

REFORÇO DE SOLOS MOLES DE FUNDAÇÃO DE ATERRO EM DEEP SOIL MIXING. MODELAÇÃO DE CASO DE ESTUDO

Dissertação em ambiente empresarial – Soares da Costa, S.A.

SARA INÊS DIEGUES PIMENTEL SANCHES

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

Orientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da
Fonseca

Co-orientador: Doutor Eng. António Agostinho Martins Mendonça

JULHO DE 2012

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012

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 - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo 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 eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha família

Passion is the genesis of genius.

Galileo Galilei

AGRADECIMENTOS

Ao concluir este trabalho expresso aqui o meu reconhecimento a todos aqueles que contribuíram para a sua realização, em especial:

Ao Professor Viana da Fonseca, pelo cuidado e dedicação com que orientou o trabalho, pelos conhecimentos transmitidos, pelas sugestões que tanto enriqueceram o estudo efetuado e, acima de tudo, pelo entusiasmo contagiante com que transmite o interesse da Geotecnia, a todos os que com ele colaboram.

Ao Eng. Agostinho Mendonça, co-orientador deste trabalho, pela confiança e conhecimentos transmitidos ao longo da realização do mesmo.

À Empresa Soares da Costa pela disponibilização de todos os dados que serviram de base à realização desta investigação.

À Professora Sara Rios, pela dedicação, compreensão, disponibilidade e paciência demonstrados e também por todos os elementos fornecidos.

Aos Professores José Couto Marques e António Topa Gomes, pela ajuda disponibilizada e por todo o cuidado mostrado nas explicações fornecidas.

Ao Eng. Nuno Cristelo e ao Professor Paulo Venda Oliveira, que facultaram bibliografia da especialidade.

À turma de Geotecnia 2011-2012, colegas e amigos que me acompanharam ao longo da última fase do meu curso, pela troca de ideias e ambiente alegre de convívio que me proporcionaram. E sobretudo, pelo apoio e ajuda incondicional.

Aos meus amigos Joana, Sofia e João, pela amizade e sabedoria que me transmitiram ao longo destes anos e também, por me apoiarem em todos os momentos.

Aos meus pais, pelos princípios que sempre me transmitiram e por todo o apoio e paciência demonstrados.

À minha família, por todo o carinho, incentivo e preocupação demonstrados nesta etapa da minha vida.

RESUMO

O presente trabalho pretende ser um contributo para o estudo da aplicabilidade da técnica Deep Soil Mixing (DSM) em aterros rodoviários, como solução para o tratamento de solos argilosos moles.

Inicialmente foi consultada a bibliografia da especialidade e apontadas as principais características, metodologias e aplicações da técnica.

O trabalho desenvolvido consistiu na utilização de um programa automático que recorre ao método dos elementos finitos – Plaxis® – para a modelação de uma solução de tratamento do maciço de fundação de aterro, localizado numa zona com fracas características geotécnicas para suporte do aterro projetado, mais concretamente numa área pertencente às aluviões do Tejo. Trata-se, portanto, de um caso de obra real, tendo sido possível dispor de ensaios que foram realizados em fase de projeto com o fim de caracterizar geotecnicamente o solo. A própria geometria do aterro obedeceu a certas características específicas da obra construída.

Nesta sequência, foram analisadas algumas soluções, ditas alternativas, para verificar se o aterro, fundado em colunas executadas por via da técnica de DSM, satisfaria os requisitos do caderno de encargos, limitando os assentamentos a determinados valores e considerando diferentes variáveis, nomeadamente o material que constituiria as colunas de solo tratado, o seu diâmetro e espaçamentos entre elas, bem como a presença ou não de uma plataforma de transferência de cargas.

O objetivo posterior consistiu em comparar, em termos de custos e rendimentos, a solução projetada e implementada em obra com a uma solução alternativa em DSM.

Por último, são apontadas as principais conclusões deste trabalho e registadas algumas sugestões para desenvolvimento futuro da investigação do tema.

PALAVRAS-CHAVE: Deep Soil Mixing, colunas, aterro, modelação, Plaxis

ABSTRACT

The present work aims at being a contribution to the applicability study concerning the Deep Soil Mixing technique of highway embankments as a solution/ answer to deal with the structure of slack clayey soils.

Firstly, it was consulted the specific bibliography and next the principal characteristics, methodologies and applications of the technique were pointed out.

The work development consisted of the use of an automatic program which makes use of the method of the finite elements – Plaxis® – to mold a treatment solution of the foundation massive of the embankment, placed in a zone/area with geotechnique characteristics to be the support of the projected embankment, more precisely in a zone/area belonging to the alluvial of River Tejo. Therefore, it is about an example of a real construction, having been possible to dispose of some tests which were carried out during the phase of the project in order to characterize the soil geotechnically. The embankment geometry itself obeyed to certain specific characteristics of the constructed building.

In this sequence, some solutions, let's say alternative solutions, were analyzed to test whether the embankment, founded on columns which were built by means of the DSM technique, should satisfy the requirements of the building agreement by limiting the settlements to certain values considering different variables, such as the material that should form the columns of the treated soil, their diameter, the open spaces among them, as well as the presence, or not, of a platform of load transfer.

The next objective consisted of comparing, concerning the costs and the production yields, the solution indicated for the construction with the alternative solution in DSM.

Finally, the principal conclusions of this work are pointed out and some suggestions, having in mind the future development of the research of the theme, are registered.

KEYWORDS: Deep Soil Mixing, columns, embankment, modeling, Plaxis

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO.....	III
ABSTRACT.....	V
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL.....	1
1.2. PRINCIPAIS OBJETIVOS.....	3
1.3. ESTRUTURA DA TESE.....	4
2. A TÉCNICA DE DEEP SOIL MIXING: ENQUADRAMENTO E PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS.....	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. DEEP SOIL MIXING.....	15
2.2.1. MÉTODO SECO – DRY JET MIXING OU DRY MIXING METHOD (DMM).....	15
2.2.2. MÉTODO HÚMIDO –CEMENT DEEP MIXING OU WET MIXING METHOD (WMM).....	16
2.3. JET GROUTING	19
2.4. CUTTER SOIL MIXING	20
2.5. MASS STABILISATION	23
2.6. ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA - CONCEITOS.....	24
2.7. PARÂMETROS QUE AFETAM AS CARACTERÍSTICAS DO SOLO TRATADO	28
2.7.1. CARACTERÍSTICAS DO LIGANTE	28
2.7.2. CARACTERÍSTICAS E CONDIÇÕES DO SOLO DE ORIGEM.....	33
2.7.3. CONDIÇÕES DE MISTURA	35
2.7.4. CONDIÇÕES DE CURA.....	38
2.8. COLUNAS DE SOLO TRATADO	43
2.9. CONTROLO DE QUALIDADE QA/QC (QUALITY ASSURANCE/QUALITY CONTROL)	49
3. APRESENTAÇÃO DO CASO DE OBRA.....	55
3.1. DESCRIÇÃO DA OBRA.....	55
3.2. CONSIDERAÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS.....	59
3.2.1. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO	59
3.2.2. PROSPEÇÃO E ENSAIOS.....	61
3.2.2.1 Ensaios <i>in situ</i>	62
3.2.2.2 Ensaios laboratoriais	65
3.3. ZONAMENTO GEOTÉCNICO COM BASE NA METODOLOGIA DE ROBERTSON (2009)	66
3.3.1. PRINCÍPIOS DE APLICAÇÃO	67
3.3.2. PARAMETRIZAÇÃO	71
3.3.3. ESTRATIFICAÇÃO DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO.....	74

4. MODELAÇÃO NUMÉRICA: PRINCIPAIS CONCEITOS E CALIBRAÇÃO DE PARÂMETROS	79
4.1. INTRODUÇÃO	79
4.2. MODELOS CONSTITUTIVOS CONSIDERADOS	80
4.2.1. MODELO LINEAR ELÁSTICO.....	80
4.2.2. MODELO DE MOHR-COULOMB	81
4.2.3. HARDENING SOIL MODEL.....	84
4.2.4. SOFT SOIL MODEL	87
4.3. DESCRIÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DA METODOLOGIA UTILIZADA	89
4.4. APRESENTAÇÃO E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS	96
4.5. DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE QUE DEFINEM A CAMADA DE ARGILA (4)	102
5. ESTUDO DE UMA SOLUÇÃO ALTERNATIVA EM DSM	104
5.1. INTRODUÇÃO	104
5.2. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS NA MODELAÇÃO DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO DO ATERRO	104
5.3. MODELAÇÃO DA SOLUÇÃO IMPLEMENTADA EM OBRA: PRÉ-CARGA COM GEODRENOS	106
5.3.1. MONITORIZAÇÃO DA SOLUÇÃO IMPLEMENTADA EM OBRA	106
5.3.2. MODELO DA SOLUÇÃO IMPLEMENTADA EM OBRA	108
5.3.3. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA MONITORIZAÇÃO COM A MODELAÇÃO	118
5.4. MODELAÇÃO DE UMA SOLUÇÃO DE TRATAMENTO DO TERRENO EM DSM	120
5.4.1. CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL TRATADO.....	120
5.4.2. MODELO UTILIZADO NO PLAXIS	124
5.5. CASOS ANALISADOS	126
5.5.1. ANÁLISE 1.....	127
5.5.2. ANÁLISE 2.....	131
5.5.2.1 Aterro sem plataforma de distribuição de carga.....	132
5.5.2.2 Aterro com plataforma de distribuição de carga – Tipo A	139
5.5.2.3 Aterro com plataforma de distribuição de carga – Tipo B	144
5.6. INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS - CONSIDERAÇÕES FINAIS	146
6. ANÁLISE E COMPARAÇÃO DE CUSTOS E DE RENDIMENTOS	155
6.1. INTRODUÇÃO	155
6.2. DEFINIÇÃO DE CUSTOS E DE RENDIMENTOS	155
6.3. CONSIDERAÇÕES GERAIS DO CAPÍTULO	159
7. CONCLUSÕES E POSSÍVEIS DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	161
7.1. CONCLUSÕES	161
7.2. POSSÍVEIS DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	163
BIBLIOGRAFIA	165

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Mapa da Europa (Massarsch et al., 2005)	1
Figura 1.2 – Representação esquemática da aplicação de DSM (Hayward Baker).....	3
Figura 2.1 – Aplicações da técnica DSM (adaptado) (EN 14679, 2005)	7
Figura 2.2 – Esquematisação da superfície de deslizamento dos taludes de um aterro (adaptado) (Navin, 2005)	8
Figura 2.3 – Colunas de DSM: a) maciço de fundação genérico b) maciço de fundação de um aterro rodoviário (Hayward Baker, 2003)	8
Figura 2.4 – Aspeto de um muro de contenção de terras em DSM (Hayward Baker).....	9
Figura 2.5 – Representação esquemática de DSM de forma a reduzir as pressões ativas (CDIT, 2002)	9
Figura 2.6 – Representação do efeito barreira gerado pelas colunas de DSM no tratamento de solos contaminados (ITRC, 2011)	10
Figura 2.7 – Representação do efeito uma ação dinâmica quando existe ou não uma estrutura rígida em DSM (EuroSoilStab, 2001)	10
Figura 2.8 – Geometrias em grelha associadas à prevenção dos danos provocados pela liquefação: a) geometria em losango (EuroSoilStab, 2001) b) geometria retangular (EN 14679, 2005)	11
Figura 2.9 – Exemplos de aplicação da técnica de DSM enquanto cortinas de impermeabilização: a) barreiras marítimas b) quebra-mares (CDIT, 2002)	11
Figura 2.10 – Esquematisação da técnica de construção das colunas de DSM (Malcolm Drilling)	12
Figura 2.11 – Exemplo de pás utilizadas na técnica de DSM (Larsson, 2005).....	12
Figura 2.12 – Vista geral dos equipamentos em obra (Hayward Baker).....	13
Figura 2.13 – Representação da aplicabilidade da técnica de DSM em função da granulometria (Falk et al., 2009)	14
Figura 2.14 – Aspeto do efeito “saca rolhas” num solo argiloso (Falk et al., 2009).....	14
Figura 2.15 – Equipamentos utilizados na técnica DMM (Hayward Baker).....	15
Figura 2.16 – Exemplos de pás utilizadas na técnica DMM (Larsson, 2005).....	16
Figura 2.17 – WMM: a) pormenor da ponteira de um equipamento b) aspeto final do solo tratado (Topolnicki, 2009).....	17
Figura 2.18 – Equipamento utilizado para a execução de colunas secantes de WMM (Malcolm Drilling)	17
Figura 2.19 – Processo de execução de <i>Jet Grouting</i> (Hayward Baker).....	19
Figura 2.20 – Representação das variantes de <i>Jet Grouting</i> no que diz respeito a equipamentos utilizados (Menard)	20
Figura 2.21 – Processo de execução da técnica CSM (Malcolm Drilling)	21
Figura 2.22 – Equipamento CSM: a) vista geral (Wilson, 2007) b) pormenor da saída do ligante (BAUER Group)	21
Figura 2.23 – Aspeto final de um painel de solo tratado com recurso a CSM (Wilson, 2007).....	22
Figura 2.24 – Comparação de volumes de solo tratado (Wilson, 2007)	23
Figura 2.25 – Equipamento utilizado (Hayward Baker)	24
Figura 2.26 – Exemplos de aplicação: a) fundação de aterro; b) conduta profunda (EuroSoilStab, 2001)	24

Figura 2.27 – Evolução temporal dos processos envolvidos na melhoria dos solos aplicando a) cal e b) cimento, de acordo com o aumento da resistência mecânica (CDIT, 2002)	27
Figura 2.28 – Análise comparativa da evolução no tempo da resistência em solos tratados com cal, cimento ou cimento e cal (Ahnberg et al., 1995)	27
Figura 2.29 – Relação da resistência de um solo argiloso tratado com a quantidade de ligante para vários tipos de mistura (EuroSoilStab, 2001)	32
Figura 2.30 – Evolução da resistência com a quantidade de ligante num solo orgânico (EuroSoilStab, 2001).....	32
Figura 2.31 - Evolução da resistência com a quantidade de ligante num solo lamacento (EuroSoilStab, 2001).....	33
Figura 2.32 – Influência da fração arenosa na resistência à compressão não confinada (CDIT, 2002) 33	33
Figura 2.33 – Influência do pH na resistência à compressão não confinada (CDIT, 2002).....	34
Figura 2.34 – Influência do teor em água inicial na resistência á compressão não confinada para um período de cura de 91 dias (CDIT, 2002)	34
Figura 2.35 – Variação ao longo do tempo da resistência à compressão não confinada para diferentes tipos de ligante em argilas moles (Ahnberg, 2006).....	35
Figura 2.36 – Efeito da dosagem de ligante na resistência à compressão não confinada de solos holandeses com 28 dias de tempo de cura (EuroSoilStab, 2001)	36
Figura 2.37 – Efeito da dosagem de ligante na resistência à compressão não confinada num solo orgânico estabilizado com cimento e escória (EuroSoilStab, 2001).....	36
Figura 2.38 – Relação da resistência à compressão não confinada com o tempo em que se efetua a mistura (CDIT, 2002).....	37
Figura 2.39 – Relação da resistência à compressão com o tipo de equipamento utilizado e a velocidade a que é efetuada a mistura (Larsson, 2003).....	37
Figura 2.40 – Variação em profundidade da resistência à compressão não confinada em função da profundidade de tratamento quando o equipamento utilizado tem 1 ou 4 eixos (CDIT, 2002)	38
Figura 2.41 – Efeito do tempo de cura na resistência à compressão não confinada (CDIT, 2002).....	39
Figura 2.42 – Efeito do tempo de cura num solo argiloso para vários(EuroSoilStab, 2001)	39
Figura 2.43 – Efeito da variação do teor em água do solo em função do tempo de cura e da resistência, para uma dosagem de cimento de 10% (Lorenzo et al., 2006).....	40
Figura 2.44 – Resistência e relação A/C para períodos de cura de 7, 14 e 28 dias (Lorenzo et al., 2006)	40
Figura 2.45 – Exemplo do efeito de pré-carga de 9 e 18 kPa numa turfa, para uma dosagem de ligante de 200 kg/m ³ (Ahnberg, 2006)	41
Figura 2.46 – Efeito da temperatura de cura numa argila de Yokohama (CDIT, 2002).....	42
Figura 2.47 – Representação do comportamento geomecânico do solo (EuroSoilStab, 2001).....	43
Figura 2.48 – Exemplos de modos de rotura das colunas de solo tratado com a técnica DSM (Filz et al., 2006).....	44
Figura 2.49 – Padrões DSM em planta (EuroSoilStab, 2001).....	44
Figura 2.50 – Exemplos de geometrias de aplicação DSM: a) em corte b) em representação tridimensional (EuroSoilStab, 2001; CDIT, 2002)	45
Figura 2.51 - Variação da resistência à compressão em laboratório e no terreno (CDIT, 2002)	46

Figura 2.52 – Variação em profundidade da resistência à compressão não confinada, <i>in situ</i> e no laboratório considerando que o ligante é adicionado na forma húmida e no estado seco, para 28 dias de cura (Liu et al., 2008).....	46
Figura 2.53 – Relação parâmetros laboratório e <i>in situ</i> (EuroSoilStab, 2001)	47
Figura 2.54 – Relação da resistência à compressão com o rácio índice de vazios/dosagem de cimento (Lorenzo et al., 2006)	49
Figura 2.55 - Princípios de execução de DSM (EN 14679, 2005).....	50
Figura 2.56 - Processo iterativo de um dimensionamento em DSM (EN 14679, 2005).....	51
Figura 2.57 – Exemplo de determinação da probabilidade (A) na distribuição lognormal do solo natural.....	54
Figura 2.58 – Distribuição lognormal do solo tratado (Filz et al., 2010)	54
Figura 3.1 – Localização da área de implantação dos acessos à PLLN (Abertis Logística, 2007)	55
Figura 3.2 – Rede rodoviária existente na zona da PLLN (Abertis Logística, 2007)	57
Figura 3.3 – Troço da Linha do Norte (Google)	57
Figura 3.4 – Representação dos acessos à PLLN, com indicação do caso de estudo.....	58
Figura 3.5 – Localização dos acessos à PLLN (preto) e do aterro em estudo (verde) (Google)	58
Figura 3.6 – Representação da solução de tratamento do terreno para o aterro tipo em análise – APC9 Km 1+000	59
Figura 3.7 - Representação do aterro após tratamento com pré-carga e geodrenos, no Km 1+000 ...	59
Figura 3.8 – Extrato da carta geológica de Portugal correspondente à área em estudo (CENORGEO, 2009)	60
Figura 3.9 – Extrato do plano de prospeção (CENORGEO, 2009)	61
Figura 3.10 – Valores médios do N SPT correspondente - S11	62
Figura 3.11 – Resultados do CPTU6.....	64
Figura 3.12 – Esquematização de um ensaio edométrico (Matos Fernandes, 2006)	65
Figura 3.13 – Linhas de contorno associadas ao I_c (Robertson, 2009)	68
Figura 3.14 – Representação de algumas características da ponteira utilizada no ensaio CPTU	68
Figura 3.15 – Linhas de contorno associadas ao parâmetro n	70
Figura 3.16 – Evolução do K_0 (Mayne et al., 2001)	73
Figura 3.17 – Evolução do coeficiente de permeabilidade em função do comportamento tipo do solo (Robertson, 2010b)	74
Figura 3.18 – Definição das camadas do solo	75
Figura 3.19 – Divisão do maciço de fundação em função do índice I_c	76
Figura 4.1 – Relação tensão-deformação no modelo linear elástico (adaptado) (Plaxis, 2010a).....	81
Figura 4.2 – Relação tensão-deformação de um modelo elástico perfeitamente plástico (Plaxis, 2010a)	81
Figura 4.3 – Superfície de cedência no espaço de tensões principais para uma coesão nula.....	82
Figura 4.4 – Representação do critério de cedência de Mohr-Coulomb (Plaxis, 2010a).....	82
Figura 4.5 – Representação dos módulos de deformabilidade E_0 e E_{50} (Plaxis, 2010a) (Viana da Fonseca, 1996)	83
Figura 4.6 – Relação tensão-deformação do modelo <i>Hardening Soil Model</i> (Plaxis, 2010a)	85
Figura 4.7 – Superfície de cedência do <i>Hardening Soil Model</i> no plano $q \sim p$ (Gunduz (2010) adaptado de Plaxis (2010b)).....	86

Figura 4.8 – Relação logarítmica entre deformação volumétrica e a tensão efetiva média (Plaxis, 2010a).....	87
Figura 4.9 - Problema axissimétrico (Plaxis, 2010b).....	89
Figura 4.10 – Geometria considerada na modelação do ensaio edométrico	89
Figura 4.11 – Representação dos pontos considerados no cálculo para cada elemento da malha disponíveis no programa (Plaxis, 2010b).....	90
Figura 4.12 – Malha de elementos finitos (278 elementos)	90
Figura 4.13 – Representação da tensão de pré-consolidação em relação da tensão efetiva vertical, na definição do OCR e do POP.....	91
Figura 4.14 – Representação do exemplo apresentado no manual dos modelos dos materiais	92
Figura 4.15 – Janela de introdução dos parâmetros referentes ao modelo <i>Soft Soil</i>	95
Figura 4.16 – Condições fronteira admitidas.....	95
Figura 4.17 – Representação gráfica da tensão (patamares de carga) aplicada ao modelo ao longo do tempo	96
Figura 4.18 - Definição dos pontos para as curvas	97
Figura 4.19 – Relação da deformação volumétrica com a tensão efetiva vertical.....	97
Figura 4.20 – Curvas de compressibilidade obtidas no ensaio laboratorial e na modelação realizada no Plaxis, em função de v e $\ln p'$	98
Figura 4.21 – Relação do assentamento com o tempo	101
Figura 4.22 – Pormenor da dissipação dos excessos de pressão neutra ao longo do tempo.....	101
Figura 4.23 - Representação das tensões efetivas verticais de repouso no maciço de fundação do aterro	102
Figura 5.1 – Localização das placas a partir das quais são realizadas as medições na monitorização da obra.....	106
Figura 5.2 – Localização da monitorização (PN4) (Consórcio Soares da Costa - Monte Adriano, 2011)	107
Figura 5.3 – Assentamentos do aterro de pré-carga ao longo do período de tempo analisado na monitorização.....	108
Figura 5.4 – Geometria considerada na modelação.....	109
Figura 5.5 – Malha de elementos finitos	109
Figura 5.6 - Definição das condições de fronteira hidráulica e ativação dos geodrenos	110
Figura 5.7 - Definição no Plaxis das fases de cálculo da solução implementada obra	111
Figura 5.8 – Potenciais superfícies de deslizamento	112
Figura 5.9 – Deformada para cada uma das fases consideradas	114
Figura 5.10 – Deformada da superfície do terreno geral	115
Figura 5.11 – Excessos de pressão ao longo das fases analisadas	117
Figura 5.12 - Pontos selecionados para obtenção de curvas	118
Figura 5.13 - Excesso de pressões neutras ao longo do tempo em 4 pontos distintos da malha.....	118
Figura 5.14 - Assentamento ao longo do período de tempo analisado	119
Figura 5.15 – Curvas tensão-deformação de ensaios UCS realizados por Correia sobre amostras com ligantes aplicados isoladamente (Correia, 2011)	122
Figura 5.16 – Evolução da resistência à compressão não confinada com o tempo de cura para amostras estabilizadas com CI42,5-E (Correia, 2011)	123

Figura 5.17 – Geometria considerada para um caso geral	125
Figura 5.18 – Malha de elementos finitos considerada para um caso geral	126
Figura 5.19 – Deformada relativa aos assentamentos verticais, ao nível da superfície do terreno....	128
Figura 5.20 – Assentamento da base do aterro relativos aos tempos de cura analisados.....	129
Figura 5.21 – Deslocamentos horizontais máximos relativos aos tempos de cura analisados	129
Figura 5.22 - Pormenor da localização dos deslocamentos horizontais superiores.....	130
Figura 5.23 – Deslocamentos totais máximos relativos aos tempos de cura analisados	130
Figura 5.24 – Representação dos excessos de pressão neutra no final da consolidação (90%).....	131
Figura 5.25 – Esquema em planta considerado na definição da “largura de influência”, distância em metros: a) malha em quincôncio, b) malha quadrada.....	131
Figura 5.26 - Representação das plataformas de transferência de carga consideradas a) em material granular e b) betão (Caramelo, 2011) adaptado de Abdullah (2006).....	132
Figura 5.27 - Representação da deformada para cada um dos espaçamentos considerados no final da consolidação.....	134
Figura 5.28 - Relação entre o afastamento entre colunas e o assentamento máximo	134
Figura 5.29 - Deslocamentos horizontais no final da construção do aterro	135
Figura 5.30 - Deslocamentos horizontais no final de 90% da consolidação	135
Figura 5.31 - Localização dos pontos considerados no traçado das curvas.....	136
Figura 5.32 – Evolução dos deslocamentos horizontais em pontos A, B e C.....	137
Figura 5.33 - Evolução dos deslocamentos horizontais em pontos D, E e F.....	138
Figura 5.34 - Pormenor da deformada das colunas.....	139
Figura 5.35 - Relação da resistência à tração com a deformação do geotêxtil (TENAX)	140
Figura 5.36 – Representação do efeito de uma geogrelha a) e de um geotêxtil b) (TENSAR).....	140
Figura 5.37 - Pormenor da geometria da base do aterro	141
Figura 5.38 - Representação do diagrama do esforço axial da geogrelha presente na plataforma ...	142
Figura 5.39 - Representação das deformadas no final da consolidação – plataforma Tipo A.....	143
Figura 5.40 – Relação do assentamento vertical máximo com o afastamento entre colunas para os afastamentos 2,4; 3 e 3,3m.....	144
Figura 5.41 – Representação das deformadas no final da consolidação – plataforma Tipo B.....	145
Figura 5.42 – Relação do assentamento vertical máximo com o afastamento entre colunas para os afastamentos 2,4, 3 e 4m.....	146
Figura 5.43 – Relação entre o afastamento entre colunas e o assentamento vertical para todas as situações analisadas.....	148
Figura 5.44 – Geometria para o caso das colunas secantes.....	149
Figura 5.45 - Pormenor da deformação do painel formado pelas colunas secantes.....	150
Figura 5.46 - Deformada da superfície de contacto entre o aterro e o maciço de fundação.....	150
Figura 5.47 – Representação dos excessos de pressão neutra para o caso das colunas secantes.....	151
Figura 5.48 - Deformada da linha de superfície entre o aterro e o maciço admitindo um tempo de cura de 5 anos.	152
Figura 5.49 - Representação dos pontos plastificados de Mohr Coulomb.....	153
Figura 5.50 – Forma de colapso de aterros fundados em colunas de DSM a) rotura do aterro b) deslizamento das colunas (Kitazume et al., 2000)	154
Figura 5.51 – Definição da envolvente de rotura.....	154

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Variantes da técnica de DSM de acordo com Bruce (2010).....	6
Quadro 2.2 – Características técnicas das experiências Nórdica e Japonesa de DMM (EN 14679, 2005)	16
Quadro 2.3 – Características técnicas das experiências Nórdica e Japonesa de WMM (EN 14679, 2005)	18
Quadro 2.4 – Parâmetros que afetam as características do solo tratado (Terashi, 1997)	28
Quadro 2.5 – Ligantes comuns e respetivo enquadramento normativo (EuroSoilStab, 2001)	29
Quadro 2.6 – Avaliação da eficácia de ligantes na estabilização de diferentes solos (Correia, 2011) .	30
Quadro 2.7 - Avaliação do efeito da aplicação de ligantes na estabilização de solos Nórdicos tendo por base a resistência à compressão não confinada aos 28 dias de cura (EuroSoilStab, 2001)	31
Quadro 2.8 – Influência de alguns parâmetros na opinião de Larsson (2005)	42
Quadro 2.9 - Sugestão de Bruce et al. (2003) para adoção de alguns parâmetros para as variantes húmida e seca	48
Quadro 3.1 – Resistência ao corte não drenada - S11	63
Quadro 3.2 – Resultados obtidos no ensaio edométrico – S11	66
Quadro 3.3 - Comportamento tipo do solo em função do índice I_c	67
Quadro 3.4 – Definição das camadas existentes no solo de fundação do aterro.....	77
Quadro 3.5 – Parâmetros admitidos para cada uma das camadas	77
Quadro 4.1 – Parâmetros de <i>input</i> do modelo Mohr-Coulomb	83
Quadro 4.2 – Parâmetros de <i>input</i> do modelo <i>Hardening Soil Model</i>	86
Quadro 4.3 – Parâmetros <i>input</i> do modelo <i>Soft Soil Model</i>	88
Quadro 4.4 – Parâmetros <i>input</i> do material utilizado na modelação do ensaio	90
Quadro 4.5 – Esquema de cálculo – simulação dos escalões de carga.....	93
Quadro 4.6 - Comparação dos parâmetros de compressão e descarga/recarga	99
Quadro 4.7 – Comparação de assentamentos obtidos.....	100
Quadro 4.8 – Valores referentes aos índices de vazios obtidos em cada escalão de carga do ensaio edométrico.....	103
Quadro 4.9 – Valores finais para utilização na modelação do maciço de fundação do aterro	103
Quadro 5.1 – Características consideradas em cada um dos materiais.....	105
Quadro 5.2 – Quadro resumo dos resultados da monitorização.....	107
Quadro 5.3 – Características do solo tratado consideradas	121
Quadro 5.4 - Resistências à compressão para diferentes tempos de cura.....	124
Quadro 5.5 – Resistências à compressão e respetivos módulos de deformabilidade a 50% da carga de rotura	124
Quadro 5.6 – Apresentação dos casos estudados	126
Quadro 5.7 – Módulos de deformabilidade para os tempos de cura 7, 14 e 28 dias.....	127
Quadro 5.8 – Características do betão.....	144
Quadro 6.1 – Determinação da influência num m^2 em planta relativos à Geo Leca® e ao aterro	156
Quadro 6.2 – Determinação dos custos associados à execução da solução A (por m^2)	156
Quadro 6.3 – Determinação dos custos associados à execução da solução B (por m^2)	157
Quadro 6.4 – Rendimentos considerados de execução.....	157

Quadro 6.5 – Tempo de execução da solução A (em m ²)	157
Quadro 6.6 – Tempo de execução da solução B (em m ²).....	157
Quadro 6.7 – Custos totais relativos à solução A	158
Quadro 6.8 – Custos efetivos relativos à solução A	158
Quadro 6.9 – Determinação da importância do estaleiro e da solução no âmbito da empreitada ...	159

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

q_u	- Resistência à compressão não confinada
w	- Teor em água
A/C	- Relação água/cimento
k	- Permeabilidade
c_u	- Resistência não drenada
q_{dm}	- Resistência à compressão não confinada exigida pelo caderno de encargos
f_r	- Parâmetro relacionado com a resistência residual
f_c	- Fator relacionado com o tempo de cura
f_v	- Fator de variabilidade
p_s	- Probabilidade da resistência do solo natural ser superior ao valor de cálculo da mesma resistência
V_s	- Coeficiente de variação da resistência do solo natural
p_{dm}	- Probabilidade da resistência do solo tratado ser superior à resistência especificada em caderno de encargos
V_{dm}	- Coeficiente de variação da resistência do solo tratado
F_d	- Fator de Segurança
q_t	- Resistência de ponta
f_s	- Resistência lateral
u	- Pressão neutra
R_f	- Razão atrítica
m_v	- Coeficiente de compressibilidade volumétrica
c_v	- Taxa de consolidação
σ'_p	- Tensão de pré-consolidação
e	- Índice de vazios
s	- Assentamento
I_c	- Índice de comportamento
p_a	- Pressão atmosférica
G_0	- Módulo de distorção máximo ou inicial
γ	- Peso volúmico
ϕ'	- Ângulo de atrito
ψ	- Ângulo de dilatância

K_0	- Coeficiente de impulso em repouso
OCR	- Grau de sobreconsolidação
ν	- Coeficiente de Poisson
E	- Módulo de deformabilidade
ε	- Deformação
τ_f	- Tensão tangencial
c'	- Coesão
σ'_f	- Tensão normal
ε_a	- Deformação axial
q	- Tensão de desvio
E_i	- Rigidez inicial
q_f	- Valor máximo da tensão de desvio
$q_{m\acute{a}x}$	- Valor máximo da tensão de desvio do modelo hiperbólico
P_{ref}	- Pressão de referência
E_{50}^{ref}	- Módulo de deformabilidade secante a 50% da carga de rotura normalizados, para uma dada pressão de referência
E_{ur}^{ref}	- Módulo de deformabilidade em descarga e recarga normalizado, para uma dada pressão de referência
E_{oed}^{ref}	- Módulo de deformabilidade edométrico normalizado para uma dada pressão de referência
λ^*	- Índice de compressibilidade modificado
κ^*	- Índice de descompressão/recompressão
C_r	- Coeficiente de recompressibilidade
C_c	- Coeficiente de compressibilidade
p'	- Tensão efetiva média
$u_{y,m\acute{a}x}$	- Assentamento vertical máximo
$N_{m\acute{a}x}$	- Esforço axial máximo

1 INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

O crescimento da população tem como consequência direta a expansão das áreas urbanizadas para zonas desocupadas, que apresentam, na maior parte dos casos, solos com fracas características do ponto de vista geotécnico, nomeadamente para a implementação de qualquer tipo de estrutura.

Do ponto de vista geotécnico os solos de fundação devem apresentar, entre outras características definidas em projeto, uma capacidade de carga capaz de suportar as solicitações impostas e baixas permeabilidade e compressibilidade. Deste modo, tornou-se necessário o desenvolvimento de técnicas aptas a colmatar o problema associado à insuficiente capacidade do solo como elemento de fundação.

Importa aqui realçar o facto de a Europa apresentar uma vasta área costeira Figura 1.1 - a maior de todos os continentes e uma densidade populacional elevada - concomitante com um constante desenvolvimento industrial e tecnológico (Massarsch et al., 2005). Tal conjuntura reforça a necessidade de melhorar os solos existentes, com capacidade de urbanização, condição muitas vezes imprescindível, para dar resposta às necessidades de expansão urbana.



Figura 1.1 – Mapa da Europa (Massarsch et al., 2005)

O desenvolvimento de meios tecnológicos e o aparecimento de novos materiais de construção emergentes ao longo do século XX, entre outros fatores, viriam a permitir encontrar várias soluções de melhoramento dos solos em profundidade, sendo uma das soluções para o problema em apreço, a técnica, denominada Deep Soil Mixing (DSM). Esta técnica consiste em misturar o solo com materiais com propriedades aglomerantes, recorrendo a equipamentos específicos, que procedem à furação, corte, injeção e mistura.

A técnica de DSM surgiu no século XX, por volta do ano de 1970, praticamente em simultâneo nos Países Nórdicos - designadamente na Suécia -, no Japão e nos Estados Unidos, dada a necessidade de construção em solos com fracas características geotécnicas, mais concretamente, em argilas muito moles, solos com uma quantidade significativa de matéria orgânica e com um grau de saturação expressivo. Esta técnica apresenta diversas variantes que são função do tipo de solo a tratar, do material ou materiais adicionados na mistura, assim como do equipamento utilizado.

De realçar que, a técnica de Deep Soil Mixing apresenta uma grande versatilidade, o que torna a sua aplicabilidade bastante diversificada, destacando-se a sua funcionalidade no reforço de solos de fundação de aterros, como barreira relativamente a solos contaminados, em estruturas de contenção de terras e na minimização das vibrações ao nível das fundações das infraestruturas.

Quando se trata de solos argilosos, existe a problemática da estabilidade e da segurança, a longo prazo, dada a reduzida permeabilidade destes materiais e o grau de saturação elevado, o que poderá originar assentamentos diferidos no tempo e a conseqüente diminuição da segurança à medida que o solo vai sendo solicitado. A este efeito está associada uma elevada propensão para a ocorrência de deformações à superfície dos terrenos. Neste tipo de solos, questões como a compressibilidade e a consolidação, às quais está associada a história de tensões dos mesmos, merecem particular destaque, dada a importância que assumem na conjuntura do problema.

O solo tratado com a técnica de DSM apresenta características de resistência mecânica e de deformabilidade melhoradas, ou seja, resistência mecânica superior e deformabilidade inferior relativamente ao solo original, assim como, uma redução da compressibilidade. Desta forma, no que diz respeito aos aterros, a estabilidade é assegurada e os assentamentos são reduzidos.

A referida técnica de reforço e de melhoramento ou estabilização química dos solos apresenta-se como uma solução interessante, atrativa e competitiva, dos pontos de vista económico e de funcionamento, relativamente a outras alternativas consideradas tradicionais no âmbito da Engenharia Geotécnica, como por exemplo, a aceleração da consolidação por geodrenos ou a utilização de pré-carga. Por outro lado, caracteriza-se por um reduzido impacte ambiental. Acresce ainda referir que, dadas as vantagens da técnica, esta encontra-se em permanente evolução, pelo que muitos estudos têm vindo a ser desenvolvidos, provando que se trata de uma solução aplicada com sucesso face aos pré-requisitos estabelecidos em projeto.

De acordo com Correia (2011), citando Cardoso (1987), é clara a distinção entre técnicas de melhoramento, também designadas de estabilização, e técnicas de reforço. As técnicas de melhoramento estão associadas à alteração de, pelo menos, uma das propriedades inerentes ao solo, sendo que os resultados do tratamento podem ser verificados com carácter permanente ou provisório e ocorrem ao nível químico, físico ou mecânico. Exemplo disso são, como já foi referido, a utilização de drenos verticais, a pré-carga e a compactação.

A técnica de DSM tem um efeito simultâneo de melhoramento e de reforço, na medida em que altera ou melhora algumas características do solo, constituindo-se o produto final um elemento rígido.

Neste trabalho é dado particular destaque à aplicação da técnica de DSM quando destinada ao tratamento de um solo argiloso mole – maciço de fundação de um aterro - Figura 1.2.

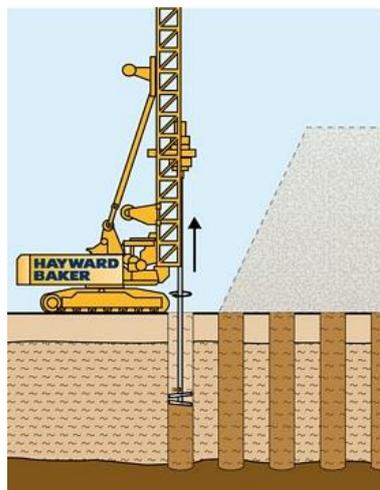


Figura 1.2 – Representação esquemática da aplicação de DSM (Hayward Baker)

1.2. PRINCIPAIS OBJETIVOS

No âmbito do presente trabalho pretende-se aplicar a técnica de Deep Soil Mixing a um aterro rodoviário, localizado numa zona lodosa, onde existe uma camada de argila mole com uma espessura de cerca de 20m. Assim, o objetivo consiste em proceder ao dimensionamento de uma solução de colunas de solo misturado com cimento (variante húmida), com uma determinada geometria, ou seja, diâmetro e afastamento entre eixos.

Deste modo, pretende-se que seja feito um levantamento das vantagens e limitações da aplicabilidade da técnica Deep Soil Mixing, de forma a efetuar a respetiva caracterização.

Pretende-se que o assentamento, ao nível da plataforma rodoviária do aterro em estudo, se enquadre dentro de um intervalo admissível e não seja necessário tomar medidas relevantes, ao nível da manutenção em serviço da obra.

Para análise da conformidade da solução adotada utilizou-se o programa comercial Plaxis®, uma ferramenta que tem como objetivo a modelação de estruturas geotécnicas, que recorre ao Método dos Elementos Finitos para cálculo de deslocamentos e de tensões do modelo considerado.

O aterro em causa corresponde a uma situação concreta, uma vez que diz respeito a uma obra construída, logo com características geométricas definidas e, assim sendo, é necessário cumprir uma determinada cota de rasante.

As características do solo de fundação foram obtidas com base em ensaios realizados previamente. No entanto, a solução efetivamente aplicada em obra consistiu na combinação de geodrenos e pré-carga e, devido ao facto do período de ativação da pré carga não se poder efetivar durante muito tempo, parte do aterro definitivo foi executado com um material leve – Geo Leca®.

Neste âmbito, o que também se pretende com este estudo é a apresentação de uma análise comparativa, no que diz respeito a custos, prazos e metodologias de construção, entre as duas soluções mencionadas.

