâmetro interior nos furos de sondagem S2 e S6. Nos furos de sondagem

S1, S4, S8 e S11 instalaram-se piezómetros de PVC com 90 mm de diâmetro interior, com vista à realização de ensaios de bombagem e recuperação.

3.3.2. ENSAIOS SPT

O SPT (*Standard Penetration Test*) é o ensaio geotécnico mais utilizado na prática para reconhecimento das condições do terreno, havendo por isso uma experiência acumulada importante que constitui uma vantagem deste método relativamente a outros.

Em ambiente terroso, o critério de paragem das sondagens consistiu em assegurar uma profundidade mínima de furação de 9,0 m, com obtenção de 2 negas consecutivas no Ensaio SPT. Em ambiente rochoso, o critério de paragem foi a obtenção de 1,5 m de testemunho.

Na Figura 3.6 apresentam-se os valores médios dos resultados obtidos nos ensaios SPT, correspondentes à soma do número de pancadas registadas na segunda e terceira fases. Do conjunto de resultados disponibilizado, eliminaram-se alguns valores mais discrepantes por não traduzirem as condições *in situ*, resultando apenas de perturbações durante a realização dos ensaios.

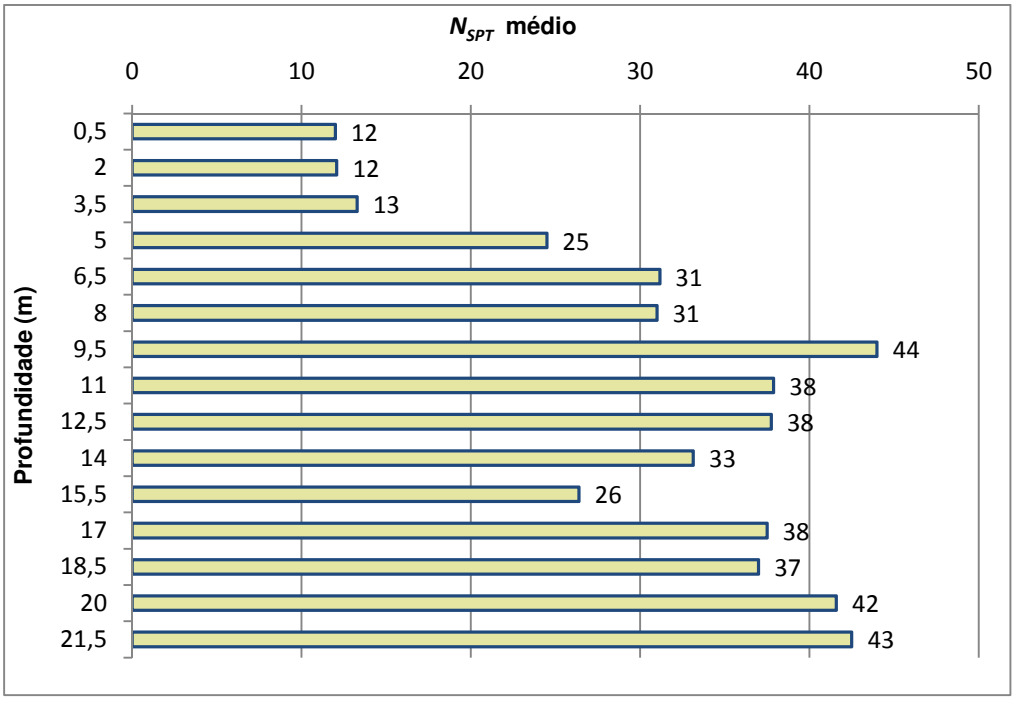


Figura 3.6 – Valores médios de N_{SPT}.

3.3.3. ENSAIOS DE BOMBAGEM E RECUPERAÇÃO

O ensaio de bombagem permite efectuar uma avaliação global da permeabilidade. Este ensaio consiste, como o próprio nome indica, em bombear a água de um poço ou furo, com caudal constante ou variável, durante um determinado período de tempo, até que o nível de água no furo se mantenha estacionário.

Para a realização do ensaio é necessário executar o furo de bombagem e instalar piezómetros a distâncias crescentes do referido furo. Durante o ensaio, efectua-se a leitura dos níveis de água nos furos. A interpretação das referidas leituras permite obter informações sobre as características do

aquífero e do meio poroso interessado, tais como a permeabilidade, o coeficiente de armazenamento e a existência de limites impermeáveis ou de recarga.

Uma vez concluída a acção de bombagem, podem efectuar-se ensaios de recuperação. O ensaio de recuperação consiste na medição, em intervalos regulares, da elevação do nível freático no furo de bombagem e nos furos de observação próximos, a partir do momento em que a bombagem é interrompida. Este ensaio permite, fundamentalmente, comprovar o grau de ligação hidráulica entre o furo e o aquífero.

Realizaram-se três ensaios de bombagem nos furos de sondagem S1, S8 e S11 (ver Figura 3.5), com um caudal constante de 0,21 l/s em S1 e 0,1 l/s em S8. Relativamente a S11, começou por se extrair um caudal constante de 0,21 l/s, que se revelou insuficiente, tendo-se ajustado o caudal extraído até se chegar a um caudal constante de 0,52 l/s ao fim de 120 minutos. Para o furo S11, utilizaram-se apenas os dados da recuperação para a avaliação da permeabilidade. A interpretação dos ensaios foi efectuada pelo método de Theis (1935) e pela aproximação logarítmica a este modelo (Cooper e Jacob, 1946), considerando o regime transitório.

O método de Theis (1935), considerado como um avanço nos estudos de hidráulica de poços, considera matematicamente os efeitos do rebaixamento progressivo num aquífero confinado, isto é, o bombeamento em regime variável (Castany, 1963; Driscoll, 1986; Fetter 1994). Este modelo analítico pressupõe as seguintes condições:

- o aquífero é homogéneo e hidrologicamente isotrópico;
- a transmissividade é constante em todos os pontos do aquífero;
- a água removida do armazenamento do aquífero é instantaneamente descarregada no poço pela diminuição de carga hidráulica;
- toda a água removida do poço é proveniente do armazenamento do aquífero;
- o fluxo é laminar no poço e no aquífero.

O resultado da equação de Theis é dado pela expressão:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_{u}^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} \, du \tag{3.1}$$

sendo:

$$u = \frac{r^2 s}{4Tt} \tag{3.2}$$

Q – caudal extraído;
T – transmissividade do aquífero;
s – rebaixamento a uma distância r do poço bombeado;
t – tempo a partir do início do bombeamento;
r – distância do poço bombeado até ao ponto de rebaixamento.

O termo $\int_{u}^{\infty} \frac{e^{-u}}{u}$ du pode ser representado simplificadamento por W(u). A equação de Theis pode então ser apresentada com a forma seguinte:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \tag{3.3}$$

A função W(u) pode ser representada pela série abaixo:

$$W(u) = -0{,}5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2} + \frac{u^3}{3 \cdot 3} - \cdots \tag{3.4}$$

O método de Cooper-Jacob (1946) é uma simplificação do método de Theis, sendo válido para valores muito pequenos de u (u < 0,01). Os autores constataram que os dois primeiros termos da função W (u), dada pela expressão 3.6, eram suficientes para representar um valor confiável, podendo a equação de Theis ser aproximada para:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} [-0{,}5772 - \ln u] \tag{3.5}$$

A equação anterior pode ser reescrita simplificadamente por:

$$s = \frac{0{,}183Q}{T} \, log \, \frac{2{,}25 \, Tt}{r^2 S} \tag{3.6}$$

O coeficiente de permeabilidade (k) pode ser obtido a partir da transmissividade do aquífero (T) e da espessura da camada do aquífero (h), através da expressão:

$$k = \frac{T}{h} \tag{3.7}$$

No Quadro 3.1 apresentam-se os valores do coeficiente de permeabilidade obtidos pelos dois métodos anteriormente descritos.

Quadro 3.1 – Resultados dos ensaios de bombagem e recuperação (Geo-Rumo, 2008).

Furo de ensaio	Rebaixamento (Cooper-Jacob)	Recuperação de Theis
	k (m/s)	k (m/s)
S1	$2{,}64 \times 10^{-5}$	$7{,}81 \times 10^{-5}$
S8	$8{,}60 \times 10^{-7}$	$7{,}30 \times 10^{-7}$
S11	-	$1{,}68 \times 10^{-4}$

No Quadro 3.2 encontra-se a classificação do grau de permeabilidade, segundo Terzaghi & Peck (1967). Pela análise dos resultados apresentados, constata-se que os coeficientes de permeabilidade das litologias interessadas até às profundidades do ensaio correspondem a uma variação do grau de permeabilidade de muito baixo a médio, segundo a referida classificação.

Quadro 3.2 – Classificação do grau de permeabilidade, segundo Terzaghi & Peck (1967).

Grau de permeabilidade	k (m/s)
Alto	$>10^{-3}$
Médio	10^{-3} a 10^{-5}
Baixo	10^{-5} a 10^{-7}
Muito baixo	10^{-7} a 10^{-9}
Praticamente Impermeável	$<10^{-9}$

3.4. ENSAIOS LABORATORIAIS

3.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A realização de ensaios laboratoriais na fase de reconhecimento geológico-geotécnico tem como objectivo principal complementar a informação recolhida nos ensaios de campo. Realizaram-se ensaios laboratoriais sobre amostras de estrutura alterada, recolhidas através do amostrador do ensaio SPT. Estes ensaios consistiram na determinação de algumas características físicas dos solos, nomeadamente a composição granulométrica e os Limites de Atterberg.

3.4.2. RESULTADOS

No Quadro 3.3 resumem-se os resultados dos ensaios laboratoriais de determinação da composição granulométrica e de definição dos Limites de Atterberg. No referido quadro encontra-se também informação relativa à profundidade de recolha das amostras e à respectiva classificação de acordo com a norma ASTM 2487. As amostras ensaiadas foram retiradas dos furos de sondagem S1, S2, S4, S7, S8, S10 e S12, cuja localização foi anteriormente apresentada na Figura 3.5.

Como se pode constatar pela análise dos resultados obtidos, há uma certa heterogeneidade nas características físicas dos solos analisados. Esta informação, associada à interpretação dos *logs* das sondagens efectuadas, permite identificar fundamentalmente a presença de três tipos de solo:

- Aterro de matriz arenosa, representado pela amostra S1.
- Argilas arenosas e areias siltosas, representadas pelas amostras S2 e S8.
- Calcarenito decomposto a muito alterado (W5/W4), representado pelas amostras S4, S7, S10 e S12.

Quadro 3.3 – Resultados dos ensaios laboratoriais.

Amostra	Profundidade (m)	Granulometria e Limites de Atterberg				Classificação
		% < # 10 2,00 mm	% < # 40 0,42 mm	% < # 200 0,075 mm	Limites de Atterberg	ASTM
S1	3,0	96	83	4	Não Plástico	SP – Areia mal graduada
S2	6,0 e 7,5	98	92	60	WL=34 WP=12 IP=22	ML – Silte com areia
S4	6,0 e 7,5	96	80	32	Não Plástico	SM – Areia Siltosa
S7	9,0	96	83	37	Não Plástico	SM – Areia Siltosa
S8	4,5	98	94	74	WL=45 WP=14 IP=31	CL – Argila magra com areia
S10	6,0	80	52	35	WL=25 WP=13 IP=12	SM – Areia siltosa com cascalho

3.5. CONDICIONALISMOS

3.5.1. CONDICIONALISMOS HIDRÁULICOS

O local de implantação do parque de estacionamento da Frente Ribeirinha de Lagos representou a principal condicionante para a escolha do tipo de contenção a utilizar, dado que a obra se situa junto ao canal de acesso à marina de Lagos. Nesta zona, o nível freático encontra-se muito próximo da superfície, podendo mesmo atingir a superfície em determinadas alturas do ano. Esta localização implicou um estudo cuidado e a opção por uma contenção impermeável.

3.5.2. CONDICIONALISMOS RELATIVOS A CONFRONTAÇÕES

No que respeita aos condicionalismos relativos a confrontações, esta obra encontra-se na proximidade directa de arruamentos e do edifício do Tribunal de Lagos. Situa-se ainda perto da muralha da Fortaleza de Lagos e da Igreja Paroquial de Santa Maria de Lagos. Na Figura 3.1 anteriormente apresentada pode observar-se a localização dos referidos edifícios relativamente à obra em estudo.

3.5.3. CONDICIONALISMOS SÍSMICOS

Em Portugal Continental, a sismicidade não é uniforme em todo o seu território, aumentando de uma forma genérica, de Norte para Sul. A acção sísmica é definida no Eurocódigo 8 (EN 1998-1:2004)

e complementada pelo Documento Nacional de Aplicação (DNA) da Norma Portuguesa NP ENV 1998-1-1 de 2000. Segundo os referidos documentos, o país divide-se nas zonas sísmicas A, B, C e D, por ordem decrescente de sismicidade. O local interessado pela obra encontra-se na zona de maior risco sísmico, não sendo no entanto condicionante a consideração do coeficiente de sismicidade correspondente para efeitos de cálculo da estrutura de contenção, dado o seu carácter provisório.

3.6. ZONAMENTO GEOTÉCNICO

Com base na análise do relatório geológico-geotécnico realizado pela Geo-Rumo (2008), foi possível definir um zonamento geotécnico dos terrenos interessados pela obra. É de salientar que os resultados obtidos nos ensaios SPT e nos ensaios laboratoriais revelam uma grande heterogeneidade relativamente à compacidade e às próprias características do terreno dentro do mesmo estrato, pelo que se procurou efectuar uma avaliação cautelosa dos parâmetros geotécnicos.

Face às informações recolhidas na fase de reconhecimento geológico-geotécnico e tentando incluir os estratos mais representativos do terreno em profundidade, definiram-se duas zonas geotécnicas distintas. A Zona Geotécnica 1 (ZG1), composta por depósitos de aterro até uma profundidade de 6 m, é constituída por areias finas a grossas amareladas, com conchas, fragmentos rochosos (calcários) e seixos. Os resultados dos ensaios SPT neste estrato variam entre 6 e 60 pancadas, correspondendo a solos muito soltos a compactos, segundo a classificação de solos em termos de compacidade de Terzaghi e Peck. A Zona Geotécnica 2 (ZG2) surge sob os aterros e é composta essencialmente por calcarenito amarelado, que se desagrega com a mão em areia com argila. Este estrato apresenta graus de alteração variáveis entre medianamente alterado (W3) e decomposto (W5). Os resultados dos ensaios SPT revelam também alguma heterogeneidade do estrato em termos de compacidade, variando entre 7 e 60 pancadas. Apresentam-se no Anexo A2 algumas fotografias de formações calcoareníticas observadas nas proximidades do local da obra, através das quais se pode constatar a heterogeneidade da matriz geológica dos calcarenitos (argilas, areias e calcários).

No Quadro 3.4 resumem-se as principais características geotécnicas dos dois estratos e os respectivos parâmetros geotécnicos considerados, nomeadamente, o valor de N_{SPT}, o peso volúmico (γ), a coesão efectiva (c'), o ângulo de atrito efectivo (ϕ'), o coeficiente de permeabilidade (k), a resistência de ponta (q_c) e o módulo de deformabilidade (E).

Quadro 3.4 – Principais características das zonas geotécnicas consideradas.

Zona Geotécnica	Grau de Alteração	N_{SPT}	γ (kN/m^2)	c' (kPa)	ϕ' (º)	k (m/s)	q_c (MPa)	E (MPa)
ZG1 – Aterro Arenoso	-	13	19	0	28	1×10^{-3}	4,55	14
ZG2 – Calcarenito	W3 a W5	40	20	10	30	1×10^{-4}	14,00	42

Os valores de N_{SPT} de cada camada foram definidos considerando o valor médio dos resultados dos ensaios SPT em profundidade.

Relativamente ao coeficiente de permeabilidade do estrato ZG1, admitiu-se um valor 10 vezes superior ao valor adoptado para o estrato ZG2, uma vez que se trata sobretudo de areias, não implicando uma grande perda de carga naquele estrato.

Os valores do módulo de deformabilidade e da resistência de ponta foram obtidos recorrendo a correlações. Procedeu-se em primeiro lugar à correlação de N_{SPT} com q_c (CPT – *Cone Penetration Test*), através do ábaco que se apresenta na Figura 3.7. Esta correlação empírica permite contornar o facto de não se dispor de resultados de ensaios CPT e tem por base a relação entre a granulometria do solo e a razão q_c/N_{SPT}. Para a consulta do referido ábaco, considerou-se um diâmetro médio das partículas D_{50}=0,06 mm, correspondente a uma areia fina. Para estimar o valor do módulo de deformabilidade, usou-se a relação de proporcionalidade dada pela expressão:

$$E = \alpha \cdot q_c \tag{3.8}$$

onde α é um parâmetro adimensional que varia de acordo com as características do solo.

O parâmetro α varia dentro de limites bastante latos. As correlações entre *qc* e E apresentadas na Figura 3.8 permitem ter uma ideia da diversidade de propostas existente. O valor α =3 (correspondente à linha designada com o nº 4) parece, contudo, ter a virtude de não ser nem excessivamente optimista nem pessimista (adaptado de Matos Fernandes, 2006).

Desta forma, adoptou-se α = 3.

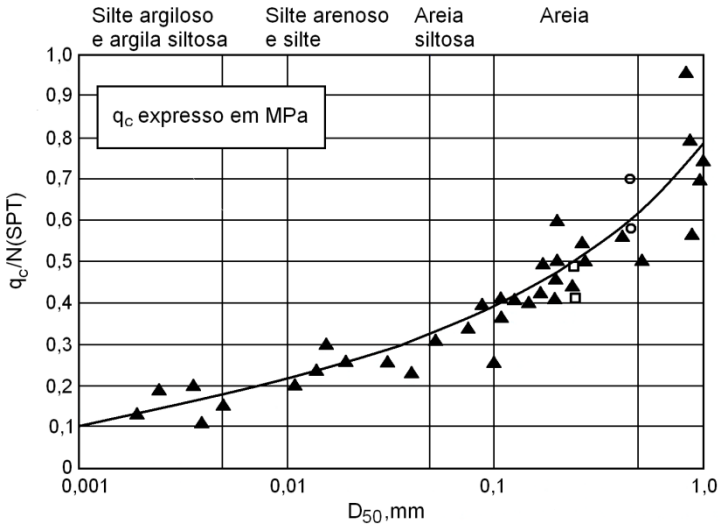


Figura 3.7 – Correlação de N_{SPT} com q_c em função do diâmetro médio das partículas do solo, proposta por Robertson & Campanella (1983).

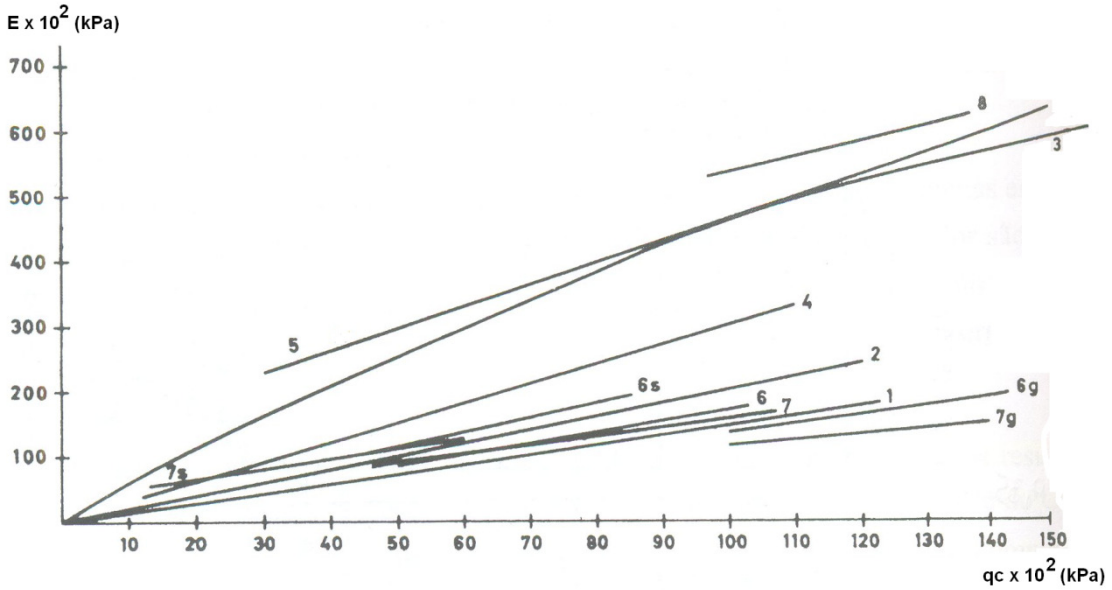


Figura 3.8 – Correlações entre a resistência de ponta do CPT, qc, e o módulo de deformabilidade de solos granulares (Folque, 1976).

3.7. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL

Na definição da solução estrutural a adoptar para o suporte das escavações da obra em estudo, procurou-se compatibilizar os condicionalismos existentes com a arquitectura e a estrutura do futuro parque de estacionamento, tendo ainda em atenção a necessidade de garantir a sua execução em condições de segurança e qualidade.

Os principais aspectos tidos em consideração na concepção da estrutura de contenção foram:

- o comportamento durante a fase construtiva;
- a optimização do ponto de vista económico;
- a simplicidade do processo construtivo.

Tendo por base estes pressupostos e dado que a zona interessada pela obra se encontra próxima de arruamentos e de estruturas existentes, optou-se por uma solução de contenção periférica, executada com a técnica de *cutter soil mixing* (CSM), reforçada com perfis metálicos IPE. A adopção desta metodologia tem como finalidade a contenção do solo adjacente à escavação durante os trabalhos de construção. Esta estrutura funciona assim como estrutura de contenção provisória, estando prevista a construção de uma parede de betão armado definitiva, a partir da base de escavação. Os registos dos níveis de água nos furos de sondagem e os resultados dos ensaios de bombagem e recuperação realizados, indicam que o nível freático se encontra próximo da superfície, pelo que a cortina tem ainda uma segunda função, actuando como elemento de impermeabilização em relação à água existente do lado exterior.

O presente trabalho incide no estudo da secção representativa dos alinhamentos A1, A2 e A3, de acordo com a Figura 3.9.

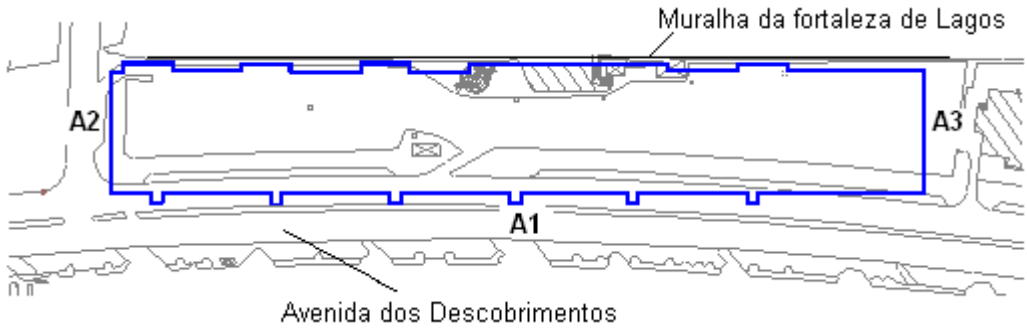


Figura 3.9 – Localização dos alinhamentos A1, A2, A3.

A solução estrutural adoptada é constituída por uma cortina de contenção periférica composta por 261 painéis de solo tratado com a técnica de CSM, reforçada com perfis metálicos IPE, associada a um nível de ancoragens pré-esforçadas. Prevê-se ainda a execução de uma viga de coroamento. As ancoragens pré-esforçadas são aplicadas a 0,20 m de profundidade, ficando a cabeça de ancoragem fixa à viga de coroamento. A força de pré-esforço é transmitida ao maciço através da parede de contenção. Na Figura 3.10 apresenta-se esquematicamente a solução estrutural adoptada.

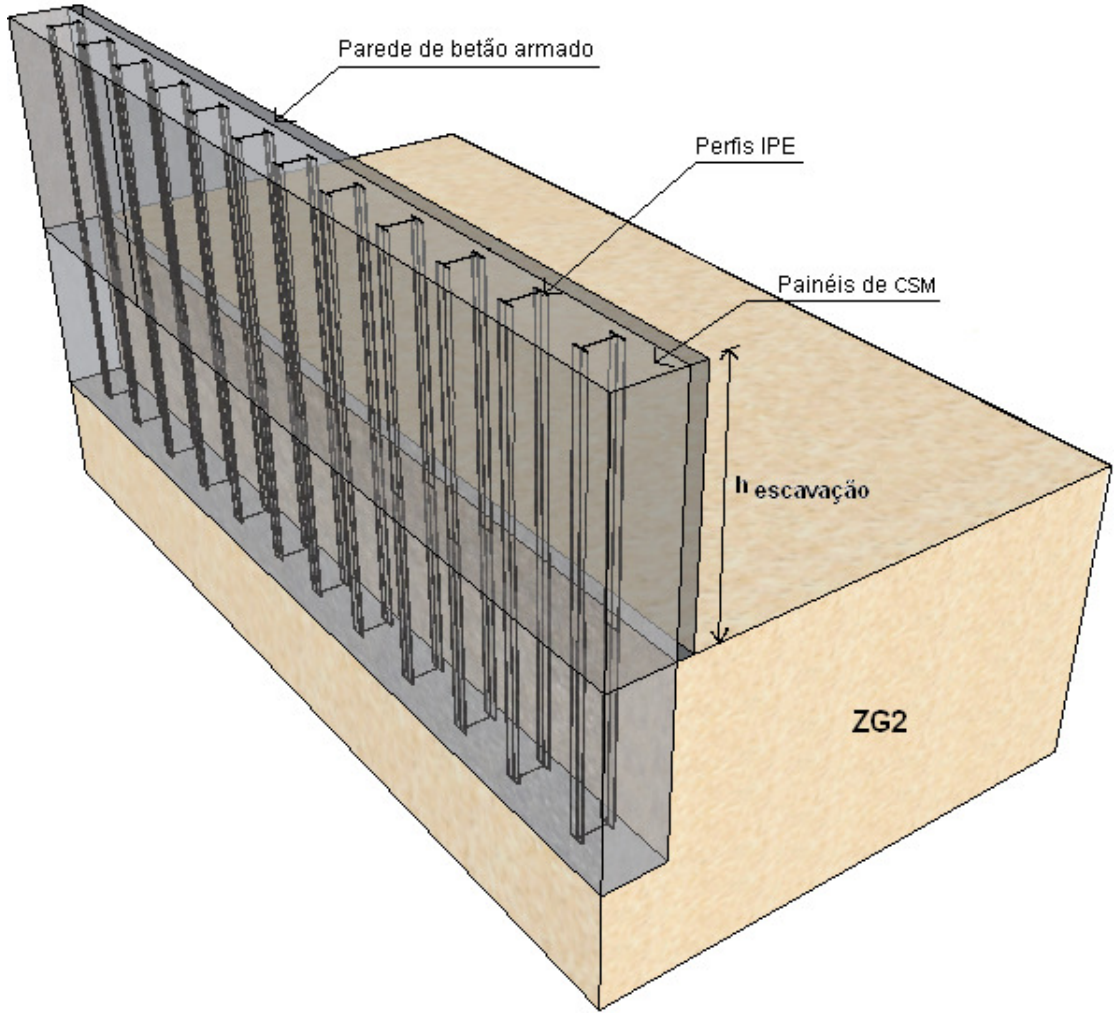


Figura 3.10 – Aspecto tridimensional da solução estrutural adoptada.

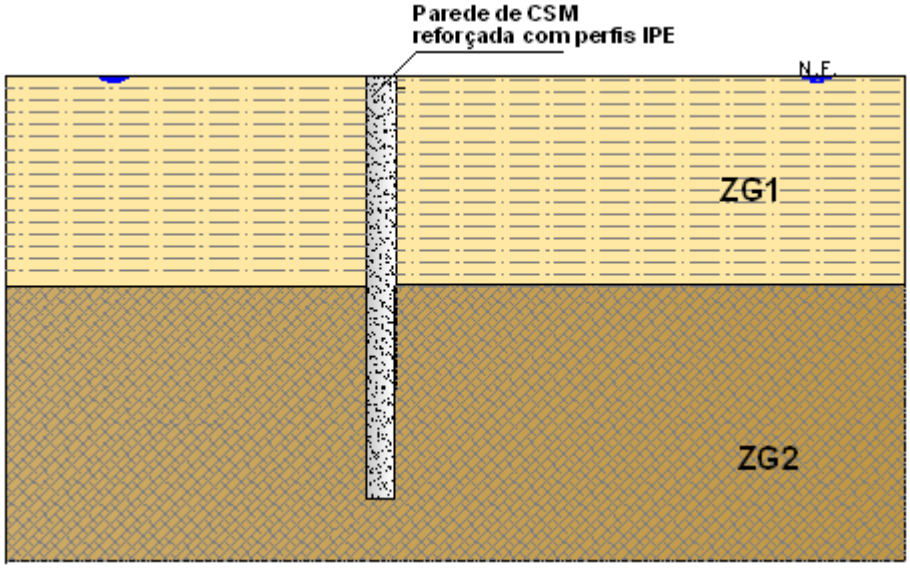
3.8. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

O faseamento construtivo previsto que pretende ir de encontro às exigências impostas, é o seguinte:

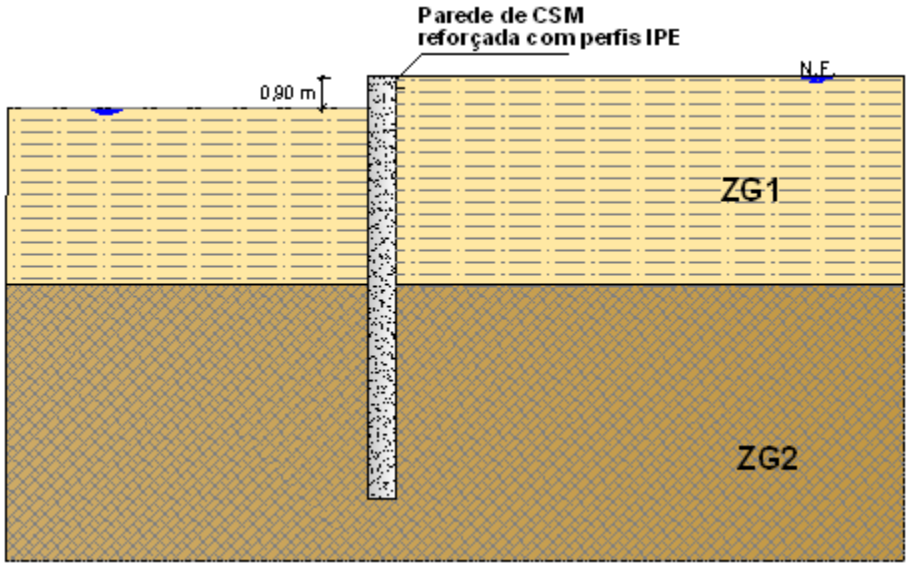
i. execução da cortina de CSM, reforçada com perfis metálicos IPE;
ii. escavação até à cota da viga de coroamento;
iii. construção da viga de coroamento;
iv. execução e pré-esforço de ancoragens;
v. situação final da escavação;
vi. construção da estrutura definitiva e desactivação das ancoragens.

Na Figura 3.11, encontra-se a esquematização do processo construtivo.

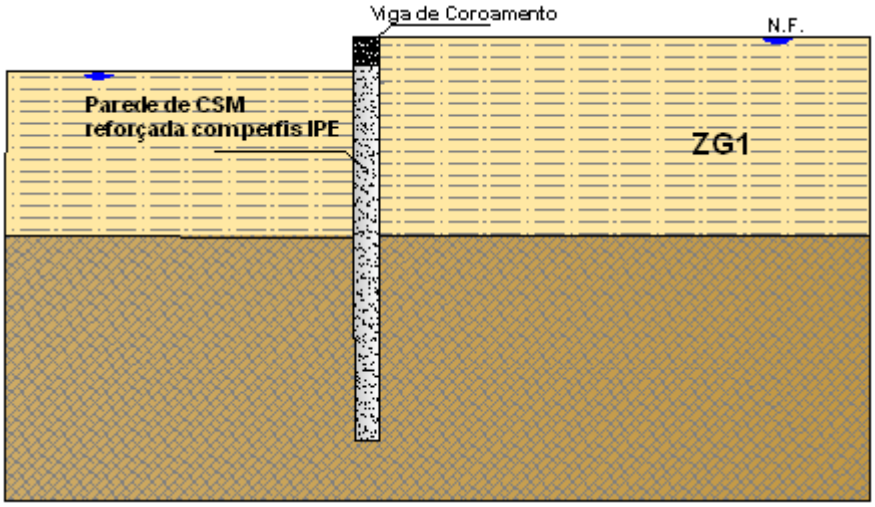
i.



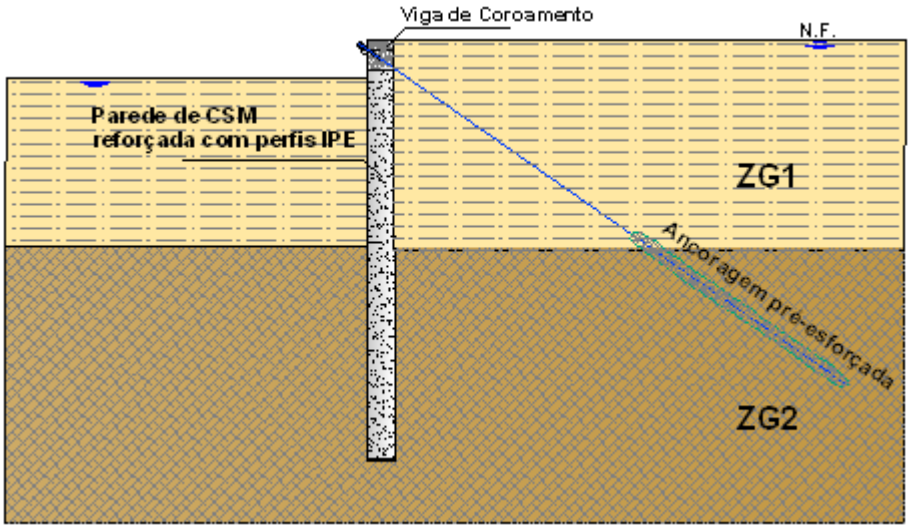
ii.



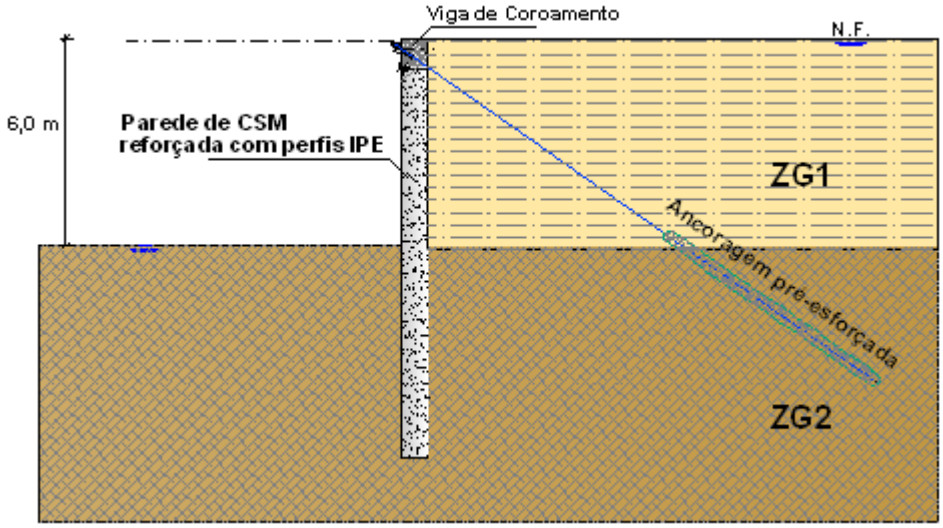
iii.


Viga de Coroamento
N.F.
Parede de CSM
reforçada com perfis IPE
ZG1

iv.


Viga de Coroamento
N.F.
Parede de CSM
reforçada com perfis IPE
ZG1
Ancoragem pré-esforçada
ZG2

v.


Viga de Coroamento
N.F.
6,0 m
Parede de CSM
reforçada com perfis IPE
ZG1
Ancoragem pré-esforçada
ZG2

vi.

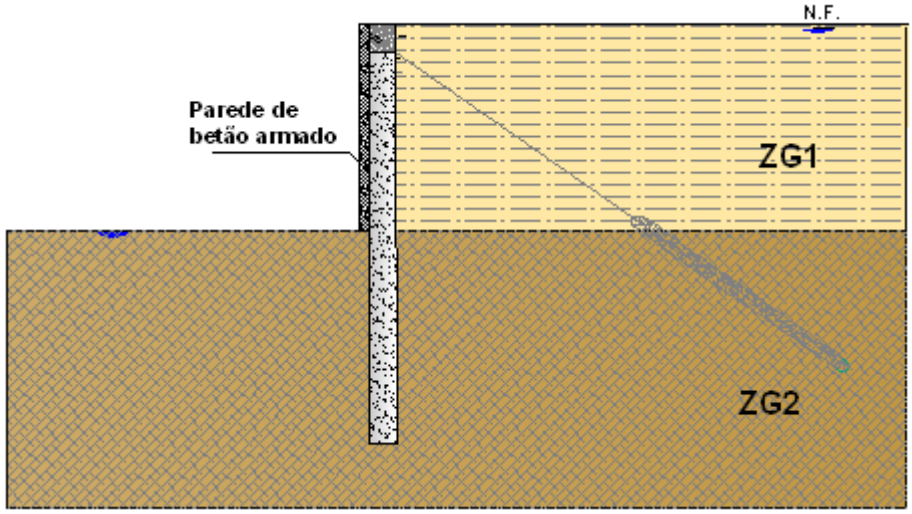


Figura 3.11 - Esquematização do faseamento construtivo.

4

ANÁLISE PELO MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE. PRÉ-DIMENSIONAMENTO.

4.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo é dedicado ao pré-dimensionamento da estrutura de contenção monoapoiada da obra em estudo. Apresenta-se em primeiro lugar a determinação dos esforços actuantes na cortina, da respectiva altura enterrada e da força de ancoragem a aplicar. Para tal, utiliza-se o método "Free Earth Support", admitindo-se um apoio simples no pé da cortina. Efectua-se em seguida o pré-dimensionamento dos perfis metálicos e das ancoragens, bem como a análise do momento flector resistente da secção e a sua comparação com o valor do momento flector actuante máximo de cálculo, obtido pelo método de equilíbrio limite. Apresenta-se ainda a optimização da solução, correspondendo a mesma à solução final adoptada no projecto.

Os coeficientes de impulso passivo e activo foram definidos de acordo com os ábacos do Eurocódigo 7 (EN 1997-1:2004). Para os valores do ângulo de atrito solo-cortina, admitiu-se o valor de 2/3 do ângulo de atrito do respectivo solo (ϕ'). De forma a balizar os resultados, efectuou-se uma primeira análise, mais conservadora, desprezando a coesão e uma segunda análise considerando o contributo da coesão. Nos cálculos onde se considerou a coesão, as pressões transmitidas à estrutura de contenção foram obtidas recorrendo ao Teorema dos Estados Correspondentes. Dado o contraste entre a permeabilidade da camada superior e a da camada inferior, considera-se que não há circulação de água entre os dois estratos, admitindo-se em todos os cálculos uma situação hidrostática, com o nível freático à superfície.

4.2. CONSIDERAÇÃO DA SEGURANÇA

Nos cálculos pelo Método de Equilíbrio Limite, a segurança foi introduzida através dos seguintes métodos:

- Abordagem de Cálculo 1 prevista no Eurocódigo 7 (Combinações 1 e 2, designadas respectivamente de EC7-1.1 e EC7-1.2);
- Método de Tschebotarioff (coeficientes globais de segurança).

Segundo a Abordagem de Cálculo 1 do Eurocódigo 7, é preconizada a utilização de coeficientes parciais de segurança, contrariamente à abordagem tradicional, segundo a qual se recorre a coeficientes globais de segurança. As combinações 1 e 2 da abordagem de cálculo 1 assemelham-se

aos casos B e C da versão anterior do Eurocódigo 7 (EN 1997-1:1994). No Método de Tschebotarioff, os cálculos são efectuados com base nos valores característicos das acções e dos parâmetros do terreno, utilizando-se coeficientes globais de segurança. No Quadro 4.1, apresentam-se os coeficientes de segurança utilizados em cada um dos métodos.

Quadro 4.1 – Coeficientes de Segurança.

Método	Acções		Propriedades do Terreno		Coeficientes de Segurança Global	
	Permanentes	Variáveis	tg (ϕ')	c'	Esforços	Ficha
EC7 – 1.1	1,35	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
EC7 – 1.2	1,00	1,30	1,25	1,25	1,00	1,00
Tshebotarioff	1,00	1,00	1,00	1,00	1,35	1,70

4.3. DEFINIÇÃO DA SECÇÃO DE REFERÊNCIA

A geometria simplificada para fins de cálculo recorrendo ao método de equilíbrio limite e as sobrecargas consideradas são apresentadas na Figura 4.1. Adoptou-se para as ancoragens uma inclinação de 35º. Na definição da inclinação das ancoragens deve ter-se em conta, por um lado, que ancoragens mais inclinadas permitem a selagem no estrato mais rijo com comprimentos livres menores e, por outro lado, que esse aumento de inclinação implica o aumento da força mobilizada na ancoragem.

No dimensionamento da estrutura de contenção, considerou-se uma sobrecarga uniformemente distribuída à superfície de 5 kN/m^2. Este valor foi definido com base no nível de sobrecarga expectável no local da obra (tráfego e movimento de máquinas) e tendo em conta o carácter provisório da estrutura de contenção em análise.

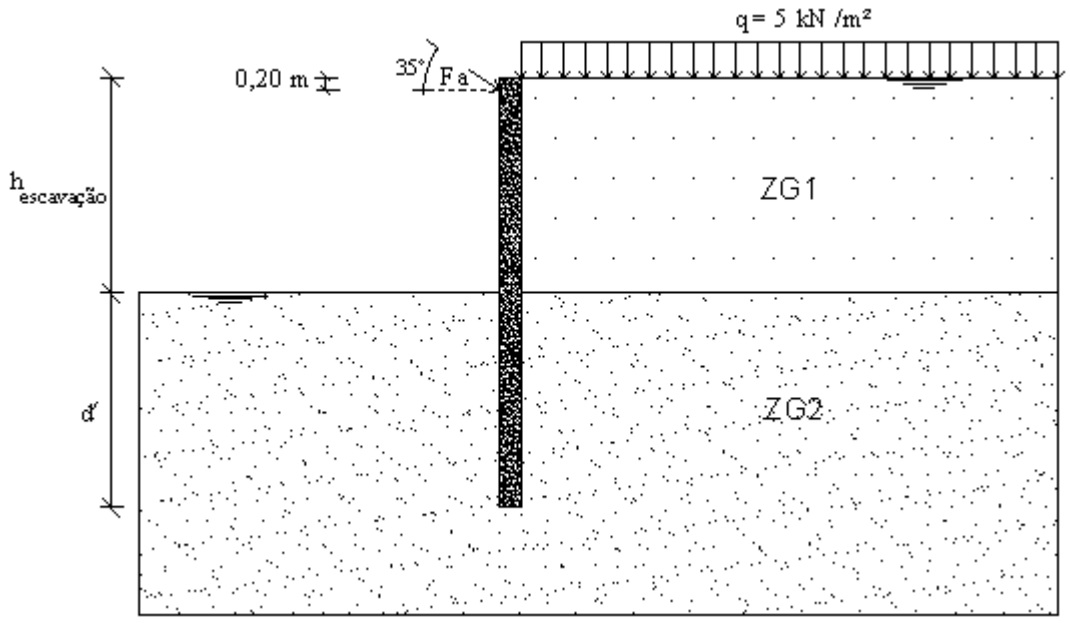


Figura 4.1 – Modelo simplificado da escavação e das condições geotécnicas.

4.4. PARÂMETROS DO TERRENO

Os valores característicos adoptados para os parâmetros geotécnicos dos solos interessados pela obra são os indicados no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Valores característicos dos parâmetros geotécnicos.

Zona Geotécnica	γ (kN/m^2)	c' (kPa)	E (MPa)	ν	k (m/s)	ϕ' (º)
ZG1 – Aterro Arenoso	19	0	14	0,35	1,00E-3	28
ZG2 – Calcarenito	20	10	42	0,35	1,00E-4	30

4.5. CÁLCULOS DESPREZANDO A COESÃO

Na Figura 4.2 encontram-se representadas as componentes horizontais das tensões activas e passivas bem como a resultante de cada uma dos impulsos actuantes na parede, desprezando a coesão.

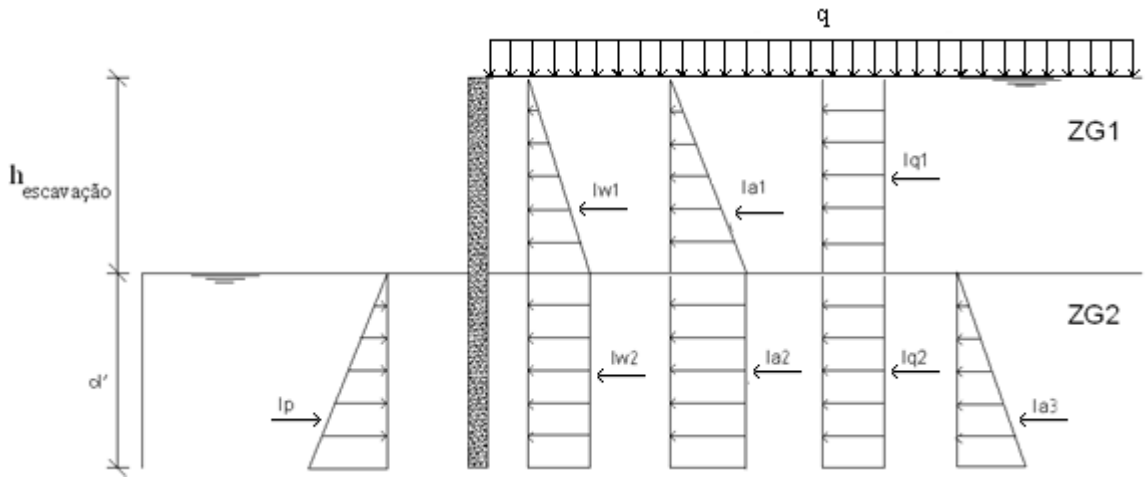


Figura 4.2 – Componentes horizontais das tensões activas e passivas e resultantes dos impulsos actuantes na parede.

O valor da resultante de cada um dos impulsos é dado pelas expressões seguintes:

$$I_{a,i} = \frac{1}{2} \times \gamma'_i \times h_i^2 \times K_{ah,i} \quad (4.1)$$

$$I_{p,i} = \frac{1}{2} \times \gamma'_i \times h_i^2 \times K_{ph,i} \quad (4.2)$$

$$I_{q,i} = q \times h_i \times K_{ah,i} \quad (4.3)$$

$$I_{w,i} = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h_i^2 \quad (4.4)$$

sendo:

γ'_i – peso volúmico submerso do solo correspondente ao estrato i;
γ_w – peso volúmico da água;
$K_{a,i}$ e $K_{p,i}$ – coeficientes de impulso activo e passivo, respectivamente, correspondentes ao estrato i;
q – sobrecarga aplicada à superfície;
h_i – espessura do estrato i

No Quadro 4.3 apresentam-se os valores obtidos pelo método de equilíbrio limite: a altura enterrada (d), o momento flector actuante máximo de cálculo (M_{max}), a profundidade a que ocorre (d_1) e a força de ancoragem (Fa). Note-se que os valores da força de ancoragem indicados são dados por metro de parede e referem-se a uma inclinação da força de 35º.

Quadro 4.3 – Resultados obtidos por equilíbrio limite, desprezando a coesão.

Método	d (m)	M_{max} (kN.m/m)	d_1 (m)	Fa (kN/m)
EC7 – 1.1	4,26	689	4,92	266
EC7 – 1.2	5,83	714	5,36	252
Tschebotarioff	7,22	683	4,92	264

Na Figura 4.3 encontram-se representados os diagramas de esforços na cortina ao longo da sua profundidade (*z*), determinados pelos diferentes métodos de introdução da segurança.

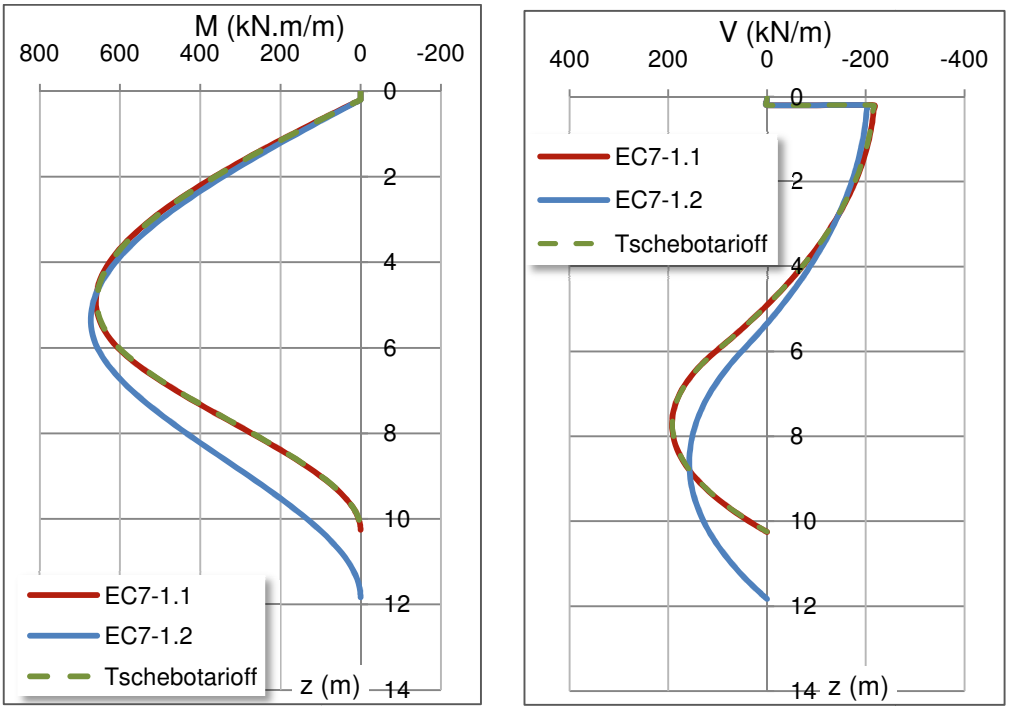


Figura 4.3 – Diagramas de momentos flectores e de esforços transversos calculados por equilíbrio limite, desprezando a coesão.

Pela análise dos resultados obtidos, verifica-se que a abordagem EC7-1.2 do Eurocódigo 7 é a mais condicionante em termos do valor do momento flector actuante máximo de cálculo. Relativamente à altura enterrada, obtém-se pelo método de Tschebotarioff o valor máximo de 7,22 m. A força máxima na ancoragem é dada pela abordagem EC7-1.1 do Eurocódigo 7.

4.6. CÁLCULOS CONSIDERANDO A COESÃO

Nos cálculos em que se considerou o efeito da coesão, as pressões transmitidas à estrutura de contenção foram obtidas recorrendo ao Teorema dos Estados Correspondentes, cuja esquematização se apresenta nas Figuras 4.4. e 4.5.

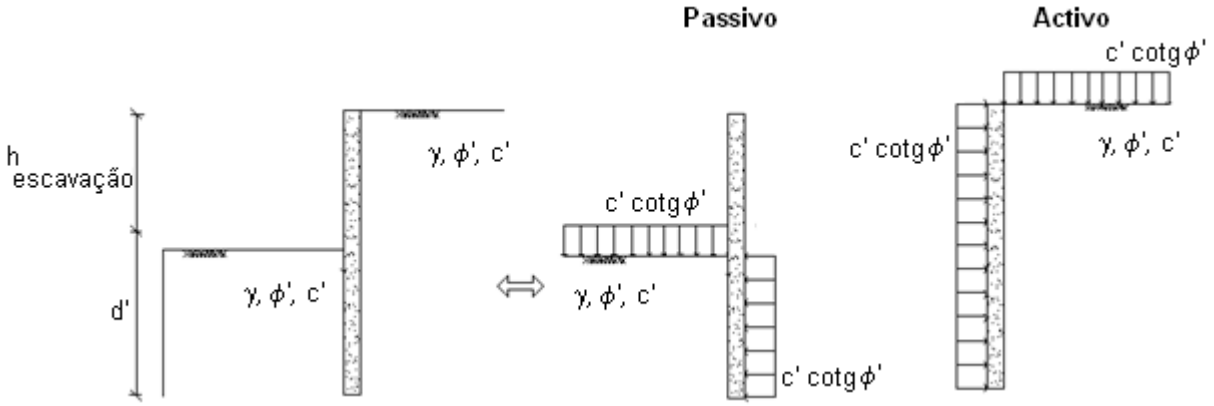


Figura 4.4 – Simplificação para a consideração da coesão efectiva.

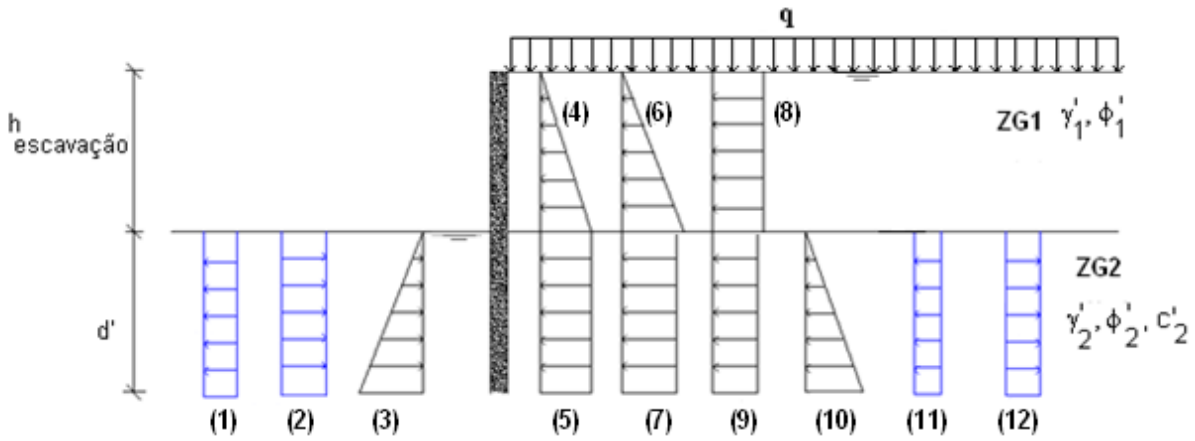


Figura 4.5 – Pressões de terras resultantes da aplicação do Teorema dos Estados Correspondentes.

As expressões para o cálculo do valor das componentes horizontais das tensões activas e passivas representadas na figura são:

(1) $c'_2 \times \cot g\, \emptyset'_2$

(2) $k_{ph,2} \times c'_2 \times \cot g\, \emptyset'_2$

(3) $\gamma'_2 \times d' \times k_{ph,2}$

(7) $\gamma'_1 \times h_1 \times k_{ah,2}$

(8) $q \times k_{ah,1}$

(9) $q \times k_{ah,2}$

(4) $\gamma_w \times h_1$ (10) $\gamma'_2 \times d' \times k_{ah,2}$

(5) $\gamma_w \times h_1$ (11) $k_{ah,2} \times c'_2 \times \text{cotg}\, \emptyset'_2$

(6) $\gamma'_1 \times h_1 \times k_{ah,1}$ (12) $c'_2 \times \text{cotg}\, \emptyset'_2$

onde:

γ'_i – peso volúmico submerso do solo correspondente ao estrato i;
$\emptyset'_i$ – ângulo de atrito efectivo do estrato i;
c'_2 – coesão efectiva do estrato ZG2;
q – sobrecarga aplicada à superfície;
γ_w – peso volúmico da água;
$K_{a,i}$ e $K_{p,i}$ – coeficientes de impulso activo e passivo, respectivamente, correspondentes ao estrato i;
h_1 – espessura do estrato ZG1 (corresponde neste caso à altura máxima de escavação);
d' – altura enterrada da cortina;

No Quadro 4.4 apresentam-se os valores obtidos por equilíbrio limite: a altura enterrada (d), a força na ancoragem (Fa), o momento flector actuante máximo de cálculo (M_{max}) e a profundidade a que ocorre (d_1). É de notar que os valores da força de ancoragem indicados são dados por metro de desenvolvimento longitudinal de parede e referem-se a uma força inclinada de 35º.

Analisando os resultados obtidos, verifica-se que, em termos do momento flector actuante máximo de cálculo, a abordagem EC7-1.1 do Eurocódigo 7 é a mais condicionante. Relativamente à altura enterrada, obtém-se o valor máximo de 4,0 m pelo método de Tschebotarioff. A força máxima na ancoragem é dada pela abordagem EC7-1.1 do Eurocódigo 7. Na Figura 4.6 encontram-se representados os diagramas de esforços na cortina, determinados pelos diferentes métodos de introdução de segurança, considerando a contribuição da coesão.

Quadro 4.4 – Resultados obtidos por equilíbrio limite, considerando o efeito da coesão.

Método	d (m)	M_{max} (kN.m/m)	d_1 (m)	Fa (kN/m)
EC7 – 1.1	2,8	442	4,30	205
EC7 – 1.2	3,7	408	4,53	180
Tschebotarioff	4,0	398	4,16	192

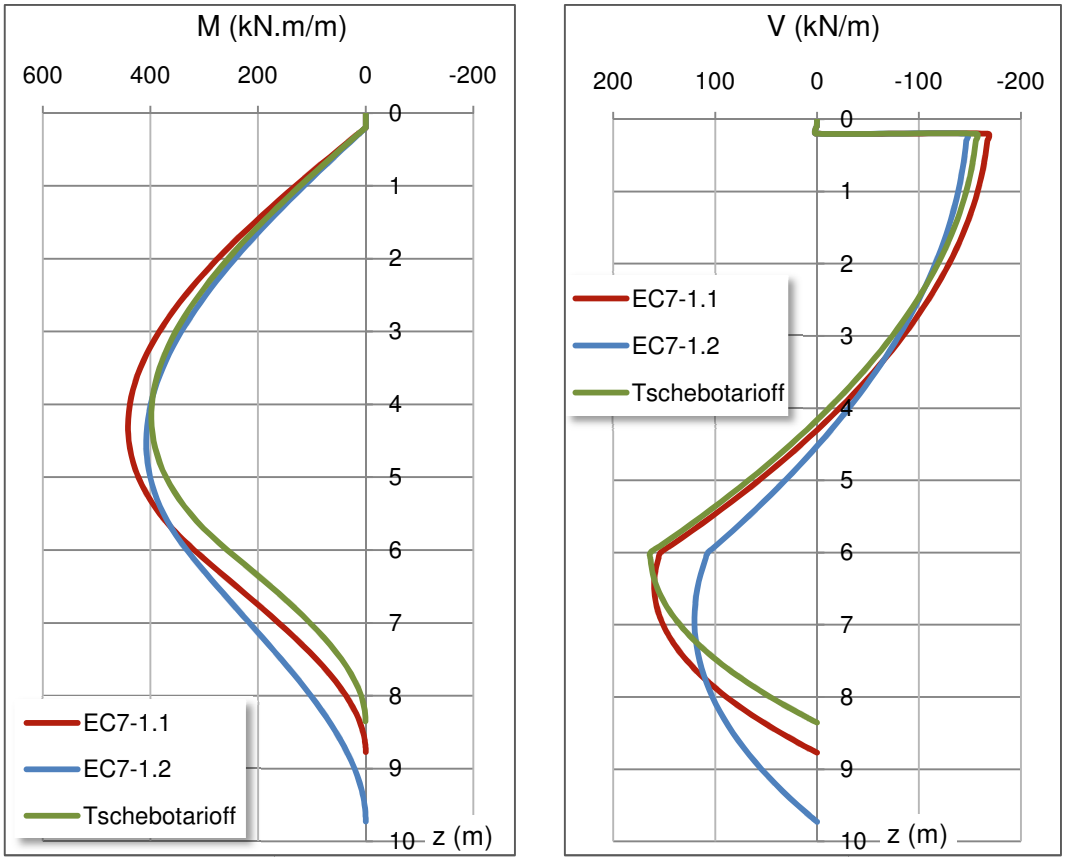


Figura 4.6 – Diagramas de momentos flectores e de esforços transversos calculados por equilíbrio limite, considerando a contribuição da coesão.

4.7. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

4.7.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PERFIS METÁLICOS

O pré-dimensionamento dos perfis metálicos foi efectuado considerando o momento máximo actuante de cálculo obtido nas análises pelo método de equilíbrio limite. Para efeitos de cálculo adoptaram-se os valores determinados para o caso em que se considerou a contribuição da coesão do estrato ZG2. O momento flector máximo obtido na referida análise foi de 442 kN.m/m (Abordagem EC7 – 1.1).

Os perfis metálicos a utilizar são perfis IPE (Fe 430), admitindo-se como ponto de partida um afastamento entre perfis de 0,40 m. É de salientar que este pré-dimensionamento foi efectuado considerando apenas a contribuição do aço para a resistência da cortina, sendo este cenário o mais desfavorável possível.

$$f_{yd} \geq \frac{M_{sd,max}}{W_x} \qquad (4.5)$$

sendo:

f_{yd} – valor de cálculo da tensão resistente do aço FE 430 (275 MPa);
$M_{sd,max}$ – momento flector actuante máximo de cálculo;
W_x – módulo de resistência do aço.

Por aplicação da equação 4.5 obtém-se $W_x \geq 643\ cm^3$. Consultando as tabelas dos perfis IPE, verifica-se que o perfil IPE 330 apresenta um módulo de resistência $W_x = 713\ cm^3$, adequando-se por isso ao pré-dimensionamento pretendido. No ponto 4.7.3 é apresentada a optimização da solução, aumentando-se o afastamento entre perfis, através da consideração da resistência do solo tratado existente entre perfis.

4.7.2. ANÁLISE DO MOMENTO FLECTOR RESISTENTE DA SECÇÃO – VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA EM RELAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

A segurança em relação ao Estado Limite Último é garantida em termos de esforços com base na condição:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \tag{4.6}$$

em que:

S_d – valor de cálculo do efeito das acções;
R_d – valor resistente de cálculo.

Para o cálculo do momento flector resistente, considera-se a contribuição da secção composta pelo solo tratado comprimido e pelos perfis metálicos, em Estado Limite Último. Para efeitos de cálculo em Estado Limite Último, a resistência à tracção do solo tratado é desprezada, por analogia às secções de betão armado. É de notar que é necessário ter algumas reservas de segurança neste tipo de análise, dado que o solo tratado é um material que pode apresentar grande variabilidade e cujo estudo como material estrutural não se encontra suficientemente desenvolvido. Em seguida, apresenta-se o cálculo da posição do eixo neutro em secção fissurada e a posição do centro de gravidade da secção composta.

De forma a considerar a resistência da secção composta por solo tratado e pelos perfis metálicos, é necessário determinar a posição do eixo neutro em Estado Limite Último. Torna-se vantajoso colocar os perfis o mais próximo possível da face de escavação, onde as tensões de tracção são máximas. Tendo por base estes aspectos e o pré-dimensionamento efectuado, considerou-se a secção apresentada na Figura 4.7, com um recobrimento dos perfis metálicos de 0,10 m, do lado da escavação.

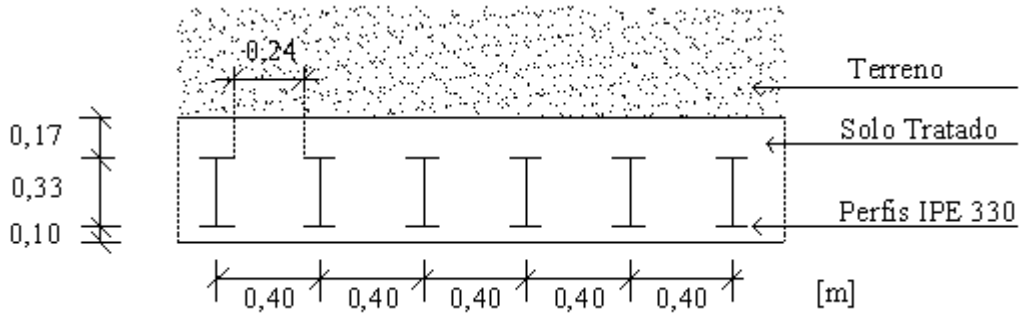


Figura 4.7 – Posicionamento dos perfis metálicos na secção de solo tratado.