1.3. ESTRUTURA DA TESE

O trabalho desenvolvido encontra-se organizado em sete capítulos, apresentando-se neste primeiro as considerações gerais sobre a aplicação da técnica de melhoramento de solos com DSM, bem como o enquadramento, objetivos e organização do trabalho.

No capítulo 2 explanam-se as principais características da técnica de DSM, nomeadamente as diferentes metodologias e aplicações associadas. Tratando-se de uma técnica que procede à mistura do solo natural (*in situ*) com outro material, são apresentados alguns fatores que influenciam a resistência do material final, portanto, o solo tratado.

No capítulo 3 procede-se à caracterização da obra que constitui o elemento base dos estudos realizados. Para o efeito efetua-se a descrição da obra, nomeadamente no que concerne aos objetivos de execução e apresentam-se os parâmetros geológico-geotécnicos que se assumiram, de forma a caracterizar o terreno em causa.

No capítulo 4 apresenta-se a introdução à aplicação do programa Plaxis®, sendo a calibração da camada de argila o principal objetivo. Neste âmbito, efetuou-se a modelação de um ensaio edométrico, com o intuito de reproduzir os mesmos resultados do ensaio realizado em laboratório, tendo como principal objetivo o melhor conhecimento do funcionamento do programa e a forma como se definem com rigor os parâmetros dos materiais, as condições de cálculo, etc., para o conseguir.

O capítulo 5 refere-se ao estudo e modelação no Plaxis® de diferentes possibilidades de aplicação de uma solução de DSM, com o objetivo de tratar o terreno. Numa fase inicial é modelada a solução implementada efetivamente em obra, com geodrenos e pré-carga, para, posteriormente, verificar se os deslocamentos observados ao longo da monitorização correspondem aos obtidos na modelação.

No capítulo 6 é apresentada uma análise comparativa, do ponto de vista de custos e de rendimentos, relativos às soluções de tratamento do caso de obra, e de uma solução alternativa, com o intuito de identificar a que tem mais vantagens de aplicação.

Por último, no capítulo 7, são destacadas as principais conclusões do trabalho realizado e mencionadas possíveis considerações, a ter em conta futuramente, no desenvolvimento da investigação do tema aqui em estudo.

2

A TÉCNICA DE DEEP SOIL MIXING: ENQUADRAMENTO E PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS

2.1. INTRODUÇÃO

A técnica de Deep Soil Mixing (DSM) hoje em dia é utilizada a nível mundial, contudo, o seu desenvolvimento foi despoletado pelo Japão, países nórdicos e Estados Unidos da América (EUA). No Japão, embora já existissem outras obras, efetuadas sobretudo com o intuito de minimizar os riscos associados à liquefação, verificou-se um desenvolvimento acentuado da aplicação desta técnica, após o sismo em Kobe, inerente aos trabalhos de reconstrução. Nos países nórdicos, com particular destaque para a Suécia, esta metodologia surgiu como solução para o tratamento de solos moles, nomeadamente solos com uma percentagem de matéria orgânica significativa, em fundação de aterros, rodoviários ou ferroviários, com o intuito de controlar os assentamentos ao nível da plataforma (Bruce, 2000).

Desta forma, estes países são os principais responsáveis pela existência de um maior número de publicações e estudos ou ensaios realizados nesta área, o que se verifica com maior destaque a partir da década de 90 (Larsson, 2005). Assim, importa referir que se trata de uma técnica bem aceite mundialmente, pelas vantagens que apresenta.

O campo de aplicação desta técnica é extenso, uma vez que pode ser aplicada a uma enorme variedade de solos, nos quais se inserem solos com quantidades importantes de matéria orgânica, saturados ou moles.

Os objetivos principais da aplicação da técnica de DSM são, de uma maneira geral, o melhoramento das características intrínsecas do solo, relacionadas com a permeabilidade, resistência e deformabilidade. Note-se que a implementação da técnica de DSM visa a possibilidade da ocupação dos solos, sem a ocorrência de colapso. Na generalidade, os efeitos possíveis de serem observados pela aplicação de DSM são: o aumento da capacidade resistente, a redução da permeabilidade e da deformabilidade, (Larsson, 2005) (Massarsch, 2005a) (Bruce, 2000).

A técnica de DSM recorre à mistura do solo *in situ* com agentes estabilizadores, um ou dois ligantes e, adicionalmente, aditivos, tais como escória, gesso, cinzas volantes, entre outros. O objetivo principal é o melhoramento de solos que à partida não permitem a utilização dos terrenos com fins construtivos dadas as suas características geotécnicas.

Os ligantes adicionados podem estar no estado seco ou na forma húmida e os que vulgarmente se utilizam são a cal e o cimento Portland, respetivamente, ou uma combinação dos dois, com uma

determinada proporção. A adoção do agente estabilizador requer um estudo laboratorial exaustivo, uma vez que sem este, dificilmente se consegue o comportamento mecânico do solo. O estudo laboratorial deve ser realizado de acordo com a imposição normativa em vigor, existente para projetos de Deep Mixing, designados como trabalhos geotécnicos especiais (EN 14679, 2005) e, cumprindo o estabelecido pelo Eurocódigo 7-parte2.

A mistura dos ligantes com o solo deve ser efetuada com equipamentos adequados à função, que permitam com eficácia, a homogeneidade da mistura em profundidade.

Como tem vindo a ser realçado, a aplicação da técnica de DSM tem como principal objetivo melhorar as características geomecânicas de um determinado terreno. Deste modo, o que se pretende é aumentar a capacidade resistente do solo e reduzir a deformabilidade – questão particular nos solos moles – tornando o volume de solo em questão numa massa com rigidez superior à natural.

A mistura pode ser efetuada de formas diversas, conforme o tipo de equipamento utilizado, a natureza do ligante adicionado e a profundidade de tratamento que se pretende atingir. Bruce (2010) distingue sete variantes de DSM, em função de características operacionais, relativas ao processo de melhoramento do solo –Quadro 2.1. Estas características estão relacionadas com a forma ou natureza do ligante adicionado, o método utilizado para introdução do equipamento e a localização da(s) pá(s) misturadora(s). Trata-se, portanto, de técnicas independentes que têm em comum o facto de misturarem o solo com um ligante, apresentando-se algumas mais adiante.

Quadro 2.1 – Variantes da técnica de DSM de acordo com Bruce (2010)

Variantes da técnica de DSM						
Rotação em torno de um eixo vertical (1)				Rotação de rodas de desmonte na mesma direção do eixo vertical (2)		Abertura de valas (3)
Seca		Húmida		Húmida		Húmida
Mistura por rotação das pás	Mistura por rotação das pás	Mistura por rotação das pás e injeção do ligante simultaneamente		Baixa Pressão	Alta pressão	Baixa Pressão
Pás misturadoras na extremidade do equipamento	Pás misturadoras na extremidade do equipamento	Pás misturadoras ao longo do equipamento	Pás misturadoras na extremidade do equipamento			

Na Norma EN 14679 (2005) é apresentado o campo de aplicação da técnica. Conforme se constata na Figura 2.1, a técnica de DSM aplica-se a um número considerável de obras, que tanto podem ter um carácter temporário como permanente, podendo ser aplicada em detrimento de outras soluções ditas tradicionais, mas que acarretam custos ou tempos de execução superiores.

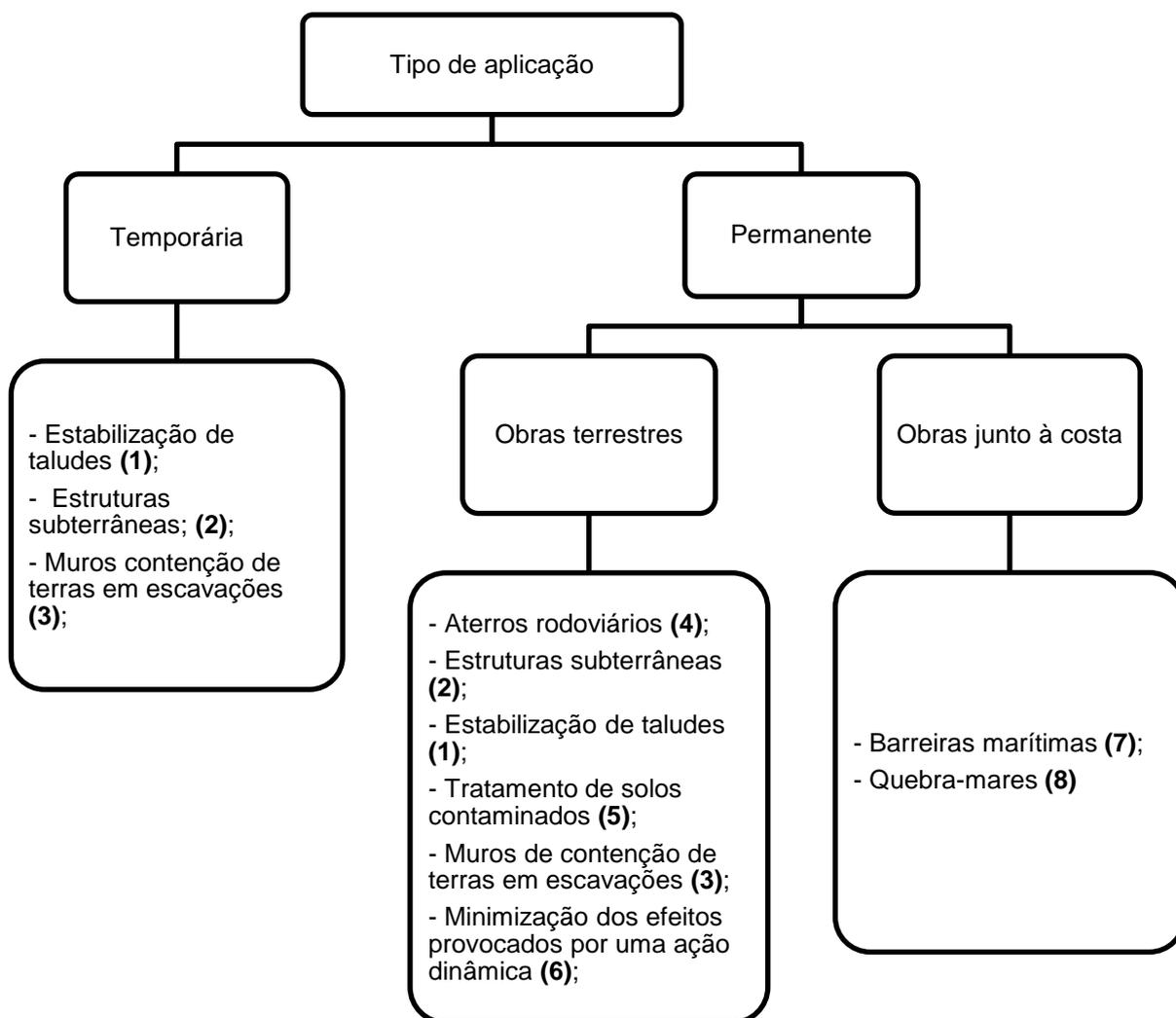


Figura 2.1 – Aplicações da técnica DSM (adaptado) (EN 14679, 2005)

A situação apresentada com (1), tanto pode assumir um carácter permanente como temporário e está subjacente ao incremento da segurança de taludes. A estabilidade de taludes existentes, nomeadamente em aterros, pode estar associada à formação de uma superfície de deslizamento circular com centro numa determinada posição – Figura 2.2. Como esta superfície intersecta algumas colunas que constituem elementos rígidos, surge um efeito de travamento ou, pelo menos, de dificuldade de deslizamento e conseqüente colapso da estrutura.

Contudo, é necessário garantir que as colunas são executadas de acordo com as normas definidas em projeto, uma vez que existe a possibilidade das mesmas colapsarem precocemente. Este efeito pode estar relacionado, nomeadamente, com a definição da dosagem de ligante ou com a homogeneização da mistura do solo com o mesmo.

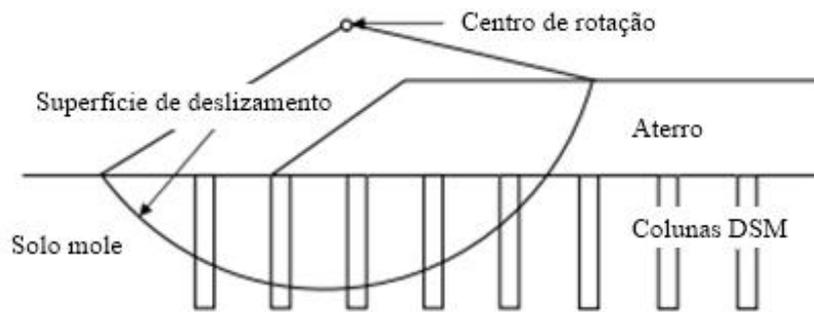


Figura 2.2 – Esquemática da superfície de deslizamento dos taludes de um aterro (adaptado) (Navin, 2005)

As situações (2) e (3) - Figura 2.1 -, representadas na Figura 2.3, a) e b), respetivamente, são idênticas, na medida em que as colunas de DSM se assemelham a um elemento de fundação de uma determinada estrutura. No entanto, a situação apresentada na Figura 2.3 b) é a mais comum e a que vai ser objeto de estudo neste trabalho.

De referir ainda que, o facto de existirem colunas de solo tratado, e portando mais rígido que o natural, vai tender a colmatar a questão da consolidação nos solos moles e, conseqüentemente, dos assentamentos diferidos no tempo. A questão da consolidação dos solos tende a ser colmatada, uma vez que as colunas têm uma função idêntica à das estacas e, neste âmbito, a transferência de cargas não ocorre diretamente no maciço argiloso, mas sim, nos elementos de solo tratado – colunas. Deste modo, a consolidação e as conseqüências associadas, referentes aos assentamentos diferidos, são questões que não se colocam, quando o tratamento do solo é realizado com recurso à execução de colunas de solo tratado com um ligante.

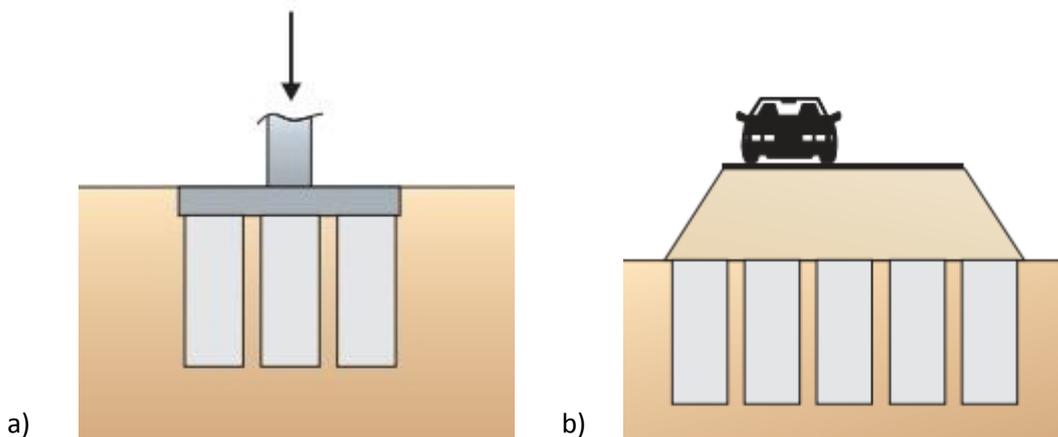


Figura 2.3 – Colunas de DSM: a) maciço de fundação genérico b) maciço de fundação de um aterro rodoviário (Hayward Baker, 2003)

Na Figura 2.4 observa-se com clareza o resultado da aplicação de colunas de DSM a um muro de contenção de terras, numa escavação. Neste caso, as colunas devem estar muito próximas ou até mesmo serem secantes, de forma a produzirem o mesmo efeito de um painel.



Figura 2.4 – Aspeto de um muro de contenção de terras em DSM (Hayward Baker)

Ainda relativamente a muros de contenção em escavações, a formação de colunas ou de uma espessa camada de solo tratado pode ter vantagens de aplicação, uma vez que tende a reduzir as forças de impulso ativo presentes naturalmente – Figura 2.5.

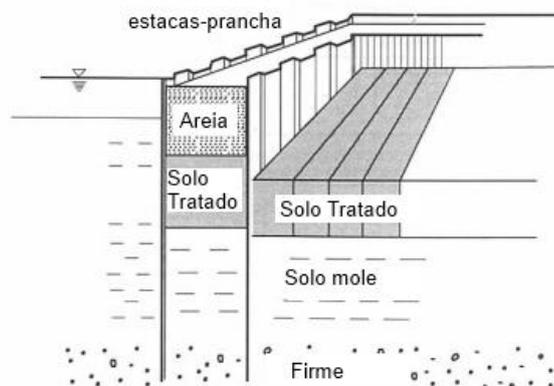


Figura 2.5 – Representação esquemática de DSM de forma a reduzir as pressões ativas (CDIT, 2002)

A aplicação da técnica de DSM a solos contaminados tem vindo a receber particular destaque à escala mundial, no âmbito das soluções existentes para o tratamento dos mesmos, sendo mencionada no relatório da EPA de 2010, como a segunda técnica mais utilizada, a seguir à extração de vapores do solo (Wilk, 2012). Os principais agentes contaminantes em causa são metais ou metais e matéria orgânica e a gama de ligantes aplicada é variada, salientando-se o cimento Portland, a cal viva, a cal hidratada e a escória.

A Figura 2.6 exemplifica o efeito barreira potenciado pelas colunas de DSM, no tratamento de solos contaminados.



Figura 2.6 – Representação do efeito barreira gerado pelas colunas de DSM no tratamento de solos contaminados (ITRC, 2011)

Na Figura 2.7 pretende-se demonstrar o efeito provocado por uma ação dinâmica, neste caso, a passagem de um comboio numa zona edificada. Observa-se que, quando existe uma massa de solo tratado logo, mais rígido que o solo natural, as ações são absorvidas por esses volumes mais rígidos, controlando o movimento ao nível das fundações dos edifícios. Assim, minimizam-se os riscos de colapso das estruturas adjacentes à linha de comboio, bem como da ocorrência de danos não estruturais.

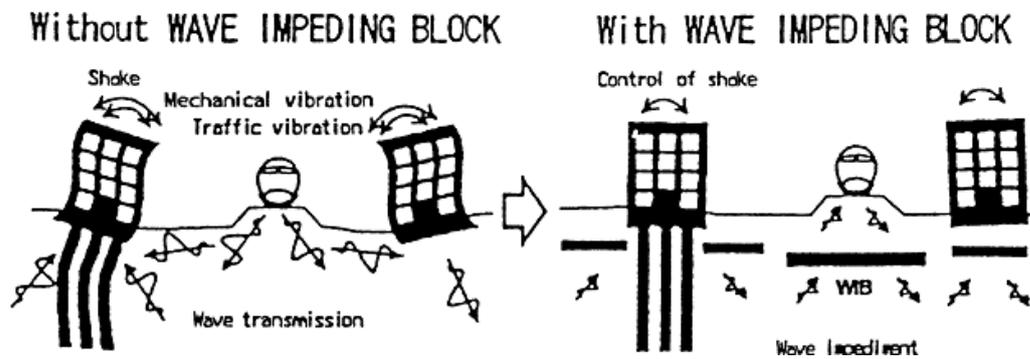


Figura 2.7 – Representação do efeito uma ação dinâmica quando existe ou não uma estrutura rígida em DSM (EuroSoilStab, 2001)

Ainda neste âmbito, convém realçar a importância que a técnica DSM tem vindo a apresentar no tratamento de solos com elevado potencial de risco de liquefação. Neste caso, as colunas são executadas, por norma, de acordo com uma geometria específica (em grelha), como a representada na Figura 2.8.

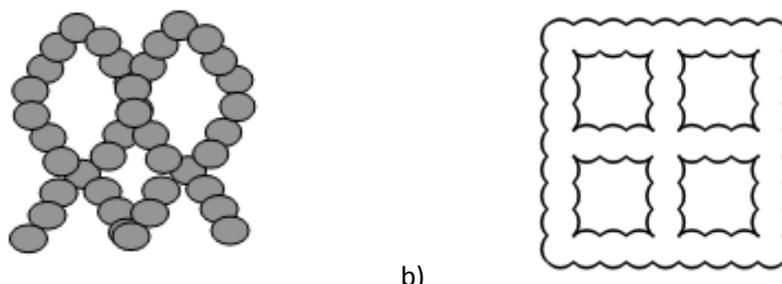


Figura 2.8 – Geometrias em grelha associadas à prevenção dos danos provocados pela liquefação: a) geometria em losango (EuroSoilStab, 2001) b) geometria retangular (EN 14679, 2005)

A técnica de DSM pode também ser aplicada nos casos em que a percolação da água em maciços terrosos assume um papel importante. Serve então para travar esse movimento da água, constituindo-se como barreira, isto é, com cortina de impermeabilização. Esta aplicação tem como objetivo aumentar a perda de carga da água e concretiza-se pela aplicação de painéis ou de colunas secantes - Figura 2.9.

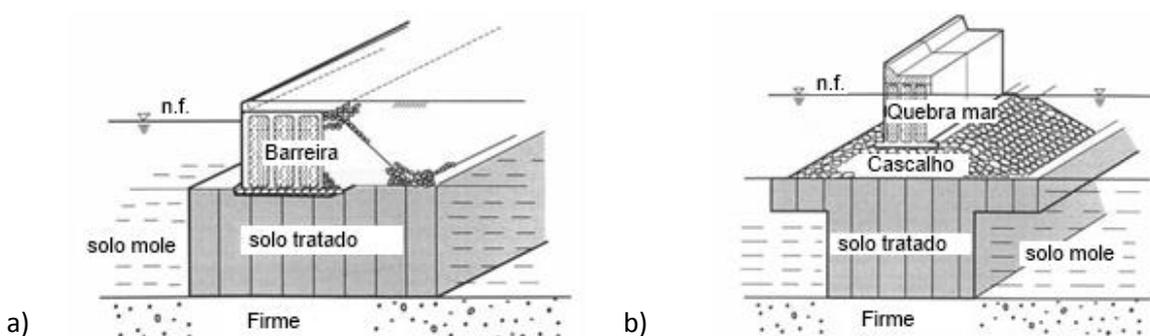


Figura 2.9 – Exemplos de aplicação da técnica de DSM enquanto cortinas de impermeabilização: a) barreiras marítimas b) quebra-mares (CDIT, 2002)

Enquanto vantagens de aplicação da técnica de DSM salientam-se:

- a redução dos impactes ambientais, principalmente devido à minimização do consumo de recursos naturais e materiais utilizados;
- a utilização do solo *in situ*, não sendo necessário recorrer a manchas de empréstimo, para substituição;
- a metodologia de execução prática, sem necessidade significativa de ocupação do solo, ou seja, de espaço em estaleiro;
- a redução de prazos de execução das obras.

As vantagens assinaladas contribuem para uma possível redução dos custos das obras, o que reforça os benefícios da aplicação da técnica de DSM, do ponto de vista económico.

De acordo com a esquematização apresentada no Quadro 2.1, no que diz respeito a (1), está em causa a formação de colunas de solo tratado, conforme a representação da Figura 2.10.

O processo de mistura do ligante com o solo é simples. O eixo vertical, com capacidade de rotação uniaxial, é introduzido no solo até à profundidade de tratamento requerida. Simultaneamente, as pás, que se localizam perpendicularmente ao eixo, vão efetuando um movimento circular e desagregando as partículas constituintes do solo. Posteriormente, e geralmente no sentido ascendente, é introduzido o

ligante, através de um ou vários orifícios existentes no eixo do equipamento, enquanto as pás de corte continuam o movimento circular até agirem a superfície, por vezes em sentido contrário ao da furação, de forma a misturar, com eficácia, o solo com o ligante (Kosche, 2004).

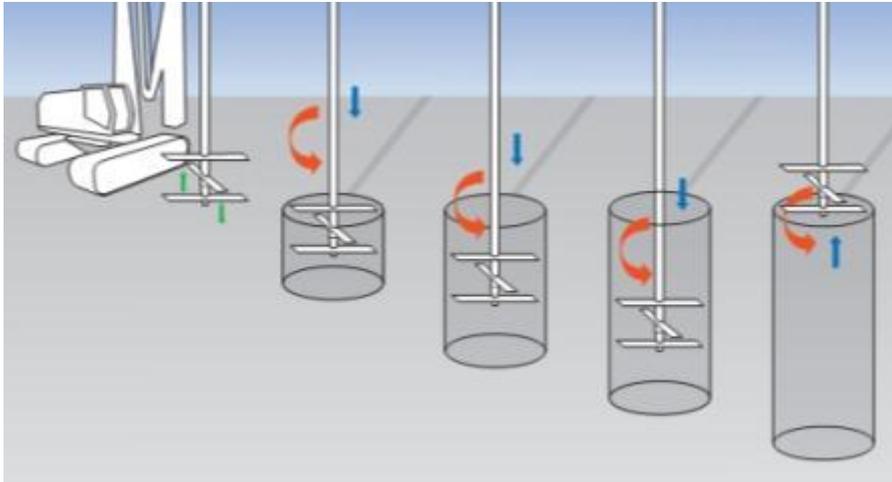


Figura 2.10 – Esquemática da técnica de construção das colunas de DSM (Malcolm Drilling)

As pás, normalmente, têm uma posição perpendicular ao eixo do equipamento de furação, como se ilustra na Figura 2.11. No entanto, verifica-se que quando as pás têm um ligeira inclinação relativamente à posição vertical, o processo de mistura apresenta melhores resultados, dada a maior facilidade de perfuração do terreno (Larsson, 2005).

Na Figura 2.12 observa-se o enquadramento geral dos equipamentos numa obra e, como se pode constatar, a aplicação da técnica de DSM não exige grande necessidade de ocupação do espaço, para além da altura e do espaço necessário à colocação dos equipamentos.



Figura 2.11 – Exemplo de pás utilizadas na técnica de DSM (Larsson, 2005)



Figura 2.12 – Vista geral dos equipamentos em obra (Hayward Baker)

Quanto ao processo de dispersão, o mesmo pode ser caracterizado de acordo com as seguintes fases:

- incorporação e difusão;
- humedecimento das partículas sólidas;
- rotura dos aglomerados existentes, isto é, da estrutura do solo;
- distribuição.

Na prática estas fases sobrepõem-se, pelo que dificilmente é possível observar cada uma delas isoladamente.

A incorporação e a difusão do ligante facilitam o processo de rotura das ligações existentes ao nível das partículas do solo. A difusão depende diretamente da capacidade do equipamento utilizado, uma vez que é efetuada por rotação do mesmo, como foi descrito anteriormente, e o processo de distribuição só ocorre após a desagregação do solo. Por outro lado, a rotura dos aglomerados tem elevada importância, uma vez que sem a mesma se verificar, as reações químicas necessárias para obter a melhoria das características do solo não se processam convenientemente.

Desta forma, a eficiência do processo construtivo é influenciada, nomeadamente, pelo número de rotações por metro de profundidade, assim como, pelo número de rotações por minuto que o equipamento de furação apresenta, ou seja, pela velocidade e intensidade com que é efetuada a mistura.

Larsson (2005) admite que é incerto o facto da mistura que provoca a alteração da organização da estrutura do solo apresentar exclusivamente efeitos positivos no que diz respeito à melhoria das características de resistência. Ou seja, se a energia aplicada ao equipamento for insuficiente para efetuar corretamente a mistura, o solo acaba por ser completamente remexido e os resultados finais não correspondem ao expectável.

No que diz respeito ao campo de aplicação da técnica de DSM, na sua relação com diferentes tipos de solo, Falk et al. (2009) apresentam um esquema – Figura 2.13 – onde se pode observar, que não é

vantajoso aplicar DSM em solos muito grosseiros ou muito finos. Este efeito está representado através das linhas vermelhas presentes ao longo da evolução da granulometria.

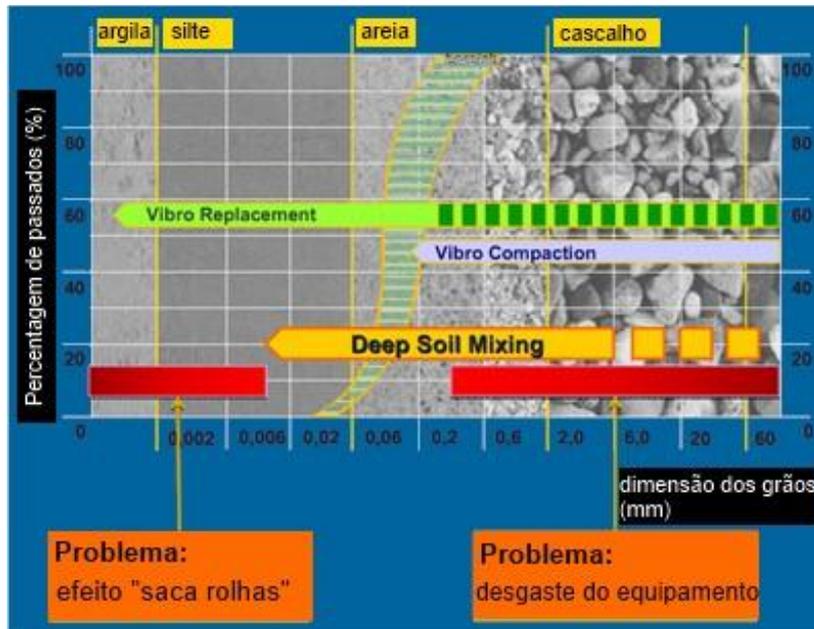


Figura 2.13 – Representação da aplicabilidade da técnica de DSM em função da granulometria (Falk et al., 2009)

Os mesmos autores referem, que solos muito finos ou coesivos podem apresentar o problema designado “saca-rolhas”, que está relacionado com facto do solo aderir completamente ao equipamento de mistura, impossibilitando a difusão do ligante no solo e, conseqüentemente, uma mistura eficaz. Esta situação ilustra-se na Figura 2.14 e pode ser colmatada com a adição de areia a partir da superfície, antes do equipamento ser retirado.



Figura 2.14 – Aspeto do efeito “saca rolhas” num solo argiloso (Falk et al., 2009)

Por outro lado, solos muito grosseiros provocam um efeito de desgaste no equipamento, não propriamente durante a furação, mas devido ao esforço mecânico que é induzido ao mesmo. Neste caso, o equipamento fica sujeito a vibrações superiores, potenciando o desgaste e uma eficiência reduzida.

Ainda segundo os referidos autores, o solo ideal para a aplicação da técnica de DSM deve situar-se entre um silte grosseiro e um cascalho tamanho médio, pelo que, para outros solos, muito finos ou muito grosseiros são sugeridas soluções de vibro compactação, respetivamente (Falk et al., 2009).

2.2. DEEP SOIL MIXING

2.2.1. MÉTODO SECO – DRY JET MIXING OU DRY MIXING METHOD (DMM)

A técnica de misturar ligantes no estado seco, como por exemplo cal, apresenta maior aplicabilidade nos países nórdicos, tendo sido executado um maior número de obras, nomeadamente, no tratamento de solos argilosos moles e/ou com uma grande percentagem de matéria orgânica.

Geralmente, o método seco aplica-se a solos com elevado teor em água e em solos moles homogêneos (Correia et al., 2012).

O processo de execução desta variante da técnica de DSM encontra-se representada na Figura 2.10. Contudo, importa realçar, uma vez que o ligante é aplicado sob a forma granular ou de pó, que é fundamental a existência de um local de armazenamento - Figura 2.15.

No que diz respeito às pás existentes no equipamento, estas em geral, e como se apresenta na Figura 2.16, são ligeiramente diferentes das que se utilizam no método húmido que se aborda de seguida.



Figura 2.15 – Equipamentos utilizados na técnica DMM (Hayward Baker)



a)



b)

Figura 2.16 – Exemplos de pás utilizadas na técnica DMM (Larsson, 2005)

De acordo com a experiência nórdica, a injeção do ligante ocorre à medida que o equipamento sai, enquanto na experiência japonesa pode ocorrer quer na furação, quer ao longo da saída do equipamento. O Quadro 2.2 representa as características técnicas das experiências nórdica e japonesa de DMM.

Quadro 2.2 – Características técnicas das experiências Nórdica e Japonesa de DMM (EN 14679, 2005)

Detalhes		Experiência Nórdica	Experiência Japonesa
Colunas	Nº de ferramentas de corte (ou pás)	1	1 ou 2
	Diâmetro	0.4 m a 1 m	0.8 m a 1.3 m
	Profundidade máxima de tratamento	25 m	33 m
Ligante	Pressão de injeção	400 a 800 kPa	< 300 kPa
	Capacidade de injeção	50 kg/min a 300 kg/min	50 kg/min a 200 kg/min
	Quantidade	100 kg/m ³ a 250 kg/m ³	100 kg/m ³ a 250 kg/m ³

2.2.2. MÉTODO HÚMIDO –CEMENT DEEP MIXING OU WET MIXING METHOD (WMM)

No método húmido (WMM), o ligante, em regra cimento, é injetado através da extremidade da ponta do equipamento de furação que pode apresentar um (Figura 2.17) ou vários eixos (Figura 2.18), que produzem colunas individuais (Figura 2.17) ou secantes, respetivamente (Larsson, 2005).



a)



b)

Figura 2.17 – WMM: a) pormenor da ponteira de um equipamento b) aspeto final do solo tratado (Topolnicki, 2009)

No Japão, esta técnica é particularmente utilizada em obras marítimas, junto à costa, com equipamentos idênticos aos da Figura 2.18, para que desta forma as colunas sejam executadas simultaneamente e fiquem com a forma de painéis (Larsson, 2005).



Figura 2.18 – Equipamento utilizado para a execução de colunas secantes de WMM (Malcolm Drilling)

No Quadro 2.3, que se segue, apresentam-se as principais características do WMM.

Quadro 2.3 – Características técnicas das experiências Nórdica e Japonesa de WMM (EN 14679, 2005)

Detalhes	Experiência Nórdica	Experiência Japonesa	Experiência Japonesa subaquática
Nº de ferramentas de corte (ou pás)	1 a 3	1 a 4	2 a 8
Colunas			
Diâmetro	0.4 m a 0.9 m	1 m a 1.6 m	1 m a 1.6 m
Profundidade máxima de tratamento	25 m	48 m	70 m abaixo do n.f.
Ligante			
Pressão de injeção	500 a 1000 kPa	300 a 800 kPa	300 a 800 kPa
Capacidade de injeção	0.08 m ³ /min a 0.25 m ³ /min	0.25 m ³ /min a 1 m ³ /min	0.5 m ³ /min a 2 m ³ /min
Quantidade	80 kg/m ³ a 450 kg/m ³	70 kg/m ³ a 300 kg/m ³	70 kg/m ³ a 300 kg/m ³

Nesta situação (WMM), em contraponto com a DMM, é necessário acautelar devidamente a preparação e o armazenamento da calda de cimento para que possa ser aplicada na altura mais conveniente.

Em síntese, comparando as características apresentadas no Quadro 2.2 e no Quadro 2.3, a variante WMM, apesar de estar associada a dosagens de ligante aproximadamente iguais às da DMM, apresenta uma rapidez superior de execução. Este efeito está relacionado com os equipamentos utilizados, uma vez que é comum no WMM utilizar vários eixos, que procedem simultaneamente à furação e à injeção do cimento. No que diz respeito a características geométricas das colunas formadas não existe uma diferença relevante.

Posto isto, pode referir-se que as técnicas são em tudo idênticas, pelo que, para optar pela aplicação de uma ou outra é importante e necessário realizar testes, que permitam observar com clareza as diferenças ocorridas, nomeadamente, ao nível do melhoramento das características do solo natural, induzidas pelo processo de tratamento.

Liu et al. (2008) e Larsson (2005) referem que quando se trata do ligante cimento, o método DMM necessita de uma dosagem inferior comparativamente ao WMM. Contudo, os autores acrescentam que a aplicabilidade de DMM é ineficaz quando o solo apresenta relativamente boas características naturais de resistência e um grau de saturação reduzido, pelo que nesta situação, a aplicação do método WMM apresenta melhores resultados.

2.3. JET GROUTING

A técnica de *Jet Grouting*, à semelhança do que ocorre na técnica DSM, é uma metodologia relativamente recente, que permite melhorar as capacidades de um dado solo natural e apresenta uma grande versatilidade, uma vez que pode ser aplicada a vários tipos de solo. No que diz respeito a aplicações da técnica destacam-se a utilização de *Jet Grouting* enquanto reforço de fundações, em cortinas de impermeabilização, na estabilização de taludes e em túneis.

A aplicação desta técnica envolve as etapas de corte, mistura e cimentação. Na fase de corte a estrutura do solo inicial é quebrada por efeito de um ou mais jatos de ar ou água, a elevada velocidade. Seguidamente é injetada a calda de cimento, pelo que parte do solo é substituída integralmente pela calda e outra é misturada com o solo desagregado. O processo de cimentação e por conseguinte, de endurecimento, tem origem logo após a injeção da calda e consiste na aglutinação das partículas de solo.

A metodologia de execução do *Jet Grouting* exemplifica-se na Figura 2.19. Após o posicionamento do equipamento no local exato do tratamento, o eixo do equipamento perfura o terreno e, atingida a profundidade requerida, é iniciado o processo de injeção da calda de cimento. O resultado final pode ser a formação de um painel rígido. De referir, que o próprio equipamento tem capacidade para expulsar o volume de terras em excesso que se vai verificando à medida que é injetada a calda de cimento.

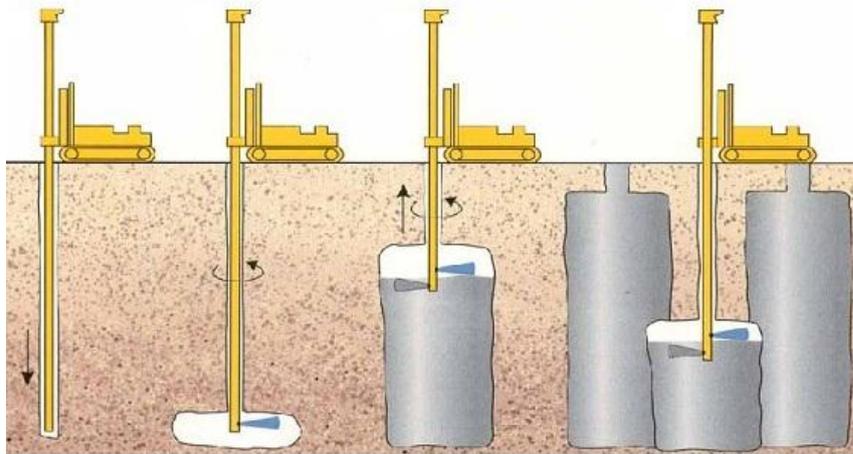


Figura 2.19 – Processo de execução de *Jet Grouting* (Hayward Baker)

A profundidade do tratamento pode atingir os 20 m e o diâmetro das colunas formadas varia entre 0,5 m e 1 m (Malcolm Drilling).

No que concerne à desagregação ou quebra das ligações pré-existentes no solo, podem ser aplicadas três metodologias (Jet 1, Jet 2 e Jet 3), cuja aplicabilidade depende, exclusivamente, das características do solo a tratar e da finalidade da obra.

No sistema de jato simples ou Jet 1, existe apenas um orifício na extremidade do eixo da vara por onde é injetada a calda de cimento no solo. No Jet 2 (ou jato duplo), a calda de cimento injetada é envolvida num jato de ar. O Jet 3 ou sistema de jato duplo é o mais completo e eficiente, na medida em que o corte é efetuado com água rodeada por jatos de ar, evitando a dispersão e por outro orifício é injetada a calda de cimento. Em solos finos a mistura torna-se mais fácil de executar com recurso ao Jet 3

(Hayward Baker, 2003). As dosagens de ligante adicionadas ao solo, variam entre 150 e 500 kg/m³ (Menard).

As variantes de *Jet Grouting* estão representadas na Figura 2.20.

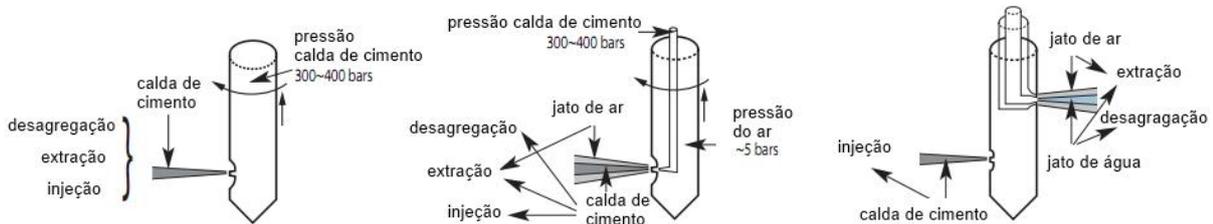


Figura 2.20 – Representação das variantes de *Jet Grouting* no que diz respeito a equipamentos utilizados (Menard)

Nesta fase de apresentação das técnicas e mais especificamente nesta, parece pertinente referir que a principal diferença entre o *Jet Grouting* e a técnica *Deep Soil Mixing* é a forma como o ligante é adicionado e misturado com o solo *in situ*. Esta situação tem consequências do ponto de vista das quantidades adicionadas, que no caso do *Jet Grouting*, em termos mecânicos são naturalmente distintos.

2.4. CUTTER SOIL MIXING

A variante representada no Quadro 2.1 por (2), diz respeito à técnica *Cutter Soil Mixing* (CSM), desenvolvida na Alemanha pela empresa Bauer Maschinen e pode ser aplicada tanto a solos coesivos, como não coesivos, com condições geotécnicas insuficientes. O objetivo da aplicação da técnica CSM é o tratamento e consequente melhoramento das propriedades geomecânicas do solo (BAUER Group) (Sousa, 2009).

Os principais exemplos de aplicação desta técnica dizem respeito a cortinas de suporte de terras em escavações, a cortinas de impermeabilização existentes ao nível da fundação das barragens, com o propósito de aumentar a perda de carga e a tratamento de solos contaminados.

O processo de construção ilustra-se na Figura 2.21 e consiste na execução de painéis de solo tratado, que resultam na formação de uma parede contínua. Depois da colocação do equipamento na posição correta inicia-se a furação do terreno, que consiste na desagregação das partículas do solo, por ação mecânica das rodas de corte. Atingida a profundidade de tratamento requerida, o equipamento vai sendo extraído com injeção simultânea de ligantes, normalmente na forma húmida (calda de cimento).

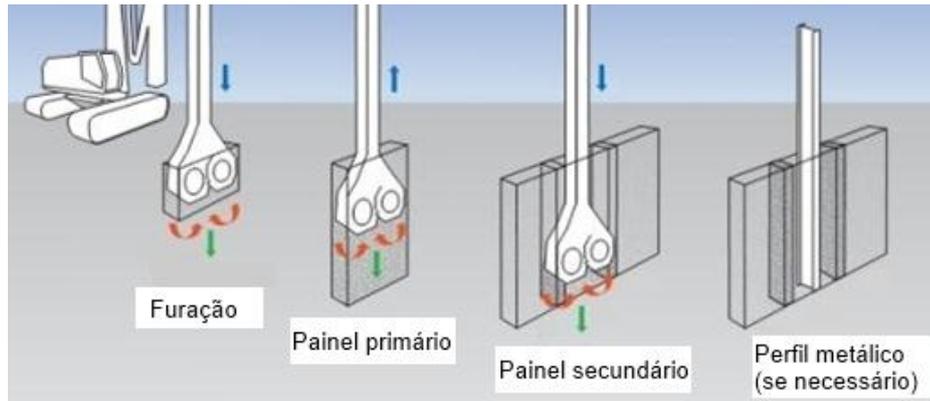


Figura 2.21 – Processo de execução da técnica CSM (Malcolm Drilling)

Assim, os painéis são executados de forma sequencial, primários e secundários, pelo que estes últimos podem ser efetuados após o endurecimento dos primeiros, dada a capacidade de desmonte dos equipamentos. Existe também a possibilidade de adicionar perfis metálicos aos painéis, numa fase anterior ao processo de endurecimento, de forma a conferir uma rigidez superior ao solo tratado.

Na Figura 2.22 exemplifica-se o equipamento utilizado na formação dos painéis, sendo que a dimensão dos mesmos é função do tamanho das rodas dentadas. Ainda neste âmbito, Figura 2.22 b), representa-se um pormenor relativo à localização do orifício por onde é expelida a calda de cimento.

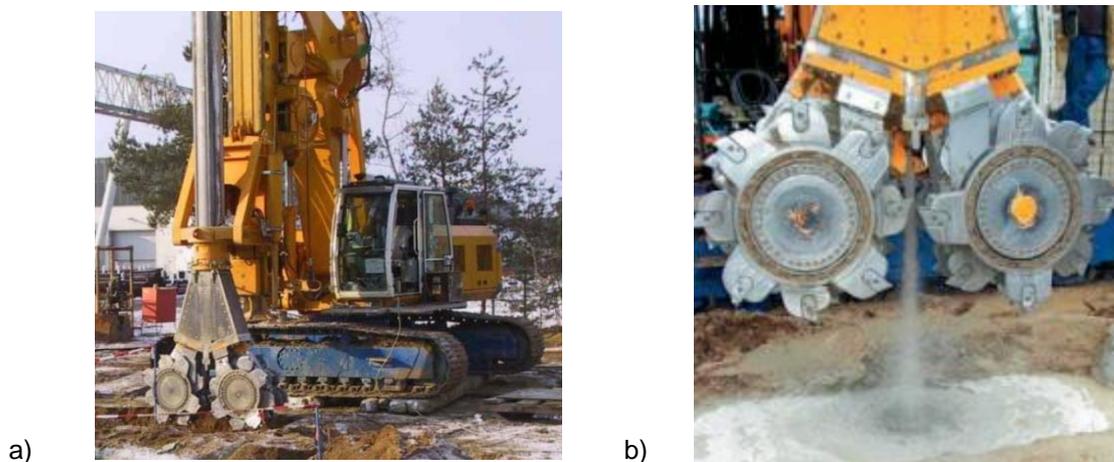


Figura 2.22 – Equipamento CSM: a) vista geral (Wilson, 2007) b) pormenor da saída do ligante (BAUER Group)

Importa ainda realçar que, com o intuito de controlar todo o processo de execução dos painéis, nomeadamente a velocidade de rotação das rodas dentadas, a verticalidade do eixo, assim como o volume de calda de cimento injetado e a velocidade de mistura, existe no equipamento instrumentação própria para o efeito, a qual é complementada com maquinaria existente à superfície. Desta forma, obtém-se um registo em profundidade do processo de tratamento do solo, o que permite efetuar um adequado plano de monitorização.

A profundidade máxima para a qual é possível fazer o tratamento do solo é de 40 m, aproximadamente, e a secção dos painéis, também função do equipamento utilizado, é da ordem dos

0.5 m por 2 m (BAUER Group) (Malcolm Drilling). As dosagens de cimento associadas a esta técnica variam entre os 200 kg/m³ e os 450 kg/m³, podendo observar-se na Figura 2.23 um painel com o aspeto final da aplicação da mesma.



Figura 2.23 – Aspeto final de um painel de solo tratado com recurso a CSM (Wilson, 2007)

As principais diferenças existentes entre os métodos de DSM e o CSM dizem respeito às dosagens de ligante adicionado, superiores no CSM, e aos equipamentos que executam a mistura do solo, aos quais estão associados aspetos finais de solo tratado distintos.

Na Figura 2.24 é feita uma análise comparativa entre o volume de solo tratado pelos métodos ditos tradicionais de DSM, que formam colunas e pelo método de CSM que origina uma configuração em painéis de solo tratado. No caso da formação de colunas, a comparação entre os métodos pode ser feita se se considerar uma configuração de colunas secantes. Deste modo, verifica-se que a secção efetiva de solo tratado é superior no caso do CSM, à qual corresponde um menor desperdício de cimento.

No caso do DSM, uma vez que as colunas construídas são secantes umas às outras, verifica-se um número superior de juntas de sobreposição que constituem zonas particulares, pelo que devem ser tratadas com especial atenção. No CSM apenas existem juntas entre os painéis primários e secundários, os quais, geralmente, apresentam um desenvolvimento superior ao diâmetro das colunas.

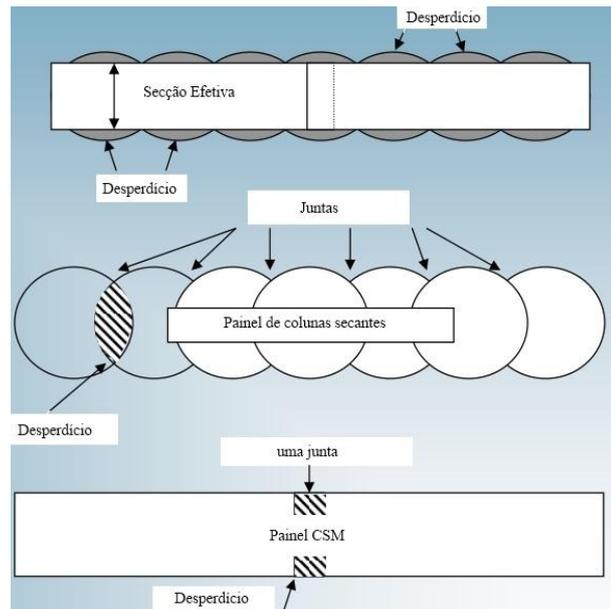


Figura 2.24 – Comparação de volumes de solo tratado (Wilson, 2007)

2.5. MASS STABILISATION

Convém ainda mencionar outra variante – estabilização em massa, ou na literatura inglesa *mass stabilisation* - que não surge no esquema do Quadro 2.1 e que se aplica, geralmente, quando existe uma camada superficial de solo com quantidade significativa de matéria orgânica (Axelsson et al., 2002).

Esta variante é uma alternativa à remoção e substituição por completo do solo existente, por outro de melhor qualidade, e apresenta vantagens relevantes que é oportuno referir, como por exemplo, a praticabilidade do processo de execução, a diminuição dos impactes ambientais produzidos e a redução de custos associados (Axelsson et al., 2002).

O que distingue esta metodologia, da estabilização com formação de colunas de solo tratado, são os equipamentos e princípios de execução utilizados e, conseqüentemente, os volumes de solo tratados. Os objetivos de aplicação são os mesmos, destacando-se a minimização ou redução de assentamentos e a capacidade de promover a estabilidade das obras (Axelsson et al., 2002).

A mistura do solo com o ligante é realizada nas direções horizontal e vertical e, como se compreenderá, o solo estabilizado diz respeito ao volume total de solo existente até uma certa profundidade reduzida. O equipamento em causa, conforme se pode observar na Figura 2.25, é uma máquina escavadora à qual é acoplada uma ferramenta com capacidade de mistura do solo com o ligante. O ligante utilizado pode ser hidráulico ou aéreo.



Figura 2.25 – Equipamento utilizado (Hayward Baker)

Registe-se que, consoante as necessidades de projeto e o tipo de solo, a formação de colunas ou a execução de uma camada espessa de solo tratado podem ser combinadas simultaneamente. Esta situação é exemplificada na Figura 2.26 a), solo de fundação de aterro e na Figura 2.26 b), execução de uma conduta profunda.

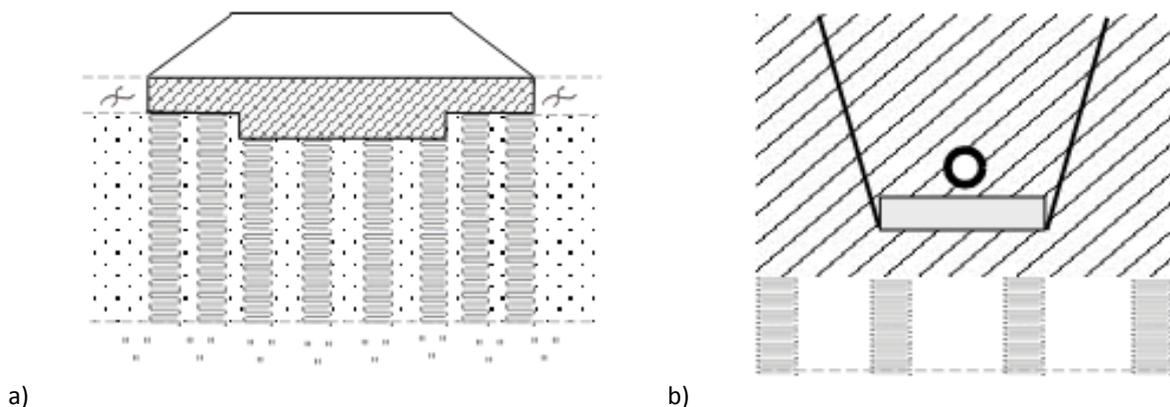


Figura 2.26 – Exemplos de aplicação: a) fundação de aterro; b) conduta profunda (EuroSoilStab, 2001)

2.6. ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA - CONCEITOS

Nesta secção abordam-se alguns conceitos que convém salientar, uma vez que ajudam à compreensão do que ocorre ao nível das reações químicas induzidas no processo de estabilização dos solos moles, com recurso à adição de materiais com propriedades aglomerantes, como é o caso dos ligantes. Não se justifica porém o tratamento deste assunto de forma aprofundada, uma vez que não faz parte dos objetivos do trabalho.

Dada a relevância da técnica de DSM, quando aplicada a solos argilosos, tal como no presente trabalho, é importante referir algumas características destas partículas. As argilas são partículas muito finas, que correspondem em termos mineralógicos a silicatos hidratados de alumínio, magnésio e ferro

e caracterizam-se, essencialmente, por apresentarem cargas elétricas negativas nas faces e cargas positivas nos bordos, “com grande predominância da carga negativa”. Esta situação faz com que a atração das moléculas de água seja quase que inevitável por forma a neutralizar eletricamente as partículas de argila. Desta forma, os solos argilosos apresentam um grau de saturação elevado e como consequência, a permeabilidade é muito reduzida (Matos Fernandes, 2011).

Para que o objetivo da adição de ligantes a um solo seja cumprido é fundamental que a mesma e a posterior mistura se processem de forma adequada. Tal significa que os ligantes devem estar misturados uniformemente ao longo do volume de solo que se pretende tratar, nomeadamente com a forma de coluna, para que as reações químicas associadas ao tratamento se processem nas condições requeridas, com vista a obter as características finais pretendidas.

Como foi referido anteriormente, as alterações induzidas ao solo num determinado estado natural, dependem sobremaneira não só das características intrínsecas do mesmo como também do(s) ligante(s) adicionado(s), nomeadamente da dosagem e do tipo. Deste modo, é importante ter conhecimento *a priori* do tipo de solo a tratar para que assim seja possível prever o tipo de interações químicas que vão ocorrer e, consequentemente, os parâmetros que regem o comportamento expectável do solo tratado (Correia, 2011).

Neste sentido, admite-se que é relevante ter uma noção das reações químicas que têm lugar no tratamento ou melhoramento do terreno, quando se aplicam diversos ligantes, para analisar não só a variação como também o tipo de alteração que determinada propriedade sofre. Este aspeto tem particular interesse para averiguar a durabilidade do solo estabilizado (Larsson, 2005).

As reações geradas pela mistura de ligantes com o solo, segundo Ahnberg (2006), variam conforme o processo utilizado, a intensidade e a duração da mistura, mas, de uma forma geral, as características finais obtidas são idênticas.

De acordo com a Correia (2011), as interações químicas que ocorrem ao nível da mistura, dependem do tipo de ligante adicionado e podem ser agrupadas em três grupos:

- Reação de hidratação;
- Reação pozolânica;
- Troca iónica.

As reações iniciais – de hidratação – dizem respeito às que ocorrem entre o ligante e a água existente no solo e as reações posteriores – pozolânicas – correspondem à combinação de alguns produtos de reação, das reações iniciais, com os minerais pozolânicos, ou seja, a sílica e a alumina, existentes quer no solo, quer nos ligantes adicionados. Estas reações dependem consideravelmente do tipo de ligante e constituem-se como fundamentais no processo de alteração do comportamento mecânico do solo. Note-se ainda, que este tipo de reações ocorre quando o ligante é hidráulico, como é o caso do cimento e da cal viva.

Simultaneamente a estas reações, as partículas de argila presentes no solo sofrem alterações ao nível da sua estrutura por troca iónica, condição pouco expressiva relativamente à melhoria das condições de resistência do solo tratado.

Quando o ligante aplicado é cal ou cimento Portland, a reação de hidratação é exotérmica, isto é, ocorre com libertação de calor, fator que favorece o início das reações pozolânicas.

Esrig (1999) verificou que, por 100g de ligante adicionado, entre a cal e o cimento Portland, o solo consome ligeiramente mais cal, logo a energia libertada neste caso é superior. Esta energia, no caso de misturas com cimento, vai diminuindo com o tempo, após a hidratação

Este aumento da temperatura pode ter como consequências no solo tratado:

- o movimento da água das colunas para zonas mais frias, ou seja, para o solo entre as colunas ou abaixo das mesmas;
- o aumento da temperatura global do solo tratado, incluindo o solo entre as colunas.

Importa ainda referir que, de acordo com o mesmo autor, o efeito do aumento da temperatura pode induzir um grau de consolidação significativo, no caso de argilas normalmente consolidadas ou ligeiramente sobreconsolidadas.

No que diz respeito às alterações do pH da mistura, verifica-se que, se os produtos da reação são expostos a um meio ácido, correspondente a um pH inferior a 5, existe o risco de serem dissolvidos, situação que leva a que as reações subsequentes não progridam como é esperado, no sentido da estabilização do solo. (Ahnberg et al., 1995).

Esta situação pode condicionar a evolução esperada das reações químicas, o que, por outro lado, leva a uma necessidade superior da quantidade de ligante adicionado (Fortunato, 2012). Inicialmente os ligantes começam por aumentar o pH, situação que propicia o desenvolvimento das reações pozolânicas que, por sua vez, com o tempo condicionam o aumento da resistência do solo.

Outro efeito a salientar é a redução da plasticidade das argilas, que se relaciona com a transformação dos constituintes do solo argiloso em elementos mais floculares e é função da superfície específica das partículas e da natureza geológica da argila (Esrig, 1999).

Por fim, e destacando os ligantes cal e cimento, salienta-se que as principais diferenças, do ponto de vista das reações químicas, ocorrem na evolução do ganho de resistência mecânica do solo e na existência de uma reação de hidratação, no caso da mistura do solo com cimento. A Figura 2.27 ilustra este efeito e reporta-se à adição de ambos os ligantes no estado seco.

Salienta-se, portanto, que a fase inicial “redução do teor em água”, correspondente à aplicação de cimento, apenas se observa quando este é aplicado na forma seca, ou seja, sob a forma de pó e não em calda.

Comparativamente, os solos argilosos tratados com cal apresentam menor resistência, em relação aos tratados com cimento, uma vez que as reações químicas intervenientes no processo de estabilização, correspondentes ao endurecimento do solo, são as reações pozolânicas que ocorrem de forma lenta e podem demorar anos. No caso dos solos tratados com cimento, como o processo de hidratação (ligante sob a forma de pó), ou as reações de hidratação ocorrem rapidamente, em semanas, o aumento de resistência verifica-se de forma expressiva a curto prazo. Posto isto, ainda ocorrem as reações pozolânicas que conferem ao solo tratado uma resistência ainda superior (CDIT, 2002).

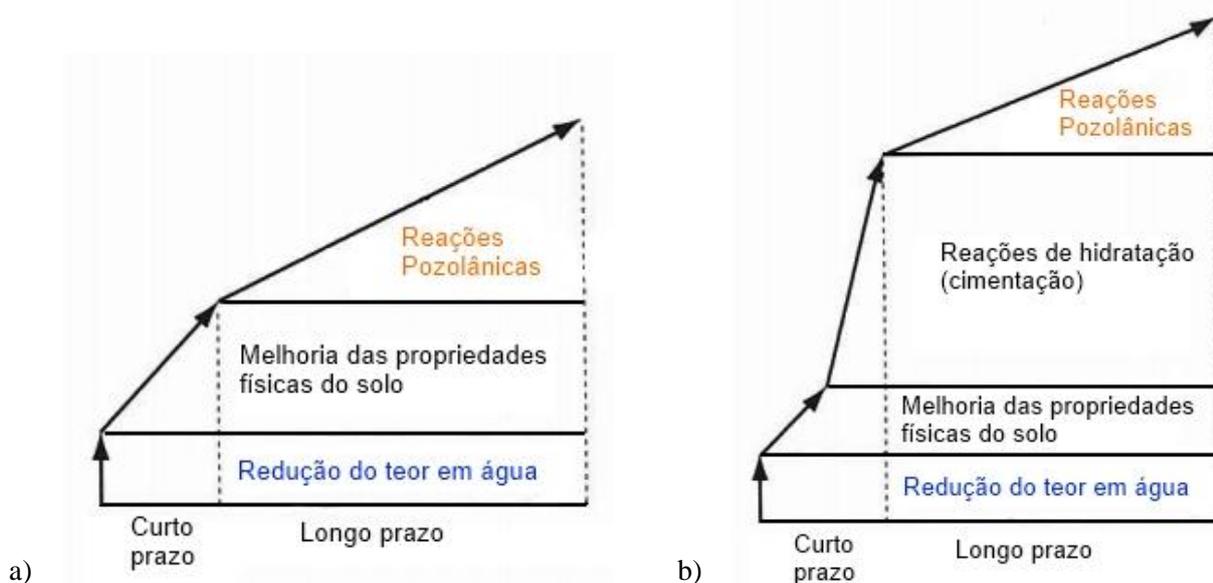


Figura 2.27 – Evolução temporal dos processos envolvidos na melhoria dos solos aplicando a) cal e b) cimento, de acordo com o aumento da resistência mecânica (CDIT, 2002)

Neste âmbito, salientam-se os resultados de alguns ensaios realizados pela Swedish Geotechnical Institute, que demonstraram os efeitos anteriores e acrescentam a hipótese de combinar cal e cimento no mesmo tratamento.

Na Figura 2.28 observa-se um aumento significativo da resistência após o primeiro mês da mistura, quando o tratamento dos solos é efetuado com cimento e cimento e cal simultaneamente. A partir desse momento o aumento da resistência ocorre de forma mais gradual no tempo.

Nos solos tratados com cal e à semelhança do que se representa na Figura 2.27 a), o aumento da resistência não sofre variações significativas ao longo do tempo, verificando-se apenas, uma taxa de crescimento constante após a mistura.

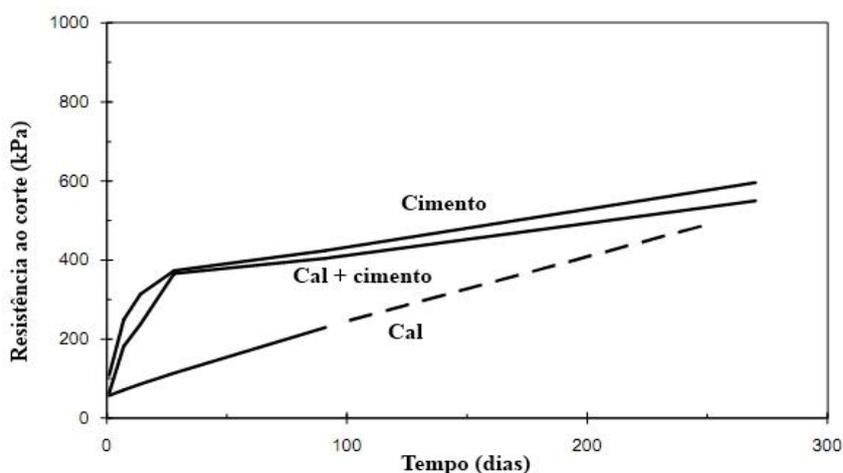


Figura 2.28 – Análise comparativa da evolução no tempo da resistência em solos tratados com cal, cimento ou cimento e cal (Ahnberg et al., 1995)

Em termos globais, a adição de cal tem como efeito a redução do teor em água e a flocculação das partículas constituintes do solo, situação que ocorre pelo efeito da troca iónica. As reações pozolânicas ocorrem durante um longo período de tempo. A adição de cimento, reagindo com a água presente no solo, tem como efeito o preenchimento dos espaços vazios existentes entre as partículas. As reações pozolânicas que surgem, tal como sucede quando o tratamento é efetuado com cal, ocorrem num intervalo de tempo alargado, enquanto o cimento reage com a água constituinte do solo até três meses (Ahnberg et al., 1995).

2.7. PARÂMETROS QUE AFETAM AS CARACTERÍSTICAS DO SOLO TRATADO

No que concerne aos fatores que interferem no comportamento do solo tratado, Terashi (1997) esquematizou com base em quatro grandes grupos, os parâmetros que afetam tal comportamento - Quadro 2.5. Quando se fala em comportamento assume-se que está relacionado com o ganho de resistência que o tratamento da técnica DSM provoca. Esta situação, como se mencionou anteriormente, está intimamente relacionada com as reações químicas que se verificam entre o solo e o agente estabilizador ou ligante adicionado.

Quadro 2.4 – Parâmetros que afetam as características do solo tratado (Terashi, 1997)

Grupo	Parâmetros
I – Características do ligante	<ul style="list-style-type: none"> • Tipo e qualidade do ligante <ul style="list-style-type: none"> • Água de mistura • Aditivos
II – Características e condições do solo de origem (particularmente importantes em solos argilosos)	<ul style="list-style-type: none"> • Propriedades químicas e mineralógicas do solo • Teor em matéria orgânica <ul style="list-style-type: none"> • Teor em água • pH da água do solo
III – Condições da mistura	<ul style="list-style-type: none"> • Qualidade da mistura • Tempo de mistura • Quantidade de ligante
IV – Condições de cura	<ul style="list-style-type: none"> • Temperatura • Tempo de cura <ul style="list-style-type: none"> • Humidade • Molhagem/secagem, gelo/degelo, etc.

2.7.1. CARACTERÍSTICAS DO LIGANTE

Os ligantes adicionados ao solo podem ser hidráulicos ou aéreos, aplicados isoladamente ou em combinação com outros aditivos, como a escória de alto-forno, cinzas volantes, subprodutos industriais, entre outros, que na maioria dos casos têm como função acelerar o aumento da resistência do solo. Tudo depende não só das características que se pretendem obter, como da disponibilidade económica e temporal para a execução da obra e impactes ambientais.

Assim, salienta-se que a identificação do ligante a aplicar é um ponto essencial, eventualmente, o mais importante na execução de uma obra de DSM.

Embora se tenha apresentado uma gama de granulometrias mais ajustada à aplicação de DSM na secção 2.1, verifica-se que, dada a existência de uma série de ligantes e outros materiais, é possível aplicar esta técnica no processo de melhoramento de solos, desde que seja bem analisada a relação solo-ligante.

Neste sentido, todos os documentos consultados referem que, embora seja importante a experiência em obras semelhantes, é fundamental a realização de ensaios laboratoriais e/ou *in situ*, numa fase anterior à execução da obra, de forma a aferir o tipo e dosagem de ligante que incutem determinadas características no solo, nomeadamente no que diz respeito à resistência, rigidez, compressibilidade e permeabilidade. De realçar a existência de uma imposição normativa que assim o determina. (EN 14679, 2005)

Note-se que, a identificação do ligante mais apropriado a um determinado caso depende, maioritariamente, da natureza e das propriedades do solo natural, sendo que o fim a que se destina a infraestrutura também é relevante.

Correia (2011), refere que “é condição essencial da estabilização que pelo menos um dos ligantes seja hidráulico, o qual deve, regra geral, ser tomado como ligante base. Ao ligante base podem ser adicionados outros materiais sob a forma de aditivos”.

Contudo, na técnica de DSM, a cal e o cimento são os ligantes que assumem um papel preponderante no processo de estabilização dos solos. No Quadro 2.5 apresentam-se os tipos de ligante e o respetivo enquadramento normativo dos ligantes habitualmente utilizados.

Quadro 2.5 – Ligantes comuns e respetivo enquadramento normativo (EuroSoilStab, 2001)

Ligante/aditivo	Designação	Enquadramento normativo
Cal (viva ou hidratada)	CL 80 ou CL 90	EN 459 - 1
Cimento	CEM I 42,5 ou CEM II 42,5	EN 197

No que diz respeito à eficácia dos ligantes utilizados em função do tipo de solo, Ahnberg et al. (1995) estabeleceu a seguinte relação que Correia (2011) adaptou, conforme consta no Quadro 2.6.

Quadro 2.6 – Avaliação da eficácia de ligantes na estabilização de diferentes solos (Correia, 2011)

Ligante	Solo									
	Silte argiloso	Argila siltosa	Argila	Argila sensível	Argila salina	Argila sulfatosa	Argila lodosa	Lodo argiloso	Lodo	turfa
Cal viva (100%)	•	+	•	+	+	-	•	•	-	-
Cimento Portland (75%) – cal viva (25%)	+	+	+	+	+	+	+	•	•	•
Cimento Portland (100%)	++	++	+	++	+	+	+	+	+	+
- sem ou com pouca eficácia			• eficácia normal			+ boa eficácia		++ muito boa eficácia		

Da interpretação do Quadro 2.6 é possível concluir que o cimento Portland apresenta sempre uma boa ou muito boa eficácia, ao contrário da cal, que geralmente apresenta uma eficácia normal ou até mesmo pouca eficácia. Salienta-se, portanto, que a adição simultânea de cimento e cal pode constituir uma solução atrativa, caso o solo apresente matéria orgânica significativa, embora a aplicação isolada de cimento Portland conduza a melhores resultados.

O Quadro 2.7, à semelhança do que está apresentado no Quadro 2.6, revela que para solos argilosos com uma percentagem pouco significativa de matéria orgânica, todos os ligantes ou combinações de ligantes com aditivos apresentam resultados satisfatórios. No caso de solos siltosos, também com quantidades pequenas de matéria orgânica, verifica-se o mesmo, com exceção da consideração do ligante – cal, que não é adequado a este tipo de solos.

Quadro 2.7 - Avaliação do efeito da aplicação de ligantes na estabilização de solos Nórdicos tendo por base a resistência à compressão não confinada aos 28 dias de cura (EuroSoilStab, 2001)

Ligante	Silte	Argila	Solo orgânico	Peat
	Quantidade m.o. 0 – 2%	Quantidade m.o. 0 – 2%	Quantidade m.o. 2 – 30%	Quantidade m.o. 50 – 100%
Cimento	xx	x	x	xx
Cimento + gesso	x	x	xx	xx
Cimento + escória	xx	xx	xx	xxx
Cal + cimento	xx	xx	x	-
Cal + gesso	xx	xx	xx	-
Cal + escória	x	x	x	-
Cal + gesso + escória	xx	xx	xx	-
Cal + gesso + cimento	xx	xx	xx	-
Cal	-	xx	-	-
xxx - aplicabilidade garantida	xx - aplicável em muitos casos	x - aplicável em alguns casos	- não aplicável	m.o. - matéria orgânica

Ahnberg (2006) considera que, geralmente, as dosagens de ligante adicionadas em argilas e em solos lamacentos são de 100kg/m^3 e 200kg/m^3 , respetivamente.

No entanto, independentemente do tipo de ligante que confere determinadas características ao solo tratado, é importante recordar que, estas características só são efetivamente verificadas se o processo mecânico da mistura ocorrer convenientemente.

A influência das características do ligante no ganho de resistência do solo tratado foi demonstrada anteriormente, quando se comparou a aplicação da cal e do cimento. Apesar de ambos poderem ser aplicados no processo de mistura, admite-se que é necessário efetuar um estudo rigoroso a vários níveis para detetar qual a melhor opção.

Assim, importa referir, que não só o tipo de ligante tem implicações no aumento da resistência mecânica, como também as dosagens consideradas.

Conforme é apresentado no EuroSoilStab (2001), ensaios laboratoriais realizados em argilas, numa determinada zona da Finlândia, provaram que, para diversas combinações de ligantes, por vezes com aditivos, quanto maior for a dosagem, maior é a resistência não confinada - Figura 2.29. Observa-se também que este tipo de tratamento do solo só apresenta valores consideráveis de resistência a partir de uma dosagem de, aproximadamente, 150 kg/m^3 .

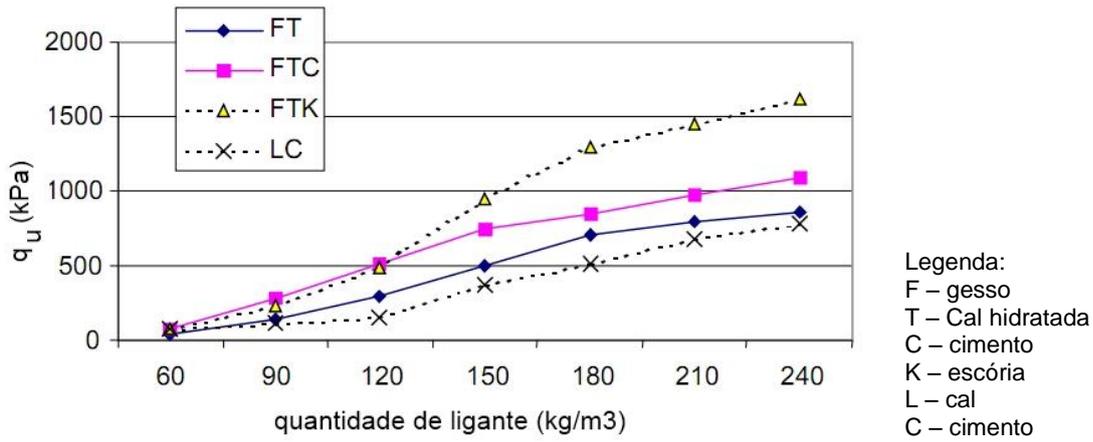


Figura 2.29 – Relação da resistência de um solo argiloso tratado com a quantidade de ligante para vários tipos de mistura (EuroSoilStab, 2001)

Relativamente a outros aditivos, verifica-se que são aplicados quando se pretendem determinadas características muito específicas, nomeadamente a aceleração do processo de cura do cimento, de forma a tornar mais célere a execução da obra final.

Uma vez que esta técnica é bastante aplicada em solos com quantidades significativas de matéria orgânica, como por exemplo na Suécia, por apresentarem características particulares, é importante ter esse efeito em consideração. Neste âmbito, estudos realizados a cargo da Swedish Deep Stabilization Research Centre defendem que solos orgânicos, normalmente requerem quantidades superiores de ligante, quando comparados a solos argilosos (Axelsson et al., 2002). Eventualmente, este efeito prende-se com o facto dos solos orgânicos constituírem um meio ácido, pelo que requerem uma sobredosagem de ligante.

Pela análise da Figura 2.30 e da Figura 2.31 comparativamente com a Figura 2.29 pode concluir-se que para o mesmo tratamento, no que diz respeito a ligantes e dosagens adicionadas, obtêm-se resistências superiores quando o solo é argiloso.

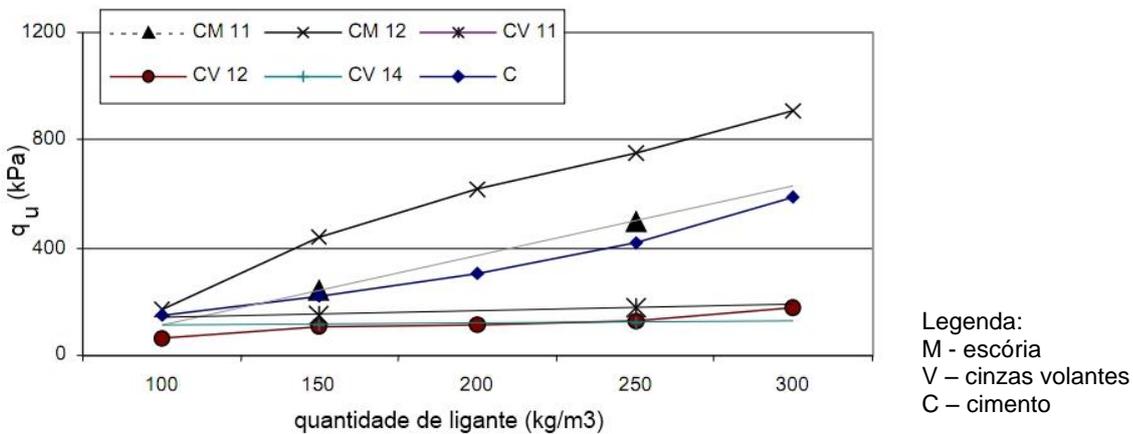


Figura 2.30 – Evolução da resistência com a quantidade de ligante num solo orgânico (EuroSoilStab, 2001)

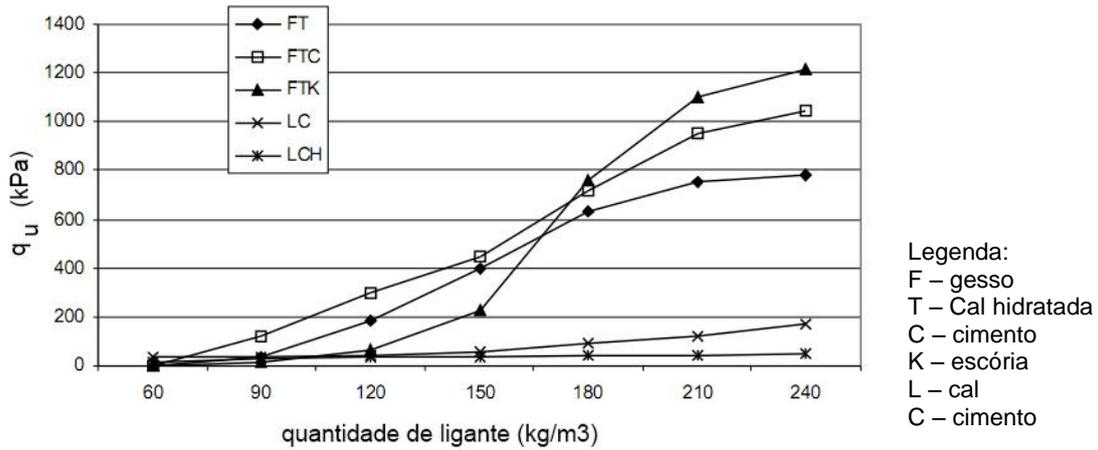


Figura 2.31 - Evolução da resistência com a quantidade de ligante num solo lamacento (EuroSoilStab, 2001)

2.7.2. CARACTERÍSTICAS E CONDIÇÕES DO SOLO DE ORIGEM

No que diz respeito às características do solo natural, estudos realizados demonstram que a existência de uma fração de areia até uma determinada percentagem, aproximadamente 50%, para doses de ligante (cal) de 5% e 10% e tempo de cura sete dias, conferem maior resistência à compressão não confinada, comparativamente a solos que apresentam uma quantidade superior da fração arenosa - Figura 2.32.

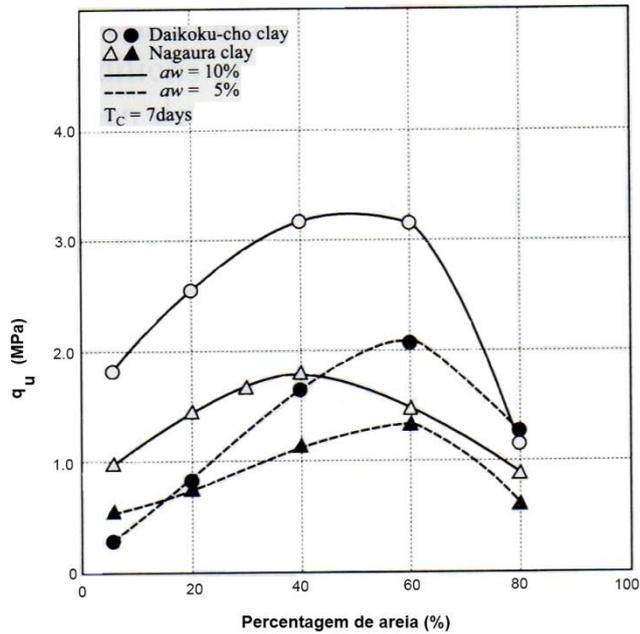


Figura 2.32 – Influência da fração arenosa na resistência à compressão não confinada (CDIT, 2002)

A Figura 2.33 mostra a influência do pH do solo natural na resistência à compressão não confinada e, de certa forma, comprova o que foi indicado anteriormente. Quanto mais ácido foi o meio, menor será a resistência à compressão não confinada.