Na Figura 4.8 apresenta-se esquematicamente a posição do eixo neutro da secção (x) bem como a distribuição de tensões no solo tratado (diagrama parábola-rectângulo), as extensões no aço (ε_{si}) e no solo tratado (ε_c), considerando perfis IPE 330 afastados de 0,40 m. Encontram-se ainda indicadas na mesma figura as áreas de aço (As_i) consideradas na determinação da posição do eixo neutro,

correspondentes às forças no aço(F_{Si}), assim como a força de compressão no solo tratado (F_c). Considerou-se inicialmente a hipótese do eixo neutro se situar na alma do perfil.

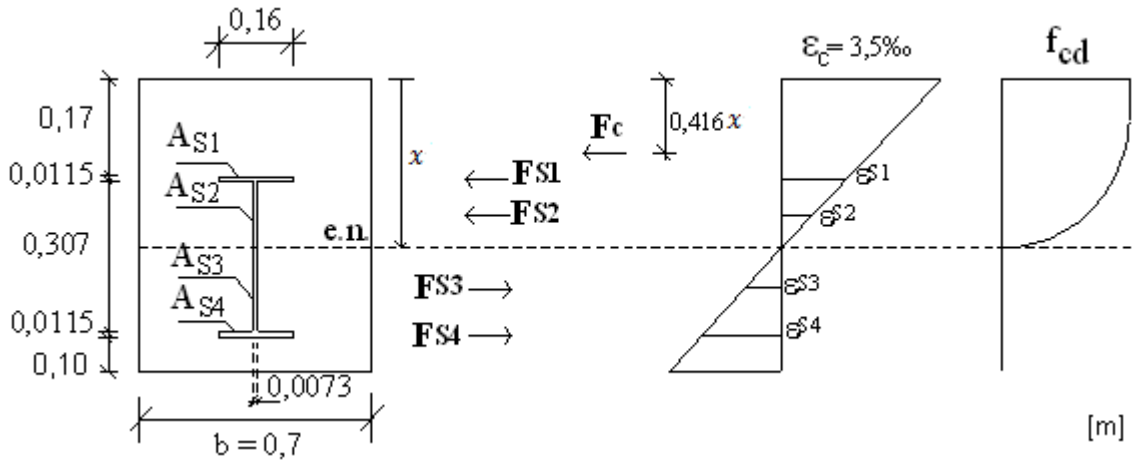


Figura 4.8 – Posição do eixo neutro, considerando perfis IPE 330 afastados de 0,40 m.

Os valores das áreas de aço (As_i) são, em função da posição do eixo neutro (x), os seguintes:

$$A_{S1} = A_{S4} = 0{,}00184\ m^2$$

$$A_{S2} = (x - 0{,}17 - 0{,}0115) \times 0{,}0073$$

$$A_{S3} = (0{,}4885 - x) \times 0{,}0073$$

A extensão $\varepsilon_c = 3{,}5$ ‰ representada na Figura 4.8 é, por analogia às peças de betão, a extensão máxima admissível para o solo tratado. Na realidade, a extensão máxima admissível no solo tratado é um parâmetro desconhecido, mas seguramente superior à extensão máxima admissível de 3,5 ‰ do betão, o que permite afirmar que os cálculos assim efectuados estão do lado da segurança. Para a distribuição de tensões no aço admitiu-se um diagrama elástico perfeitamente plástico.

De forma a estimar os valores médios da resistência à compressão (f_{ck}), da resistência à tracção (f_{tk}) e do módulo de elasticidade do solo tratado ($\mathbf{E_{solo\ tratado}}$), foram efectuados ensaios de compressão simples e ensaios de compressão diametral, em material retirado de painéis de teste realizados no local da obra em estudo. Os referidos ensaios são apresentados mais detalhadamente no Capítulo 6 do presente trabalho. É de salientar que devem ser realizados painéis de teste em número suficiente para obter uma estimativa razoável destes parâmetros, uma vez que são determinados nos resultados de cálculo obtidos. Neste caso efectuaram-se apenas dois painéis de teste. Os valores obtidos são os que se apresentam no Quadro 4.5.

Quadro 4.5 – Características de resistência e de deformabilidade do solo tratado.

f_{ck} (MPa)	f_{tk} (MPa)	$E_{solo\ tratado}$ (GPa)
9,0	1,1	8,3

O valor de cálculo da resistência à compressão do solo tratado foi determinado considerando o factor de redução γ_s =1,5 relativamente ao valor característico, ou seja:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_s} = \frac{f_{ck}}{1{,}5} \tag{4.7}$$

Obtém-se assim $f_{cd} = 6\ MPa$.

O valor da força de compressão no solo tratado (F_c) é dado por:

$$F_c = \chi_1 \times x \times b \times f_{cd} \tag{4.8}$$

sendo:

x − profundidade do eixo neutro
b – largura da secção considerada
f_{cd} − valor de cálculo da resistência à compressão do solo tratado
χ_1 − parâmetro que, multiplicado pelo valor de x e pelo valor de f_{cd}, permite obter a área do diagrama parábola-rectângulo

O valor de χ_1 é determinado considerando, até uma extensão de 2 ‰ no solo tratado, a distribuição de tensões segundo uma parábola e para extensões mais elevadas, até à extensão de 3,5 ‰, uma distribuição rectangular de tensões, de acordo com o esquematizado na Figura 4.9.

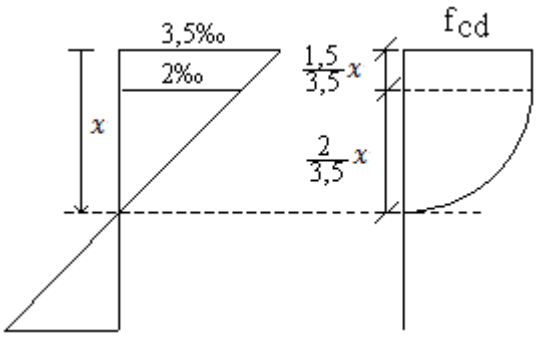


Figura 4.9 – Distribuição de tensões no solo tratado em Estado Limite Último.

Desta forma obtém-se o valor de χ_1, como se apresenta de seguida:

$$\chi_1 = \frac{1{,}5}{3{,}5} + \frac{2}{3} \times \frac{2}{3{,}5} = 0{,}81$$

Considerou-se que as armaduras S_3 e S_4 se encontram em cedência (hipótese a verificar), uma vez que são as secções do perfil mais afastadas do eixo neutro. Quando o aço não se encontra em cedência, as forças no aço (F_{Si}), correspondentes a cada uma das áreas (A_{Si}) são dadas pela equação:

$$F_{Si} = E_{aço} \times \varepsilon_{Si} \times A_{Si} \tag{4.9}$$

Para os casos em que o aço se encontra em cedência, as forças no aço são determinada por aplicação da equação:

$$F_{Si} = fyd \times A_{Si} \tag{4.10}$$

As extensões no aço ε_{S1} e ε_{S2} são obtidas através das seguintes expressões:

$$\varepsilon_{S1} = \frac{(x - 0{,}17 - \frac{0{,}0115}{2}) \times \frac{3{,}5}{1000}}{x} \tag{4.11}$$

$$\varepsilon_{S2} = \frac{\left(\frac{x - 0{,}17 - 0{,}0115}{2}\right) \times \frac{3{,}5}{1000}}{x} \tag{4.12}$$

Por equilíbrio interno de forças, obtém-se:

$$F_{s1} + F_{s2} + F_c - F_{s3} - F_{s4} = 0 \tag{4.13}$$

Substituindo na expressão anterior os valores das diferentes forças, obtém-se $x = 0{,}21\ m$, de acordo com o esquematizado na Figura 4.8. Confirma-se assim que o eixo neutro se situa na alma do perfil.

Assim, os valores das extensões no aço são:

$$\varepsilon_{S1} = 7{,}54 \times 10^{-4} = 0{,}57\ ‰$$

$$\varepsilon_{S2} = 2{,}38 \times 10^{-4} = 0{,}24\ ‰$$

$$\varepsilon_{S3} = \frac{\left(\frac{0{,}489 - x}{2}\right) \times \frac{3{,}5}{1000}}{x} = 2{,}32 \times 10^{-3} = 2{,}32\ ‰$$

$$\varepsilon_{S4} = \frac{(0{,}494 - x) \times \frac{3{,}5}{1000}}{x} = 4{,}74 \times 10^{-3} = 4{,}74\ ‰$$

A tensão de cedência dos perfis metálicos é f_{yd} =275 MPa, de acordo com o REAE – Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios, sendo a extensão de cedência correspondente de 1,335‰. Assim, verifica-se que a hipótese colocada de que as armaduras S_3 e S_4 se encontram em cedência está correcta.

Apresenta-se de seguida o cálculo do centro de massa (y_G) da secção composta pelo solo tratado comprimido e pelos perfis metálicos. Na Figura 4.10 encontram-se indicadas as distâncias consideradas no referido cálculo, designadas por l_1 e l_2.

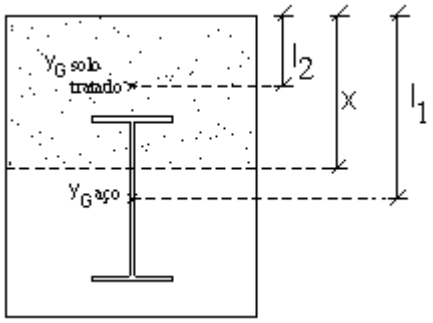


Figura 4.10 – Distâncias consideradas no cálculo do centro de massa, em secção fissurada.

O centro de massa da secção é então dado por:

$$y_G = \frac{A_{aço} \times l_1 + (\frac{E_{solo\ tratado}}{E_{aço}}) \times A_{solo\ tratado} \times l_2}{A_{solo\ tratado} + (\frac{E_{solo\ tratado}}{E_{aço}}) \times A_{aço}} \quad (4.14)$$

Substituindo os valores das grandezas na equação anterior, obtém-se:

$$\Leftrightarrow y_G = \frac{62{,}6 \times 10^{-4} \times 0{,}335 + \left(\frac{8{,}3}{206}\right) \times (0{,}21 \times 0{,}40) \times \frac{0{,}21}{2}}{62{,}6 \times 10^{-4} + \left(\frac{8{,}3}{206}\right) \times (0{,}21 \times 0{,}40)} = 0{,}254\ m$$

O momento flector resistente (M_{Rd}) em relação ao centro de massa da secção é dado pela expressão:

$$M_{Rd} = F_c \times d1 + F_{S1} \times d2 + F_{S2} \times d3 + F_{S3} \times d4 + F_{S4} \times d5 \quad (4.15)$$

sendo d_i, as distâncias do ponto de aplicação de cada uma das forças ao centro de gravidade da secção. Substituindo na expressão anterior os valores das referidas distâncias, obtém-se:

$$M_{Rd} = F_c \times (0{,}254 - 0{,}08736) + F_{S1} \times (0{,}254 - 0{,}17575) + F_{S2} \times (0{,}254 - 0{,}19575) + F_{S3} \times (0{,}34925 - 0{,}254) + F_{S4} \times (0{,}49425 - 0{,}254)$$

Os valores das forças F_c e F_{Si} por metro são os seguintes:

$$F_c = 1020{,}6\ kN/m$$
$$F_{S1} = 540{,}92\ \text{kN}/m$$
$$F_{S2} = 25{,}45\ \text{kN}/m$$
$$F_{S3} = 1397{,}72\ kN/m$$
$$F_{S4} = 1265{,}00\ kN/m$$

Por aplicação da expressão 4.15, obtém-se um momento flector resistente de 651 kN.m/m.

Na análise pelo método de equilíbrio limite apresentada no ponto 4.6, o momento flector actuante máximo é de 442 kN.m/m. Verifica-se que o momento flector resistente é superior ao momento flector de cálculo obtido na análise pelo método de equilíbrio limite, o que permite concluir que a segurança em relação ao Estado Limite Último está garantida.

Como se pode constatar, o momento resistente considerando não só os perfis metálicos mas também a secção de solo tratado comprimida, é cerca de 40 % superior ao momento flector máximo de cálculo, pelo que é necessário proceder à optimização da solução, que se apresenta no ponto seguinte.

4.7.3. OPTIMIZAÇÃO DA SOLUÇÃO

Como se constatou na análise efectuada no ponto 4.7.2, para um afastamento entre perfis de 0,40 m, o momento flector resistente de cálculo obtido é bastante superior ao momento flector actuante de cálculo. É de notar que no pré-dimensionamento efectuado foram considerados apenas os perfis metálicos IPE 330, tendo-se desprezado uma parte significativa de resistência adicional, dada pela secção de solo tratado não fissurada.

Assim, procede-se à optimização da solução, aumentando o afastamento entre os perfis metálicos. Os valores do momento flector resistente da secção assim calculados (M_{Rd}) resumem-se no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 – Valores do momento flector resistente da secção, para diferentes afastamentos entre os perfis.

Afastamento entre perfis IPE 330 (m)	M_{Rd} (kN.m/m)	M_{Sd} (kN.m/m)
0,5	562	442
0,6	499	
0,7	450	
0,8	412	

Analisando os valores do momento flector resistente para os diferentes afastamentos entre perfis, verifica-se que, para garantir a segurança ao Estado Limite Último de acordo com a expressão (4.6), o afastamento máximo a adoptar é de 0,70 m, considerando-se este afastamento na solução adoptada para a estrutura de contenção.

Na Figura 4.11 apresenta-se esquematicamente a secção transversal da solução adoptada.

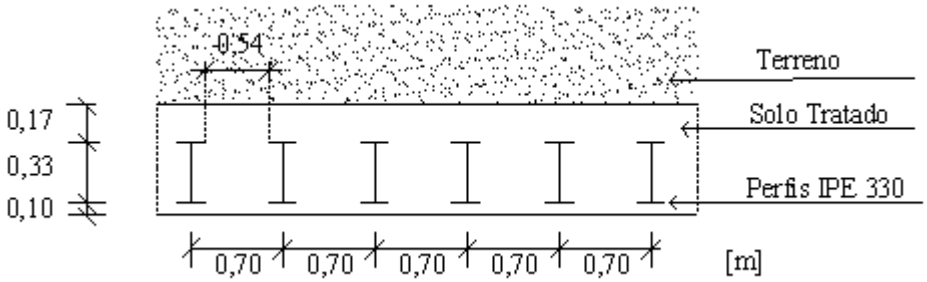


Figura 4.11 – Secção transversal da solução adoptada.

4.7.4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS ANCORAGENS PRÉ-ESFORÇADAS

Relativamente às ancoragens, é necessário estabelecer os aspectos relacionados com a sua geometria, nomeadamente a inclinação e o comprimento total, bem como os aspectos relacionados com o seu comportamento mecânico, particularmente o valor de cálculo da resistência da ancoragem, a tracção admissível e a força de pré-esforço a aplicar em cada ancoragem.

No caso em estudo, as ancoragens garantem o bom funcionamento da cortina durante a escavação, sendo desactivadas após a construção da estrutura definitiva. Assim, adopta-se um coeficiente de segurança em relação ao estado limite de rotura da armadura de pré-esforço γ_s=1,35, correspondente a ancoragens provisórias.

Está previsto apenas um nível de ancoragens pré-esforçadas, espaçadas de 2,50 m. Considerando o referido afastamento entre ancoragens e tendo por base os cálculos efectuados na análise pelo método de equilíbrio limite apresentada no ponto 4.6, o valor máximo da força de cálculo actuante nas ancoragens (P_d) é de $200 \times 2{,}5 = 500$ kN. Assim, o valor máximo da força de pré-esforço a aplicar em cada uma das ancoragens ($Pa_{ancoragem}$) é de 500 kN, podendo aquela força ser ajustada de acordo com os resultados das análises pelo método dos elementos finitos que se apresentam no Capítulo 5.

O aço a utilizar é Ap1860/1680 Grade 270 (ASTM A416-85). O Quadro 4.7 inclui as características dos cordões de aço utilizados, nomeadamente o diâmetro nominal (D_1), a área nominal (A_{p1}), o módulo de deformabilidade (E_p), o valor característico da tensão de rotura (f_{puk}) e o valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% ($f_{po,1k}$).

Quadro 4.7 – Características dos cordões de pré-esforço utilizados.

D_1 (mm)	A_{p1} (mm^2)	f_{puk} (MPa)	$f_{po,1k}$ (MPa)	E_p (GPa)
15,2	140	1860	1670	195

A tracção admissível de uma ancoragem (T_a) é o valor máximo da força que pode ser mobilizada durante a sua vida útil, ou seja, o valor máximo da tracção de serviço (T_s).

De modo a garantir a segurança em relação ao estado limite de rotura da armadura de pré-esforço, deve satisfazer-se a seguinte relação:

$$T_s \leq T_a \tag{4.16}$$

A tracção de serviço é dada por:

$$T_s = 1{,}2 \times Pa_{ancoragem} \tag{4.17}$$

A tracção admissível é dada por:

$$T_a = \frac{T_y}{\gamma_s} = \frac{T_y}{1{,}35} \tag{4.18}$$

em que T_y representa a tensão de tracção limite no aço.

A tensão de tracção limite, em função da área de aço (A_{sp}), é dada pela expressão seguinte:

$$T_y = f_{po.1k} \times A_{sp} \tag{4.19}$$

Por meio das equações anteriores pode então determinar-se a área de pré-esforço necessária (A_{sp}):

$$T_s \leq T_a \Leftrightarrow Pa_{ancoragem} \times 1{,}2 \leq \frac{f_{po.1k} \times A_{sp}}{1{,}35} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \quad A_{sp} \geq \frac{500 \times 1{,}2 \times 1{,}35}{1670 \times 10^3} = 485mm^2$$

Pode então obter-se o número de cordões necessários (n) a partir da área de pré-esforço necessária (A_{sp}) e da área nominal dos cordões (A_{p1}), por meio da equação:

$$n = \frac{A_{sp}}{A_{p1}} \tag{4.20}$$

Por aplicação da equação anterior, obtém-se n = 4, a que corresponde uma área de 560 mm^2. Para a área nominal dada pelos 4 cordões de aço, os valores da tracção de serviço e da tracção admissível são os que se apresentam no Quadro 4.8.

Quadro 4.8 – Tracção de serviço e tracção admissível para a área de aço calculada.

T_s (kN)	T_a (kN)
600	693

Como se pode constatar pela análise do Quadro 4.8, o valor da tracção de serviço é inferior ao valor da tracção admissível, pelo que se pode concluir que está garantida a segurança em relação ao estado limite de rotura da armadura de pré-esforço.

A rigidez axial de cada uma das ancoragens pré-esforçadas ($EA_{Ancoragem}$) é dada por:

$$EA_{Ancoragem} = E_p \times A_{sp} \tag{4.21}$$

Obtém-se assim $(EA)_{ancoragem} = 109200\ kN$.

Para a verificação estrutural segundo o Eurocódigo 7, deve verificar-se a seguinte condição:

$$P_d \leq R_{a,d} \tag{4.22}$$

sendo:

P_d – valor de cálculo da força actuante na ancoragem (kN);
$R_{a,d}$ – valor de cálculo da resistência da ancoragem (kN).

Para a verificação ao arrancamento do bolbo de selagem, segundo o Eurocódigo 7, deverá garantir-se que:

$$R_{a,k} = R_{a,d} \times \gamma_{a,t} \tag{4.23}$$

sendo:

$R_{a,k}$ – valor de cálculo da resistência ao arrancamento do bolbo de selagem (kN);
$\gamma_{a,t}$ – coeficiente de majoração (1,1).

Tomando $P_d = R_{a,d} = Tracção\ admissível\ na\ ancoragem$, obtém-se:

$$R_{a,k} = 500 \times 1{,}1 = 550 \text{ kN}$$

Relativamente à inclinação dada às ancoragens e ao seu comprimento livre e comprimento de selagem, é necessário ter em atenção as condições que se apresentam esquematicamente na Figura 4.12.

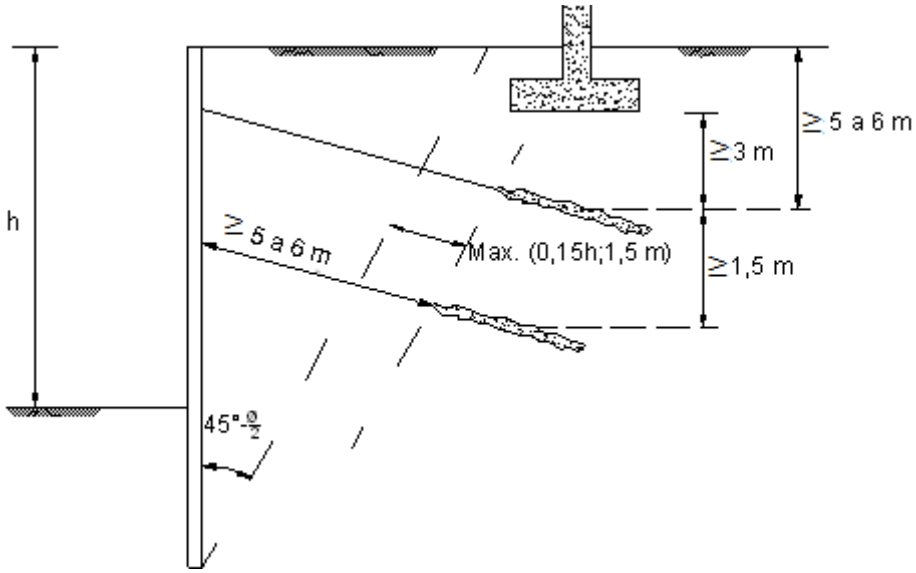


Figura 4.12 – Condicionalismos para definição da geometria das ancoragens (Littlejohn, 1972; Ostermayer, 1976).

A definição da geometria das ancoragens deve ter por base os condicionalismos representados na figura anterior, que podem ser explicados, de acordo com Matos Fernandes (1990), do seguinte modo:

- os bolbos de selagem devem ser alojados fora da cunha de impulso activo do solo suportado pela cortina ancorada;
- a profundidade das zonas de selagem abaixo da superfície do terreno e das fundações de edifícios vizinhos deve ser maior do que, respectivamente, 5 a 6 m e 3 m, devido às elevadas pressões de injecção que são usadas para a amarração do bolbo de selagem ao maciço;
- o afastamento mínimo entre bolbos de selagem deverá ser da ordem de 1,5 m, de modo a minimizar a interferência recíproca entre ancoragens, logo eventuais reduções na respectiva capacidade resistente;
- o comprimento livre não deve ser inferior a 5 a 6 m de modo que as tensões associadas à força dirigida para a escavação aplicada na extremidade anterior do bolbo de selagem se degradem no interior do maciço sem ocasionar significativos incrementos nas pressões sobre a cortina.

Tendo por base os referidos pressupostos, definiu-se uma inclinação das ancoragens de 35º relativamente à horizontal, de modo a optimizar a relação entre o valor da força de pré-esforço em cada uma das ancoragens e o comprimento livre necessário para o seu encastramento no estrato mais rígido. Deste modo, obteve-se um comprimento livre da ancoragem de 10 m.

Adoptou-se para o bolbo de selagem um comprimento de 8 m, podendo este valor ser ajustado através de ensaios prévios realizados *in situ*.

5

ANÁLISE PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

5.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo apresentam-se as análises efectuadas pelo método dos elementos finitos, recorrendo ao programa de cálculo PLAXIS®. Este programa de cálculo é utilizado sobretudo para a análise de tensões e de deformações em projectos de engenharia geotécnica. As análises que se apresentam foram efectuadas com o objectivo de compreender o funcionamento das estruturas envolvidas e a interacção destas com os solos nas várias fases de execução da obra. É de salientar que a obtenção de resultados fiáveis pelo método dos elementos finitos só é possível utilizando um modelo de cálculo que reproduza satisfatoriamente as condições do problema e efectuando uma definição cuidada dos parâmetros a inserir no programa.

5.2. ANÁLISES EFECTUADAS

Apresenta-se em primeiro lugar, no ponto 5.4, uma comparação dos resultados previamente calculados pelo método de equilíbrio limite com os obtidos pelo método dos elementos finitos. Nesta análise a segurança é introduzida segundo a Abordagem 1.1 e a Abordagem 1.2 do Eurocódigo 7. Considera-se o valor da altura enterrada da cortina calculado pelo método de equilíbrio limite, de modo a permitir a comparação dos resultados obtidos pelos dois métodos. Pretende-se com esta comparação verificar se as condições do problema são reproduzidas de forma satisfatória na modelação numérica, podendo-se assim inferir sobre a fiabilidade dos resultados obtidos.

No ponto 5.5 apresenta-se uma análise em Estado Limite de Utilização (condições de serviço), considerando-se os valores característicos dos parâmetros do terreno e das sobrecargas aplicadas à superfície. No ponto 5.6, apresenta-se uma análise da estrutura em Estado Limite Último, introduzindo-se a segurança segundo a Abordagem 1.1 e a Abordagem 1.2, preconizadas no Eurocódigo 7. Nas análises apresentadas nos pontos 5.5 e 5.6, considera-se uma altura enterrada da cortina de 6,00 m. Este valor foi definido com base num estudo da percolação previamente efectuado, não incluído no presente trabalho. Com estas análises pretende-se tirar partido das potencialidades do programa de cálculo para aproximar o problema às condições reais da obra.

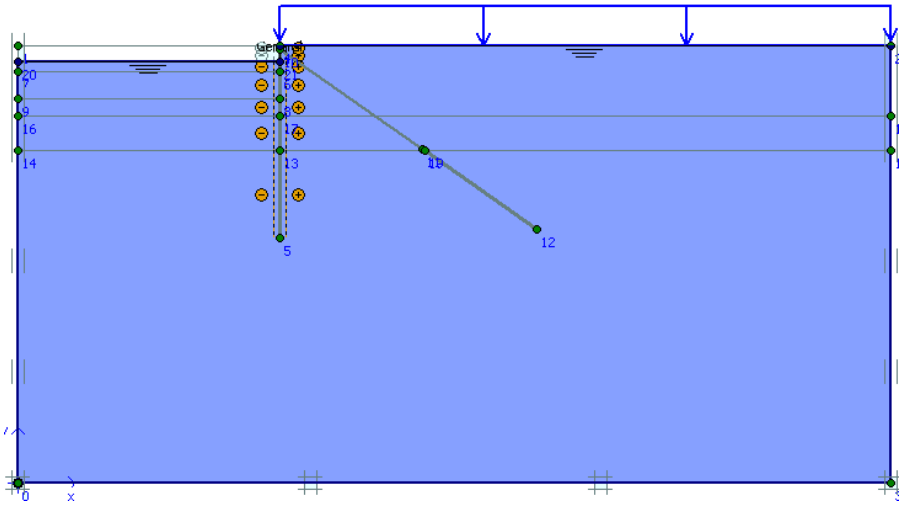
5.2.1. FASES DE CÁLCULO CONSIDERADAS

Um dos aspectos mais importantes das análises pelo método dos elementos finitos é o facto de permitirem a compreensão do funcionamento das estruturas envolvidas e a sua interacção com o solo envolvente, nas várias fases de execução da obra. De forma a simular o processo construtivo da cortina de CSM monoapoiada e a execução da escavação, foram consideradas as seguintes fases de cálculo:

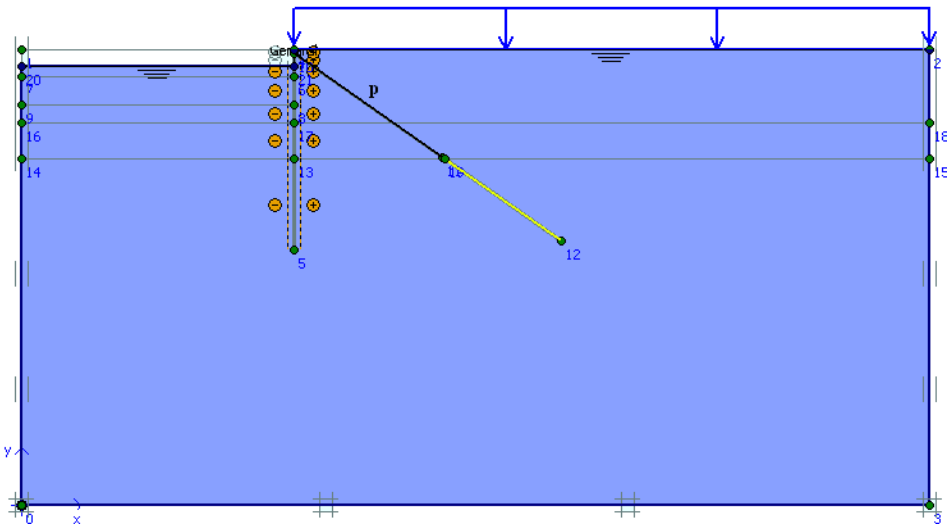
Fase 1 – Escavação até à cota da base da viga de coroamento (0,90 m);
Fase 2 – Execução e pré-esforço das ancoragens;
Fase 3 – Escavação até à profundidade de 3,0 m;
Fase 4 – Situação final da escavação (altura de escavação = 6,0 m).

O nível freático dentro da escavação vai sendo progressivamente rebaixado à medida que a escavação vai avançando. Nas análises pelo método dos elementos finitos considera-se o rebaixamento progressivo do nível freático nas várias fases de escavação, de acordo com o esquematizado na Figura 5.1.

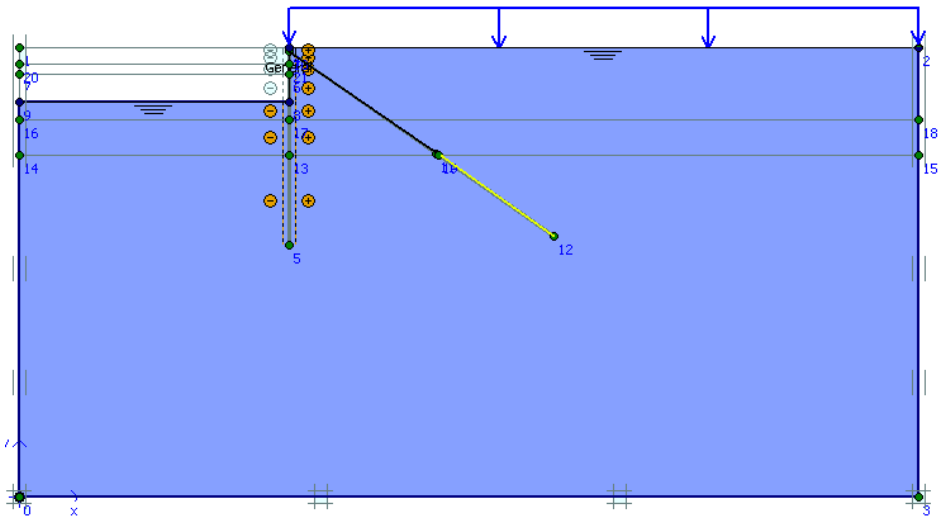
Fase 1:



Fase 2:



Fase 3:



Fase 4:

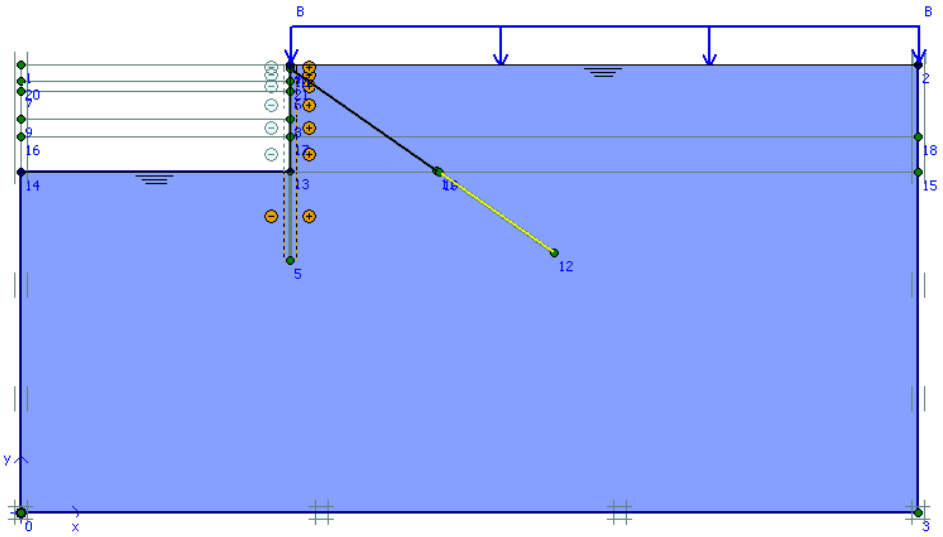


Figura 5.1 – Simulação do rebaixamento progressivo do nível freático ao longo das várias fases de cálculo.

5.3. PARÂMETROS DO TERRENO E DA ESTRUTURA

Os valores característicos dos parâmetros geotécnicos dos solos interessados pela obra foram anteriormente apresentados no Capítulo 4 (Quadro 4.2). Note-se que em todas as análises recorrendo ao método dos elementos finitos se considerou a contribuição da coesão efectiva do segundo estrato (ZG2).

Tal como nos cálculos pelo método de equilíbrio limite, considerou-se a actuação de uma carga uniformemente distribuída à superfície de 5 kN/m^2. Como foi anteriormente referido, adoptou-se este valor com base no nível de sobrecarga expectável no local da obra (tráfego e movimento de máquinas) e tendo em conta o carácter provisório da estrutura de contenção em análise.

A rigidez da estrutura de contenção pode situar-se entre dois valores extremos: o primeiro considerando que a secção se encontra no estado não fendilhado e o segundo considerando o estado fendilhado. Nos cálculos em estado limite último considera-se, por analogia às secções de betão armado, que a secção se encontra fendilhada, desprezando-se a resistência à tracção do solo tratado. Nos cálculos em estado limite de serviço, coloca-se a hipótese de a secção se encontrar não fendilhada, hipótese essa que é verificada posteriormente através da determinação do estado de tensão na secção.

Na Figura 5.2. apresentam-se as características da **secção não fendilhada,** nomeadamente a área homogeneizada (A_{homog}), o centro de massa (y_G) e a inércia homogeneizada (I_{homog}). É de notar que, neste caso, a posição do eixo neutro corresponde ao centro de massa da secção. Neste cálculo considera-se a contribuição dos perfis metálicos e de toda a secção de solo tratado. O procedimento de cálculo é apresentado detalhadamente no Anexo A3.

$A_{\text{homog}} = 0{,}032\ m^2/m$
$I_{\text{homog}} = 1{,}141 \times 10^{-3}\ m^4/m$
$y_G = 0{,}31\ m$

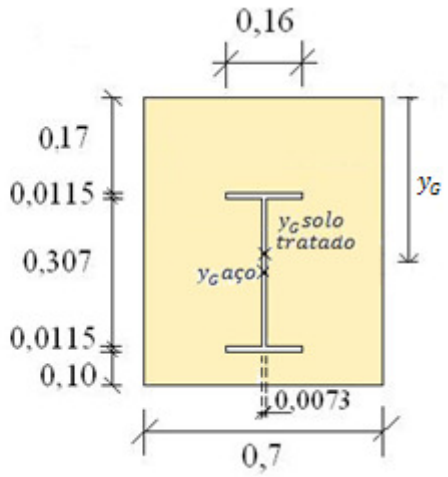


Figura 5.2 – Secção não fendilhada.

O Módulo de Elasticidade do aço ($E_{aço}$) é de 206 GPa, de acordo com o REAE – Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios.

A rigidez axial (EA_{NF}) e a rigidez à flexão (EI_{NF}) da **secção não fendilhada** são então:

$$EA_{NF} = E_{aço} \times A_{homog} = 6592000 \text{ kN/m}$$

$$EI_{NF} = E_{aço} \times I_{homog} = 235046 \text{ kN·m}^2\text{/m}$$

Na Figura 5.3 apresentam-se as características da **secção fendilhada,** nomeadamente a área homogeneizada (A_{homog}), o centro de massa (y_G) e a inércia homogeneizada (I_{homog}). Note-se que estes valores são calculados tendo por base a posição do eixo neutro determinada no Capítulo 4 (ponto 4.7.2). Neste cálculo considera-se a contribuição dos perfis metálicos e da secção de solo tratado comprimida. O procedimento de cálculo das referidas características da secção encontra-se detalhado no Anexo A3.

$A_{homog} = 0{,}0173\ m^2/m$
$I_{homog} = 4{,}29 \times 10^{-4}\ m^4/m$
$y_G = 0{,}223\ m$

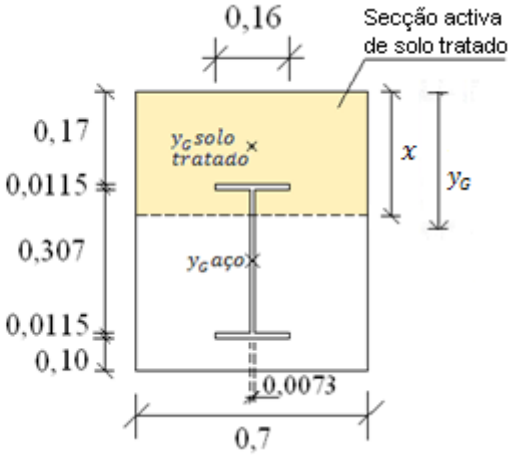


Figura 5.3 – Secção fendilhada.

A rigidez axial (EA_F) e a rigidez à flexão (EI_F) da **secção fendilhada** são então:

$$EA_F = E_{aço} \times A_{homog} = 3563800 \text{ kN/m}$$

$$EI_F = E_{aço} \times I_{homog} = 88374 \text{ kN·m}^2\text{/m}$$

Relativamente às ancoragens, é necessário introduzir no programa PLAXIS® os parâmetros relacionados com a sua geometria e com o seu comportamento mecânico. Adoptam-se para as ancoragens pré-esforçadas os parâmetros que se resumem no Quadro 5.1, nomeadamente a inclinação com a horizontal (i), o espaçamento longitudinal (e), o comprimento livre (L_l), o comprimento do bolbo de selagem (L_s), a força de pré-esforço aplicada a cada uma das ancoragens ($Pa_{ancoragem}$) e a sua rigidez axial (EA).

O valor da força de pré-esforço a aplicar nas ancoragens foi determinado com base nos cálculos pelo método de equilíbrio limite efectuados no Capítulo 4 (ponto 4.6). Assim, sendo as análises em estado plano de deformação, adopta-se uma força de pré-esforço de 200 kN/m.

Quadro 5.1 – Parâmetros relacionados com a geometria e o comportamento mecânico das ancoragens pré-esforçadas.

i (º)	e (m)	L_l (m)	L_s (m)	$Pa_{ancoragem}$ (kN)	EA (kN)
35	2,50	10	8	500	109200

5.4. COMPARAÇÃO COM O MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE

5.4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O modelo de cálculo utilizado nesta análise envolve apenas a zona mais próxima da estrutura de suporte e procede-se apenas à modelação de metade da secção. Ao longo do eixo de simetria admite-se que apenas podem ocorrer deslocamentos verticais, impondo-se nesta fronteira deslocamentos horizontais nulos. Na extremidade oposta foi definida uma fronteira, afastada da cortina cerca de cinco vezes a altura de escavação, para a qual se admite que os deslocamentos horizontais são nulos.

Na Figura 5.4 apresenta-se a geometria simplificada, a malha de elementos finitos e as condições fronteira consideradas. As ancoragens foram simuladas neste caso através da colocação de apoios elásticos no ponto onde se localiza a cabeça da ancoragem, como elementos *"fixed end anchor"*. Desta forma, considera-se a selagem fixa das ancoragens, admitindo, por simplificação, que não existem movimentos do bolbo de selagem das mesmas. Considerou-se uma inclinação de 35º para estes elementos e uma rigidez correspondente a um cabo com 10 m.

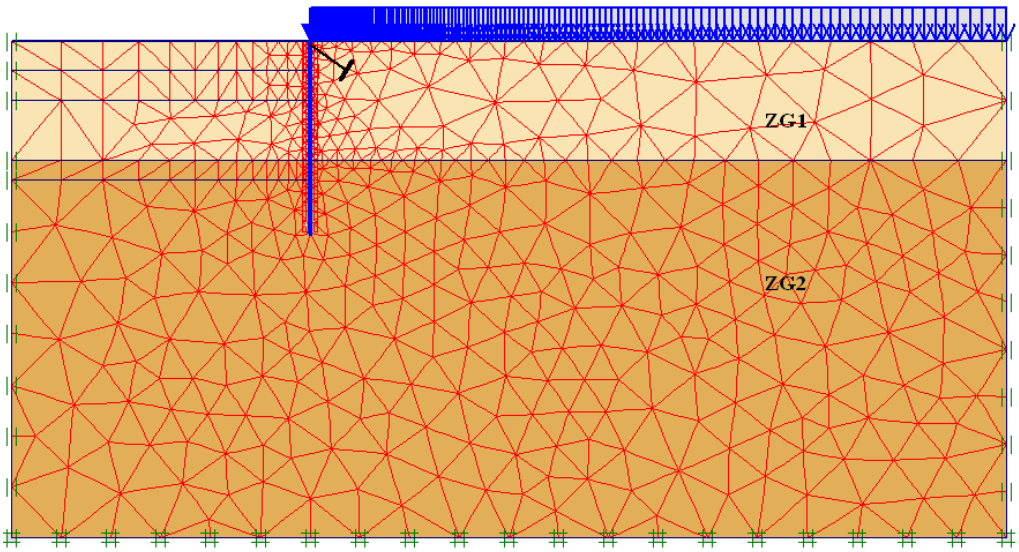


Figura 5.4 – Modelo de cálculo utilizado no método de elementos finitos, considerando a selagem fixa das ancoragens.

Tal como foi referido anteriormente, com esta análise pretende-se verificar se existem diferenças significativas entre os resultados obtidos pelo método de equilíbrio limite e pelo método dos elementos finitos. Desta forma, a consideração da selagem fixa das ancoragens permite de certa forma uma aproximação aos resultados obtidos pelo método de equilíbrio limite, no qual não são considerados deslocamentos das ancoragens. Para a altura enterrada da cortina adoptaram-se os valores calculados por equilíbrio limite, anteriormente apresentados no Capítulo 4 (Quadro 4.4). Estes cálculos são efectuados considerando a secção fendilhada (Estado Limite Último), adoptando-se para a rigidez axial e para a rigidez à flexão da cortina os valores correspondentes, apresentados no ponto 5.3.

5.4.2. RESULTADOS OBTIDOS

A Figura 5.5 mostra as tensões efectivas horizontais na interface com a cortina calculadas pelo método de equilíbrio limite e por elementos finitos, segundo a Abordagem 1.2 do EC7.

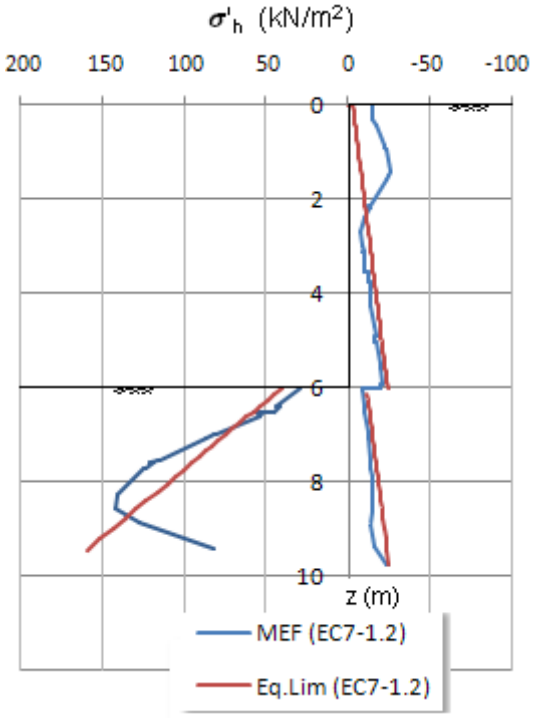


Figura 5.5 – Tensões efectivas horizontais na interface com a cortina, determinadas pelo método equilíbrio limite e pelo método dos elementos finitos, segundo a Abordagem 1.2 do EC7.

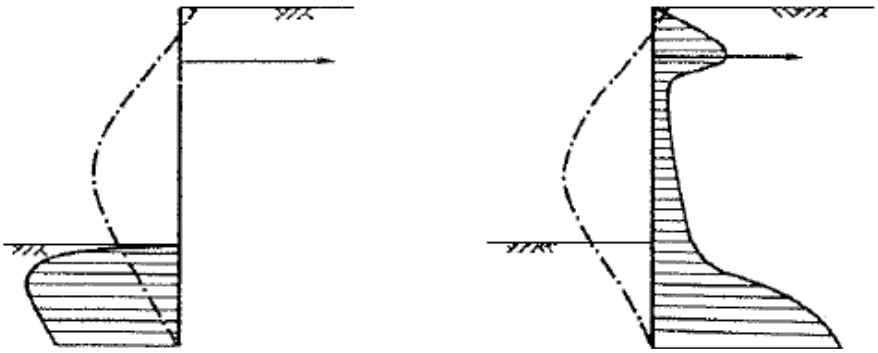
Como se pode constar, as tensões efectivas horizontais calculadas pelo método de equilíbrio limite e pelo método dos elementos finitos são bastante próximas, verificando-se que no método dos elementos finitos há um ligeiro aumento da tensão nas zonas mais apoiadas e uma redução nas restantes zonas da cortina. Essa diferença deve-se ao facto de o método de equilíbrio limite, ao contrário do método dos elementos finitos, não fazer intervir a rigidez da estrutura. Considerando o efeito da rigidez pelo método dos elementos finitos, verifica-se que há uma "redistribuição de pressões", consequência do efeito de arco.

A redistribuição de pressões pode ser entendida como a diferença entre a distribuição de pressões numa estrutura rígida e a distribuição de pressões na mesma estrutura, mas considerando-a flexível. Terzaghi (1943) descreveu o efeito de arco do seguinte modo:

"Quando uma parte da estrutura que suporta uma dada massa de solo se afasta desta mantendo-se a restante na posição inicial, o solo adjacente à primeira tende a acompanhá-la. Ao movimento relativo no interior do solo opõe-se a resistência ao corte na zona de contacto entre a massa que tende a deslocar-se e a remanescente, tentando manter a primeira na posição inicial. Por esse motivo, as pressões de terras diminuem na parte da estrutura de suporte que se afastou e aumentam nas que se mantiveram imóveis (ou que se deslocaram menos ou, até, que se deslocaram contra o solo). Esta transferência de tensões é designada por efeito de arco."

As principais consequências do efeito de arco são, como se pode constatar, o aumento da força nas ancoragens e a redução dos momentos flectores na cortina, nas zonas não apoiadas.

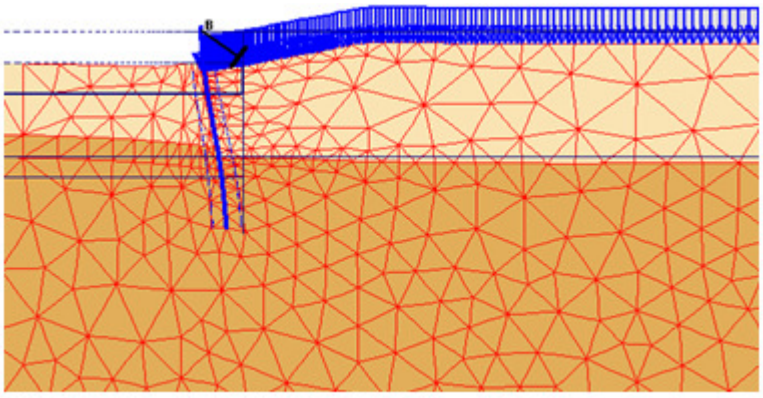
De facto, este comportamento é típico de estruturas de suporte flexíveis, como se pode observar na Figura 5.6.



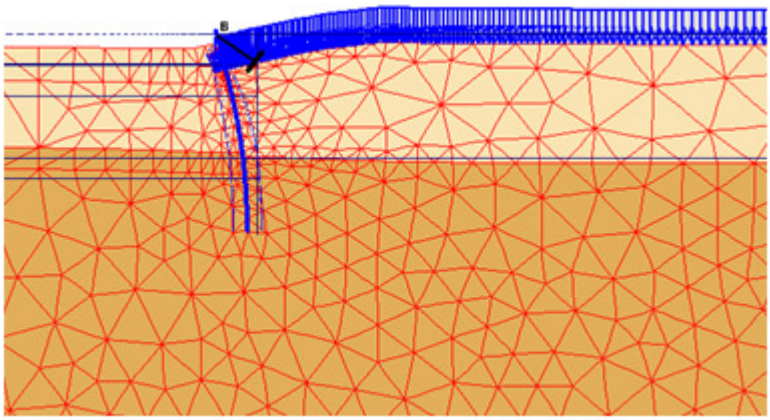
a) b)

Figura 5.6 – Influência da flexibilidade da parede na distribuição das pressões: a) lado passivo; b) lado activo (adaptado de Rowe, 1952 citado por Matos Fernandes, 1990).

Na Figura 5.7 apresenta-se a deformada da cortina para o cálculo segundo a Abordagem 1.2 do EC7, nas várias fases de cálculo, definidas anteriormente no ponto 5.2.1.



Fase 1: Deslocamento Horizontal Máximo = 1,98 cm



Fase 2: Deslocamento Horizontal Máximo = 1,98 cm

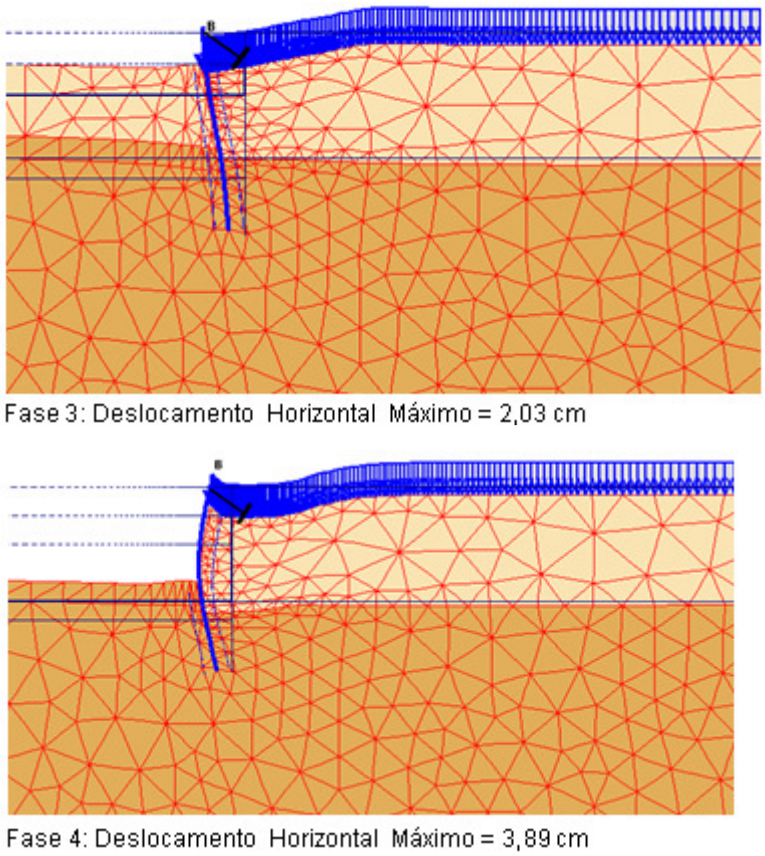


Figura 5.7 – Deformada da cortina nas várias fases de cálculo consideradas.

Nas Figuras 5.4 e 5.5 encontram-se representados os diagramas de momentos flectores e esforços transversos calculados pelo método de equilíbrio limite e pelo método dos elementos finitos, segundo a Abordagem 1.1 e a Abordagem 1.2 do EC7. No que respeita ao desenvolvimento dos diagramas, verifica-se que, para ambas as abordagens de cálculo, o método dos elementos finitos conduz a valores ligeiramente mais baixos em relação aos valores obtidos pelo método de equilíbrio limite.

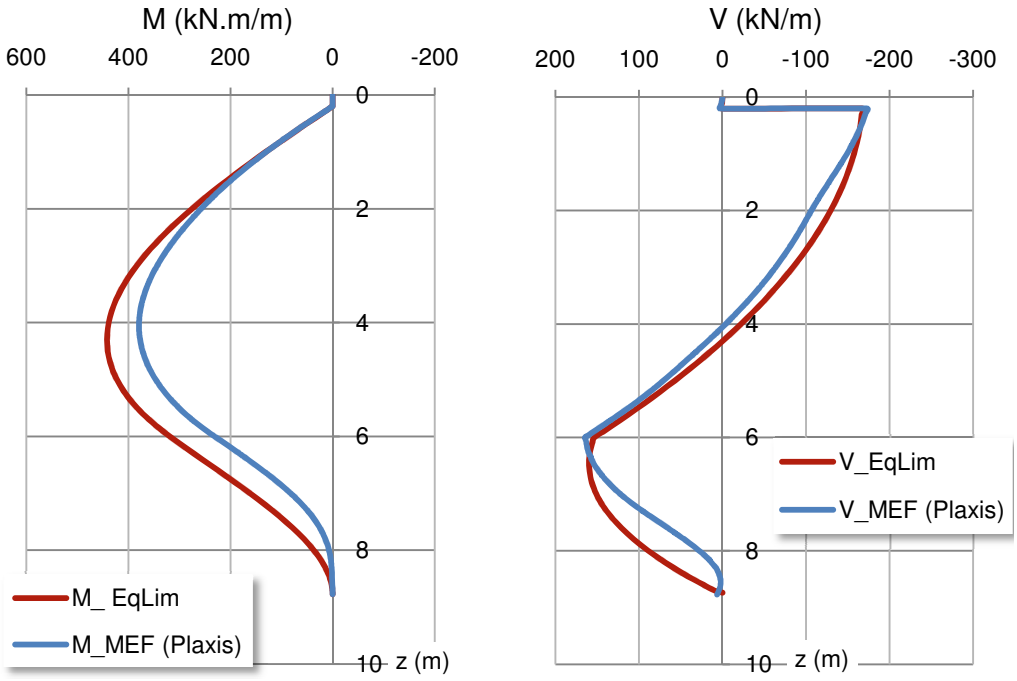


Figura 5.8 – Diagramas de momentos flectores e de esforços transversos calculados pelo método de equilíbrio limite e pelo método dos elementos finitos, segundo a Abordagem 1.1 do EC7.

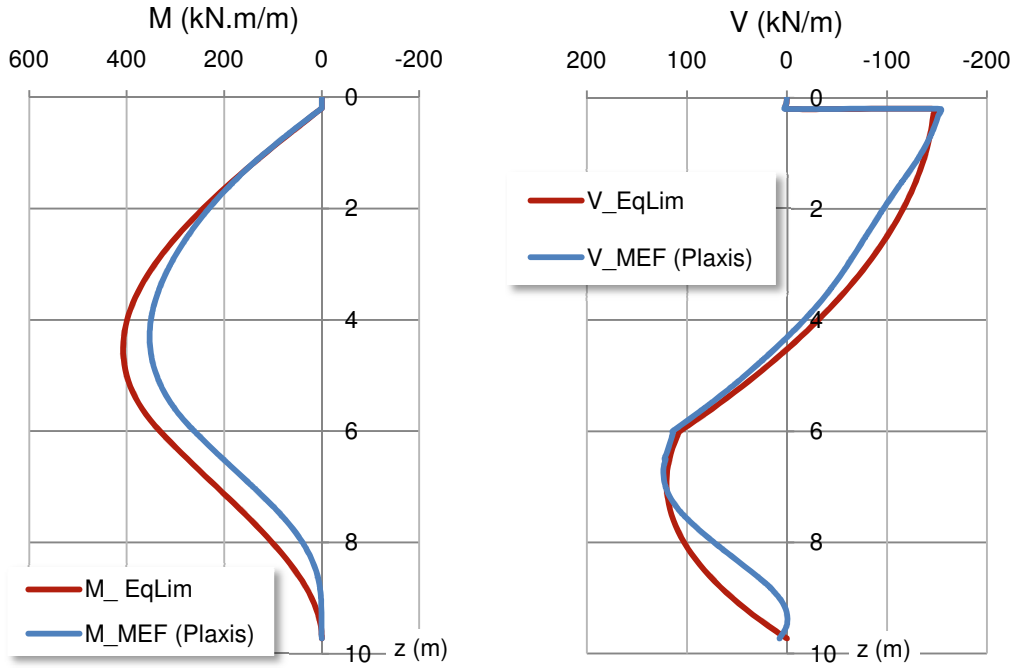


Figura 5.9 – Diagramas de momentos flectores e de esforços transversos calculados pelo método de equilíbrio limite e pelo método dos elementos finitos, segundo a Abordagem 1.2 do EC7.

No Quadro 5.2 resumem-se os valores do momento flector máximo (M_{max}) e da força de ancoragem (Fa) no final da escavação, obtidos por aplicação dos dois métodos de cálculo.

Quadro 5.2 – Comparação dos resultados obtidos pelo método de equilíbrio limite e pelo método dos elementos finitos.

Abordagem	Método	M_{max} (kN.m/m)	Fa (kN/m)
1.1 do EC7	Eq.Lim	442	205
	MEF (Plaxis)	379	215
1.2 do EC7	Eq.Lim	408	180
	MEF (Plaxis)	353	190

Por análise do Quadro 5.2 pode constar-se que, para as duas abordagens de cálculo consideradas, os valores mais elevados da força de pré-esforço das ancoragens são dados pelo método dos elementos finitos. Por outro lado, os momentos flectores máximos de cálculo são dados pelo método de equilíbrio limite.

Apesar de a grandeza da diferença de resultados observada pela aplicação dos dois métodos, não se pode concluir a incorrecta aplicação de qualquer um deles. A diferença de resultados está relacionada com o facto de a rigidez da estrutura ser considerada apenas no método dos elementos finitos.

De facto, no método de equilíbrio limite, a distribuição de pressões corresponde à de uma estrutura rígida, não sendo considerada qualquer deformação da estrutura. Por outro lado, o método dos elementos finitos faz intervir a rigidez da estrutura na determinação de esforços, sendo consideradas as deformações ao longo das várias fases de cálculo, o que constitui uma justificação plausível para a diferença de resultados observada.

Como se pode constatar pela diferença de resultados observada e tratando-se de uma estrutura de suporte flexível, a rigidez tem uma grande influência na distribuição das pressões de terras. Essa influência está associada ao conceito de "redistribuição de pressões", consequência do efeito de arco.

5.5. ANÁLISE EM ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO

5.5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Com esta análise pretende-se avaliar o comportamento da estrutura ao longo das várias fases de escavação, tentando aproximar a modelação numérica das condições reais em que a obra é executada.

A verificação dos Estados Limites de Utilização abrange três situações distintas:

- verificação do nível de tensões;
- verificação em termos de fendilhação;
- verificação das deformações.

Nesta análise, foram considerados os valores característicos dos parâmetros do terreno e das sobrecargas aplicadas à superfície (correspondente à combinação característica, definida no Eurocódigo 0: NP EN 1990:2006 – Bases para o projecto de estruturas).

Relativamente ao modelo de cálculo utilizado, adoptaram-se condições semelhantes às da análise apresentada no ponto anterior, excepto no que diz respeito à modelação das ancoragens. Na análise apresentada anteriormente, foi considerada a selagem fixa das ancoragens, através da introdução de apoios elásticos no ponto onde se localiza a cabeça da ancoragem. Neste caso, as ancoragens são modeladas através da introdução de um elemento linear do tipo cabo e de outro do tipo "geossintético" que simulam o comprimento livre da ancoragem e o bolbo de selagem, respectivamente.

De facto, a correcta simulação das ancoragens pré-esforçadas no modelo de cálculo não é de simples execução. Trata-se de elementos lineares que exercem uma acção concentrada, quer na cabeça da ancoragem, quer na selagem, envolvendo importantes efeitos tridimensionais, que naturalmente constituem uma dificuldade quando se pretende efectuar uma modelação em condições bidimensionais. A importância desta dificuldade é diferente consoante a zona de selagem possa ou não ser considerada fixa para as solicitações decorrentes da escavação (adaptado de Santos Josefino et al., 2006).

O problema em questão é, com efeito, complexo mas em simultâneo extremamente interessante. Trata-se, por assim dizer, de dois tipos de estruturas, a cortina e as ancoragens, em que o segundo serve de apoio ao primeiro. No estudo de um deles, a cortina, pelo método dos elementos finitos, é necessário introduzir como um dado o comportamento do outro, as ancoragens, determinado experimentalmente. Não se trata apenas, portanto, de um caso de interacção solo-estrutura, mas também de um problema de interacção entre estruturas (Matos Fernandes, 1983).

Na Figura 5.10 o elemento do tipo cabo que simula o comprimento livre da ancoragem é designado por e o elemento do tipo "geossintético" que simula o bolbo de ancoragem é designado por B.

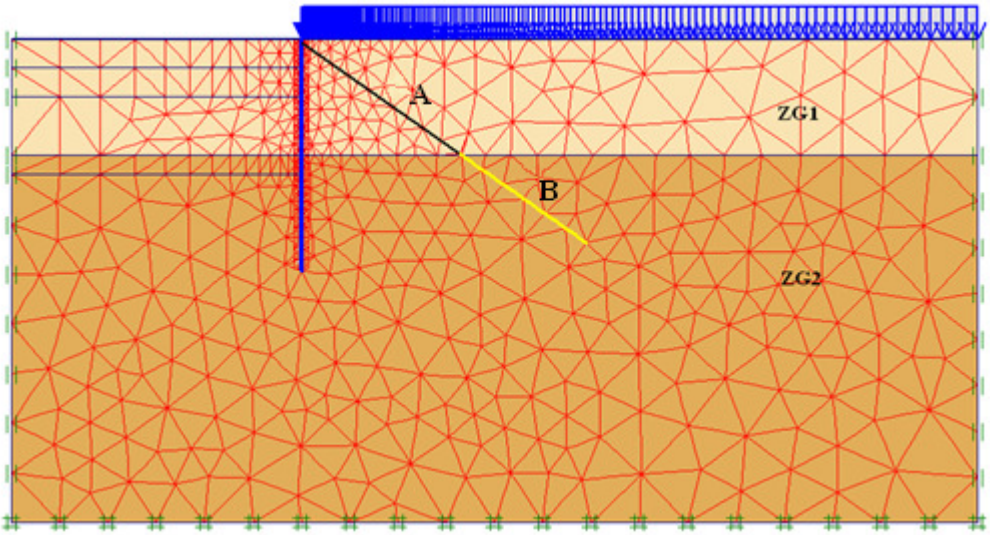


Figura 5.10 – Modelo de cálculo utilizado no método de elementos finitos, considerando a possibilidade de deslocamento do bolbo de selagem das ancoragens pré-esforçadas.

Nesta análise considera-se uma altura enterrada da cortina de 6 m. Como anteriormente se referiu, este valor resulta de um estudo de percolação efectuado, não incluído neste trabalho. Estes cálculos são efectuados considerando inicialmente a secção não fissurada, adoptando-se para a rigidez axial e para a rigidez à flexão da cortina os valores correspondentes, apresentados no ponto 5.3. Efectua-se ainda a verificação da hipótese colocada, através da análise do nível de tensão instalado nos materiais.

5.5.2. RESULTADOS OBTIDOS

Na Figura 5.11 apresentam-se as tensões efectivas horizontais na interface com a cortina, na última fase de escavação, considerando a secção não fendilhada.

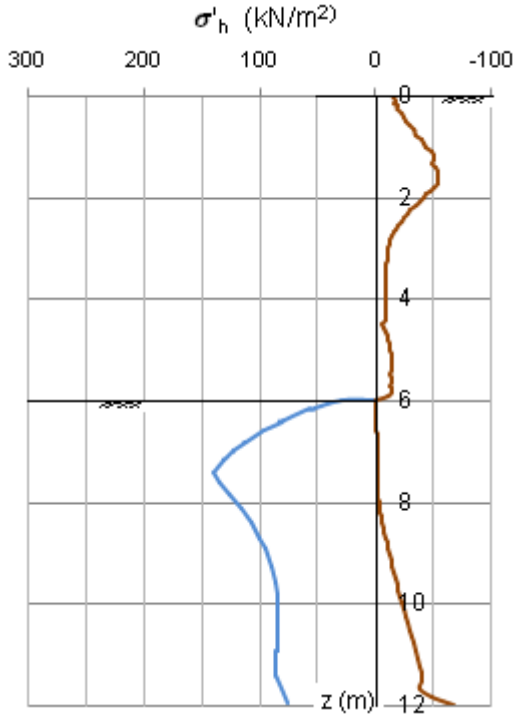


Figura 5.11 – Tensões efectivas horizontais na interface com a cortina, determinadas pelo método dos elementos finitos na análise em condições de serviço, considerando a secção não fendilhada.