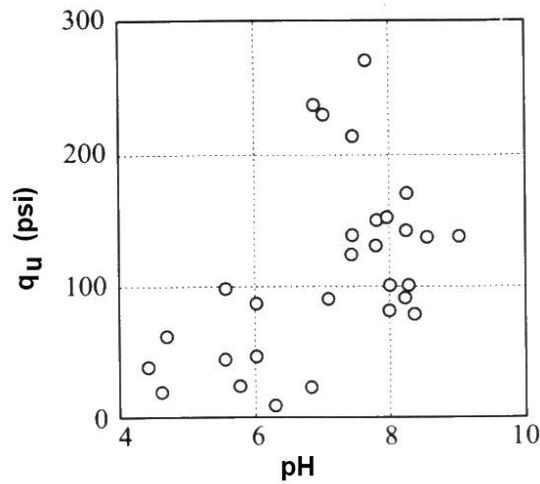


Figura 2.33 – Influência do pH na resistência à compressão não confinada (CDIT, 2002)

A Figura 2.34 mostra o efeito da variação do teor em água sobre a estabilização do porto de Yokohama com cimento Portland, com e sem escória. Conclui-se, neste âmbito, que o aumento do teor em água provoca uma diminuição da resistência à compressão não confinada, independentemente do tipo e da quantidade de ligante, uma vez que uma dosagem de 100 kg/m^3 ou 200 kg/m^3 e a alteração dos componentes da mistura têm, grosso modo, um efeito de translação das curvas.

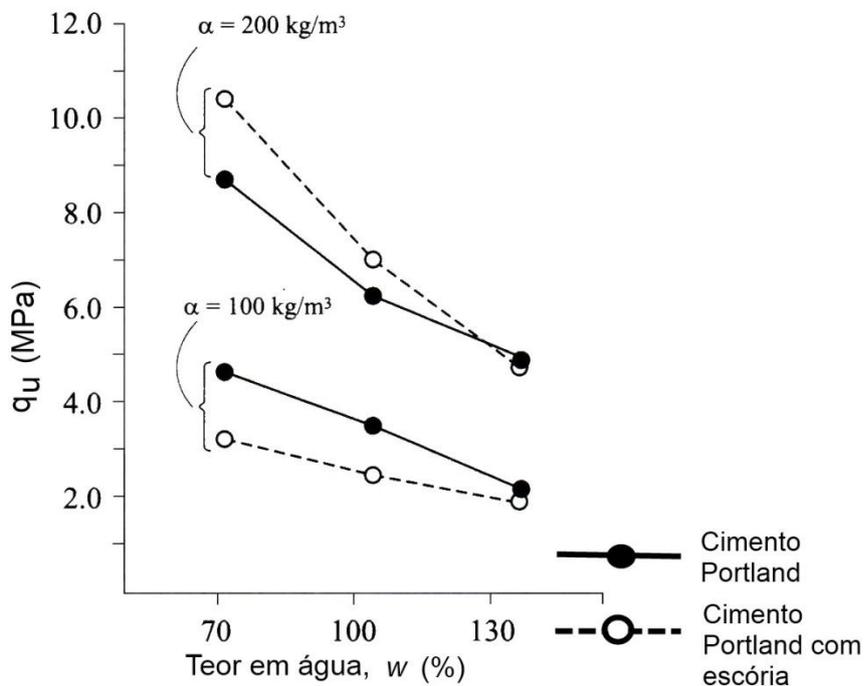
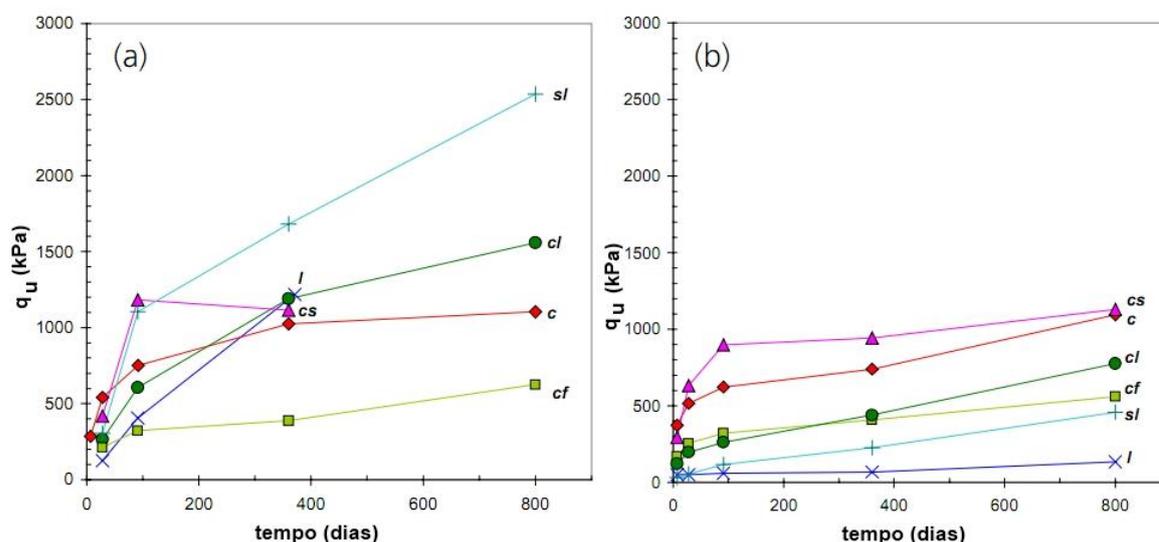


Figura 2.34 – Influência do teor em água inicial na resistência á compressão não confinada para um período de cura de 91 dias (CDIT, 2002)

2.7.3. CONDIÇÕES DE MISTURA

Quanto às condições de cura, as figuras que se seguem comprovam que parâmetros como a qualidade da mistura, tempo associado e quantidade de ligante afetam expressivamente o solo estabilizado. Deste modo, os equipamentos utilizados no processo de execução das obras são importantes, na medida em que condicionam, designadamente, a execução da mistura.

A Figura 2.35 mostra a variação ou aumento da resistência ao longo do tempo, em função de vários ligantes utilizados em dois tipos de argila distintos. É possível verificar que nos primeiros dias após a mistura ocorre um crescimento relativamente rápido da resistência, sobretudo quando está presente o ligante cimento na mistura. A partir de determinado tempo, cerca de 400 dias em a) e 100 dias em b), a resistência deixa de aumentar progressivamente, chegando mesmo a atingir valores máximos no caso de misturas com cimento. Nas amostras que têm cal verifica-se um ligeiro aumento da resistência no tempo, que tal como se pode verificar entre a) e b) depende do tipo de solo.



Legenda:

Ligantes (dosagem 100 kg/m³):

(a) argila de Lößtabro c – cimento
 l – cal
 (b) argila de Linköping s – escória
 f – cinzas volantes

Figura 2.35 – Variação ao longo do tempo da resistência à compressão não confinada para diferentes tipos de ligante em argilas moles (Ahnberg, 2006)

As Figura 2.36 e a Figura 2.37 mostram que, de uma maneira geral, o aumento da dosagem provoca o aumento da resistência.

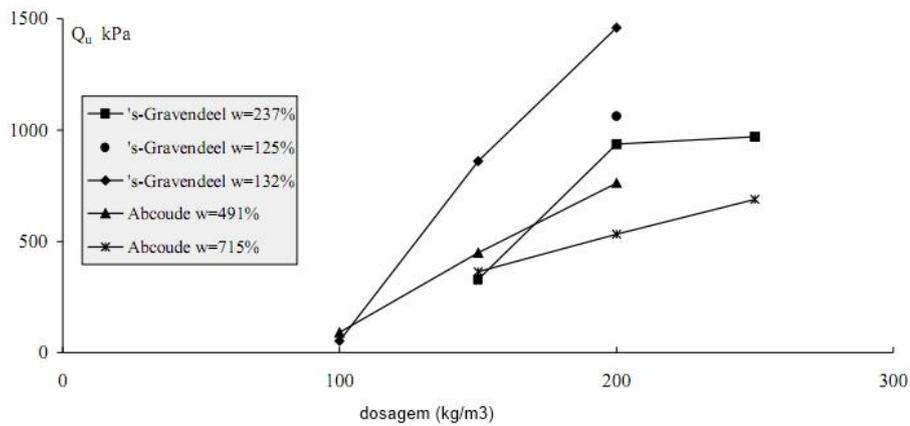


Figura 2.36 – Efeito da dosagem de ligante na resistência à compressão não confinada de solos holandeses com 28 dias de tempo de cura (EuroSoilStab, 2001)

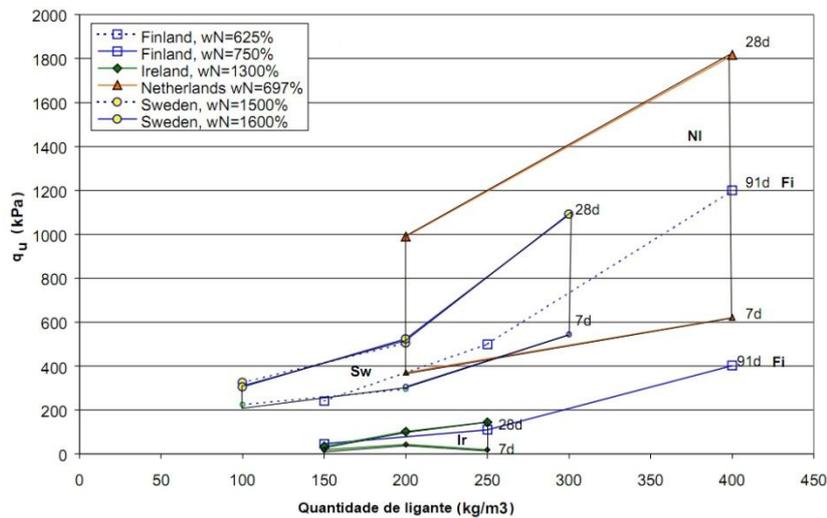


Figura 2.37 – Efeito da dosagem de ligante na resistência à compressão não confinada num solo orgânico estabilizado com cimento e escória (EuroSoilStab, 2001)

O rácio da resistência é definido como a resistência para um tempo de mistura arbitrário e, a resistência para um tempo de mistura correspondente a 10 minutos. Verifica-se que para tempos de mistura superiores a 10 minutos este rácio aumenta ligeiramente, para teores em água e dosagens de ligantes distintos, considerando o período de cura 21 dias - Figura 2.38.

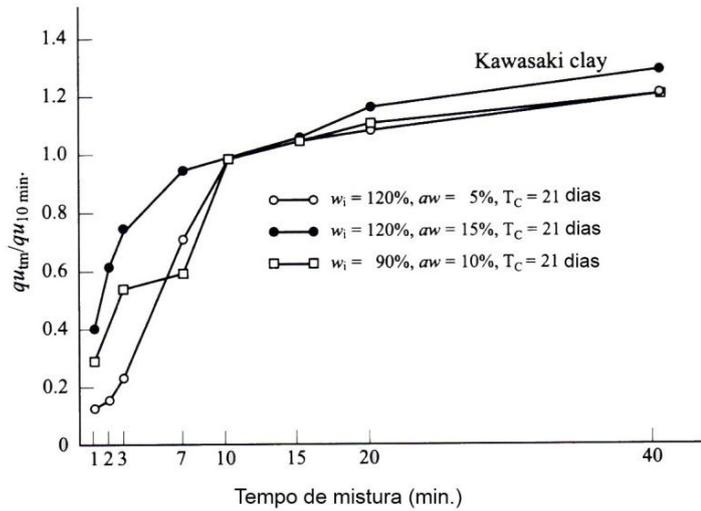


Figura 2.38 – Relação da resistência à compressão não confinada com o tempo em que se efetua a mistura (CDIT, 2002)

Relativamente aos efeitos induzidos pelos equipamentos utilizados no processo de mistura, é importante salientar que a própria geometria do equipamento de mistura provoca alterações de resistência, Figura 2.39, obtendo-se valores superiores se o mecanismo apresentar uma forma “fechada”, como é o caso do equipamento B e do que se apresentou anteriormente, na Figura 2.16 a).

Na Figura 2.39 observa-se ainda, que para a mesma geometria do equipamento, nem sempre o facto da velocidade de rotação aumentar provoca um aumento da resistência à compressão do solo tratado.

O número de eixos existentes nos equipamentos representam, de certa forma, um parâmetro interessante a considerar na análise da resistência, na medida em que estes eixos determinam o número de colunas executadas em DSM. A Figura 2.40 comprova que, quanto maior for a profundidade analisada, maior é a discrepância de resistências obtidas, para equipamentos com um ou quatro eixos, apesar dessa diferença ser menos significativa para sete dias de cura.

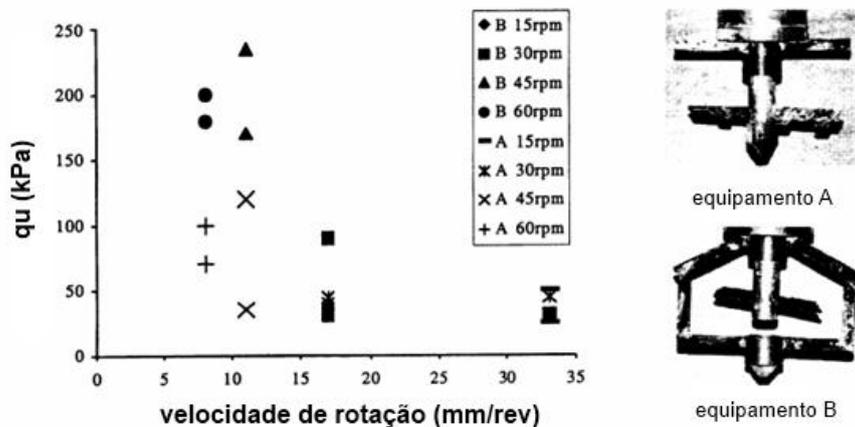


Figura 2.39 – Relação da resistência à compressão com o tipo de equipamento utilizado e a velocidade a que é efetuada a mistura (Larsson, 2003)

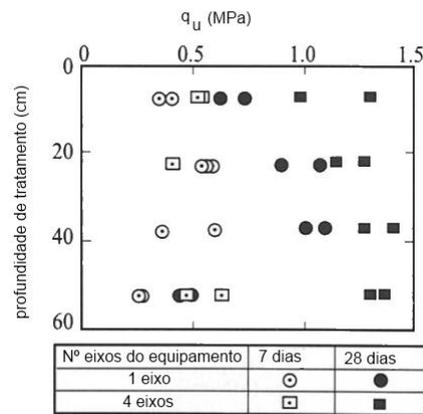


Figura 2.40 – Variação em profundidade da resistência à compressão não confinada em função da profundidade de tratamento quando o equipamento utilizado tem 1 ou 4 eixos (CDIT, 2002)

2.7.4. CONDIÇÕES DE CURA

No que diz respeito às condições de cura, Correia (2011) julga que os parâmetros mais expressivos na aplicação da técnica de DSM aos solos portugueses são o tempo, a temperatura e a pressão vertical. De acordo com o EuroSoilStab (2001) é evidente que o efeito tempo, associado ao processo de cura, varia em função da mistura solo-ligante.

Note-se que, o tempo de cura constitui um fator importante no âmbito da estabilização dos solos com ligantes, na medida em que as reações físicas e químicas que ocorrem necessitam de determinado tempo para se processarem. Recorde-se que, são estas reações que vão conferir ao solo uma matriz mais rígida e resistente.

Na Figura 2.41 verifica-se que para os oito solos diferentes que foram testados, quanto maior for o tempo de cura, maior é a resistência, sendo esta situação mais evidenciada para dosagens de cimento superiores.

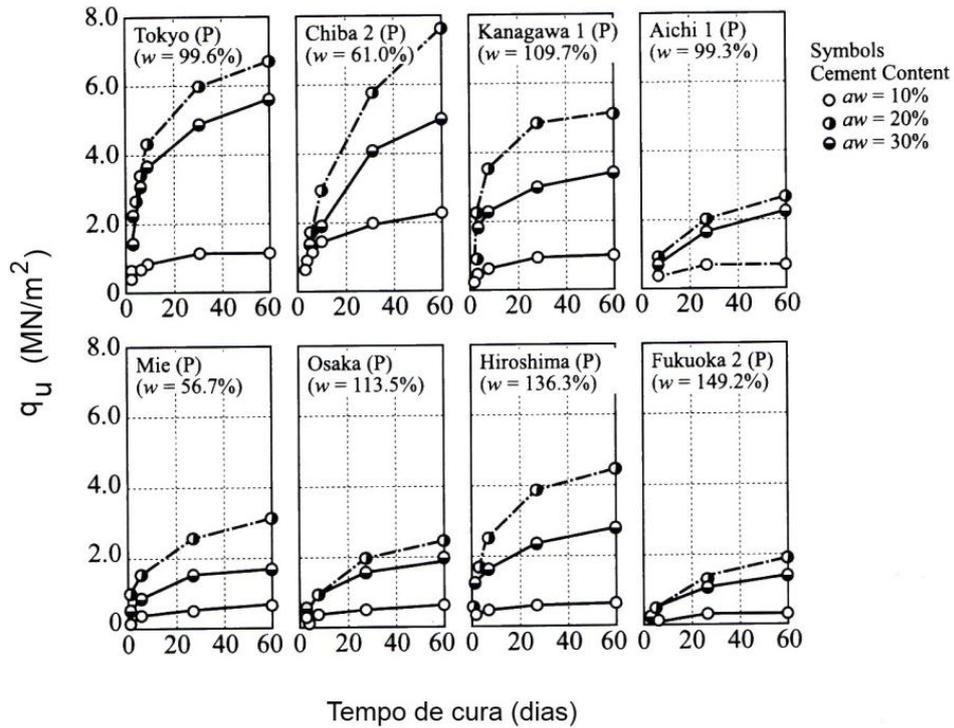


Figura 2.41 – Efeito do tempo de cura na resistência à compressão não confinada (CDIT, 2002)

Caso o tratamento do solo seja realizado com uma combinação de ligantes ou ligantes com outros aditivos, confirma-se o mesmo efeito, isto é, de aumento da resistência com o tempo de cura, como vem apresentado na Figura 2.42, em ensaios realizados no âmbito do EuroSoilStab (2001). Neste caso, verificam-se algumas diferenças mais acentuadas no aumento da resistência, até três meses de cura, independentemente do tratamento efetuado. A partir deste tempo a evolução da resistência processa-se a um ritmo mais lento.

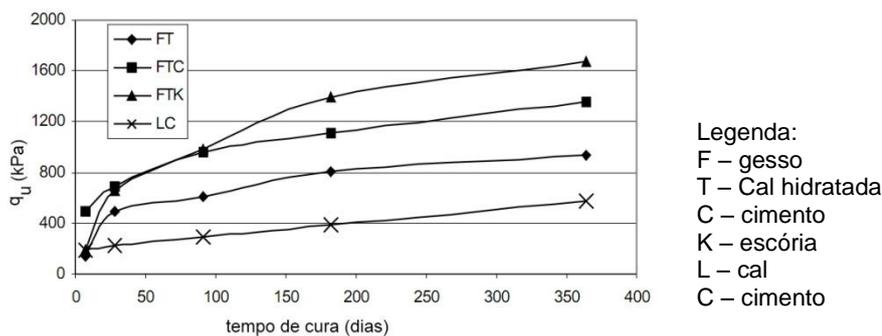


Figura 2.42 – Efeito do tempo de cura num solo argiloso para vários (EuroSoilStab, 2001)

Alguns ensaios, levados a cabo por Lorenzo et al. (2006), revelaram que o período de cura aumenta a resistência para vários níveis de teor em água, correspondente a uma dada dosagem de cimento, Figura 2.43, sendo evidente, que quanto menor for o teor em água, maior é a resistência (dado os elevados valores de teor de água em causa).

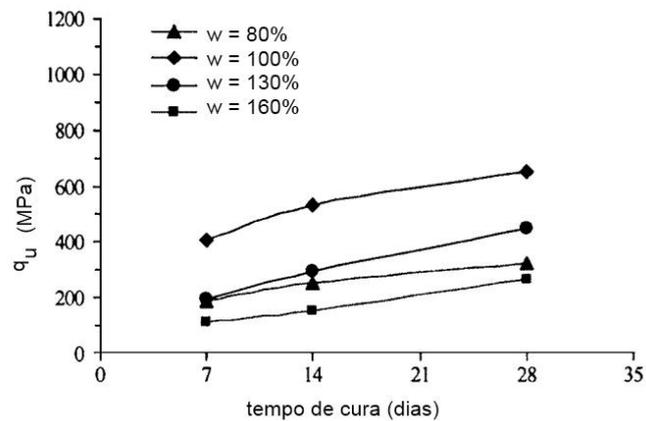


Figura 2.43 – Efeito da variação do teor em água do solo em função do tempo de cura e da resistência, para uma dosagem de cimento de 10% (Lorenzo et al., 2006)

Ainda de acordo com os mesmos autores, verificou-se que para um período de cura de 7, 14 ou 28 dias é possível estabelecer uma lei que relaciona a razão A/C com a resistência à compressão não confinada. Quanto menor for o rácio, maior é a dosagem de cimento e portanto maior é a resistência, independentemente do tempo de cura, como se mostra na Figura 2.44.

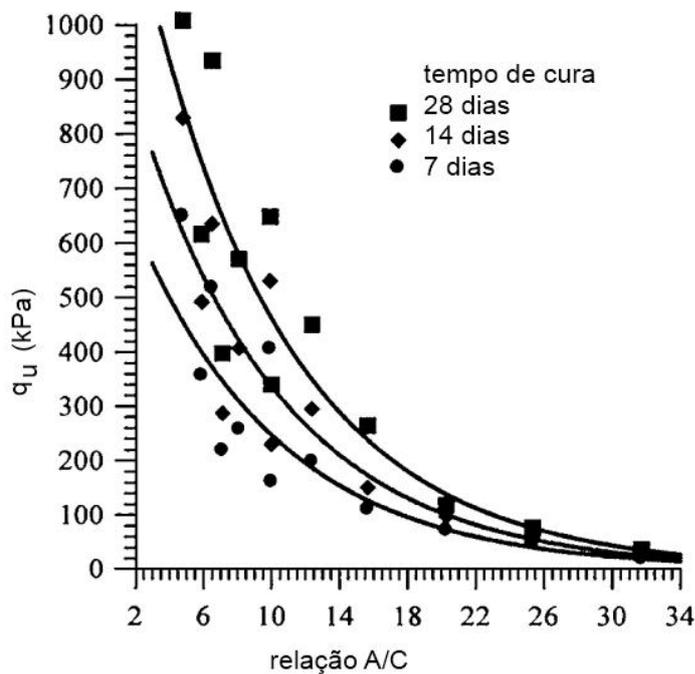


Figura 2.44 – Resistência e relação A/C para períodos de cura de 7, 14 e 28 dias (Lorenzo et al., 2006)

Estudos realizados por Ahnberg (2006) no âmbito da estabilização de uma turfa com vários tipos de misturas, evidenciaram que a aplicação de uma pressão vertical tem um impacto positivo ao nível da resistência do solo estabilizado. A autora concluiu que a aplicação de uma pressão vertical durante o

período de cura aumenta consideravelmente a resistência, uma vez que as amostras pré-carregadas com 18 kPa atingiram resistências cerca de quatro vezes superiores às amostras que não sofreram qualquer tipo de carregamento inicial - Figura 2.45.

O fator preponderante associado ao efeito do incremento da resistência não é propriamente o valor da carga aplicada mas sim a deformação vertical resultante da aplicação da carga. Esta deformação induzida tem como consequência a aproximação das partículas do solo com o ligante, o que promove as reações químicas necessárias para o aumento da resistência (Ahnberg, 2006).

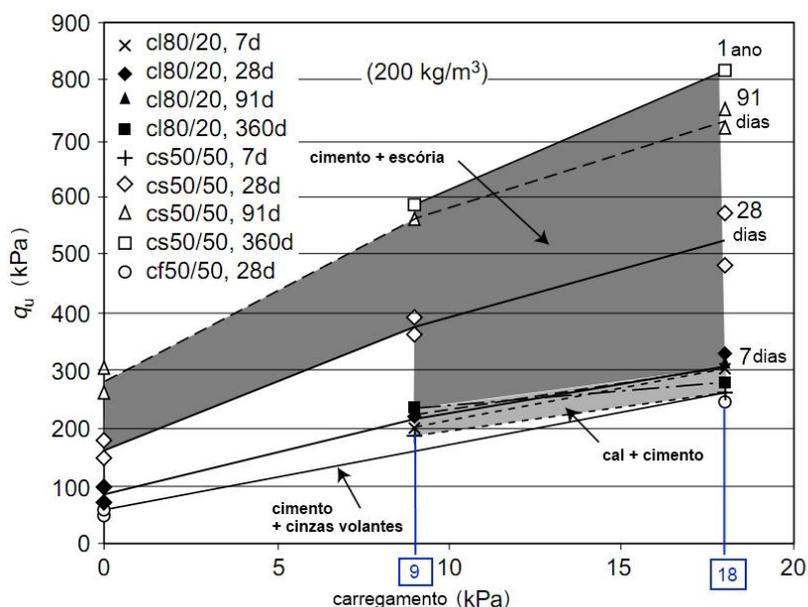


Figura 2.45 – Exemplo do efeito de pré-carga de 9 e 18 kPa numa turfa, para uma dosagem de ligante de 200 kg/m^3 (Ahnberg, 2006)

O aumento da temperatura está associado à aceleração das reações químicas envolvidas no processo de estabilização o que, conseqüentemente, aumenta a taxa de crescimento da resistência (Ahnberg, 2006).

Como demonstra a Figura 2.46, em ensaios realizados num solo argiloso de Yokohama, tendo como referência a resistência associada a uma temperatura de cura a 20°C , apesar do aumento da temperatura potenciar o aumento da resistência, esta influência tem maior significado a curto prazo e diminui à medida que o tempo de cura aumenta.

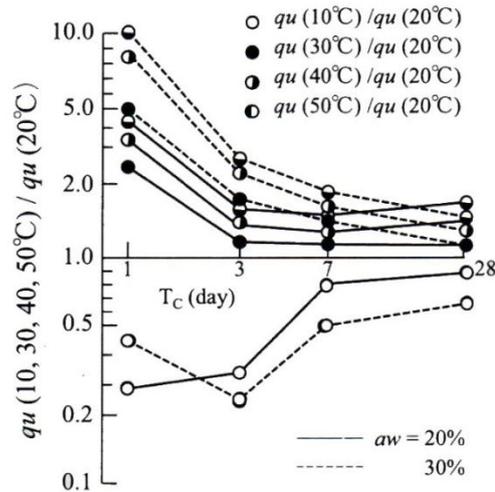


Figura 2.46 – Efeito da temperatura de cura numa argila de Yokohama (CDIT, 2002)

Na opinião de Larsson (2005) os parâmetros mais relevantes que influenciam, ou não, na resistência do solo tratado apresentam-se no Quadro 2.8. Assim, destacam-se a importância das características do equipamento no processo de mistura do ligante com o solo, as propriedades do solo e o efeito da aplicação de um carregamento no decurso do período de cura.

Quadro 2.8 – Influência de alguns parâmetros na opinião de Larsson (2005)

Fator	Variabilidade da Resistência
Características do equipamento utilizado na incorporação de dispersão do ligante com o solo	+++
Propriedades reológicas do solo	+++
Compactação/consolidação	+++
Velocidade de retirada do equipamento do solo	++
Número de pás	++
Quantidade de ligante	++
Quantidade de ar	++
Geometria do equipamento de mistura	+
Tipo de ligante	+
Velocidade de rotação	-
Pressão de injeção	-

+++ Influência significativa e importante ++ Influência significativa + Divergência de resultados - Sem influência

2.8. COLUNAS DE SOLO TRATADO

Neste ponto do trabalho realçam-se apenas as características ou ideias principais que importa reter, no que respeita ao solo tratado, quando o volume de tratamento do terreno corresponde a colunas. Mais adiante, apresentam-se os parâmetros que se admitiram para a análise do caso de estudo associado ao presente trabalho.

A Figura 2.47 representa, além da relação tensão – deformação do solo natural e do solo tratado, um esquema que pretende ilustrar o comportamento das colunas inseridas num solo mole. Como se pode verificar pela análise da figura e de acordo com Kivelo (1998), a resistência à compressão de pico do solo tratado é mobilizada ao mesmo tempo que a resistência à compressão de pico do solo não tratado entre as colunas.

Funcionalmente é formado um sistema, solo tratado e solo não tratado, não sendo conveniente, de acordo com o EuroSoilStab (2001), que exista um grande contraste de rigidez entre os mesmos, para que seja possível que o dito sistema funcione adequadamente.

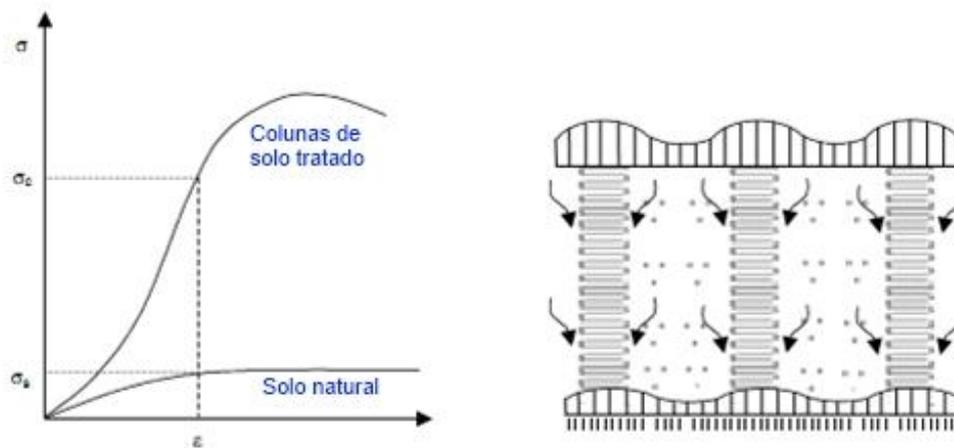


Figura 2.47 – Representação do comportamento geomecânico do solo (EuroSoilStab, 2001)

A análise de estabilidade, geralmente, é efetuada com recurso a métodos desenvolvidos na Suécia, Finlândia e Japão, que se encontram descritos por Kivelo (1998). Estes métodos têm em comum a consideração da interação solo-colunas e os possíveis modos de rotura (Figura 2.48). Para um estudo mais detalhado sobre a questão da análise da estabilidade sugere-se a consulta dos trabalhos realizados por Filz et al. (2006) e Kitazume et al. (2000) tal como de Kivelo (1998).

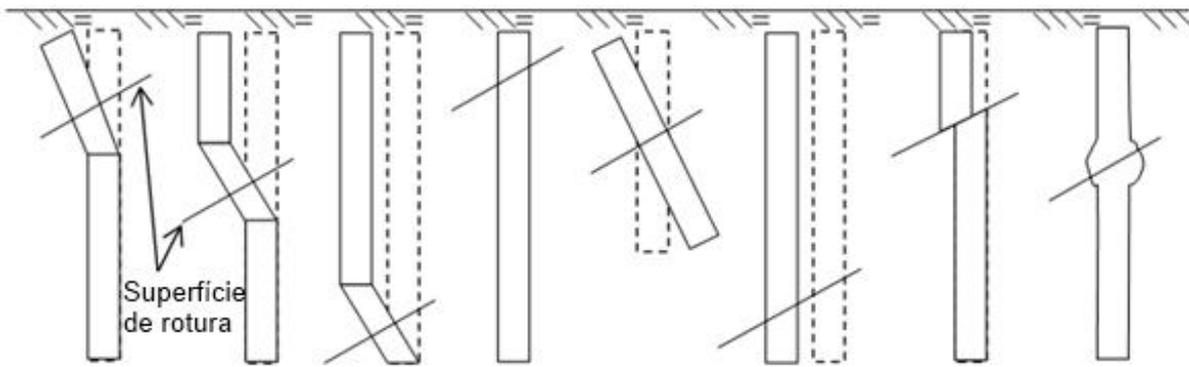


Figura 2.48 – Exemplos de modos de rotura das colunas de solo tratado com a técnica DSM (Filz et al., 2006)

No que concerne a geometrias ou padrões comumente utilizados em processos estabilização do solo com recurso à técnica de DSM, apresentam-se representados na Figura 2.49, em planta, os que estão associados à execução de colunas de solo tratado. A escolha da solução mais apropriada está relacionada com os requisitos de projeto e, sobretudo, com as funções a que o solo vai estar sujeito após tratamento.

Na Figura 2.50 estão representados alguns exemplos de padrões de solo tratado.

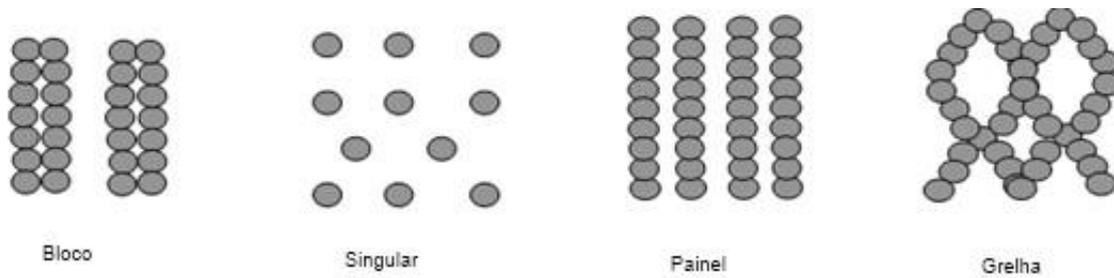


Figura 2.49 – Padrões DSM em planta (EuroSoilStab, 2001)

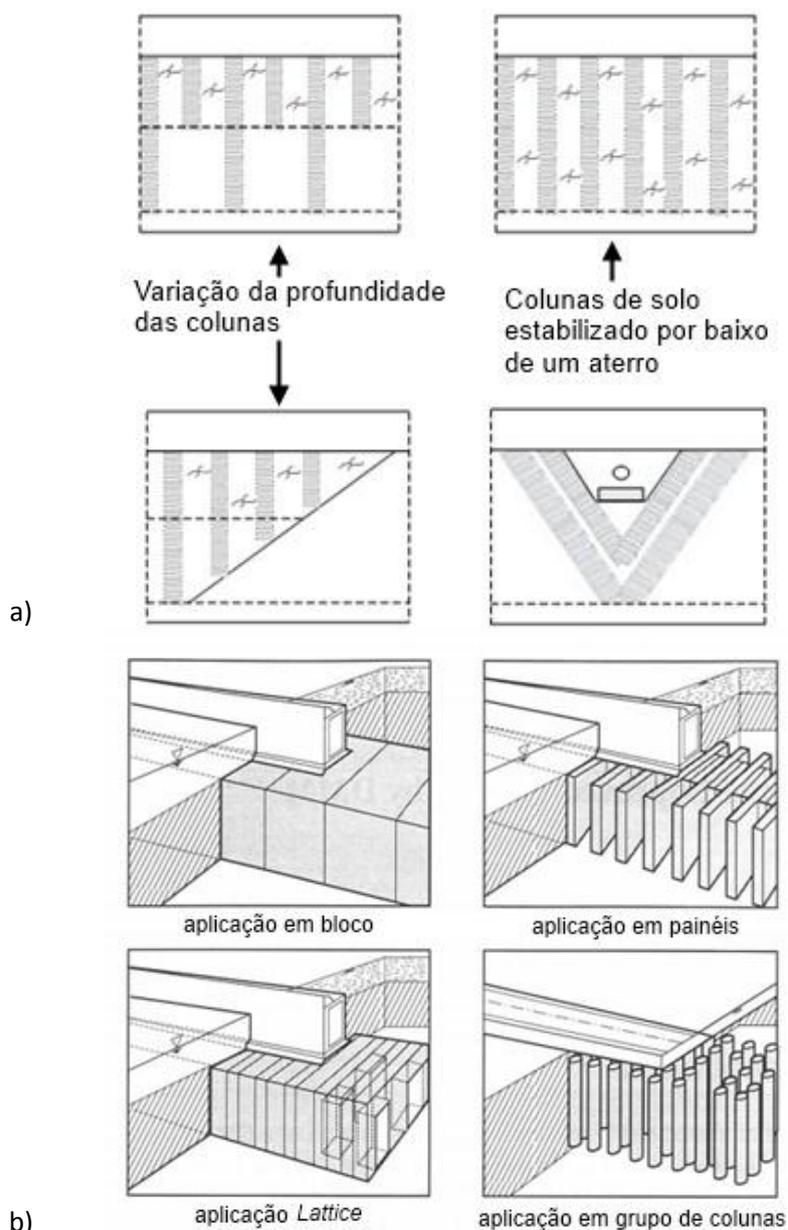


Figura 2.50 – Exemplos de geometrias de aplicação DSM: a) em corte b) em representação tridimensional (EuroSoilStab, 2001; CDIT, 2002)

A técnica de mistura do solo ocorre com maior eficácia em laboratório, comparativamente à mistura *in situ*, não só por se tratar de uma amostra de solo reduzida, como também por ser possível observar as alterações ou o estado do solo à medida que vai sendo remexido e um melhor controlo do processo de mistura. Este efeito tem repercussões ao nível das características finais do solo tratado que é possível obter, nomeadamente ao nível da resistência mecânica, como ilustrado na Figura 2.51.

Considerando que a resistência à compressão do solo tratado assume uma distribuição Normal, quando se trata de misturas realizadas em laboratório o desvio padrão ou a variabilidade dos resultados possíveis de obter para a resistência são inferiores, relativamente às misturas efetuadas *in situ*. Este efeito está associado ao controlo do processo que é possível efetuar no primeiro caso e que no segundo já não se verifica com o mesmo nível de rigor, pelos motivos indicados anteriormente.



Figura 2.51 - Variação da resistência à compressão em laboratório e no terreno (CDIT, 2002)

A título exemplificativo apresentam-se algumas conclusões de ensaios realizados nas argilas marítimas de Lianyungang, na China (Figura 2.52), que foram efetuados com o objetivo de comparar a resistência à compressão não confinada nos métodos designados anteriormente por DMM e WMM, considerando o ligante cimento e, deste modo, adotar o método mais adequado aos requisitos que se pretendem cumprir. No primeiro método o cimento foi adicionado na forma de pó e no segundo sob a forma de calda, sendo importante neste último ter em consideração o rácio A/C.