A Figura 5.12 mostra a evolução dos diagramas de momento flector e de esforço transverso ao longo das várias fases de cálculo, definidas anteriormente no ponto 5.2.1. Os esforços foram obtidos considerando a secção não fendilhada. Como se pode verificar pela análise da figura, na Fase 1, correspondente à escavação até à cota da base da viga de coroamento (0,90 m), a cortina funciona como elemento de contenção autoportante, verificando-se o desenvolvimento de momentos flectores que tendem a traccionar a zona da parede de contenção em contacto com o terreno. Obteve-se para esta fase de escavação um momento flector máximo de 63 kN.m/m, o que representa apenas 19,6 % do valor do momento flector máximo na última fase de escavação. Para as restantes fases de escavação a cortina é monoapoiada, verificando-se um aumento progressivo do momento flector máximo com o avanço da escavação em profundidade. Nas fases de escavação em que a cortina é monoapoiada, é a zona da parede em contacto com o interior da escavação que tende a ficar traccionada.

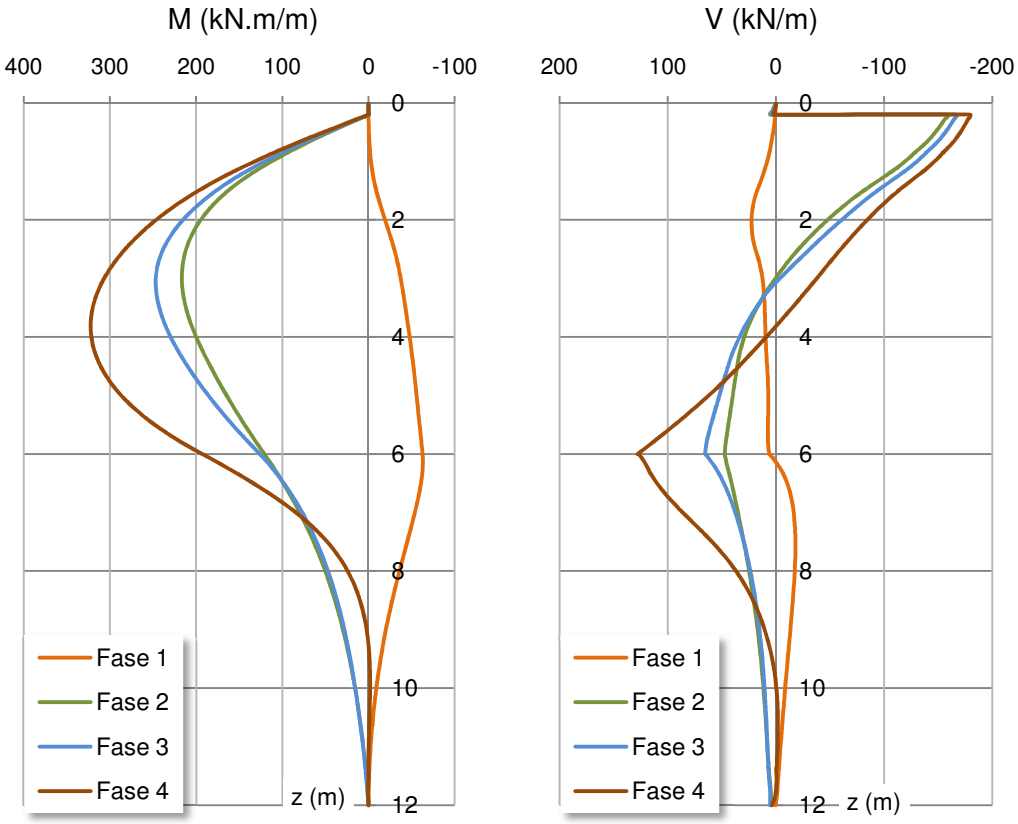


Figura 5.12 – Diagramas de momentos flectores e esforços transversos calculados pelo método dos elementos finitos na análise em condições de serviço, considerando a secção não fendilhada.

No Quadro 5.3 encontram-se os valores máximos dos esforços obtidos pelo método dos elementos finitos e a variação da força de ancoragem entre a fase inicial e a fase final da escavação, nas condições descritas no ponto anterior. Na convenção utilizada, os esforços de compressão são considerados negativos.

Quadro 5.3 – Momento flector máximo de cálculo na última fase de escavação, esforço axial na secção de momento máximo e variação da força de ancoragem, considerando a secção não fendilhada.

M_{max} (kN.m/m)	N_{max} (kN/m)	$F_{ancoragem\ inicial}$ (kN/m)	$F_{ancoragem\ final}$ (kN/m)
322	-118	200	221

Para a verificação da hipótese colocada de que a secção se encontra não fissusrada, efectua-se a análise da tensão máxima instalada no solo tratado e no aço.
Considerando a secção não fissurada (regime elástico), as tensões máximas de compressão e tracção instaladas nos perfis metálicos e no solo tratado, são dadas por:

$$\sigma = \frac{N}{A_{homog}} \pm \frac{M}{I_{homog}} \times y_1 \qquad (5.1)$$

Na expressão 5.1, y_1 representa a distância da fibra mais traccionada ou mais comprimida do material ao eixo neutro da secção, conforme o cálculo se refira à tensão máxima de tracção ou de compressão, respectivamente. Na convenção utilizada, consideram-se negativos os esforços axiais de compressão. Substituindo na expressão anterior, obtêm-se os valores apresentados no Quadro 5.4.

Quadro 5.4 – Tensões máximas instaladas no solo tratado e no aço, considerando a secção não fendilhada, em regime elástico.

$\sigma_{aço}{}^{tracção}$ (MPa)	$\sigma_{aço}{}^{comp.}$ (MPa)	$\sigma_{solo\ tratado}{}^{tracção}$ (MPa)	$\sigma_{solo\ tratado}{}^{comp.}$ (MPa)
50,0	- 43,2	3,2	-3,7

De acordo com o que se apresentou no Quadro 4.4, a resistência à tracção do material σ_{tm}=1,1 MPa. Assim, verifica-se que a tensão de tracção instalada no solo tratado é superior à tensão de tracção resistente, sendo necessário efectuar o cálculo em estado limite de serviço, mas considerando a secção fendilhada. Para tal, é necessário recalcular a posição do eixo neutro em regime elástico, mas desprezando a contribuição do solo tratado traccionado.

Na Figura 5.13 apresenta-se esquematicamente a posição do eixo neutro da secção (x) bem como a distribuição de tensões no solo tratado considerada para o referido cálculo (diagrama elástico), as extensões no aço (ε_{si}) e no solo tratado (ε_c), considerando perfis IPE 330 afastados de 0,70 m. Encontram-se também indicadas na mesma figura as áreas de aço (As_i) consideradas na determinação da posição do eixo neutro, correspondentes às forças no aço (F_{Si}), e a força de compressão no solo tratado (F_c). Considerou-se como hipótese o eixo neutro situar-se na alma do perfil.

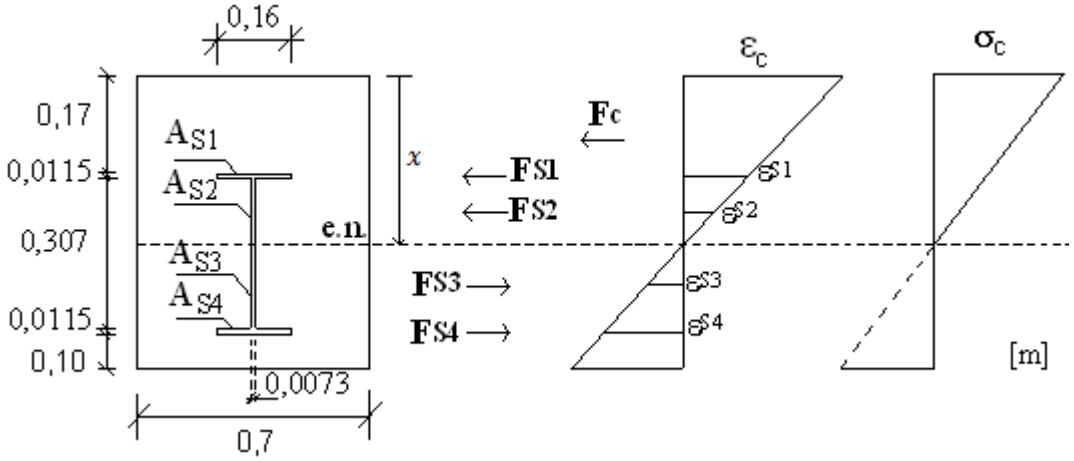


Figura 5.13 – Posição do eixo neutro e distribuição de tensões em regime elástico, considerando a secção fendilhada.

Os valores das áreas de aço (As_i) são os seguintes:

$$A_{S1} = A_{S4} = 0{,}00184\ m^2$$

$$A_{S2} = (x - 0{,}17 - 0{,}0115) \times 0{,}0073$$

$$A_{S3} = (0{,}4885 - x) \times 0{,}0073$$

As extensões no aço (εs_i) em função da extensão no solo tratado (ε_c), são dadas por:

$$\varepsilon_{S1} = \frac{x - 0{,}17 - \frac{0{,}0115}{2} \times \varepsilon_c}{x} \tag{5.2}$$

$$\varepsilon_{S2} = \frac{\frac{x - 0{,}17 - 0{,}0115}{2} \times \varepsilon_c}{x} \tag{5.3}$$

$$\varepsilon_{S3} = \frac{\frac{0{,}4885 - x}{2} \times \varepsilon_c}{x} \tag{5.4}$$

$$\varepsilon_{S4} = \frac{(0{,}494 - x) \times \varepsilon_c}{x} \tag{5.5}$$

Por aplicação das equações 4.10 e 4.11 apresentadas no Capítulo 4, obtém-se:

$$F_c = E_c \times \varepsilon_c \times A_c = E_c \times \varepsilon_c \times \frac{0{,}70 \times x}{2}$$

$$F_{S1} = E_S \times \varepsilon_{S1} \times A_{S1} = E_S \times \frac{x - 0{,}17 - \frac{0{,}0115}{2} \times \varepsilon_c}{x} \times A_{S1}$$

$$F_{S2} = E_S \times \varepsilon_{S2} \times A_{S2} \Leftrightarrow F_{S2} = E_S \times \frac{\frac{x - 0{,}17 - 0{,}0115}{2} \times \varepsilon_c}{x} \times A_{S2}$$

$$F_{S3} = E_S \times \varepsilon_{S3} \times A_{S3} \Leftrightarrow F_{S3} = E_S \times \frac{\frac{0{,}489 - x}{2} \times \varepsilon_c}{x} \times A_{S3}$$

$$F_{S4} = E_S \times \varepsilon_{S4} \times A_{S4} \Leftrightarrow F_{S4} = E_S \times \frac{(0{,}494 - x) \times \varepsilon_c}{x} \times A_{S4}$$

Nos cálculos considerou-se um módulo de elasticidade do solo tratado (E_c) de 8,3 GPa e um módulo de elasticidade do aço (E_c) de 206 GPa. Por equilíbrio interno de forças, obtém-se:

$$F_c + F_{S1} + F_{S2} - F_{S3} - F_{S4} = 0$$

Substituindo os valores das diferentes forças na expressão anterior, obtém-se $x = 0{,}22\ m$, de acordo com o esquematizado na Figura 5.13. Confirma-se assim que o eixo neutro se situa na alma do perfil. No Quadro 5.5 resumem-se as características da secção composta pelos perfis metálicos e pelo solo tratado comprimido, para a posição do eixo neutro.

Quadro 5.5 – Características da secção considerando a secção fendilhada em regime elástico.

A_{homog} (m^2/m)	I_{homog} (m^4/m)	y_G (m)	EA (kN/m)	EI (kN.m^2/m)
0,0178	4,34x10^{-4}	0,223	3666800	89404

Para os valores de rigidez apresentados, efectuou-se a análise por elementos finitos, resumindo-se no Quadro 5.6 os valores máximos dos esforços obtidos e a variação da força de ancoragem entre a fase inicial e a fase final da escavação. Na convenção utilizada, consideram-se negativos os esforços de compressão.

Quadro 5.6 – Momento flector máximo de cálculo na última fase de escavação, esforço axial na secção de momento máximo e variação da força de ancoragem, considerando a secção fendilhada.

M_{max} (kN.m/m)	N_{max} (kN/m)	$F_{ancoragem\ inicial}$ (kN/m)	$F_{ancoragem\ final}$ (kN/m)
291,1	-124,0	200	209

A Figura 5.14 mostra as tensões efectivas horizontais na interface com a cortina, na última fase de escavação, considerando a secção fendilhada.

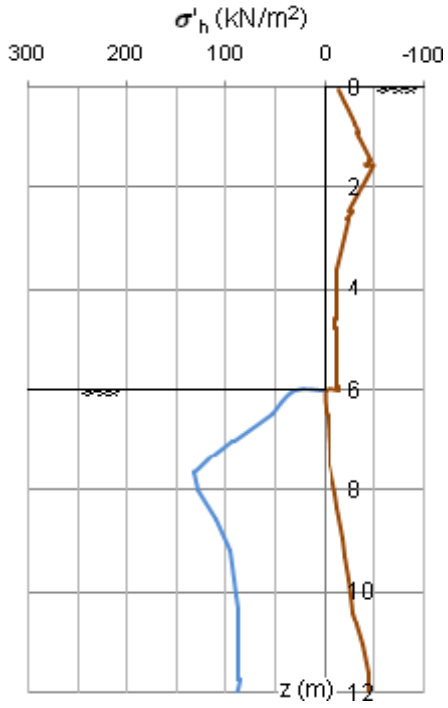


Figura 5.14 – Tensões efectivas horizontais na interface com a cortina, determinadas pelo método dos elementos finitos na análise em condições de serviço, considerando a secção fendilhada.

Na Figura 5.15 apresenta-se a evolução dos diagramas de momento flector e de esforço transverso ao longo das várias fases de cálculo consideradas. Como se pode observar, os valores dos esforços são inferiores aos valores dados pela análise em que se considerou a secção não fendilhada.

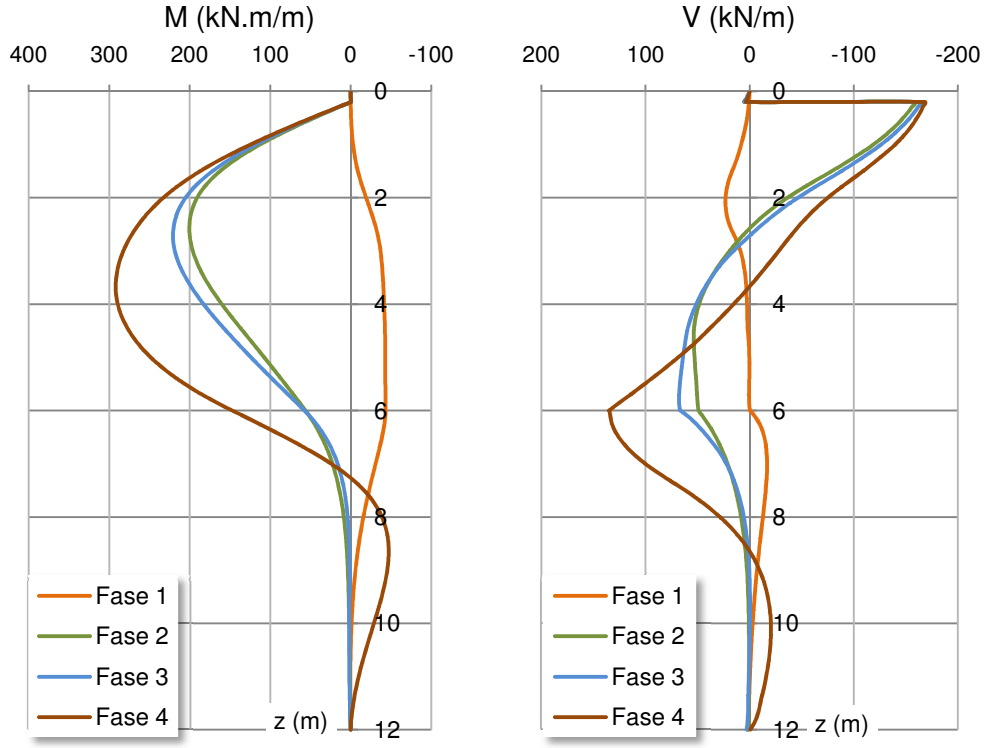


Figura 5.15 – Diagramas de momentos flectores e esforços transversos calculados pelo método dos elementos finitos na análise em condições de serviço, considerando a secção fendilhada.

Considerando a secção fissurada, as tensões máximas de compressão e tracção instaladas nos perfis metálicos e a tensão máxima de compressão instalada no solo tratado, são as que se apresentam no Quadro 5.7.

Quadro 5.7 – Tensões máximas instaladas no solo tratado e no aço, considerando a secção fendilhada.

$\sigma_{aço}^{tracção}$ (MPa)	$\sigma_{aço}^{comp.}$ (MPa)	$\sigma_{solo\ tratado}^{comp.}$ (MPa)
52,8	- 43,2	-6,3

Efectuando uma comparação dos resultados obtidos nas duas análises apresentadas, através da análise dos Quadros 5.7 e 5.10, verifica-se que, relativamente às tensões instaladas no aço, não há alterações significativas. Como se pode constar, a grande diferença observada reside no valor da tensão de compressão instalada no solo tratado.

Na segunda análise, onde o solo tratado traccionado é desprezado, a tensão de compressão instalada neste material é de -6,3 MPa, enquanto na análise em que se considera toda a secção de solo tratado, este valor é reduzido para cerca de metade.

Tendo por base os valores obtidos, pode concluir-se que a segurança é garantida, uma vez que o valor da tensão de compressão actuante no solo tratado (-6,3 MPa) é inferior à tensão de compressão resistente deste material (-9 MPa).

5.5.3. ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS

Além da verificação estrutural, a análise e o controlo dos movimentos do maciço envolvente da zona escavada assume também uma grande importância, na medida em que permite perceber os efeitos que a escavação poderá provocar nas estruturas vizinhas existentes e inferir sobre a própria estabilidade dos elementos de contenção durante as várias fases de escavação.

Tal como foi referido anteriormente, o controlo de deslocamentos é uma das verificações exigidas em Estado Limite de Serviço. No âmbito do controlo dos deslocamentos, verificou-se a evolução ao longo das várias fases de escavação de:

- assentamentos à superfície;
- deslocamentos horizontais da cortina;
- empolamentos à frente da cortina.

Na Figura 5.16 apresentam-se os deslocamentos horizontais ao longo da cortina, nas várias fases de escavação.

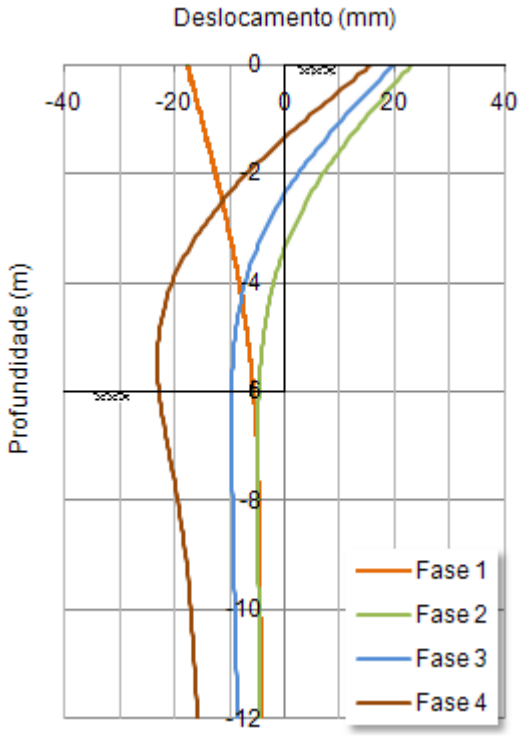


Figura 5.16 – Deslocamento horizontal da cortina.

De forma a facilitar a interpretação dos deslocamentos observados na Figura 5.16, consideram-se positivos os deslocamentos da cortina contra o terreno e negativos os deslocamentos da cortina na direcção da escavação. Na Fase 1 de cálculo, correspondente à escavação de 0,90 m para a execução

da viga de coroamento, a cortina funciona como elemento de contenção autoportante, apresentando um deslocamento horizontal máximo no topo da cortina de 17,7 mm. Nas restantes fases, para as quais a cortina é monoapoiada, verifica-se um deslocamento da cortina contra o terreno devido à aplicação da força de pré-esforço. O deslocamento máximo do topo da cortina contra o terreno é de -22,9 mm e ocorre na Fase 2. Após a aplicação do pré-esforço e à medida que a escavação vai avançando, os deslocamentos no topo da cortina deixam de ser os máximos, observando-se o seu aumento desde a superfície até uma dada profundidade, a partir da qual decrescem até atingir o valor mínimo no pé da cortina. Na última fase de cálculo, o deslocamento máximo observado é de 22,6 mm e ocorre próximo da base de escavação, a 5,40 m de profundidade.

A Figura 5.17 mostra os assentamentos da superfície em cada uma das fases de cálculo consideradas.

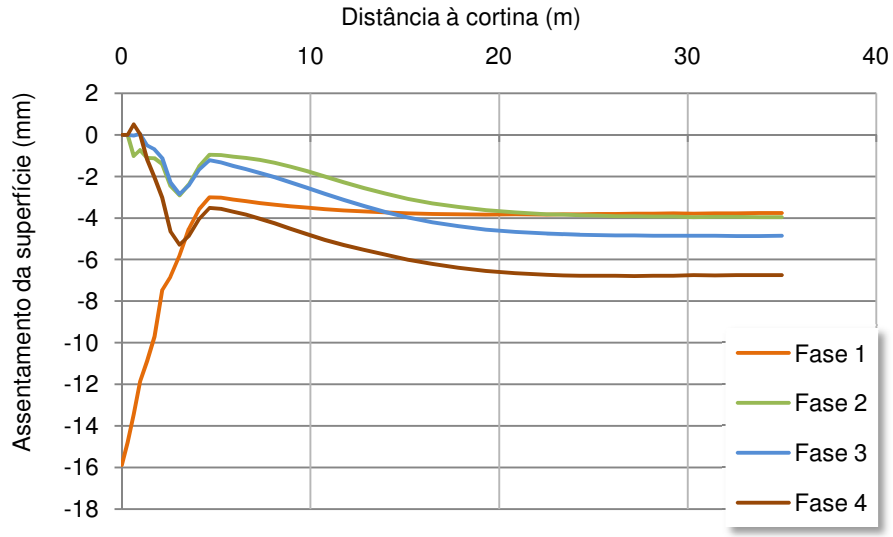


Figura 5.17 – Assentamentos da superfície.

Na Fase 1 de cálculo, o assentamento máximo da superfície do terreno é de 16 mm e ocorre junto à cortina. Para pontos mais afastados da cortina, os assentamentos da superfície do terreno são menores, tomando o valor máximo de 4 mm a partir dos 5 m de distância à cortina.

Após o pré-esforço das ancoragens, correspondente à Fase 2 de cálculo, verifica-se que os assentamentos diminuem junto à cortina e aumentam para pontos mais afastados da escavação. Na última fase de escavação, verifica-se um pequeno empolamento do terreno junto à cortina e a partir dos 15 m de distância à cortina, o assentamento toma o valor de aproximadamente 7 mm. A superfície do terreno apresenta assentamentos menores para pontos mais próximos da cortina, uma vez que esta exerce sobre o terreno tensões tangenciais de sentido ascendente. Desta forma, os assentamentos máximos ocorrem para pontos mais afastados da cortina.

De facto, os assentamentos da superfície do terreno estão relacionados com os deslocamentos horizontais da cortina, como se pode observar na Figura 5.18.

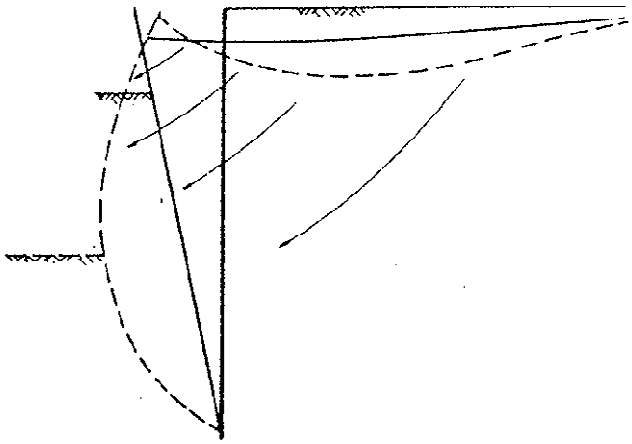


Figura 5.18 – Deslocamentos associados a uma escavação suportada com boas condições de apoio no pé. (Matos Fernandes, 1990).

Pela análise da figura anterior verifica-se que, numa fase autoportante, os deslocamentos horizontais da cortina aumentam de forma aproximadamente linear desde a base até à superfície e os assentamentos máximos da superfície do terreno ocorrem junto à cortina. Após o pré-esforço das ancoragens e à medida que a escavação vai avançando, os deslocamentos horizontais da cortina aumentam até uma dada profundidade e decrescem novamente até atingirem o valor mínimo no pé da cortina. Este comportamento da cortina implica o desenvolvimento de tensões tangenciais de sentido ascendente sobre o terreno, o que se traduz na diminuição dos assentamentos da superfície do terreno junto à cortina. Assim, a superfície do terreno assume uma certa concavidade, verificando-se que os assentamentos máximos ocorrem para pontos mais afastados da cortina.

A Figura 5.19 mostra o empolamento do terreno na frente da cortina, nas várias fases de cálculo consideradas.

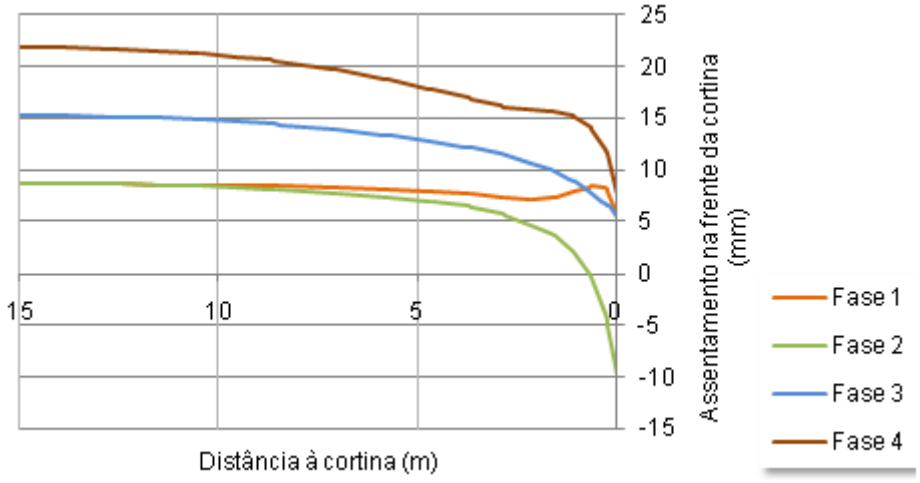


Figura 5.19 – Empolamento na frente da cortina.

Como se pode constatar pela análise da figura, na Fase 1 o empolamento máximo tem o valor de 8,8 mm. Nas restantes fases de cálculo, verifica-se que numa zona muito próxima da cortina, o empolamento é menor e aumenta gradualmente à medida que o afastamento à cortina vai sendo maior

e à medida que a escavação vai progredindo. O máximo valor observado para o empolamento do terreno na frente da cortina é de 21,8 mm e ocorre na última fase de escavação.

Na Figura 5.20 apresentam-se os deslocamentos horizontais e verticais no terreno para a profundidade máxima de escavação.

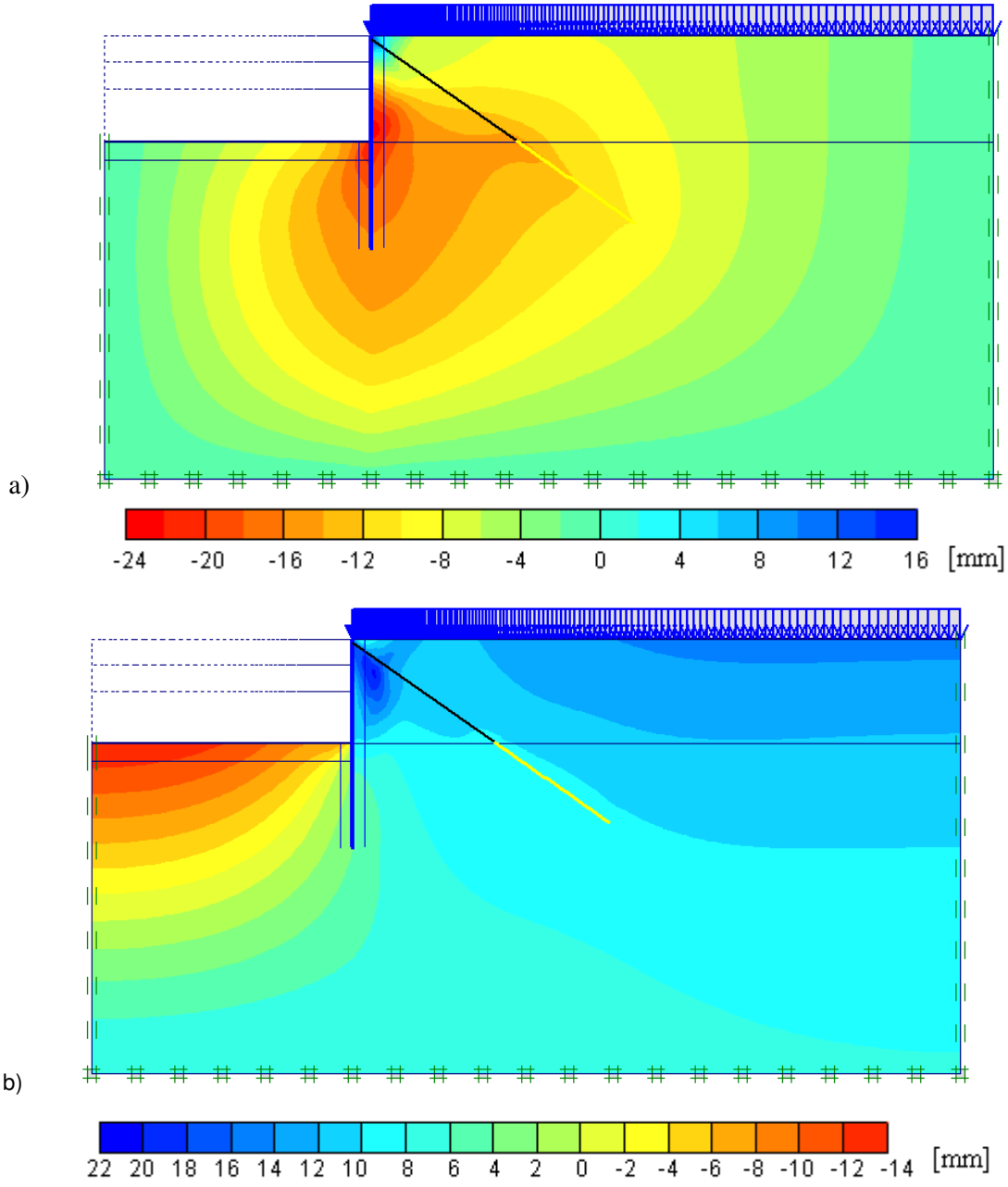


Figura 5.20 – Deslocamentos do terreno: a) deslocamentos horizontais; b) deslocamentos verticais.

5.6. ANÁLISE EM ESTADO LIMITE ÚLTIMO

5.6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Para as análises em Estado Limite Último, recorreu-se ao modelo de cálculo descrito no ponto anterior, simulando as ancoragens pré-esforçadas através de elementos tipo cabo e de elementos tipo geossintético. Considerou-se uma altura enterrada da cortina de 6,0 m. Estes cálculos são efectuados considerando inicialmente a secção fissurada, adoptando-se para a rigidez axial e para a rigidez à flexão da cortina os valores correspondentes, apresentados no ponto 5.3.

5.6.2. ANÁLISE SEGUNDO A ABORDAGEM 1.1 DO EC7

Nesta análise utilizaram-se os valores característicos dos parâmetros de resistência do solo, afectando as acções variáveis de um coeficiente de segurança de 1,1 e os esforços finais pelo factor de segurança de 1,35. Desta forma as acções variáveis ficam correctamente majoradas pelo factor de segurança de 1,5 imposto pelo Eurocódigo 7 para a Abordagem 1.1 ($1{,}1 \times 1{,}35 = 1{,}5$).

5.6.2.1. Resultados Obtidos

A Figura 5.21 mostra as tensões efectivas horizontais na interface com a cortina, na última fase de cálculo.

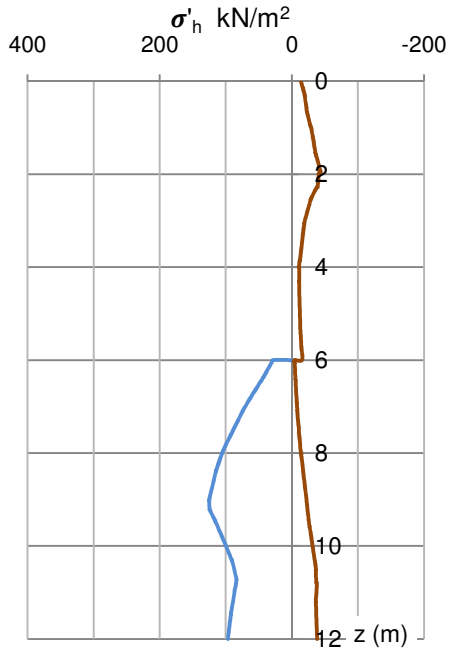


Figura 5.21 – Tensões efectivas horizontais na interface com a cortina para a análise em Estado Limite Último, segundo a Abordagem 1.1 do EC7.

Os deslocamentos horizontais da cortina observados na última fase de escavação são apresentados na Figura 5.22.

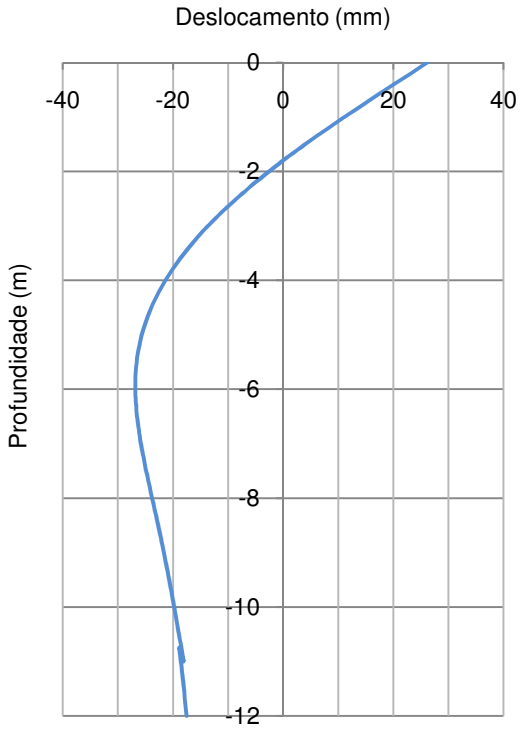


Figura 5.22 – Deslocamentos horizontais da cortina na última fase de escavação para a análise em Estado Limite Último segundo a Abordagem 1.1do EC7.

A Figura 5.23 mostra a evolução dos diagramas de momento flector e de esforço transverso para a última fase de cálculo considerada.

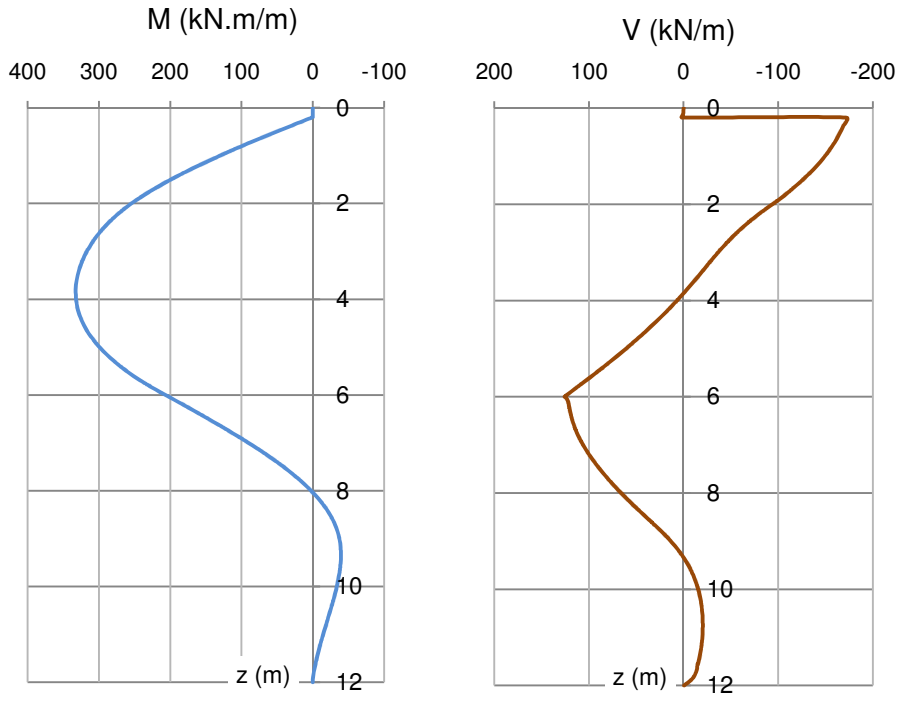


Figura 5.23 – Diagramas de momentos flectores e de esforços transversos calculados pelo método dos elementos finitos na análise em Estado Limite Último, segundo a Abordagem 1.1 do EC7.

No Quadro 5.8 encontram-se os valores máximos dos esforços obtidos e a variação da força de ancoragem entre a fase inicial e a fase final da escavação.

Quadro 5.8 – Momento flector máximo de cálculo na última fase de escavação, esforço axial na secção de momento máximo e variação da força de ancoragem, para a Abordagem 1.1 do EC7.

M_{max} (kN.m/m)	N_{max} (kN/m)	$F_{ancoragem\ inicial}$ (kN/m)	$F_{ancoragem\ final}$ (kN/m)
336,8	-113,7	200	224

5.6.3. ANÁLISE SEGUNDO A ABORDAGEM 1.2 DO EC7

5.6.3.1. Resultados Obtidos

Na Figura 5.24 apresentam-se as tensões efectivas horizontais na interface com a cortina, na última fase de cálculo.

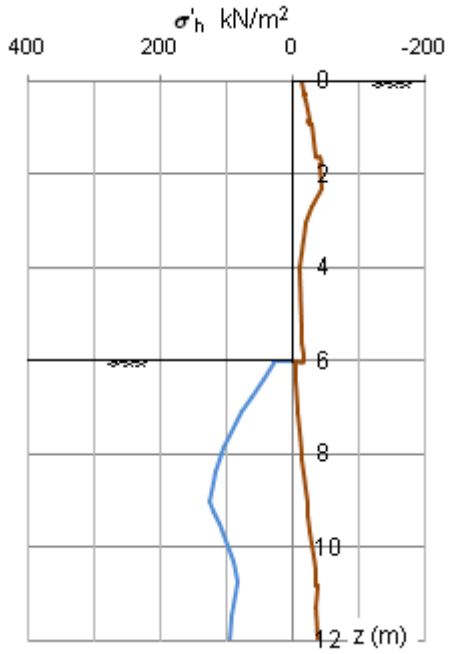


Figura 5.24 – Tensões efectivas horizontais na interface com a cortina para a análise em Estado Limite Último, segundo a Abordagem 1.2 do EC7.

Os deslocamentos horizontais da cortina para a última fase de escavação são apresentados na Figura 5.25.

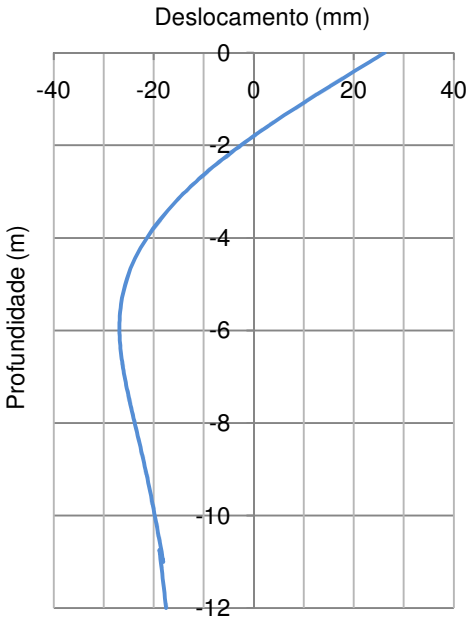


Figura 5.25 – Deslocamentos horizontais da cortina na última fase de escavação para a análise em Estado Limite Último segundo a Abordagem 1.2 do EC7.

Na Figura 5.26 pode observar-se a evolução dos diagramas de momento flector e de esforço transverso para a última fase de cálculo considerada.

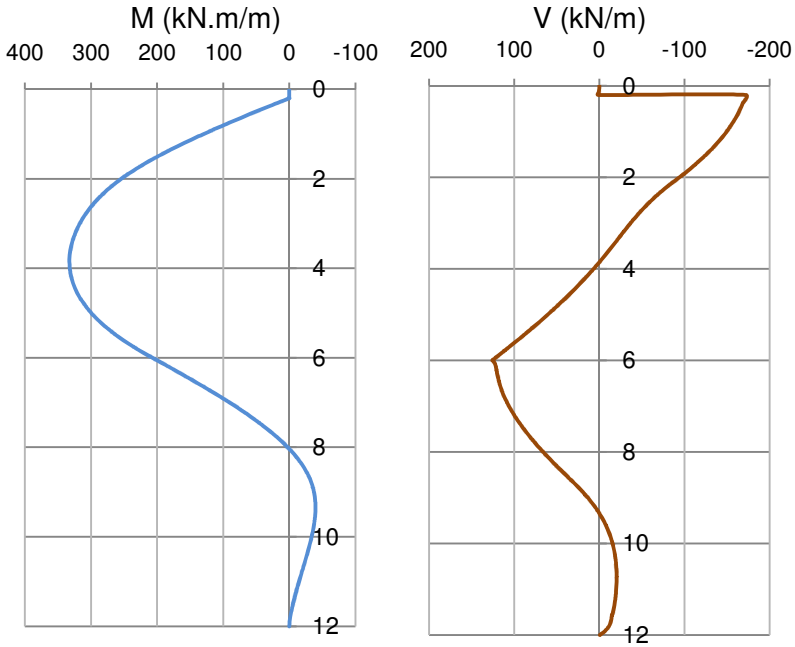


Figura 5.26 – Diagramas de momentos flectores e de esforços transversos calculados pelo método dos elementos finitos na análise em Estado Limite Último, segundo a Abordagem 1.2 do EC7.

Encontram-se resumidos no Quadro 5.9 os valores máximos dos esforços obtidos e a variação da força de ancoragem entre a fase inicial e a fase final da escavação, para a Abordagem 1.2 do EC7.

Quadro 5.9 – Momento flector máximo de cálculo na última fase de escavação, esforço axial na secção de momento máximo e variação da força de ancoragem, para a Abordagem 1.2 do EC7.

M_{max} (kN.m/m)	N_{max} (kN/m)	$F_{ancoragem\ inicial}$ (kN/m)	$F_{ancoragem\ final}$ (kN/m)
334,6	-143,4	200	209

5.7. TENSÕES TANGENCIAIS NA INTERFACE ENTRE O SOLO E A CORTINA

Numa escavação suportada por uma estrutura de suporte flexível mobilizam-se importantes tensões tangenciais nas faces de contacto da cortina com o maciço suportado e com o solo subjacente à escavação. Essas tensões tangenciais podem desempenhar por vezes um papel significativo, em regra favorável, contribuindo para a redução dos esforços estruturais e dos movimentos da parede e do terreno (Matos Fernandes, 2004).

Tendo por base o estudo efectuado por Matos Fernandes (2004) sobre a interacção solo-estrutura vista através das tensões tangenciais na interface, procedeu-se à análise das tensões tangenciais mobilizadas na interface para a estrutura em estudo, de forma a verificar a possibilidade de a tensão tangencial contribuir para a redução de esforços da estrutura em estudo.

Nos cálculos pelo método dos elementos finitos, a parede de contenção é simulada através de um elemento-viga, não sendo contabilizada a sua espessura. As forças tangenciais mobilizadas na interface solo-estrutura contribuem para o aumento do momento estabilizador que contraria a acção instabilizadora do solo suportado, sendo essa contribuição tanto mais favorável quanto maior a espessura da parede.

Na Figura 5.27 apresentam-se esquematicamente as forças intervenientes no cálculo da parede de contenção.

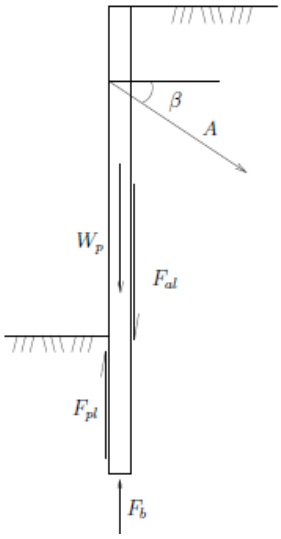


Figura 5.27 – Forças intervenientes no equilíbrio vertical da parede de contenção (adaptado de Guerra et. al, 2005).

Para que se verifique o equilíbrio vertical da parede, deve satisfazer-se a seguinte condição:

$$W_p + A \sin \beta + F_{al} = F_b + F_{pl} \tag{5.6}$$

sendo:

W_p – peso da parede;
$A \sin \beta$ – carga vertical total aplicada pelas ancoragens;
F_b – reacção na base da parede;
F_{pl} – força tangencial mobilizada na interface do lado passivo da parede;
F_{al} – força tangencial mobilizada na interface do lado activo da parede.

No caso em estudo obtiveram-se os valores das tensões tangenciais através da análise por elementos finitos. O peso da parede não foi considerado nos cálculos já que a parede é simulada através de um elemento-viga, tendo-se admitido simplificadamente que o seu valor será muito próximo da reacção na base da parede (F_b). Assim, o equilíbrio vertical da parede passa a ser definido pela seguinte expressão:

$$A \sin \beta + F_{al} = F_{pl} \tag{5.7}$$

Na análise em Estado Limite Último segundo a Abordagem 1.2 do EC7 apresentada no ponto 5.6.3., obteve-se:

$$F_{al} = 96{,}5 \text{ kN/m}$$
$$F_{pl} = 211{,}215 \text{ kN/m}$$

Tomando o menor valor da tensão tangencial que se mobiliza, ou seja, a tensão tangencial mobilizada na interface do lado activo da parede, o momento flector favorável (M_l), dado por:

$$M_l = e_{parede} \times F_{al} \tag{5.8}$$

sendo:

e_{parede} – espessura da parede;
F_{al} – força tangencial mobilizada na interface do lado activo da parede.

Substituindo na expressão 5.8, obtém-se:

$$M_l = 0{,}6 \times 96{,}5 = 58 \text{ kN.m/m}$$

Este momento pode ser entendido como uma reserva de segurança da estrutura. Tendo em conta que, na análise segundo a Abordagem 1.2 do EC7, o momento flector máximo actuante obtido foi de 334,6 kN.m/m, o valor de M_l representa cerca de 16% do momento flector máximo, o que constitui uma percentagem do momento com alguma importância.

5.8. EFEITO DE ARCO

A estrutura de suporte flexível em análise é constituída por uma secção rectangular de solo tratado com a técnica de CSM na qual são incluídos perfis metálicos IPE 330 com um dado espaçamento entre si, que funcionam como elementos de reforço, absorvendo grande parte dos esforços transmitidos à cortina. Como se pode constatar pela análise da Figura 5.28, a transferência das tensões horizontais do terreno existente entre os perfis metálicos é conseguida através do efeito de arco.

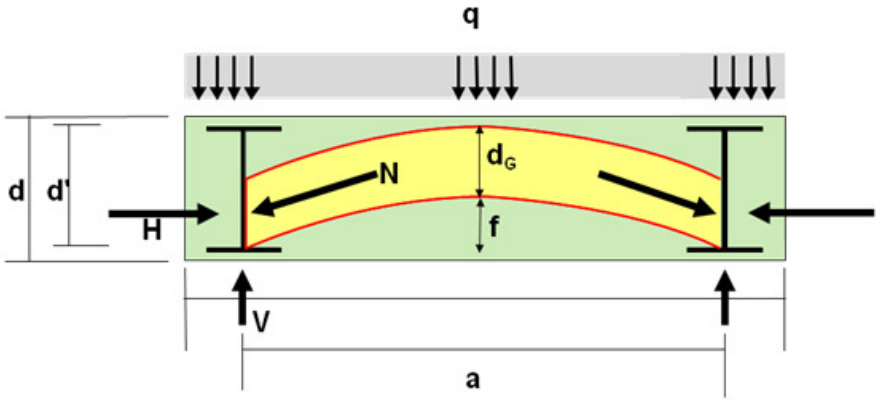


Figura 5.28 – Distribuição da tensão horizontal na secção transversal da parede de contenção.

Na Figura 5.29 encontram-se representadas esquematicamente as forças desenvolvidas na secção transversal por efeito de arco.

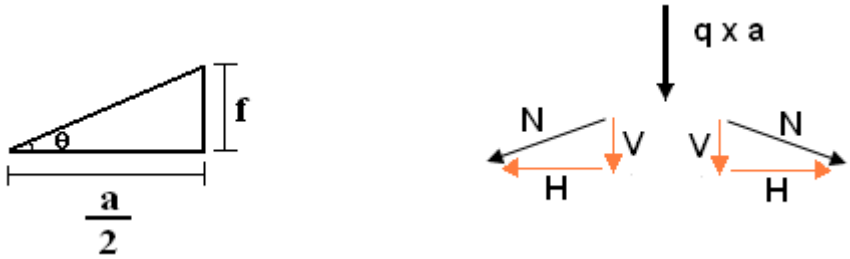


Figura 5.29 – Forças desenvolvidas por efeito de arco.

De acordo com figura anterior, obtêm-se as seguintes expressões:

$$\mathrm{tg}\theta = \frac{f}{\left(\frac{a}{2}\right)} \tag{5.9}$$

$$\mathrm{tg}\theta = \frac{V}{H} \quad \Leftrightarrow \quad \mathrm{tg}\theta = \frac{\left(\frac{q \times a}{2}\right)}{H} \quad \Leftrightarrow \quad H = \frac{\left(\frac{q \times a}{2}\right)}{\mathrm{tg}\theta} \tag{5.10}$$

Obtém-se então:

$$H = \frac{\left(\frac{q \times a}{2}\right)}{\frac{f}{\left(\frac{a}{2}\right)}} \quad \Leftrightarrow \quad H = \left(\frac{q \times a}{2}\right) \times \frac{\left(\frac{a}{2}\right)}{f} \quad \Leftrightarrow \quad H = \left(\frac{q}{2}\right) \times \left(\frac{a}{2}\right) \times \frac{\left(\frac{a}{2}\right)}{f} \quad \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow H = \frac{q \times a^2}{8 \times f} \tag{5.11}$$

sendo,

V – reacção na direcção do eixo do perfil metálico;
H – reacção na direcção perpendicular ao eixo do perfil metálico;
q – tensão horizontal;
a – afastamento entre perfis metálicos;
f – flecha do arco desenvolvido;
d_G – espessura do arco desenvolvido;
d – altura da secção transversal;
d' – altura do perfil metálico.

A tensão de compressão no arco (F) é dada por:

$$F = \frac{H}{d_G} \tag{5.12}$$

Na Figura 5.30 encontra-se esquematizada a distribuição de tensões por efeito de arco na secção transversal em estudo.

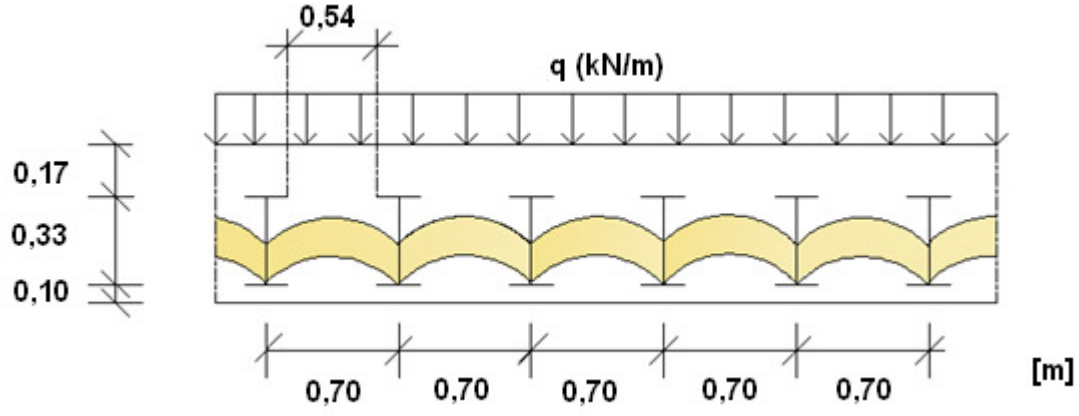


Figura 5.30 – Distribuição de tensões por efeito de arco na secção transversal em estudo.

O valor da carga distribuída q é igual ao esforço transverso máximo. Considerando os resultados da análise anteriormente efectuada pelo método dos elementos finitos no ponto 5.6.3, o valor de cálculo

do esforço transverso máximo obtido foi de $168{,}2\ \mathrm{kN/m}$. Os valores dos parâmetros anteriormente referidos são os que se apresentam no Quadro 5.10.

Quadro 5.10 – Parâmetros para o cálculo da tensão de compressão no arco.

a (m)	q (kN/m)	d (m)	d' (m)	f (m)	d_G (m)
0,70	168,2	0,60	0,33	0,17	0,16

Substituindo nas expressões anteriores, obtém-se:

$$H = \frac{q \times a^2}{8 \times f} = \frac{168{,}2 \times 0{,}7^2}{8 \times 0{,}17} = 60{,}6\ \mathrm{kN/m}$$

$$F = \frac{H}{dg} = \frac{60{,}6}{0{,}16} = 378{,}8\ \mathrm{kN/m^2}$$

Verifica-se assim que a tensão de compressão no arco (F), devido à distribuição de pressões por efeito de arco, é de 0,38 MPa. Para que a transferência de tensões se possa verificar, é necessário garantir que a resistência à compressão do solo tratado é superior à tensão de compressão no arco. De acordo com o Quadro 4.5 apresentado no capítulo 4 do presente trabalho, a resistência à compressão do solo tratado é de 9 MPa. É de notar que este valor foi obtido através dos ensaios sobre proveres recolhidos em painéis de teste. Assim, pode concluir-se que a distribuição de tensões por efeito de arco na secção transversal em estudo é válida, desenvolvendo-se uma tensão de compressão no arco de valor muito inferior à tensão de compressão resistente do material.

6

EXECUÇÃO DA CORTINA E ENSAIOS LABORATORIAIS DE CONTROLO

6.1. INTRODUÇÃO

A primeira parte do presente capítulo é dedicada aos aspectos técnicos de execução da cortina de c*utter soil mixing* que, em fase provisória, funciona como estrutura de suporte das escavações do parque de estacionamento da Frente Ribeirinha de Lagos. Seguidamente, apresentam-se os resultados de ensaios laboratoriais realizados sobre amostras de solo tratado retiradas dos painéis que constituem a cortina.

De modo a aferir com maior rigor os parâmetros de resistência e de deformabilidade do material tratado, realizaram-se no Laboratório de Geotecnia da FEUP ensaios de compressão uniaxial e ensaios de compressão diametral (ensaio brasileiro) sobre as amostras recolhidas. Além da determinação dos referidos parâmetros, importa também avaliar a variabilidade de resultados obtidos, de forma a inferir sobre a qualidade da mistura *in situ*.

Para a implementação de uma técnica no mercado é fundamental garantir que, efectuando ensaios em provetes do mesmo material, com características semelhantes e sujeitos às mesmas condições, os resultados obtidos não apresentem grande dispersão. A técnica de CSM é bastante recente, não havendo ainda uma experiência acumulada da sua aplicação num conjunto significativo de solos em todo o mundo, o que torna fulcral o controlo da qualidade final da mistura e a verificação da sua adequação aos parâmetros previstos em projecto. Por estas razões, a realização destes ensaios laboratoriais assume particular importância, não só para a obra em estudo, como também para futuras aplicações desta técnica em solos de características semelhantes.

6.2. EXECUÇÃO DA CORTINA DE CUTTER SOIL MIXING

6.2.1. INTRODUÇÃO

A execução de uma cortina de contenção com a técnica de CSM segue determinados procedimentos que devem ser adaptados às condições do solo e aos requisitos específicos do projecto. Neste ponto, são abordados alguns aspectos práticos relacionados com a execução da cortina, nomeadamente no que respeita às características do equipamento utilizado, ao processo de furação do terreno, extracção do equipamento, injecção da calda de cimento e instalação dos perfis metálicos. São ainda referidos alguns aspectos relacionados com a execução da viga de coroamento e a instalação e pré-esforço de ancoragens na obra em estudo.

6.2.2. EQUIPAMENTO

O equipamento consiste genericamente numa hidrofresa, constituída por dois conjuntos de rodas dentadas que giram em torno de um eixo horizontal para produzir painéis de solo tratado rectangulares. Como se pode ver na Figura 6.1, existem três tipos de rodas dentadas, que são escolhidas em função do tipo de solo a tratar. As rodas dentadas do tipo 1 são indicadas para solos arenosos, não coesivos. As rodas dentadas do tipo 2 adequam-se a solos siltosos ou argilosos, caracterizados pelo predomínio de partículas muito finas. Por sua vez, as rodas dentadas do tipo 3 são adequadas para solos mais duros, densos e onde seja previsível o aparecimento de pedras.



Figura 6.1 – Tipos de rodas dentadas (Bauer).

No caso da obra em estudo, pela análise dos *logs* das sondagens efectuadas durante a fase de prospecção (Anexo A4), verifica-se a existência de uma camada de areias finas a grossas com fragmentos rochosos (calcários) e seixos, sendo notória uma grande heterogeneidade de compacidade do estrato. Sob esta camada, surgem calcarenitos com graus de alteração que variam de medianamente alterado a decomposto. Detectou-se também, em algumas sondagens, a presença de argila entre os estratos referidos. Uma descrição mais pormenorizada das características dos solos encontrados foi anteriormente apresentada no Capítulo 3. Tendo em conta as características dos estratos e a heterogeneidade dos solos interessados na obra, optou-se pela utilização de rodas dentadas do tipo 3.

Na Figura 6.2 encontram-se esquematizados os modelos de ferramentas de corte actualmente fabricados pela Bauer (BCM 5 e BCM 10). Utilizou-se o modelo BCM 5, efectuando-se painéis de 2,40 m de comprimento, com velocidades de rotação até 40 r.p.m.. O modelo BCM 10 permite a execução de painéis de 2,80 m de comprimento, com velocidades de rotação até 35 r.p.m..

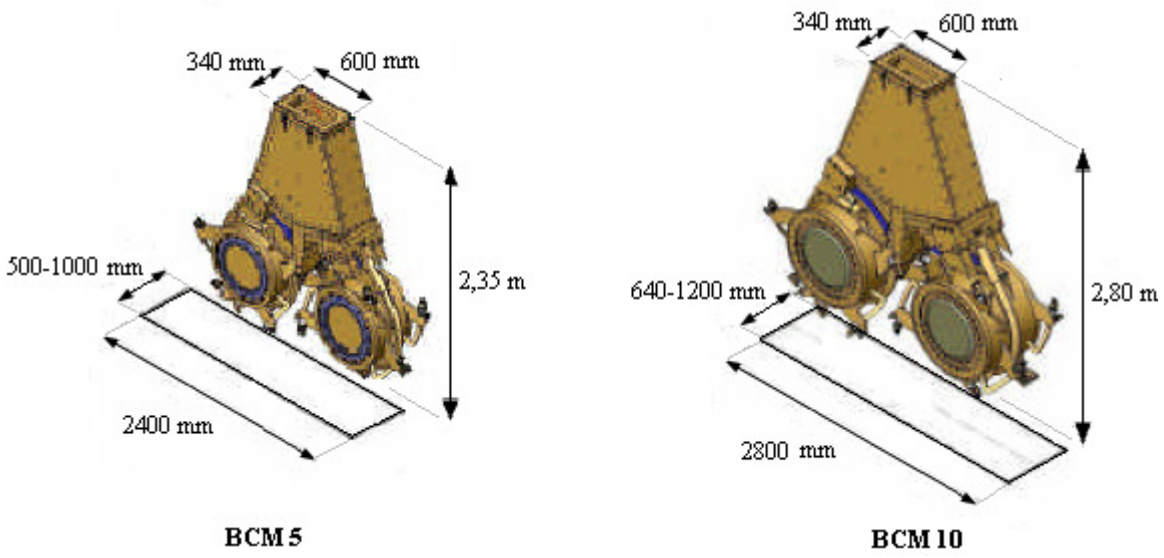


Figura 6.2 – Ferramentas de corte (Bauer).

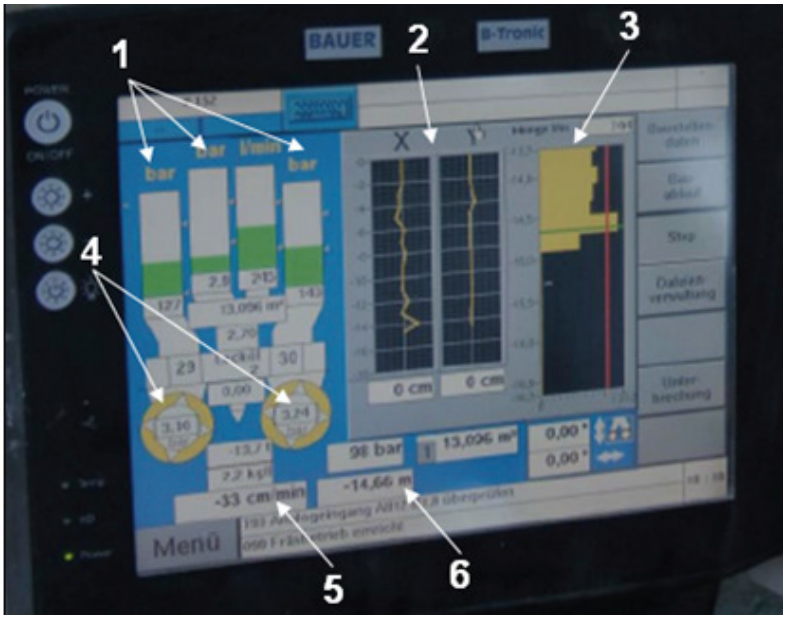
A ferramenta de corte pode ser suportada por um sistema de vara *kelly* caso a profundidade do tratamento não ultrapasse os 30 m. Para tratamentos a profundidades superiores, pode usar-se um sistema de cabos de suspensão. Na Figura 6.3 pode ver-se a ferramenta de corte e o sistema de vara *kelly* utilizados na obra em estudo.



a) b)

Figura 6.3 – Equipamento utilizado na execução dos painéis de CSM: a) ferramenta de corte BCM 5; b) sistema de vara *kelly*.

Este equipamento incorpora as mais recentes tecnologias de monitorização, possibilitando o processamento em tempo real de parâmetros como a profundidade da ferramenta de corte e os respectivos desvios relativamente à posição inicial, o consumo e a pressão de calda de cimento, bem como a velocidade de execução do painel. Na Figura 6.4 pode observar-se o painel de controlo do equipamento, através do qual os referidos parâmetros podem ser ajustados pelo manobrador, no decorrer da execução dos painéis, conseguindo-se desta forma garantir o controlo da qualidade da mistura final obtida.



Legenda:

1 - Pressão da calda de cimento nas mangueiras.

2 - Desvios da ferramenta de corte relativamente à posição inicial, ao longo da profundidade do tratamento.

3 - Volume de calda de cimento no painel, em profundidade.

4 - Pressão da calda de cimento no painel.

5 - Velocidade de execução do tratamento.

6 - Profundidade da ferramenta de corte.

Figura 6.4 – Painel de controlo do equipamento de CSM.