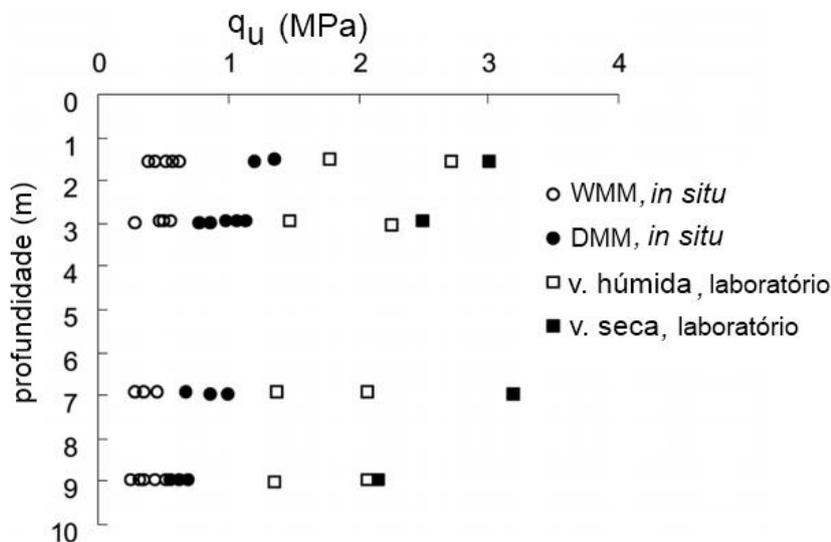


Figura 2.52 – Variação em profundidade da resistência à compressão não confinada, *in situ* e no laboratório considerando que o ligante é adicionado na forma húmida e no estado seco, para 28 dias de cura (Liu et al., 2008)

Na literatura existem diversos estudos com base em ensaios laboratoriais e *in situ*, que permitem estabelecer uma relação entre as resistências obtidas nos mesmos, contudo, destaca-se a relação constante no EuroSoilStab (2001) - Figura 2.53.

$$\tau_{fu}(\text{solo estabilizado}) = 10 \dots 50 * \tau_{fu}(\text{solo})$$

$$\tau_{fu}(\text{colunas}) = 0,2 \dots 0,5 * \tau_{fu}(\text{solo estabilizado})$$

Em que:

$$\tau_{fu}(\text{solo estabilizado}) = \text{resistência não drenada das amostras ensaiadas em laboratório}$$

$$\tau_{fu}(\text{solo}) = \text{resistência não drenada do solo natural}$$

$$\tau_{fu}(\text{colunas}) = \text{resistência não drenada das colunas}$$

Figura 2.53 – Relação parâmetros laboratório e *in situ* (EuroSoilStab, 2001)

No que respeita a parâmetros que efetivamente se podem admitir num projeto que envolva uma solução de DSM, apresenta-se a título exemplificativo, a proposta de Bruce et al. (2003), no Quadro 2.9 considerando-se pertinente a articulação com a Norma EN 14679 e com o EuroSoilStab (2001)

Quadro 2.9 - Sugestão de Bruce et al. (2003) para adoção de alguns parâmetros para as variantes húmida e seca

Variante húmida	
Propriedade	Valor típico
Resistência à compressão não confinada, q_u , tipicamente aos 28 dias	0.2 – 5.0 MPa 0.5 – 5 MPa em solos granulares 0.2 – 2 MPa em solos coesivos
Permeabilidade	10^{-6} a 10^{-9} m/s (mais reduzida se for utilizada bentonite)
Módulo de deformabilidade correspondente a 50% da carga de rotura	350 a 1000 vezes superior para amostras laboratoriais 150 a 500 vezes superior a amostras recolhidas <i>in situ</i>
Resistência ao corte	40 a 50% q_u para $q_u < 1$ MPa, contudo pode diminuir com o aumento de q_u
Resistência à tração	Tipicamente 8 – 14% q_u
Resistência à compressão não confinada (28 dias)	1,4 a 1,5 vezes superior q_u (7dias) em siltes e argilas 2 vezes superior q_u (7dias) em areias
Resistência à compressão não confinada (60 dias)	1,5 vezes superior q_u (7dias) enquanto o rácio $\frac{q_u(15\text{ anos})}{q_u(60\text{ dias})}$ for superior a 3
Variante seca	
Resistência não drenada, c_u	10 a 50 vezes superior ao c_u do solo natural (150 a 1000 kPa)
Módulo de elasticidade	50 a 200 vezes superior ao c_u 50 a 200 vezes superior ao q_u do solo tratado (apenas nos tratamentos com cimento)
Deformação na rotura	< 2%
Permeabilidade (tratamento cal+cimento)	Aproximadamente a mesma relativamente ao solo natural
Permeabilidade (tratamento cal)	Aumenta entre 100 a 1000 vezes

Ainda nesta conjuntura de parametrização do solo tratado salientam-se os trabalhos de Lorenzo et al. (2006) e de Massarsch (2005a). No primeiro admite-se que, quando se trata de um solo argiloso, a resistência à compressão e a compressibilidade são função, exclusivamente, do índice de vazios após a cura e do teor em cimento. Esta relação é dada pela regressão linear apresentada na Figura 2.54.

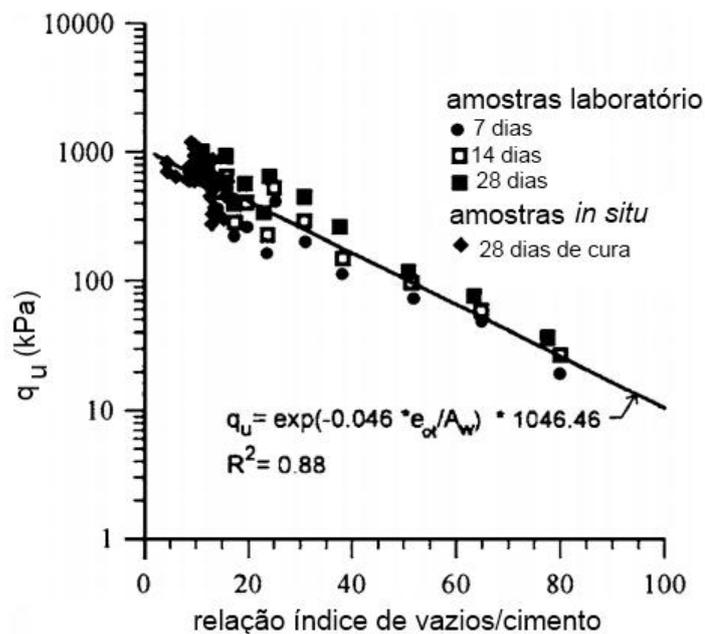


Figura 2.54 – Relação da resistência à compressão com o rácio índice de vazios/dosagem de cimento (Lorenzo et al., 2006)

Massarsch (2005b) admite que, dada a importância da técnica de DSM na prevenção dos efeitos associados a ações dinâmicas, é pertinente realizar ensaios sísmicos para a determinação de parâmetros de deformabilidade de solos estabilizados. Com base na interpretação de uma série de ensaios sísmicos, o autor estabeleceu algumas correlações entre os parâmetros medidos, de forma a ser possível caracterizar a deformabilidade do solo estabilizado.

2.9. CONTROLO DE QUALIDADE QA/QC (QUALITY ASSURANCE/QUALITY CONTROL)

O controlo da produção associado à execução de DSM é uma componente de elevada importância no decurso das obras em execução, uma vez que, não só diminui a probabilidade da ocorrência de fenómenos inesperados, como também garante que a dispersão das propriedades finais do solo tratado seja reduzida e assim sejam obtidos os resultados previstos em fase de projeto.

No que diz respeito ao projeto de uma solução de tratamento do terreno em DSM, a Norma EN 14679 (2005) estabelece a metodologia apresentada na Figura 2.55.

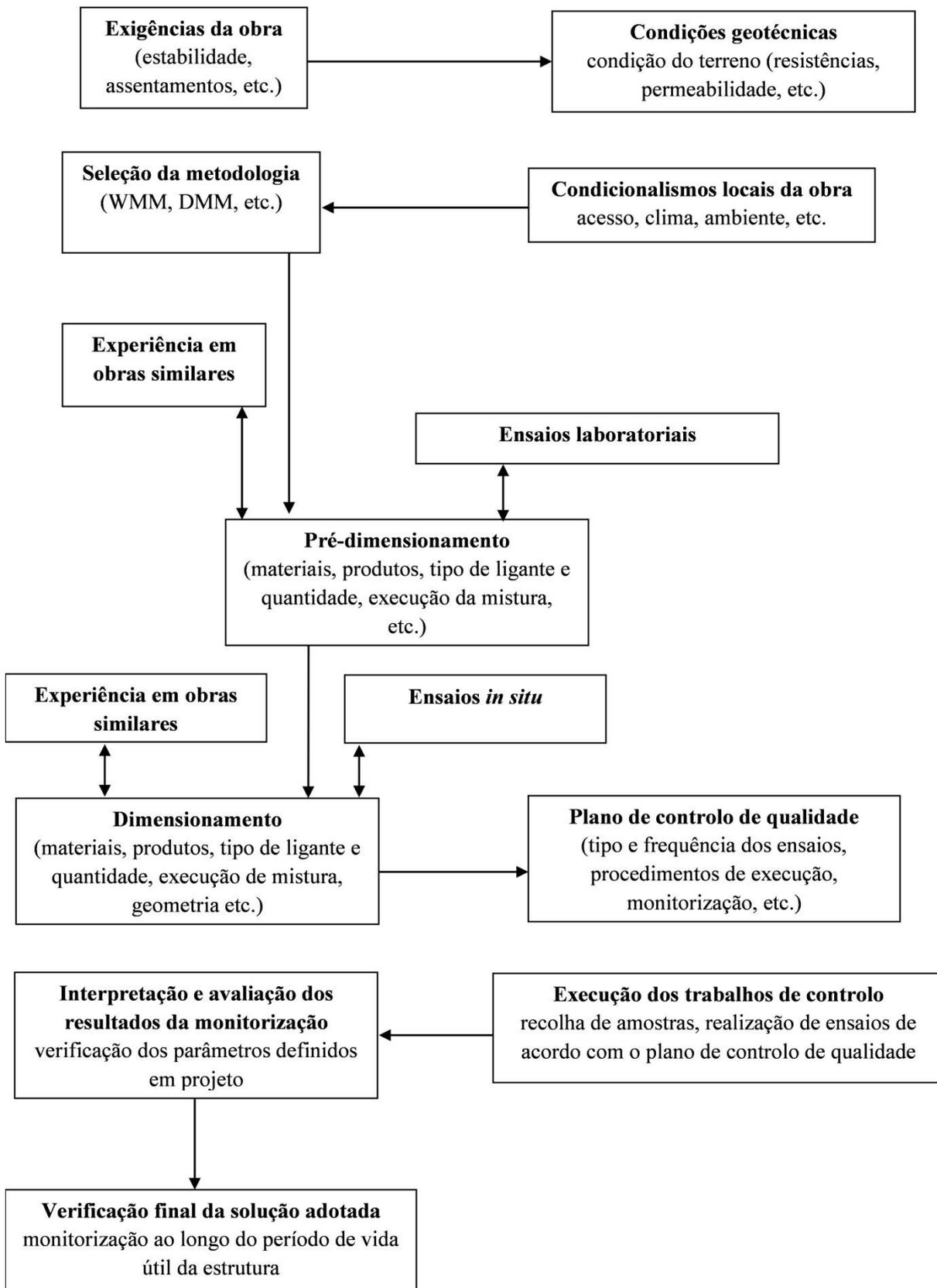


Figura 2.55 - Princípios de execução de DSM (EN 14679, 2005)

Saliente-se porém que, uma vez que se trata de um processo que envolve a realização de ensaios laboratoriais e/ou no terreno, o dimensionamento está associado a um processo iterativo, com o intuito de aferir a solução final, até obter os resultados desejados. O processo resume-se conforme está exemplificado na Figura 2.56.

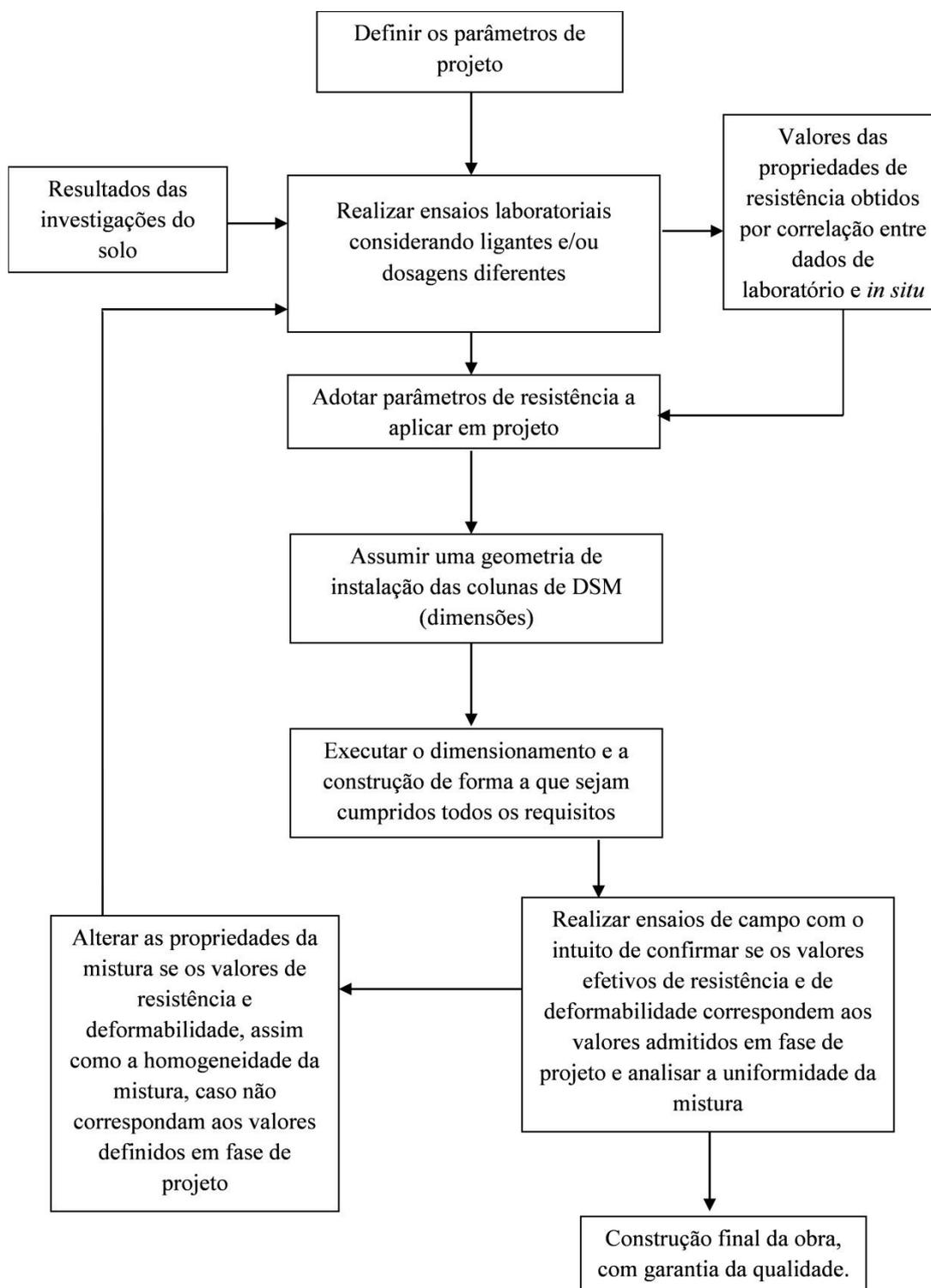


Figura 2.56 - Processo iterativo de um dimensionamento em DSM (EN 14679, 2005)

O controlo QA/QC, de acordo com Terashi et al. (2011), está subjacente à realização de ensaios laboratoriais e de campo, estes últimos, preferencialmente, em campos experimentais, assim como à monitorização e controlo dos parâmetros de construção durante o processo de produção e à posterior verificação dos parâmetros finais obtidos. Esta verificação pode ser realizada recorrendo à carotagem ou até mesmo a ensaios efetuados no terreno.

O objetivo deste tipo de controlo consiste em assegurar que a variabilidade dos resultados finais, nomeadamente o que diz respeito a resistências e outras propriedades de deformabilidade, se enquadram em limites de admissibilidade previstos anteriormente (Larsson, 2005).

A Norma EN 14679 (2005) indica que, os parâmetros a controlar ao longo da execução da obra devem ser registados de forma contínua em intervalos de, pelo menos 0,5m, quer se trate da variante seca ou húmida da técnica de DSM. Tais parâmetros são:

- A pressão a que se encontra o ligante no respetivo tanque de armazenamento;
- A taxa de furação e de retirada do equipamento do solo;
- A velocidade de rotação das pás que efetuam a mistura do solo com o ligante;
- A quantidade de ligante injetado no solo, por metro de profundidade.

É importante referir que, normalmente, quando se projeta uma solução de tratamento de um dado terreno com a técnica DSM, são as propriedades de resistência e de deformabilidade finais que importa avaliar. No entanto, convém ter sempre em consideração possíveis alterações de outros parâmetros, nomeadamente peso volúmico, permeabilidade e grau de saturação, que os possam influenciar as ditas propriedades, sendo sempre importante a realização de ensaios laboratoriais (Ahnberg, 2006).

Recentemente, Filz et al. (2010) desenvolveram uma metodologia com fundamentos estatísticos, para a determinação do valor de cálculo da resistência à compressão de solos tratados com recurso à técnica de DSM, com o intuito de considerar a questão da variabilidade associada a este tipo de obras, que pode atingir um coeficiente de variabilidade num intervalo entre 0,3 e 0,8. A sugestão dos autores aponta para a realização de testes de fiabilidade ou de confiança, baseada numa análise determinística, com o intuito de estabelecer uma relação entre os valores de resistência a compressão de cálculo e o especificado pelo caderno de encargos.

Para o efeito, considerando uma análise de equilíbrio limite, verifica-se se a probabilidade (A) da resistência à compressão do solo estabilizado ser superior à tensão tangencial mobilizada ao longo do solo estabilizado quando intersectado pela superfície de deslizamento, é igual à probabilidade da resistência à compressão do solo natural ser superior à tensão tangencial mobilizada ao longo da mesma superfície de deslizamento.

Os mesmos autores sugerem que o valor de projeto da resistência à compressão não confinada corresponde ao exigido pelo caderno de encargos (q_{dm}), afetado de três parâmetros relacionados com a resistência residual (f_r), o tempo de cura, (f_c) e um fator de variabilidade (f_v).

$$s_{dm} = \frac{1}{2} f_r f_c f_v q_{dm} \quad (2.1)$$

O parâmetro da resistência residual, f_r , considera-se aproximadamente 0,8. Este valor foi comprovado por investigações levadas a cabo no Japão, por Kitazume et al. (2000) tendo em linha de conta a rotura progressiva de colunas de solo tratado.

O parâmetro f_c depende do tempo de cura t (em dias) e é obtido através da equação (2.2), desenvolvida com base numa série de ensaios efetuados em laboratório e no terreno, para misturas

com ligantes distintos. Note-se que, a equação foi baseada para um tempo de cura de 28 dias, pelo que para este tempo, o parâmetro f_c apresenta um valor unitário.

$$f_c = 0,187 \ln(t) + 0,375 \quad (2.2)$$

O parâmetro que representa a variabilidade da aplicação da técnica de DSM depende:

- da probabilidade da resistência do solo natural ser superior ao valor de cálculo da mesma resistência, p_s ;
- do coeficiente de variação da resistência do solo natural, V_s ;
- da probabilidade da resistência do solo tratado ser superior à resistência especificada em caderno de encargos, p_{dm} ;
- do coeficiente de variação da resistência do solo tratado, V_{dm} ;
- do fator de segurança, F_d .

Poderá então afirmar-se, que os parâmetros p_s e V_s estão relacionados com o solo natural e os parâmetros p_{dm} e V_{dm} com a técnica da mistura.

Segundo Navin (2005), citado por Filz et al. (2010) a distribuição lognormal é a que melhor se ajusta à caracterização do solo tratado com a técnica DSM, assumindo-se que o solo natural segue a mesma distribuição. A determinação do parâmetro f_v , consiste em estabelecer, inicialmente, as probabilidades p_s e p_{dm} para determinados coeficientes de variação, V_s e V_{dm} , respetivamente, de forma a obter as duas curvas de distribuição.

Como a probabilidade (A) deve ter o mesmo valor para solos tratados ou não tratados, a sua determinação é efetuada para a curva correspondente ao solo natural, afetando o valor da frequência acumulada por um fator de segurança admitido. Na Figura 2.57 apresenta-se um exemplo de determinação desta probabilidade – probabilidade (A), para um V_s e p_s , de 0,25 e 67%, respetivamente.

Posteriormente, na distribuição do solo tratado - Figura 2.58 - entrando com a probabilidade (A) determinada anteriormente pela distribuição representativa do solo natural e com a probabilidade p_{dm} , admitindo o mesmo fator de segurança, determina-se f_v . Este parâmetro é o rácio da probabilidade do valor de cálculo da resistência à compressão, com a probabilidade da ocorrência do valor de resistência exigido pelo caderno de encargos.

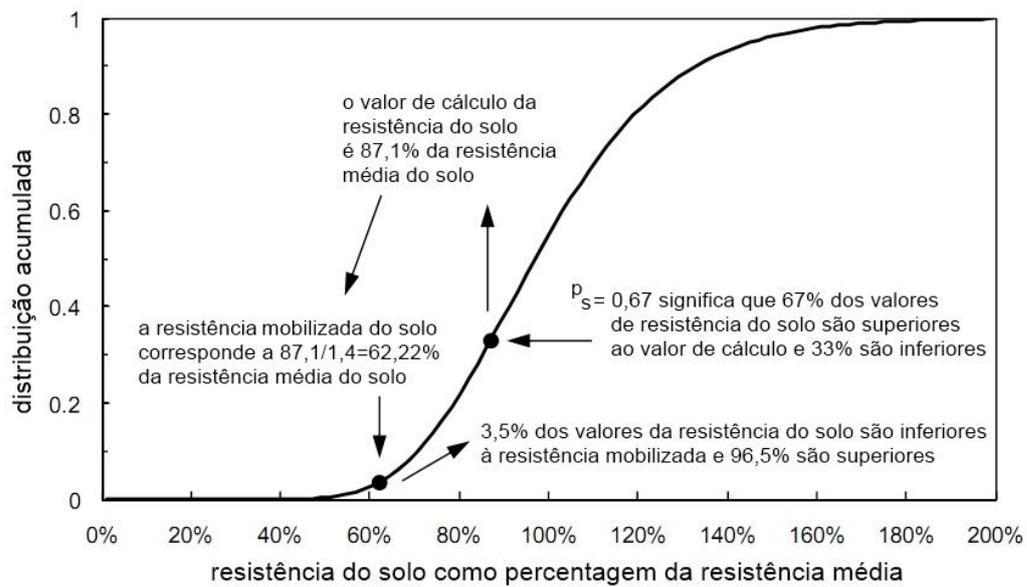


Figura 2.57 – Exemplo de determinação da probabilidade (A) na distribuição lognormal do solo natural

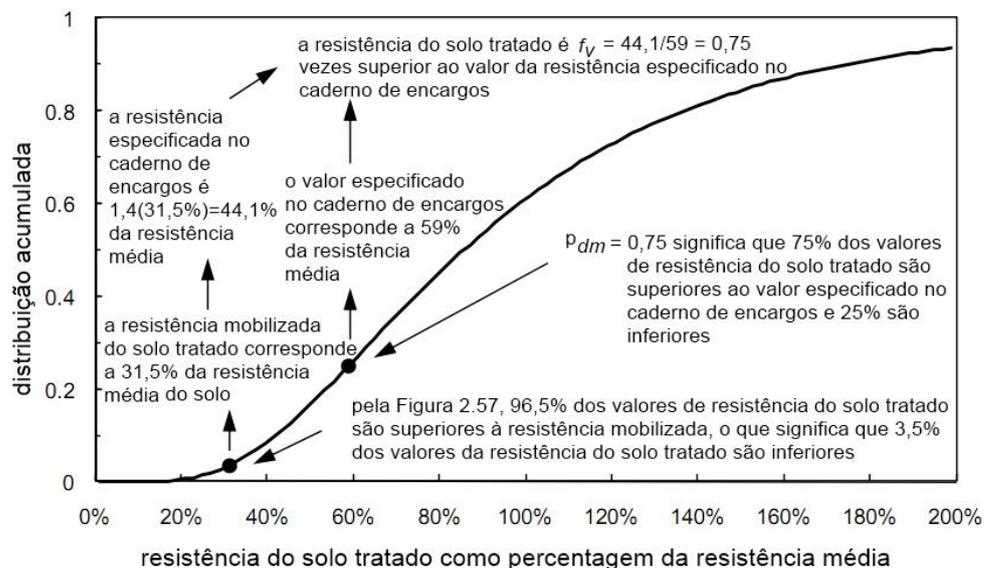


Figura 2.58 – Distribuição lognormal do solo tratado (Filz et al., 2010)

Por fim, tendo todos os parâmetros definidos, para um dado período de cura, obtém-se a resistência de cálculo s_{dm} , que se constitui como um parâmetro de projeto importante.

3

APRESENTAÇÃO DO CASO DE OBRA

3.1. DESCRIÇÃO DA OBRA

O presente trabalho incide sobre a construção de uma plataforma logística, mais concretamente a Plataforma Logística de Lisboa Norte (PLLN), cuja construção é da responsabilidade da Abertis Logística. A PLLN localiza-se na freguesia de Castanheira do Ribatejo, concelho de Vila Franca de Xira (Figura 3.1) e integra o sistema logístico nacional constituído por uma rede de parques logísticos denominada por Portugal Logístico (Abertis Logística, 2007).

O funcionamento desta plataforma tem um carácter multimodal, ou seja, o transporte das mercadorias pode ser efetuado por três vias distintas - marítima, rodoviária e ferroviária - e serve de apoio à Área Metropolitana de Lisboa e ao Porto de Lisboa.

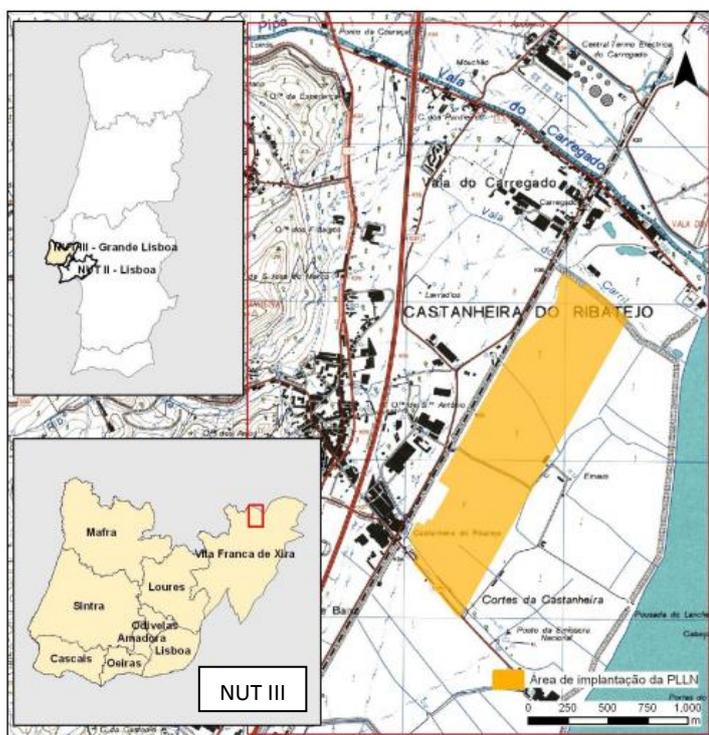


Figura 3.1 – Localização da área de implantação dos acessos à PLLN (Abertis Logística, 2007)

Conforme vem mencionado num documento explicativo da Rede Nacional de Plataformas Logísticas, “a contínua evolução dos processos produtivos a nível internacional, a globalização dos mercados e a necessidade de assegurar cada vez maiores níveis de competitividade torna imprescindível a criação e desenvolvimento de modernos e eficientes instrumentos de suporte ao sistema logístico, no sentido de garantir uma eficaz gestão das cadeias de abastecimento e distribuição” (MOPTC - Ministério das Obras Públicas, 2006). Consta ainda no mesmo documento que “as infraestruturas de transporte e de coordenação logística são um contributo fundamental para assegurar o desenvolvimento económico e territorial do País”.

Os objetivos principais do funcionamento das plataformas logísticas são:

- assegurar o fornecimento à produção e ao consumo;
- favorecer o desenvolvimento ordenado e eficiente de um sector económico estratégico como é a logística e o transporte;
- contribuir para o desenvolvimento socioeconómico;
- atuar como instrumento de ordenamento do território;
- gerar novos postos de trabalho;
- permitir compatibilizar a atuação com os vetores ambientais e de sustentabilidade.

Nesta sequência conclui-se que a localização tem uma importância fulcral, no sentido de permitir dar cumprimento aos objetivos associados ao funcionamento da PLLN, acrescendo ainda o facto de a área em causa não se inserir em nenhuma área importante do ponto de vista da conservação da natureza (Abertis Logística, 2007).

Conforme vem mencionado no Estudo de Impacte Ambiental a opção por local para a implantação da PLLN deve-se, sobretudo, à natureza estratégica do mesmo, do qual se salientam as seguintes características:

- a centralidade geográfica face ao território de Portugal Continental;
- a localização nos eixos de distribuição Norte-Sul e Este-Oeste da Península Ibérica;
- a localização da Área Metropolitana de Lisboa;
- a proximidade a um centro de distribuição – Lisboa;
- a pré-existência de acessos privilegiados rodoviários, ferroviários e fluviais, que permitem um ligação rápida e eficaz às principais estruturas de transporte nacionais;
- a existência da estação de caminho de ferro da Castanheira do Ribatejo numa área contígua à PLLN, permitindo o transporte de passageiros e mercadorias e a diminuição do tráfego de veículos ligeiros e pesados;
- as condições topográficas do terreno de implantação;
- a existência de infraestruturas como água, eletricidade e gás, já construídas na vizinhança do local de implantação (Abertis Logística, 2007).

A Figura 3.2 apresenta a rede viária existente no local, verificando-se que em termos rodoviários, a área de implantação da PLLN dispõe de acessibilidades favoráveis ao exercício das atividades de uma plataforma logística.

integrante dos acessos à PLLN, situado mais concretamente na ligação à Estrada Nacional 1, ao Km 1+000.

Ao nível da localização, o aterro situa-se na zona dos acessos representada com duas setas pretas na Figura 3.4, à qual corresponde o retângulo verde assinalado da Figura 3.5.

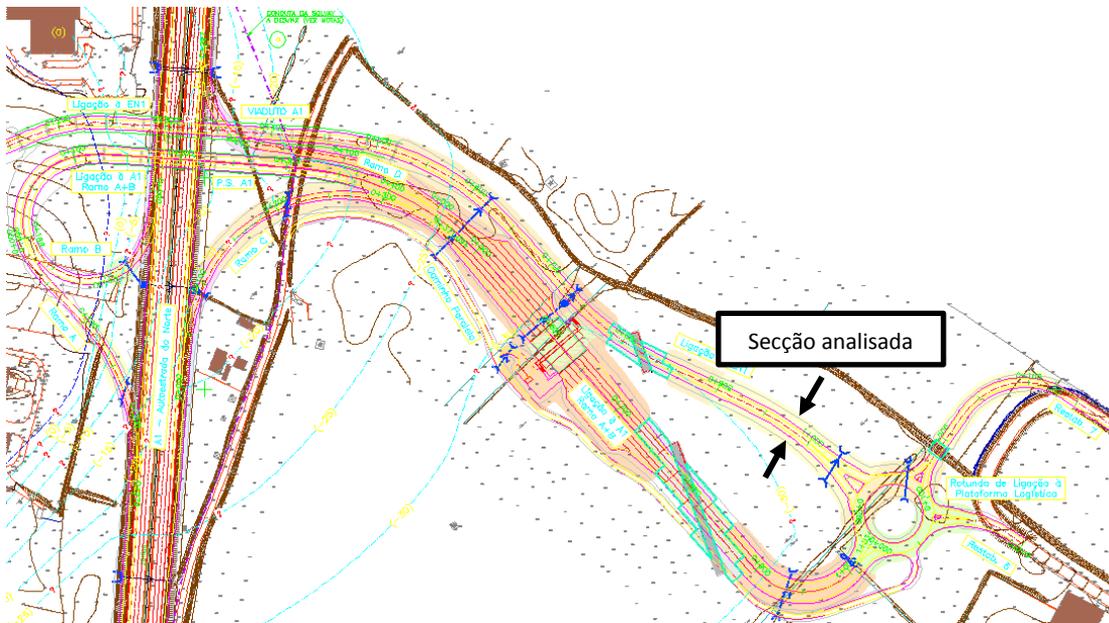


Figura 3.4 – Representação dos acessos à PLLN, com indicação do caso de estudo

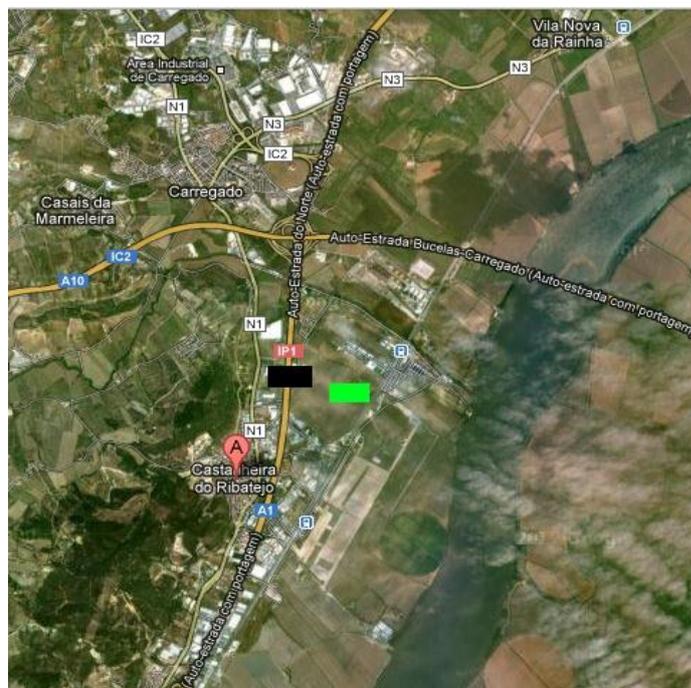


Figura 3.5 – Localização dos acessos à PLLN (preto) e do aterro em estudo (verde) (Google)

geralmente, no Vale do Tejo os depósitos aluvionares são formados por areias e argilas interestratificadas (Almeida et al., 2000) (CENOR).

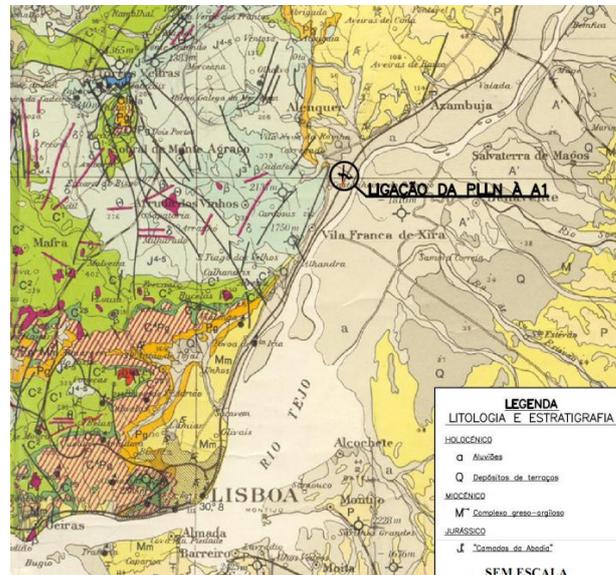


Figura 3.8 – Extrato da carta geológica de Portugal correspondente à área em estudo (CENORGEO, 2009)

A formação dos depósitos de antigos terraços fluviais (Q) e das aluviões (a), que dizem respeito às formações sedimentares do Plio-Plistocénico, está diretamente associada ao transporte e deposição de materiais pelo rio Tejo e seus afluentes (CENORGEO, 2009).

De acordo com o relatório geológico e geotécnico, as aluviões têm grande desenvolvimento nesta zona (até 60 m de espessura) e são constituídas maioritariamente por lodos com intercalações de areias mais ou menos lodosas e, na base, é também frequente a existência de camadas constituídas por cascalheiras de calhaus rolados.

Nesta zona, as aluviões tem constituição essencialmente argilosa e caracterizam-se por ter uma permeabilidade reduzida e um teor em água bastante elevado (CENORGEO, 2009).

As aluviões são solos formados pelo transporte de sedimentos através da água, normalmente rios e afluentes, e caracterizam-se por apresentarem várias camadas de material, que pode ser bastante diferente. Por outras palavras, este tipo de solo pode ser constituído por camadas com argilas, areias, siltes e material mais grosseiro. Esta formação está intimamente relacionada com o facto de um determinado fluxo de água transportar sedimentos de diversas dimensões, pelo que a fixação dos mesmos é função das alterações da velocidade de fluxo e do espaço percorrido (Salgado, 2008).

De referir ainda, que os terrenos em causa se apresentam completamente saturados, podendo o nível freático subir até à superfície quando da ocorrência de períodos de maior pluviosidade.

No que concerne à sismicidade da zona, a região onde estão inseridos os acessos à PLLN situa-se na zona sísmica A do Regulamento e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes, à qual esta associada o maior dos coeficientes de sismicidade, ou seja, 1. Ainda segundo o Instituto de Meteorologia, esta região apresenta um grau de intensidade sísmica máxima (IX).

Neste contexto, é importante referir que esta zona do vale do Tejo se caracteriza por uma atividade sísmica relevante, destacando-se a existência de uma falha designada por falha do Tejo e o registo de alguns sismos com intensidades importantes, ainda que não se verifique a existência de acidentes tectónicos com evidências à superfície (Almeida et al., 2000) (CENORGE, 2009).

3.2.2. PROSPEÇÃO E ENSAIOS

Nesta secção apresentam-se os trabalhos desenvolvidos no sentido de analisar as características do terreno de fundação dos acessos à PLLN.

Os trabalhos realizados consistiram na realização de ensaios laboratoriais e *in situ*, sendo que aos primeiros estão associados determinados furos de sondagem. Na Figura 3.9 está representada a localização dos trabalhos de prospeção, nas imediações da secção do aterro em estudo, correspondente ao Km 1+000.

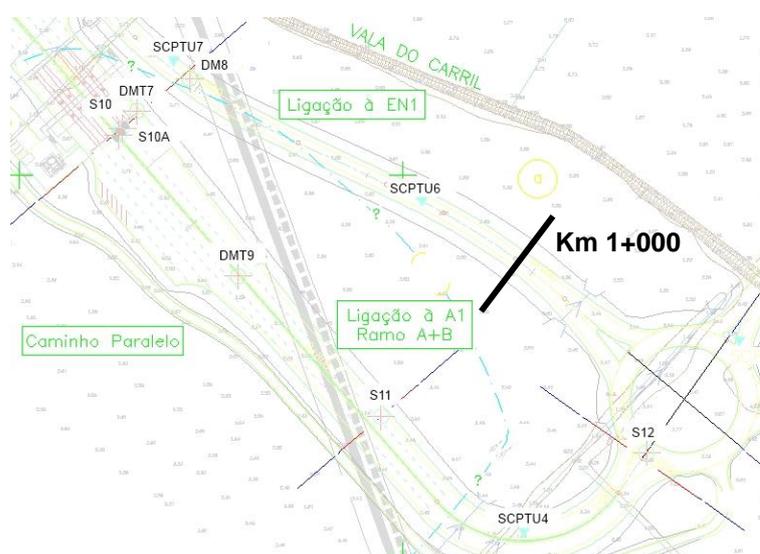


Figura 3.9 – Extrato do plano de prospeção (CENORGE, 2009)

Registe-se que, para a execução do presente trabalho apenas se consideraram o ensaio SCPTU6 e os ensaios laboratoriais referentes às sondagens 10 (S10), 11 (S11) e 12 (S12), dada a proximidade ao aterro em estudo.

A análise dos elementos fornecidos pela empresa que realizou os ensaios permitiu concluir que os ensaios laboratoriais tiveram como alvo principal a camada de argila presente na zona, que, embora seja a mais condicionante do ponto de vista geotécnico, não é a única, conforme se veio a concluir pela observação dos resultados dos ensaios SCPTU.

Neste âmbito é ainda relevante mencionar a importância da existência de um ensaio SCPTU praticamente no mesmo local da fundação do aterro a estudar.

De seguida são apresentados os resultados dos ensaios realizados, quando da prospeção geológica e geotécnica, que se consideram mais relevantes para a elaboração deste trabalho.

3.2.2.1 Ensaios *in situ*

O ensaio SPT (*Standard Penetration Test*) constitui-se como o ensaio de caracterização geotécnica mais vulgarmente utilizado no mundo, o que tem como consequência um desenvolvimento metodológico superior relativamente a outros ensaios.

Este ensaio consiste em cravar no fundo de um furo de sondagem um amostrador através de pancadas de um martelo com peso 63,5 kgf, que cai de uma altura de 76 cm. Adicionalmente permite a recolha de amostras remexidas, o que constituiu uma característica muito importante neste ensaio.

O ensaio é realizado em duas fases sucessivas, para cada profundidade, sendo que o número referente à primeira fase tem carácter meramente informativo, uma vez que tem como objetivo atravessar o terreno mais perturbado imediatamente abaixo do fundo do furo. O resultado do ensaio é, portanto, o número de pancadas obtido na segunda fase.

A análise da Figura 3.10, proveniente dos dados das sondagens, permite concluir que até uma profundidade de aproximadamente 30m, as características são fracas, existindo, inclusivamente uma zona onde o amostrador utilizado no ensaio se limita a submergir no solo.