6.2.3. PROCESSO DE EXECUÇÃO

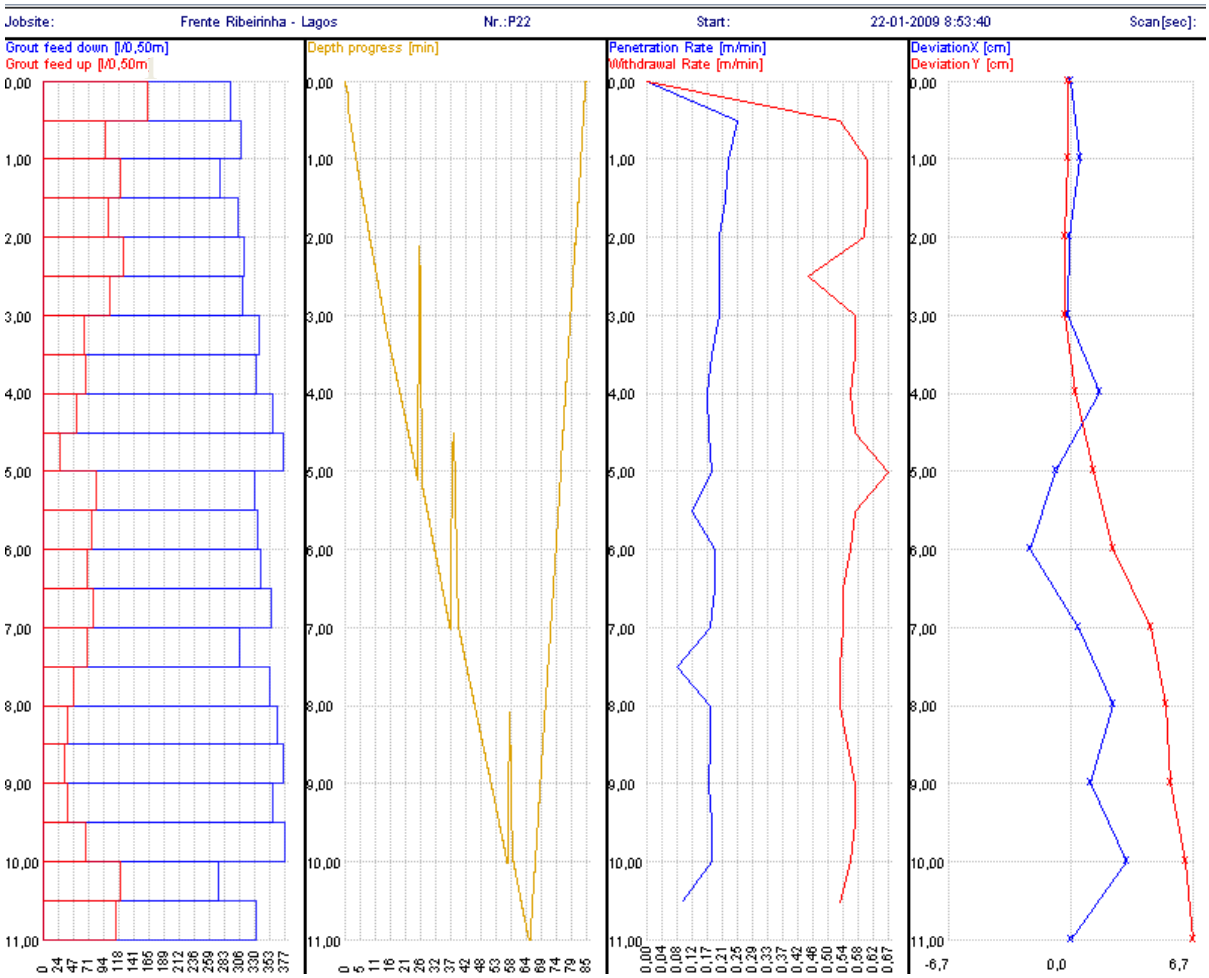
O princípio de aplicação desta técnica consiste na desagregação e mistura do solo com ligantes hidráulicos, de forma a obter painéis de solo tratado com determinados valores de resistência e de deformabilidade, podendo ser reforçados com perfis metálicos verticais.

Uma vez definida em planta a localização dos painéis e as respectivas dimensões, procede-se ao alinhamento do equipamento com auxílio de um fio de guia, implantado com recurso a métodos topográficos. Este sistema de orientação, apesar de ser bastante simples, permite o correcto posicionamento do equipamento, não sendo geralmente necessária recorrer a muros-guia.

Numa primeira fase, a ferramenta de corte é conduzida a uma velocidade constante para o interior do terreno, desagregando-o por acção das rodas dentadas. Durante a furação, a calda de cimento vai sendo bombeada, efectuando-se o controlo do volume adicionado ao painel. A velocidade da ferramenta de corte e o volume de calda de cimento bombeado devem ser ajustados pelo operador para optimizar o aproveitamento da energia e criar uma massa de material homogéneo que permita facilmente a descida e a subida do equipamento. Durante o movimento de rotação, os dentes de corte transportam verticalmente as partículas de solo, facilitando o processo de mistura do solo desagregado com a calda de cimento. A direcção de rotação das rodas deve ser preferencialmente de dentro para fora. Dependendo do tipo de solo, poderá ser necessário o uso de bentonite durante esta fase, para proceder à estabilização das paredes do furo. A segunda fase do processo consiste na extracção do equipamento. Durante esta fase pode efectuar-se a injecção da calda de cimento em falta, uma vez que, normalmente, durante a perfuração, o volume injectado é inferior ao volume final pretendido.

Na Figura 6.5 apresenta-se, a título exemplificativo, um conjunto de gráficos obtidos durante a execução de um dos painéis da obra, onde se pode observar o consumo de calda de cimento em profundidade, os desvios e a profundidade da ferramenta de corte ao longo do tempo e a velocidade de execução do painel.

Da análise do gráfico a), constata-se que durante a fase de furação se adicionou aproximadamente 90 % do volume total de calda de cimento do painel. O gráfico b) apresenta a evolução da profundidade da ferramenta de corte em função do tempo decorrido. Verifica-se que à profundidade de 6 m houve a necessidade de extrair a ferramenta de corte até aos 2 m de profundidade e prosseguir novamente com a furação. Esta operação repetiu-se aos 7 m e aos 10 m de profundidade. No gráfico c) encontra-se representada a velocidade de furação e extracção do equipamento. Como seria de esperar, a velocidade de descida é consideravelmente menor do que a velocidade de subida do equipamento, uma vez que durante a descida decorre o processo de corte do solo. O gráfico d) mostra os desvios da ferramenta de corte relativamente à posição inicial, tendo-se obtido um desvio máximo de 6,7 cm para a profundidade máxima do tratamento, neste caso de 11,0 m.



a) b) c) d)

Figura 6.5 – Gráficos obtidos durante a execução de um dos painéis da obra: a) volume de cimento adicionado ao painel durante as fases de furação (linha a azul) e extracção (linha a vermelho); b) profundidade da ferramenta de corte em função do tempo; c) velocidade de execução do painel durante as fases de furação (linha a azul) e extracção (linha a vermelho); d) desvios da ferramenta de corte relativamente à posição inicial.

Uma vez concluída a fase de extracção do equipamento, procede-se à colocação dos perfis metálicos, quando necessário, sendo estes inseridos por gravidade ou com recurso a martelos e vibradores. A Figura 6.6 ilustra a sequência de instalação dos perfis de aço (IPE 330) num painel de solo previamente tratado. O transporte e o posicionamento dos perfis metálicos são efectuados com auxílio de uma grua e o seu alinhamento nos painéis é efectuado com recurso ao fio de guia utilizado também para o alinhamento do equipamento. De forma a garantir o correcto posicionamento dos perfis, evitando desvios significativos em profundidade, podem fixar-se espaçadores a várias alturas do perfil, ficando estes encostados às paredes do painel de solo tratado.



Figura 6.6 – Instalação dos perfis metálicos.

A construção de uma parede contínua de CSM é efectuada sequencialmente por painéis primários e secundários, como mostra a Figura 6.7. Esta sequência de construção permite assegurar que os painéis ficam parcialmente sobrepostos, garantindo-se a solidarização dos mesmos e obtendo-se assim uma parede contínua. Desta forma, evita-se a criação de zonas de descontinuidade na parede que, além de comprometerem a resistência conjunta dos painéis, poderiam permitir a abertura de caminhos para a passagem da água.

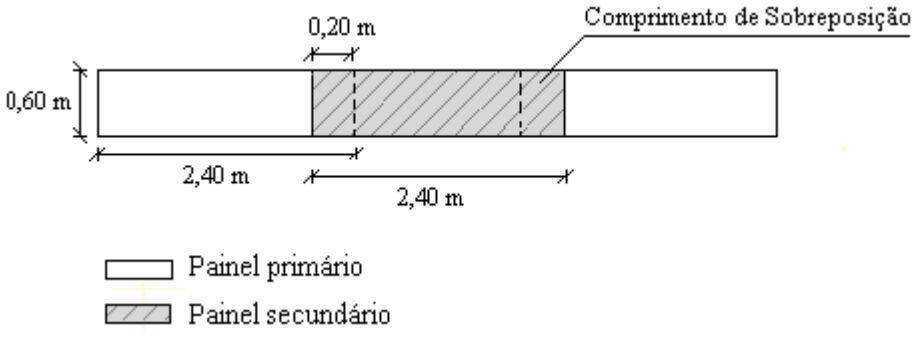


Figura 6.7 – Sequência de execução por painéis primários e secundários.

Na obra em estudo, obteve-se uma variação significativa do tempo de execução dos painéis de solo tratado, tendo-se conseguido rendimentos entre 6 m^2/h e 13 m^2/h.

Na Figura 6.8 encontra-se esquematizado o processo de execução anteriormente descrito.

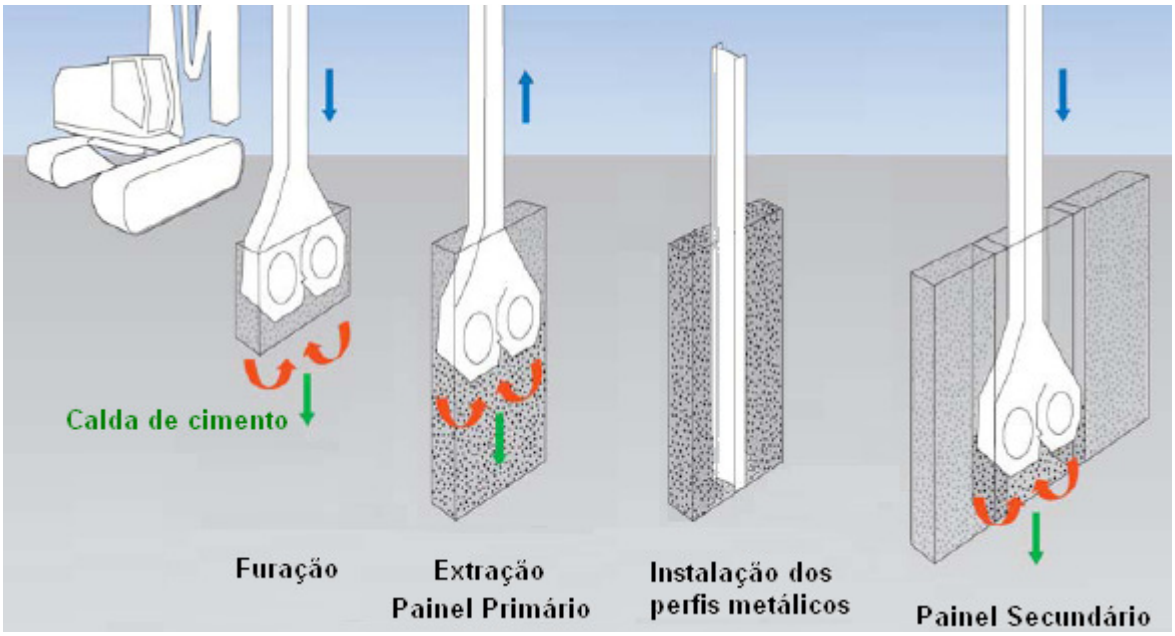


Figura 6.8 – Processo de execução dos painéis de CSM (Adaptado de Lopez, 2005).

Para a aplicação desta técnica é necessário, além dos equipamentos já referidos, o apoio de uma giratória, de uma central de betão e de um compressor de ar, como ilustrado na Figura 6.9. A giratória recolhe o material resultante do refluxo e retira o terreno em excesso para possibilitar a execução dos painéis. Entende-se por refluxo, o material excedente da mistura de solo tratado.

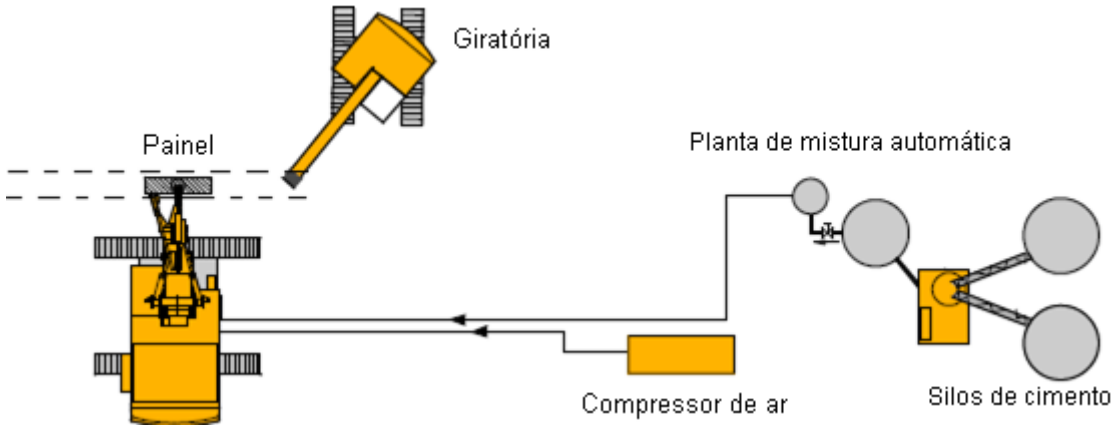


Figura 6.9 – Equipamentos auxiliares necessários ao processo de execução da cortina de CSM.

Na planta de mistura automática produz-se a calda de cimento, que é conduzida para o equipamento do CSM através de tubos de bombagem. Durante a execução dos painéis, o manobrador controla o volume e a pressão da calda de cimento que vai sendo adicionada, de forma a garantir uma mistura o mais homogénea possível ao longo de todo o painel. Tendo esta técnica a particularidade de permitir a utilização do solo como material de construção, a quantidade de cimento utilizada na realização dos

painéis que constituem a cortina deve ser definida com base na informação disponível sobre as características do solo a tratar. Em determinadas zonas do perímetro da obra, podem detectar-se alterações dessas características, como por exemplo o aparecimento de camadas com características mais argilosas, sendo necessário ajustar a razão água/cimento a usar, de modo a obter uma qualidade final da mistura mais satisfatória, de acordo com as exigências de projecto.

Uma vez efectuada a instalação dos perfis metálicos e após os painéis ganharem alguma resistência, pode proceder-se à execução da viga de coroamento a encabeçar os perfis. Em primeiro lugar, é necessário efectuar a escavação até à cota da base da viga, neste caso até aos 0,90 m de profundidade, saneando-se todo o material tratado até à referida cota. Como se pode observar na Figura 6.10, é difícil garantir que o topo dos perfis metálicos fique exactamente à mesma cota, sendo necessário proceder à rectificação dos mesmos, antes de se iniciar a execução da viga de coroamento.



Figura 6.10 – Aspecto dos perfis metálicos, após a escavação até cota da base da viga de coroamento.

A fase seguinte consiste na execução das armaduras da viga e colocam-se as cofragens para a betonagem, como mostra a Figura 6.11. Na referida figura pode observar-se também o aspecto final da viga de coroamento, com os negativos para instalação das ancoragens.



a) b)

Figura 6.11 – Viga de coroamento: a) execução das armaduras e colocação da cofragem; b) aspecto final da viga de coroamento.

Após a execução da viga de coroamento, procede-se à furação para instalação das ancoragens. Após a furação introduzem-se os cabos de pré-esforço e efectua-se a injecção de calda de cimento. Dado o carácter provisório das ancoragens, não é necessário ter cuidados especiais para prevenir a corrosão dos cabos de pré-esforço. Por último, efectua-se o pré-esforço das ancoragens.

6.3. ENSAIOS LABORATORIAIS DE CONTROLO

6.3.1. ENSAIOS REALIZADOS

Realizaram-se cinco séries de ensaios laboratoriais sobre provetes recolhidos de diferentes painéis de solo tratado, com características distintas nomeadamente no que respeita ao tipo de solo que serviu de base ao tratamento, ao tipo de recolha do material, às condições em que os provetes foram mantidos até à realização dos ensaios e ao tipo de instrumentação utilizada para medição das deformações. Nos Quadros 6.1, 6.2 e 6.3 apresentam-se as características dos provetes ensaiados bem como as condições de realização de cada série de ensaios. O parâmetro *r* indicado nos referidos quadros, refere-se à razão água/cimento utilizada na mistura e o parâmetro c (kg/m^3) é a quantidade de cimento final do solo tratado.

No Anexo A5 apresenta-se uma pormenorização da solução estrutural adoptada, incluindo-se uma planta da contenção periférica onde se inclui a numeração dos painéis executados, possibilitando assim a identificação do local de recolha dos diferentes provetes.

Quadro 6.1 – Características dos provetes ensaiados e condições de realização das Séries de ensaios I e II.

Série	Tipo de ensaio	Nº Provete	Forma	Nº Painel	Tipo de recolha	Condições do material entre a recolha e o ensaio	Tipo de solo	c (kg/m³)	r	Tipo de instrumentação	Idade (dias)
I (Painéis de Teste)	Compressão Uniaxial	1	Cilindros	1	Material recolhido em "fresco" em tubos amostradores de PVC	Provetes matidos secos	Areia Siltosa com Cascalho	500	1,0	*LDT*s para medição de deformações	18
		2		1				500			18
		3		2				450			17
		4		2				450			17
	Compressão Diametral	23		1				500		-	21
		24		1				500			21
		25		2				450			21
		26		2				450			21
II	Compressão Uniaxial	5	Cilindros	251	Material recolhido em "fresco" em tubos amostradores de PVC	Provetes submersos nas 48 horas que antecederam o ensaio	Argila magra com areia	450	1,0	*LDT*s para medição de deformações	28
		6		253				450			28
		7		258				450			28
	Compressão Diametral	27		251				450		-	28
		28		253				450			28
		29		258				450			28

Quadro 6.2 – Características dos provetes ensaiados e condições de realização das Séries de ensaios III e IV.

Série	Tipo de ensaio	Nº Provete	Forma	Nº Painel	Tipo de recolha	Condições do material entre a recolha e o ensaio	Tipo de solo	c (kg/m³)	Tipo de instrumentação	r	Idade (dias)
III	Compressão Uniaxial	8	Cubos	73	Material recolhido em "fresco" em moldes cúbicos	Provetes matidos submersos desde a sua recolha até ao ensaio	Areias argilosas e argilas arenosas	450	Deformações medidas através dos pratos da prensa	1,2	12
		9		73				450			12
		10		73				450			28
		11		73				450			28
IV	Compressão Uniaxial	12	Cubos	240	Material recolhido em "fresco" em moldes cúbicos	Provetes submersos nas 48 horas que antecederam o ensaio	-	450	Transdutores de efeito de Hall para medição de deformações	1,0	28
		13		240				450			28
		14		243				450			28
		15		243				450			28
		16		246				450			28
		17		246				450			28

Quadro 6.3 – Características dos provetes ensaiados e condições de realização da Série de ensaios V.

Série	Tipo de ensaio	Nº Provete	Forma	Nº Painel	Tipo de recolha	Condições do material entre a recolha e o ensaio	Tipo de solo	c (kg/m³)	r	Tipo de instrumentação	Idade (dias)
V	Compressão Uniaxial	18	Cilindros	36	Material recolhido em carotes após o endurecimento dos painéis de solo tratado	Provetes submersos nas 48 horas que antecederam o ensaio	-	450	1,0	*LDT*'s para medição de deformações	28
		19		14				450			28
		20		88				450			28
		21		161				450			28
		22		119				450			28
	Compressão Diametral	30		29				450	1,0	-	28
		31		83				450			28
		32		100				450			28
		33		105				450			28
		34		114				450			28

6.3.2. ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIAXIAL

6.3.2.1. Considerações Gerais

O ensaio de compressão uniaxial é um ensaio muito utilizado e amplamente difundido devido não só à simplicidade e rapidez com que se pode executar, como também por apresentar um baixo custo e permite a obtenção de resultados precisos e confiáveis.

No decurso dos ensaios de compressão uniaxial, efectuou-se a medição das forças aplicadas aos provetes e das deformações axiais correspondentes, de modo a possibilitar a determinação do módulo de elasticidade do material. Para a medição das forças recorreu-se a uma célula de tensão. Em alguns ensaios realizados sobre provetes cilíndricos, a medição dos deslocamentos foi efectuada com recurso a Transdutores de Deformações Locais (*LDTs)*. A medição das deformações nos ensaios realizados sobre amostras cúbicas foi efectuada, em alguns ensaios, através dos pratos da prensa e, noutros ensaios, através de transdutores de efeito de Hall (Cleyton et al., 1986).

Os Transdutores de Deformações Locais foram desenvolvidos no Laboratório de Engenharia Geotécnica do Instituto de Ciências Industriais da Universidade de Tóquio e permitem o estudo da rigidez do solo para níveis de deformação entre 10^{-6} e 10^{-2} (Goto et al., 1991; Hoque et al. 1997). São instrumentos bastante simples, constituídos por uma tira delgada de bronze fosfórico, integrando uma Ponte de Wheatstone que permite a leitura de sinais eléctricos num Sistema de Aquisição de Dados. Foi utilizado o software TRIAX® (Toll, 2002) para aquisição das deformações durante os ensaios.

Na Figura 6.12 apresenta-se um detalhe dos *LDTs* utilizados no Laboratório de Geotecnia da FEUP.

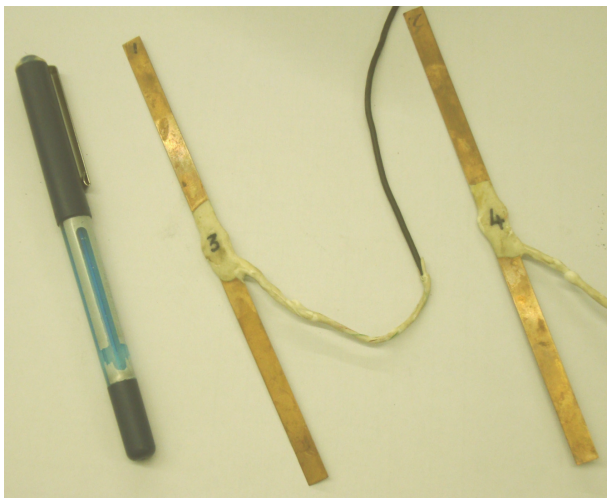


Figura 6.12 – *LDTs* utilizados no Laboratório de Geotecnia, FEUP.

Durante o ensaio, dois *LDTs* são ligados ao provete com auxílio de âncoras metálicas e à medida que se vão encurvando, são gerados sinais eléctricos aos quais se associam deformações ou distâncias definidas por meio de uma calibração. As âncoras são peças constituídas por duas placas de aço inox, com um ângulo entre elas igual a 60º, de forma a garantir a rotação livre do *LDT*.

Para a calibração dos referidos transdutores utiliza-se o calibrador disponível no laboratório, como mostra a Figura 6.13. A calibração visa determinar a relação entre o sinal eléctrico de saída do transdutor e a grandeza a medir. Como parâmetro de calibração adopta-se a distância entre os centros geométricos das âncoras. Em primeiro lugar, fixam-se as âncoras próprias ao calibrador de forma a

simular o funcionamento do ensaio, sendo a encurvadura inicial a mínima indispensável para ter a barra em tensão. A distância entre âncoras é controlada pelo micrómetro, ligado ao calibrador.

A deformação dos *LDTs*, quer durante a calibração quer no decurso dos ensaios, não deve exceder os 5%. No entanto, recomenda-se que na medição de muito pequenas deformações, a extensão não ultrapasse os 2%, para que não haja perda de precisão de sinal. A título exemplificativo, apresenta-se na Figura 6.14 uma curva de calibração do *LDT* de 110 mm, que consiste, como se pode observar, num polinómio de 4º grau com coeficiente de determinação igual a 1.



Figura 6.13 – Calibração dos *LDTs*.

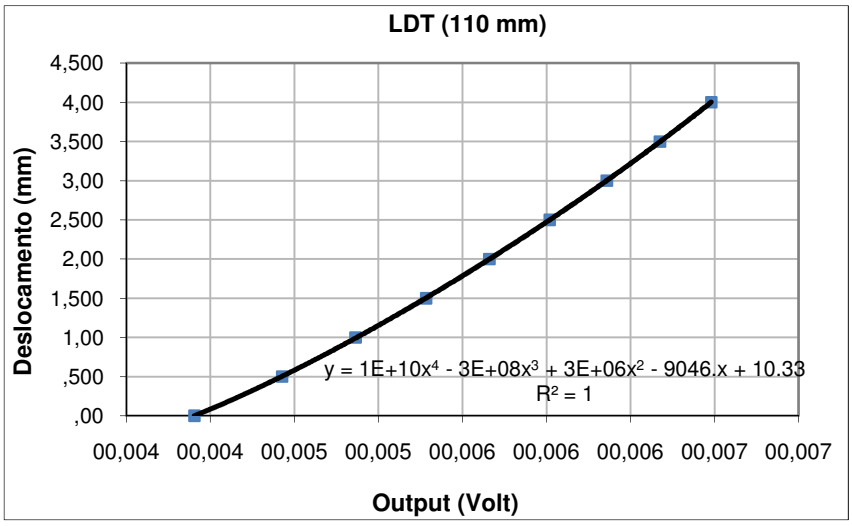


Figura 6.14 – Curva de calibração do *LDT* de 110 mm.

Os transdutores de efeito de Hall foram desenvolvidos por Clayton et al. (1986) na Universidade de Surrey. Estes transdutores, como o próprio nome indica, funcionam segundo o efeito de Hall que consiste no fenómeno electromagnético observado quando uma placa metálica percorrida por uma corrente é colocada num campo magnético uniforme e constante, de direcção perpendicular à da corrente. Normalmente admite-se para estes transdutores uma relação linear entre o sinal de saída e a deformação. Contudo, estudos recentes na *École Centrale Paris* revelam que a relação que melhor se

ajusta à calibração do transdutor é uma função polinomial de 3º grau (Dufour Laridan, 2001; Gomes Correia et al., 2006).

As maiores vantagens deste transdutor são a sua simplicidade, o seu baixo custo e a estabilidade do sinal de saída. Com estes transdutores podem ser medidas deformações da ordem dos $2x10^{-5}$, não se conseguindo por isso o estudo dos materiais no domínio das muito pequenas deformações (Scholey et al., 1995 citado por Gomes Correia et al., 2006).

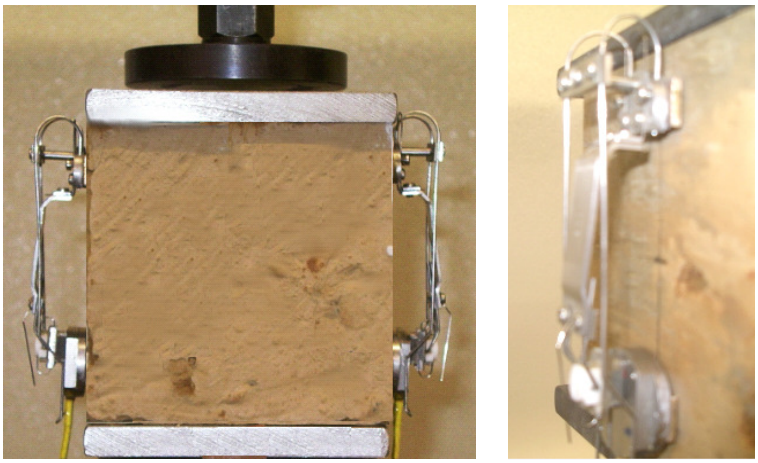


Figura 6.15 – Transdutores de efeito de Hall utilizados no Laboratório de Geotecnia, FEUP.

6.3.2.2. Resultados dos ensaios de compressão uniaxial da Série I

A avaliação dos parâmetros de resistência e de deformabilidade do material tratado foi efectuada, numa primeira fase, a partir dos resultados de ensaios realizados sobre provetes recolhidos em painéis de teste executados na obra. Os resultados obtidos nesta fase serviram como referência para o dimensionamento da cortina.

O material que constituiu os provetes ensaiados foi recolhido em "fresco", imediatamente após a execução dos painéis de teste, em tubos amostradores cilíndricos de PVC com cerca de 103 mm de diâmetro interior, entre os 5 m e os 6 m de profundidade. Para tal, recorreu-se a um equipamento de sondagem provido de um amostrador triplo. Estes amostradores têm a particularidade de possuir uma terceira camisa interior, desligada do movimento de rotação do tubo externo, que se destina a armazenar e preservar a integridade da amostra, minimizando os efeitos de desgaste e fracturação da mesma.

Realizaram-se ensaios sobre quatro provetes cilíndricos cujas características se apresentam no Quadro 6.1. O parâmetro *r* indicado, refere-se à razão água/cimento utilizada na mistura.
Na preparação dos provetes procurou-se obter uma relação entre a altura e o diâmetro próxima de 2. O corte dos provetes foi efectuado com uma serra diamantada, tentando-se garantir a ortogonalidade das faces relativamente à geratriz. Efectuou-se ainda a rectificação das faces de aplicação da carga de forma a eliminar tanto quanto possível as irregularidades existentes.

Quadro 6.1 – Características dos provetes cilíndricos 1, 2, 3 e 4 ensaiados à compressão uniaxial.

Provete	Painel	*r*	Quantidade de cimento final do solo tratado (kg/m^3)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)
1	1	1,0	500	103,00	218,0
2	1	1,0	500	102,85	216,0
3	2	1,0	450	103,30	217,0
4	2	1,0	450	103,60	221,5

Os provetes 1 e 2 foram ensaiados aos 18 dias e os provetes 3 e 4 ensaiaram-se aos 17 dias de idade. À data de realização dos ensaios, os provetes encontravam-se secos.

Antes de iniciar o ensaio, fixam-se as âncoras para apoio dos *LDT*s, efectuando pequenos furos no provete e aplica-se cola nas âncoras de modo a garantir a sua adequada fixação. Após a secagem da cola instalam-se os *LDT*s, o provete é colocado na prensa mecânica e inicia-se o ensaio. As velocidades adoptadas para os ensaios foram ajustadas de modo a obter a rotura entre os 10 e os 15 minutos após o início do carregamento, de acordo com as especificações da norma ASTM 2938-95.

Na Figura 6.16 pode observar-se o aspecto dos provetes após a sua colocação na prensa e antes do início do ensaio. Verifica-se a existência de pequenos vazios no seu exterior que podem resultar do modo de recolha das amostras ou da própria qualidade da mistura *in situ*. Como se sabe, a qualidade das amostras é fortemente dependente do modo como é efectuada a sua recolha e, neste caso, ao se efectuar a recolha logo após a execução do painel, é necessário ter alguns cuidados especiais de forma a evitar o aparecimento de vazios.

Um outro aspecto importante está relacionado com a homogeneidade do material que constitui os provetes a ensaiar. A fim de proporcionar as melhores condições possíveis para as reacções químicas que se desenvolvem durante o processo de mistura do solo com a calda de cimento, as partículas de cimento devem ser uniformemente dispersas por toda a matriz de solo. Observando o aspecto exterior dos provetes ensaiados, verifica-se que o material é bastante homogéneo, pressupondo-se que se conseguiu uma ligação adequada dos dois materiais.

Na Figura 6.17 apresentam-se os deslocamentos axiais medidos nos dois *LDTs* em função da carga aplicada. O *LDT3* e o *LDT4* correspondem, respectivamente, ao *LDT* colocado do lado esquerdo e direito do provete. Verifica-se que há uma correspondência aceitável entre as respostas dos dois *LDTs*, podendo por isso efectuar-se a média das deformações axiais das duas leituras para efeitos de análise de resultados e dedução de parâmetros de resistência e deformabilidade do solo tratado.

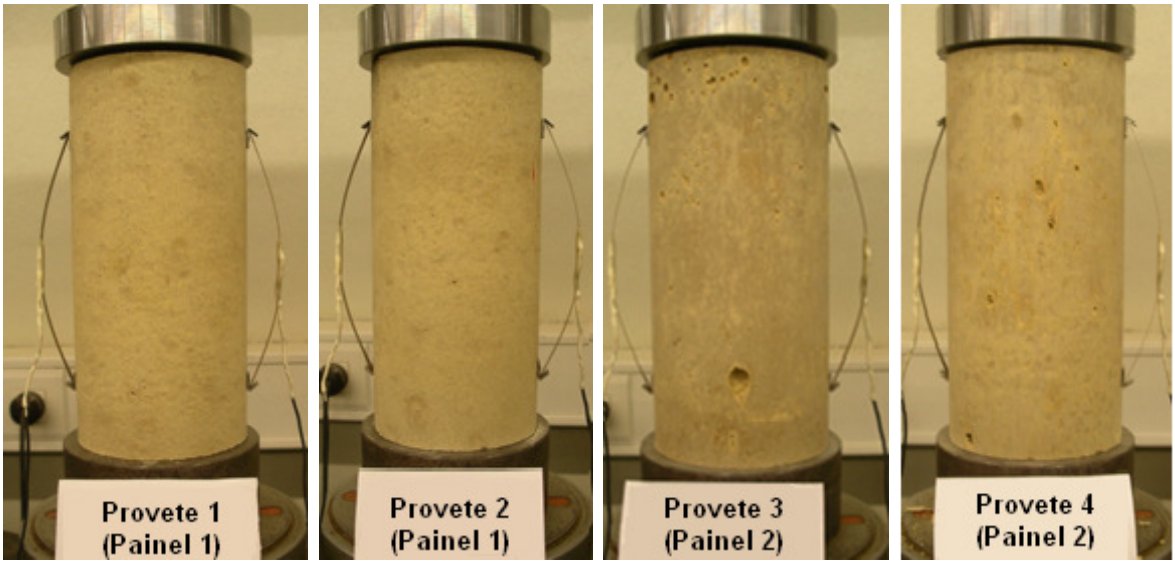


Figura 6.16 – Aspecto dos provetes cilíndricos 1, 2, 3 e 4 após a sua colocação na prensa.

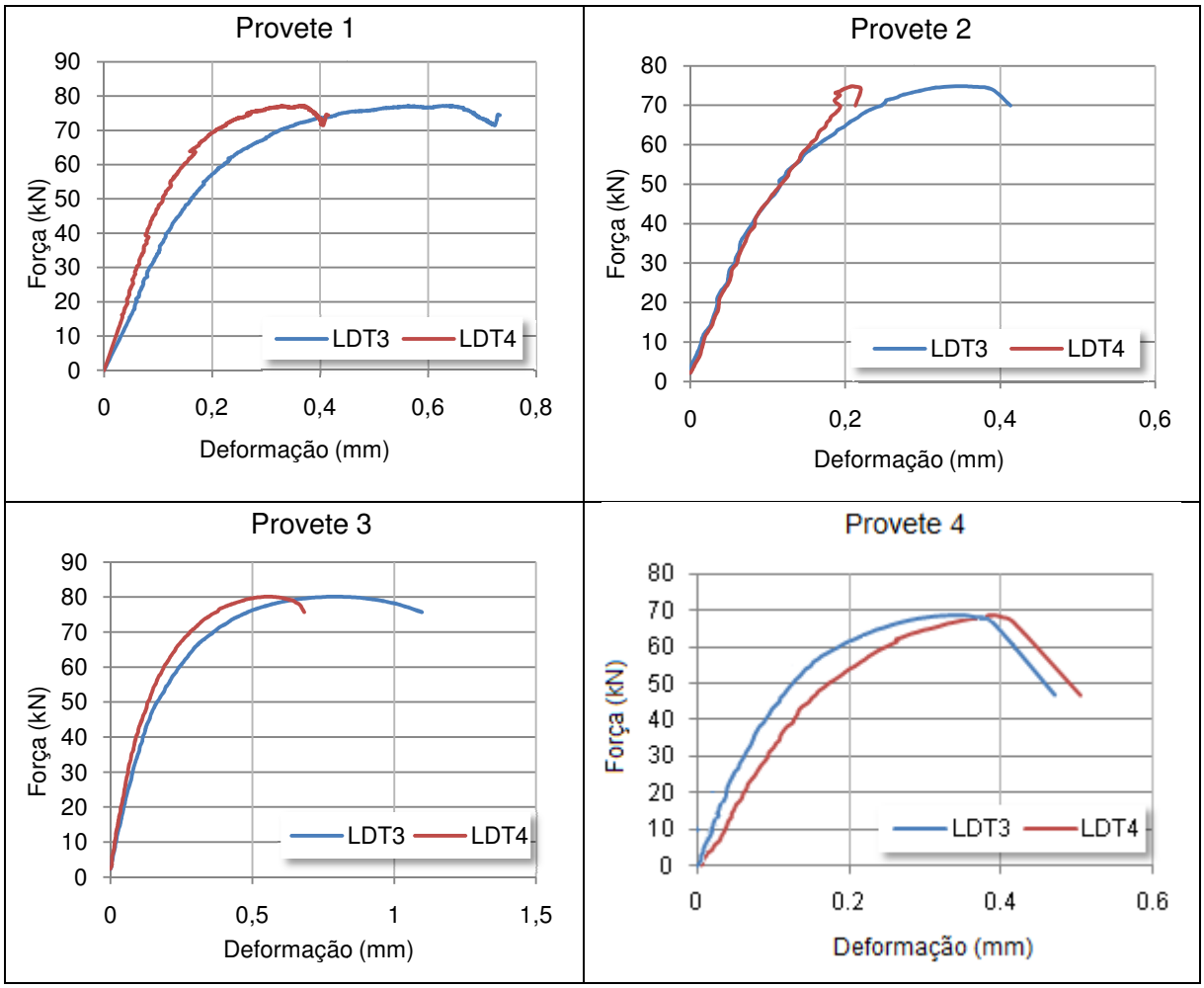


Figura 6.17 – Deslocamentos axiais medidos nos dois *LDTs* em função da carga aplicada, para os provetes 1, 2, 3 e 4.

Na Figura 6.18 apresentam-se as curvas de tensão-deformação obtidas nos quatro ensaios e as respectivas rectas que serviram de base à determinação do módulo de deformabilidade tangente inicial considerando, como já se referiu, a média das deformações axiais das duas leituras. Analisando a referida figura, verifica-se que as curvas obtidas apresentam um comportamento semelhante, observando-se a existência de um trecho linear inicial, seguido de uma inflexão correspondente à plastificação do material e à quebra da estrutura resultante da mistura do solo com calda de cimento. Constata-se assim que, para deformações muito pequenas e até deformações da ordem dos 0,05 %, em termos médios, o solo tratado apresenta um comportamento linear. A extensão na tensão máxima situa-se entre 0,2 % e 0,5 %, o que constitui um intervalo de valores substancialmente largo, tendo em conta o reduzido número de provetes ensaiados.

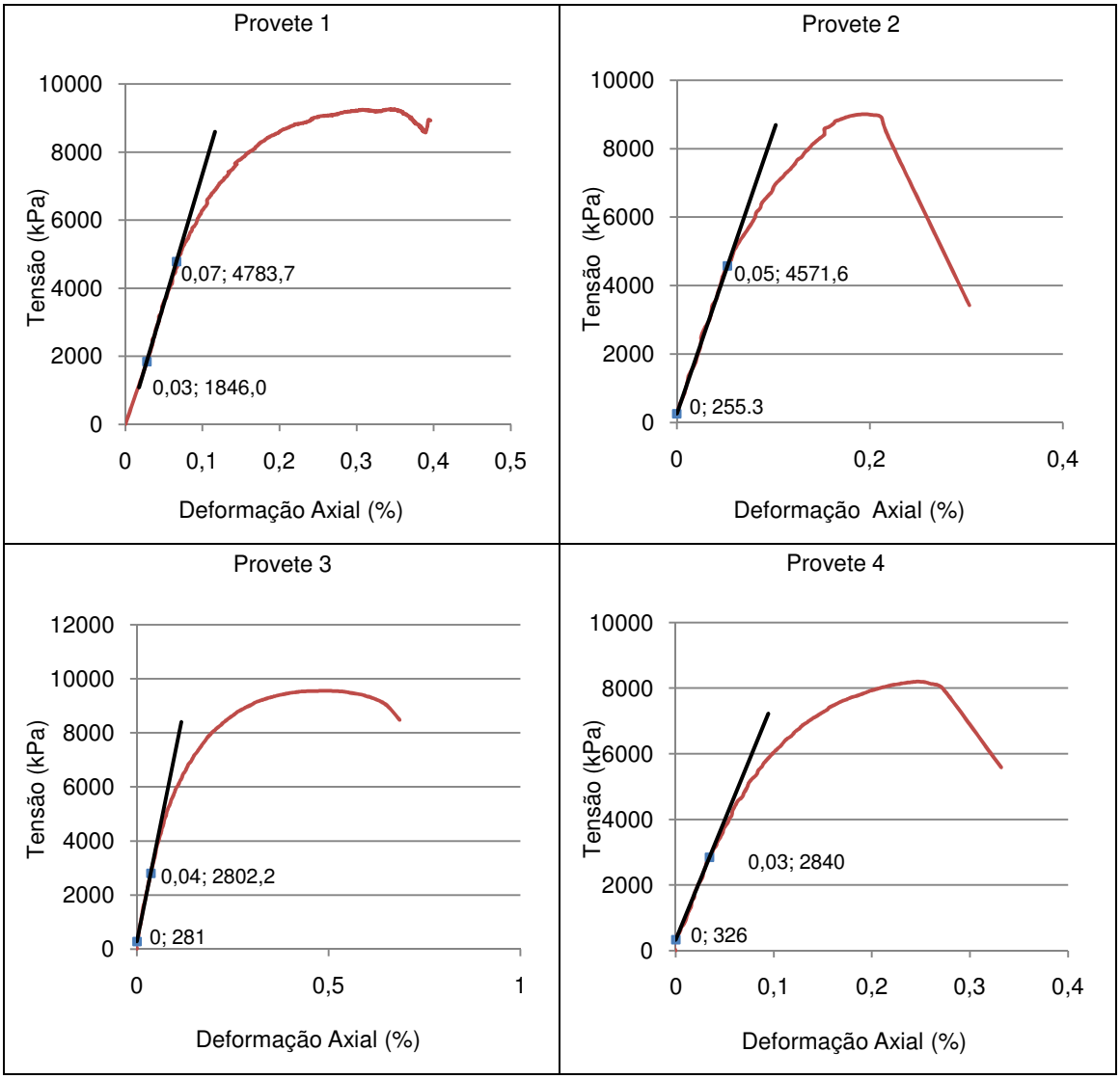


Figura 6.18 – Curvas de tensão-deformação obtidas nos ensaios sobre os provetes cilíndricos 1, 2, 3 e 4.

No Quadro 6.2 incluem-se os valores da tensão de rotura à compressão uniaxial ($\sigma_{comp.\ max}$) obtidos, o respectivo desvio em percentagem relativamente ao valor médio dos quatro ensaios, os valores do módulo de deformabilidade tangente inicial (E_{el}) e a razão $E_{el}/\sigma_{comp.\ max}$.

Quadro 6.2 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial sobre provetes cilíndricos 1, 2, 3 e 4.

Provete	Força Máxima (kN)	$\sigma_{comp.\ max}$ (kPa)	Desvio em relação ao valor médio de $\sigma_{comp.\ max}$ (%)	E_{el} (GPa)	$E_{el}/\sigma_{comp.\ max}$
1	77,173	9261,92	2,86	7,64	824,45
2	74,848	9009,11	0,05	8,23	913,96
3	80,080	9555,06	6,11	7,00	732,91
4	69,061	8192,63	9,02	10,20	1245,02

Verifica-se que o desvio relativamente ao valor médio da tensão de compressão máxima é, em todos os casos, inferior a 10%, podendo considerar-se que há uma variabilidade de resultados relativamente reduzida. Em termos de valores médios dos quatro ensaios, obteve-se uma tensão de rotura de 9,0 MPa e um módulo de deformabilidade tangente inicial de 8,27 GPa, sendo o valor médio de $E_{el}/\sigma_{comp.\ max}$ igual a 919.

Na Figura 6.19 apresenta-se o aspecto dos provetes após os ensaios de compressão uniaxial.

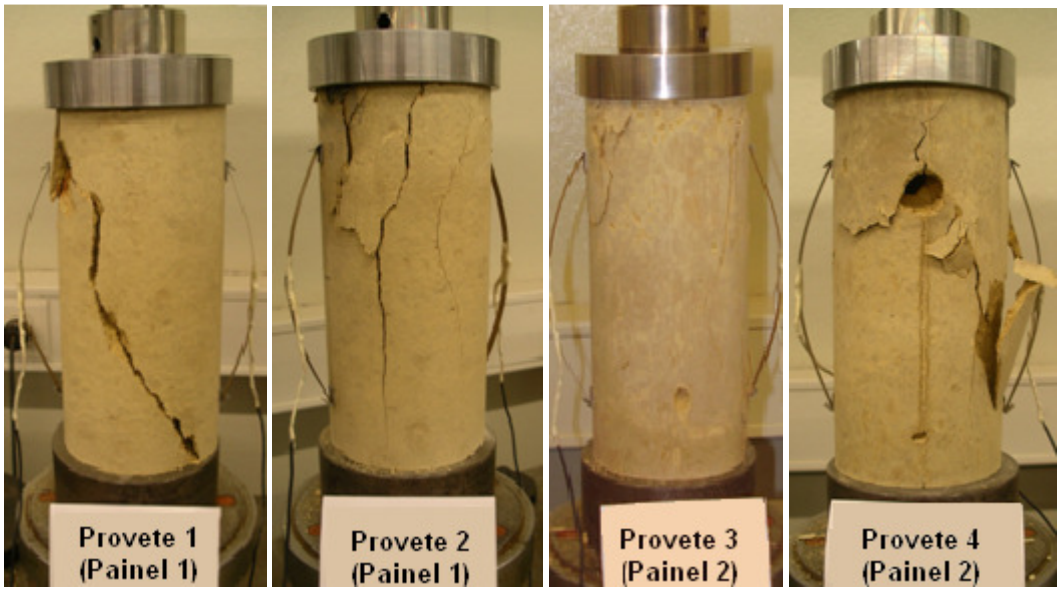


Figura 6.19 – Aspecto dos provetes 1, 2, 3 e 4 após os ensaios de compressão uniaxial.

Por observação do interior dos provetes, verificou-se a presença de vazios de muito pequenas dimensões na matriz de solo tratado, como ilustra a Figura 6.20. Estes pequenos vazios podem constituir uma desvantagem no que respeita à capacidade de impermeabilização do material de solo tratado, sobretudo se houver continuidade dos mesmos ao longo da amostra, abrindo assim uma possível passagem para a água. Para avaliar este aspecto, é importante efectuar uma recolha de carotes de painéis com idade superior e observar o seu aspecto. No caso de ser recorrente a presença de vazios na matriz de solo tratado, é aconselhável a realização de ensaios de permeabilidade do material.



Figura 6.20 – Aspecto do interior do Provete 1 no final do ensaio.

No Provete 4 constatou-se a presença de alguns vazios de maior dimensão, o que permite explicar o facto de se ter obtido neste ensaio o menor valor de resistência à compressão.
Verifica-se que o material é bastante homogéneo, podendo concluir-se que se conseguiu uma boa distribuição da calda de cimento no solo tratado. Uma mistura uniforme destes dois materiais permite optimizar a força e a deformação características do solo tratado.

De forma a poder relacionar as características de resistência e deformabilidade dos provetes ensaiados com o tipo de solo que serviu de base ao tratamento, procedeu-se à análise do *log* da sondagem mais próxima do local de recolha das amostras. Os painéis 1 e 2 encontram-se na proximidade do furo de sondagem S10, cuja localização foi anteriormente indicada na Figura 3.5 do Capítulo 3. De acordo com o *log* da referida sondagem, as litologias interessadas entre os 4,5 m e os 7,5 m de profundidade são calcarenitos decompostos a muito alterados, amarelados, que se desagregam predominantemente em areia, mas com fragmentos resistentes (Geo-Rumo, 2008). Na Figura 6.21 encontra-se representada a curva granulométrica do material retirado da referida sondagem, à profundidade de 6,0 m.

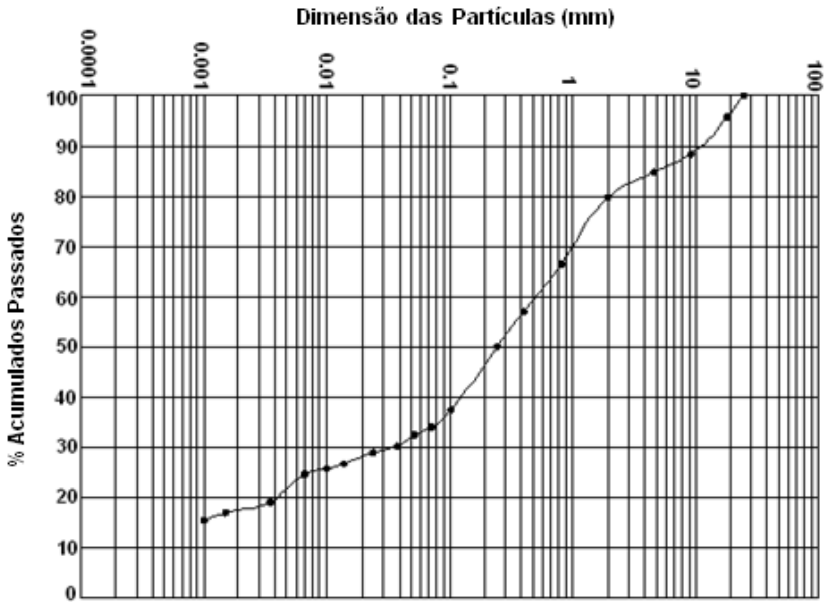


Figura 6.21 – Curva granulométrica do material retirado do furo de sondagem S10, à profundidade de 6,0 m.

Consultando o Quadro 3.3 anteriormente apresentado no Capítulo 3, pode constatar-se que o material recolhido no furo de sondagem S10 aos 6,0 m de profundidade foi classificado como uma areia siltosa com cascalho.

6.3.2.3. Resultados dos ensaios de compressão uniaxial da Série II

Além dos ensaios em provetes recolhidos dos painéis de teste, realizaram-se também, posteriormente, ensaios de compressão uniaxial sobre provetes recolhidos de painéis que constituem a cortina de contenção. A recolha de material dos painéis foi efectuada segundo o mesmo procedimento utilizado nos painéis de teste, mas em tubos de PVC de diâmetro superior. Os resultados obtidos nos referidos ensaios são apresentados em seguida.

As características dos provetes ensaiados e dos respectivos painéis a partir dos quais foram obtidos apresentam-se no Quadro 6.3. O parâmetro *r*, representa a razão água/cimento usada.

Quadro 6.3 – Características dos provetes cilíndricos 5, 6 e 7.

Provete	Painel	*r*	Quantidade de cimento final do solo tratado (kg/m^3)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)
5	251	1,0	450	153,50	301,5
6	253	1,0	450	153,35	296,5
7	258	1,0	450	153,55	299,5

Os provetes foram mantidos submersos durante as 48 horas que antecederam a realização dos ensaios, na tentativa de aproximar o mais possível as condições das mesmas às condições do material *in situ*. No entanto, compreender-se-á que um provete, quando pronto a ensaiar, apresenta necessariamente um grau de saturação e um estado de tensão efectiva distintos daqueles que teria *in situ*, sendo a resposta exibida durante a execução do ensaio relativamente diferente daquela que se poderia observar no maciço real para as mesmas condições de carregamento.

Os ensaios foram realizados aos 28 dias de idade. Na Figura 6.22 pode observar-se o seu aspecto antes dos ensaios, podendo constatar-se a existência de muitos vazios no exterior das amostras, à semelhança dos provetes cilíndricos recolhidos nos painéis de teste (Figura 6.16).

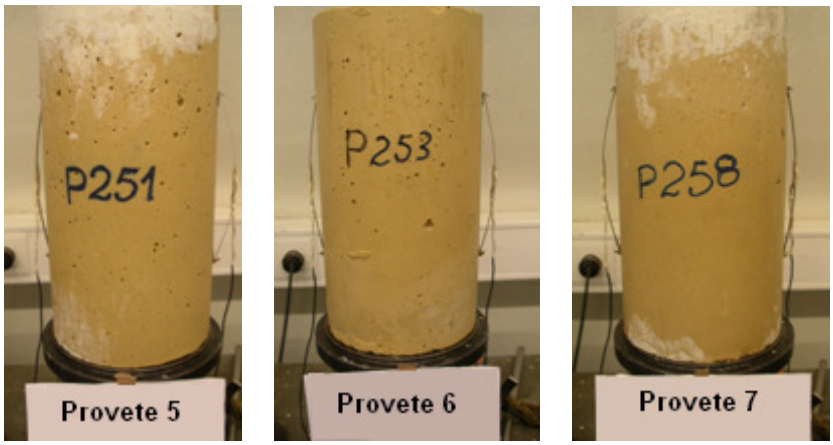


Figura 6.22 – Aspecto dos provetes 5,6 e 7 antes dos ensaios de compressão uniaxial.

Tendo-se verificado a existência de algumas falhas de material após o corte dos provetes, procedeu-se à rectificação dos topos com gesso, de forma a permitir um melhor ajuste dos pratos da prensa ao provete. As velocidades dos ensaios foram definidas de forma a garantir a rotura entre os 10 e os 15 minutos após o início do carregamento, de acordo com as especificações da norma ASTM 2938-95.

Na Figura 6.23 encontram-se representados os deslocamentos axiais medidos nos dois *LDTs* em função da carga aplicada para os três ensaios realizados. Como se pode constatar, tanto no ensaio do Provete 5 como no ensaio do Provete 7, a resposta dos dois *LDTs* não apresenta uma correspondência aceitável. Assim, consideram-se para o Provete 5 apenas as deformações dadas pelo *LDT3* e para o Provete 7, as deformações dadas pelo *LDT4*. Relativamente ao ensaio do Provete 6, obteve-se uma boa correspondência entre as respostas dos dois *LDTs*, podendo considerar-se a média das deformações axiais para a análise de resultados.

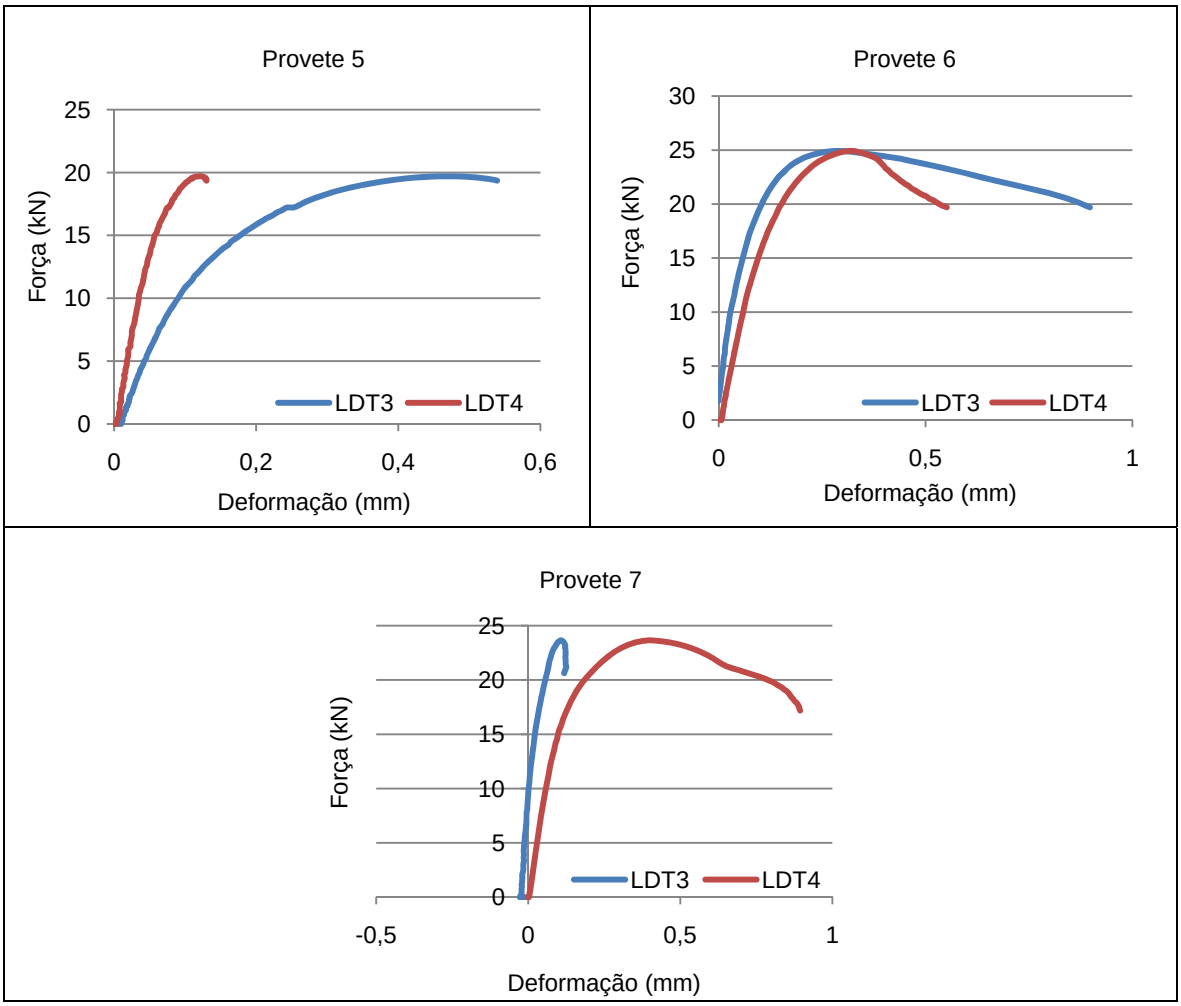


Figura 6.23 – Deslocamentos axiais medidos nos dois *LDTs* em função da carga aplicada, para os provetes 5, 6 e 7.

Na Figura 6.24 apresentam-se as curvas de tensão-deformação obtidas nos três ensaios e as respectivas rectas que serviram de base à determinação do módulo de deformabilidade tangente inicial. Pela análise da figura, verifica-se que as curvas obtidas apresentam um comportamento semelhante. Em termos médios, até deformações da ordem dos 0,03 %, o material apresenta um comportamento linear. A extensão na tensão máxima é de 0,27 %, em termos médios.

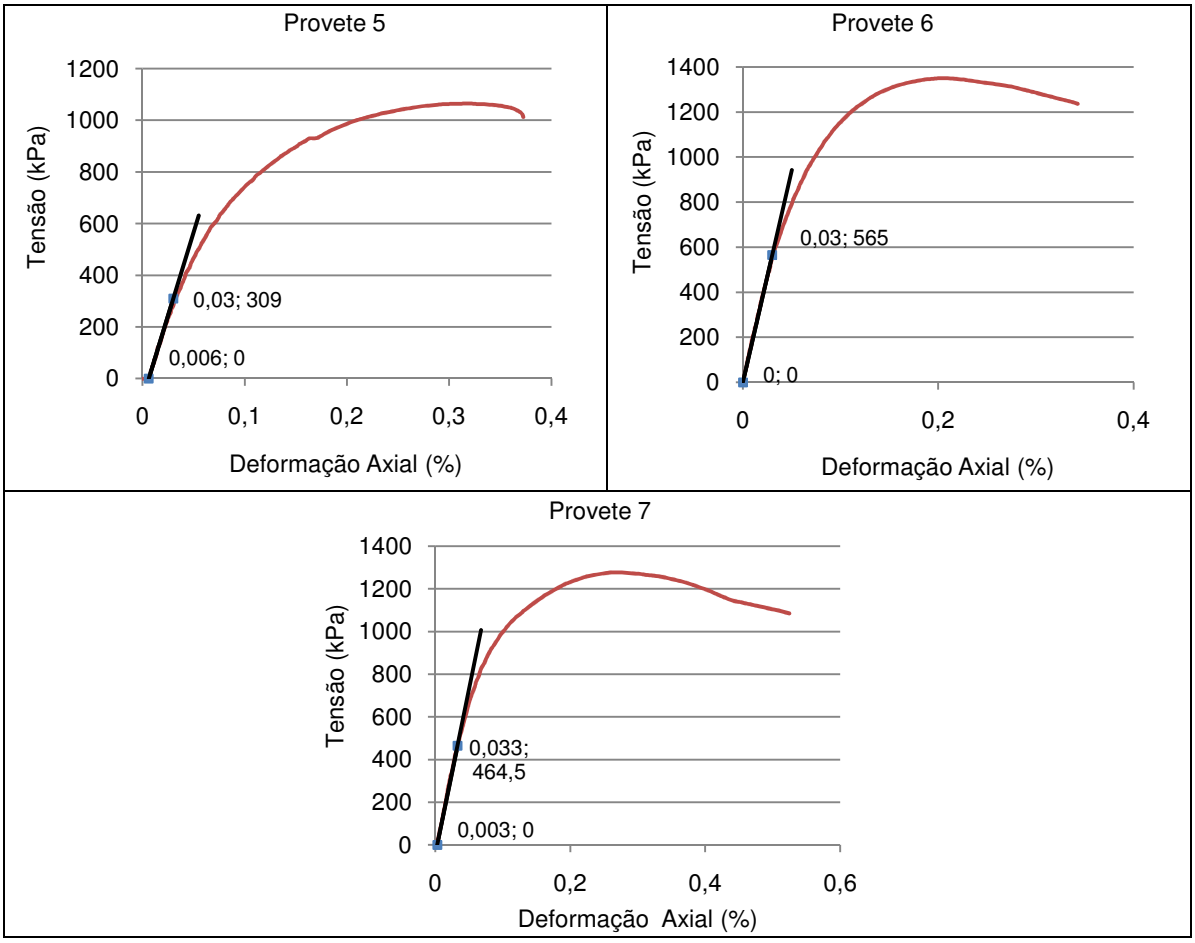


Figura 6.24 – Curvas de tensão-deformação obtidas nos ensaios sobre os provetes cilíndricos 5, 6 e 7.

Resumem-se no Quadro 6.4 os valores da tensão de rotura à compressão uniaxial ($\sigma_{comp.\ max}$), o respectivo desvio em percentagem relativamente ao valor médio dos três ensaios, os valores do módulo de deformabilidade tangente inicial (E_{el}) e a razão $E_{el}/\sigma_{comp.\ max}$.

Quadro 6.4 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial sobre provetes cilíndricos 5, 6 e 7.

Provete	Força Máxima (kN)	$\sigma_{comp.\ max}$ (kPa)	Desvio em relação ao valor médio de $\sigma_{comp.\ max}$ (%)	E_{el} (GPa)	$E_{el}/\sigma_{comp.\ max}$
5	19,7	1064,9	13,5	1,29	1211,4
6	24,9	1349,1	9,6	1,88	1393,5
7	23,65	1277,2	3,8	1,55	1213,6

Em termos de valores médios dos quatro ensaios, obteve-se uma tensão de rotura à compressão de 1230,4 kPa e um módulo de deformabilidade tangente inicial de 1,57 GPa, sendo o valor médio de $E_{el}/\sigma_{comp.\ max}$ igual a 1273. Como se pode constatar, obtiveram-se valores da razão $E_{el}/\sigma_{comp.\ max}$ bastante próximos nos três ensaios, o que permite concluir que a variabilidade de resultados é reduzida.

Verifica-se que o valor médio da resistência à compressão obtido a partir dos ensaios dos provetes 5, 6 e 7 é muito inferior ao valor médio da resistência obtido a partir dos ensaios dos provetes 1, 2, 3 e 4, recolhidos em painéis de teste. Apesar de o valor da resistência à compressão obtido para os provetes 5, 6 e 7 apresentar uma redução de 86 % em relação ao valor médio da resistência obtido para os provetes 1, 2, 3 e 4, a relação $E_{el}/\sigma_{comp.max}$ assume valores bastante próximos nos dois conjuntos de resultados, verificando-se uma variação, em termos de valores médios de apenas 27 %. A diferença de resultados observada pode ser explicada com base nas diferenças observadas relativamente à granulometria do solo que serviu de base à mistura, bem como pelo facto de o material apresentar teores em água diferentes, já que os provetes 5, 6 e 7 foram mantidos submersos durante as 48 horas que antecederam a realização dos ensaios.

Na Figura 6.25 apresenta-se o aspecto dos provetes após os ensaios de compressão uniaxial.

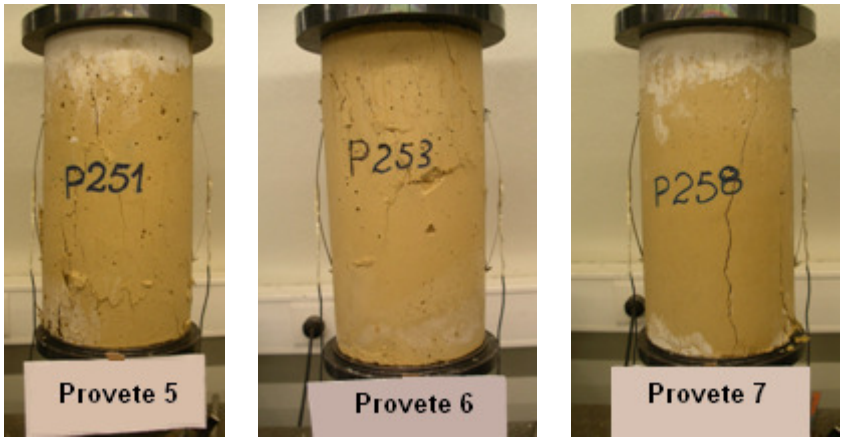


Figura 6.25 – Aspecto dos provetes 5,6 e 7 antes dos ensaios de compressão uniaxial.

Os painéis 251, 253 e 258 encontram-se localizados na proximidade do furo de sondagem S8. Como se apresentou anteriormente no Quadro 3.3 do Capítulo 3, o material recolhido no furo de sondagem S8 aos 4,5 m de profundidade foi classificado como uma argila magra com areia. Na Figura 6.26 apresenta-se a curva granulométrica do material recolhido da referida sondagem.

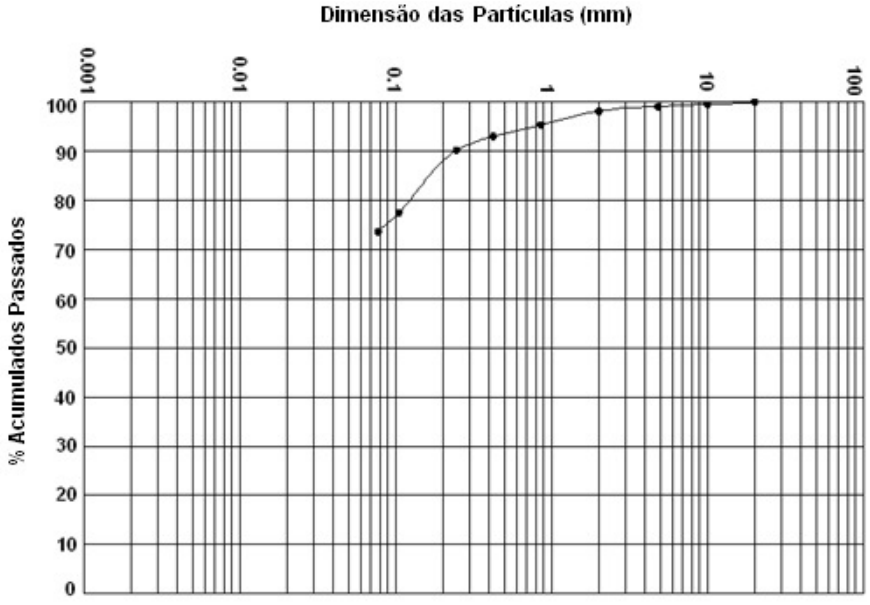


Figura 6.26 – Curva granulométrica do material retirado do furo de sondagem S8, à profundidade de 4,5 m.

Assim, a diferença do valor médio da resistência obtido nos ensaios dos provetes 5, 6 e 7 e nos ensaios dos provetes 1, 2, 3 e 4 pode ser explicada pelo facto de o material que serviu de base à mistura apresentar características diferentes, nomeadamente no que respeita à sua granulometria, podendo concluir-se que o aumento da percentagem de finos influencia negativamente os valores de resistência à compressão alcançados.

6.3.2.4. Resultados dos ensaios de compressão uniaxial da Série III

Apresenta-se em seguida o resultado dos ensaios de compressão uniaxial realizados sobre os provetes cúbicos 8, 9, 10 e 11, cujas deformações foram obtidas indirectamente através dos pratos da prensa utilizada nos ensaios.

A recolha do material que constituiu os provetes ensaiados foi efectuada imediatamente após a execução do painel, a uma profundidade de cerca de 5 m. A Figura 6.27 mostra os moldes cúbicos utilizados na preparação dos provetes.



Figura 6.27 – Moldes cúbicos de utilizados na recolha dos provetes.

No Quadro 6.5 apresentam-se as características dos provetes cúbicos ensaiados e dos painéis a partir dos quais foram obtidos.

Quadro 6.5 – Características das amostras cúbicas ensaiadas.

Provete	Painel	*r*	Quantidade de cimento final do solo tratado (kg/m^3)	Peso (g)	Aresta (mm)
8	73	1,2	450	1816,74	101,2
9	73	1,2	450	1797,22	100,5
10	73	1,2	450	1831,00	101,4
11	73	1,2	450	1869,63	101,8

Os provetes 8 e 9 foram ensaiados aos 12 dias e os restantes provetes aos 28 dias de idade. Este procedimento teve como objectivo analisar a variação de resistência com o aumento dos dias de cura das amostras. Até à data de realização dos ensaios, os provetes foram mantidos submersos.

A Figura 6.28 mostra o aspecto dos provetes cúbicos no início dos ensaios de compressão uniaxial. É de notar que o material que constitui estes provetes se apresenta substancialmente diferente do material ensaiado em provetes cilíndricos, possivelmente pelo carácter mais argiloso do solo que serviu de base à mistura e pelo facto de a razão água/cimento utilizada na calda ter sido neste caso igual a 1,2.

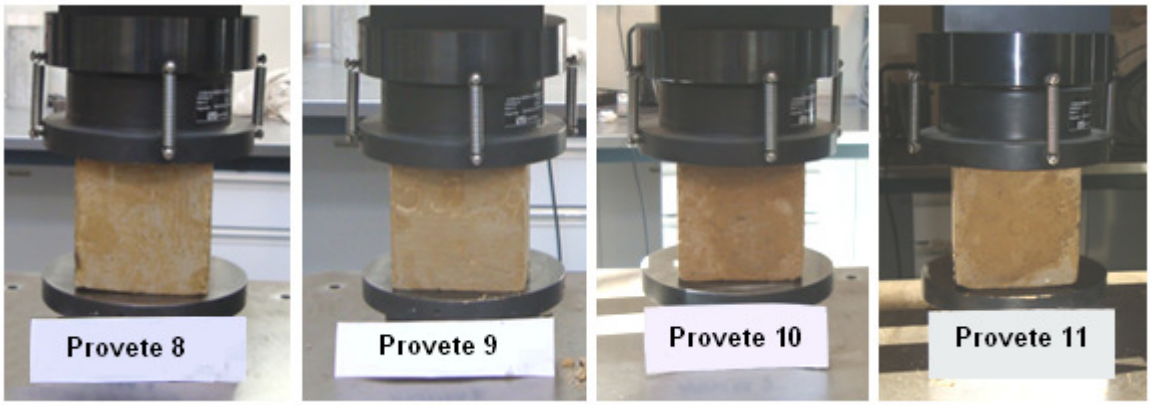


Figura 6.28 – Aspecto dos provetes 8,9,10 e 11 após a sua colocação na prensa.

A velocidade adoptada para o ensaio foi de 0,003 m/s, o que permitiu obter a rotura entre os 10 e os 15 minutos após o início do carregamento, de acordo com as especificações da norma ASTM 2938-95.

Na Figura 6.29 incluem-se os gráficos da deformação axial em função da tensão aplicada, bem como as rectas tangentes que serviram de base à determinação do respectivo módulo de deformabilidade.

Pela análise das curvas obtidas, verifica-se a existência de uma inflexão inicial, resultante do ajuste da amostra, seguindo-se um trecho linear que reflecte o comportamento linear do material. Quando a tensão de compressão se aproxima de 2 MPa há uma nova inflexão da curva, verificando-se a plastificação do solo tratado.

A curva de tensão-deformação obtida para o Provete 8 apresenta um comportamento ligeiramente diferente das restantes, uma vez que o ajuste inicial do provete aos pratos da prensa foi efectuado demasiado rápido, o que influenciou de certo modo os resultados obtidos e impossibilitou o registo dos primeiros valores do ensaio.

No Quadro 6.6 resumem-se os resultados dos quatro ensaios de compressão uniaxial, indicando-se os valores da tensão de rotura à compressão uniaxial ($\sigma_{comp.\ max}$) e o respectivo desvio em percentagem relativamente ao valor médio dos quatro ensaios, os valores do módulo de deformabilidade (E_{el}) e a razão $E_{el}/\sigma_{comp.\ max}$. É de notar que os valores do módulo de deformabilidade obtidos nestes ensaios são meramente indicativos, uma vez que as deformações foram medidas indirectamente através dos pratos da prensa, o que torna os resultados pouco fiáveis.

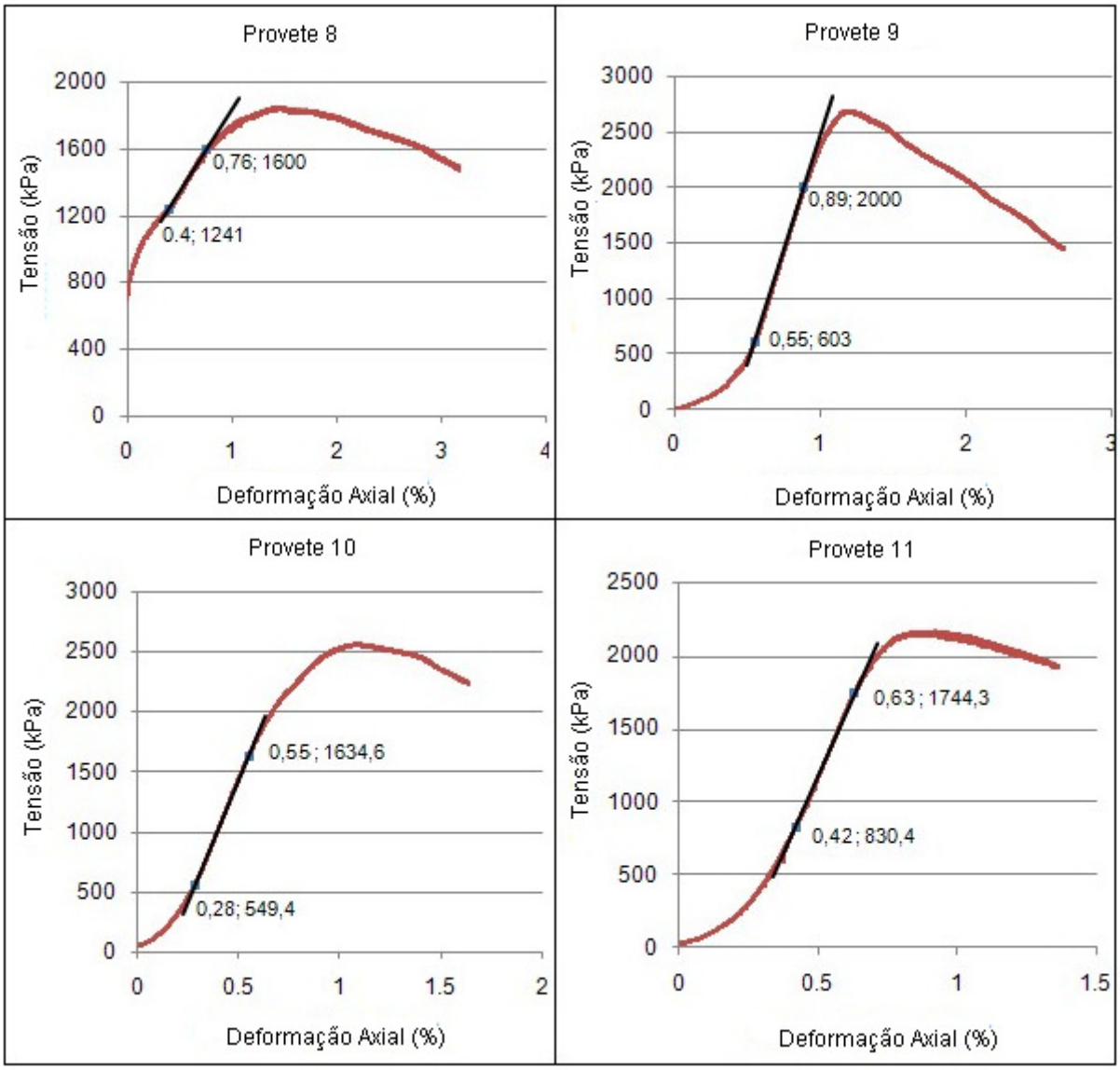


Figura 6.29 – Curvas de tensão-deformação obtidas nos ensaios sobre os provetes cúbicos 8,9,10 e 11.

Quadro 6.6 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial sobre os provetes 8, 9 10 e 11.

Provete	Força Máxima (kN)	$\sigma_{comp.\ max}$ (kPa)	Desvio em relação ao valor médio de $\sigma_{comp.\ max}$ (%)	E_{el} (GPa)	$E_{el}/\sigma_{comp.\ max}$
8	77,17	1847,20	20,32	0,10	54,14
9	74,85	2691,24	16,09	0,41	152,35
10	26,36	2566,24	10,70	0,41	157,82
11	22,45	2167,91	6,48	0,43	199,73

Analisando os resultados obtidos, verifica-se que o facto do tempo de cura ser superior no caso dos provetes 10 e 11, parece não ter influenciado directamente o valor da resistência à compressão uniaxial, uma vez que se obteve o valor máximo de resistência para o Provete 9, ensaiado aos 12 dias de idade.

Relativamente aos valores de tensão de rotura à compressão uniaxial, obteve-se uma grande dispersão de resultados, o que permite pôr em causa a homogeneidade dos painéis de solo tratado de onde se recolheram as amostras.

A extensão na tensão máxima obtida foi de aproximadamente 1% para todos os provetes ensaiados. Para a avaliação em termos de parâmetros médios, não se consideraram os resultados do ensaio sobre o Provete 8, dado que se afastam substancialmente dos valores obtidos nos restantes ensaios. Obteve-se assim uma tensão de rotura média de 2,5 MPa. Relativamente aos valores do módulo de deformabilidade obtidos nestes ensaios, como anteriormente se referiu, não devem ser tidos em conta uma vez que resultam de uma determinação pouco rigorosa através dos pratos da prensa utilizada nos ensaios.

Na Figura 6.30 pode observar-se o aspecto dos provetes após a realização dos ensaios.

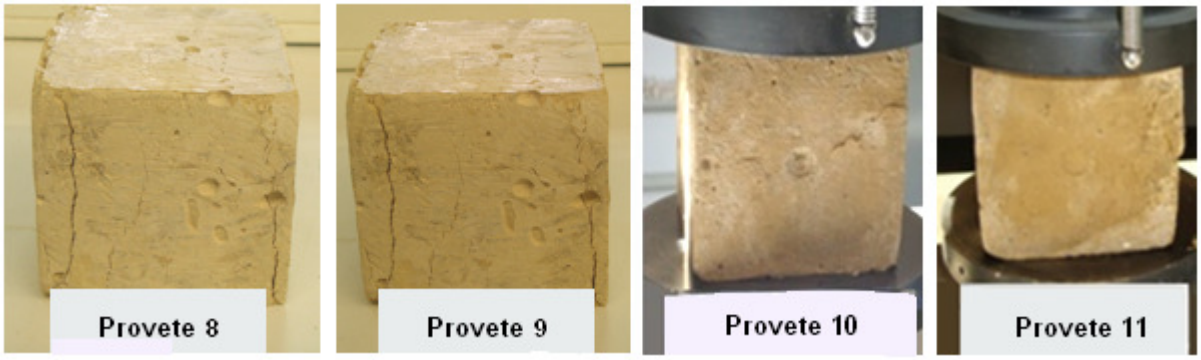


Figura 6.30 – Aspecto dos provetes 8,9,10 e 11 após os ensaios de compressão uniaxial.

Os provetes analisados foram recolhidos do painel 73, que se encontra localizado entre os furos de sondagem S2 e S3. Na Figura 6.31 pode observar-se o perfil geológico-geotécnico do terreno entre os referidos furos de sondagem, até à profundidade de 12 m. Como se pode constatar pela análise da figura, sensivelmente a partir dos 6 m de profundidade detectou-se a presença de areias argilosas e argilas arenosas. Não sendo conhecida exactamente a possança deste estrato em toda a extensão entre os furos de sondagem S2 e S3 e tendo em conta o facto de se terem obtido nestes ensaios valores mais baixos para os parâmetros de resistência e de deformabilidade do material, parece poder concluir-se que os provetes eram constituídos por material com características argilosas.

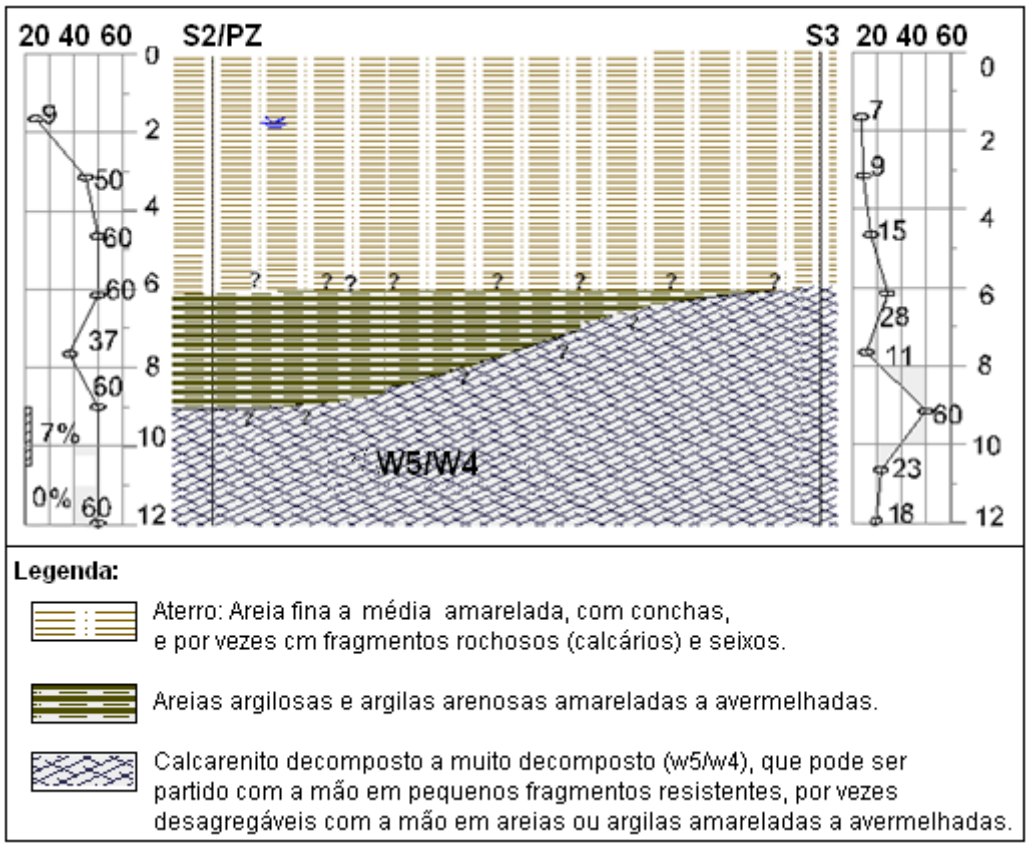


Figura 6.31 – Perfil geológico-geotécnico entre os furos de sondagem S2 e S3.

6.3.2.5. Resultados dos ensaios de compressão uniaxial da Série IV

Apresentam-se em seguida os resultados dos ensaios de compressão uniaxial realizados sobre seis provetes cúbicos, cujas deformações foram obtidas recorrendo a transdutores de efeito de Hall. A recolha do material que constituiu os provetes cúbicos ensaiados foi efectuada de forma semelhante à descrita anteriormente para os provetes 8, 9, 10 e 11. Deste modo, efectuou-se a recolha imediatamente após a execução do painel, a uma profundidade de cerca de 5 m. No Quadro 6.7 incluem-se as características provetes cúbicos ensaiados e dos painéis dos quais foram recolhidos.

Quadro 6.7 – Características dos provetes cúbicos 12, 13, 14, 15, 16 e 17.

Provete	Painel	*r*	Quantidade de cimento final do solo tratado (kg/m3)	Aresta (mm)
12	240	1,0	450	99,5
13	240	1,0	450	99,3
14	243	1,0	450	99,3
15	243	1,0	450	99,0
16	246	1,0	450	100,0
17	246	1,0	450	100,0

Os provetes foram ensaiados aos 28 dias de idade e mantidos submersos durante as 48 horas que antecederam a realização do ensaio. Ao retirar os provetes da água, verificou-se que houve perda de algum material, sobretudo nos provetes 16 e 17, o que pode indicar falta de qualidade da mistura.

Pode observar-se na Figura 6.32 o aspecto dos provetes cúbicos no início dos ensaios.



Figura 6.32 – Aspecto dos provetes 12, 13, 14, 15, 16 e 17 após a sua colocação na prensa.

De forma a permitir um melhor ajuste do provete aos pratos da prensa, procedeu-se à rectificação das arestas das amostras com gesso, quando necessário.
A Figura 6.33 mostra os deslocamentos axiais medidos nos dois transdutores de efeito de Hall em função da carga aplicada. Os transdutores de efeito de Hall colocados do lado esquerdo e do lado direito dos provetes são designados na figura por TEH 1 e TEH 2, respectivamente.

Como se pode constatar, apenas se obteve alguma correspondência entre as respostas dos dois transdutores nos ensaios dos provetes 14 e 15, considerando-se a média das deformações axiais medidas para a análise de resultados. Para os provetes 12 e 13 foram consideradas apenas as deformações axiais dadas pelo transdutor TEH 1 e para os provetes 16 e 17 apenas se consideraram as deformações axiais medidas pelo transdutor TEH 2. O facto de não se obterem por vezes respostas aceitáveis nos dois transdutores está relacionado com a falta de qualidade das amostras, nomeadamente a existência de pontos frágeis na zona onde o transdutor é fixado. Neste caso, dadas as respostas dos transdutores obtidas, considera-se que a determinação do módulo de deformabilidade nestas amostras é meramente indicativa, não sendo os resultados considerados fiáveis.

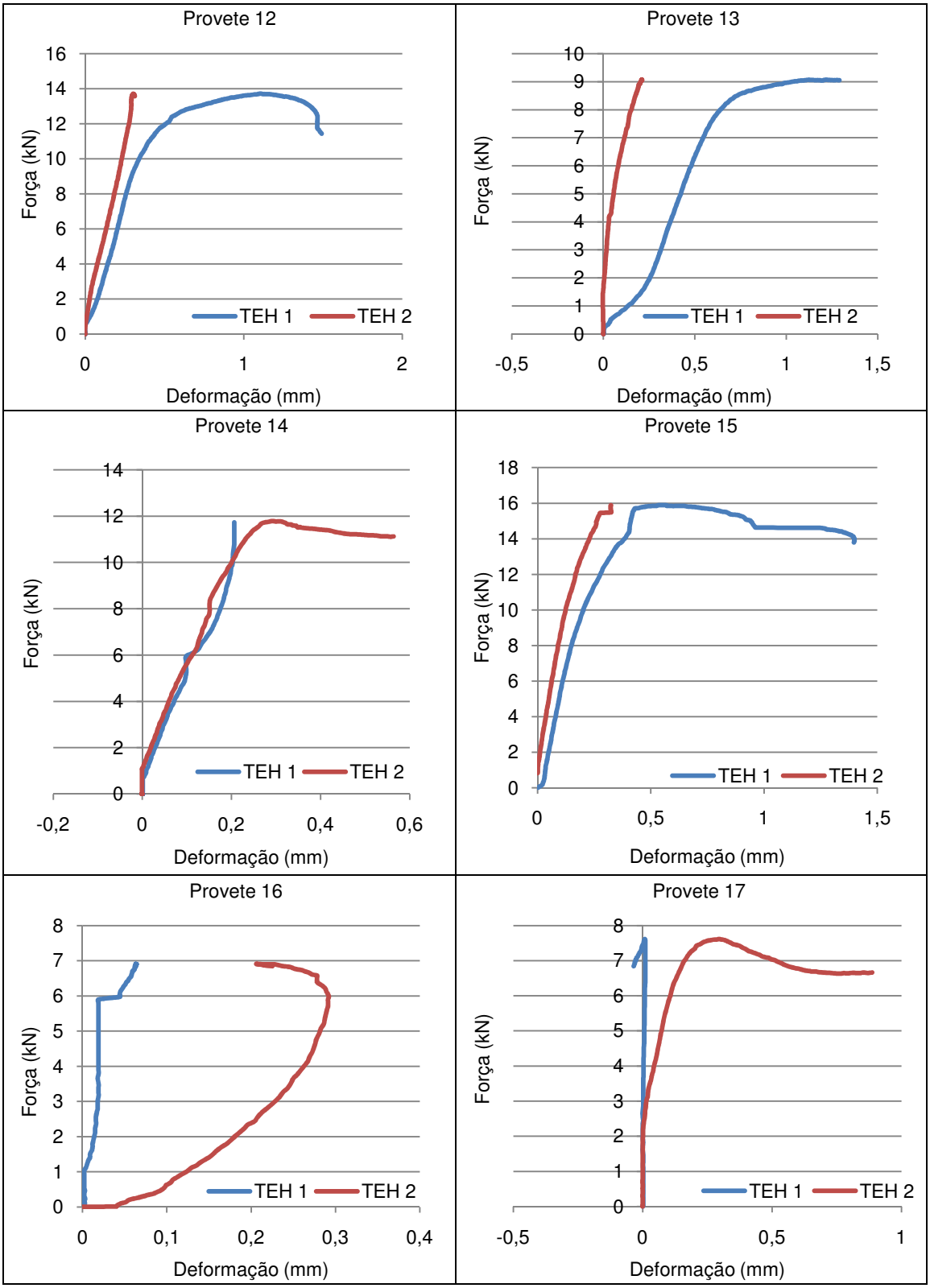


Figura 6.33 – Deslocamentos axiais medidos nos dois transdutores de efeito de Hall em função da carga aplicada, para os provetes 12, 13, 14, 15, 16 e 17.

Na Figura 6.34 apresentam-se as curvas de tensão-deformação obtidas nos seis ensaios e respectivas rectas que serviram de base à determinação do módulo de deformabilidade tangente inicial.

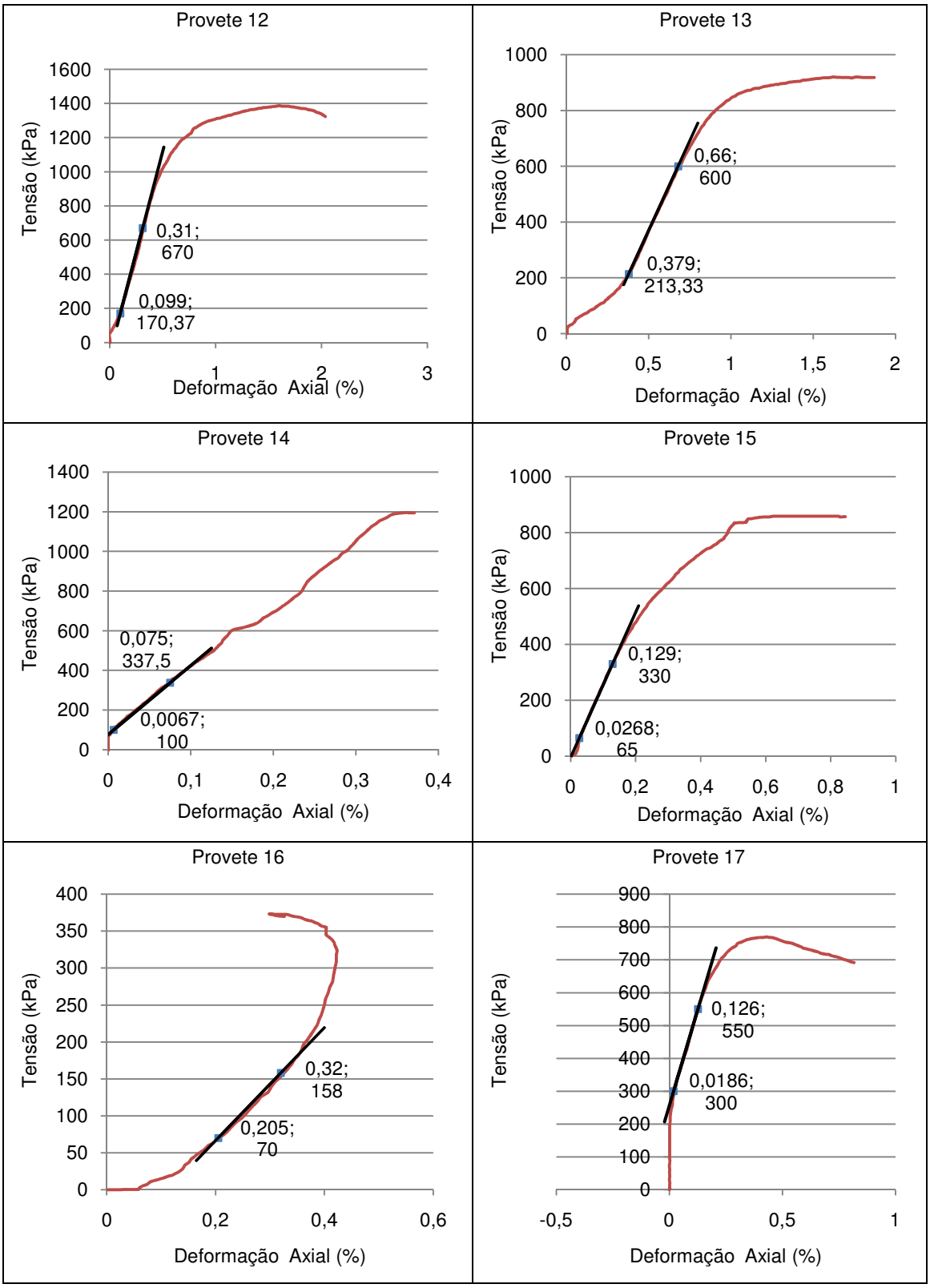


Figura 6.34 – Curvas de tensão-deformação obtidas nos ensaios sobre os provetes cilíndricos 12, 13, 14, 15, 16 e 17.

Analisando a figura, verifica-se que há diferenças significativas da resposta do material nos diferentes ensaios. No Quadro 6.8 resumem-se os valores da tensão de rotura à compressão uniaxial ($\sigma_{comp.\ max}$), o respectivo desvio em percentagem relativamente ao valor médio dos seis ensaios, os valores do módulo de deformabilidade tangente inicial (E_{el}) e a razão $E_{el}/\sigma_{comp.\ max}$. É de salientar que, como anteriormente se referiu, os valores do módulo de deformabilidade obtidos são meramente indicativos, não devendo ser considerados como resultados fiáveis uma vez que não se obtiveram respostas aceitáveis dos transdutores de deformação.

Quadro 6.8 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial sobre provetes cilíndricos 5,6 e 7.

Provete	Força Máxima (kN)	$\sigma_{comp.\ max}$ (kPa)	Desvio em relação ao valor médio de $\sigma_{comp.\ max}$ (%)	E_{el} (GPa)	$E_{el}/\sigma_{comp.max}$
12	13,72	1385,8	35,1	0,24	209,3
13	9,07	920,2	10,3	0,14	260,8
14	11,79	1195,4	16,5	0,35	292,8
15	15,90	858,5	16,3	0,23	267,9
16	6,91	373,3	-	0,08	214,3
17	7,62	769,5	25,0	0,31	402,9

Os resultados obtidos no ensaio do Provete 16 não foram considerados na determinação dos parâmetros médios de resistência do material, uma vez que se afastam consideravelmente dos valores obtidos nos restantes ensaios. Como anteriormente se referiu, houve perda de algum material, sobretudo nos provetes 16 e 17, durante o período em que foram mantidos submersos, tendo-se obtido para estes provetes os valores mais baixos de resistência à compressão uniaxial. A perda de material pode estar associada à falta de qualidade da mistura, o que influencia os resultados obtidos.

Em termos de valores médios dos cinco ensaios considerados, obteve-se uma tensão de rotura de 1,026 MPa.

Na Figura 6.19 apresenta-se o aspecto dos provetes após os ensaios de compressão uniaxial.

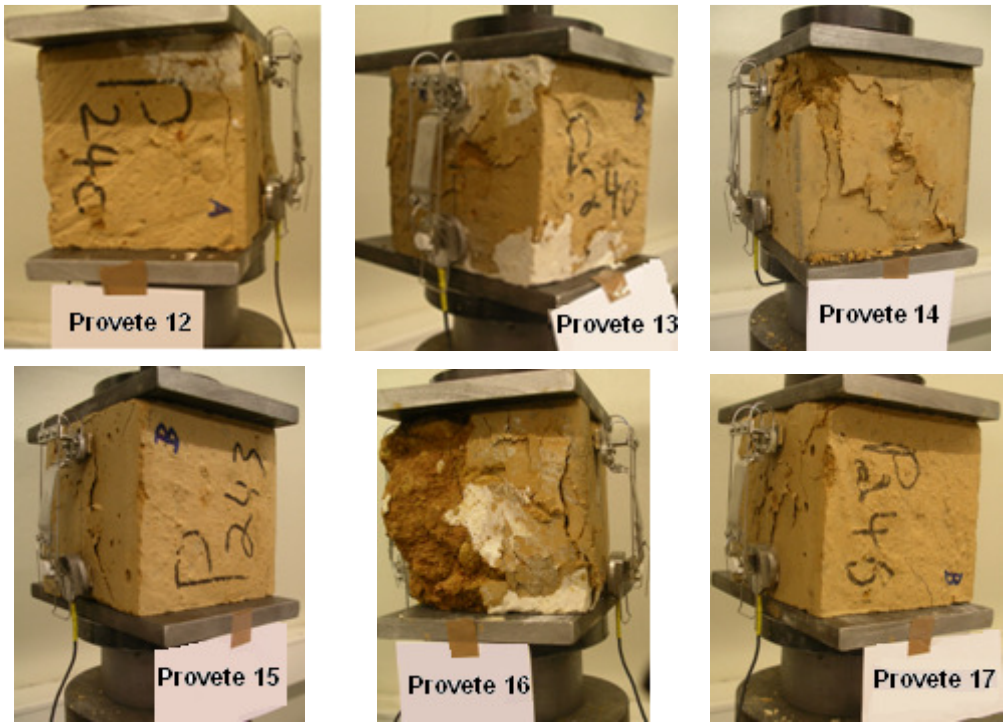


Figura 6.35 – Aspecto dos provetes 12, 13, 14, 15, 16 e 17 após o ensaio de compressão uniaxial.

6.3.2.6. Resultados dos ensaios de compressão uniaxial da Série V

Apresentam-se em seguida os resultados dos ensaios de compressão uniaxial realizados sobre carotes de solo tratado recolhidas de diferentes painéis que constituem a cortina de contenção. A recolha foi efectuada aproximadamente 20 cm abaixo da base da viga de coroamento executada, com recurso a um equipamento de sondagem. Na Figura 6.36 apresentam-se as carotes entregues no Laboratório de Geotecnia da FEUP.



Figura 6.36 – Carotes recolhidas de diferentes painéis de solo tratado.

Realizaram-se ensaios de compressão uniaxial sobre cinco provetes obtidos a partir das carotes, cujas características se apresentam no Quadro 6.9. Os restantes provetes foram utilizados na realização de ensaios de compressão diametral, cujos resultados são apresentados no ponto 6.3.3.4 do presente trabalho. Na preparação dos provetes procurou-se obter uma relação entre a altura e o diâmetro não inferior a 2.

Todos os provetes foram ensaiados aos 28 dias de idade e mantidos submersos durante as 48 horas que antecederam a realização dos ensaios. As velocidades definidas para os ensaios foram ajustadas de modo a obter uma rotura entre os 10 e os 15 minutos após o início do carregamento, de acordo com as especificações da norma ASTM 2938-95.

As deformações ao longo do ensaio foram medidas recorrendo a *LDTs*.

Quadro 6.9 – Características dos provetes cilíndricos 18,19,20,21 e 22 ensaiados à compressão uniaxial.

Provete	Painel	*r*	Quantidade de cimento final do solo tratado (kg/m^3)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)
18	36	1,0	450	93,5	179,5
19	14	1,0	450	93,5	187,9
20	88	1,0	450	93,5	142,0
21	161	1,0	450	90,1	168,0
22	119	1,0	450	88,8	175,0

Na Figura 6.37 pode observar-se o aspecto dos provetes antes dos ensaios.

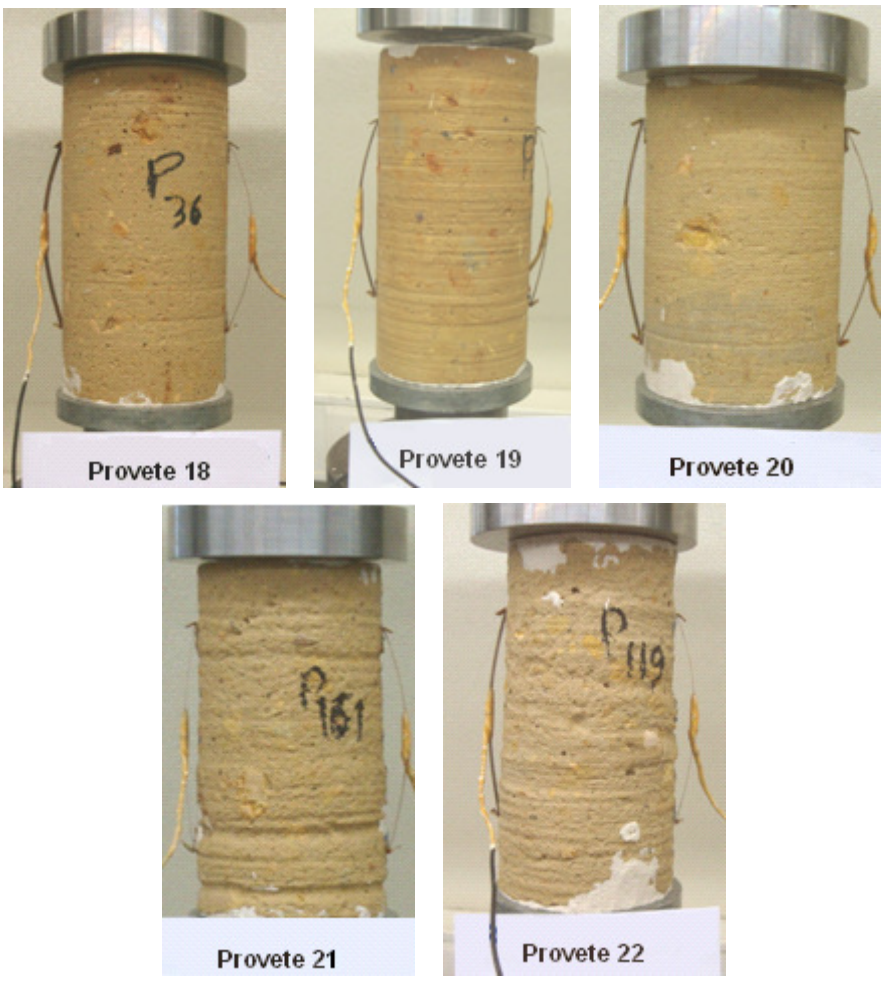


Figura 6.37 – Aspecto dos provetes cilíndricos 18,19,20, 21 e 22 após a sua colocação na prensa.

Na Figura 6.38 apresentam-se os deslocamentos axiais medidos nos dois *LDTs* em função da carga aplicada. Os *LDTs* colocados do lado esquerdo e do lado direito do provete correspondem na figura, respectivamente, ao *LDT3* e ao *LDT 4*.

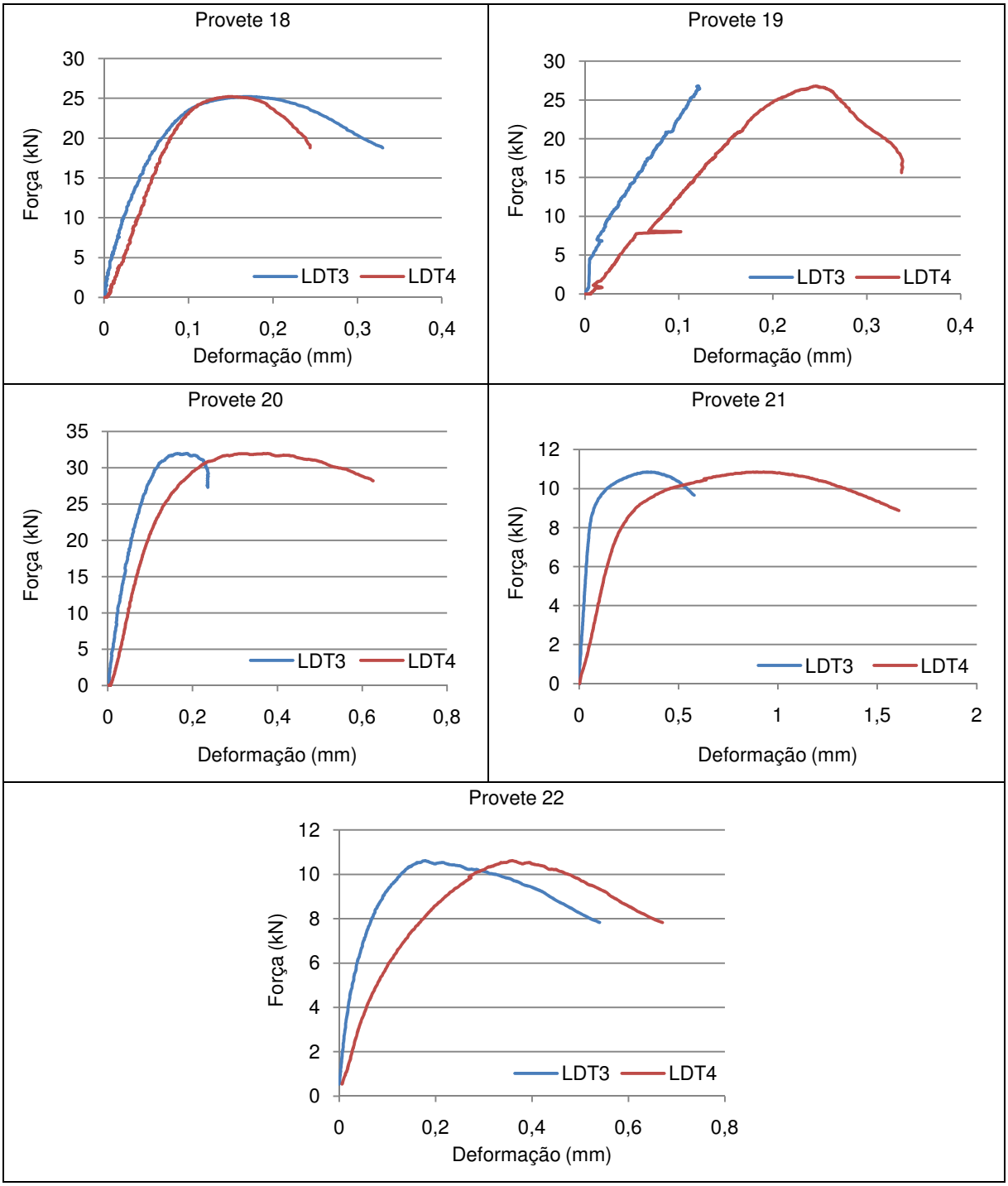


Figura 6.38 – Deslocamentos axiais medidos nos dois *LDTs* em função da carga aplicada, para os provetes 18, 19, 20, 21 e 22.

Para os provetes 18, 20, 21 e 22, verifica-se que há uma correspondência aceitável entre as respostas dos dois *LDTs*, considerando-se por isso a média das deformações axiais das duas leituras para efeitos de análise de resultados e dedução de parâmetros de resistência e deformabilidade do solo tratado. Relativamente ao Provete 19, consideram-se apenas as deformações registadas com o *LDT4*. Na Figura 6.39 apresentam-se as curvas de tensão-deformação obtidas nos cinco ensaios e as respectivas rectas que serviram de base à determinação do módulo de deformabilidade tangente inicial.

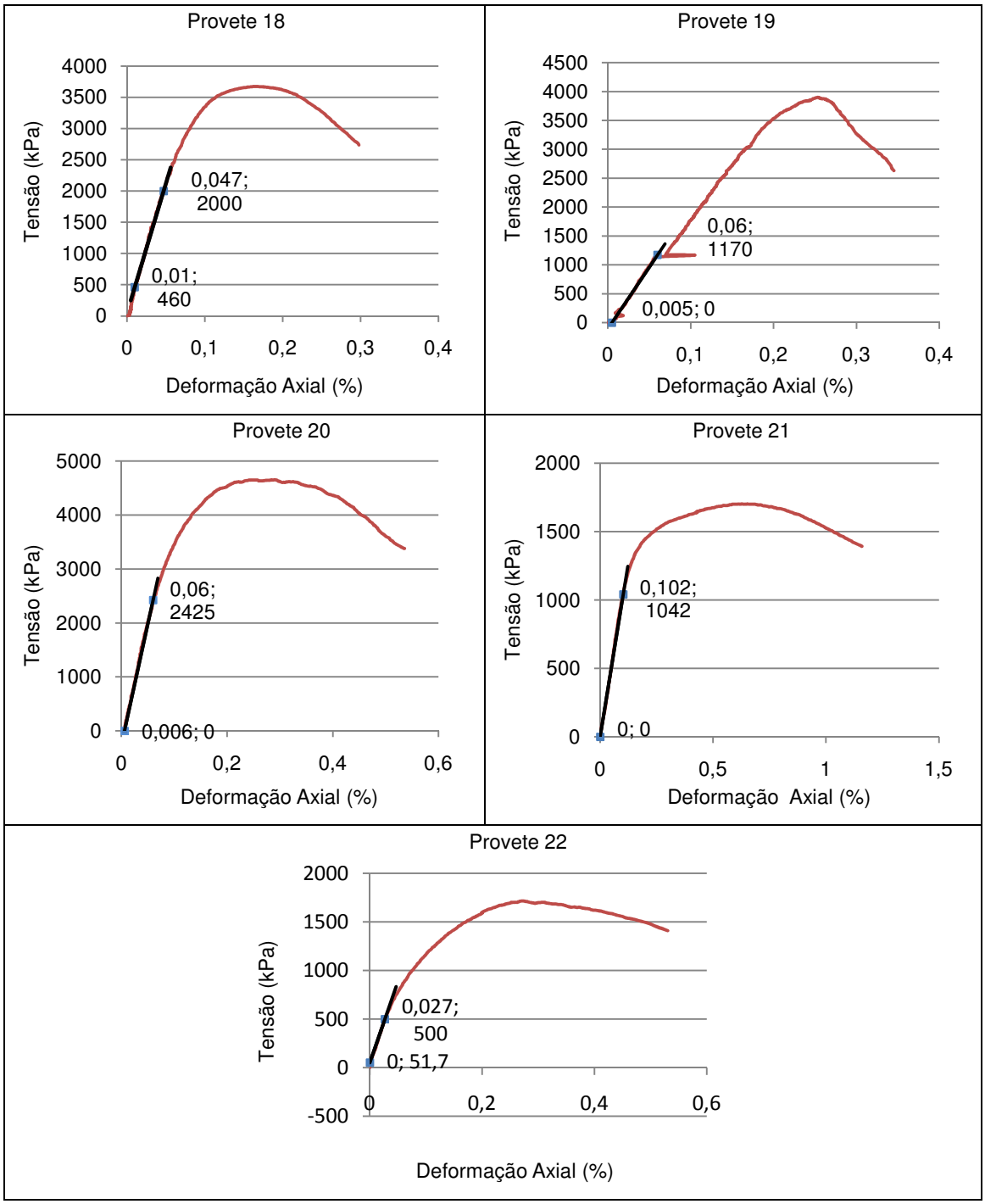


Figura 6.39 – Curvas de tensão-deformação obtidas nos ensaios sobre os provetes cilíndricos 18, 19, 20, 21 e 22.

Pela análise da figura, verifica-se que as curvas de tensão-deformação dos cinco provetes apresentam um comportamento semelhante entre si. Como se pode verificar, o material apresenta um comportamento aproximadamente linear até deformações da ordem dos 0,06 %, em termos médios. A extensão na tensão máxima situa-se entre 0,2 % e 0,6 %, o que constitui um intervalo de valores substancialmente largo.

No Quadro 6.10 apresentam-se os valores da tensão de rotura à compressão uniaxial ($\sigma_{comp.\ max}$), o respectivo desvio em percentagem relativamente ao valor médio dos quatro ensaios, os valores do módulo de deformabilidade tangente inicial (E_{el}) e a razão $E_{el}/\sigma_{comp.\ max}$.

Quadro 6.10 – Resultados dos ensaios de compressão uniaxial sobre provetes cilíndricos 18, 19, 20, 21 e 22.

Provete	Força Máxima (kN)	$\sigma_{comp.\ max}$ (kPa)	E_{el} (GPa)	$E_{el}/\sigma_{comp.\ max}$
18	25,21	3671,28	5,24	1427,3
19	26,78	3900,23	2,36	605,1
20	31,94	4652,05	4,50	967,3
21	10,86	1702,79	1,02	599,0
22	10,62	1714,03	1,52	886,8

Pela análise do Quadro 6.2 pode constatar-se que há uma variabilidade de resultados relativamente grande. Em termos de valores médios dos cinco ensaios, obteve-se uma tensão de rotura de 3,1 MPa e um módulo de deformabilidade tangente inicial de 2,9 GPa, sendo o valor médio da razão $E_{el}/\sigma_{comp.\ max}$ igual a 897.

Na Figura 6.40 apresenta-se o aspecto dos provetes após os ensaios de compressão uniaxial.

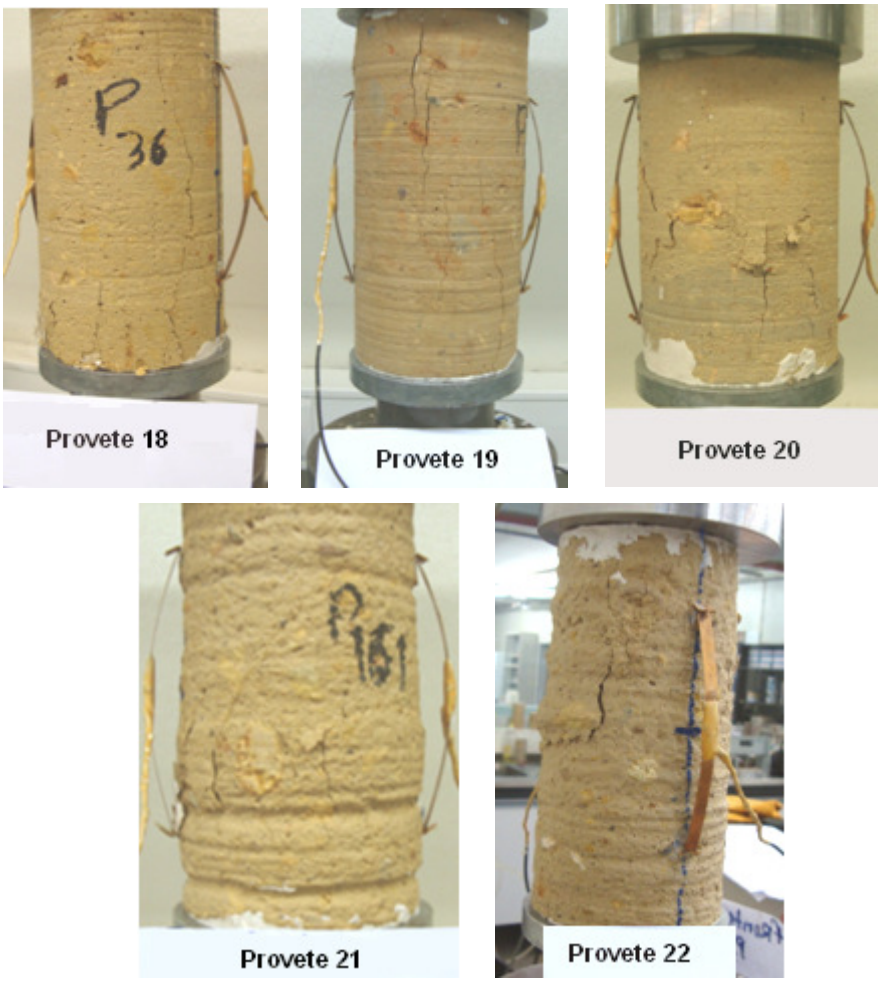


Figura 6.40 – Aspecto dos provetes 18, 19, 20, 21 e 22 após os ensaios de compressão uniaxial.

Como se pode observar na Figura 6.41, é visível na matriz de solo tratado a presença de vazios de muito pequenas dimensões.



Figura 6.41 – Aspecto do interior do Provete 22 no final do ensaio.

6.3.3. Ensaios de Compressão Diametral

6.3.3.1. Considerações Gerais

A realização de ensaios de compressão diametral sobre amostras de solo tratado permite verificar se continuam a ser válidos os pressupostos de projecto, no que respeita às tensões de tracção que poderão ser absorvidas pela parede de contenção, bem como recorrer a eventuais melhoramentos da qualidade da mistura, caso se constate essa necessidade. No caso da obra em estudo em que é importante garantir uma parede de contenção impermeável, a resistência à tracção assume particular importância, sendo o aparecimento de fissuras condicionado sobretudo pela resistência à tracção do material que constitui a cortina.

O ensaio de compressão diametral, também conhecido por ensaio brasileiro, é um ensaio de simples execução que permite determinar a resistência à tracção de forma indirecta. O ensaio consiste na aplicação de uma força de compressão gradualmente crescente ao longo de uma geratriz do cilindro. A resistência à tracção é dada pela expressão:

$$\sigma_t = \frac{2F}{\pi DL} \tag{6.1}$$

em que:

σ_t – tensão de tracção;
F – força aplicada;
D – diâmetro do provete;
L – altura do provete.

6.3.3.2. Resultados dos ensaios de compressão diametral da Série I

A avaliação da resistência à tracção do material foi efectuada, numa primeira fase, através de ensaios realizados sobre provetes recolhidos em painéis de teste. Os resultados obtidos serviram como referência para o dimensionamento da cortina.

O material que constituiu os provetes foi recolhido em "fresco", logo após a execução dos painéis de teste, em tubos amostradores cilíndricos de PVC com cerca de 103 mm de diâmetro interior, entre os 5 m e os 6 m de profundidade. O parâmetro *r* indicado, representa a razão água/cimento utilizada na mistura. As características dos provetes ensaiados e dos respectivos painéis que representam resumem-se no Quadro 6.11.

Quadro 6.11 – Características dos provetes cilíndricos 23, 24, 25 e 26 ensaiados à compressão diametral.

Provete	Painel	*r*	Quantidade de cimento final do solo tratado (kg/m^3)	Peso (g)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)
23	1	1,0	500	3681,20	103,3	217,0
24	1	1,0	500	3676,10	103,2	219,5
25	2	1,0	450	3611,90	102,8	217,0
26	2	1,0	450	3550,34	103,5	211,5

Na Figura 6.42 pode observar-se o aspecto dos provetes no início dos ensaios de compressão diametral. Verifica-se a existência de vazios na parte exterior dos provetes.

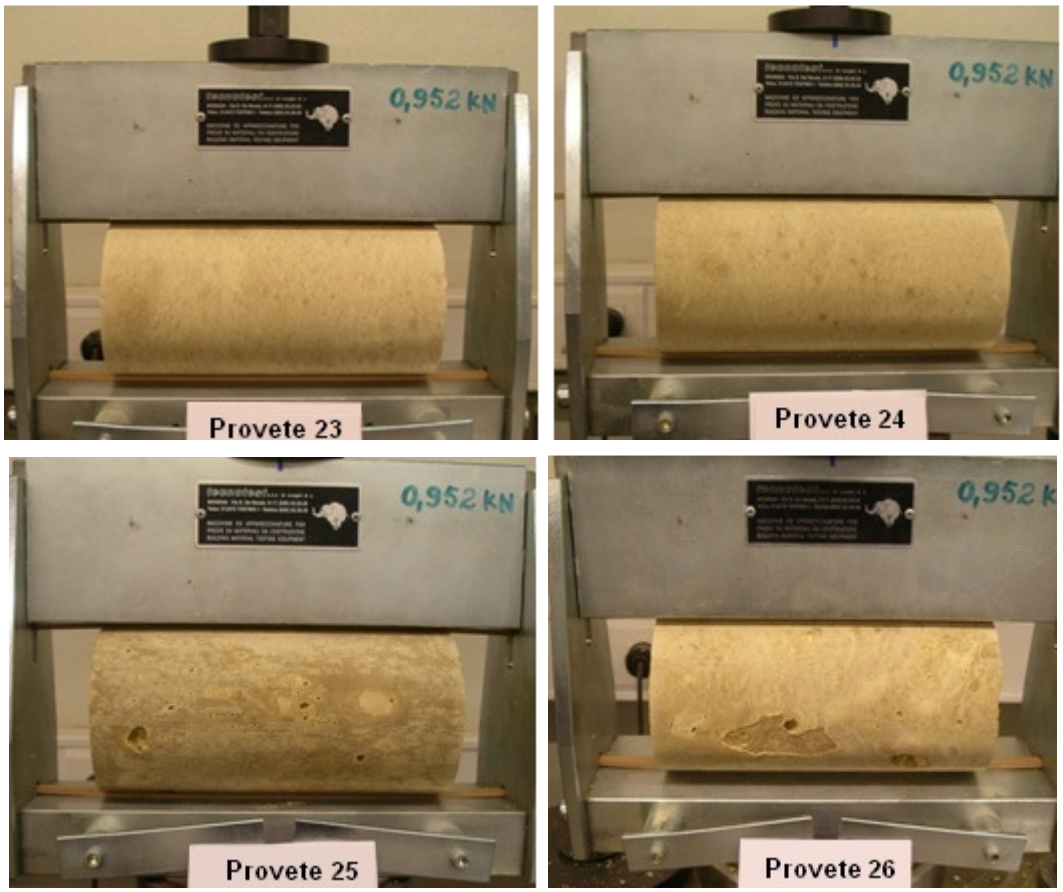


Figura 6.42 – Aspecto dos provetes cilíndricos no início dos ensaios de compressão diametral.

Todos os provetes foram ensaiados aos 21 dias de idade. No Quadro 6.12 incluem-se os valores obtidos para a força de compressão máxima, bem como a tensão de rotura à tracção ($\sigma_{tracção,\ max}$) e o respectivo desvio em relação ao valor médio dos quatro ensaios.

Quadro 6.12 – Resultados dos ensaios de compressão diametral realizados sobre os provetes 23, 24, 25 e 26.

Provete	Força máxima (kN)	$\sigma_{tracção,\ max}$ (kPa)	Desvio em relação ao valor médio de $\sigma_{tracção,\ max}$ (%)
23	47,694	1354,51	23,36
24	39,105	1099,00	0,09
25	27,716	790,97	27,97
26	39,465	1147,73	4,52

O valor médio da tensão de rotura à tracção é de 1098 kPa. Analisando os resultados obtidos, verifica-se que há uma variabilidade de resultados considerável. Nos ensaios de compressão uniaxial realizados sobre provetes recolhidos dos mesmos painéis, a tensão de rotura à compressão obtida foi de 9 MPa.

Verifica-se assim que, em termos de valores médios, a tensão de rotura à tracção deste material é cerca de 12% da tensão de rotura à compressão.

Na Figura 6.43 apresentam-se os provetes cilíndricos após os ensaios. Como se pode observar, a forma de rotura dos quatro provetes foi semelhante.

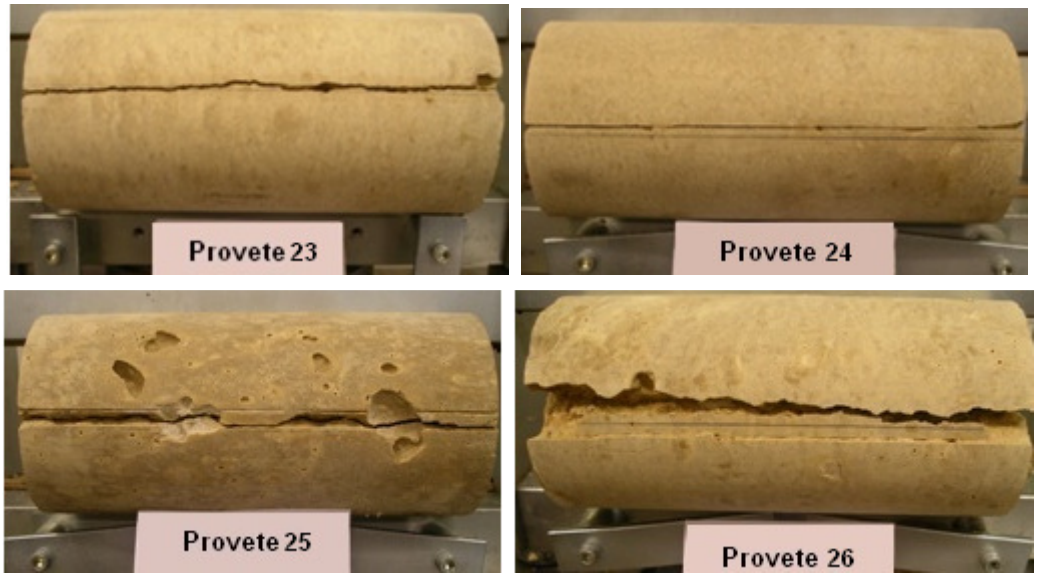


Figura 6.43 – Provetes 23, 24, 25 e 26 após o ensaio de compressão diametral.

6.3.3.3. Resultados dos ensaios de compressão diametral da Série II

Em seguida apresentam-se os resultados dos ensaios realizados sobre provetes cilíndricos de diâmetro superior aos provetes apresentados anteriormente.

No Quadro 6.13 resumem-se as características dos provetes ensaiados e dos painéis dos quais foram recolhidos.

Quadro 6.13 – Características dos provetes cilíndricos 27, 28 e 29 ensaiados à compressão diametral.

Provete	Painel	*r*	Quantidade de cimento final do solo tratado (kg/m^3)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)
27	251	1,0	450	154,30	135,0
28	253	1,0	450	154,00	94,0
29	258	1,0	450	154,60	96,3

De acordo com a norma deste ensaio, os provetes devem ter pelo menos uma altura igual a metade do diâmetro. Neste caso, os provetes foram preparados de forma a aproveitar ao máximo o material disponível para ensaiar, tendo-se obtido provetes de pequena altura, ainda assim de acordo com as disposições da norma.

Na Figura 6.44 pode observar-se o aspecto dos provetes antes do ensaio.



Figura 6.44 – Aspecto dos provetes 27, 28 e 29 antes dos ensaios de compressão diametral.

Os provetes foram ensaiados aos 28 dias de idade. No Quadro 6.14 encontram-se os valores da força de compressão máxima obtidos, bem como a tensão de rotura à tracção ($\sigma_{tracção,\ max}$) e o respectivo desvio em relação ao valor médio dos quatro ensaios.

Quadro 6.14 – Resultados dos ensaios de compressão diametral realizados sobre os provetes 23, 24, 25 e 26.

Provete	Força máxima (kN)	$\sigma_{tracção,\ max}$ (kPa)	Desvio em relação ao valor médio de $\sigma_{tracção,\ max}$ (%)
27	1,68	51,4	-
28	2,48	109,2	4,4
29	2,79	119,2	4,4

Para o Provete 27 obteve-se uma resistência à tracção muito inferior aos restantes, não sendo por isso considerado na determinação do valore médios da resistência à tracção do material. O valor médio da resistência à tracção assim calculado é de 114,2 kPa. Analisando os resultados obtidos, verifica-se que há uma variabilidade de resultados considerável. Nos ensaios de compressão uniaxial realizados sobre provetes recolhidos dos mesmos painéis, a tensão de rotura à compressão obtida foi de 1230,4 kPa. Em termos de valores médios, obteve-se uma tensão de rotura à tracção deste material de cerca de 9,3 % da tensão de rotura à compressão.

O aspecto dos provetes após o ensaio de compressão diametral é apresentado na Figura 6.45.