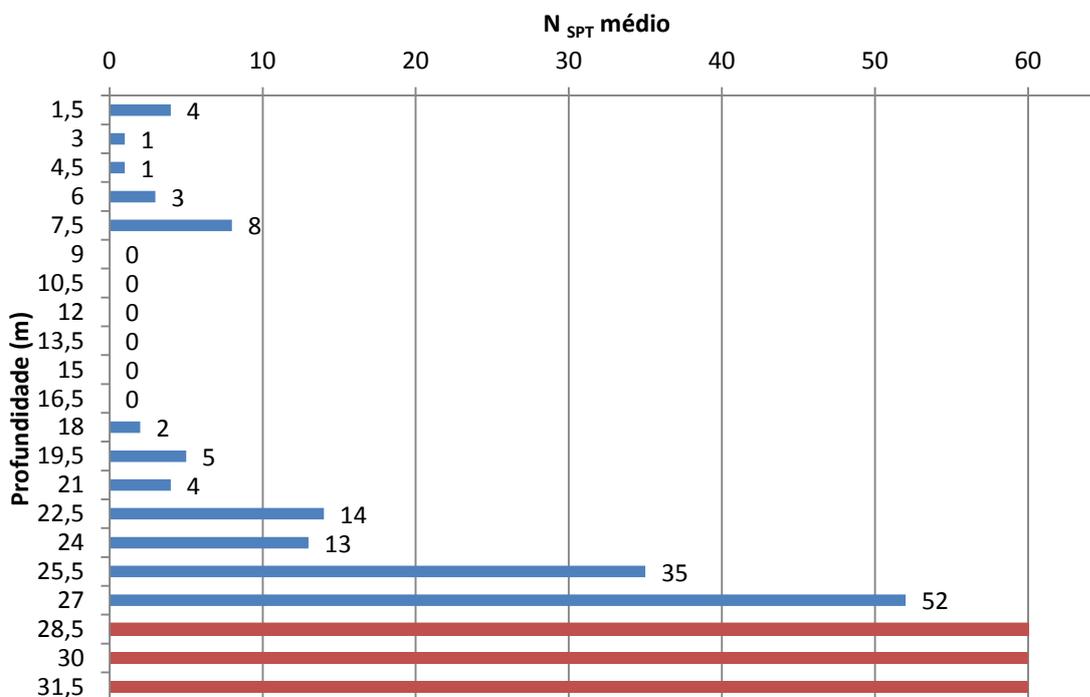


Figura 3.10 – Valores médios do N SPT correspondente - S11

Por se tratar de um solo com uma camada de solo argiloso mole, o plano de prospeções contemplou a realização de ensaios *Vane Test* ou de corte rotativo *in situ*, no sentido de se obter uma estimativa da resistência ao corte não drenada deste tipo de solos.

A execução deste ensaio consiste em introduzir um molinete no terreno, num furo de sondagem, o qual é submetido a um momento torsor que o obriga a rodar. Desta forma, a resistência não drenada do solo é mobilizada em toda a superfície exterior do cilindro e é obtida matematicamente em função das características geométricas do molinete e do momento torsor máximo aplicado.

Nota-se ainda, que apesar de ser um ensaio de execução simples, os resultados podem ser afetados pela presença de camadas finas de areia (Mayne et al., 2001).

Os resultados do *Vane Test* da S11 apresentam-se no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Resistência ao corte não drenada - S11

Profundidade (m)	Resistência ao corte não drenada de pico (kPa)
2,8	15
10,8	38,3
12,6	44,4
14,4	43
16,2	49,5

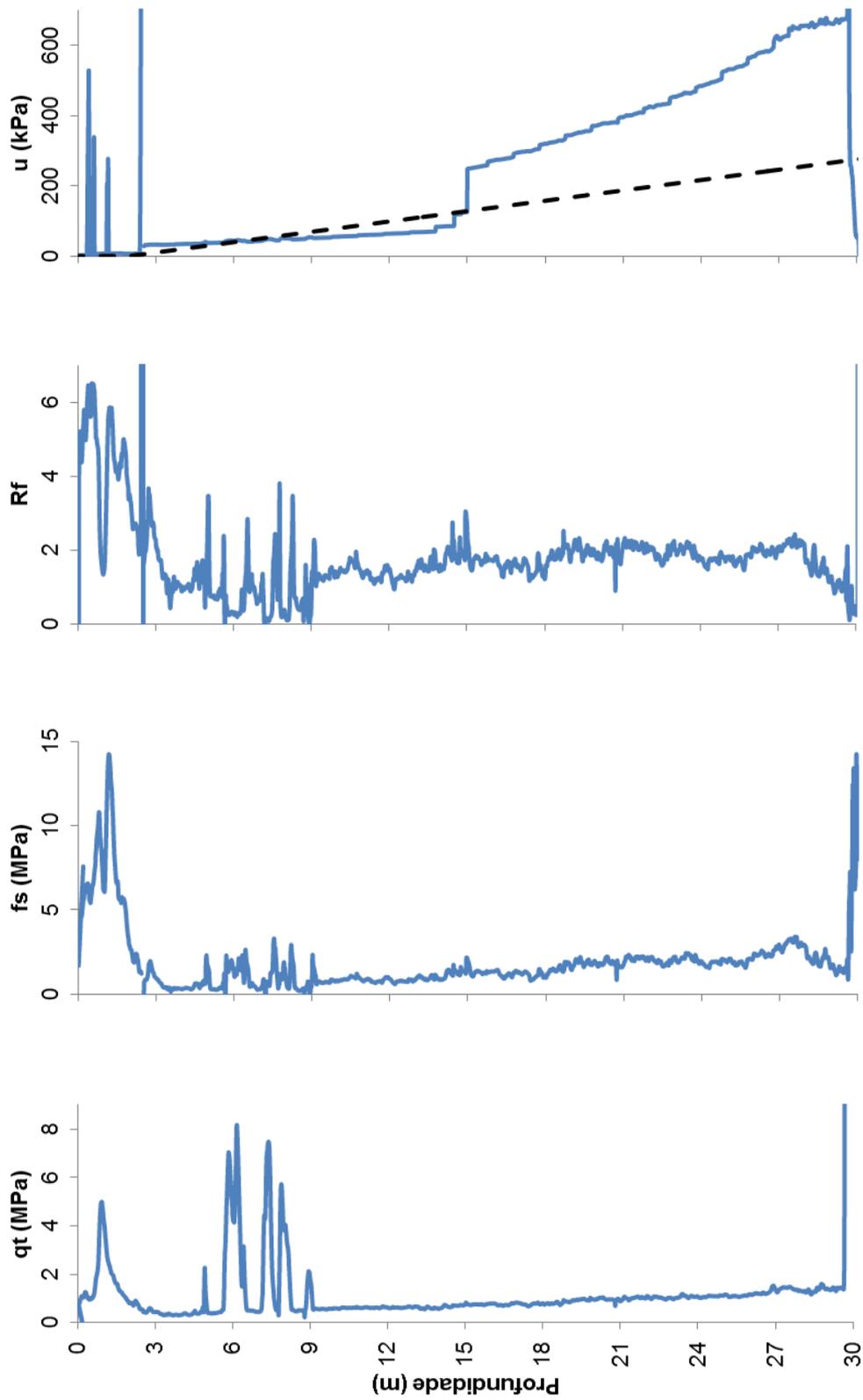
O ensaio do cone-penetrómetro ou CPTU/SPTU consiste na cravação contínua no solo de uma ponteira de aço e todo o processo é automatizado, ou seja, é possível observar em profundidade a evolução dos parâmetros que vão sendo medidos.

Os parâmetros medidos são: a resistência de ponta (q_t), a resistência lateral (f_s), a pressão intersticial (u) e a inclinação da ponteira. Geralmente, em associação a estes parâmetros é ainda determinada a razão atrítica (R_f), que corresponde ao rácio entre a resistência lateral e a resistência de ponta.

Os dados que dizem respeito ao CPTU6 estão representados graficamente na Figura 3.11, e para a velocidade de penetração normalizada, o intervalo de leituras considerado correspondeu a uma leitura por segundo, o que significa que o mesmo corresponde a uma leitura em cada 20mm.

Da observação dos resultados destaca-se a uniformidade dos valores medidos a partir dos 9m de profundidade, evidenciando com clareza a existência de um solo argiloso mole.

O ensaio CPTU, dada a aplicabilidade a que esteve sujeito nos últimos anos e que se continua a verificar atualmente, constitui um dos mais significativos ensaios *in situ*, para solos finos na medida em que esta experiência permitiu o desenvolvimento de correlações com características de parâmetros geotécnicos importantes, com base na interpretação do ensaio (Mayne et al., 2001).



a) b) c) d)

Figura 3.11 – Resultados do CPTU6

3.2.2.2 Ensaio laboratoriais

No que diz respeito a ensaios laboratoriais destaca-se a realização de ensaios edométricos e outros ensaios de caracterização da composição granulométrica dos materiais.

O ensaio edométrico é relevante no problema abordado neste trabalho, uma vez que permitiu obter parâmetros essenciais para a caracterização do comportamento da argila, que corresponde à camada mais importante, não só por apresentar uma espessura elevada, como também, por ser condicionante do ponto de vista da estabilidade da estrutura que for colocada à superfície. Esta situação prende-se com o facto de a argila exibir uma grande propensão para apresentar elevadas deformações volumétricas diferidas no tempo.

Deste modo, o ensaio edométrico é o mais indicado para estudar o comportamento dos estratos de argila, principalmente quando carregados em condições de confinamento lateral. Mayne et al. (2001) referem que se trata de um ensaio laboratorial útil e confiável, uma vez que a partir dele é possível prever o comportamento do solo em condições de carregamento, de deformação e de drenagem existentes no terreno (Matos Fernandes, 2006).

Note-se porém, que o carregamento de um maciço provocado por um aterro não é um caso de confinamento lateral, muito embora se admita que não poderá existir uma diferença muito expressiva entre ambas as situações.

Com recurso a este ensaio podem ser determinados parâmetros de compressibilidade (C_c , C_s , C_r), rigidez (m_v), taxa de consolidação (c_v), permeabilidade (k) e tensão de pré-consolidação (σ'_p) (Mayne et al., 2001).

A metodologia do ensaio edométrico consiste em carregar por escalões de carga uma amostra indeformada e saturada impedida de se deslocar horizontalmente. Os escalões de carga são aplicados com intervalos de 24 horas, para que se processe a dissipação dos excessos de pressão neutra induzidos pelo carregamento. Desta forma, a carga aplicada vai-se transformando em tensão efetiva.

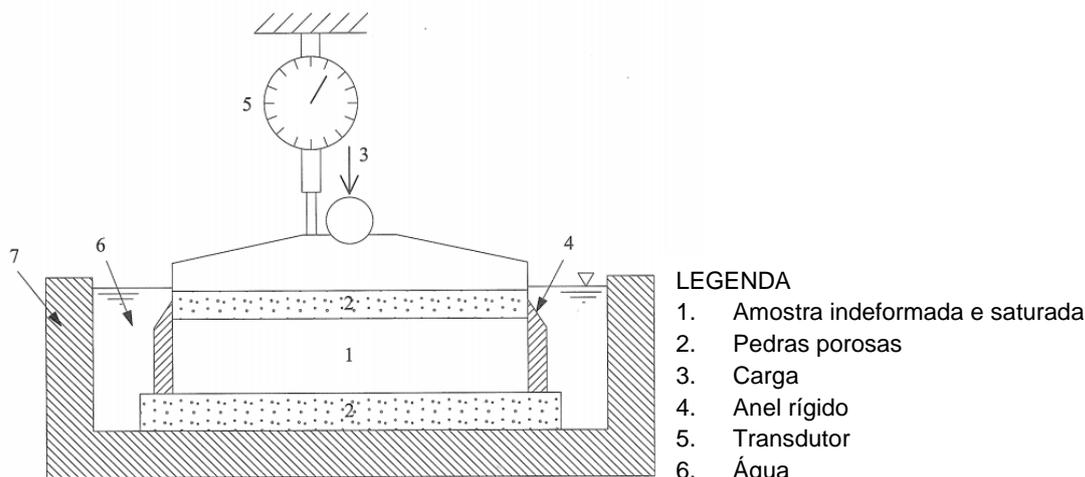


Figura 3.12 – Esquematização de um ensaio edométrico (Matos Fernandes, 2006)

Os resultados dos assentamentos (s) e dos índices de vazios (e) correspondentes a cada escalão de carga, do ensaio edométrico da S11 apresentam-se no Quadro 3.2. O escalão de carga 1 não é propriamente um carregamento provocado com o objetivo de medir assentamentos, trata-se apenas da

situação inicial do ensaio, ou seja, corresponde à situação do índice de vazios inicial, presente no provete antes de se dar início ao ensaio.

Quadro 3.2 – Resultados obtidos no ensaio edométrico – S11

Escalão de carga	Tensão aplicada (kN/m ²)	s (mm)	e
1	4,9	-	2
2	24,5	0,76	1,913
3	49	1,06	1,868
4	98	1,61	1,789
5	196	2,89	1,606
6	98	2,85	1,611
7	24,5	2,49	1,683
8	196	3,2	1,561
9	392	4,78	1,333
10	784	6,43	1,096
11	1568	7,77	0,904
12	24,5	6,08	1,146
13	4,9	5,64	1,21

Registe-se ainda, que a caracterização dos materiais do solo, assim como da composição da água presente no solo, é uma questão importante no âmbito do tratamento do solo com ligantes, uma vez que podem condicionar significativamente as dosagens e até o próprio tipo de ligante mais apropriado para determinada situação.

3.3. ZONAMENTO GEOTÉCNICO COM BASE NA METODOLOGIA DE ROBERTSON (2009)

O objetivo principal deste trabalho consiste em efetuar a modelação do comportamento de um aterro no programa Plaxis e, como tal, considerou-se útil aplicar a metodologia proposta por Robertson – *A Unified Approach* (Robertson, 2009) de modo a obter uma estratificação mais detalhada das camadas da fundação, relativamente à que surge no relatório geológico e geotécnico referente aos acessos da PLLN. Esta pormenorização prende-se com o facto de se tentar aproximar o mais fidedignamente possível o modelo adotado no Plaxis, ao que efetivamente ocorre no local, nomeadamente ao número e parâmetros geotécnicos das camadas.

A abordagem unificada de Robertson (2009) é uma metodologia expedita de aplicação, que tem como objetivo a interpretação dos ensaios CPTU. A maior parte das relações utilizadas nesta abordagem têm um carácter semi-empírico, no entanto, verifica-se que a sua aplicabilidade tem grande potencial e é bem aceite.

3.3.1. PRINCÍPIOS DE APLICAÇÃO

Com recurso a esta metodologia proposta por Robertson (2009) é possível determinar um índice I_c , que permite avaliar qualitativamente o comportamento tipo do solo, Quadro 3.3. Por outras palavras, não é correto afirmar categoricamente que um determinado solo é, por exemplo uma areia, mas sim que tem um comportamento idêntico ao das areias.

Quadro 3.3 - Comportamento tipo do solo em função do índice I_c

Zona	Comportamento tipo do solo	I_c
1	Solos finos sensíveis	N/A
2	Solos orgânicos	>3,6
3	Argilas a argilas Siltosas	2,95 – 3,6
4	Misturas siltosas – siltes argilosos a argilas siltosas	2,6 – 2,95
5	Misturas arenosas – areias siltosas a siltes arenosos	2,05 – 2,6
6	Areias a areias siltosas	1,31 – 2,05
7	Areias com cascalho a areias	<1,31
8	Areias muito compactas a areias argilosas *	N/A
9	Solos finos muito duros *	N/A

**fortemente sobreconsolidados ou cimentados*

De igual forma, pode ser utilizado o ábaco representado na Figura 3.13 para analisar o comportamento tipo do solo e também para comparar a proximidade da localização de um determinado ponto numa zona, em relação às outras. As zonas numeradas dizem respeito à coluna “Zona”, do Quadro 3.3 e os eixos do ábaco correspondem aos parâmetros (equações (3.4) e (3.5)) através dos quais se calcula o índice I_c .

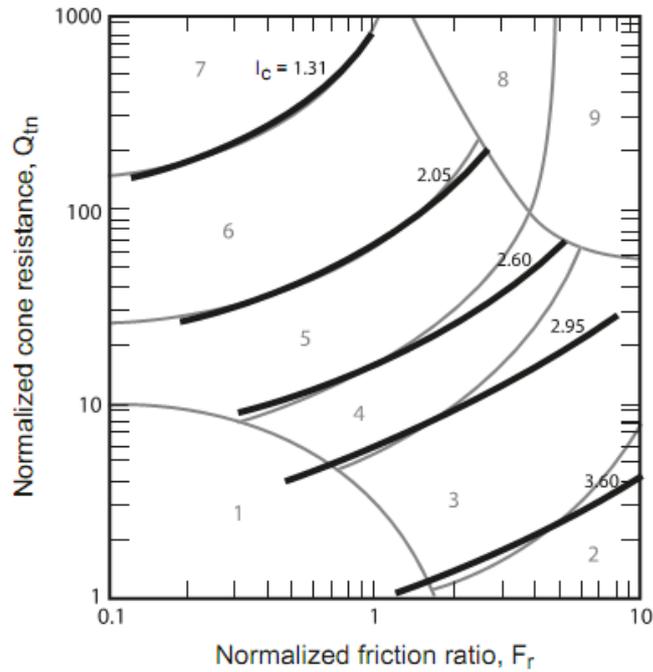


Figura 3.13 – Linhas de contorno associadas ao I_c (Robertson, 2009)

O índice em causa diz respeito a um índice de comportamento, calculado a partir da equação (3.3), que é determinado de acordo com um processo iterativo, corrigindo previamente o valor da resistência de ponta, medido pelo CPTU (equação (3.2)).

Na Figura 3.14 representam-se algumas características geométricas que definem a correção da resistência de ponta utilizada na metodologia unificada.

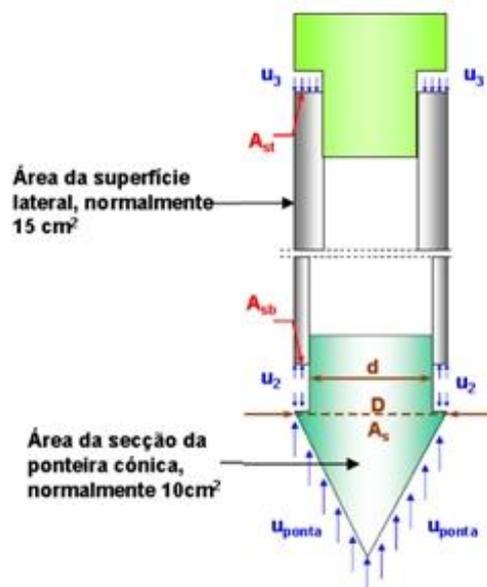


Figura 3.14 – Representação de algumas características da ponteira utilizada no ensaio CPTU

$$a = \frac{d^2}{D^2} \quad (3.1)$$

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad (3.2)$$

$$I_c = [(3.47 - \log Q_{tn})^2 + (\log F_r + 1.22)^2]^{0.5} \quad (3.3)$$

$$F_r = [f_s / (q_t - \sigma_{vo})] 100\% \quad (3.4)$$

$$Q_{tn} = [(q_t - \sigma_{vo}) / p_a] (p_a / \sigma'_{vo})^n \quad (3.5)$$

Note-se que como o parâmetro Q_{tn} é obtido em função de um outro (n), que por sua vez se obtém com recurso ao I_c (equação (3.6)), o processo de determinação deste último obriga necessariamente à aplicação de um processo iterativo de cálculo. Para o efeito, inicialmente é necessário conhecer a posição do nível freático e atribuir um peso volúmico (γ) ao solo e admitir um valor ao parâmetro n .

$$n = 0.381(I_c) + 0.05(\sigma'_{vo} / p_a) - 0.15$$

$$\text{processo iterativo} \begin{cases} \text{argilas } n = 1,0 \\ \text{areias } n = 0,5 \end{cases} \quad (3.6)$$

Em termos indicativos, o parâmetro n , pode ser representado sob a forma ábaco, e conforme se verifica na Figura 3.15, o comportamento tipo do solo tende a ser mais argiloso quando se aproxima de linha $n = 1,0$ e mais arenoso quando $n = 0,5$. Tendo em linha de conta estes valores é possível adotar um valor intermédio para iniciar o processo iterativo de cálculo do I_c .

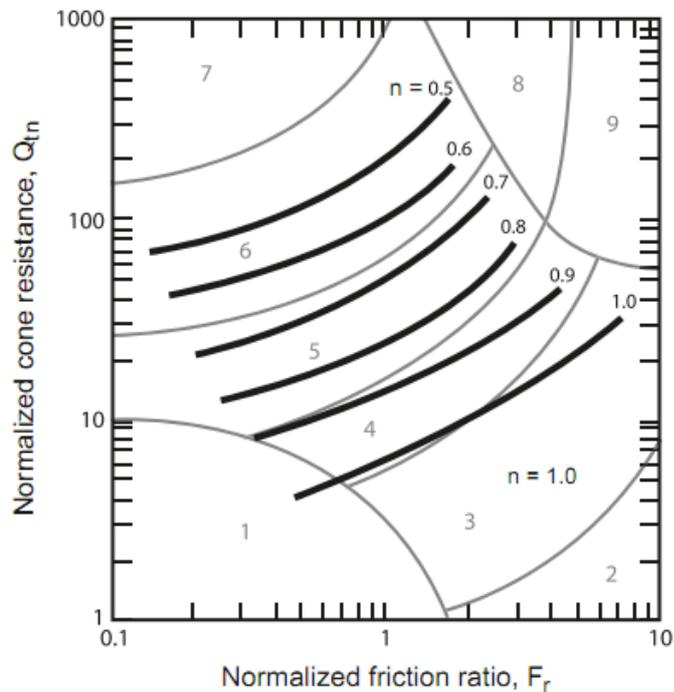


Figura 3.15 – Linhas de contorno associadas ao parâmetro n

A convergência do método referido está relacionada com a convergência de n , o que em geral, se verifica após, sensivelmente, duas iterações.

Paralelamente, corrigiu-se o peso volúmico admitido inicialmente, de acordo com as equações (3.7), (3.9) e (3.10), tendo sido o valor final admitido correspondente à média das duas últimas, por apresentarem valores mais próximos (Robertson et al., 2010) (Mayne et al., 2010).

$$\gamma_t = 1,81\gamma_w \left(\frac{\sigma'_{vo}}{p_a}\right)^{0,05} \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{p_a}\right)^{0,017} \left(\frac{f_s}{p_a}\right)^{0,073} (B_q + 1)^{0,16} \quad (3.7)$$

$$B_q = (u_2 - u_0)/(q_t - \sigma_{vo}) = \Delta u/(q_t - \sigma_{vo}) \quad (3.8)$$

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0,27 \log(R_f) + 0,36 \log\left(\frac{q_t}{p_a}\right) + 1,236 \quad (3.9)$$

$$\gamma_t \left(\frac{kN}{m^3} \right) = 11,46 + 0,33 \log(z) + 3,10 \log(f_s) + 0,70 \log(q_t) \quad (3.10)$$

z: profundidade desde a superfície do terreno

3.3.2. PARAMETRIZAÇÃO

Uma vez realizada a classificação do solo, de acordo com o exposto anteriormente, determinaram-se os parâmetros necessários à caracterização do solo, segundo as equações e considerações que se enumeram neste ponto.

Neste âmbito, sempre que foi necessário fazer a distinção entre argilas e areias e à semelhança do que é sugerido por Robertson et al. (1998), estabeleceu-se como fronteira o I_c de 2,6. Deste modo, como se pode verificar pela Figura 3.13, admitiu-se que índices superiores dizem respeito a solos com comportamento típico de argila e índices inferiores dizem respeito a comportamento típico de areia. (Robertson, 2009).

O módulo de distorção máximo ou inicial, sugerido por Robertson (2009), calculou-se através da equação (3.11), a qual é função da densidade do solo (ρ), da pressão atmosférica (p_a) e do índice de comportamento (I_c).

$$G_0 = G_{m\acute{a}x} = \alpha_G (q_t - \sigma_{vo}) \quad (3.11)$$

$$\alpha_G = (\rho/p_a) \alpha_{vs} \quad (3.12)$$

$$\alpha_{vs} = 10^{(0,55I_c + 1,68)} \quad (3.13)$$

O módulo de deformabilidade secante a 50% da tensão de rotura E_{50} , foi determinado assumindo que apresenta a mesma degradação que o módulo de distorção, proposto por Fahey et al. (1993) (equação (3.15)), uma vez que o comportamento é elástico, pelo que se admite que o coeficiente de Poisson permanece aproximadamente constante. O coeficiente de Poisson considerado para argilas e areias foi de 0,25 e 0,35, respetivamente. Deste modo, o E_{50} obteve-se a partir da equação (3.16).

$$E_{m\acute{a}x} = 2G_{m\acute{a}x}(1 + \nu) \quad (3.14)$$

$$G_{50}/G_{m\acute{a}x} = 1 - 1(0,5)^g \quad (3.15)$$

$$g \begin{cases} = 0,3 \text{ solos arenosos} \\ = 0,5 \text{ solos argilosos} \end{cases}$$

$$E_{50} = 2G_{50}(1 + \nu) \quad (3.16)$$

O grau de sobreconsolidação foi calculado conforme a equação (3.17.), desenvolvida por Robertson (2012).

$$OCR = (2,625 + 1,75 \log F_r)^{-1,25} (Q_{tn})^{1,25} \quad (3.17)$$

A resistência não drenada, especialmente importante em solo com comportamento tipo de argilas foi determinada pela equação (3.18.), admitindo que o parâmetro N_{kt} se obtém através da equação (3.19.), desenvolvida recentemente por Robertson (2012).

O módulo edométrico é dado pela equação (3.20.) (Robertson, 2009).

$$(s_u / \sigma'_{vo}) = Q_{tn} / N_{kt} \quad (3.18)$$

$$N_{kt} = 10,5 + 7 \log F_r \quad (3.19)$$

$$M = 1/m_v = \alpha_M (q_t - \sigma_{vo}) \quad (3.20)$$

$$I_c \begin{cases} > 2,2 \\ < 2,2 \end{cases} \begin{cases} \alpha_M = Q_{tn} \text{ quando } Q_{tn} \leq 14 \\ \alpha_M = 14 \text{ quando } Q_{tn} > 14 \\ \alpha_M = 0,03 [10^{(0,55I_c + 1,68)}] \end{cases} \quad (3.21)$$

O ângulo de atrito foi obtido através da equação (3.22). O ângulo de atrito a volume constante (ϕ'_{cv}) considerado foi de 33° para solos com comportamento tipo areia e de 25° para solos com comportamento tipo argila (Robertson, 2010a).

$$\phi' = \phi'_{cv} + 14,44 [\log Q_{tn,cs}] - 22,31 \quad (3.22)$$

$$Q_{tn,cs} = Kc \cdot Q_{tn} \quad (3.23)$$

$$I_c \begin{cases} < 1,64; \\ > 1,64; \end{cases} \begin{cases} Kc = 1,0 \\ Kc = 5,581I_c^3 - 0,403I_c^4 - 21,63I_c^2 + 33,75I_c - 17,88 \end{cases} \quad (3.24)$$

Relativamente à dilatância, recorreu-se à equação proposta por Bolton (1986) - equação (3.25) e foi determinada apenas para solos com comportamento tipo arenoso.

$$\psi = \frac{(\phi' - \phi'_{cv})}{0,8} \tag{3.25}$$

O coeficiente de impulso em repouso, K_0 , foi determinado de forma distinta para areias e para argilas, equações (3.26) e (3.27), respetivamente.

No caso dos solos com comportamento tipo arenoso, como é referido por Matos Fernandes (2011), o coeficiente de impulso em repouso pode ser obtido através da equação proposta por Jaky (1944), quando se trata de solos com propriedades arenosas. Destaca-se ainda que, segundo Matos Fernandes (2011), esta relação é uma aproximação de uma equação teórica mais complexa.

Para solos com comportamento tipo argiloso admite-se a relação apresentada na Figura 3.16, desenvolvida por Mayne et al. (2001), função do ângulo de atrito e do grau de sobreconsolidação.

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \tag{3.26}$$

$$K_0 = (1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'} \tag{3.27}$$

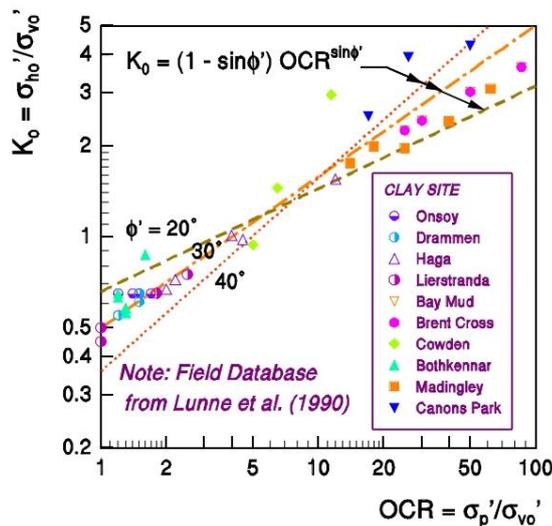


Figura 3.16 – Evolução do K_0 (Mayne et al., 2001)

O cálculo do coeficiente de permeabilidade utilizado representa-se na equação (3.28) e depende apenas do índice I_c . Na Figura 3.17 pode ser observada a evolução do coeficiente de permeabilidade em função do comportamento tipo do solo, que traduz a equação aplicada.

$$\begin{aligned}
 1 < I_c \leq 3,27 & \quad k = 10^{(0,952-3,04I_c)} \text{ em m/s} \\
 3,27 < I_c \leq 4,0 & \quad k = 10^{(-4,52-1,37I_c)} \text{ em m/s}
 \end{aligned}
 \tag{3.28}$$

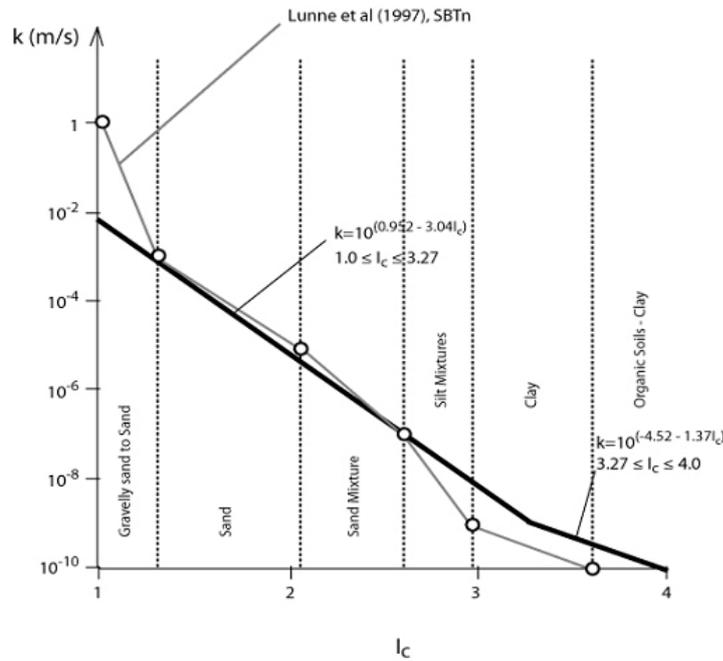
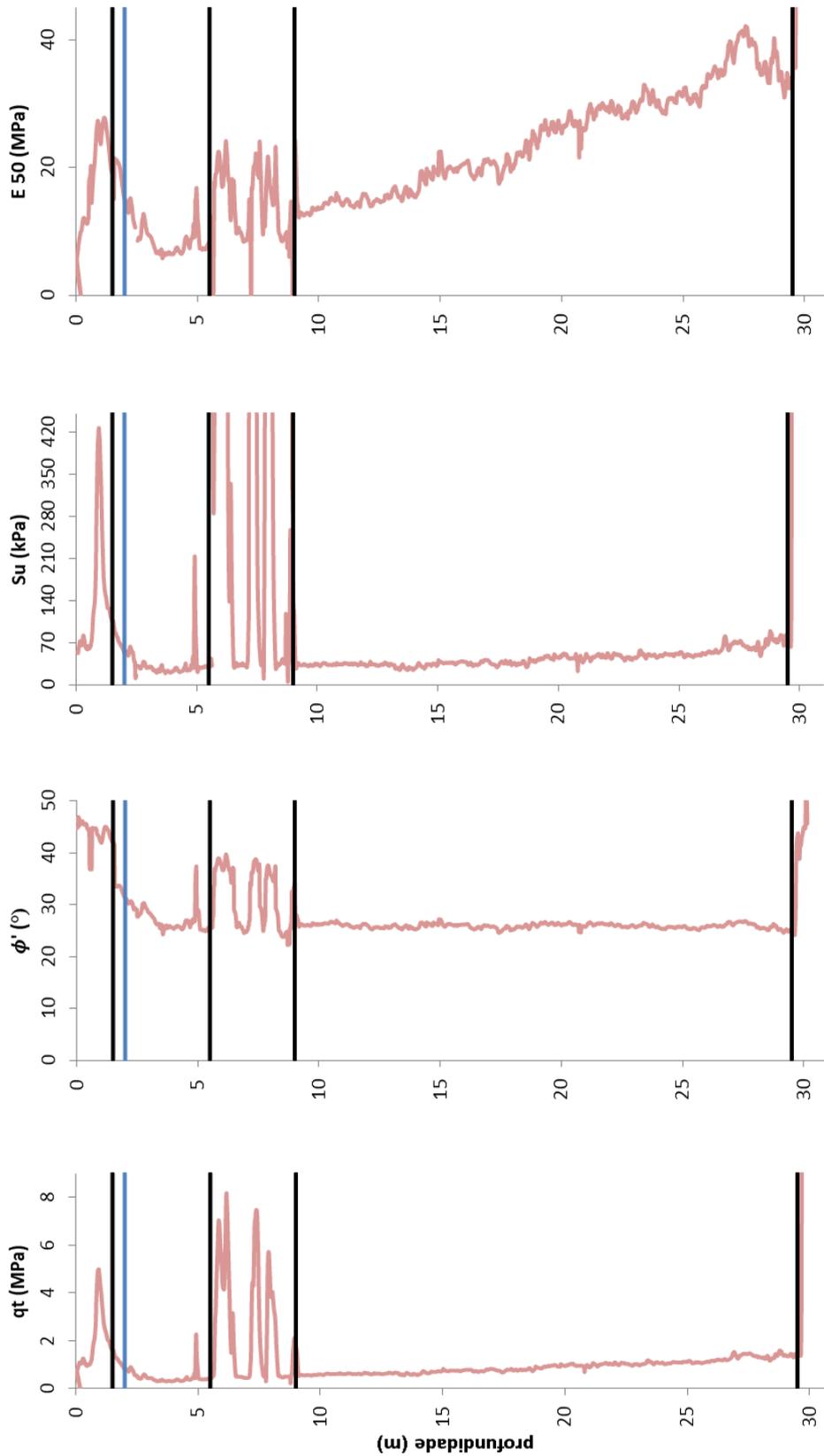


Figura 3.17 – Evolução do coeficiente de permeabilidade em função do comportamento tipo do solo (Robertson, 2010b)

3.3.3. ESTRATIFICAÇÃO DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO

A aplicação da metodologia apresentada anteriormente revelou a existência de cinco camadas de solo na fundação do aterro em estudo. Esta estratificação foi definida com base na observação dos gráficos representados na Figura 3.18 e ilustra-se na Figura 3.19 e no Quadro 3.4.

De salientar ainda, que a posição do nível freático se considerou a uma profundidade de 2m a partir da superfície do terreno, situação mais desfavorável, tendo em consideração a posição do nível freático nas sondagens S10, S11 e S12 - Figura 3.9.



d)

c)

b)

a)

Figura 3.18 – Definição das camadas do solo

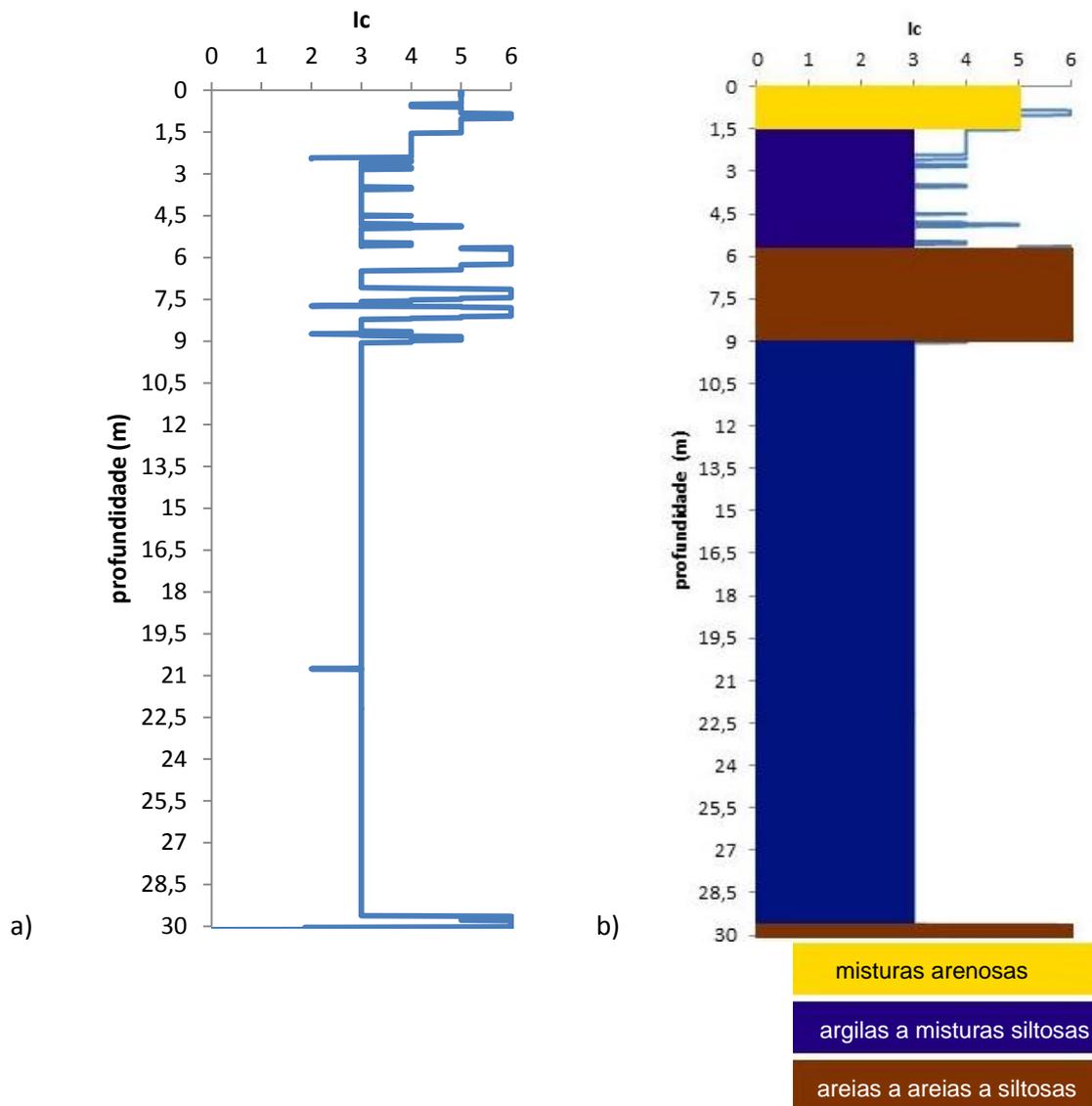


Figura 3.19 – Divisão do maciço de fundação em função do índice I_c

Os principais parâmetros para cada uma das camadas consideradas apresentam-se no Quadro 3.5 e correspondem a um valor médio.

As camadas 2 e 4 merecem particular destaque. A camada 2 apresenta um comportamento idêntico à camada 4, sendo a principal diferença relevante o grau de sobreconsolidação OCR, superior na primeira, situação, eventualmente relacionada com a variação do nível freático. Relativamente à camada 4 foi efetuada uma análise mais detalhada dos parâmetros que a caracterizam, que se apresenta no próximo capítulo.

Quadro 3.4 – Definição das camadas existentes no solo de fundação do aterro

Camada	cota superior (m)	cota inferior (m)	Comportamento tipo do Solo
1	0	1,5	misturas arenosas
2	1,5	5,5	argilas a misturas siltosas
3	5,5	9	misturas arenosas a areias
4	9	29,5	argilas a argilas siltosas
5	29,5	31	areias a areias siltosas

Quadro 3.5 – Parâmetros admitidos para cada uma das camadas

Camada	I_c	E_{50} (MPa)	ϕ' (°)	ψ (°)	k (m/s)	γ (kN/m ³)	K_0	OCR	S_u (KPa)
1	5	18,67	43,85	14,20	1,72E-06	18,83	0,301	-	-
2	3-4	19,38	28,40	-	2,69E-08	15,80	1,035	1,5	37,97
3	5-6	14,50	31,29	5,01	1,93E-05	16,33	0,624	-	-
4	3	24,69	25,88	-	8,64E-10	16,79	0,582	1,1	43,37
5	6	70,97	39,13	12,01	3,80E-04	20,39	0,802	-	-

Note-se ainda, que a resistência não drenada obtida com recurso a esta metodologia verificou, de uma forma geral, os valores obtidos no ensaio *Vane Test*, representados no Quadro 3.1.