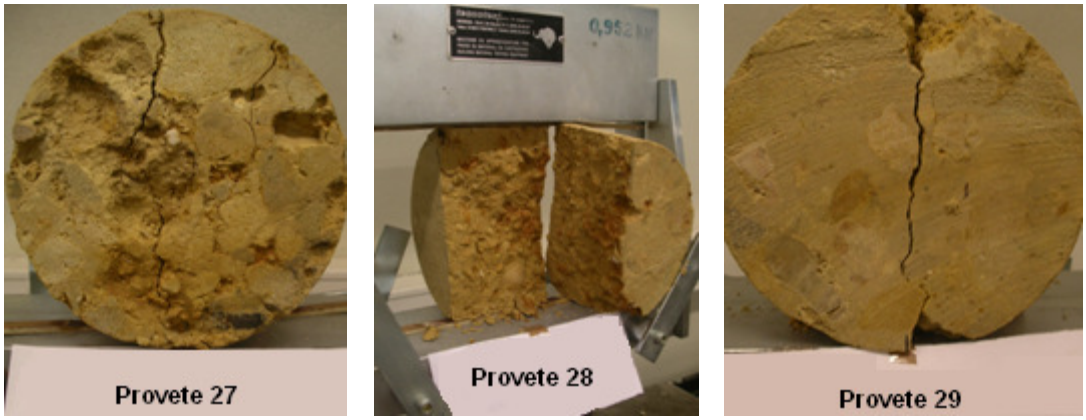


Figura 6.45 – Aspecto dos provetes 27, 28 e 29 após a rotura.

6.3.3.4. Resultados dos ensaios de compressão diametral da Série V

Apresentam-se em seguida os resultados dos ensaios de compressão diametral realizados sobre carotes de solo tratado. As carotes entregues no Laboratório de Geotecnia da FEUP (Figura 6.31) foram recolhidas de diferentes painéis que constituem a cortina de contenção, aproximadamente 20 cm abaixo da base da viga de coroamento executada.

Realizaram-se cinco ensaios de compressão diametral em provetes obtidos a partir das carotes, cujas características se apresentam no Quadro 6.15.

Quadro 6.15 – Características dos provetes 30, 31, 32, 33 e 34, ensaiados à compressão diametral.

Provete	Painel	*r*	Quantidade de cimento final do solo tratado (kg/m3)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)
30	29	1,0	450	93,9	139,0
31	83	1,0	450	93,6	139,4
32	100	1,0	450	87,6	126,6
33	105	1,0	450	93,1	121,5
34	114	1,0	450	93,3	112,3

Os provetes foram ensaiados aos 28 dias de idade e mantidos submersos durante as 48 horas que antecederam a realização dos ensaios. As velocidades definidas para os ensaios foram ajustadas de modo a obter uma rotura entre os 10 e os 15 minutos após o início do carregamento, de acordo com as especificações da norma ASTM 2938-95.

Na Figura 6.46 pode observar-se o aspecto dos provetes no início dos ensaios. Como se pode verificar, o Provete 32 não ficou totalmente encostado à placa que transmite a carga durante o ensaio pois o seu diâmetro varia ao longo da altura, devendo este facto ser tido em consideração na análise dos resultados obtidos.

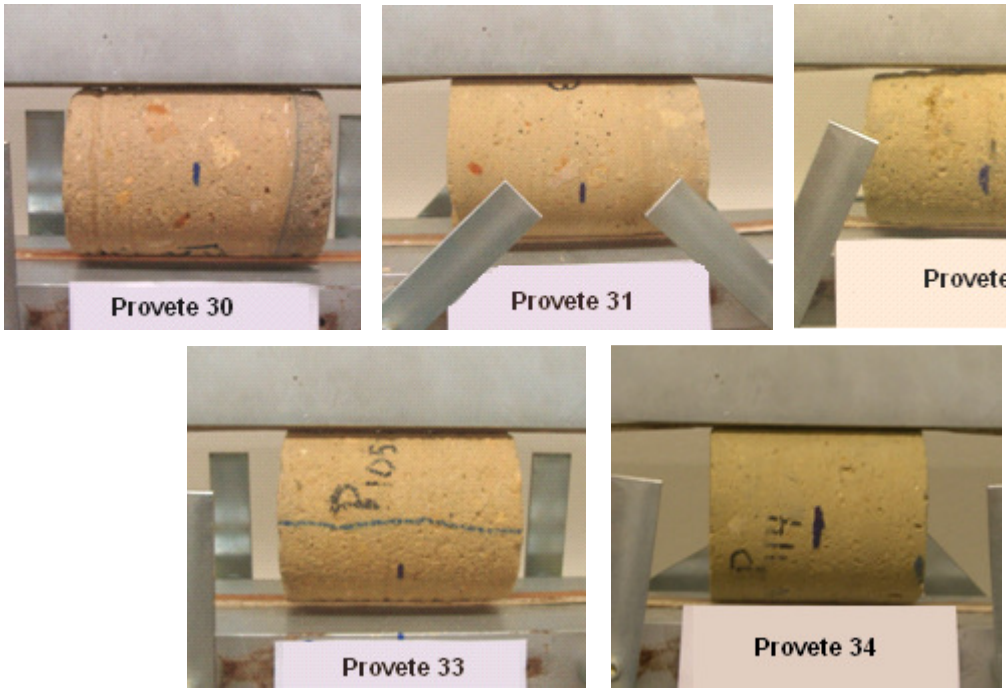


Figura 6.46 – Aspecto dos provetes 30, 31, 32, 33 e 34 no início dos ensaios de compressão diametral.

Incluem-se no Quadro 6.16 os valores da força de compressão máxima obtidos, bem como a tensão de rotura à tracção ($\sigma_{tracção\ max}$) e o respectivo desvio em relação ao valor médio dos quatro ensaios.

Quadro 6.16 – Resultados dos ensaios de compressão diametral realizados sobre os provetes 30, 31, 32, 33 e 34.

Provete	Força máxima (kN)	$\sigma_{tracção\ Max.}$ (kPa)	Desvio em relação ao valor médio de $\sigma_{tracção\ Max.}$ (%)
30	6,38	310,94	3,7
31	13,30	649,02	-
32	3,70	212,39	29,2
33	7,24	407,19	35,8
34	4,42	268,74	10,4

Analisando os resultados obtidos, pode observar-se que há uma variabilidade de resultados considerável. Verifica-se que o Provete 31 apresenta uma tensão de resistência à tracção bastante superior à obtida para os restantes provetes, não sendo por isso considerado na avaliação da resistência do material em termos de valores médios. O valor médio da tensão de tracção máxima assim calculada é de 299,8 kPa. Nos ensaios de compressão uniaxial realizados sobre carotes, a tensão de rotura à compressão obtida foi de 3,1 MPa. Em termos de valores médios, obteve-se uma tensão de rotura à tracção de cerca de 10% da resistência à compressão obtida nos ensaios de compressão uniaxial realizados sobre carotes.

A Figura 6.47 mostra o aspecto dos provetes cilíndricos após os ensaios. Como se pode observar, a forma de rotura dos quatro provetes foi semelhante. A Figura 6.48 mostra o aspecto da matriz de solo tratado, referente ao Provete 31.

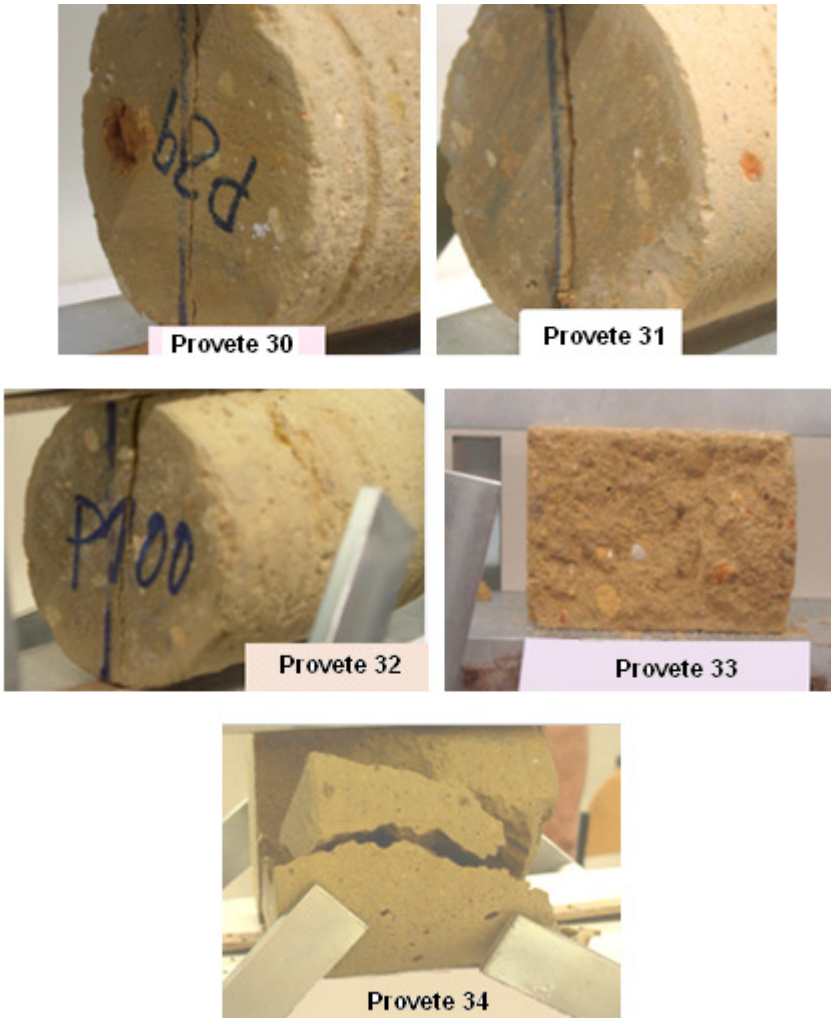


Figura 6.47 – Aspecto dos provetes cilíndricos 30, 31, 32, 33 e 34 após os ensaios de compressão diametral.

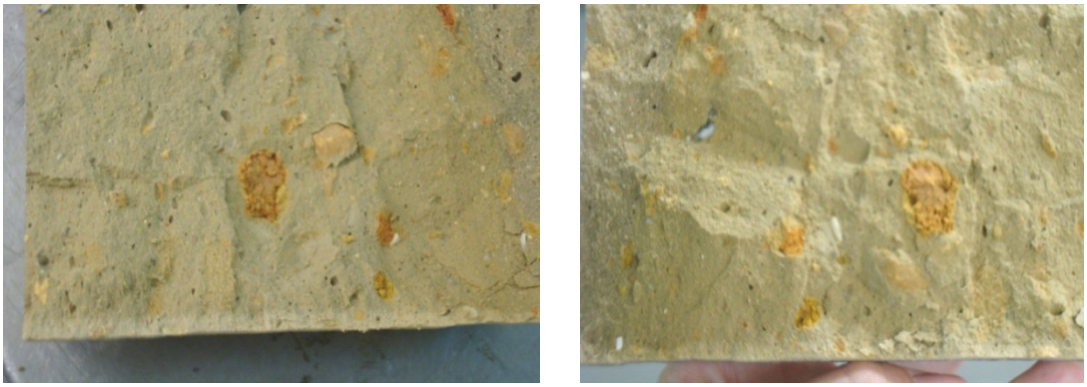


Figura 6.48 – Aspecto da matriz de solo tratado (Provete 31).

Tal como se observou para outros provetes ensaiados, verificou-se a existência de vazios de muito pequenas dimensões no interior dos provetes.

6.3.4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

A análise dos resultados apresentados permite perceber que o tipo de solo que se pretende tratar com cimento tem uma influência muito significativa nas características de resistência e de deformabilidade do material resultante. A dimensão das partículas, a quantidade de finos e a mineralogia, influenciam a qualidade final da mistura e a sua resistência mecânica à actuação de cargas exteriores.

Nos Quadros 6.20, 6.21 e 6.22 encontram-se resumidas as características dos provetes, as condições de realização dos ensaios e os valores médios dos parâmetros de resistência e de deformabilidade obtidos nas cinco séries de ensaios realizadas. É de notar que os valores do módulo de deformabilidade determinados para as amostras cúbicas não foram incluídos nos resultados finais uma vez que não se consideram como resultados fiáveis pelas razões já enunciadas.

Efectuando uma comparação entre a resistência à compressão obtida nos provetes da Série I e nos provetes da Série II, verifica-se que para os primeiros se obteve uma resistência significativamente superior. Isto sugere que propriedades inerentes ao solo original afectam significativamente a resistência final solo tratado, uma vez que os solos que serviram de base à mistura nos dois casos apresentavam características diferentes. O solo que serviu de base à mistura dos provetes da Série I apresentava uma percentagem de finos significativamente inferior à do material que constituiu os provetes da Série II. Assim, conclui-se que na presença de solos mais finos se obtêm menores resistências, podendo ser necessário aumentar a quantidade de cimento utilizada de modo a melhorar as características finais do solo tratado.

Relativamente às condições em que os provetes foram mantidos até à realização dos ensaios, verifica-se que se obtiveram resistências superiores para os provetes mantidos secos em relação aos provetes mantidos submersos. De facto, todos os provetes ensaiados que foram submersos antes da realização dos ensaios conduziram a resistências inferiores, inclusive nos ensaios realizados em carotes, as quais foram recolhidas de painéis com localizações muito diversas.

Os parâmetros que aparentemente influenciam de forma mais significativa o valor final da resistência do material são a presença de água e a granulometria do material que serve de base à mistura.

O tempo de cura dos provetes, dentro do intervalo analisado (entre 12 e 28 dias de cura), parece não ter influência nos resultados obtidos.

Verifica-se que a relação $E_{el}/\sigma_{comp.\ max}$ para as amostras cilíndricas ensaiadas assume valores próximos de 1000 (valores médios).

Relacionando os resultados obtidos nos ensaios de compressão uniaxial e nos ensaios de compressão diametral para provetes das mesmas séries, verifica-se que a resistência à tracção é cerca de 10 % da resistência à compressão obtida.

Tendo em conta a variabilidade de resultados observada nos diversos ensaios realizados, conclui-se que é muito importante o conhecimento do tipo de solo que serve de base ao tratamento com a técnica de CSM e a realização de ensaios representativos em painéis de teste, de forma a usar uma quantidade de cimento e uma razão água/cimento que permitam obter as características de resistência e de deformabilidade pretendidas. A quantidade de cimento utilizada na realização dos painéis e a qualidade da mistura, nomeadamente no que respeita à quantidade de vazios do material, são factores que muito provavelmente também influenciam o valor da resistência e da rigidez final que se podem obter, embora não tenha sido possível efectuar um estudo rigoroso desta questão no âmbito deste trabalho.

Quadro 6.17 – Características dos provetes, condições de realização dos ensaios e parâmetros médios de resistência e de deformabilidade obtidos nas Séries de ensaios I e II.

Série	Tipo de ensaio	Nº Provete	Forma	Nº Painel	Tipo de recolha	Condições do material entre a recolha e o ensaio	Tipo de solo	c (kg/m³)	r	Tipo de instrumentação	Idade (dias)	Valores médios dos parâmetros obtidos			
												σ_{compr} (MPa)	E_{sl} (GPa)	E_{sl}/σ_{compr}	$\sigma_{tracção}$ (MPa)
I (Painéis de Teste)	Compressão Uniaxial	1	Cilindros	1	Material recolhido em "fresco" em tubos amostradores de PVC	Provetes moldados secos	Areia Siltosa com Cascalho	500	1,0	LDTs para medição de deformações	13	9,0	8,27	919	-
		2		1				500			13				
		3		2				450			17				
		4		2				450			17				
	Compressão Diametral	23		1				500		-	21	-	-	-	1,10
		24		1				500			21				
		25		2				150			21				
		26		2				150			21				
II	Compressão Uniaxial	5	Cilindros	251	Material recolhido em "fresco" em tubos amostradores de PVC	Provetes submersos nas 48 horas que antecederam o ensaio	Argila magra com areia	450	1,0	LDTs para medição de deformações	23	1,23	1,57	1273	-
		6		253				150			23				
		7		258				450			23				
	Compressão Diametral	27		251				450		-	23	-	-	-	0,11
		28		253				460			23				
		29		258				460			23				

Quadro 6.18 – Características dos provetes, condições de realização dos ensaios e parâmetros médios de resistência e de deformabilidade obtidos nas Séries de ensaios III e IV.

Série	Tipo de ensaio	Nº Provete	Forma	Nº Painel	Tipo de recolha	Condições do material entre a recolha e o ensaio	Tipo de solo	c (kg/m³)	Tipo de instrumentação	r	Idade (dias)	Valores médios dos parâmetros obtidos			
												$\sigma_{comp.}$ (MPa)	E_{el} (GPa)	E_{el}/σ_{comp}	$\sigma_{tracção}$ (MPa)
II	Compressão Uniaxial	8	Cubos	73	Material recolhido em "fresco" em moldes cúbicos	Provetes matidos submersos desde a sua recolha até ao ensaio	Areias argilosas e argilas arenosas	450	Deformações medidas através dos pratos da prensa	1,2	12	2,50	-	-	-
		9		73				450			12				
		10		73				450			28				
		11		73				450			28				
IV	Compressão Uniaxial	12	Cubos	240	Material recolhido em "fresco" em moldes cúbicos	Provetes submersos nas 48 horas que antecederam o ensaio	-	450	Transdutores de efeito de Hall para medição de deformações	1,0	28	1,03	-	-	-
		13		240				450			28				
		14		243				450			28				
		15		243				450			28				
		16		246				450			28				
		17		246				450			28				

Quadro 6.19 – Características dos provetes, condições de realização dos ensaios e parâmetros médios de resistência e de deformabilidade obtidos na Série de ensaios V.

Série	Tipo de ensaio	Nº Provete	Forma	Nº Painel	Tipo de recolha	Condições do material entre a recolha e o ensaio	Tipo de solo	ρ (kg/m³)	ℓ	Tipo de instrumentação	Idade (dias)	Valores médios dos parâmetros obtidos			
												σ_{comp} (MPa)	E_{sl} (GPa)	E_{sl}/σ_{comp}	$\sigma_{tração}$ (MPa)
V	Compressão Uniaxial	18	Cilindros	36	Material recolhido em carotes após o endurecimento dos painéis de solo tratado	Provetes submersos nas 48 horas que antecederam o ensaio	-	450	1,0	LDTs para medição de deformações	28	3,1	2,9	897	-
		19		14				450			28				
		20		88				450			28				
		21		161				450			28				
		22		119				450			28				
	Compressão Diametral	30		29				450	1,0	-	28	-	-	-	0,30
		31		83				450			28				
		32		100				450			28				
		33		105				450			28				
		34		114				450			28				

7

OBSERVAÇÃO DA OBRA

7.1. INTRODUÇÃO

A observação de obras geotécnicas através de instrumentação assume particular importância relativamente a outras obras de engenharia civil, devido fundamentalmente à dificuldade da caracterização geotécnica a elas inerente e às incertezas que existem durante o projecto e durante a execução da obra.

A monitorização permite acompanhar e controlar todo o processo de execução da obra até à sua entrada em funcionamento, bem como identificar eventuais diferenças no comportamento das estruturas face às hipóteses colocadas em projecto. De acordo com os resultados que se vão obtendo através da instrumentação, pode inclusive optimizar-se as soluções construtivas ao longo do período de execução da obra. Desta forma, a instrumentação e a observação das estruturas de contenção e das estruturas vizinhas constitui uma ferramenta imprescindível ao nível do controlo e da gestão do risco da obra e do seu meio envolvente, contribuindo ainda para a rentabilização do processo de execução.

Além da observação a curto prazo, efectuada durante a construção da obra, é de referir também a observação a longo prazo, que se deverá prolongar durante toda a vida útil da mesma, efectuando-se a avaliação das condições de segurança e a eventual necessidade de efectuar intervenções de reparação e manutenção. Dado o carácter provisório da estrutura de contenção em estudo, o processo de monitorização da parede de CSM cinge-se exclusivamente à fase de escavação. Para a observação a longo prazo, deverá proceder-se à instalação de equipamento de monitorização na estrutura definitiva.

7.2. EXECUÇÃO DA ESCAVAÇÃO E SISTEMA DE DRENAGEM

De uma forma geral, a solução estrutural adoptada permitiu assegurar um sistema de contenção da escavação com comportamento satisfatório, quer em termos de estabilidade, quer em relação ao seu funcionamento como elemento de impermeabilização, tendo-se verificado que a passagem de água do exterior para o interior da escavação através da parede de contenção foi totalmente impedida.

Com o avanço da escavação, verificou-se, como era esperado, a entrada de água pelo seu fundo através dos calcarenitos, o que foi controlado através da instalação de um sistema provisório de drenagem. Executaram-se 14 poços de bombagem interligados por uma malha de drenos, distribuídos ao longo da área de escavação (6335 m^2) de acordo com a Figura 7.1. Os drenos, além de permitirem nivelar o volume de água existente, impedindo que houvesse diferenças significativas no volume de água contido em cada poço, foram também essenciais no caso de se verificar a avaria de uma das bombas. Assim, no caso de ocorrer a avaria de uma das bombas os drenos permitem conduzir a água para o poço mais próximo do local onde se registou a avaria, mantendo o sistema a funcionar em condições

de segurança. A instalação dos poços foi efectuada gradualmente à medida que a escavação foi avançando, de acordo com o volume de água previamente estimado.

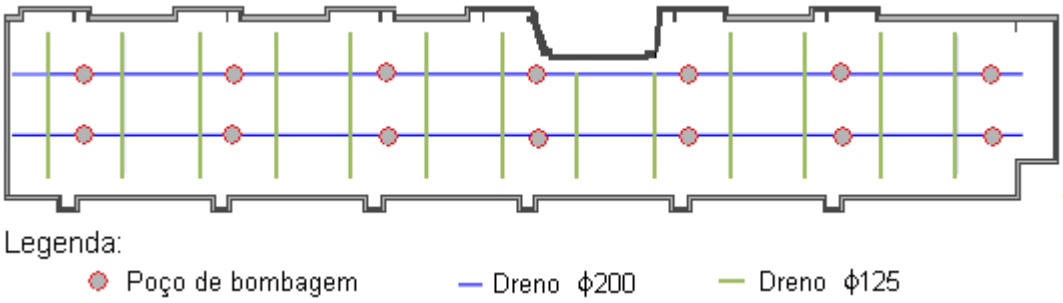


Figura 7.1 – Sistema de drenagem provisório.

Como se referiu no Capítulo 3 do presente trabalho, a Zona Geotécnica 1 (ZG1 – Aterro arenoso) apresenta uma permeabilidade 10 vezes superior à Zona Geotécnica 2 (ZG2 – Calcarenitos). Assim, considerando a perda de carga no estrato ZG1 aproximadamente nula, o valor teórico do caudal de água afluente à base de escavação, calculado pelo método dos elementos finitos, é de 331 m^3/h.
Dada a elevada largura de escavação, efectuou-se ainda o cálculo do caudal de água afluente à base de escavação considerando simplificadamente um escoamento unidireccional. Para esta hipótese, obteve-se por aplicação da Lei de Darcy, um caudal teórico de 411 m^3/h. A Lei de Darcy rege o movimento da água num meio terroso, e a sua base fundamental é dada pela expressão seguinte:

$$Q = k \times i \times S \tag{7.1}$$

sendo:

Q - caudal (m^3/h);
k – coeficiente de permeabilidade (m/s);
i – gradiente hidráulico.

Assim, o caudal de água afluente à base de escavação assume um valor entre 331 m^3/h e 411 m^3/h. Este intervalo de valores foi determinado no estudo da percolação, efectuado tendo por base as condições anteriormente referidas, o qual não se inclui no presente trabalho. Segundo o referido estudo, o gradiente hidráulico ao longo do fundo de escavação é de aproximadamente 0,18.

As bombas a utilizar foram dimensionadas a partir dos valores estimados do caudal afluído à base de escavação. Cada uma das bombas está associada a dois poços de bombagem, sendo instaladas na totalidade 7 bombas. Considerando a possibilidade de avaria de uma das bombas, cada uma delas foi dimensionada para um caudal superior ou igual a 57 m^3/h.

Na Figura 7.2 pode observar-se um dos drenos da obra durante a sua execução. Para a execução dos drenos começa por se abrir a vala de ligação ao poço de bombagem, com a pendente necessária para permitir o escoamento da água. Em seguida procede-se à colocação de uma manta geotêxtil envolvendo toda a superfície a proteger. Como se pode observar na figura, é necessário deixar algum comprimento da manta geotêxtil dos dois lados à superfície da vala, de forma a que se sobreponham no final, fechando a vala. É colocado em seguida o material drenante, neste caso o rachão, a preencher

todo o volume da vala. Para fechar a vala sobrepõem-se as duas pontas de geotêxtil deixadas dos dois lados à superfície da vala e aterra-se.



Figura 7.2 – Execução de um dos drenos da obra em estudo.

Nas figuras seguintes pode observar-se o aspecto geral da obra nas várias fases da sua execução, sendo de salientar o bom comportamento da solução adoptada. A Figura 7.3 mostra o aspecto geral da obra após a execução dos painéis de CSM e da viga de coroamento.



Figura 7.3 – Aspecto geral da obra após a execução dos painéis de CSM e da viga de coroamento.

Na Figura 7.4 pode observar-se o aspecto da obra após a escavação até à cota da base da viga de coroamento. A Figura 7.5 mostra um detalhe da operação de furação à roto-percussão entubada e o aspecto após a injecção das ancoragens. Na Figura 7.6 pode observar-se o aspecto da obra após o pré-esforço das ancoragens, no início dos trabalhos de escavação.



Figura 7.4 – Escavação até à cota da base da viga de coroamento para execução das ancoragens.



Figura 7.5 – Execução de ancoragens: a) operação de furação à roto-percussão entubada; b) aspecto após a injecção das ancoragens.



Figura 7.6 – Aspecto geral da obra após o pré-esforço das ancoragens.

A Figura 7.7 mostra o aspecto geral da obra na fase correspondente à escavação até à profundidade de 3 m.



Figura 7.7 – Aspecto geral da obra na fase de execução correspondente à escavação até à profundidade de 3 m.

O aspecto geral da obra após a escavação até à profundidade de 6 m é apresentado na Figura 7.8. Como se pode observar, existe alguma água no interior da escavação, devido à paragem das bombas durante um curto período de tempo. Dado o elevado caudal de água afluente ao interior da escavação através do seu fundo, a paragem das bombas durante poucas horas implica a entrada de água suficiente para cobrir o fundo de escavação. É de salientar que, em períodos de paragem dos trabalhos, foi notória a influência das marés no volume de água que afluía ao interior da escavação através do seu fundo, o que pode ser explicado pela proximidade do local da obra ao canal de acesso à marina de Lagos.



Figura 7.8 – Aspecto geral da obra após a escavação até à profundidade de 6 m.

Na Figura 7.9 pode observar-se com algum detalhe o aspecto da parede de CSM após a escavação até à profundidade de 6 m.



Figura 7.9 – Aspecto da parede de CSM após a escavação até à profundidade de 6 m.

Na Figura 7.10 apresenta-se o aspecto geral da obra no final da escavação com uma altura máxima de 6 m e após a regularização do fundo da escavação.



Figura 7.10 – Aspecto final da escavação após a regularização do fundo.

A Figura 7.11 mostra o aspecto geral da obra após o início da execução da laje de fundo.



Figura 7.11 – Aspecto geral da obra no início da execução da laje de fundo.

Na Figura 7.12 apresenta-se o aspecto geral da obra durante a colocação da armadura da laje de fundo.



Figura 7.12 – Aspecto geral da obra durante a colocação da armadura da laje de fundo.

7.3. PLANO DE OBSERVAÇÃO

7.3.1. INSTRUMENTAÇÃO IMPLEMENTADA

O plano de observação estabelecido para a obra em estudo tem como objectivo permitir a medição dos deslocamentos horizontais da parede, dos deslocamentos verticais da parede e da muralha e dos esforços nas ancoragens ao longo das diferentes fases construtivas. A localização dos equipamentos de monitorização foi definida de acordo com o esquematizado na Figura 7.13. Os equipamentos de monitorização implementados foram:

- 5 inclinómetros colocados no terreno a 0,15 m da viga de coroamento;
- 5 células de carga colocadas nas cabeças das ancoragens;
- 17 alvos topográficos instalados na viga de coroamento e, paralelamente, no alinhamento da muralha.

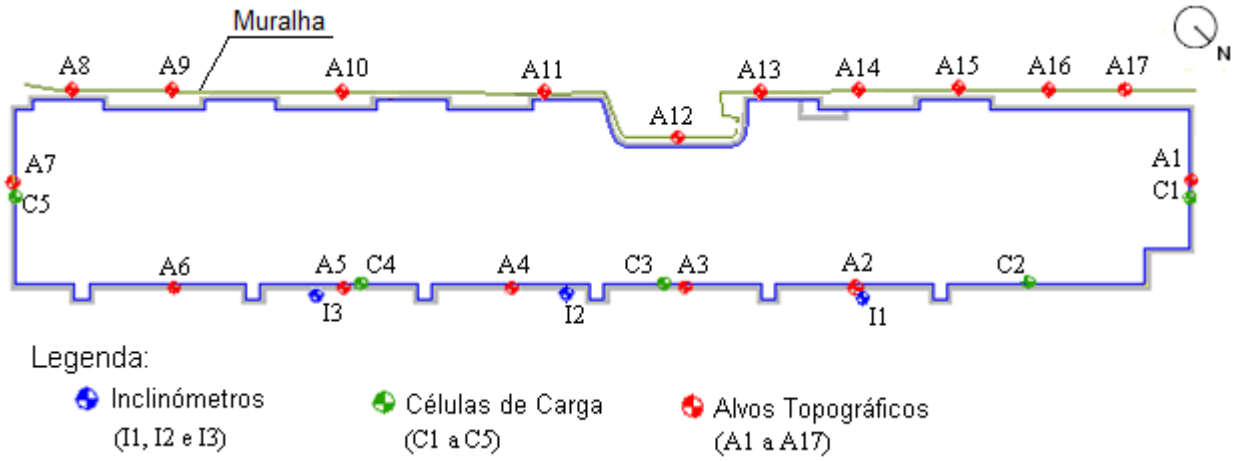


Figura 7.13 – Localização dos equipamentos de monitorização.

Apresenta-se em seguida uma breve descrição dos equipamentos de monitorização implementados na obra em estudo.

Inclinómetros

O inclinómetro mede a distorção angular entre dois pontos consecutivos de um furo, permitindo a determinação dos deslocamentos relativos de cada ponto. Este aparelho é utilizado para medir os deslocamentos no maciço ao longo de uma linha vertical. Na Figura 7.14 pode observar-se o aparelho inclinométrico do Laboratório de Geotecnia da FEUP. Sempre que o objectivo seja aferir os deslocamentos no plano da contenção, os tubos inclinométricos podem ser instaladas no interior dos próprios elementos de contenção.

a)



b)



Figura 7.14 – Aparelho inclinométrico do Laboratório de Geotecnia da FEUP: a) aparelho de aquisição de dados; b) Inclinómetro.

Para a instalação do inclinómetro, é necessário proceder previamente à execução de um furo que permita a instalação do tubo inclinométrico. O equipamento consiste num torpedo com sensores pendulares em duas direcções ortogonais que, em cada ponto, mede a inclinação do seu eixo relativamente à vertical ao descer guiado pelas calhas do tubo inclinométrico através de dois conjuntos de rodas. Esta inclinação é medida por servo-acelerómetros e é efectuada sequencialmente desde o ponto mais baixo do tubo até à superfície. Para obtenção de resultados mais rigorosos efectuam-se em geral duas medições de forma a identificar eventuais erros pontuais. Para evitar perturbações do meio no qual os inclinómetros são inseridos, devem ser colocadas tampas nas extremidades dos tubos inclinométricos. Na Figura 7.15 pode observar-se a operação de leitura de um dos inclinómetros da obra em estudo.



Figura 7.15 – Leitura inclinométrica na obra em estudo.

Os deslocamentos são calculados através expressão:

$$\delta_h = L \sum \sin\theta \tag{7.2}$$

sendo:

δ_h – deslocamento horizontal, relativamente à vertical que passa no centro da base do tubo inclinométrico;
L – intervalo de leitura;
θ – ângulo de inclinação.

É de notar que, sendo o tubo inclinométrico levado até uma profundidade à qual os deslocamentos são muito próximos de zero, o valor de δ_h é praticamente um deslocamento absoluto.

Na Figura 7.16 apresenta-se esquematicamente um inclinómetro biaxial no interior do tubo inclinométrico, indicando-se as variáveis acima referidas.

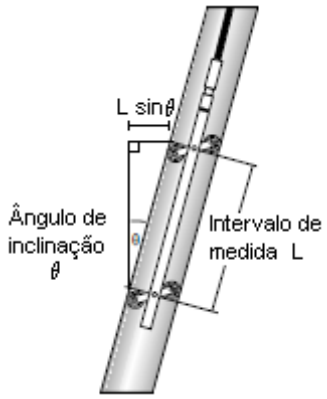


Figura 7.16 – Esquema do inclinómetro biaxial.

Células de carga

As células de carga são instrumentos utilizados para a medição da variação da carga de pré-esforço em ancoragens, sendo geralmente instaladas em pelo menos 5% das ancoragens.

O princípio de funcionamento de uma célula de carga eléctrica é o de uma placa sujeita a forças de compressão, cuja deformação é medida através de extensómetros eléctricos. A primeira leitura é efectuada manualmente após as operações de pré-esforço e as leituras seguintes são realizadas ao longo do processo construtivo, sendo os seus registos efectuados em intervalos regulares programáveis no sistema de aquisição de dados.

A escolha do tipo de célula deve ter em conta a forma de aquisição de dados e se são instaladas em ancoragens do tipo definitivo ou provisório. Neste caso, dado o carácter provisório da estrutura,optou-se pela instalação de células de carga hidráulicas.

Na Figura 7.17 apresenta-se uma das células de carga colocadas nas ancoragens, na obra em estudo.



Figura 7.17 – Célula de carga hidráulica instalada na obra em estudo.

Alvos topográficos

Os alvos topográficos são pontos de observação colocados acima da cota de escavação e lidos recorrendo a estações totais de precisão, o que possibilita um controlo dos deslocamentos verticais e horizontais. A medição de convergências da estrutura de contenção pode ser efectuada recorrendo a

alvos topográficos, sendo nesse caso instalados em vigas de coroamento paralelas ou em alinhamentos paralelos. A Figura 7.18 mostra um dos alvos topográficos colocado na viga de coroamento, na obra em estudo.



Figura 7.18 – Alvo topográfico colocado na viga de coroamento, na obra em estudo.

7.3.2. LIMITES DE ALERTA E ALARME

Para o controlo de segurança da estrutura, na elaboração do plano de observação devem ser definidos limites de alerta e de alarme, de forma a prevenir a ocorrência de fenómenos inesperados durante a execução da obra.

Caso seja atingido o limite de alerta, é necessário incrementar medidas preventivas e proceder ao aumento da frequência de leituras dos equipamentos de monitorização, aumentando eventualmente também o número de equipamentos de monitorização. Além das medidas enunciadas, deverá também proceder-se a uma avaliação da situação com reformulação dos cálculos, ajustando-os à situação em causa e aos comportamentos verificados. Uma leitura com níveis acima do limite de alerta deve merecer o máximo cuidado, sobretudo quando esses sinais se estenderem a vários equipamentos de monitorização. Nestas situações, é importante a realização de inspecções visuais a todos os locais críticos, de forma a poder clarificar a situação. Por sua vez, quando é atingido o limite de alarme, além de ser necessário aumentar ainda mais a frequência das leituras, justifica-se uma paragem dos trabalhos e a aplicação de acções de contingência.

Apresentam-se no Quadro 7.1 os limites de alerta definidos para cada uma das fases de execução da obra. A definição dos deslocamentos máximos admissíveis da cortina foi efectuada tendo por base os resultados da análise pelo método dos elementos finitos em condições de serviço. É de notar que se consideram positivos os deslocamentos da cortina na direcção da escavação e negativos os deslocamentos da cortina contra o terreno. Relativamente à força nas ancoragens, tomou-se como valor para o limite de alerta um aumento da carga de 10% em relação ao valor da força inicial instalada ($Pa_{inicial}$).

Quadro 7.1 – Limites de alerta definidos para a obra em estudo.

	Limites de alerta	
	Deslocamentos horizontais da cortina	Força de ancoragem (kN)
Após execução e pré-esforço de ancoragens	-23 mm no topo da cortina	$1{,}1\times \mathrm{Pa}_{\mathrm{inicial}}$
Após a escavação até à profundidade de 3 m	-19 mm no topo da cortina ou 10 mm próximo da base de escavação	
Após a escavação até à profundidade de 6 m	-17 mm no topo da cortina ou 20 mm próximo da base de escavação.	

7.3.3. ANÁLISE DE RESULTADOS

7.3.3.1. Inclinómetros

Na obra em estudo foram instalados três tubos inclinométricos, com comprimentos de medição de 9,0 m, a uma distância de cerca de 15 cm da cortina de contenção, de acordo com a esquematização já apresentada na Figura 7.13.

Efectuaram-se cinco leituras inclinométricas em diferentes fases de execução da cortina de contenção, de acordo com o Quadro 7.2.

Quadro 7.2 – Leituras inclinométricas realizadas.

	Fase de execução da obra
Leitura 0	Após a escavação até à cota da base da viga de coroamento (altura de escavação=0,90 m)
Leitura 1	Após a execução e o pré-esforço das ancoragens
Leitura 2	Após a escavação até à profundidade de 3 m
Leitura 3	Após a escavação até à profundidade de 6 m (altura máxima de escavação)
Leitura 4	Antes de iniciar a execução da estrutura definitiva (21 dias após a Leitura 3)

Em cada campanha de observação as leituras são comparadas com a leitura inicial, designada por "Leitura 0", sendo os movimentos da parede estabelecidos em relação à posição definida nessa primeira leitura.

A Leitura 4 efectuou-se 21 dias após a Leitura 3, antes do início da execução da estrutura definitiva, com o intuito de avaliar o efeito do tempo nos movimentos da estrutura de contenção.

Para cada inclinómetro, efectuou-se a medição dos deslocamentos nas direcções A e B, ortogonais entre si, que correspondem respectivamente à direcção perpendicular ao desenvolvimento da parede de contenção e à direcção do desenvolvimento longitudinal da mesma, de acordo com a Figura 7.19. Os deslocamentos obtidos na direcção B são desprezáveis, pelo que se apresentam apenas os resultados obtidos na direcção A.

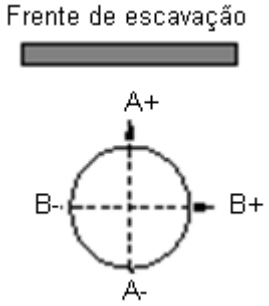


Figura 7.19 – Identificação da direcção A.

O aspecto geral da obra na fase de execução correspondente à Leitura 1 pode ser observado na Figura 7.6 anteriormente apresentada. A Figura 7.19 mostra os deslocamentos obtidos na Leitura 1, após a execução e o pré-esforço das ancoragens, para os inclinómetros I1, I2 e I3.

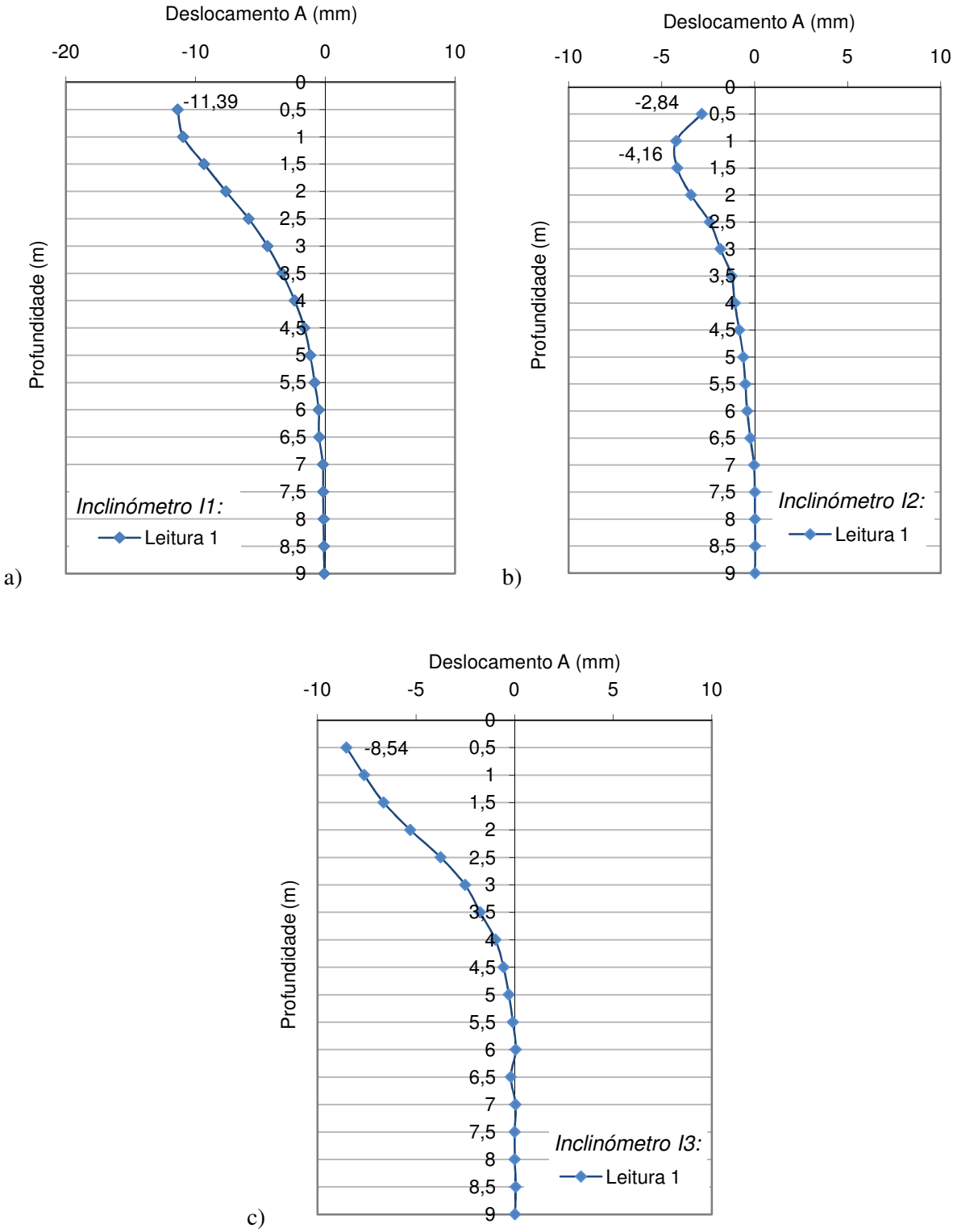


Figura 7.20 – Deslocamentos horizontais na direcção A, obtidos na Leitura 1: a) inclinómetro I1; b) inclinómetro I2; c) inclinómetro I3.

Como se pode constatar pela análise da figura, o deslocamento horizontal máximo do terreno nesta fase ocorre junto à superfície. Tendo presente que a Leitura 1 corresponde à fase de aplicação do pré-

esforço das ancoragens verifica-se, como seria de esperar, que o terreno se desloca no sentido de A-, de acordo com a Figura 7.19, ou seja, no sentido do maciço não escavado.

Dados os valores dos deslocamentos obtidos, verifica-se que a estabilidade da estrutura de contenção nesta fase está garantida, não sendo necessário tomar medidas especiais de precaução.

Na Figura 7.21 apresenta-se o aspecto geral da obra na fase de execução correspondente à Leitura 2, indicando-se a localização dos três inclinómetros instalados. Como se pode observar na figura, foi deixada uma banqueta na proximidade do inclinómetro I1, o que condiciona de certa forma os deslocamentos observados. É de referir que na zona de instalação do inclinómetro I3, a escavação ainda não tinha atingido 3 m de profundidade, o que deve ser tido em conta na análise de resultados.



Figura 7.21 – Aspecto geral da escavação na fase de execução correspondente à Leitura 2.

Em seguida apresentam-se os resultados dos deslocamentos obtidos para os inclinómetros I1, I2 e I3 na Leitura 2, após a escavação até à profundidade de 3 m (Figura 7.22), tendo como referência a "Leitura 0". Incluem-se na mesma figura os deslocamentos obtidos na Leitura 1, de forma a poder avaliar os incrementos de deslocamentos observados.

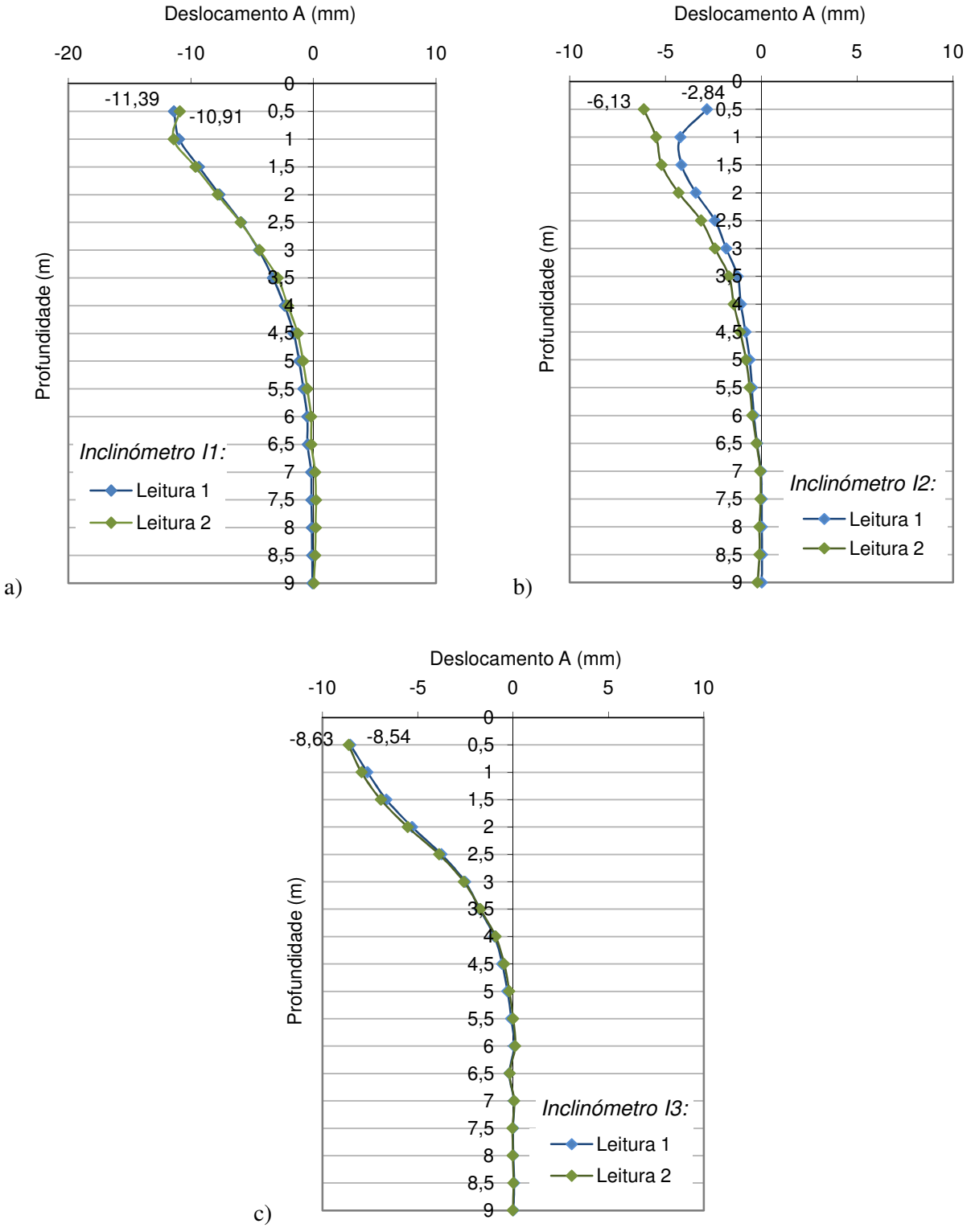


Figura 7.22 – Deslocamentos horizontais na direcção A, obtidos nas leituras 1 e 2: a) inclinómetro I1; b) inclinómetro I2; c) inclinómetro I3.

Pela análise dos resultados obtidos, verifica-se que o deslocamento horizontal máximo obtido na Leitura 2 é de aproximadamente -11 mm no topo da cortina. Como se pode observar, nos

inclinómetros I1 e I3 praticamente não se registaram alterações relativamente à Leitura 1. Como anteriormente se referiu, relativamente ao inclinómetro I1, os resultados foram condicionados pelo facto de se ter deixado uma banqueta na sua proximidade e em relação ao inclinómetro I3, ainda não se tinha atingido os 3 m de escavação nessa zona. No inclinómetro I2 registou-se um incremento de deslocamento horizontal relativamente à Leitura 1 de aproximadamente 3,3 mm no topo da cortina, no sentido do maciço não escavado.

Tendo presente que as Leituras 1 e 2 correspondem, respectivamente, à fase posterior à aplicação do pré-esforço das ancoragens e à fase de escavação até à profundidade de 3 m, seria de esperar que na Leitura 2 houvesse um incremento do deslocamento da cortina no sentido do interior da escavação. No entanto, tal não se verifica, havendo inclusive um aumento do deslocamento no sentido do maciço não escavado. A explicação para este facto pode estar relacionada com o que se pode designar como "efeito tempo" que se verifica após o pré-esforço das ancoragens. O deslocamento observado na Leitura 1 não corresponde certamente ao deslocamento máximo observado para o interior do maciço após a operação de pré-esforço. Assim, apesar de o deslocamento observado na Leitura 2 indicar que houve um incremento de deslocamento no sentido do maciço não escavado, na realidade, à medida que a escavação ocorreu, a cortina ter-se-á deslocado no sentido do interior da escavação.

Consultando o Quadro 7.1 anteriormente apresentado verifica-se que o deslocamento horizontal real observado é inferior ao deslocamento definido como limite de alerta, pelo que se pode afirmar que está garantida a estabilidade da estrutura de contenção dentro de níveis aceitáveis de deformação.

O aspecto geral da obra na fase de execução correspondente à Leitura 3 foi anteriormente apresentado na Figura 7.8.

Na Figura 7.23 apresentam-se os resultados dos deslocamentos obtidos na Leitura 3. Incluem-se na mesma figura os deslocamentos obtidos nas Leituras 1 e 2, de forma a poder analisar os incrementos de deslocamentos relativamente às leituras anteriores.

Pela análise dos resultados obtidos através do inclinómetro I1, verifica-se que há um deslocamento da cortina no sentido do interior da escavação a partir dos 4 m de profundidade, com um valor máximo de 2,5 mm. Observando os resultados obtidos no inclinómetro I2, verifica-se que praticamente não houve alteração relativamente à leitura anterior (Leitura 2). Em relação ao inclinómetro I3, verifica-se uma tendência para que haja deslocamento no sentido do interior da escavação, embora a alteração relativamente à leitura anterior (Leitura 2) seja praticamente nula.

Em todos os casos o deslocamento máximo horizontal é inferior ao deslocamento definido como limite de alerta, podendo concluir-se que está garantida a estabilidade da estrutura de contenção nesta fase, dentro de limites de deformação aceitáveis.

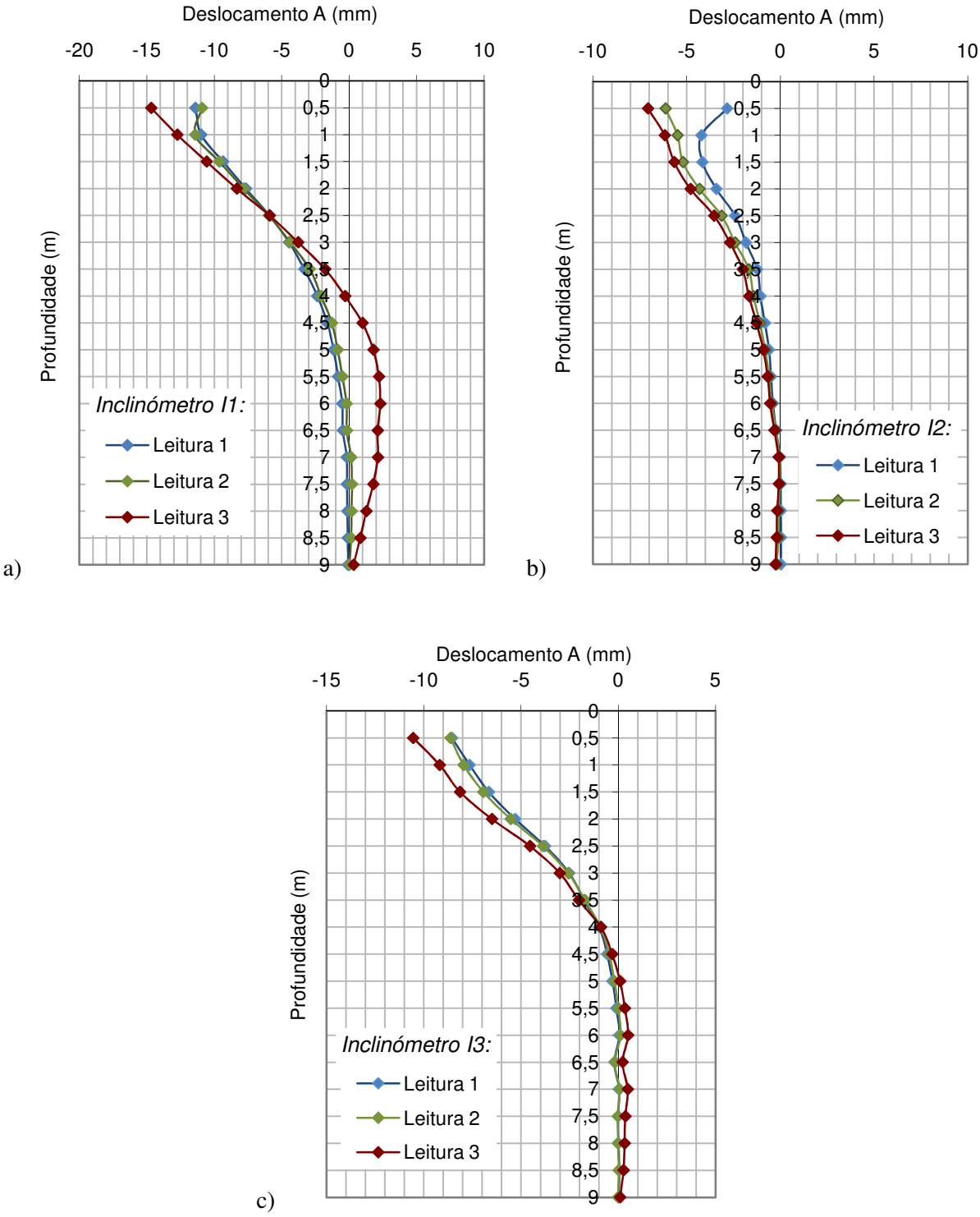


Figura 7.23 – Deslocamentos horizontais na direcção A, obtidos nas leituras 1, 2 e 3: a) inclinómetro I1; b) inclinómetro I2; c) inclinómetro I3.

A Figura 7.24 mostra os resultados dos deslocamentos obtidos na Leitura 4, incluindo-se também os resultados obtidos na Leitura 3 de forma a possibilitar a análise dos incrementos de deslocamentos observados. A Leitura 4 foi efectuada 21 dias após a Leitura 3, para uma altura de escavação aproximadamente igual, com o objectivo de verificar o "efeito tempo".

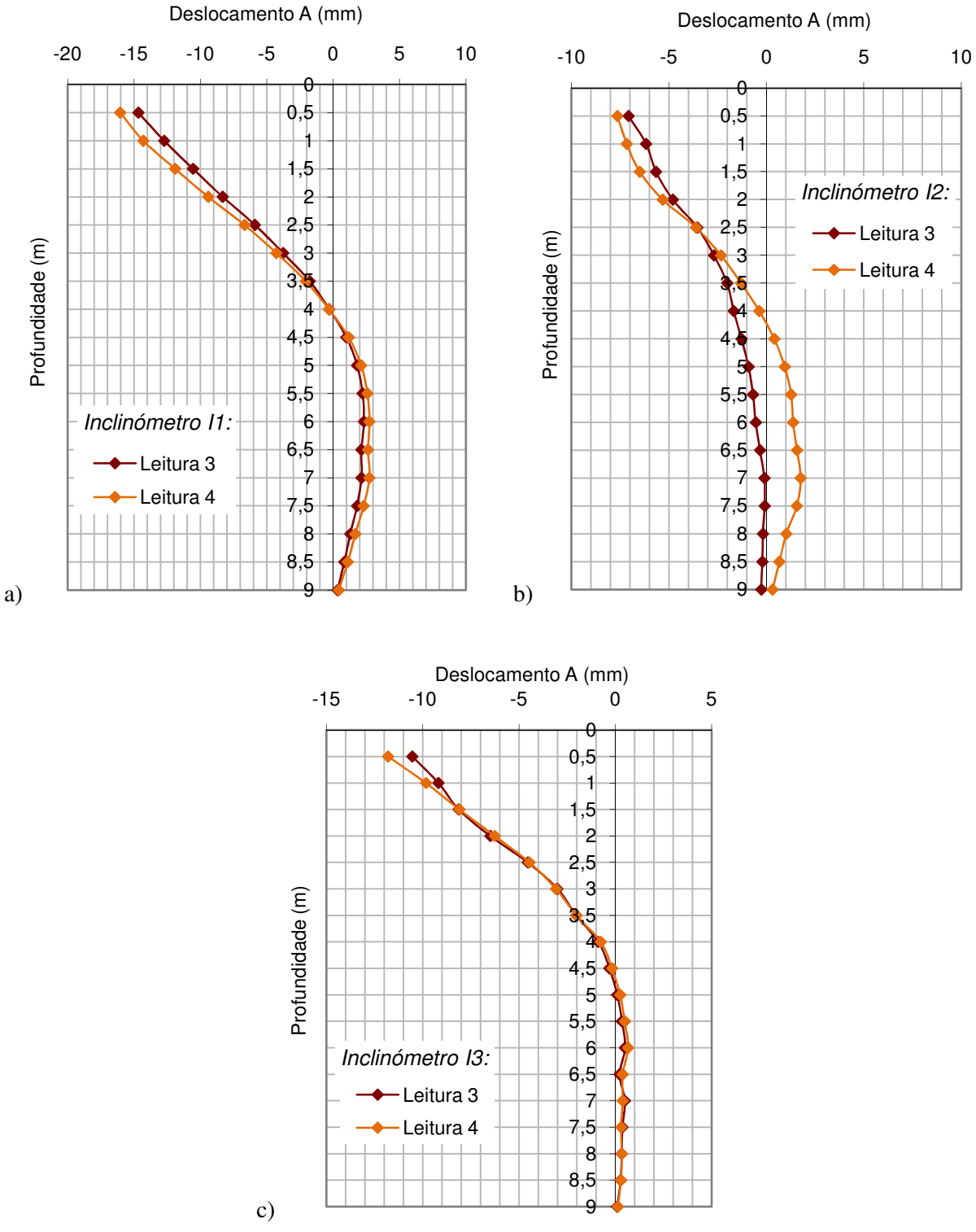


Figura 7.24 – Deslocamentos horizontais na direcção A, obtidos nas leituras 3 e 4: a) inclinómetro I1; b) inclinómetro I2; c) inclinómetro I3.

Pela análise da figura, verifica-se que nos inclinómetros I1 e I3 os incrementos de deslocamentos são praticamente nulos. Relativamente ao inclinómetro I2, verifica-se que o deslocamento horizontal da parede até aos 3 m de profundidade praticamente não se altera entre as duas leituras e a partir dos 3 m

de profundidade há um deslocamento horizontal da parede no sentido do interior da escavação, com um valor máximo de 2 mm.

Assim, pode concluir-se que há uma tendência para a estabilização do deslocamento da parede ao longo do tempo.

Na Figura 7.25 encontram-se representadas as envolventes de deslocamentos obtidas através das leituras inclinométricas efectuadas.

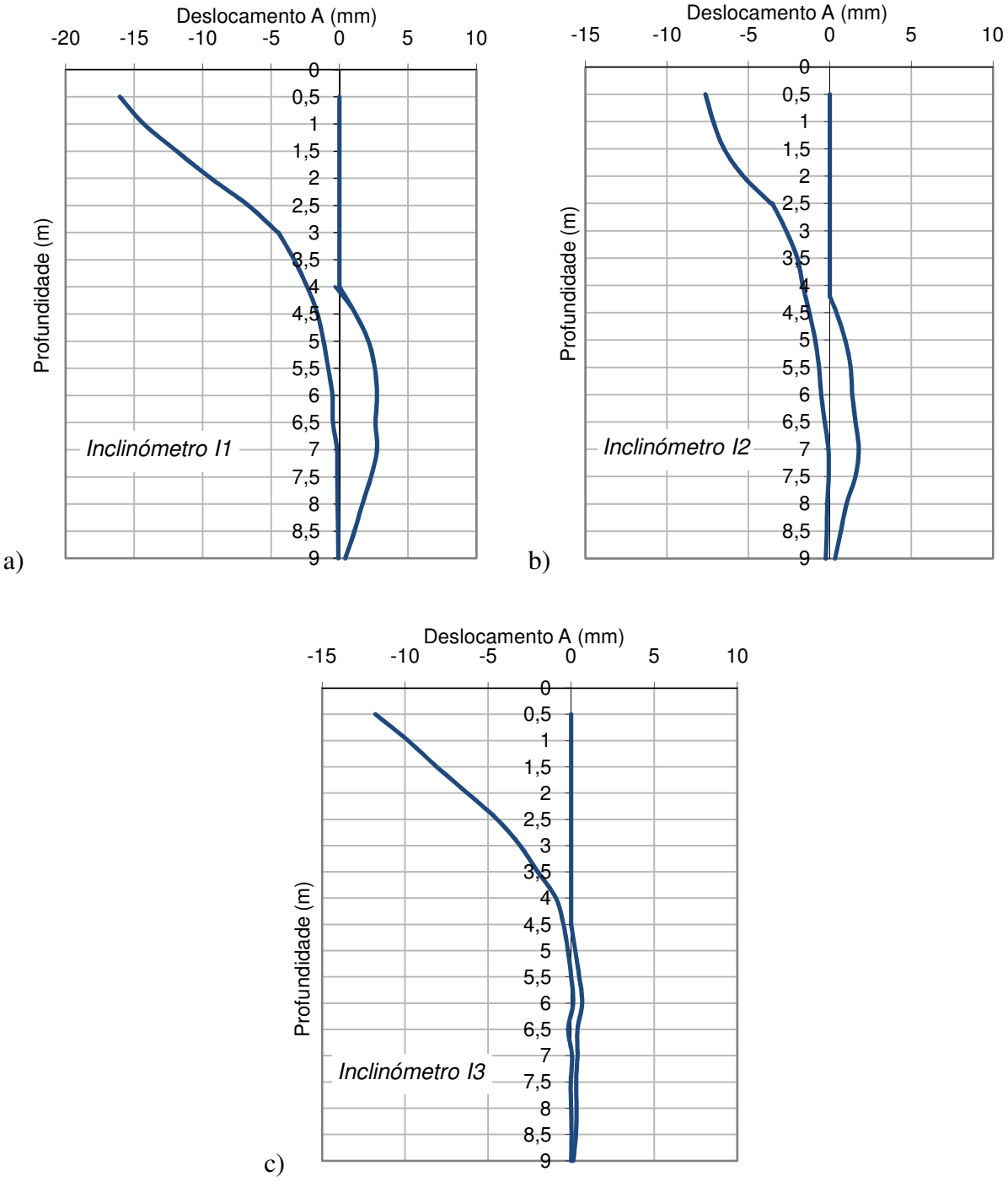


Figura 7.25 – Envolvente de deslocamentos horizontais na direcção A: a) inclinómetro I1; b) inclinómetro I2; c) inclinómetro I3.

Pode concluir-se que os deslocamentos horizontais são globalmente pequenos, tendo os valores máximos sido registados na fase de execução correspondente à Leitura 4 (antes do início da execução da estrutura definitiva), embora com incrementos muito pequenos relativamente à Leitura 3. O deslocamento horizontal máximo no sentido do maciço não escavado foi de 16 mm e o deslocamento horizontal máximo no sentido da escavação foi de 3 mm. Relativamente ao deslocamento no sentido do maciço não escavado, a relação $\delta_{H\,max}/H$ toma o valor de 0,27 % e em relação ao deslocamento no sentido do interior da escavação, obteve-se $\delta_{H\,max}/H$ = 0,05%.

Segundo Clough e O'Rourke (1990), para solos argilosos pouco deformáveis, solos residuais e areias, os movimentos horizontais das estruturas de contenção são em média 0,2% do valor da altura máxima de escavação. Neste caso, o valor do deslocamento horizontal máximo relativamente à altura total de escavação é inferior ao valor médio observado pelos autores supracitados.

7.3.3.2. Células de carga

Instalaram-se cinco células de carga em ancoragens dos alinhamentos da obra estudados, o que representa cerca de 5% do número total de ancoragens (106 ancoragens). A localização das células de carga foi anteriormente apresentada na Figura 7.13.

As células de carga foram monitorizadas ao longo do processo de execução da obra, tendo sido registadas quatro leituras da força instalada nas ancoragens, nas fases de execução indicadas no Quadro 7.3.

A célula de carga C5 foi danificada durante a escavação pelo que não se dispõe dos resultados da observação desse dispositivo.

Quadro 7.3 – Leituras realizadas nas células de carga.

	Fase de execução da obra
Leitura 0	Força na ancoragem após o pré-esforço
Leitura 1	Força na ancoragem para uma altura de escavação entre os 3 m e os 6 m de profundidade
Leitura 2	Força na ancoragem após a escavação até à profundidade de 6 m (altura máxima de escavação)
Leitura 3	Força na ancoragem antes de iniciar a execução da estrutura definitiva (21 dias após a Leitura 1)

Os valores obtidos na monitorização das células de carga são apresentados no Quadro 7.4.

Quadro 7.4 – Resultados das leituras das células de carga.

	Força na ancoragem (kN)				Variação da força na ancoragem (kN)	
Célula de Carga	Leitura 0	Leitura 1	Leitura 2	Leitura 3		
C1	640	590	590	590	- 50 kN	(7,8 %)
C2	640	545	545	540	- 100 kN	(15,6 %)
C3	550	510	510	500	- 50 kN	(9,1 %)
C4	620	580	580	580	- 40 kN	(6,5 %)

Como se pode constatar pela análise do quadro, a força na ancoragem praticamente não varia a partir da Leitura 1. Analisando os valores obtidos pode concluir-se que, após a operação de pré-esforço (Leitura 0), há uma diminuição da força de ancoragem, não sendo conhecido o seu valor mínimo. Após a operação de pré-esforço, entre as Leituras 0 e 1, ter-se-á atingido o valor mínimo da força na ancoragem, inferior ao valor registado na Leitura 1 e com o avanço da escavação terá havido um ligeiro aumento da força até à sua estabilização a partir da Leitura 1. Estes resultados estão, aliás, coerentes com os deslocamentos horizontais observados no topo da cortina. Após as operações de pré-esforço, o deslocamento no topo da cortina é no sentido do maciço não escavado, pelo que, a força na ancoragem tende, naturalmente, a diminuir.

Pelos resultados obtidos a partir da Leitura 1, verifica-se que há uma tendência para a estabilização da força nas ancoragens ao longo do tempo.

7.3.3.3. Alvos Topográficos

Instalaram-se 17 alvos topográficos, de acordo com o esquematizado na Figura 7.13 anteriormente apresentada. Os alvos topográficos A1 a A6 foram instalados na viga de coroamento e os restantes alvos instalaram-se na muralha existente. É de notar que as leituras dos alvos topográficos apenas permitiram tirar conclusões acerca dos deslocamentos verticais da estrutura de contenção.

Ao longo do processo de execução da escavação foram registadas três leituras dos alvos topográficos. A primeira leitura, designada por "Leitura zero", realizou-se após a escavação até à cota da base da viga de coroamento (altura de escavação = 0,90 m). As Leituras 1 e 2 foram efectuadas após a escavação até à profundidade de 6 m, com uma diferença de 5 dias entre si. Os deslocamentos observados nas Leituras 1 e 2 foram determinados tendo por base "Leitura zero".

Apresenta-se em seguida o cálculo do encurtamento elástico da parede, de forma a avaliar qual o valor do deslocamento vertical que poderá estar associado à compressão do material. O encurtamento elástico é determinado com base na Lei de Hooke, dada pela expressão seguinte:

$$\sigma = \varepsilon \times E \tag{7.3}$$

sendo:

σ – tensão vertical actuante na parede;
ε – deformação da parede;
E – módulo de deformabilidade do solo tratado.

A tensão vertical actuante na parede é dada por:

$$\sigma = \frac{F_{aV}}{A} \tag{7.4}$$

sendo:

F_{aV} – componente vertical da força de ancoragem;
A – área transversal da parede.

A área transversal da parede é dada por:

$$A = L_{influência} \times e_{parede} \tag{7.5}$$

sendo:

$L_{influência}$ – comprimento de influência de cada ancoragem;
e_{parede} – espessura da parede.

As ancoragens encontram-se espaçadas de 2,5 m, sendo esse o valor do comprimento de influência de cada ancoragem. A espessura da parede é de 0,6 m. Considerando a força de pré-esforço máxima observada (640 kN), o valor da tensão vertical actuante na parede é dado por:

$$\sigma = \frac{640 \times \sin 35°}{2{,}5 \times 0{,}6} = 244{,}7\ kPa$$

Para a determinação da deformação do solo tratado, foram considerados o valor máximo e o valor mínimo do módulo de deformabilidade obtidos nos ensaios laboratoriais realizados. Considerando o valor máximo do módulo de deformabilidade (E=8 GPa), a deformação da parede é $\varepsilon = 0{,}03$ ‰. Para o valor mínimo do módulo de deformabilidade (E=2 GPa), a deformação da parede é $\varepsilon = 0{,}12$ ‰.

O encurtamento elástico da parede (ΔL) é então dado por:

$$\Delta L = \varepsilon \times L \tag{7.5}$$

sendo:

L – comprimento da parede.

Assim, para o comprimento total da parede (12 m), o encurtamento elástico assume um valor entre 0,37 mm e 1,5 mm.

Na Figura 7.26 podem observar-se os deslocamentos verticais da parede de contenção, com base nas leituras dos alvos topográficos efectuadas, incluindo-se também o intervalo de deformação elástica da parede calculado.

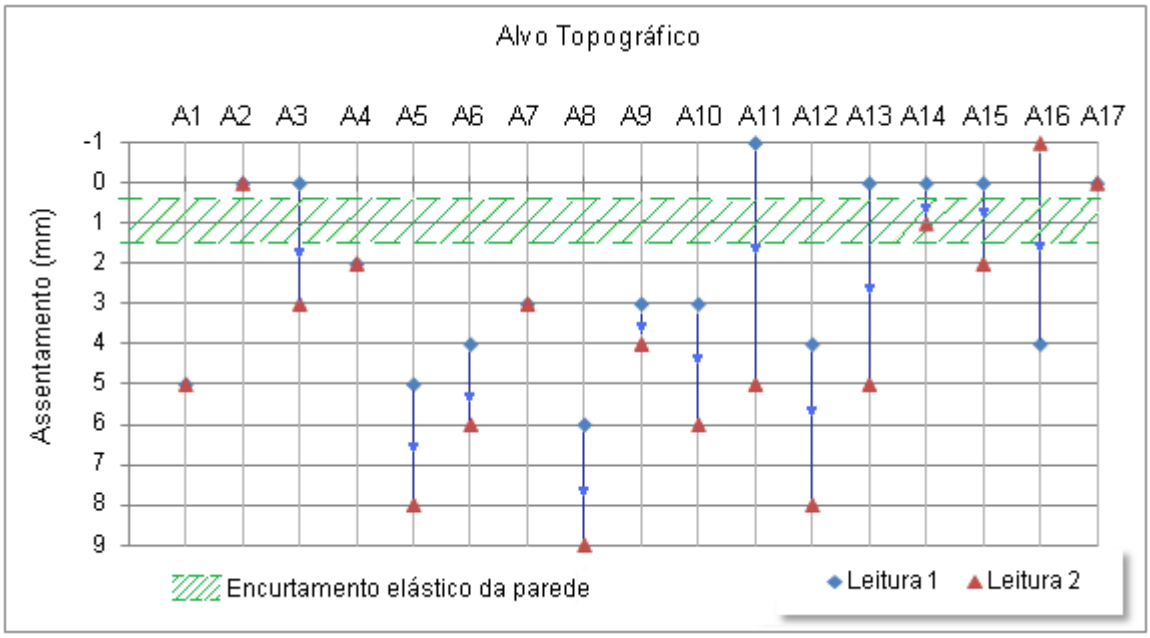


Figura 7.26 – Deslocamentos verticais da parede de contenção obtidos através dos alvos topográficos.

Como se pode constatar pela análise da figura, os deslocamentos verticais observados são pequenos, sendo até nulos em alguns pontos, nomeadamente nos alvos topográficos A2 e A17. O deslocamento vertical máximo observado é de 9 mm e ocorre no alvo topográfico A8, localizado no alinhamento junto à muralha, o que indica que parte do deslocamento não pode ser explicado pela deformação elástica da parede.

Tendo em conta os resultados observados, pode concluir-se que os deslocamentos verticais da parede se encontram dentro de valores satisfatórios.

8

CONCLUSÕES

A implementação de soluções inovadoras e a optimização das opções de projecto são questões que assumem cada vez maior importância, especialmente na área da geotecnia, onde a crescente urbanização ao longo do tempo tem conduzido à desafiante necessidade de construção em solos de características desfavoráveis, eventualmente ainda associadas a questões de limitação de espaço e de tempo. Nesse contexto, as técnicas de melhoramento de solos que têm por base a sua mistura *in situ* com agentes estabilizadores, têm vindo a ser alvo de intensificação e de diversificação ao longo do tempo.

A técnica de *cutter soil mixing* (CSM), apresenta-se como uma técnica de melhoramento de solos desenvolvida a partir da técnica de *deep soil mixing* (DSM) e recorrendo a alguns princípios de execução de paredes moldadas, permitindo a mistura do solo *in situ* com agentes estabilizadores, geralmente o cimento. Como principais vantagens desta técnica relativamente a outras técnicas alternativas, além dos aspectos económicos, salientam-se a possibilidade de controlo em tempo real dos parâmetros de execução, da geometria do material tratado em profundidade e a ligação eficaz entre painéis adjacentes. O campo de aplicação desta técnica é muito abrangente, tanto ao nível do tipo de solo que pode servir de base ao tratamento como em relação ao tipo de obras onde a sua aplicação se torna técnica e economicamente viável.

Estes aspectos permitem afirmar que, relativamente a outras técnicas de melhoramente de solos como o *jet grouting* e os métodos tradicionais de DSM, esta técnica pode ser vantajosa em muitas situações. Relativamente à sua aplicação como solução de contenção de escavações em meio urbano, salienta-se a vantagem de ser economicamente mais favorável e a possibilidade de utilização como elemento de impermeabilização.

A aplicação da técnica de CSM em obras recentemente realizadas, algumas delas referidas neste trabalho, permitem demonstrar que tem sido implementada com sucesso um pouco por todo o mundo.

Relativamente ao caso de estudo abordado no presente trabalho, algumas das análises apresentadas no âmbito do dimensionamento da cortina de contenção provisória executada com a técnica de CSM foram efectuadas tendo por base uma analogia a secções de betão armado. Ora, o comportamento de peças de betão armado é perfeitamente conhecido, ao contrário dos materiais envolvidos neste estudo, acerca dos quais há uma maior quantidade de incertezas, nomeadamente em relação à aderência entre o solo tratado e os perfis metálicos. Por esta razão, é importante garantir uma margem de segurança elevada, que neste caso é conseguida por aplicação dos coeficientes de segurança, pelo efeito da força tangencial mobilizada na interface do lado passivo da parede e pela força de compressão favorável actuante na parede, dada pela componente vertical da força de ancoragem.

Quanto ao acompanhamento do processo de execução dos painéis de CSM na obra estudada, verificou-se uma variação significativa do tempo de execução dos diferentes painéis, tendo-se conseguido rendimentos entre 6 m^2/h e 13 m^2/h.

Relativamente aos ensaios laboratoriais realizados no âmbito do controlo de qualidade do solo tratado, a análise dos resultados obtidos permitiu algumas conclusões, salientando-se o seguinte:

- as propriedades inerentes ao solo original que se pretende tratar com cimento por aplicação da técnica de CSM influenciam significativamente as características de resistência e de deformabilidade do solo tratado;
- os parâmetros que parecem influenciar de forma mais significativa o valor final da resistência do material são a presença de água e a granulometria do material que serve de base à mistura;
- na presença de solos mais finos obtêm-se menores resistências, podendo ser necessário aumentar a quantidade de cimento utilizada de modo a melhorar as características finais do solo tratado;
- os provetes submersos antes da realização dos ensaios conduziram a resistências inferiores, inclusive nos ensaios realizados em carotes recolhidas de painéis com localizações muito diversas;
- o tempo de cura dos provetes dentro do intervalo analisado (entre 12 e 28 dias de cura), parece não ter influência nos resultados obtidos;
- a relação $E_{el}/\sigma_{comp.max}$ para as amostras cilíndricas ensaiadas assume valores próximos de 1000 (valores médios);
- a resistência à tracção obtida é cerca de 10 % da resistência à compressão para provetes das mesmas séries, com características semelhantes;
- há uma variabilidade de resultados significativa;
- a quantidade de cimento utilizada na realização dos painéis e a quantidade de vazios do material são factores que muito provavelmente também influenciam os valores da resistência e da rigidez, embora não tenha sido possível efectuar um estudo rigoroso desta questão no âmbito deste trabalho.

A função de impermeabilização da cortina foi garantida, verificando-se que a passagem de água do exterior para o interior da escavação através da parede de CSM foi totalmente impedida. A água afluente ao interior da escavação através dos calcarenitos existentes no seu fundo foi eficazmente controlada através do sistema de drenagem implementado.

O controlo de qualidade é um aspecto que assume grande importância em obras geotécnicas, onde as incertezas associadas à caracterização dos terrenos são uma realidade incontornável. Na obra estudada foi implementado um plano de observação que permitiu o controlo dos deslocamentos do maciço e da estrutura de contenção, bem como a monitorização das forças das ancoragens durante a fase de escavação. A análise dos resultados da observação permitiu concluir que:

- os deslocamentos horizontais e verticais da cortina foram globalmente pequenos ao longo das várias fases de execução da escavação, verificando-se uma tendência para a estabilização do deslocamento horizontal da parede ao longo do tempo;

- os deslocamentos foram em todas as fases de execução da escavação inferiores aos deslocamentos definidos como limite de alerta, tendo-se garantido a estabilidade da estrutura de contenção dentro de limites de deformação aceitáveis;
- os valores máximos dos deslocamentos horizontais foram registados na fase de execução correspondente à Leitura 4 (antes do início da execução da estrutura definitiva), embora com incrementos muito pequenos relativamente à Leitura 3;
- o deslocamento horizontal máximo no sentido do maciço não escavado foi de 16 mm e o deslocamento horizontal máximo no sentido da escavação foi de 3 mm;
- relativamente ao deslocamento no sentido do maciço não escavado, a relação $\delta_{H\,max}/H$ obtida foi de 0,27 % e em relação ao deslocamento no sentido do interior da escavação obteve-se $\delta_{H\,max}/H$ = 0,05%;
- os resultados obtidos através das leituras das células de carga indicam que após a operação de pré-esforço ter-se-á atingido o valor mínimo da força na ancoragem e com o avanço da escavação terá havido um ligeiro aumento da força até à sua estabilização a partir da Leitura 1 (para uma altura de escavação entre os 3 m e os 6 m). Estes resultados estão, aliás, coerentes com os deslocamentos horizontais observados no topo da cortina, uma vez que, após as operações de pré-esforço, o deslocamento no topo da cortina é no sentido do maciço não escavado, o que faz com que a força na ancoragem tenda, naturalmente, a diminuir;
- verifica-se uma tendência para a estabilização da força nas ancoragens ao longo do tempo.

Tendo em conta os resultados obtidos através da observação da obra, salienta-se o bom comportamento da obra ao longo das várias fases da execução da escavação, quer em termos de estabilidade, quer em relação aos níveis de deformação.

Ainda no contexto do controlo da qualidade através da implementação de planos de observação, é importante salientar as palavras de Karl Terzaghi enunciadas na 1 ª Conferência Internacional de Mecânica de Solos e Engenharia de Fundações em Cambridge (USA) em 1936 que ainda hoje, cerca de 73 anos depois, continuam actuais:

"As nossas teorias poderão ser ultrapassadas por outras melhores, mas os resultados de observações conscienciosas de campo irão permanecer como inestimável valor para a nossa profissão. Dentro das investigações urgentes situa-se o penoso trabalho da observação de protótipos em todo o mundo e a comparação dos valores previstos com os valores observados. É necessário enriquecer o dossier dos casos de obras."

A obtenção de boas soluções aplicando a técnica de CSM depende de diversos factores, como as condições geológico-geotécnicas, os requisitos específicos de cada projecto, a experiência do projectista, a disponibilidade de equipamento apropriado e de pessoal qualificado, entre outras. Tendo presente a quantidade de factores que podem influenciar o processo de execução, salienta-se a grande importância do controlo e da monitorização das obras, especialmente quando se trata de intervenções em meio urbano, tornando assim possível a tomada de medidas de prevenção atempadamente e sem riscos para outras estruturas existentes nas proximidades.

Como linhas de desenvolvimento futuro deste trabalho sugere-se uma investigação mais aprofundada da influência do teor em água e da granulometria na qualidade final do solo tratado com a técnica de

CSM, através do acompanhamento de outras obras de aplicação da técnica ou, eventualmente, através da moldagem de provetes em laboratório. Ainda no contexto dos ensaios laboratoriais sugere-se uma análise da influência da quantidade de cimento e da quantidade de vazios do material nas características de resistência e de deformabilidade. Dado que a técnica de CSM é ainda muito recente, a experiência da sua aplicação cinge-se a um conjunto muito reduzido de solos em todo o mundo, pelo que seria interessante a elaboração de uma base de dados com os resultados de ensaios laboratoriais efectuados sobre diferentes tipos de solos, facilitando a implementação desta técnica no mercado.

Bibliografia

American Society for Testing and Materials (1997). *ASTM D 1633-96: Standard Test Method for UnconfinedCompressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, pp. 153-155.

Carreto, J. M. R. (1999). *Jet Grouting: a problemática do dimensionamento e controlo da qualidade*. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos, FCT/UNL. Lisboa.

Gomes Correia, A.; Reis Ferreira, Sandra M. e Faria Araújo, N. (2006). *Triaxiais de precisão para determinação das características de deformabilidade.* 10.º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 2, Lisboa.

EN 14670 (2006). *Execution of special geotechnical works – Deep Mixing*. European Committee for Standardization, Brussels.

EUROCÓDIGO 0 (2002). *Bases para o projecto de estruturas*. EN 1990. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

EUROCÓDIGO 2 (2004). *Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1. Regras gerais e regras para edifícios*. EN 1992-1-1. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

EUROCÓDIGO 7 (2004). *Projecto geotécnico – Parte 1. Regras gerais*. EN 1997-1. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

EUROCÓDIGO 8 (2004). *Projecto de Estruturas Sismo-Resistentes. Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios.* EN 1998-1. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

Falk, E. e Sigmud, C. (2009). *Deep mixing applications in Europe.* International Symposium on Deep Mixing & Admixture Stabilization, Okinawa, Japan.

GEO-RUMO (2008). *FUTURLAGOS – Parque de estacionamento da Frente Ribeirinha de Lagos. Relatório geológico e geotécnico.* Geo-Rumo, Braga.

Gerressen, F. W.; Schopf, M. e Stotzer, E (2009). *CSM – Cutter Soil Mixing – Worldwide experiences of a young soil mixing method.* International Symposium on Deep Mixing & Admixture Stabilization, Okinawa, Japan.

Clough, G. Wayne e O'Rourke, Thomas D. (1990). *Construction induced movements of insitu walls.* Proc. ASCE Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, pp. 439-445.

Guerra, N. M. C., Cardoso, A. S., Matos Fernandes, M. e Gomes Correia, A. (2005). *Análise do mecanismo de instabilidade vertical de estruturas de contenção*. Segundas jornadas Luso/Espanholas de Geotecnia, LNEC, Lisboa.

Jamiolkowski, Michele (2005). *Historical Safeguarding of the city of Venice against high tides*. 2º Seminário - A intervenção no património. Práticas de conservação e reabilitação, Vol. II, Porto, Faculdade de Engenharia, pp. 479-482.

Kaidussis, R. N. e Gomez de Tejada, F. B. (2000). *O Jet Grouting como ferramenta versátil para o tratamento e melhoramento de solos.* VII Congresso Nacional de Geotecnia, Porto, pp. 1065-1074.

Larsson, S. (2005). *State of Practice Report – Execution, Monitoring, and Quality Control*. Sweden, pp. 733-743.

Lopez, Roberto A., ASCE, M., P. E., Majewski, Andy and Harvey, Terry (2005). *Permanent Excavation Support in Urban Areas Using Cutter Soil MixingTechnology: Elliott Avenue Case History***.** Seattle, Washington, pp. 188.

Massarsch, K. R. e Topolnicki, M. (2005). *Regional Report: European Practice of Soil Mixing Technology.* International Conference on Deep Mixing Best Practice and Recent Advances, Stockholm.

Schlosser, F. (1997). *Amélioration et renforcement des Sols*. 14th international Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Hamburg, pp. 2445-2466.

Matos Fernandes, M. (1983). *Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras. Novos Métodos de Dimensionamento.* Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Matos Fernandes, M. (1990). *Estruturas de Suporte de Terras*, Textos de Apoio, FEUP, Porto.

Matos Fernandes, M. (1995). *Mecânica de Solos,* Vol. II, Textos de Apoio, FEUP, Porto.

Matos Fernandes, M. (2004). *Escavações suportadas. A Interacção solo-estrutura vista através das tensões tangenciais na interface*. Revista Latino-americana de Geotecnia, Volume 27, No.1.

Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica de Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais,* Vol. I, FEUP, Porto.

Matos Fernandes, M. e Almeida e Sousa, J. (2003). *Deep exacavation in soft soils. Classical and new solutions to control the movements*, pp. 203-214.

NF P 98-232-3 (1983): *Determination des caractéristiques mécaniques des matériaux traités aux liants hydrauliques, Partie 3: Essai de compression diametrale sur sables et sols fins, pp. 500-503.*

Santos Josefino, C.; Guerra, N. M. C.; Matos Fernandes, M. (2006). *Modelação de Bidimensional de Ancoragens em Escavações Suportadas por Estruturas de Contenção Flexíveis.* 10.º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, pp. 389-398.

Reference Manual Plaxis v8.2

Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (1986). *Decreto-lei 211/86, de 31 de Julho*.

Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (1983). *Decreto-lei 235/83, de 31 de Maio*.

Viana da Fonseca, A. (1988). *Caracterização geotécnica de um solo residual do granito da região do Porto.* Dissertação apresentada à Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Xanthakos, Petros P. (1979). *Slurry Walls*, N.Y., McGraw-Hill.

http://www.cm-lagos.pt, 2009

http://www.digger.gr, 2009

http://www.fdo.pt/georumo, 2009

http://www.haywardbaker.com, 2009

http://www.heidelbergcement.com, 2009

http://www.geotunnel.it, 2009

http://www.golder.ca, 2009

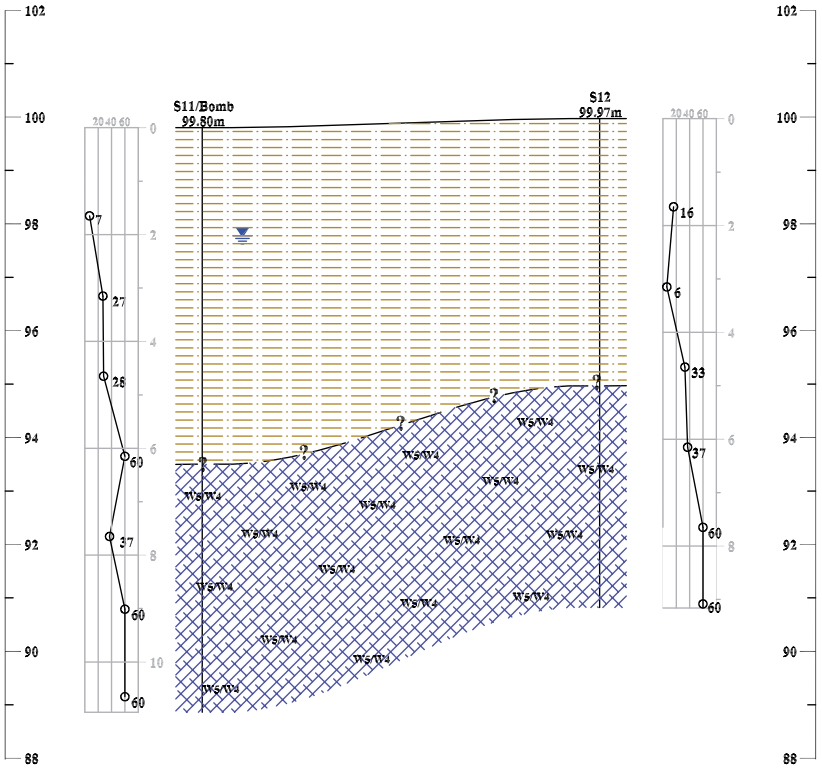
http://www.remtech2009.com, 2009

http://www.salvemose.it, 2009

http://www.terratest.es, 2009

ANEXO A1: Perfis interpretativos geológico-geotécnicos.

Em seguida apresentam-se os perfis interpretativos geológico-geotécnicos da obra em estudo.





LEGENDA

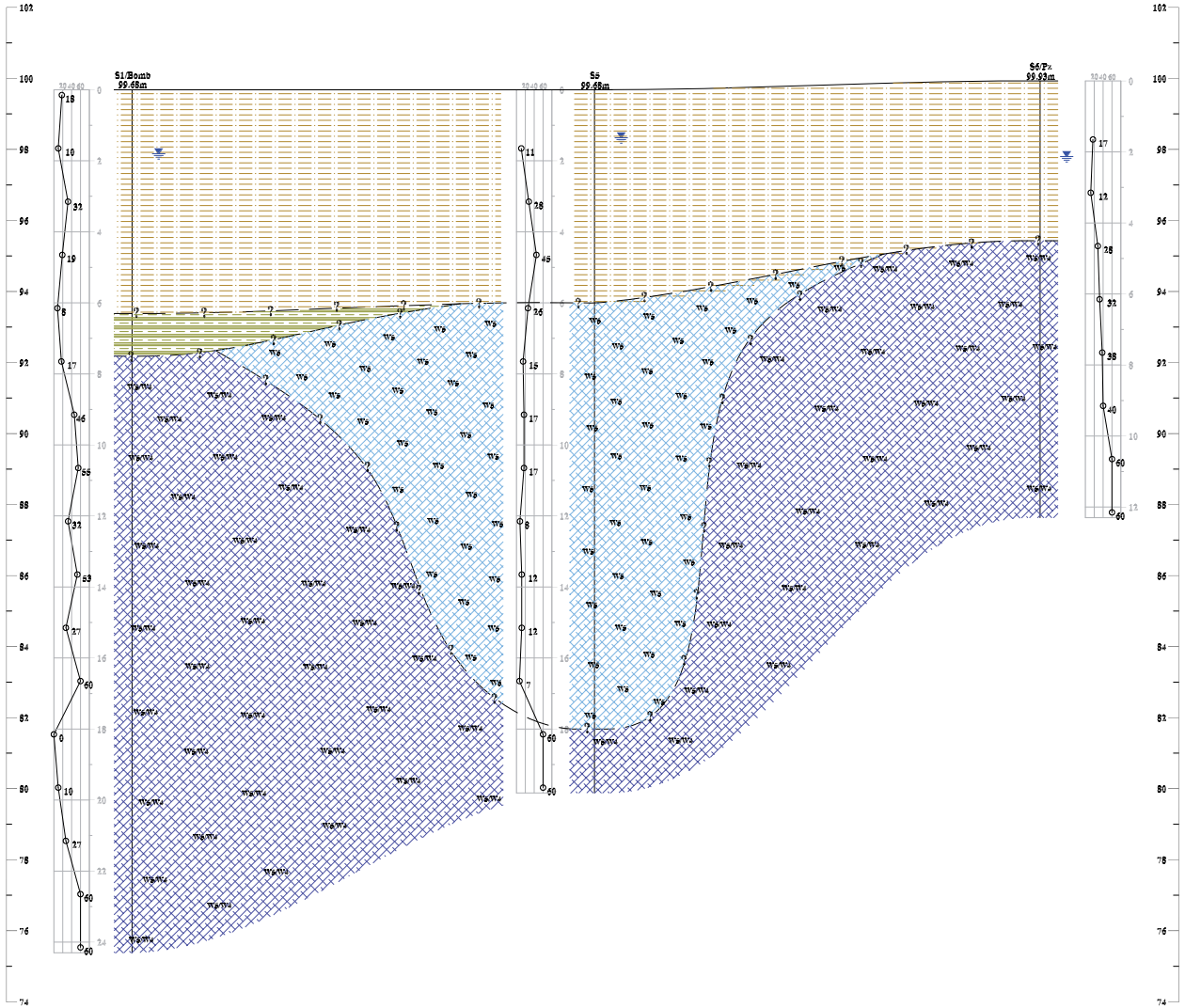
Wi	Grau de alteração;
20 40 60 0 / 60	Valor do Ensaio SPT (N);
	Nível de água detectado no furo de sondagem.

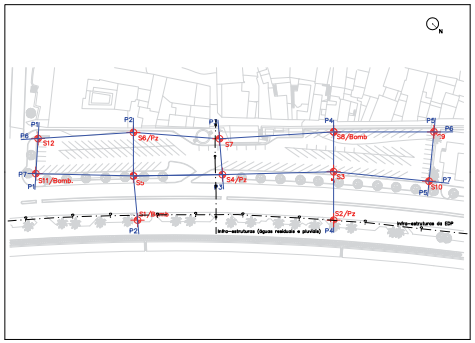
LEGENDA

Aterro: Areia fina a grosseira amarelada, com conchas, e por vezes com fragmentos rochosos (calcários) e seixos (diâmetro máximo observado de 4cm);

Calcarenito decomposto a muito alterado (W5/W4), que pode ser partido com a mão em pequenos fragmentos resistentes, por vezes desagregáveis com a mão em areias ou argilas amareladas a avermelhadas.

DES.		Consórcio: FDO Construções, S.A.; ENSULMECI–Gestão de Projectos de de Engenharia, S.A.; Irmãos Cavaco, S.A.	GEO-RUMO
VERIF.			
APROV.			
ESCALAS 1:250	FORMATO A4 / A3 x / A2	FUTURLAGOS – Parque de estacionamento da frente ribeirinha de Lagos Lagos	Rua Santo André de Cima, 446 4495–040 Póvoa do Varzim Portugal Tel.: 252688170 Fax.: 252688172 Telem.: 96 6038908 E–mail: geral@georumo.pt
DATA: 26–04–2008		Perfil interpretativo geológico–geotécnico P1	PROCESSO Nº: 28154(OBRA 68) DESENHO Nº: 2





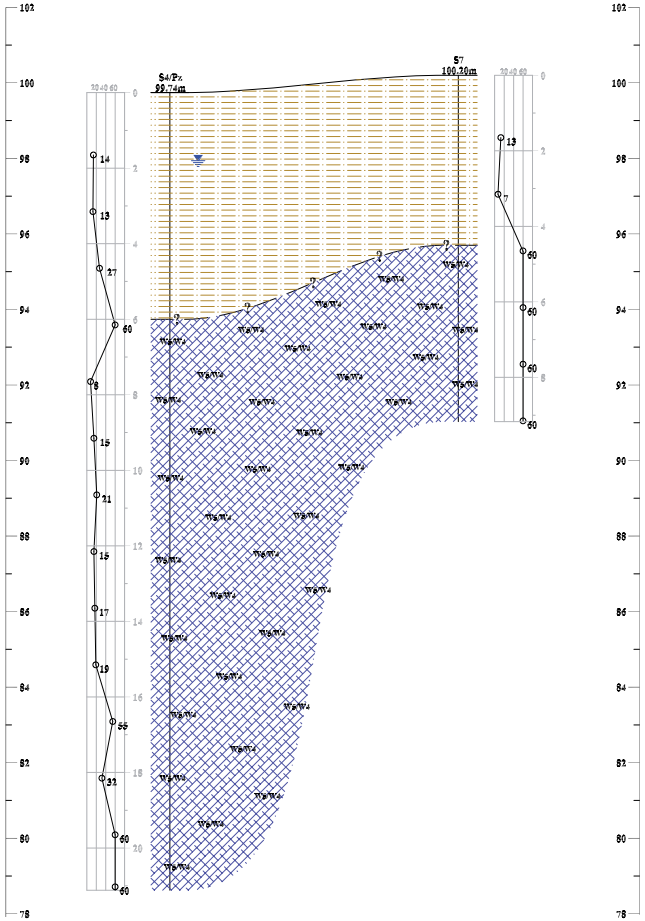
LEGENDA

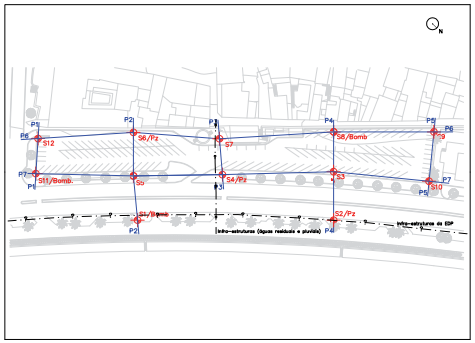
- Aterro: Areia fina a grosseira amarelada, com conchas, e por vezes com fragmentos rochosos (calcários) e seixos (diâmetro máximo observado de 4cm);
- Areias argilosas a argilas arenosas amareladas a avermelhadas;
- Calcarenito decomposto (W5), desagregável com a mão em areia argilosa e argila arenosa;
- Calcarenito decomposto a muito alterado (W5/W4), que pode ser partido com a mão em pequenos fragmentos resistentes, por vezes desagregáveis com a mão em areias ou argilas amareladas a avermelhadas.

LEGENDA

- W1 — Grau de alteração;
- Valor do Ensaio SPT (N);
- Nível de água detectado no furo de sondagem.

DES.		Consórcio: FDO Construções, S.A.; ENSULMECI–Gestão de Projectos de de Engenharia, S.A.; Irmãos Cavaco, S.A.	GEO-RUMO
VERIF.			
APROV.			
ESCALAS 1:250	FORMATO A4	FUTURLAGOS – Parque de estacionamento da frente ribeirinha de Lagos Lagos	Rua Santo André de Cima, 446 4495–040 Póvoa do Varzim Portugal Tel.: 252688170 Fax.: 252688172 Telem.: 96 6038908 E–mail: geral@georumo.pt
	A3		
	A2 X		PROCESSO Nº: 28154(OBRA 68)
DATA: 26–04–2008		Perfil interpretativo geológico–geotécnico P2	DESENHO Nº: 3





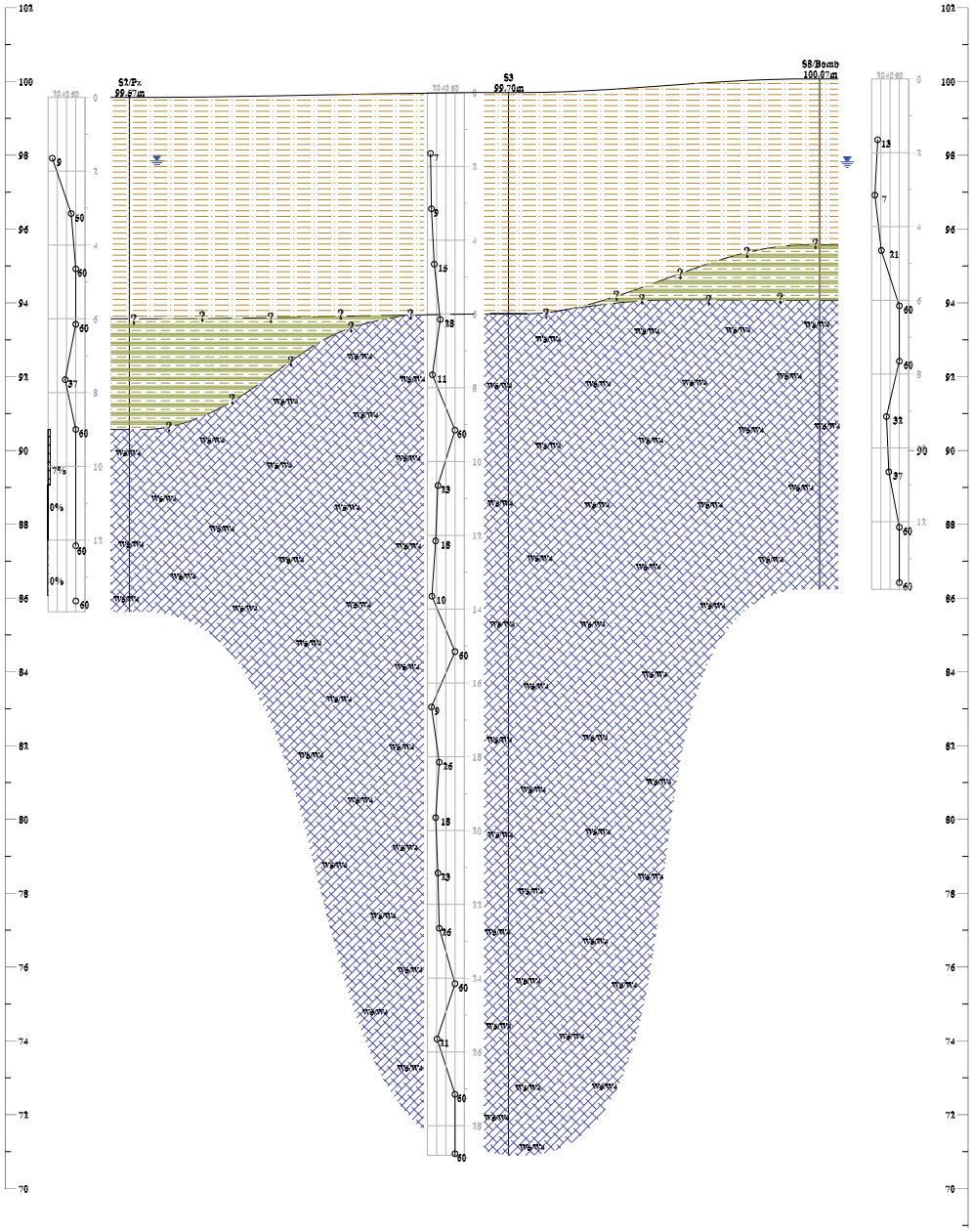
LEGENDA

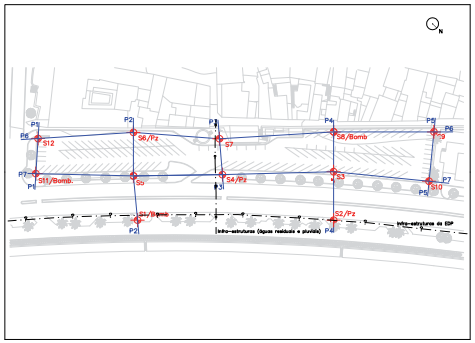
W1	Grau de alteração;
2 4 6 8 0 / 60	Valor do Ensaio SPT (N);
	Nível de água detectado no furo de sondagem.

LEGENDA

	Aterro: Areia fina a grosseira amarelada, com conchas, e por vezes com fragmentos rochosos (calcários) e seixos (diâmetro máximo observado de 4cm);
	Calcarenito decomposto a muito alterado (W5/W4), que pode ser partido com a mão em pequenos fragmentos resistentes, por vezes desagregáveis com a mão em areias ou argilas amareladas a avermelhadas.

DES.		Consórcio: FDO Construções, S.A.; ENSULMECI–Gestão de Projectos de de Engenharia, S.A.; Irmãos Cavaco, S.A.	GEO-RUMO
VERIF.			
APROV.			
ESCALAS 1:250	FORMATO A4	FUTURLAGOS – Parque de estacionamento da frente ribeirinha de Lagos Lagos	Rua Santo André de Cima, 446 4495–040 Póvoa do Varzim Portugal Tel.: 252688170 Fax.: 252688172 Telem.: 96 6038908 E–mail: geral@georumo.pt
	A3		
	A2 x		PROCESSO Nº: 28154(OBRA 68)
DATA: 26–04–2008		Perfil interpretativo geológico–geotécnico P3	DESENHO Nº: 4





LEGENDA

71% Índice RQD;

W1 Grau de alteração;

60 Valor do Ensaio SPT (N);

Nível de água detectado no furo de sondagem.

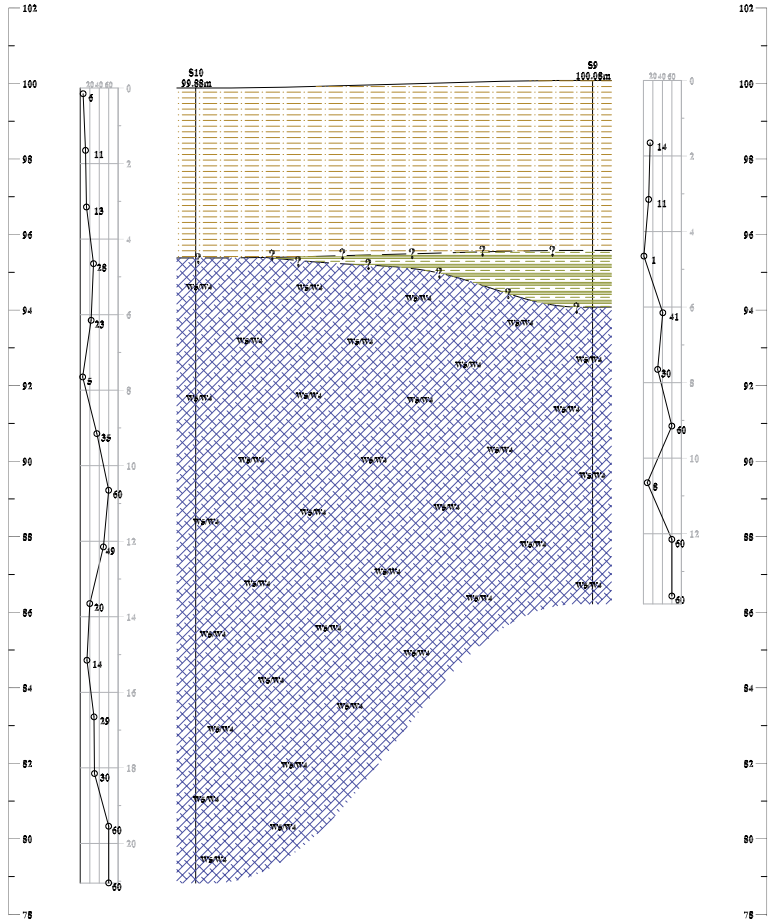
LEGENDA

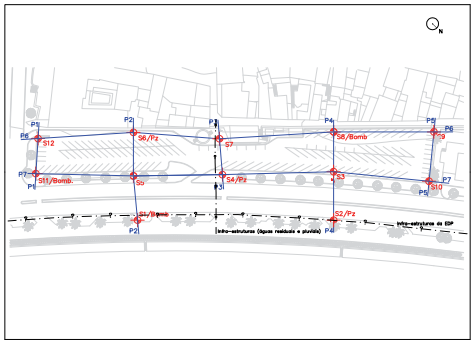
Aterro: Areia fina a grosseira amarelada, com conchas, e por vezes com fragmentos rochosos (calcários) e seixos (diâmetro máximo observado de 4cm);

Areias argilosas a argilas arenosas amareladas a avermelhadas;

Calcarenito decomposto a muito alterado (W5/W4), que pode ser partido com a mão em pequenos fragmentos resistentes, por vezes desagregáveis com a mão em areias ou argilas amareladas a avermelhadas.

DES.		Consórcio: FDO Construções, S.A.; ENSULMECI–Gestão de Projectos de de Engenharia, S.A.; Irmãos Cavaco, S.A.	GEO-RUMO
VERIF.			
APROV.			
ESCALAS 1:250	FORMATO A4	FUTURLAGOS – Parque de estacionamento da frente ribeirinha de Lagos Lagos	Rua Santo André de Cima, 446 4495–040 Póvoa do Varzim Portugal Tel.: 252688170 Fax.: 252688172 Telem.: 96 6038908 E–mail: geral@georumo.pt
	A3		
	A2 X		PROCESSO N°: 28154(OBRA 68)
DATA: 26–04–2008		Perfil interpretativo geológico–geotécnico P4	DESENHO N°: 5





LEGENDA

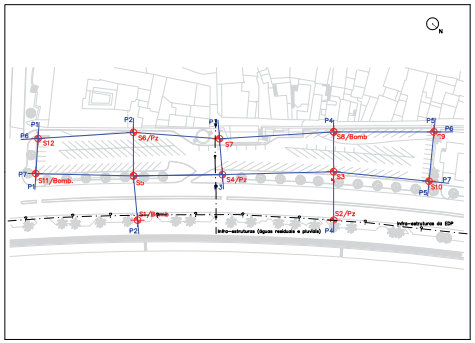
W1	Grau de alteração;
60	Valor do Ensaio SPT (N);
	Nível de água detectado no furo de sondagem.

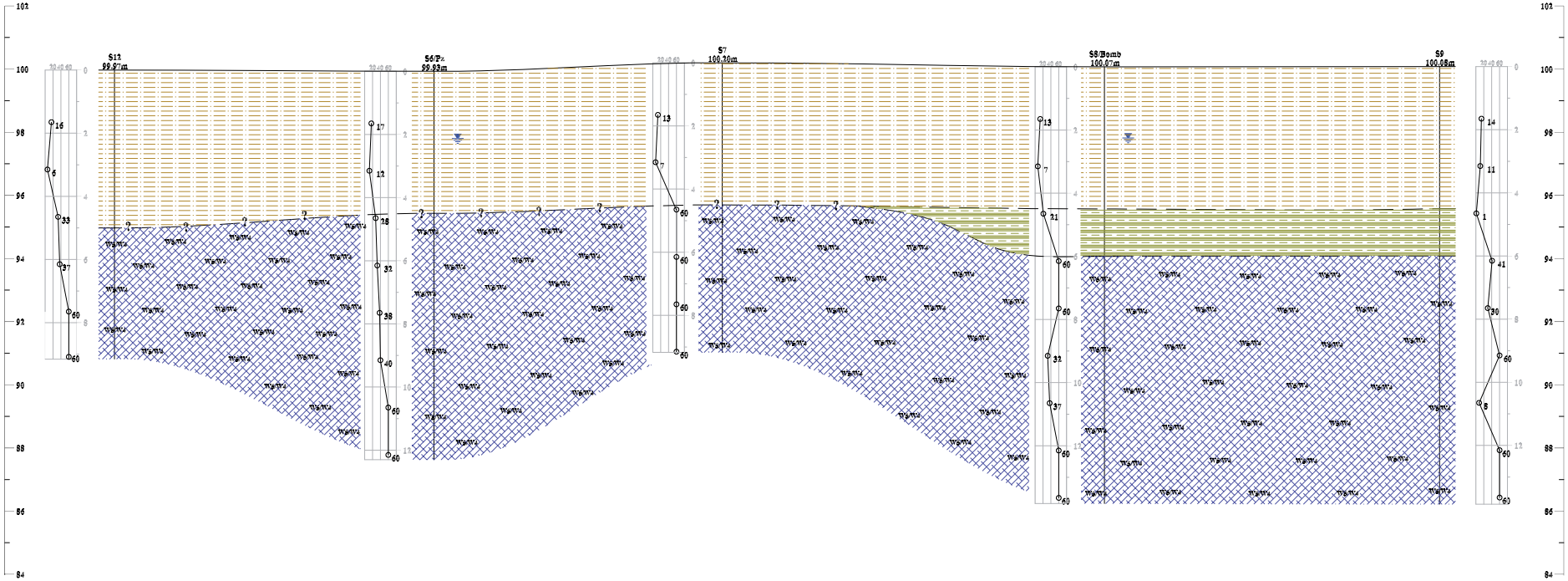
LEGENDA

- Aterro: Areia fina a grosseira amarelada, com conchas, e por vezes com fragmentos rochosos (calcários) e seixos (diâmetro máximo observado de 4cm);
- Areias argilosas a argilas arenosas amareladas a avermelhadas;
- Calcarenito decomposto a muito alterado (W5/W4), que pode ser partido com a mão em pequenos fragmentos resistentes, por vezes desagregáveis com a mão em areias ou argilas amareladas a avermelhadas.

DES.		Consórcio: FDO Construções, S.A.; ENSULMECI–Gestão de Projectos de Engenharia, S.A.; Irmãos Cavaco, S.A.	GEO-RUMO
VERIF.			
APROV.			
ESCALAS 1:250	FORMATO A4	FUTURLAGOS – Parque de estacionamento da frente ribeirinha de Lagos	Rua Santo André de Cima, 446 4495–040 Póvoa do Varzim Portugal Tel.: 252688170 Fax.: 252688172 Telem.: 96 6038908 E–mail: geral@georumo.pt
	A3		
	A2 x	Lagos	PROCESSO N°: 28154(OBRA 68)
DATA: 26–04–2008		Perfil interpretativo geológico–geotécnico P5	DESENHO N°: 6

R.P05.36 Data: 17.07.2007 Edição nº 4





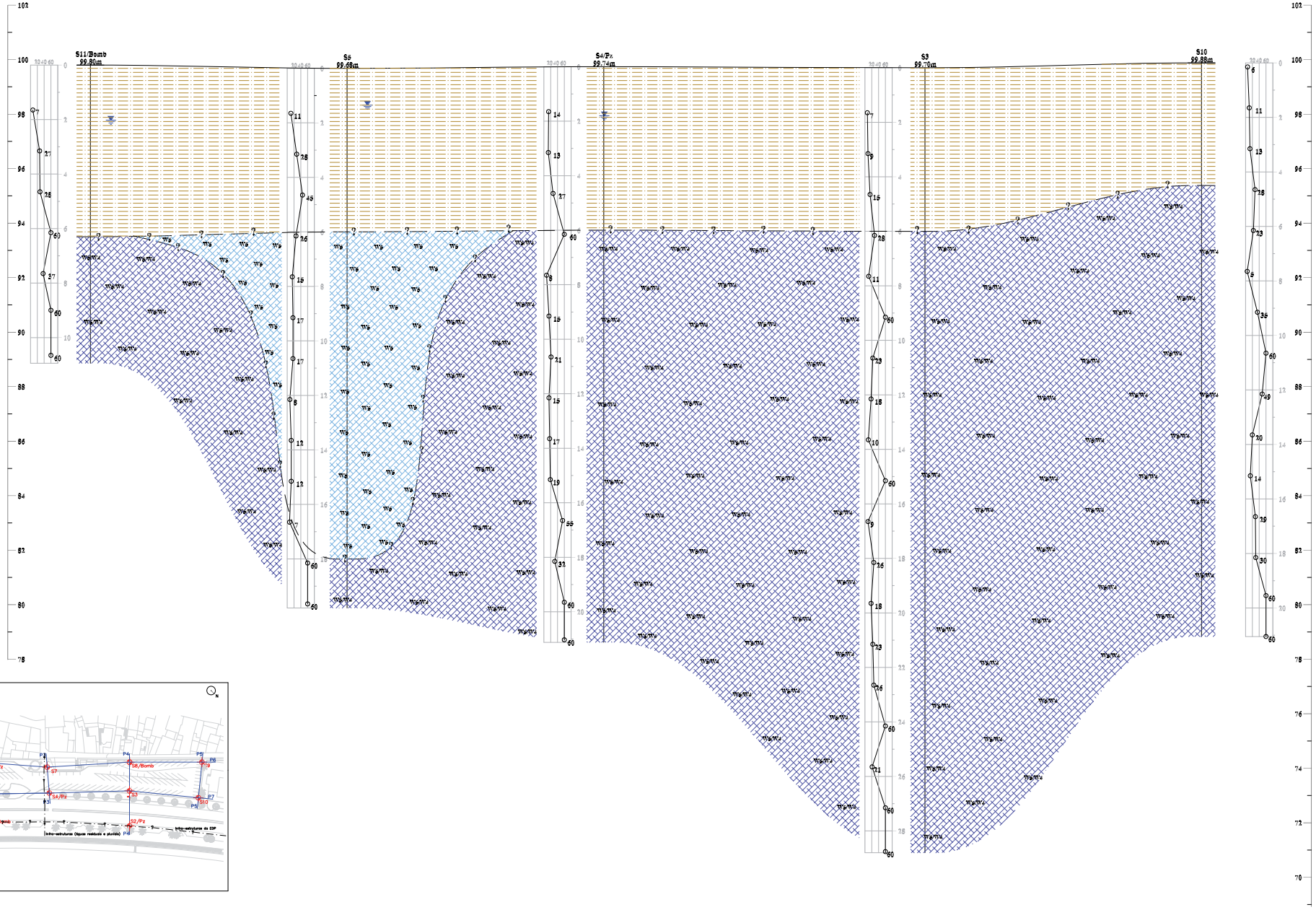
LEGENDA

- Aterro: Areia fina a grosseira amarelada, com conchas, e por vezes com fragmentos rochosos (calcários) e seixos (diâmetro máximo observado de 4cm);
- Areias argilosas a argilas arenosas amareladas a avermelhadas;
- Calcarenito decomposto a muito alterado (W5/W4), que pode ser partido com a mão em pequenos fragmentos resistentes, por vezes desagregáveis com a mão em areias ou argilas amareladas a avermelhadas.

LEGENDA

- W1 — Grau de alteração;
- Valor do Ensaio SPT (N);
- Nível de água detectado no furo de sondagem.

DES.		Consórcio: FDO Construções, S.A.; ENSULMECI–Gestão de Projectos de de Engenharia, S.A.; Irmãos Cavaco, S.A.	GEO-RUMO
VERIF.			Rua Santo André de Cima, 446 4495–040 Póvoa do Varzim Portugal Tel.: 252688170 Fax.: 252688172 Telem.: 96 6038908 E–mail: geral@georumo.pt
APROV.			
ESCALAS 1:500	FORMATO A4	FUTURLAGOS – Parque de estacionamento da frente ribeirinha de Lagos Lagos	PROCESSO Nº: 28154(OBRA 68)
	A3		
	A2 X		
DATA: 26–04–2008		Perfil interpretativo geológico–geotécnico P6	DESENHO Nº: 7



LEGENDA

Aterro: Areia fina a grosseira amarelada, com conchas, e por vezes com fragmentos rochosos (calcários) e seixos (diâmetro máximo observado de 4cm);

Calcarenito decomposto (W5), desagregável com a mão em areia argilosa e argila arenosa;

Calcarenito decomposto a muito alterado (W5/W4), que pode ser partido com a mão em pequenos fragmentos resistentes, por vezes desagregáveis com a mão em areias ou argilas amareladas a avermelhadas.

LEGENDA

W1 Grau de alteração;

Valor do Ensaio SPT (N);

Nível de água detectado no furo de sondagem.

DES.		Consórcio: FDO Construções, S.A.; ENSULMECI–Gestão de Projectos de de Engenharia, S.A.; Irmãos Cavaco, S.A.	GEO-RUMO
VERIF.			Rua Santo André de Cima, 446 4495–040 Póvoa do Varzim Portugal Tel.: 252688170 Fax.: 252688172 Telem.: 96 6038908 E–mail: geral@georumo.pt
APROV.			
ESCALAS 1:500	FORMATO A4	FUTURLAGOS – Parque de estacionamento da frente ribeirinha de Lagos Lagos	PROCESSO Nº: 28154(OBRA 68)
	A3		
	A2 x		
DATA: 26–04–2008		Perfil interpretativo geológico–geotécnico P7	DESENHO Nº: 8

ANEXO A2: Fotografias das formações calcoareníticas observadas nas proximidades do local da obra.

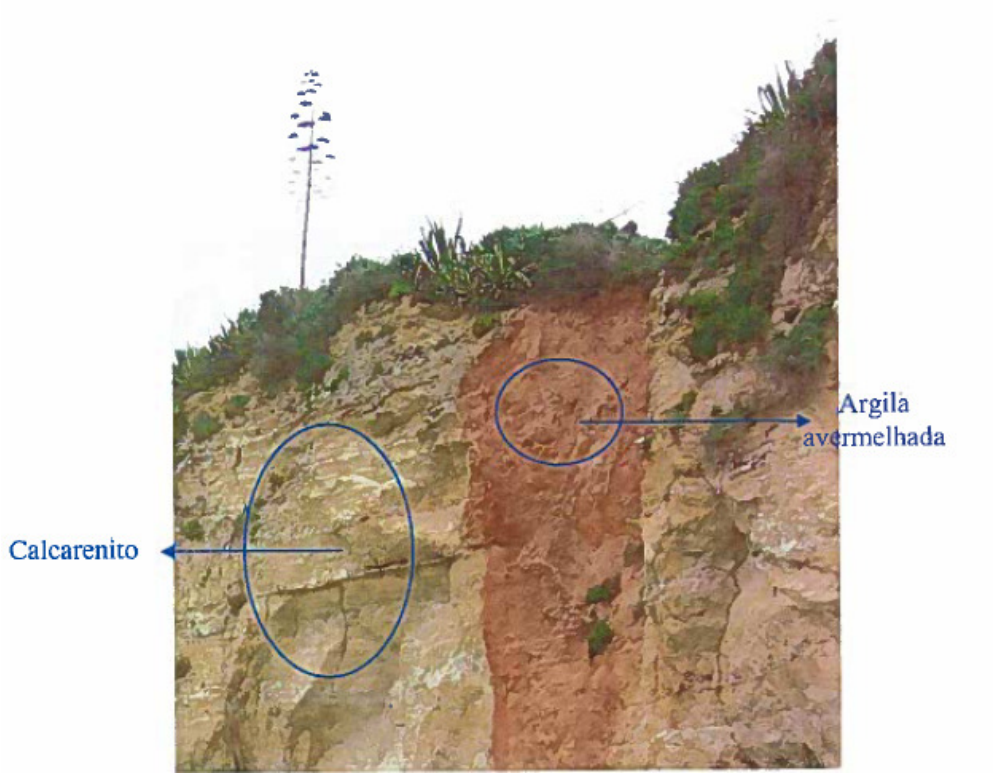


Figura A.2.1 – Talude de uma formação calcoarenítica visualizada nas proximidades ao local da obra.

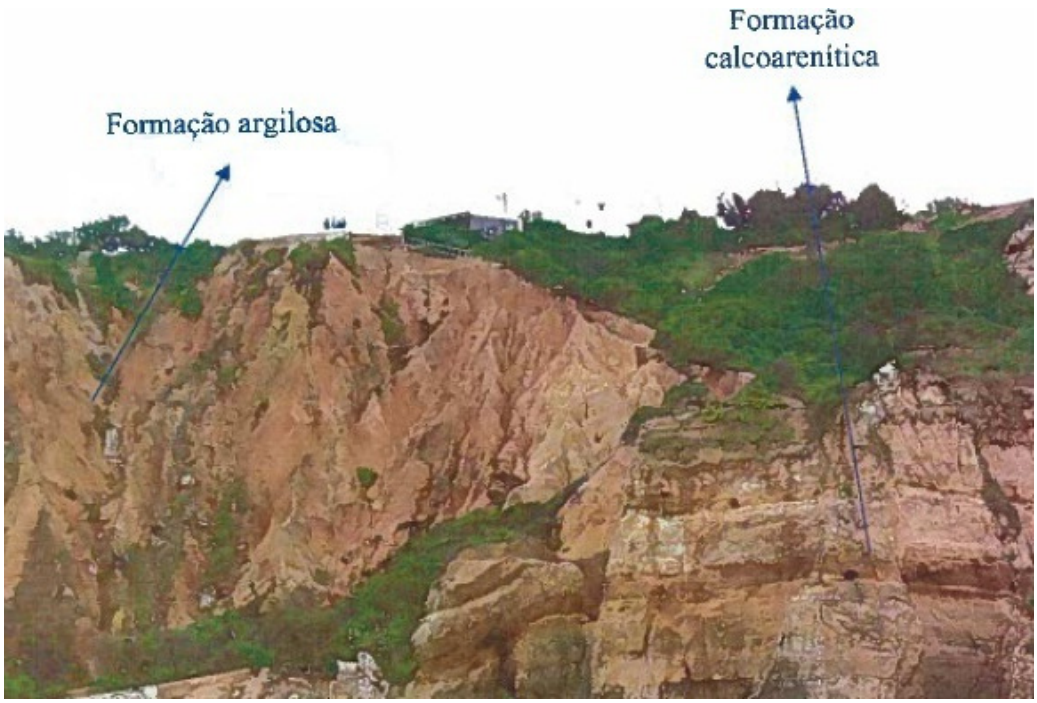


Figura A.2.2 – Formações calcoareníticas e argilosas observadas nas proximidades ao local da obra.

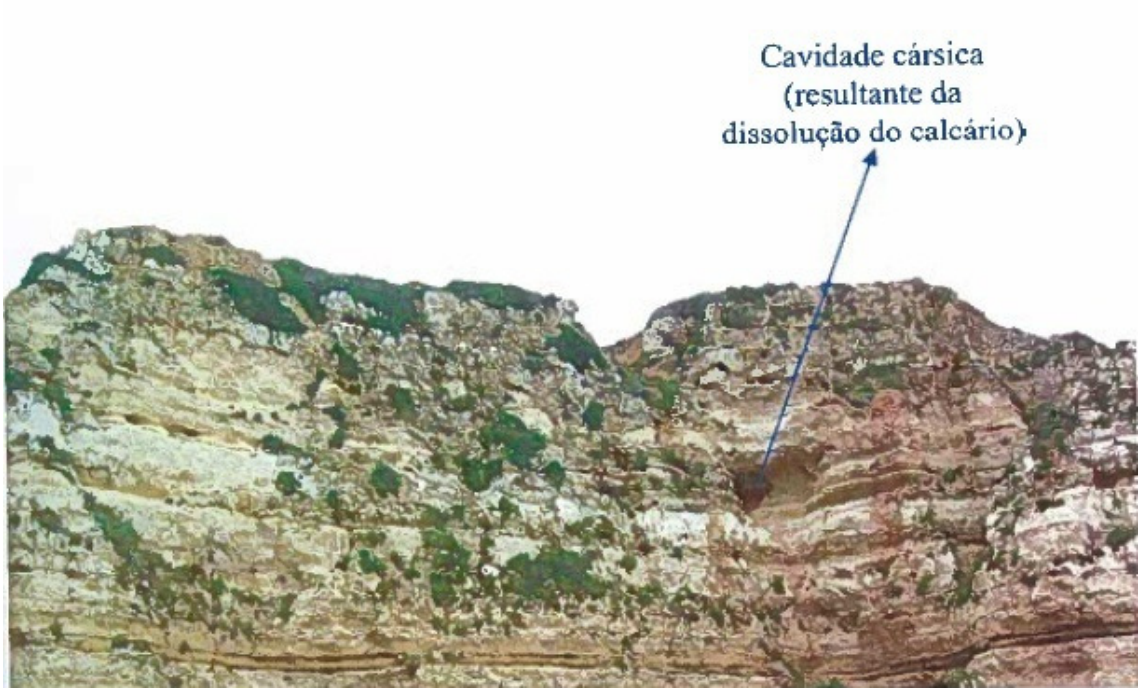


Figura A.2.3 – Formação calcoarenítica com uma cavidade cársica observada nas proximidades ao local da obra.

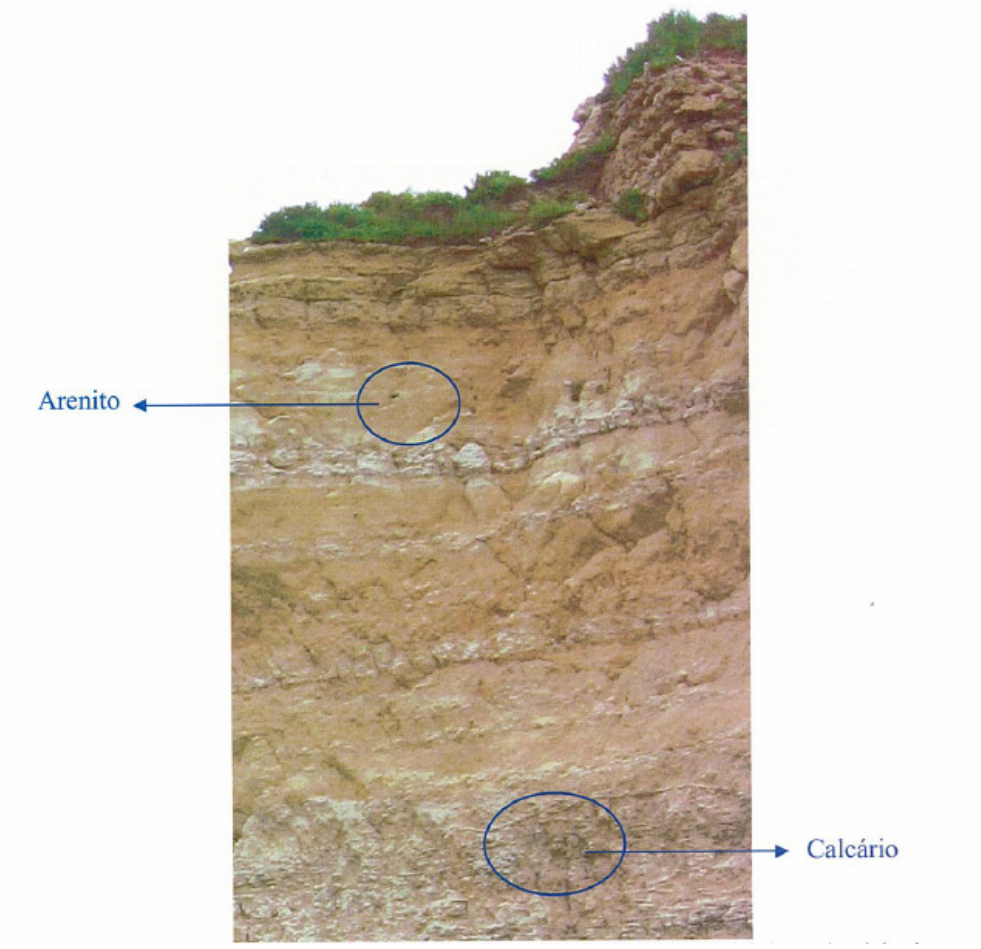


Figura A.2.4 – Pormenor de uma formação calcoarenítica observada nas proximidades ao local da obra.