4

MODELAÇÃO NUMÉRICA: PRINCIPAIS CONCEITOS E CALIBRAÇÃO DE PARÂMETROS

4.1. INTRODUÇÃO

A questão da modelação tem uma importância relevante, uma vez que torna possível prever uma série de acontecimentos e, desta forma, acautelar algumas situações indesejáveis, nomeadamente na área da geotecnia.

Um modelo diz respeito a uma simplificação da realidade e a questão numérica prende-se com o facto de serem utilizadas ferramentas matemáticas para efeito de previsão. Neste âmbito, o desenvolvimento de meios computacionais, que tornam possível a utilização de programas de cálculo automático cada vez com maior facilidade, tem-se tornado um elemento fundamental na resolução deste tipo de problemas.

De acordo com Maranha das Neves (2007), a “aptidão dos métodos numéricos para simular as condições *in situ* depende da maior ou menor aproximação da equação constitutiva ao comportamento real do geomaterial e da capacidade do engenheiro geotécnico para estabelecer as condições de fronteira adequadas ao problema em causa”. Quer isto dizer, que o processo da modelação requer que o utilizador tenha um vasto conhecimento, não só do solo real, como também das condições fronteira a considerar, nomeadamente os carregamentos. O comportamento do solo traduz-se sob a forma de lei, que rege o comportamento tensão-deformação – modelos constitutivos. Segundo Maranha das Neves (2007), estes modelos correlacionam o equilíbrio de tensões com a compatibilidade das deformações.

Note-se ainda, que uma vez que se trata de problemas numéricos, é normal que ocorram pequenos erros, que não podem ser significativos.

O Plaxis, correspondente à versão 2D 2010, foi o programa utilizado para simular o comportamento do problema em questão, ou seja a presença de um aterro num solo mole de fundação. Trata-se de um programa comercial, que começou a ser desenvolvido em 1987 na Universidade Técnica de Delft e caracteriza-se por ter uma interface amigável com o utilizador. Importa ainda acrescentar, que é um programa utilizado globalmente em fase de projeto.

O Plaxis2010® - a partir daqui designado só por Plaxis - recorre ao Método dos Elementos Finitos e pode ser bidimensional ou tridimensional para realizar análises de problemas de deformabilidade, estabilidade ou ainda de percolação, no âmbito da engenharia geotécnica. Hoje também se encontra disponível o módulo dinâmico.

Uma vez que o objetivo da modelação é simular o que ocorre na realidade, o Plaxis disponibiliza uma série de modelos que caracterizam o comportamento dos solos, sendo até possível ao utilizador definir um modelo próprio.

Neste capítulo faz-se uma apresentação geral do modo de funcionamento do Plaxis, com particular destaque na modelação de um ensaio edométrico, referente à camada de argila (camada 4), realizado com o intuito de calibrar não só os parâmetros de entrada no Plaxis, como também o modelo constitutivo a aplicar e, portanto, validar a sua aplicabilidade ao problema em estudo. Este estudo é efetuado apenas para a argila, uma vez que só se dispõe da informação de ensaios laboratoriais na zona do aterro em análise, para este solo, e também porque se trata de uma camada espessa, com sensivelmente 20m, que apresenta fracas características geomecânicas e, conseqüentemente, com relevância para a compressibilidade do maciço global de fundação.

Inicialmente efetua-se uma breve descrição dos modelos constitutivos considerados na realização deste trabalho, dada a necessidade de modelar o comportamento de outros tipos de materiais

4.2. MODELOS CONSTITUTIVOS CONSIDERADOS

Nesta secção do trabalho apresentam-se apenas alguns conceitos que se consideram relevantes para a compreensão dos pressupostos fundamentais, e que o Plaxis considera no cálculo dos modelos utilizados. Para um estudo mais detalhado sobre esta matéria sugere-se a leitura do manual “*Material Models*” (Plaxis, 2010a) e da Tese de Doutoramento de Brinkgreve (1994).

4.2.1. MODELO LINEAR ELÁSTICO

Este modelo é o mais básico que o Plaxis disponibiliza para caracterizar o comportamento dos material que se pretende modelar.

Neste caso, a relação tensão-deformação é dada pela Lei de Hooke, pelo que os parâmetros de entrada são apenas o módulo de deformabilidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν).

Trata-se, portanto, de um modelo insuficiente para caracterizar o comportamento típico dos solos, pelo que a sua aplicação é mais relevante quando se trata da modelação de camadas rochosas ou estruturas em betão. Este efeito prende-se com o facto de o modelo considerar que a tensão a que pode estar sujeito o material em análise tem rigidez infinita, dada a proporcionalidade que existe entre a tensão e a deformação - Figura 4.1. Tal significa que a utilização deste modelo deve estar sujeita a uma seleção rigorosa (Plaxis, 2010a) e apenas em situações em que as estruturas estão sujeitas e cargas muito menores do que a sua carga de rotura.

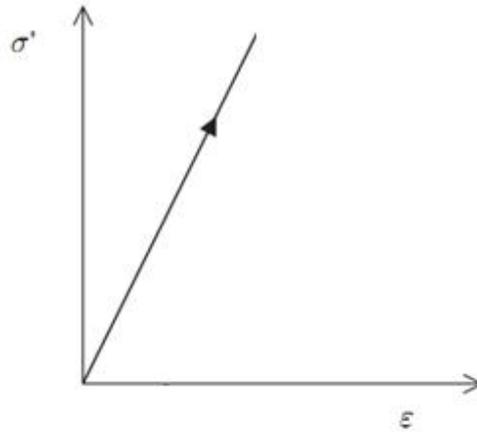


Figura 4.1 – Relação tensão-deformação no modelo linear elástico (adaptado) (Plaxis, 2010a)

4.2.2. MODELO DE MOHR-COULOMB

O modelo de Mohr-Coulomb é um modelo elástico perfeitamente plástico, ou seja, admite que o solo se comporta de modo elástico linear até determinado momento, a partir do qual passa a ter um comportamento perfeitamente plástico. A primeira fase está associada a deformações recuperáveis e a segunda fase a deformações irreversíveis.

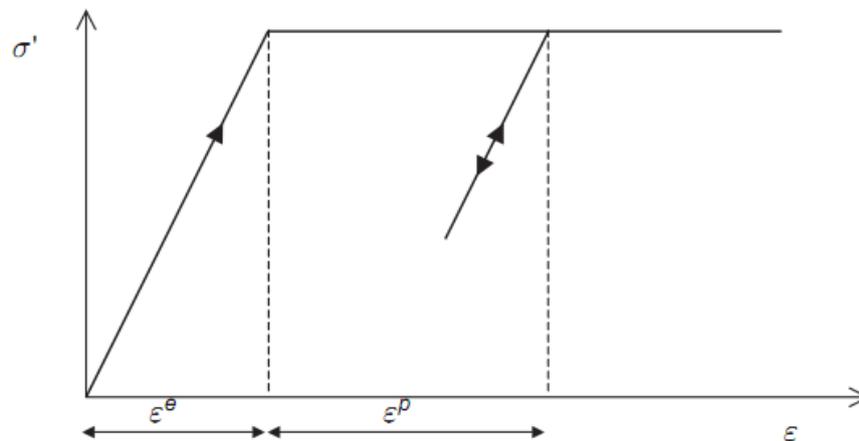


Figura 4.2 – Relação tensão-deformação de um modelo elástico perfeitamente plástico (Plaxis, 2010a)

No espaço das tensões principais a cedência está associada à combinação de seis equações que formam uma superfície poligonal - Figura 4.3. Esta superfície é fixa e serve de fronteira entre o comportamento elástico e o comportamento plástico, isto é, pontos interiores a esta superfície têm um comportamento elástico, logo deformações reversíveis e, pontos exteriores têm um comportamento plástico.

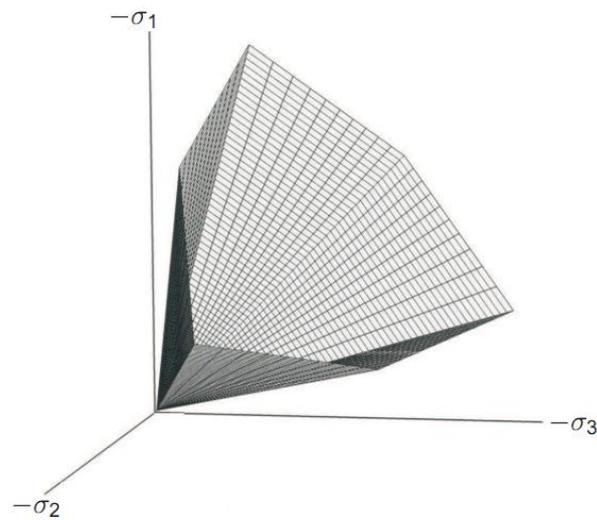


Figura 4.3 – Superfície de cedência no espaço de tensões principais para uma coesão nula

Geralmente, a situação analisada para o critério de cedência ou rotura diz respeito a uma situação bidimensional, que pode ser dada pela equação (4.1), que constitui uma envolvente de rotura.

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \tan \phi' \quad (4.1)$$

Graficamente esta relação representa-se na Figura 4.4 e indica que, quando a circunferência de Mohr intersecta esta envolvente é atingida a cedência ou a rotura do ponto.

“Um solo entra em rotura num ponto quando num par de facetas ou planos que passam nesse ponto é atingida uma dada relação entre a componente normal σ'_f e a componente tangencial τ_f , da tensão.” (Matos Fernandes, 2006)

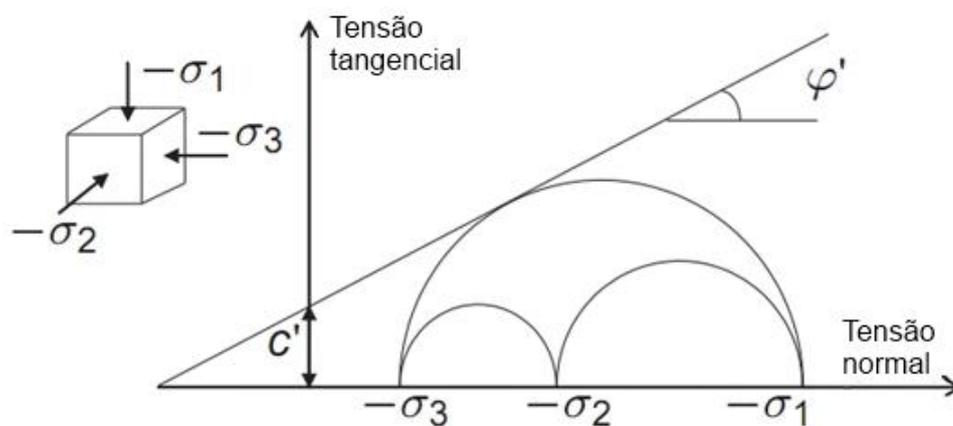


Figura 4.4 – Representação do critério de cedência de Mohr-Coulomb (Plaxis, 2010a)

Para a definição da superfície de cedência o modelo de Mohr-Coulomb requer três parâmetros: ângulo de atrito ϕ' , coesão c' e ângulo de dilatância ψ . Este último é necessário para a modelação dos incrementos de deformação plástica volumétrica positiva verificados em solos densos (Plaxis, 2010a).

Assim, para a adoção deste modelo no Plaxis é necessário introduzir os parâmetros apresentados no Quadro 4.1, parâmetros plásticos (ϕ' , c' e ψ) e elásticos (E , ν).

Quadro 4.1 – Parâmetros de *input* do modelo Mohr-Coulomb

	Parâmetros	Unidades
	E Módulo de deformabilidade	kN/m^2
	ν Coeficiente de Poisson	-
Básicos	c Coesão	kN/m^2
	ϕ Ângulo de atrito	$^\circ$
	ψ Ângulo de dilatância	$^\circ$

Na realidade o solo praticamente não suporta tensões de tração, contudo, esta resistência à tração por parte do solo é tanto maior quanto maiores são os fatores que também dão acréscimo ao intercepto coesivo, sendo este efeito considerado no Plaxis através da opção “*tension cut-off*”.

De realçar ainda que, dado o carácter não linear geralmente apresentado pelos solos, a escolha do módulo de deformabilidade requer um cuidado particular, uma vez que o modelo considera apenas um parâmetro de rigidez constante para todos os cálculos realizados. Em materiais que apresentam um ramo linear elástico extenso poderá utilizar-se o módulo representado na Figura 4.5 como E_0 , ou seja, o valor máximo, enquanto que para materiais que apresentem um comportamento não linear desde o início do carregamento será mais razoável considerar o módulo secante a 50% da tensão de rotura, representado por E_{50} na mesma figura.

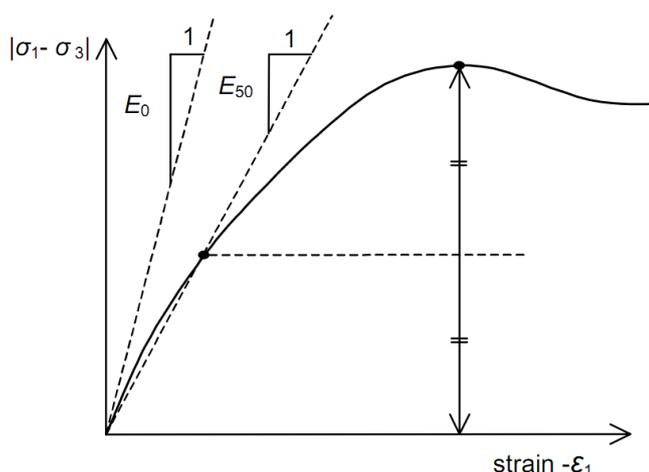


Figura 4.5 – Representação dos módulos de deformabilidade E_0 e E_{50} (Plaxis, 2010a) (Viana da Fonseca, 1996)

4.2.3. HARDENING SOIL MODEL

O *Hardening Soil Model* é um modelo avançado de que o Plaxis dispõe e pode ser aplicado a uma gama alargada de tipos de solos, de moles a rígidos, pelo que se trata de um modelo que consegue reproduzir de uma forma mais realista o comportamento dos solos.

As principais características deste modelo são o facto de considerar módulos de deformabilidade distintos em função do nível de tensão, de assumir uma relação hiperbólica entre tensões e deformações e de não possuir uma superfície de cedência fixa como sucede nos modelos elasto-plásticos, uma vez que considera o efeito provocado pelas deformações plásticas.

O modelo hiperbólico descrito por Duncan et al. (1970) diz respeito a um modelo elástico não linear, resultante da teoria da elasticidade e a sua formulação está associada a uma lei hiperbólica. Esta lei consiste em aproximar a relação tensão-deformação de um dado solo submetido a um ensaio triaxial, segundo uma dada trajetória de tensões, a uma hipérbole.

Para descrever o comportamento hiperbólico entre tensões e deformações o *Hardening Soil Model* considera diferentes módulos de deformabilidade, em descarga e recarga, a 50% da tensão de rotura e edométrico, determinados através das equações (4.2) a (4.5). O fator m define a relação de dependência da rigidez com a tensão de confinamento e , geralmente, apresenta um valor unitário quando se trata de solos moles.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (4.2)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_1 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (4.3)$$

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (4.4)$$

A lei tensão-deformação neste modelo é descrita através da equação (4.5) para ensaios triaxiais convencionais.

$$\varepsilon_a = \frac{1}{E_i} \times \frac{q}{1 - q/q_{m\acute{a}x}} \quad \text{para } q < q_f \quad (4.5)$$

em que:

ε_a – Deformação axial;

q – Tensão de desvio;

E_i – Rigidez inicial (equação (4.6))

q_f – Valor máximo da tensão de desvio (equação (4.7))

$q_{m\acute{a}x}$ – Assintota da hipérbole (equação (4.8))

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (4.6)$$

$$q_f = (c' \cot(\phi') + \sigma'_3) \frac{2 \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')} \quad (4.7)$$

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{q_f}{R_f} \quad (4.8)$$

$$R_f = \frac{q_f}{q_{m\acute{a}x}} \quad (4.9)$$

A Figura 4.6 representa graficamente a relação tensão-deformação do modelo *Hardening Soil Model*. Destaca-se ainda, que a relação entre q_f e $q_{m\acute{a}x}$ (R_f) deve ser igual ou inferior a um e o Plaxis assume, por defeito, 0,9.

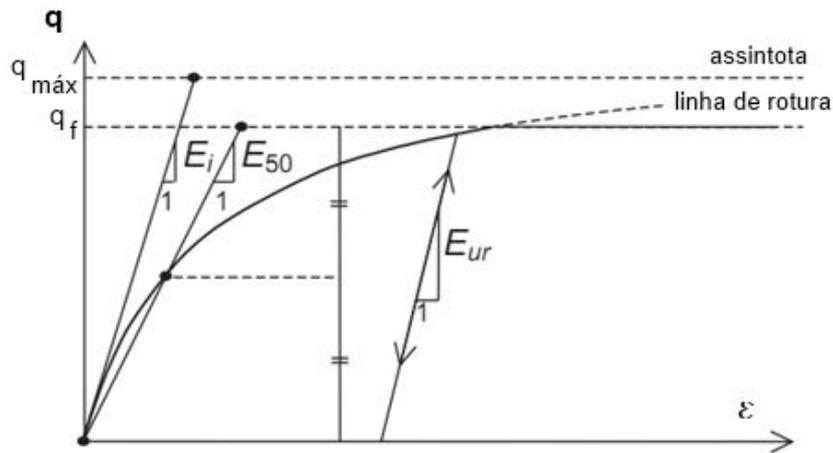


Figura 4.6 – Relação tensão-deformação do modelo *Hardening Soil Model* (Plaxis, 2010a)

Na Figura 4.7 apresentam-se as três zonas onde prevalecem as deformações elásticas e plásticas. Na zona sombreada clara domina o comportamento elástico (regido pelo E_{ur}^{ref}) e na zona sombreada escura o comportamento elástico distorcional (regido pelo E_{50}^{ref}), enquanto que para lá da curva “Cap line” a plastificação prevalecte é do tipo volumétrica (regido pelo E_{oed}^{ref}).

Por outro lado, a magnitude da superfície de cedência por compressão (*cap region*) é controlada pela tensão de pré-consolidação (p_p) (Gunduz, 2010).

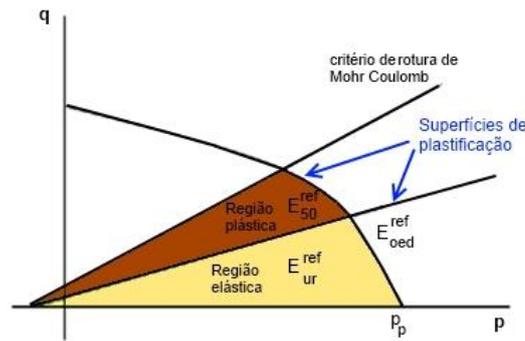


Figura 4.7 – Superfície de cedência do Hardening Soil Model no plano q-p (Gunduz (2010) adaptado de Plaxis (2010b))

Os parâmetros de *input* na consideração deste modelo são apresentados no Quadro 4.2. Note-se que, os módulos de deformabilidade são definidos para uma tensão de confinamento de referência, p_{ref} , que é tomada por defeito igual à pressão atmosférica (100 kPa) e são obtidos com recurso às expressões (4.3) a (4.4). Neste âmbito, salienta-se ainda que o E_{ur}^{ref} é considerado, também por defeito, três vezes superior a E_{50}^{ref} , embora esta relação possa ser alterada, já que depende muito do tipo de solo.

Quadro 4.2 – Parâmetros de *input* do modelo *Hardening Soil Model*

	Parâmetros	Unidades
	c Intercepto coesivo	[kN/m ²]
	ϕ Ângulo de atrito	[°]
	ψ Ângulo de dilatância	[°]
Básicos	E_{50}^{ref} Módulo de deformabilidade secante a 50% da carga de rotura normalizados	[kN/m ²]
	E_{ur}^{ref} Módulo de deformabilidade em descarga e recarga normalizado	[kN/m ²]
	E_{oed}^{ref} Módulo de deformabilidade edométrico normalizado	[kN/m ²]
	m Parâmetro que traduz a dependência da rigidez com a tensão de confinamento	[-]
	ν_{ur} Coeficiente de Poisson em descarga e recarga	[-]
Avançados	p_{ref} Tensão de referência para a rigidez (base de normalização)	[kN/m ²]
	K_0^{nc} Coeficiente de impulso em repouso	[-]
	R_f Relação entre q_f e $q_{m\acute{a}x}$	[-]

4.2.4. SOFT SOIL MODEL

Este modelo é baseado no modelo *Cam Clay* e o campo de aplicação diz respeito a casos em que o papel da compressibilidade nos solos assume preponderância na análise do problema em questão. Este modelo aplica-se essencialmente a solos moles, como é caso das argilas, siltes argilosos e turfas (Plaxis, 2010a).

Em termos gerais este modelo é caracterizado pelos seguintes fatores:

- Dependência da rigidez relativamente ao nível de tensão (comportamento não linear);
- Distinção da resposta do solo quando se trata de um carregamento primário (primeira carga – ramo virgem) ou em descarga/recarga;
- Possibilidade da consideração da tensão de pré-consolidação;
- A resistência última do material rege-se pelo critério de rotura de Mohr-Coulomb.

Nos estados de tensão e de deformação isotrópica é assumida uma relação logarítmica entre a deformação volumétrica ε_v e a tensão efetiva média p' , Figura 4.8. A tensão p_p representa a tensão de pré-consolidação isotrópica, ou seja, o nível de tensão mais elevado que o solo experimentou.

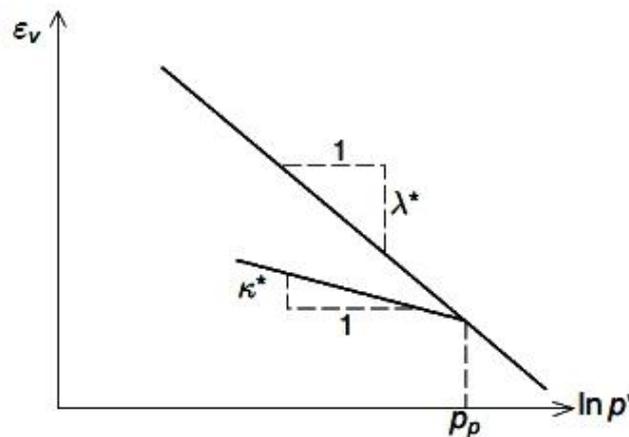


Figura 4.8 – Relação logarítmica entre deformação volumétrica e a tensão efetiva média (Plaxis, 2010a)

Os parâmetros λ^* e κ^* dizem respeito aos índices de compressibilidade e de descompressão/recompressão modificados, respetivamente, sendo que o primeiro determina o declive da relação associado ao ramo de compressão isotrópica virgem e o segundo está associado ao declive na descarga e posterior recarga.

Os parâmetros são modificados, em relação aos parâmetros λ e κ do modelo original *Cam Clay*, de acordo com o índice de vazios (e) – equações (4.10) e (4.11). Estes parâmetros podem ser obtidos com recurso a um ensaio de compressão isotrópica, contudo é importante mencionar que o ensaio edométrico também pode ser utilizado para o efeito. Neste caso, é possível recorrer às relações apresentadas nas equações (4.12) e (4.13) para relacionar os parâmetros originais do modelo *Cam Clay* com os parâmetros do ensaio edométrico, C_c e C_s coeficientes de compressibilidade e de descarga/recarga, respetivamente.

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e} \quad (4.10)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1 + e} \quad (4.11)$$

$$\lambda^* \approx \frac{2C_s}{2,3(1 + e)} \quad (4.12)$$

$$\kappa^* = \frac{C_c}{2,3(1 + e)} \quad (4.13)$$

Os parâmetros de *input* considerados no Plaxis apresentam-se no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 – Parâmetros *input* do modelo *Soft Soil Model*

	Parâmetros	Unidades	
Básicos	λ^*	Índice de compressibilidade modificado	[-]
	κ^*	Índice de descompressão/recompressão modificado	[-]
	c	Intercepto coesivo	[kN/m ²]
	ϕ	Ângulo de atrito	[°]
	ψ	Ângulo de dilatância	[°]
Avançados	ν_{ur}	Coefficiente de Poisson em descarga e recarga	[-]
	K_0^{nc}	Coefficiente de impulso em repouso	[-]
	M	Parâmetro relacionado com K_0^{nc}	[-]

De salientar ainda, que o programa dispõe de um outro modelo idêntico a este, o modelo *Soft Soil Creep Model*, que pode ser considerado como uma extensão do aqui descrito, uma vez que reproduz o efeito da fluência no comportamento do solo a longo prazo, ou seja, da consolidação secundária. Para o efeito, a única diferença relativamente aos *inputs* requeridos pelo programa é a introdução de apenas mais um parâmetro, mais especificamente, o índice de recompressão modificado μ^* , associado ao coeficiente de consolidação secundária.

No entanto, o *Soft Soil Creep Model* não foi considerado na realização deste trabalho, ainda que se julgue pertinente, pois considera-se que o efeito da consolidação primária é expressivamente mais importante e também, pela incerteza associada à definição do parâmetro de consolidação secundária, à luz dos dados experimentais disponíveis.

4.3. DESCRIÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DA METODOLOGIA UTILIZADA

Para dar início ao processo da modelação do ensaio começou por se definir a geometria, tomando partido da simetria. Deste modo, utilizou-se um modelo axissimétrico (Figura 4.9), para reproduzir as dimensões do provete uma vez que se trata da modelação de um ensaio laboratorial que utiliza um provete com uma forma cilíndrica. Neste modelo as tensões e as deformações são constantes na direção radial (eixo xx) e existe simetria em relação ao eixo yy , que corresponde a um eixo de revolução da peça (tridimensional).

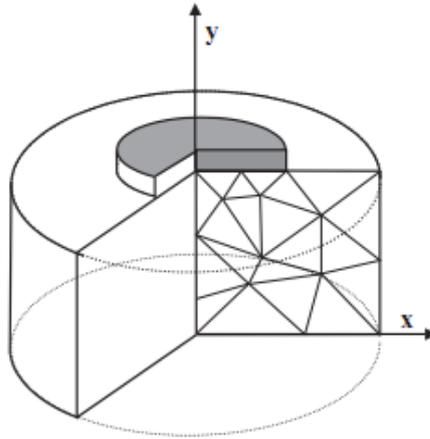


Figura 4.9 - Problema axissimétrico (Plaxis, 2010b)

Na Figura 4.10 apresenta-se a geometria considerada - um retângulo com 2,8cm largura e 2cm de altura - correspondente às dimensões do provete ensaiado em laboratório, considerando a simetria do mesmo. No que diz respeito às condições de apoio, à semelhança do que ocorre em laboratório, lateralmente existe um impedimento dos deslocamentos horizontais, enquanto que no limite inferior, o impedimento é nas duas direções, horizontal e vertical.

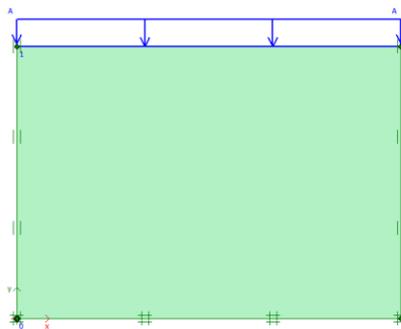


Figura 4.10 – Geometria considerada na modelação do ensaio edométrico

A malha de elementos finitos é composta por elementos triangulares, cujo tamanho é função da janela definida e, relativamente aos pontos de Gauss considerados no cálculo, considerou-se a opção “15-node”, assumida por defeito pelo programa. Esta opção esteve relacionada com o facto de, conforme vem no manual “*Reference*” do programa, ser a que produz melhores resultados, comparativamente

com a opção “6-node”. A Figura 4.11 representa os pontos de cálculo de cada elemento da malha de elementos finitos, possíveis de serem considerados no Plaxis.

A malha gerada automaticamente pelo programa apresenta-se na Figura 4.12 e grau de refinamento foi considerado médio.

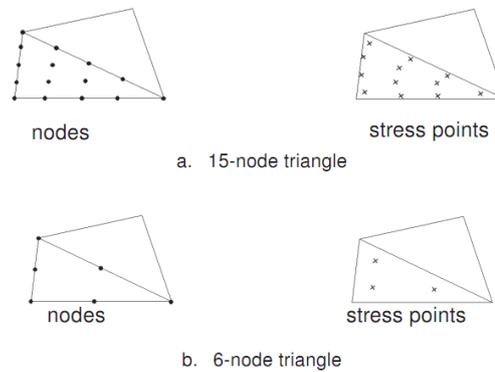


Figura 4.11 – Representação dos pontos considerados no cálculo para cada elemento da malha disponíveis no programa (Plaxis, 2010b)

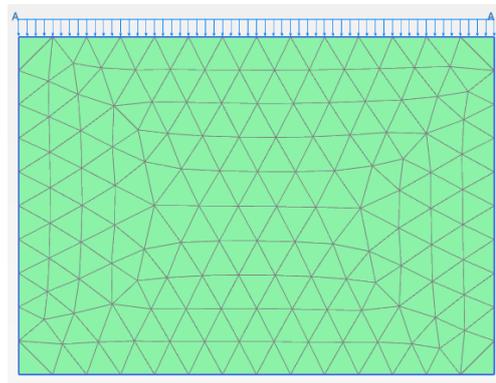


Figura 4.12 – Malha de elementos finitos (278 elementos)

O modelo constitutivo utilizado para simular o comportamento do solo foi o *Soft Soil Model*, porque, tal como foi mencionado, este modelo é o que melhor se adequa à análise do comportamento de solos argilosos. Os dados de *input* considerados na definição do material ensaiado e portanto da camada de argila mais espessa, são os que apresentam no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Parâmetros *input* do material utilizado na modelação do ensaio

λ^*	κ^*	e_0	γ (kN/m ³)	k (m/dia)	ϕ' (°)	K_0	POP (kN/m ²)
0,1160	0,0273	2,186	16	9,50E-06	25,8	0,5648	125

Dos parâmetros apresentados importa realçar que:

- o peso volúmico foi definido laboratorialmente numa fase anterior à realização do ensaio edométrico;
- a permeabilidade foi calculada em laboratório com base na deformação volumétrica observada que pode ser relacionada com o coeficiente de consolidação (equação (4.14));
- o ângulo de atrito considerado, foi o obtido com recurso à metodologia de Robertson (2009), sendo o coeficiente de impulso em repouso determinado de acordo com a equação (3.26.);
- a definição dos índices de compressão e descarga/recarga (C_c , C_r), assim como, do índice de vazios e do POP, foi feita com base na observação do traçado da curva de compressibilidade que relaciona a tensão aplicada com o índice de vazios.

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (4.14)$$

Na equação (4.14) m_v representa o coeficiente de compressibilidade volumétrica e é determinado em função da deformação volumétrica e do incremento da tensão aplicada. Assim, trata-se de um coeficiente que não é constante ao longo do processo de carregamento, pelo que vai sendo calculado com base na equação (4.15).

$$m_v = \frac{\varepsilon_v}{\Delta \sigma'_v} \quad (4.15)$$

O estado de tensão no solo é definido com base no coeficiente de impulso em repouso e na tensão de pré-consolidação. O Plaxis dispõe de dois métodos para definição desta tensão, por via do grau de sobreconsolidação (OCR) ou da tensão de pré-sobrecarga (POP) - Figura 4.13.

Por se tratar de um elemento com dimensões reduzidas, a tensão efetiva vertical inicial (σ'_{vi}) vai ser praticamente nula, pelo que a maneira mais eficaz de caracterizar o estado de tensão do solo passa por definir o POP , em vez do OCR . Assim, o POP toma o valor da tensão de pré-consolidação (σ'_p).

Deste modo, foi modelado um solo com uma sobreconsolidação correspondente a uma tensão de pré-consolidação de 125 kPa.

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vi}} \quad POP = \sigma'_p - \sigma'_{vi} \quad (4.16)$$

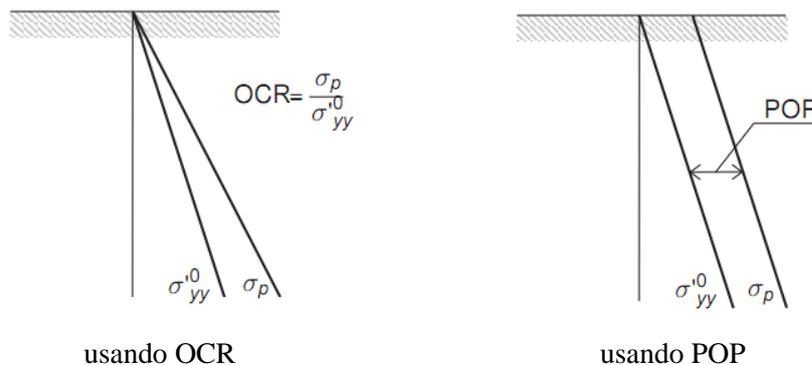


Figura 4.13 – Representação da tensão de pré-consolidação em relação da tensão efetiva vertical, na definição do OCR e do POP

Por outro lado, uma vez que a permeabilidade do material em estudo é muito reduzida, o comportamento a curto prazo é não drenado. Esta foi a hipótese considerada na definição das fases do cálculo, pois a um cálculo plástico, correspondente ao carregamento instantâneo de cada escalão de carga, associou-se sempre um cálculo de consolidação. Esta situação foi comprovada pela execução do exemplo ilustrado no manual do Plaxis referente aos modelos dos materiais, relativo a um ensaio de compressão unidimensional aplicado a um modelo *Soft Soil Creep Model* - Figura 4.14. Registe-se que, apenas foi utilizado este modelo, por não se encontrar disponível um exemplo com o *Soft Soil Model*, contudo, o que importa destacar é a metodologia seguida para o faseamento da modelação do ensaio.

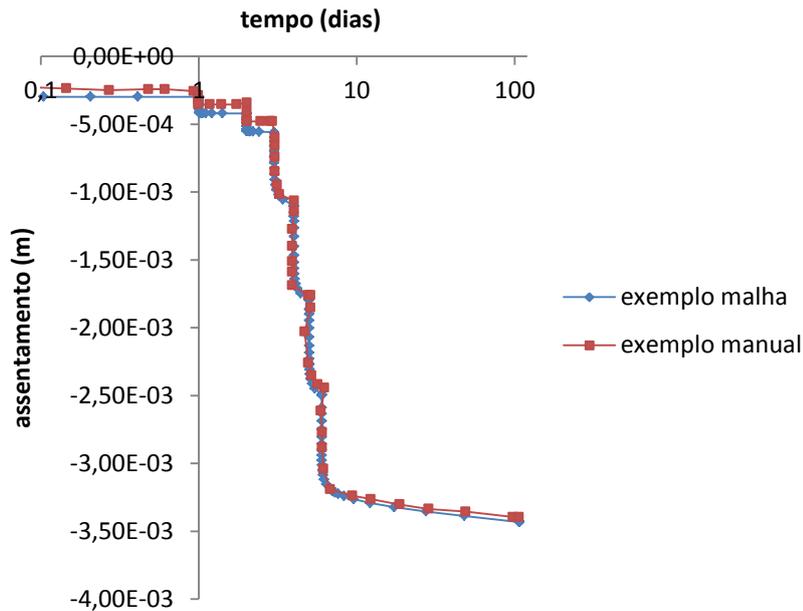


Figura 4.14 – Representação do exemplo apresentado no manual dos modelos dos materiais

O carregamento dos diferentes escalões de carga foi realizado de acordo com a metodologia apresentada no Quadro 4.5, segundo indicação do suporte técnico da Plaxis, com recurso à opção “total multipliers”, sendo que para o efeito foi considerada uma carga distribuída com valor unitário.

Esta opção de carregamento é efetuada com a introdução de multiplicadores, que se acionam selecionando a opção “Total multipliers” e quantificam na janela “Multipliers”, tudo isto quando se definem as fases de cálculo. Deste modo, justifica-se a necessidade da carga distribuída ter de apresentar um valor unitário, uma vez que o multiplicador vai ser associado a este carregamento.

Por outras palavras, no final da fase em que se definem os “Multipliers” a carga total aplicada diz respeito ao valor definido previamente.

Quadro 4.5 – Esquema de cálculo – simulação dos escalões de carga

Fase	Tipo de Cálculo	Total Multiplier	Tempo [dias]
1	K_0 procedure	-	
2	Plástico (carregamento -1kN/m^2)	-	
3	Plástico	4,9	
4	Consolidação	-	até atingir 99% da consolidação
5	Plástico	24,5	
6	Consolidação		1
7	Plástico	49	
8	Consolidação		1,75
9	Plástico	98	
10	Consolidação		1
11	Plástico	196	
12	Consolidação		1
13	Plástico	98	
14	Consolidação		1
15	Plástico	24,5	
16	Consolidação		1
17	Plástico	196	
18	Consolidação		1
19	Plástico	392	
20	Consolidação		1
21	Plástico	784	
22	Consolidação		1
23	Plástico	1568	
24	Consolidação		1
25	Plástico	24,5	
26	Consolidação		1
27	Plástico	4,9	
28	Consolidação		1

A fase 1 relaciona-se com a geração do estado de tensão inicial do material e o tipo de cálculo é K_0 procedure, uma vez que o nível freático é horizontal relativamente à geometria do modelo considerado.

As fases subsequentes, 2, 3 e 4, dizem respeito à definição do índice de vazios inicial associado ao princípio do ensaio propriamente dito, isto é, ao carregamento do primeiro escalão de carga.

Pela observação da curva de compressibilidade determinada em laboratório, verificou-se que a tensão inicial correspondia a 4,9 kPa, eventualmente associada ao processo inicial de colocação do provete do aparelho de ensaio, mais concretamente, ao nível da parte superior do provete. Contudo, verificou-se ainda, que o índice de vazios inicial (2,02) apresentado nos documentos dos resultados do ensaio edométrico de referência não correspondia à tensão de 4,9 kPa, por não existir uma aproximação significativa entre os valores modelados e valores verificados em laboratório. Concluiu-se portanto, que se tratava de uma tensão inicial a que o provete estava sujeito, a partir da qual se inicia o processo de carregamento dos escalões. Ora, na impossibilidade de admitir no Plaxis, que a peça está sujeita a uma determinada tensão inicial diferente de zero, a solução encontrada, para colmatar esta situação consistiu em aplicar uma carga distribuída de 4,9kPa, como se de um carregamento se tratasse.

Neste âmbito, a metodologia adotada para resolução deste processo passou por determinar um índice de vazios, com recurso a processo iterativo (por tentativa/erro), que produzisse, no final da consolidação referente ao carregamento de 4,9 kPa, um índice de vazios de 2,02. Esse índice de vazios corresponde a 2,186 e a apresentação dos resultados consta do Anexo A1.

Por outro lado, verificou-se que apesar de ser possível, em alternativa, a introdução dos índices de compressibilidade e índice de vazios inicial (C_c , C_s e e - Figura 4.15), pois existe uma relação matemática que os relaciona com os parâmetros de compressão e descarga/recarga (equações (4.12) e (4.13)), o que apresenta melhores resultados é a introdução destes últimos - λ^* e κ^* . Este fator foi determinante nos resultados. Constatou-se também, que todos os documentos consultados em que se fazia referência a modelações com o *Soft Soil Model*, consideravam sempre os parâmetros de *input* λ^* e κ^* .

Esta situação verificou-se, inclusivamente, no âmbito da Tese de Mestrado de Alves (2011) em que foram realizados ensaios edométricos em laboratório, ou seja, em que existia um conhecimento prévio à modelação no Plaxis dos parâmetros de compressibilidade (C_c , C_s e e). Pelos motivos apresentados anteriormente, a tarefa da modelação deste ensaio foi complexa, uma vez que, como se concluiu, englobou vários aspetos que foi necessário conjugar por forma a obter os resultados finais esperados.

De salientar ainda que os assentamentos gerados pela aplicação de uma carga de 4,9 kN/m² foram zerados, na fase 5.