ANEXO A3: Determinação das características da secção fissurada e não fissurada.

Apresentam-se em seguida os cálculos referentes à determinação da área homogeneizada (A_{homog}), do centro de gravidade (y_G) e da inércia homogeneizada (I_{homog}) em secção fissurada e em secção não fissurada.

A.3.1. Secção não fissurada

Considerando toda a secção de solo tratado e os perfis metálicos IPE 330, a área homogeneizada da secção composta pelos referidos materiais (A_{homog}) é dada por:

$$A_{\text{homog}} = A_{aço} + \left(\frac{E_{solo\ tratado}}{E_{aço}}\right) \times A_{solo\ tratado} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow 62{,}6 \times 10^{-4} + \left(\frac{8{,}3}{206}\right) \times (0{,}6 \times 0{,}7 - 62{,}6 \times 10^{-4}) = 0{,}023\ m^2$$

$$A_{\text{homog/m}} = \frac{0{,}023}{0{,}7} = 0{,}032\ m^2/m$$

Para o cálculo da inércia homogeneizada da secção, é necessário determinar previamente o seu centro de massa. Na Figura A.3.1 encontram-se representadas as distâncias d_1 e d_2 consideradas no referido cálculo.

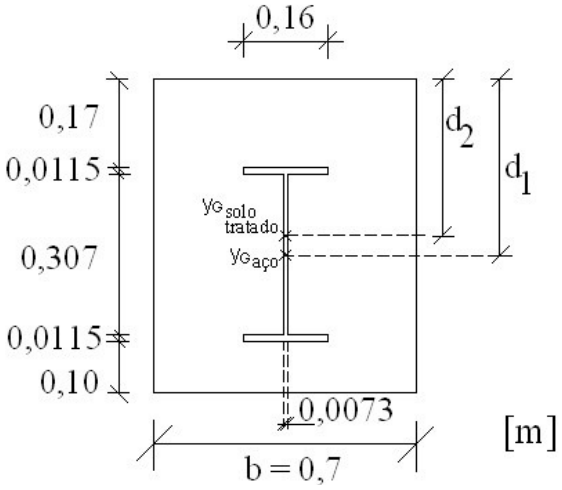


Figura A.3.1 – Distâncias consideradas no cálculo do centro de massa, em secção não fissurada.

O centro de massa da secção composta é dado por:

$$y_G = \frac{A_{aço} \times d_1 + (\frac{E_{solo\ tratado}}{E_{aço}}) \times A_{solo\ tratado} \times d_2}{A_{solo\ tratado} + (\frac{E_{solo\ tratado}}{E_{aço}}) \times A_{aço}} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow yG = \frac{62{,}6 \times 10^{-4} \times 0{,}335 + \left(\frac{8{,}3}{206}\right) \times (0{,}7 \times 0{,}6) \times 0{,}3}{62{,}6 \times 10^{-4} + \left(\frac{8{,}3}{206}\right) \times (0{,}7 \times 0{,}6)} = 0{,}31\ m$$

Para o cálculo da inércia homogeneizada, consideram-se as distâncias a_1 e a_2 que representam as distâncias do centro de gravidade da secção composta ao centro de gravidade do aço e do solo tratado, respectivamente. A inércia homogeneizada é dada pela expressão:

$$\mathrm{I_{homog}} = \mathrm{I_{aço}} + \left(\mathrm{A_{aço}} \times {\mathrm{a_1}}^2\right) + \left(\frac{\mathrm{E_{solo\ tratado}}}{\mathrm{E_{aço}}}\right) \times \mathrm{I_{solo\ tratado}} + (\mathrm{A_{solo\ tratado}} \times {\mathrm{a_2}}^2) \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \mathrm{I_{homog}} = 11770 \times 10^{-8} + (62{,}6 \times 10^{-4} \times 0{,}025^2) + (\frac{8{,}3}{206}) \times$$

$$\times \left[\left(\frac{0{,}7 \times\ 0{,}6^3}{12}\right) + 0{,}7 \times\ 0{,}6 \times (0{,}1)^2\right] = 7{,}99 \times 10^{-4}\ m^4$$

$$\mathrm{I_{homog/m}} = \frac{7{,}99 \times 10^{-4}}{0{,}7} = 1{,}141 \times 10^{-3}\ m^4/m$$

A.3.2. Secção fissurada

Para o cálculo das características da secção fissurada, é necessário ter em consideração o cálculo da posição do eixo neutro (x) da secção em Estado Limite Último, efectuado no Capítulo 4.

De acordo com a Figura A.3.2, considerando $x = 0{,}21\ m$, a área homogeneizada da secção composta pelo solo tratado à compressão e pelos perfis metálicos é dada por:

$$A_{\text{homog}} = A_{aço} + \left(\frac{E_{solo\ tratado}}{E_{aço}}\right) \times A_{solo\ tratado} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow 62{,}6 \times 10^{-4} + \left(\frac{8{,}3}{206}\right) \times (0{,}21 \times 0{,}7 - 0{,}00205) = 0{,}0121\ m^2$$

$$A_{\text{homog/m}} = \frac{0{,}0121}{0{,}7} = 0{,}0173\ m^2/m$$

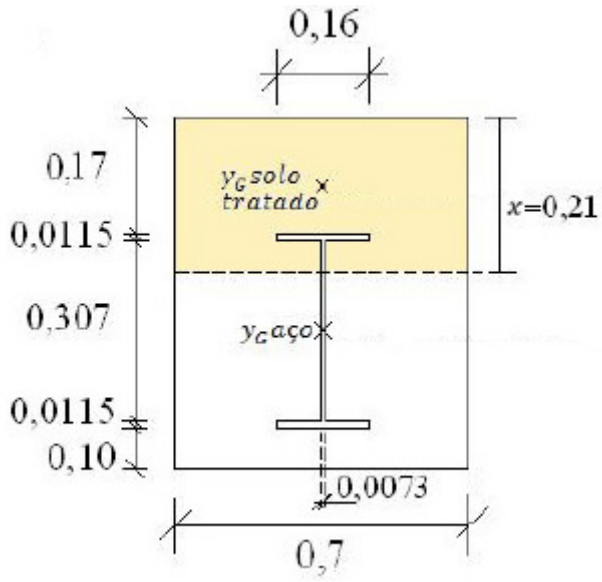


Figura A.3.2 – Cálculo do centro de massa, em secção fissurada.

A inércia homogeneizada é dada pela expressão:

$$\mathrm{I_{homog}} = \mathrm{I_{aço}} + \left(\mathrm{A_{aço}} \times \mathrm{a_1}^2\right) + \left(\frac{\mathrm{E_{solo\ tratado}}}{\mathrm{E_{aço}}}\right) \times \mathrm{I_{solo\ tratado}} + \left(\mathrm{A_{solo\ tratado}} \times \mathrm{a_2}^2\right) \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \mathrm{I_{homog}} = 11770 \times 10^{-8} + (62{,}6 \times 10^{-4} \times 0{,}112^2) + (\frac{8{,}3}{206}) \times$$

$$\times \left[\left(\frac{0{,}7 \times\ 0{,}21^3}{12}\right) + 0{,}7 \times\ 0{,}21 \times (0{,}118)^2\right] = 3 \times 10^{-4}\ m^4$$

$$\mathrm{I_{homog/m}} = \frac{3 \times 10^{-4}}{0{,}7} = 4{,}29 \times 10^{-4}\ m^4/m$$

As distâncias a_1 e a_2 representam as distâncias do centro de gravidade da secção composta ao centro de gravidade do aço e do solo tratado, respectivamente.

ANEXO A4: Resultados dos ensaios Geológico-Geotécnicos.

Nas páginas seguintes apresentam-se os resultados dos ensaios Geológico-Geotécnicos realizados na zona da obra estudada (Geo-Rumo, 2008).

GEO-RUMO®

P28154 (Obra 68)-Provisório
Parque da frente ribeirinha
FDO-Ensul-Irmãos Cavaco

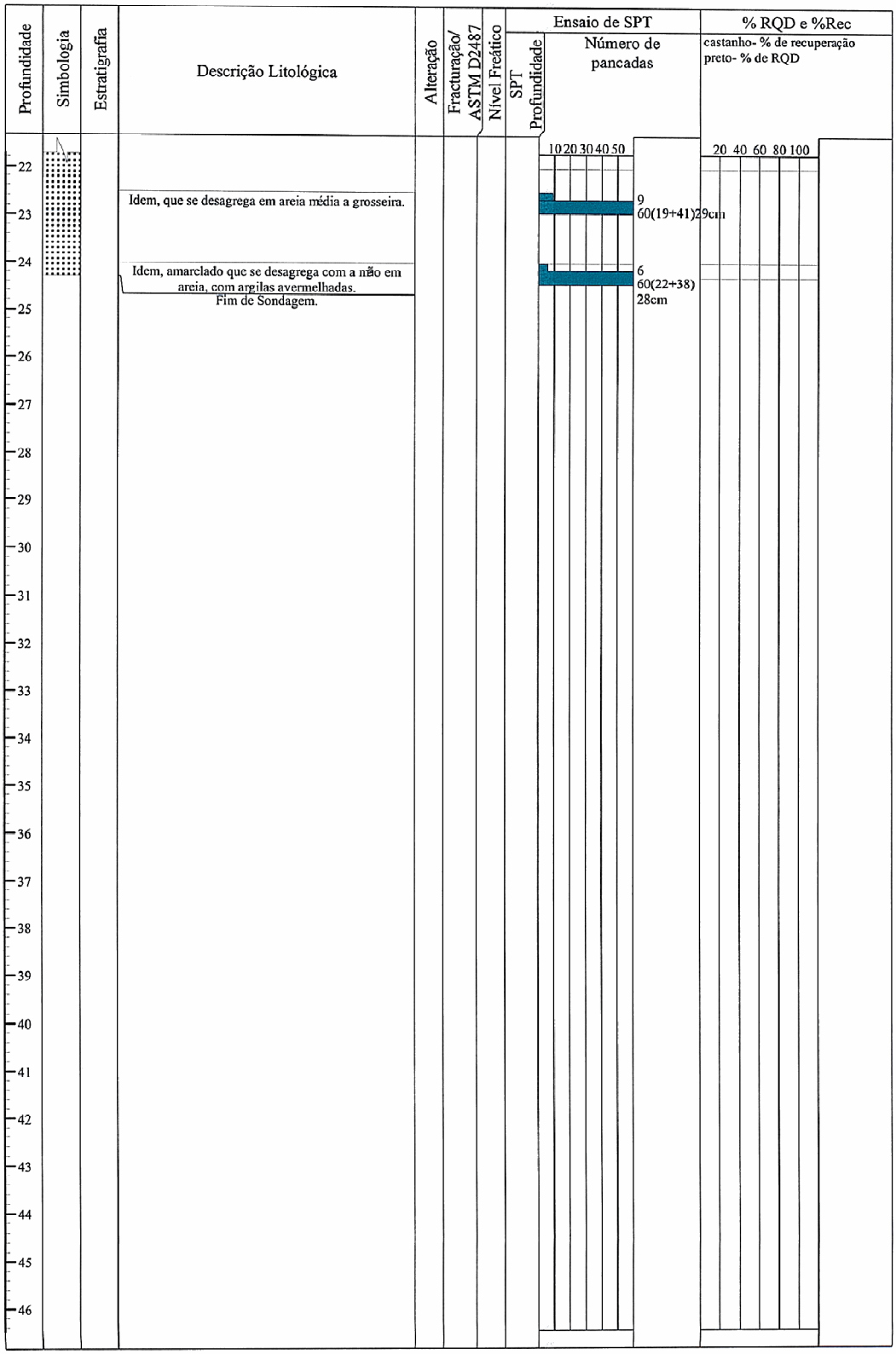
Perfuração: Rotação
Inclinação: Vertical
Amostrador:
0.0m-24.0m: Trado oco 205mm

Cota da boca do furo: 99.68m
Cota nível de água: 97.88m

SONDAGEM N° S1/Bomb
pág.1 de 2

Data Início: 08-05-2008
Data Fim: 16-05-2008
Sondador: Sr.Agostinho

Profundidade	Simbologia	Estratigrafia	Descrição Litológica	Alteração	Fracturação/ ASTM D2487	Nível Freático	Ensaio de SPT: SPT Profundidade	Ensaio de SPT: Número de pancadas	% RQD e %Rec (castanho- % de recuperação; preto- % de RQD)
0		At	Aterro: Areia fina a média amarelada com conchas. (Amostra S1-3.0m (SP))				1	5 18(9+9)	
1							2	4 10(4+6)	
2							3	6 32(11+21)	
3							4		
4							5	7 19(8+11)	
5			Idem, com fragmentos rochosos (calcários) e seixos (diâmetro máximo observado de 1cm).				6		
6		a	Areia argilosa avermelhada.				7	2 8(3+5)	
7							8		
8		M	Calcarenito decomposto a muito alterado, amarelado que se desagrega com a mão em areia, com argilas avermelhadas.	W5/ W4			9	10 17(9+8)	
9			Idem, amarelado que se desagrega em areia argilosa.				10	17 46(24+22)	
10							11	23 55(30+25)	
11							12		
12			Idem, com argilas avermelhadas.				13	18 32(14+18)	
13			Idem, com pequenos fragmentos resistentes e sem argilas.				14	15 53(30+23)	
14							15	14 27(13+14)	
15							16		
16							17	6 60(60+0) 14cm	
17			Idem, grão grosseiro				18		
18			Pouca recuperação (argila), poderá tratar-se de uma pequena cavidade.				19	1 0(0+0)	
19			Idem, arenoso com argilas avermelhadas e pequenos fragmentos resistentes.				20	3 10(3+7)	
20							21	20 27(13+14)	
21									


Profundidade
Simbologia
Estratigrafia
Descrição Litológica
Alteração
Fracturação/ ASTM D2487
Nível Freático
Ensaio de SPT
SPT Profundidade
Número de pancadas
% RQD e %Rec
castanho- % de recuperação
preto- % de RQD
10 20 30 40 50
20 40 60 80 100
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
Idem, que se desagrega em areia média a grosseira.
9
60(19+41) 29cm
Idem, amarelado que se desagrega com a mão em areia, com argilas avermelhadas.
6
60(22+38)
28cm
Fim de Sondagem.

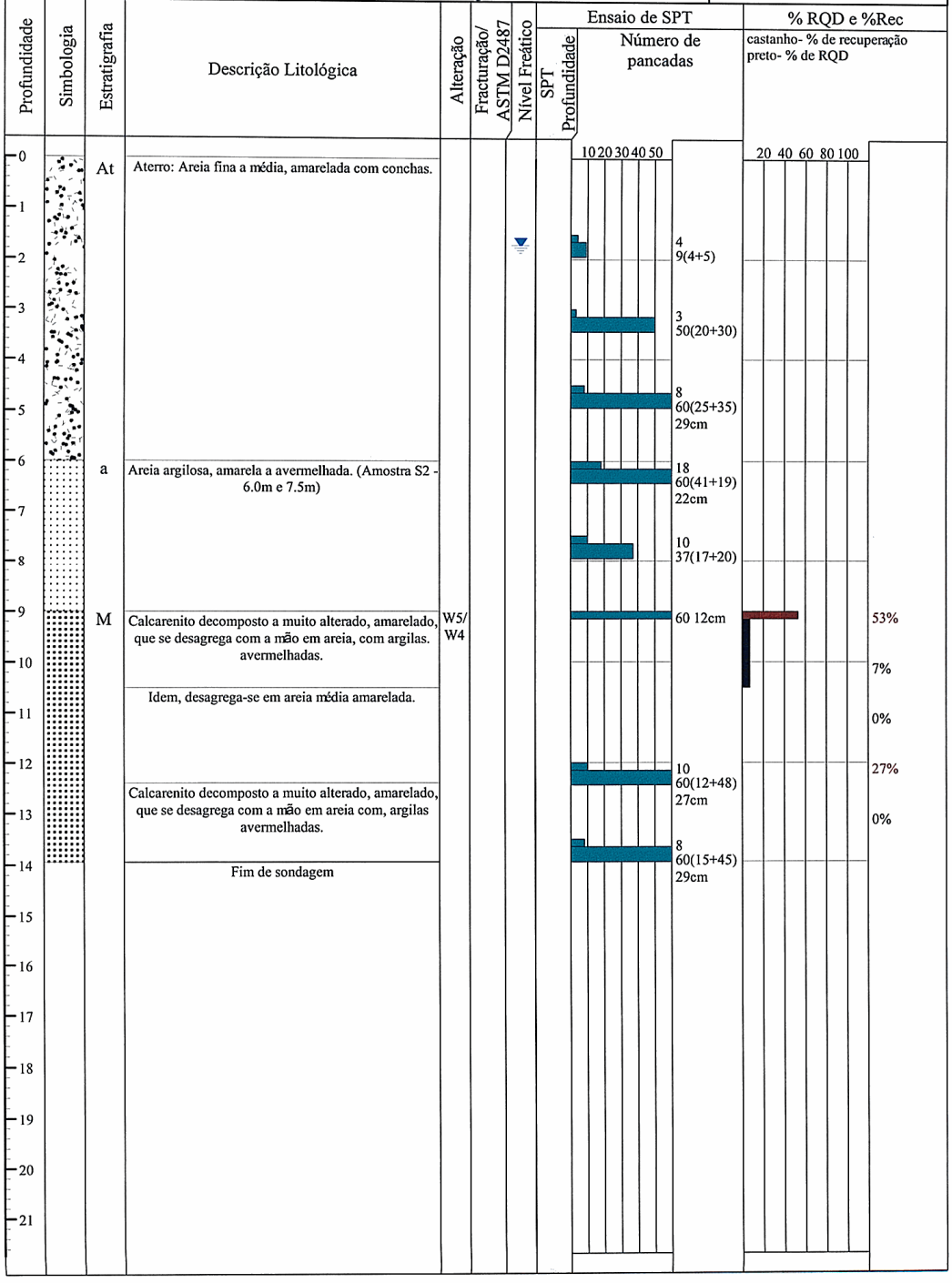
GEO-RUMO®

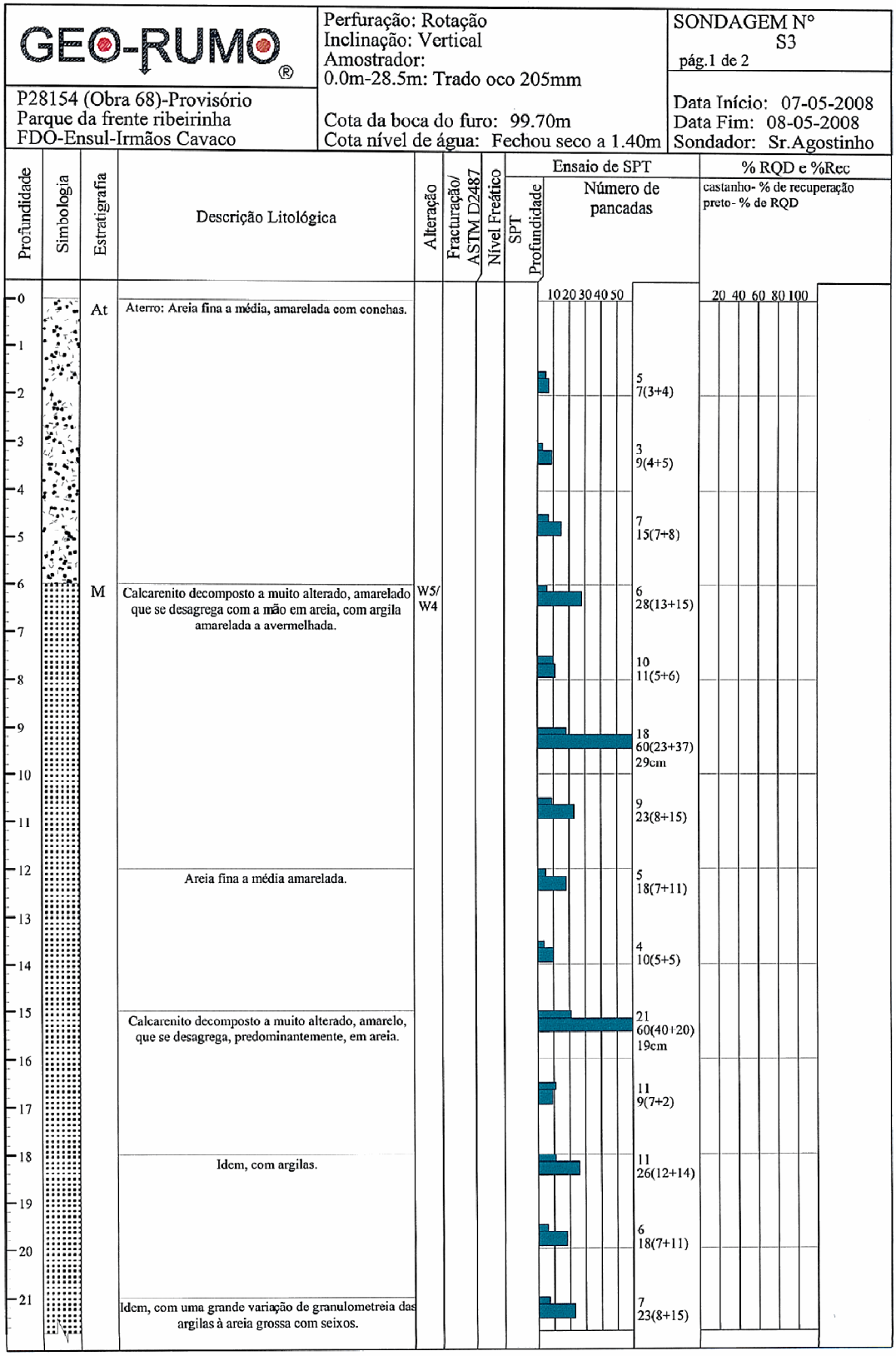
P28154 (Obra 68)-Provisório
Parque da frente ribeirinha
FDO-Ensul-Irmãos Cavaco

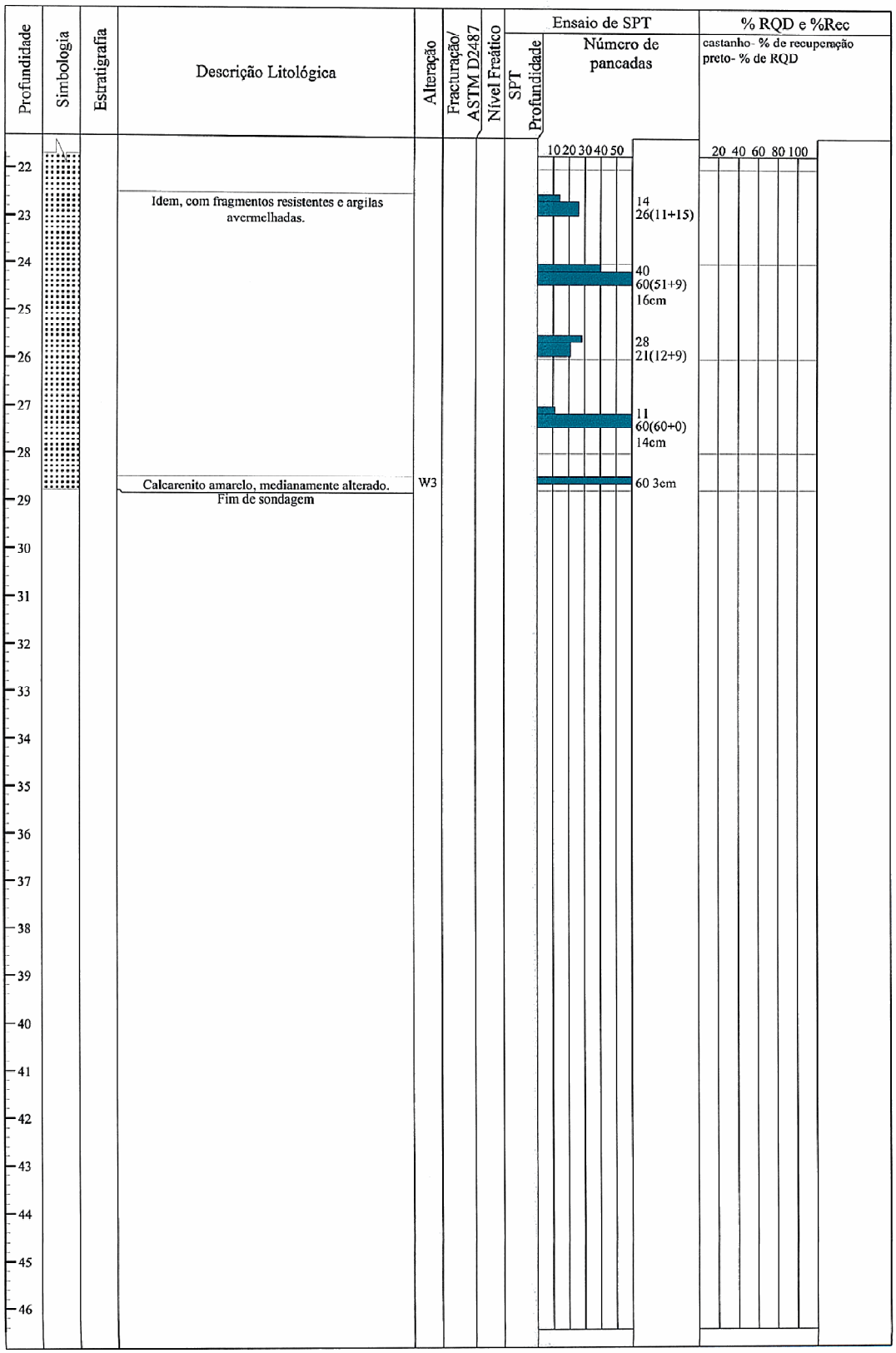
Perfuração: Rotação
Inclinação: Vertical
Amostrador:
0.0m-9.0m:Trado oco205mm; 9.0m-12m:T286mm; 12m:13.5m:T2 76m
Cota da boca do furo: 99.57m
Cota nível de água: 97.85m

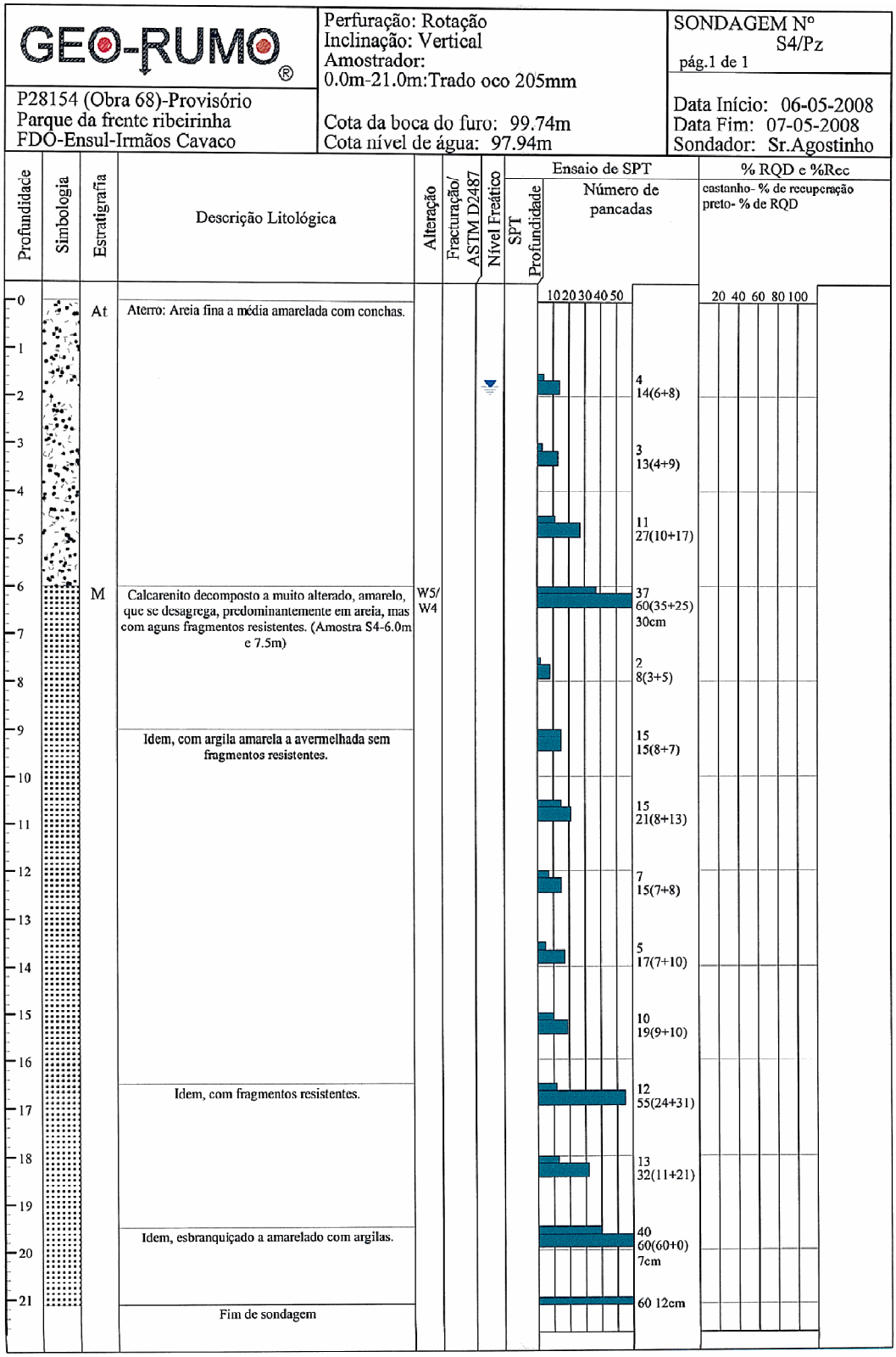
SONDAGEM N° S2/Pz
pág.1 de 1

Data Início: 29-04-2008
Data Fim: 29-04-2008
Sondador: Sr.Alexandre




GEO-RUMO®
P28154 (Obra 68)-Provisório
Parque da frente ribeirinha
FDO-Ensul-Irmãos Cavaco
Perfuração: Rotação
Inclinação: Vertical
Amostrador:
0.0m-28.5m: Trado oco 205mm
Cota da boca do furo: 99.70m
Cota nível de água: Fechou seco a 1.40m
SONDAGEM N° S3
pág.1 de 2
Data Início: 07-05-2008
Data Fim: 08-05-2008
Sondador: Sr.Agostinho
Profundidade
Simbologia
Estratigrafia
Descrição Litológica
Alteração
Fracturação/ ASTM D2487
Nível Freático
Ensaio de SPT
SPT Profundidade
Número de pancadas
% RQD e %Rec
castanho- % de recuperação
preto- % de RQD
At
Aterro: Areia fina a média, amarelada com conchas.
M
Calcarenito decomposto a muito alterado, amarelado que se desagrega com a mão em areia, com argila amarelada a avermelhada.
W5/ W4
Areia fina a média amarelada.
Calcarenito decomposto a muito alterado, amarelo, que se desagrega, predominantemente, em areia.
Idem, com argilas.
Idem, com uma grande variação de granulometreia das argilas à areia grossa com seixos.
5 7(3+4)
3 9(4+5)
7 15(7+8)
6 28(13+15)
10 11(5+6)
18 60(23+37) 29cm
9 23(8+15)
5 18(7+11)
4 10(5+5)
21 60(40+20) 19cm
11 9(7+2)
11 26(12+14)
6 18(7+11)
7 23(8+15)


Profundidade
Simbologia
Estratigrafia
Descrição Litológica
Alteração
Fracturação/ ASTM D2487
Nível Freático
Ensaio de SPT
SPT Profundidade
Número de pancadas
% RQD e %Rec
castanho- % de recuperação
preto- % de RQD
10 20 30 40 50
20 40 60 80 100
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
Idem, com fragmentos resistentes e argilas avermelhadas.
Calcarenito amarelo, medianamente alterado.
Fim de sondagem
W3
14
26(11+15)
40
60(51+9)
16cm
28
21(12+9)
11
60(60+0)
14cm
60 3cm


GEO-RUMO
P28154 (Obra 68)-Provisório
Parque da frente ribeirinha
FDO-Ensul-Irmãos Cavaco
Perfuração: Rotação
Inclinação: Vertical
Amostrador:
0.0m-21.0m:Trado oco 205mm
Cota da boca do furo: 99.74m
Cota nível de água: 97.94m
SONDAGEM Nº S4/Pz
pág.1 de 1
Data Início: 06-05-2008
Data Fim: 07-05-2008
Sondador: Sr.Agostinho
Profundidade
Simbologia
Estratigrafia
Descrição Litológica
Alteração
Fracturação/ ASTM D2487
Nível Freático
Ensaio de SPT
SPT Profundidade
Número de pancadas
% RQD e %Rec
castanho- % de recuperação
preto- % de RQD
At
Aterro: Areia fina a média amarelada com conchas.
M
Calcarenito decomposto a muito alterado, amarelo, que se desagrega, predominantemente em areia, mas com aguns fragmentos resistentes. (Amostra S4-6.0m e 7.5m)
W5/ W4
Idem, com argila amarela a avermelhada sem fragmentos resistentes.
Idem, com fragmentos resistentes.
Idem, esbranquiçado a amarelado com argilas.
Fim de sondagem
4 14(6+8)
3 13(4+9)
11 27(10+17)
37 60(35+25) 30cm
2 8(3+5)
15 15(8+7)
15 21(8+13)
7 15(7+8)
5 17(7+10)
10 19(9+10)
12 55(24+31)
13 32(11+21)
40 60(60+0) 7cm
60 12cm

GEO-RUMO®

P28154 (Obra 68)-Provisório
Parque da frente ribeirinha
FDO-Ensul-Irmãos Cavaco

Perfuração: Rotação
Inclinação: Vertical
Amostrador:
0.0m-19.5m: Trado oco 205mm

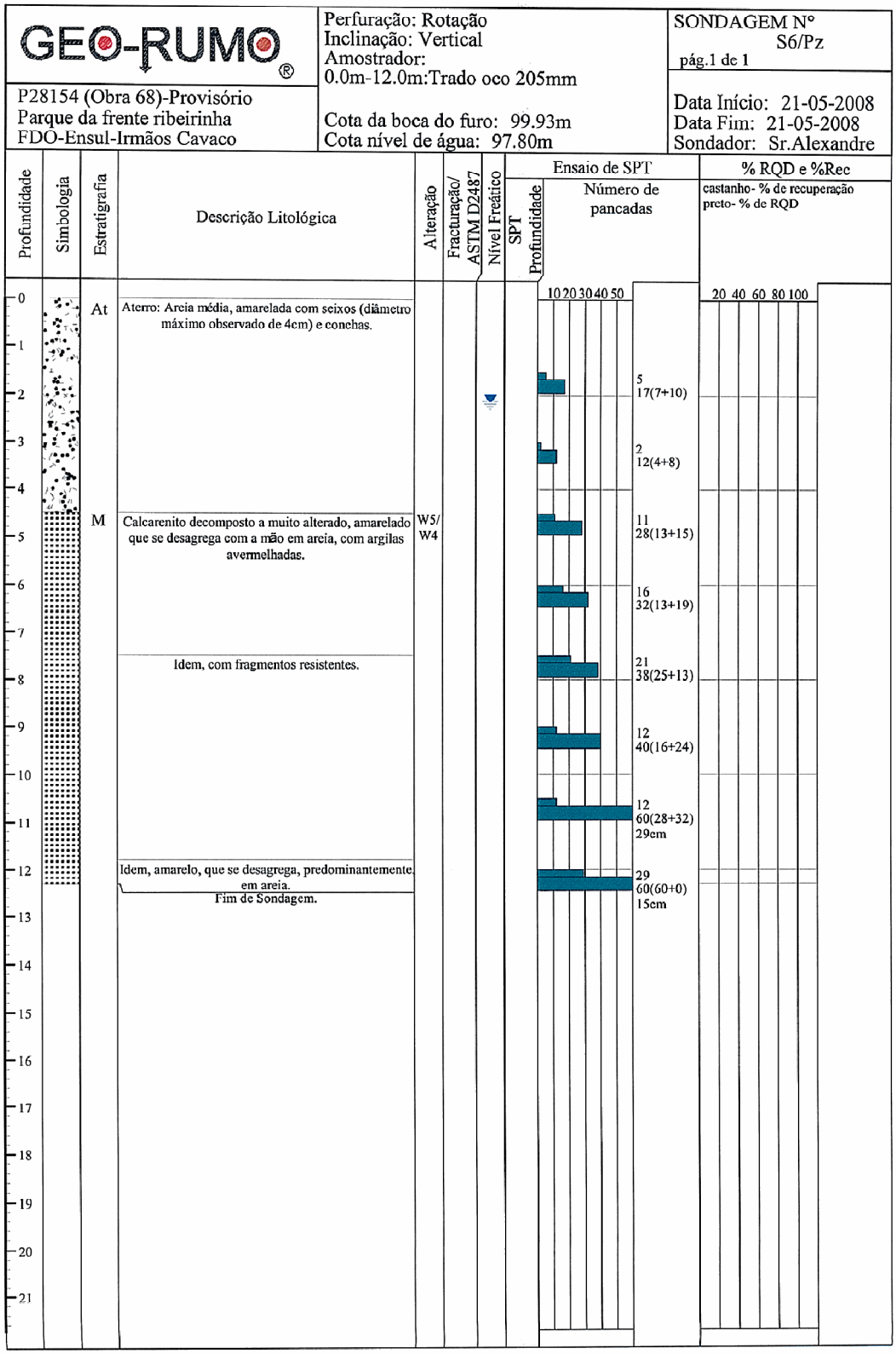
Cota da boca do furo: 99.68m
Cota nível de água: 98.33m

SONDAGEM N° S5
pág.1 de 1

Data Início: 19-05-2008
Data Fim: 19-05-2008
Sondador: Sr.alexandre

Profundidade	Simbologia	Estratigrafia	Descrição Litológica	Alteração	Fracturação/ ASTM D2487	Nível Freático	Ensaio de SPT: SPT Profundidade	Ensaio de SPT: Número de pancadas	% RQD e %Rec: castanho- % de recuperação, preto- % de RQD
0		At	Aterro: Areia fina a média, amarelada com conchas.				3	11(4+7)	
1									
2							5	28(11+17)	
3									
4			Idem, areia média a grosseira.				10	45(19+26)	
5									
6		M	Calcarenito decomposto, amarelo, que se desagrega, predominantemente, em areia.	W5			12	26(12+14)	
7									
8							8	15(10+5)	
9			Idem, com argilas.				2	17(10+7)	
10									
11							2	17(9+8)	
12							2	8(5+3)	
13									
14							2	12(6+6)	
15							3	12(5+7)	
16									
17							2	7(1+6)	
18		M	Calcarenito decomposto a muito alterado, amarelado que se desagrega com a mão em areia, com argilas.	W5/ W4			12	60(28+32) 30cm	
19							11	60(27+33) 29cm	
20			Fim de Sondagem.						
21									

Ensaio de SPT: 10 20 30 40 50
% RQD e %Rec: 20 40 60 80 100


GEO-RUMO®
P28154 (Obra 68)-Provisório
Parque da frente ribeirinha
FDO-Ensul-Irmãos Cavaco
Perfuração: Rotação
Inclinação: Vertical
Amostrador:
0.0m-12.0m:Trado oco 205mm
Cota da boca do furo: 99.93m
Cota nível de água: 97.80m
SONDAGEM N° S6/Pz
pág.1 de 1
Data Início: 21-05-2008
Data Fim: 21-05-2008
Sondador: Sr.Alexandre
Profundidade
Simbologia
Estratigrafia
Descrição Litológica
Alteração
Fracturação/ ASTM D2487
Nível Freático
Ensaio de SPT
SPT Profundidade
Número de pancadas
% RQD e %Rec
castanho- % de recuperação
preto- % de RQD
10 20 30 40 50
20 40 60 80 100
At
Aterro: Areia média, amarelada com seixos (diâmetro máximo observado de 4cm) e conchas.
5
17(7+10)
2
12(4+8)
M
Calcarenito decomposto a muito alterado, amarelado que se desagrega com a mão em areia, com argilas avermelhadas.
W5/ W4
11
28(13+15)
16
32(13+19)
Idem, com fragmentos resistentes.
21
38(25+13)
12
40(16+24)
12
60(28+32)
29cm
Idem, amarelo, que se desagrega, predominantemente em areia.
29
60(60+0)
15cm
Fim de Sondagem.

GEO-RUMO®

P28154 (Obra 68)-Provisório
Parque da frente ribeirinha
FDO-Ensul-Irmãos Cavaco

Perfuração: Rotação
Inclinação: Vertical
Amostrador:
0.0m-9.0m: Trado oco 205mm

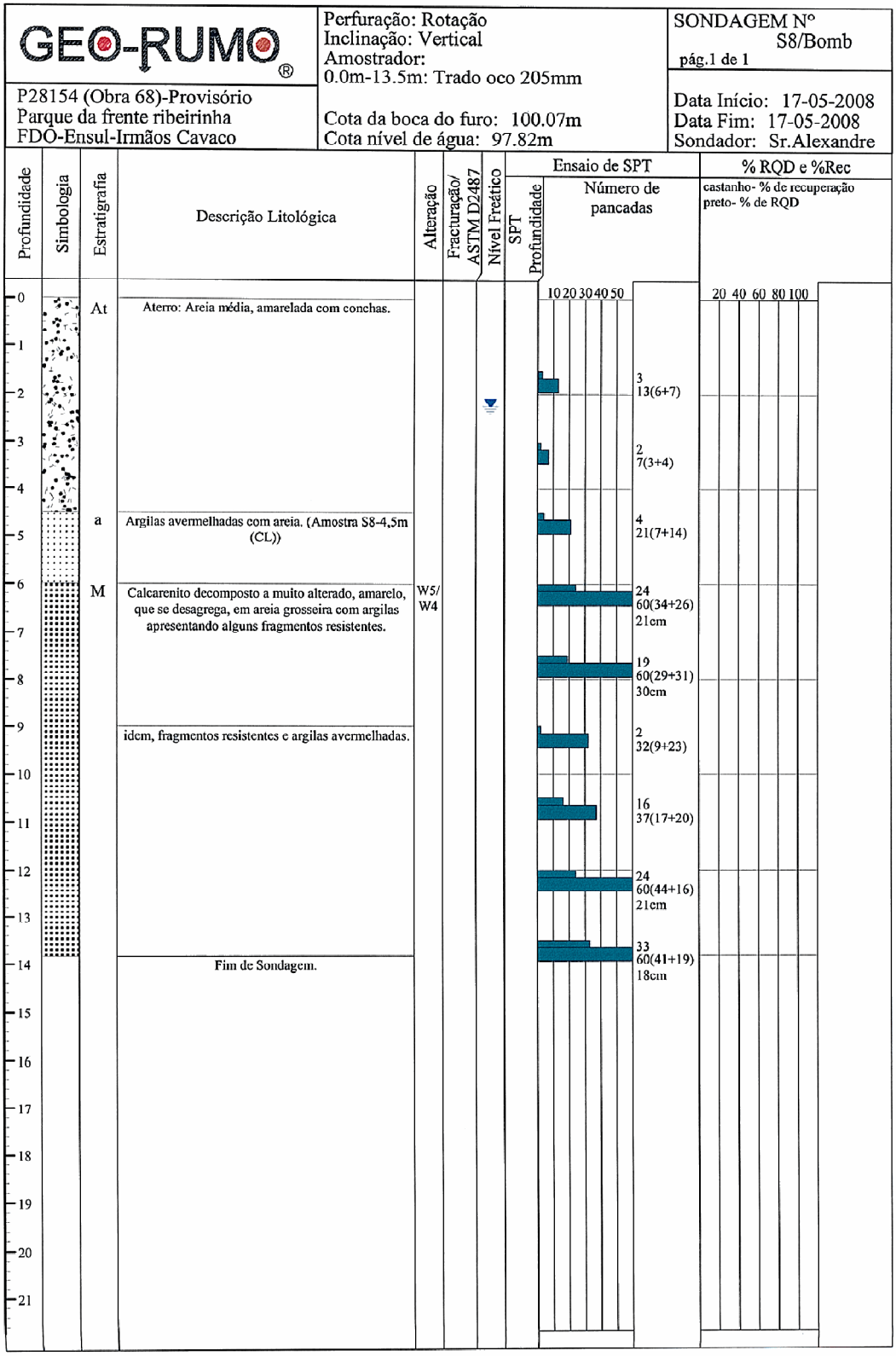
Cota da boca do furo: 100.20m
Cota nível de água: Fechou seco a 1.60m

SONDAGEM N° S7
pág.1 de 1

Data Início: 16-05-2008
Data Fim: 16-05-2008
Sondador: Sr.Alexandre

Profundidade	Simbologia	Estratigrafia	Descrição Litológica	Alteração	Fracturação/ ASTM D2487	Nível Freático	Ensaio de SPT: SPT Profundidade	Ensaio de SPT: Número de pancadas	% RQD e %Rec: castanho- % de recuperação preto- % de RQD
0		At	Aterro: Areia fina a média, amarelada com conchas.					4 13(6+7)	
1									
2									
3								3 7(4+3)	
4									
5		M	Calcarenito decomposto a muito alterado, amarelo, que se desagrega, predominantemente em areia, mas com aguns fragmentos resistentes.	W5/ W4				60 14cm	
6			Idem, com argilas.					36 60(44+16) 20cm	
7									
8			Idem, com conchas e argilas vermelhas.					19 60(33+27) 24cm	
9			Idem, desagrega-se em areia siltosa. (Amostra S7-9.0m (SM))					28 60(47+13) 17cm	
10			Fim de Sondagem.						
11									
12									
13									
14									
15									
16									
17									
18									
19									
20									
21									

Ensaio de SPT: Número de pancadas — 10 20 30 40 50
% RQD e %Rec — 20 40 60 80 100


GEO-RUMO®
P28154 (Obra 68)-Provisório
Parque da frente ribeirinha
FDO-Ensul-Irmãos Cavaco
Perfuração: Rotação
Inclinação: Vertical
Amostrador:
0.0m-13.5m: Trado oco 205mm
Cota da boca do furo: 100.07m
Cota nível de água: 97.82m
SONDAGEM N° S8/Bomb
pág.1 de 1
Data Início: 17-05-2008
Data Fim: 17-05-2008
Sondador: Sr.Alexandre
Profundidade
Simbologia
Estratigrafia
Descrição Litológica
Alteração
Fracturação/ ASTM D2487
Nível Freático
Ensaio de SPT
SPT Profundidade
Número de pancadas
% RQD e %Rec
castanho- % de recuperação
preto- % de RQD
10 20 30 40 50
20 40 60 80 100
At
Aterro: Areia média, amarelada com conchas.
a
Argilas avermelhadas com areia. (Amostra S8-4,5m (CL))
M
Calcarenito decomposto a muito alterado, amarelo, que se desagrega, em areia grosseira com argilas apresentando alguns fragmentos resistentes.
W5/ W4
idem, fragmentos resistentes e argilas avermelhadas.
Fim de Sondagem.
3
13(6+7)
2
7(3+4)
4
21(7+14)
24
60(34+26)
21cm
19
60(29+31)
30cm
2
32(9+23)
16
37(17+20)
24
60(44+16)
21cm
33
60(41+19)
18cm

GEO-RUMO®

P28154 (Obra 68)-Provisório
Parque da frente ribeirinha
FDO-Ensul-Irmãos Cavaco

Perfuração: Rotação
Inclinação: Vertical
Amostrador:
0.0m-13.5m: Trado oco 205mm

Cota da boca do furo: 100.08m
Cota nível de água: Fechou seco a 1.40m

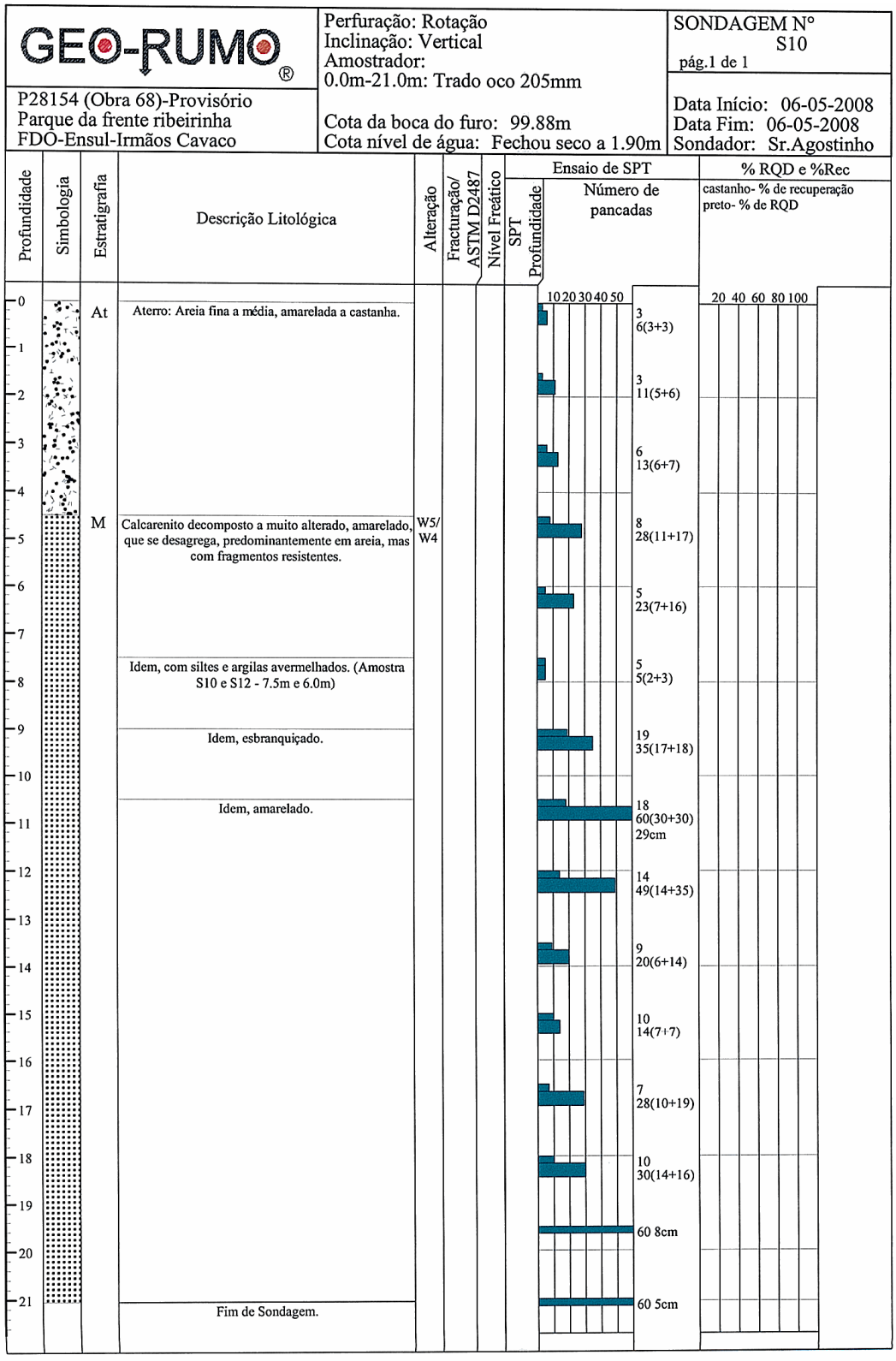
SONDAGEM N° S9
pág.1 de 1

Data Início: 17-05-2008
Data Fim: 19-05-2008
Sondador: Sr.Alexandre

Profundidade	Simbologia	Estratigrafia	Descrição Litológica	Alteração	Fracturação/ ASTM D2487	Nível Freático	Ensaio de SPT: SPT Profundidade	Ensaio de SPT: Número de pancadas	% RQD e %Rec: castanho- % de recuperação; preto- % de RQD
0		At	Aterro: Areia fina a média, amarelada com conchas.					4 14(8+6)	
1									
2									
3								4 11(5+6)	
4									
5		a	Argila avermelhada.					0 1(0+1)	
6		M	Calcarenito decomposto a muito alterado, amarelo, que se desagrega, predominantemente em areia, mas com aguns fragmentos resistentes.	W5/ W4				13 41(20+21)	
7									
8								14 30(16+20)	
9								21 60(39+21) 21cm	
10									
11			Areia média a grosseira amarelada.					2 8(3+5)	
12			Calcarenito decomposto a muito alterado, esbranquiçado, que se desagrega, predominantemente em areia, mas com fragmentos resistentes.					6 60(19+41) 30cm	
13			Idem, amarelado.					32 60(30+30) 21cm	
14			Fim de Sondagem.						
15									
16									
17									
18									
19									
20									
21									

Ensaio de SPT — Número de pancadas: 10 20 30 40 50

% RQD e %Rec — castanho- % de recuperação; preto- % de RQD: 20 40 60 80 100


GEO-RUMO®
P28154 (Obra 68)-Provisório
Parque da frente ribeirinha
FDO-Ensul-Irmãos Cavaco
Perfuração: Rotação
Inclinação: Vertical
Amostrador:
0.0m-21.0m: Trado oco 205mm
Cota da boca do furo: 99.88m
Cota nível de água: Fechou seco a 1.90m
SONDAGEM N° S10
pág.1 de 1
Data Início: 06-05-2008
Data Fim: 06-05-2008
Sondador: Sr.Agostinho
Profundidade
Simbologia
Estratigrafia
Descrição Litológica
Alteração
Fracturação/ ASTM D2487
Nível Freático
Ensaio de SPT
SPT Profundidade
Número de pancadas
% RQD e %Rec
castanho- % de recuperação
preto- % de RQD
At
Aterro: Areia fina a média, amarelada a castanha.
M
Calcarenito decomposto a muito alterado, amarelado, que se desagrega, predominantemente em areia, mas com fragmentos resistentes.
W5/ W4
Idem, com siltes e argilas avermelhados. (Amostra S10 e S12 - 7.5m e 6.0m)
Idem, esbranquiçado.
Idem, amarelado.
Fim de Sondagem.
3 6(3+3)
3 11(5+6)
6 13(6+7)
8 28(11+17)
5 23(7+16)
5 5(2+3)
19 35(17+18)
18 60(30+30) 29cm
14 49(14+35)
9 20(6+14)
10 14(7+7)
7 28(10+19)
10 30(14+16)
60 8cm
60 5cm

GEO-RUMO®

P28154 (Obra 68)-Provisório
Parque da frente ribeirinha
FDO-Ensul-Irmãos Cavaco

Perfuração: Rotação
Inclinação: Vertical
Amostrador:
0.0m-10.5m:Trado oco 205mm

Cota da boca do furo: 99.80m
Cota nível de água: 97.78m

SONDAGEM Nº S11/Bomb
pág.1 de 1

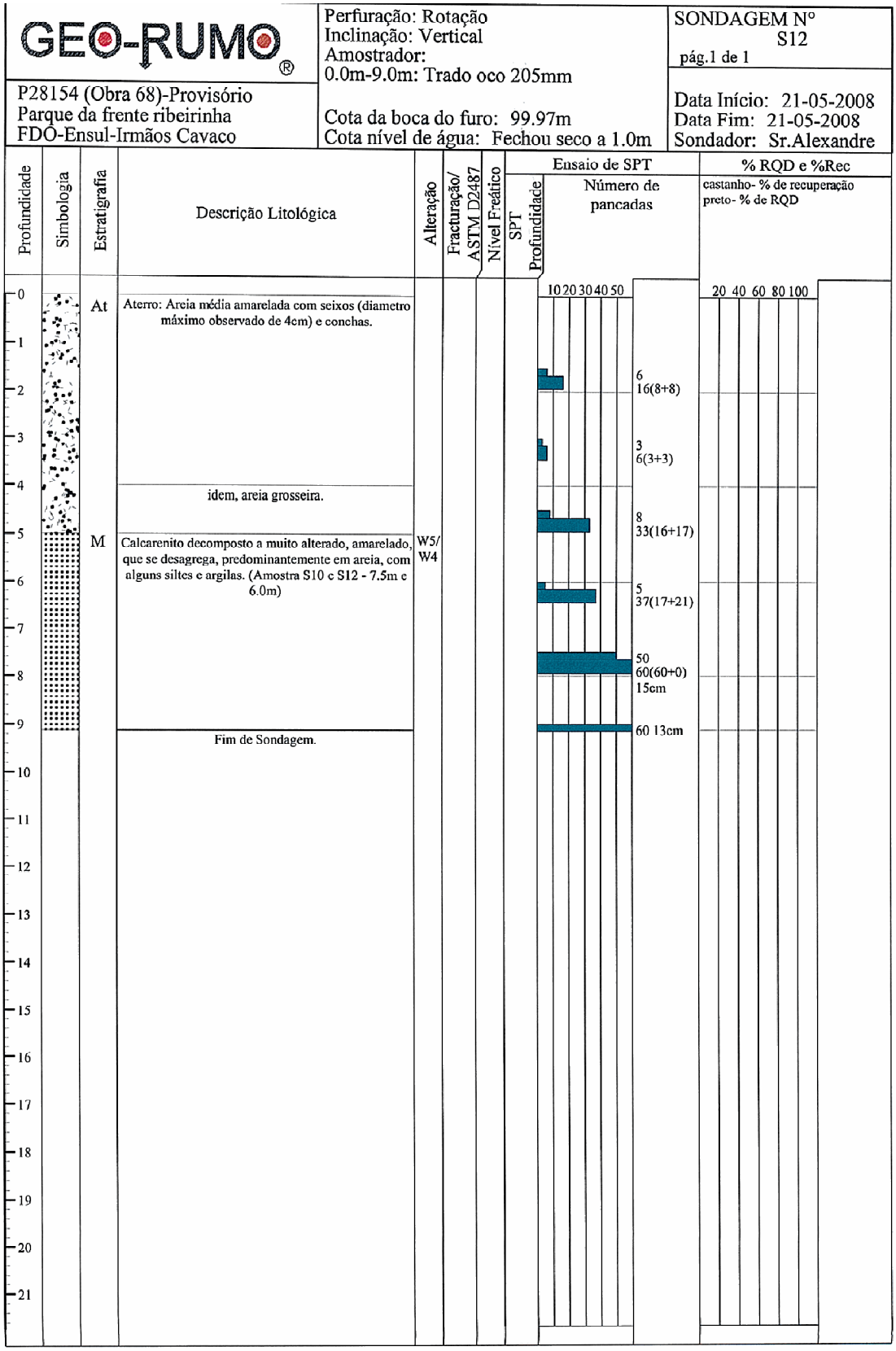
Data Início: 19-05-2008
Data Fim: 20-05-2008
Sondador: Sr.Alexandre

Profundidade	Simbologia	Estratigrafia	Descrição Litológica	Alteração	Fracturação/ ASTM D2487	Nível Freático	Ensaio de SPT: SPT Profundidade	Ensaio de SPT: Número de pancadas	% RQD e %Rec: castanho- % de recuperação; preto- % de RQD
0		At	Aterro: Areia fina a média, amarelada com conchas.						
6		M	Calcarenito decomposto a muito alterado, amarelado, que se desagrega, predominantemente em areia, mas com fragmentos resistentes.	W5/ W4					
10.5			Idem, com argilas avermelhadas.						
			Fim de Sondagem.						

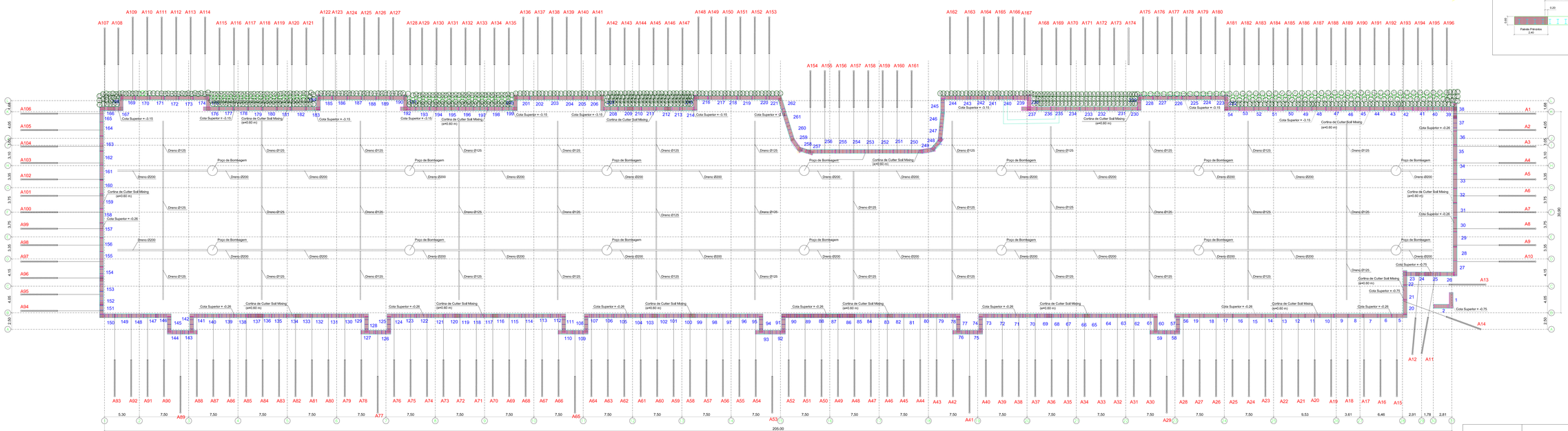
Ensaio de SPT — Número de pancadas: 10 20 30 40 50

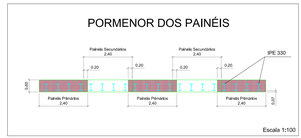
- 4 — 7(4+3)
- 5 — 27(10+17)
- 6 — 28(9+19)
- 13 — 60(60+0) 15cm
- 13 — 37(14+23)
- 60 13cm
- 10 — 60(25+35) 29cm

% RQD e %Rec: 20 40 60 80 100


GEO-RUMO®
P28154 (Obra 68)-Provisório
Parque da frente ribeirinha
FDO-Ensul-Irmãos Cavaco
Perfuração: Rotação
Inclinação: Vertical
Amostrador:
0.0m-9.0m: Trado oco 205mm
Cota da boca do furo: 99.97m
Cota nível de água: Fechou seco a 1.0m
SONDAGEM Nº S12
pág.1 de 1
Data Início: 21-05-2008
Data Fim: 21-05-2008
Sondador: Sr.Alexandre
Profundidade
Simbologia
Estratigrafia
Descrição Litológica
Alteração
Fracturação/ ASTM D2487
Nível Freático
Ensaio de SPT
SPT Profundidade
Número de pancadas
% RQD e %Rec
castanho- % de recuperação
preto- % de RQD
10 20 30 40 50
20 40 60 80 100
At
Aterro: Areia média amarelada com seixos (diametro máximo observado de 4cm) e conchas.
6
16(8+8)
3
6(3+3)
idem, areia grosseira.
8
33(16+17)
M
Calcarenito decomposto a muito alterado, amarelado, que se desagrega, predominantemente em areia, com alguns siltes e argilas. (Amostra S10 e S12 - 7.5m e 6.0m)
W5/ W4
5
37(17+21)
50
60(60+0)
15cm
60 13cm
Fim de Sondagem.
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21

ANEXO A5: Pormenorização da solução estrutural adoptada.





LEGENDA

	Jet Grouting entre a muralha e a contenção
	Parede de Contenção executada pelo método de Cutter Soil Mixing
	Perfis metálicos verticais (IPE330)

FEUP	Futurlagos - Parque de Estacionamento Subterrâneo da Frente Ribeirinha
Escala: 1:200	Planta de Contenção e de Drenagem da Escavação