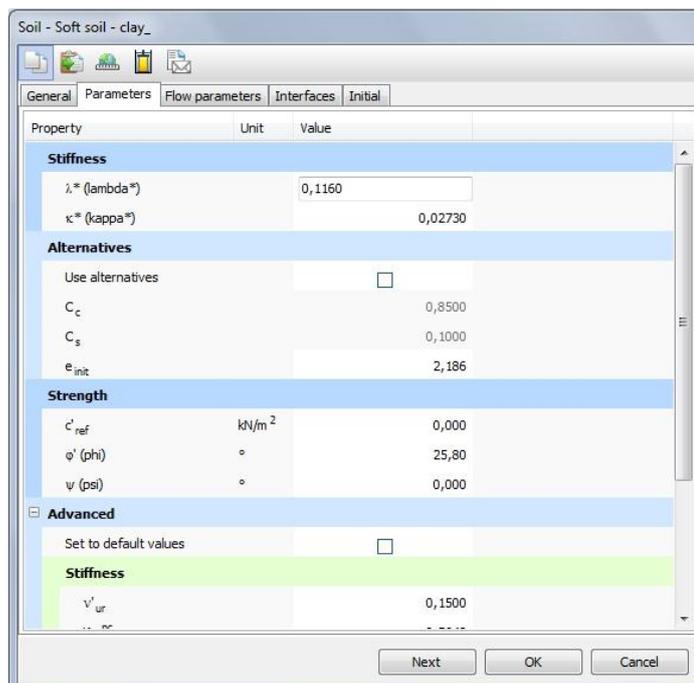


Figura 4.15 – Janela de introdução dos parâmetros referentes ao modelo *Soft Soil*

Na Figura 4.16 apresentam-se as condições fronteira consideradas, isto é, a localização do nível freático (“*General*”) à superfície, assim como, as condições relativas ao impedimento do escoamento da água. As linhas laterais verticais, representadas a preto, indicam que a água não se escoa nessa direção, sendo que a linha do lado esquerda correspondente ao eixo de simetria. Os limites superior e inferior permitem a passagem de água, uma vez que, tal como acontece no ensaio realizado em laboratório, nestes limites existem duas pedras porosas.

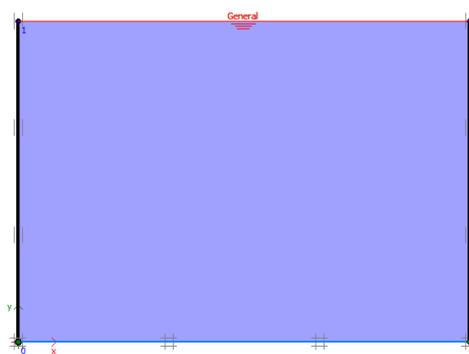


Figura 4.16 – Condições fronteira admitidas

O modo de cálculo utilizado, tanto na modelação do ensaio, como na modelação do comportamento do aterro que se apresenta mais adiante, foi o clássico, por se adequar mais a esta situação, embora estejam disponível na versão utilizada do programa outros dois modos - avançado e *flow*. Este último modo utiliza a definição de tensão segundo Terzaghi, fazendo a distinção entre tensão efetiva e pressão neutra. A pressão neutra induzida pode ser devida à pressão neutra de repouso, induzida pela

consideração do nível freático, e aos excessos de pressão neutra gerados em materiais não drenados durante cálculos do tipo plástico ou de consolidação.

Por outro lado, sendo possível a consideração de dois pesos volúmcicos: saturado ou não, o programa admite que abaixo do nível freático se considera o primeiro e acima o segundo.

Na Figura 4.17 apresenta-se, aleatoriamente para três pontos diferentes (R, S e T), a relação da tensão aplicada ao longo do tempo, podendo concluir-se que o carregamento está a ser modelado em conformidade com o que se pretende representar, já que os três pontos apresentam a mesma tensão introduzida. A forma em patamares está associada à fase de consolidação que se admite posteriormente à fase de carregamento.

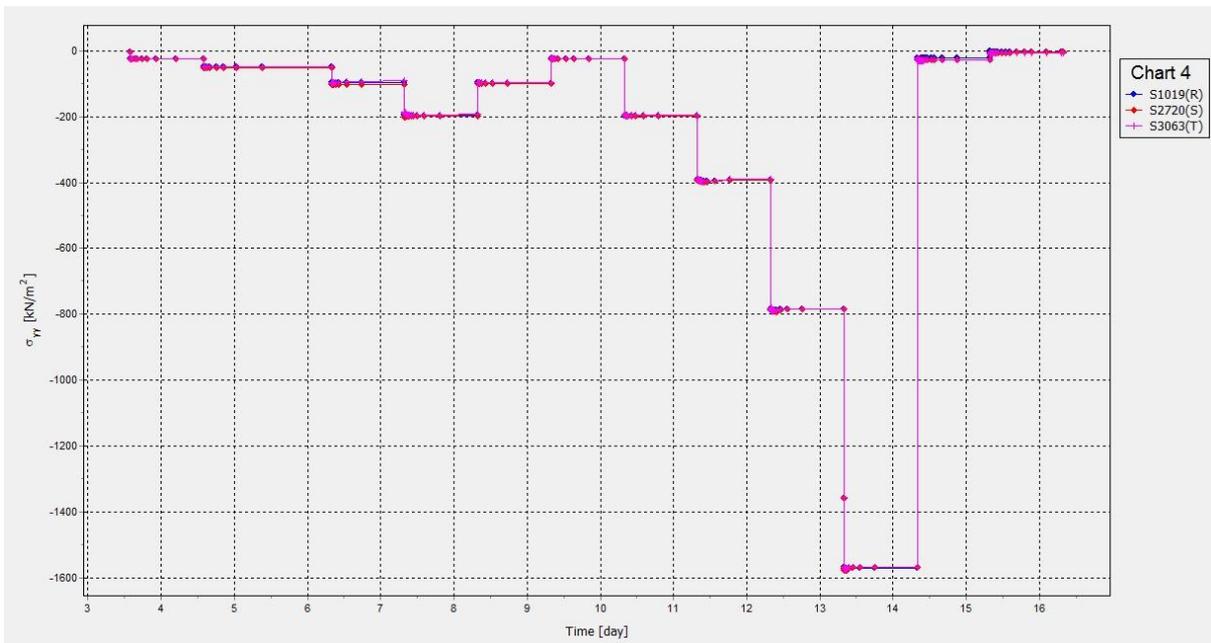


Figura 4.17 – Representação gráfica da tensão (patamares de carga) aplicada ao modelo ao longo do tempo

Os procedimentos do cálculo, nomeadamente a tolerância do erro e o número de steps não foram alterados, tendo sido considerados os valores que o programa admite por defeito, ou seja, 0,01 e 250 respetivamente.

4.4. APRESENTAÇÃO E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

A comparação dos resultados da modelação do ensaio edométrico foi realizada através da interpretação de gráficos que o Plaxis permite desenhar, com base em determinados pontos (nós ou pontos de Gauss).

Os pontos escolhidos para o traçado de curvas que se esboçaram no Plaxis apresentam-se na Figura 4.18 – os nós representam-se a vermelho e os pontos de Gauss a roxo. Nesta seleção foi necessário ter o cuidado de não escolher pontos no eixo ou próximos do eixo de simetria, visto ter-se verificado a ocorrência de erros (provavelmente de convergência numérica), ou seja, as curvas nesta

zona, não correspondem ao que é esperado, pelo facto dos pontos médios serem próximos da fronteira e a compatibilização de tensões-deformações se fazer com mais dificuldade.

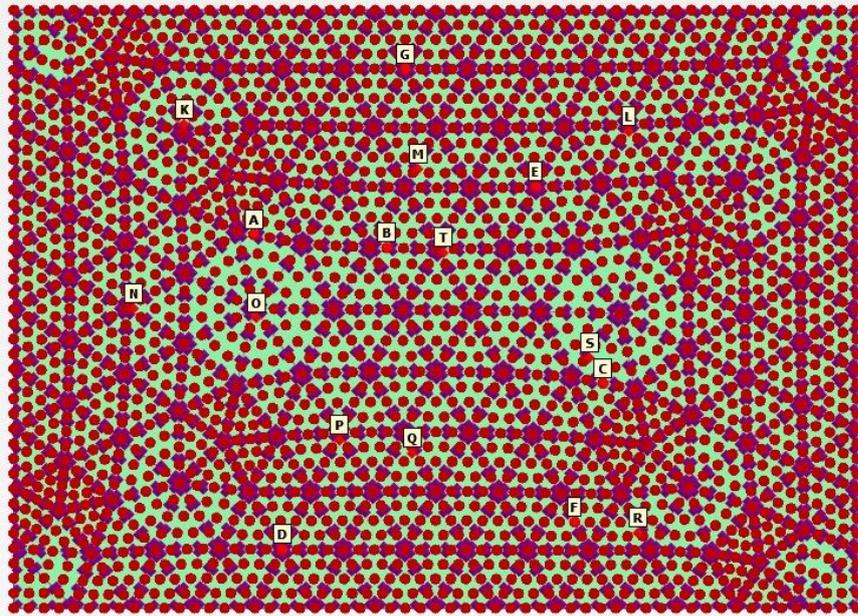


Figura 4.18 - Definição dos pontos para as curvas

Geralmente, com vista à interpretação de ensaios edométricos é esboçada uma curva de compressibilidade que relaciona a tensão aplicada com a deformação volumétrica. - Figura 4.19. Note-se que cada curva corresponde a um ponto de Gauss e tal como é expectável, à luz das dimensões do provete ou do modelo considerado, independentemente do ponto escolhido, as curvas são sempre coincidentes.

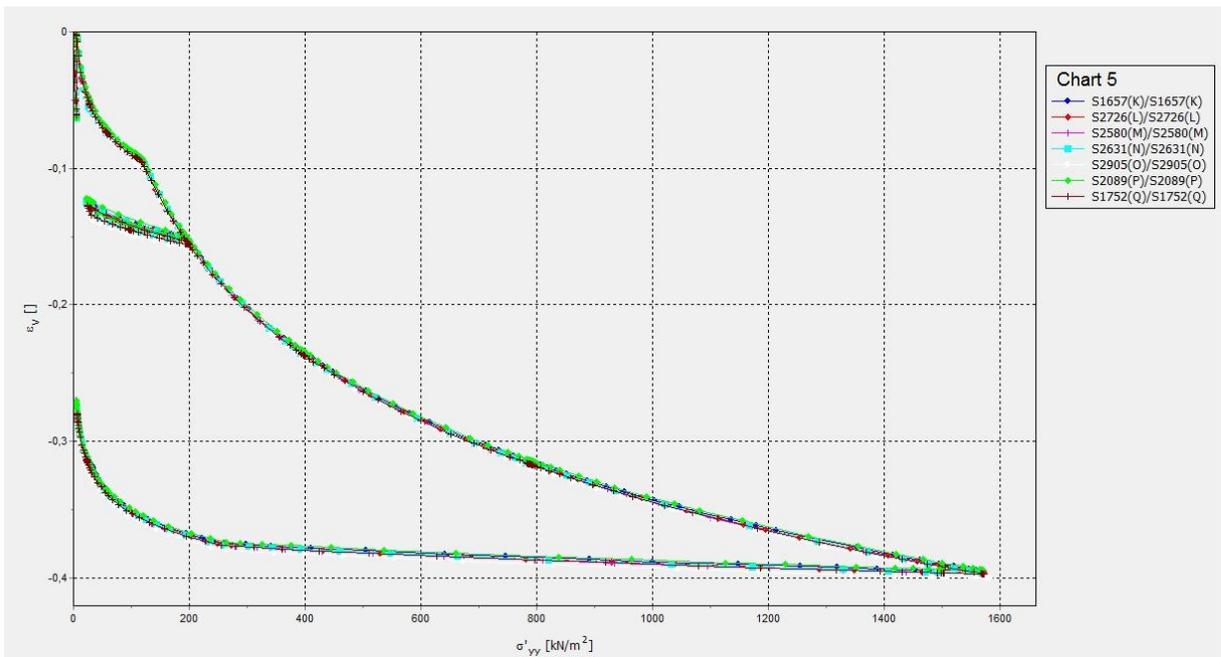


Figura 4.19 – Relação da deformação volumétrica com a tensão efetiva vertical

O estudo da evolução do índice de vazios ao longo do processo de carregamento modelado foi realizado com base na relação apresentada na equação (4.17.), uma vez que o Plaxis permite observar os resultados da deformação volumétrica e não diretamente do índice de vazios.

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (4.17.)$$

Como a comparação tem que ser realizada com base nos parâmetros modificados λ^* e κ^* , os eixos das curvas de compressibilidade, quer dos resultados do ensaio realizados em laboratório, quer da modelação, foram adaptados para v e p' (equação (4.18.))

$$v = 1 + e \quad p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (4.18.)$$

Deste modo, as curvas do ensaio do laboratório e da modelação apresentam-se na Figura 2.14.

Por outro lado, a curva representativa da modelação do Plaxis diz respeito apenas aos pontos dos últimos *steps* de cada fase de cálculo depois da fase de consolidação, uma vez que só estes importam para o estudo que está a ser realizado.

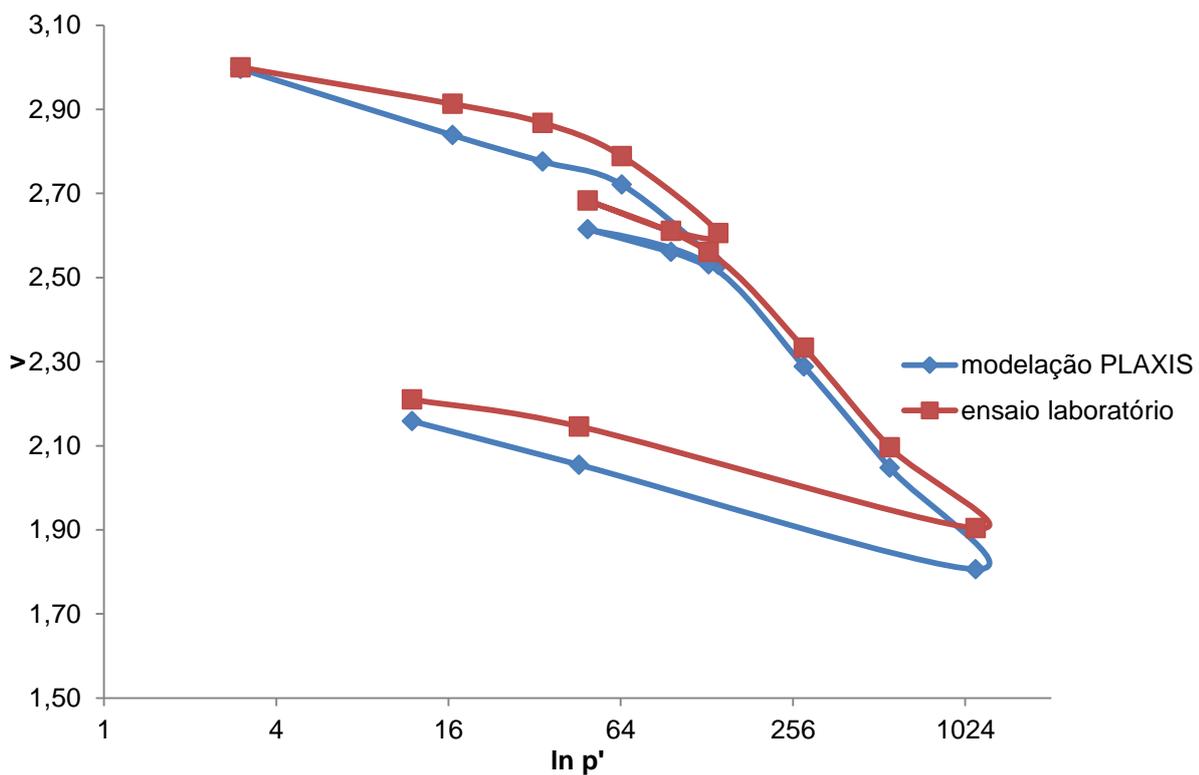


Figura 4.20 – Curvas de compressibilidade obtidas no ensaio laboratorial e na modelação realizada no Plaxis, em função de v e $\ln p'$

Admite-se que, relativamente aos valores de *input* que se consideraram, isto é, λ^* igual a 0,116 e κ^* igual a 0,0273, apesar de não serem coincidentes, não existe uma diferença significativa face aos

valores observados. No Quadro 4.6 apresentam-se estes resultados, obtidos através dos declives dos três ramos (ver equação (4.10) e (4.11)), curvas que se apresentam no Anexo A1.

Note-se que a diferença mais significativa ocorre no caso do ensaio em laboratório, sobretudo no primeiro ramo. Convém ainda referir que, uma vez que não é disponibilizada a informação da evolução das tensões em laboratório, admitiu-se que o parâmetro p' é igual ao da modelação.

Quadro 4.6 - Comparação dos parâmetros de compressão e descarga/recarga

Ramo	Ensaio laboratório		Modelação Plaxis	
	κ^*	λ^*	κ^*	λ^*
Inicial	0,018		0,0304	
Virgem		0,1031		0,1128
Descarga/ recarga	0,0317		0,0277	

Nesta sequência, os assentamentos observados na modelação e no ensaio edométrico, para cada um dos escalões de carga, podem ser observados no Quadro 4.7.

Verificou-se que a diferença é inferior após o carregamento primário, contudo, de uma maneira global, os resultados são satisfatórios. De salientar, que se trata de um modelo com dimensões muito reduzidas (2cm), pelo que qualquer erro numérico pode induzir pequenas variações em determinados parâmetros.

Quadro 4.7 – Comparação de assentamentos obtidos

Tensão aplicada (kN/m ²)	Assentamento (mm)		
	Modelação Paxis	Ensaio laboratório	Diferença
4,9	1,25		
24,5	1,04	0,76	0,28
49	1,49	1,06	0,43
98	1,88	1,61	0,27
196	3,17	2,89	0,28
98	2,96	2,85	0,11
24,5	2,61	2,49	0,12
196	3,17	3,2	0,03
392	4,8	4,78	0,02
784	6,42	6,43	0,01
1568	8,03	7,77	0,26
24,5	6,44	6,08	0,36
4,9	5,65	5,64	0,01

A Figura 4.21 permite observar a relação do assentamento vertical com o tempo (em dias) para vários pontos. A posição dos pontos na malha em relação às curvas apresentadas permite concluir, como era de prever, que os pontos próximos da superfície de contacto com o limite onde é efetuado o carregamento apresentam assentamentos mais elevados e pontos próximos do limite inferior do modelo praticamente não sofrem alterações de posição. Os pontos A e B, por se encontrarem aproximadamente à mesma distância da aplicação da carga, apresentam curvas coincidentes.

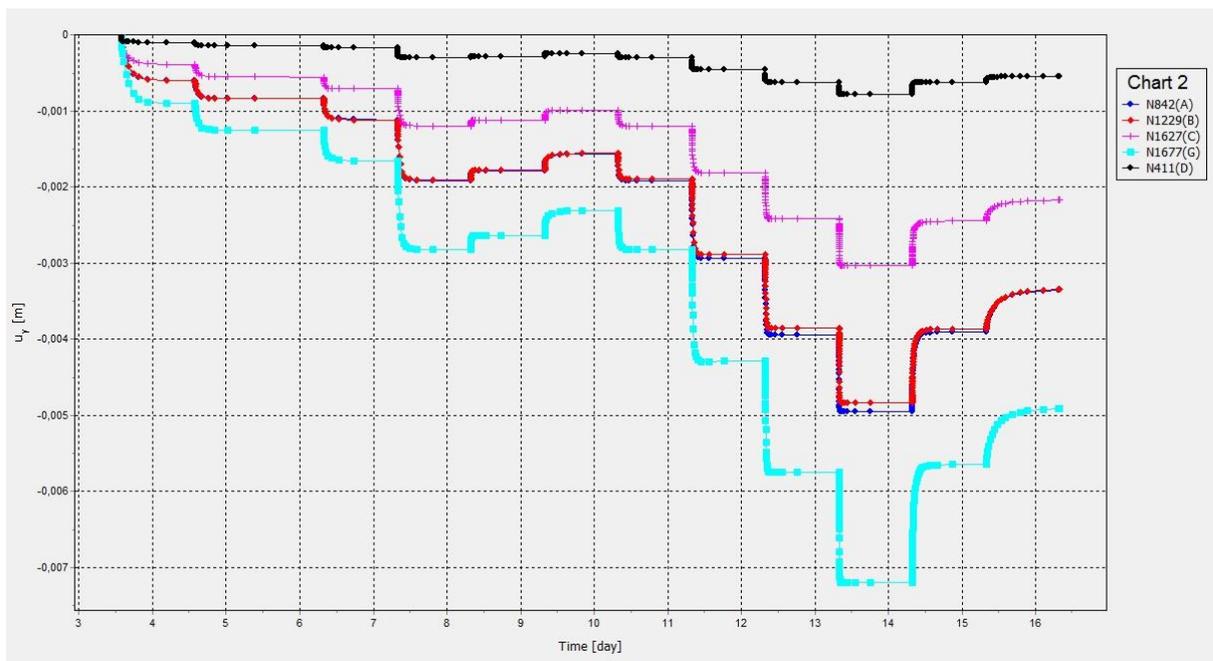


Figura 4.21 – Relação do assentamento com o tempo

Na Figura 4.22 pode ser observado um pormenor relativo à dissipação dos excessos de pressão neutra, verificando-se que, tal como é esperado, quando o carregamento é efetuado, a linha desenvolve-se verticalmente, mostrando que se instalam excessos de pressão neutra. Posteriormente, à medida que o cálculo de consolidação se processa até convergir, o comportamento tende para a linha correspondente aos excessos de pressão neutra nulos, comportamento este que se verifica de forma progressiva, como se pode observar pela zona curva. Consta-se também que, embora se tenha imposto um tempo de consolidação igual a um dia, geralmente não é necessário um período tão longo para ocorrer a dissipação total dos excessos de pressão neutra.



Figura 4.22 – Pormenor da dissipação dos excessos de pressão neutra ao longo do tempo

4.5. DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE QUE DEFINEM A CAMADA DE ARGILA (4)

Os principais objetivos da modelação do ensaio edométrico no Plaxis visaram conferir a aplicabilidade do modelo *Soft Soil Model* à caracterização da camada de argila presente no maciço de fundação do aterro, assim como proceder à determinação dos parâmetros de compressibilidade que melhor caracterizam o dito comportamento. Deste modo, nesta secção apresenta-se o resultado da análise apresentada nas secções anteriores, isto é, 4.3 e 4.4.

Contudo, verifica-se que dadas as relações matemáticas apresentadas apenas é relevante a determinação do índice de vazios para a caracterização da camada de argila, conforme demonstram as equações (4.12) e (4.13), uma vez que são conhecidos *a priori* os parâmetros de compressibilidade - C_c , C_s .

O processo utilizado para esta determinação consistiu em associar o valor da tensão efetiva vertical de repouso *in situ* (Figura 4.23), referente a um ponto médio da camada de argila, a um índice de vazios, com base nos resultados da modelação efetuada para os diferentes escalões de carga. Desta forma, enquadrou-se a tensão *in situ*, de aproximadamente 140 kPa, nos escalões de carga 4 e 5 (Quadro 4.8) e por interpolação obteve-se um índice de vazios, o qual se admitiu caracterizar a camada de argila.

Este índice de vazios apresenta-se no Quadro 4.9, assim como os parâmetros de *input* do modelo *Soft Soil*. Conservativamente, assumiu-se a Hipótese A, por originar resultados mais desfavoráveis do ponto de vista dos assentamentos gerados, uma vez que apresenta um índice de vazios superior.

A opção da tensão efetiva vertical de “referência” corresponder a um ponto médio da camada de argila, está relacionada com o facto de ter sido, sensivelmente nessa zona que foi recolhida a amostra que serviu de base ao ensaio edométrico. Note-se ainda que, quando uma amostra é retirada do terreno, verifica-se um alívio do estado de tensão, sendo que a metodologia adotada, como se pode concluir, consistiu em seguir o ramo de recompressão até determinar o índice de vazios para a tensão *in situ*.

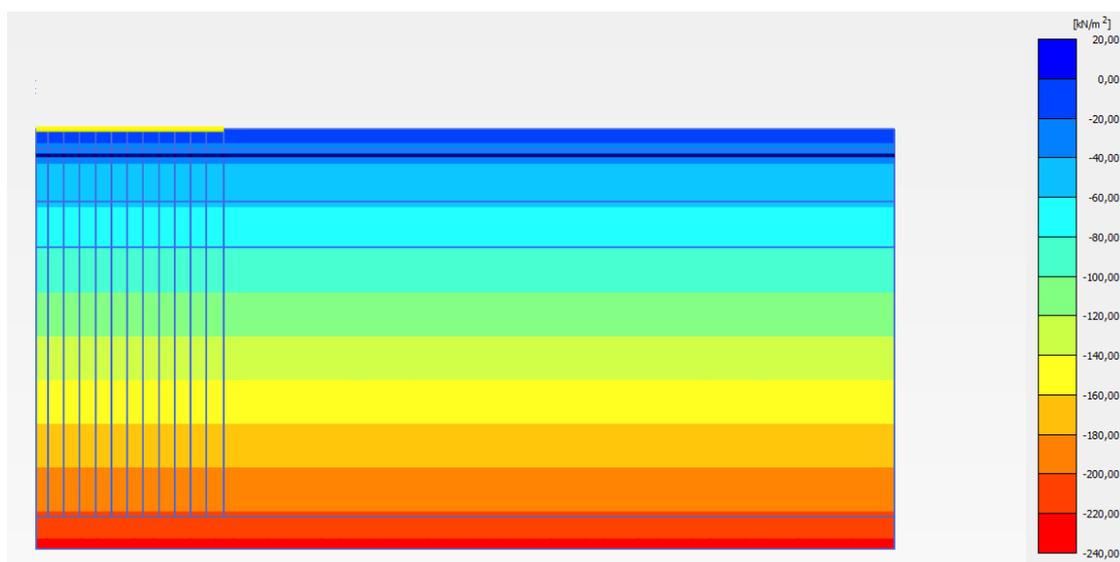


Figura 4.23 - Representação das tensões efetivas verticais de repouso no maciço de fundação do aterro

Quadro 4.8 – Valores referentes aos índices de vazios obtidos em cada escalão de carga do ensaio edométrico

Escalão de carga	Tensão aplicada (kN/m ²)	Ensaio laboratório		Modelação PLAXIS	
		e	v	e	v
1	4,9	2,00	3,00	2,00	3,00
2	24,5	1,91	2,91	1,84	2,84
3	49	1,87	2,87	1,78	2,78
4	98	1,789	2,79	1,72	2,72
5	196	1,606	2,61	1,53	2,53
6	98	1,61	2,61	1,56	2,56
7	24,5	1,68	2,68	1,61	2,61
8	196	1,56	2,56	1,53	2,53
9	392	1,33	2,33	1,29	2,29
10	784	1,10	2,10	1,05	2,05
11	1568	0,90	1,90	0,81	1,81
12	24,5	1,15	2,15	1,05	2,05
13	4,9	1,21	2,21	1,16	2,16

Quadro 4.9 – Valores finais para utilização na modelação do maciço de fundação do aterro

		e	λ^*	κ^*
Hipótese A	Ensaio laboratório	1,711	0,1363	0,032081
Hipótese B	Modelação Plaxis	1,639	0,1400	0,032948

5

ESTUDO DE UMA SOLUÇÃO ALTERNATIVA EM DSM

5.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo tem como objetivos modelar e tirar conclusões acerca da aplicabilidade da solução alternativa em DSM para o tratamento do terreno do maciço de fundação do aterro em estudo. Para o efeito, inicialmente apresenta-se a modelação da solução implementada em obra e, posteriormente, uma análise de várias soluções possíveis de serem aplicadas.

5.2. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS NA MODELAÇÃO DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO DO ATERRO

No Quadro 5.1 apresentam-se as características dos materiais considerados na modelação do maciço de fundação do aterro e diferentes (1 a 5) camadas de solos de fundação (cuja caracterização geomecânica preliminar foi descrita no capítulo 3, à luz da proposta de classificação unificada para comportamento geomecânico de Robertson (2009). Os modelos HSM e SSM correspondem, respetivamente, a *Hardening Soil Model* e a *Soft Soil Model*.

Quadro 5.1 – Características consideradas em cada um dos materiais

Camada	Modelo	Cota superior (m)	Cota inferior (m)	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	ψ (°)	c' (kN/m ²)	E_{50} (MPa)	λ^*	κ^*	k (m/dia)	OCR
Aterro de pré-carga	HSM	variável		20,00	38,00	0	20	50,00	-		3,5	-
Aterro definitivo	HSM	Variável		23	41		20	50	-		3,5	-
1	HSM	0	1,5	18,83	43,85	14,20	-	18,67	-		0,149	-
2	SSM	1,5	5,5	15,80	28,40	0	-	19,38	0,1363	0,0321	2,32E-03	1,5
3	HSM	5,5	9	16,33	31,29	5,01	9,6	14,50	-		1,664	-
4	SSM	9	29,5	16,79	25,88	0	-	24,69	0,1363	0,0321	7,46E-05	1
5	HSM	29,5	31	20,39	39,13	12,01	-	70,97	-		15	-

Neste âmbito, é pertinente exporem-se algumas considerações relativamente às camadas de argila (2 e 4). Como se pode constatar pelas representações gráficas apresentadas na Figura 3.18 o comportamento da camada 2 é idêntico ao da camada 4.

Assim, atendendo a que não se dispõe de ensaios laboratoriais sobre amostras do horizonte mais profundo, admitiu-se que os parâmetros calibrados no capítulo anterior para a camada 4 servem também para a camada 2. As únicas diferenças dizem respeito ao grau de sobreconsolidação e ao coeficiente de permeabilidade.

No que concerne ao grau de sobreconsolidação, considerou-se que a argila da camada 2 apresenta um valor superior relativamente à camada 4, fenómeno que se assume estar associado ao carácter variável do nível freático, que confere a esta zona um incremento de sobreconsolidação associada aos ciclos de oscilação da toalha freática mais próxima da superfície e que tem relevância para níveis de tensão geostática mais baixos. Note-se, portanto, que a posição do nível freático varia ao longo de uma profundidade que corresponde à camada 2 (Figura 5.6). A camada 4 de argila encontra-se normalmente consolidada.

Relativamente aos valores da permeabilidade das camadas argilosas (2 e 4), considerou-se que a metodologia de Robertson (2009) descrita, representa com melhor acuidade o comportamento do solo *in situ*, pelo que não se teve em conta o valor determinado pelo ensaio edométrico cuja dimensão, por um lado, e as condições hidráulicas de fronteira, por outro, não serão perfeitas em relação à variabilidade textural (fábrica) dos horizontes *in situ* e à distribuição de caminhos de percolação em campo.

De facto, considerou-se que o coeficiente determinado pelo ensaio edométrico não se adequa para efeitos de análise do solo, uma vez que não tem em consideração o efeito do confinamento e também

porque, independentemente da estratificação assumida, na realidade existem sempre camadas drenantes com espessuras pouco significativas, pelo que o provete utilizado no ensaio edométrico pode estar adulterado, ou seja, pode não ser representativo da camada 4.

O material do aterro de pré-carga corresponde a um agregado britado de granulometria extensa, (*tout venant*). Na base apresenta-se uma camada de areia, material mais drenante para expulsar a água proveniente dos geodrenos. Contudo, para efeitos de modelação, esta camada de areia não se considerou por se admitir que o material “aterro de pré-carga” tem uma permeabilidade elevada, pelo que não se achou pertinente distinguir estes dois materiais.

5.3. MODELAÇÃO DA SOLUÇÃO IMPLEMENTADA EM OBRA: PRÉ-CARGA COM GEODRENOS

5.3.1. MONITORIZAÇÃO DA SOLUÇÃO IMPLEMENTADA EM OBRA

O objetivo da execução deste modelo no Plaxis consiste em validar os resultados finais associados à implementação de uma solução de tratamento do terreno com colunas em DSM.

A dimensão do aterro, nomeadamente a altura, foi definida com base nos resultados da monitorização. Esta monitorização dos deslocamentos foi realizada topograficamente, através da observação da variação das cotas de determinados pontos. O esquema utilizado na monitorização apresenta-se na

Figura 5.1, destacando-se a presença de placas de nivelamento para medir a variação da cota ao nível da base do aterro.

Estes resultados dizem respeito a um ponto denominado por *APC9-PN4* (Figura 5.2) e corresponde a um ponto aproximado da localização do aterro em estudo. A largura da plataforma assim como a inclinação 1:2 (V:H) foram consideradas iguais às do aterro definitivo.

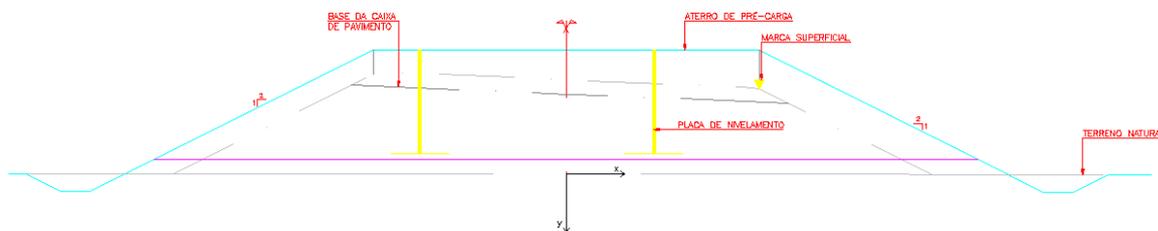


Figura 5.1 – Localização das placas a partir das quais são realizadas as medições na monitorização da obra



Figura 5.2 – Localização da monitorização (PN4) (Consórcio Soares da Costa - Monte Adriano, 2011)

Pela observação dos resultados da monitorização concluiu-se que o tempo de atuação da pré-carga correspondeu a cerca de 377 dias, atingindo a base do aterro um assentamento total de, sensivelmente, 1m. Neste sentido, dada a existência de um ponto de nivelamento no topo do aterro foi determinada a altura da pré-carga do mesmo – 4,1m. Deste modo, assumiu-se que o faseamento construtivo deste aterro teve 4 fases de aplicação de carga sucessiva, com aumento progressivo da altura. Esta situação está representada no Quadro 5.2, contudo, os resultados globais da monitorização encontram-se no Anexo A2.

Quadro 5.2 – Quadro resumo dos resultados da monitorização

Espessura do aterro de pré-carga (m)	Tempo (dias)	Tempo acumulado (dias)	Assentamento (m)
1	6	6	0,121
1,5	8	14	0,240
2,7	21	35	0,525
4,1	342	377	1,015

Por forma a observar mais concretamente a evolução do assentamento da base do aterro de pré-carga ao longo do tempo, apresenta-se a Figura 5.3. Note-se que a partir de determinada altura o incremento de pré-carga não apresenta uma evolução de assentamentos tão acentuada como ocorre inicialmente, tal como era esperado.

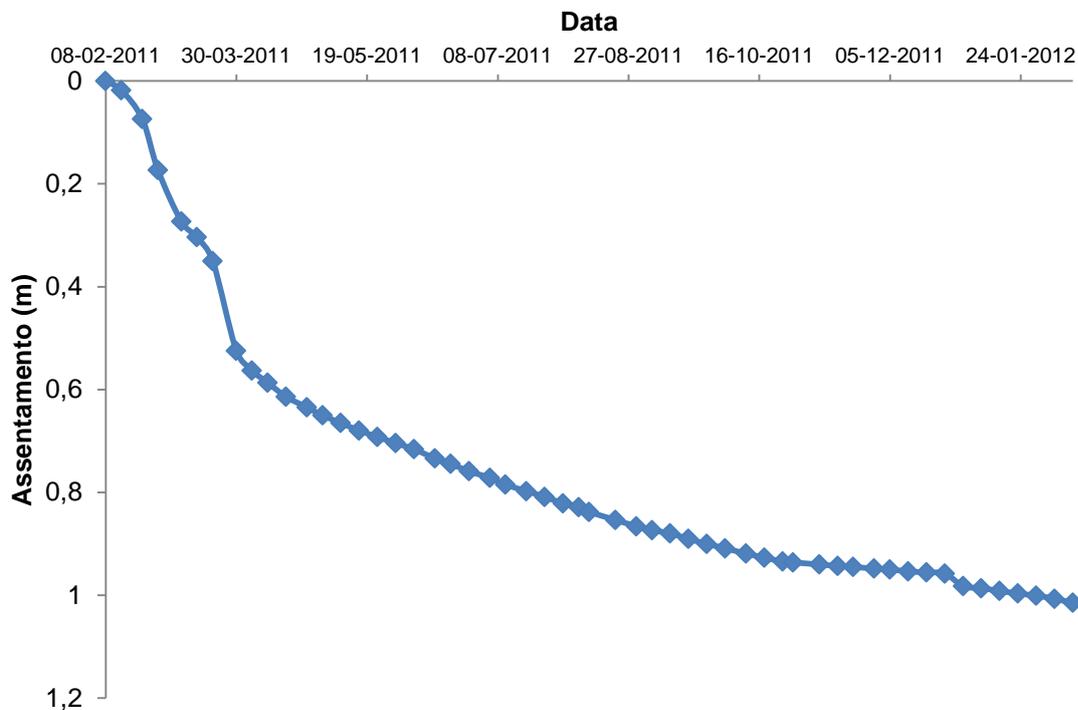


Figura 5.3 – Assentamentos do aterro de pré-carga ao longo do período de tempo analisado na monitorização

5.3.2. MODELO DA SOLUÇÃO IMPLEMENTADA EM OBRA

Na modelação desta solução considerou-se o modelo apresentado na Figura 5.4, tomando partido da existência de um eixo de simetria, neste caso coincidente com o eixo dos yy e assumiu-se também que o modelo é do tipo plano de deformação, uma vez que o problema em questão apresenta uma continuidade na direção ortogonal à que está a ser analisada, do ponto de vista do estado de tensão. Os deslocamentos e as deformações associadas ao plano ortogonal (direção z) ao que se está a analisar são consideradas nulas. Contudo, as tensões associadas à direção z são consideradas e admitidas iguais às da direção x .

De forma a não existirem problemas ao nível das fronteiras laterais, nomeadamente da fronteira do lado direito, realizou-se uma análise do maciço de fundação do aterro até uma distância de, sensivelmente, quatro vezes a distância da base do aterro.

Destaca-se a presença dos geodrenos, representados com as linhas azuis verticais, modeladas com os elementos “*drains*”, que atravessam a camada de argila (4). Por outro lado, considerou-se que todas as camadas representativas do solo têm um comportamento drenado.

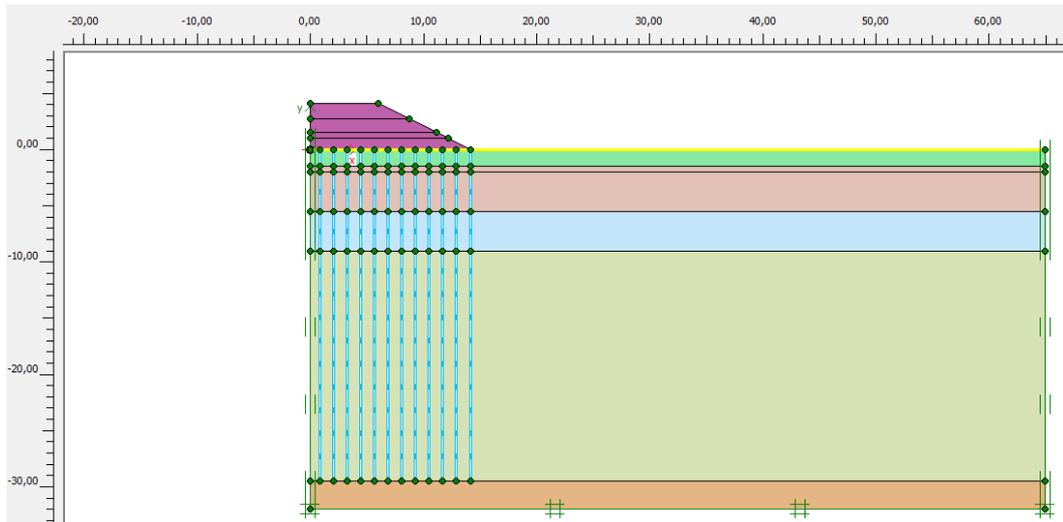


Figura 5.4 – Geometria considerada na modelação

A malha de elementos finitos gerada pode ser observada na Figura 5.5, com um grau de refinamento global médio e 1187 elementos. A região referente à argila, isto é, a camada 4 foi refinada.

Na base do aterro foi colocado um elemento “*geogrid*”, que se representa a amarelo, com um valor residual de rigidez, única e exclusivamente para tornar mais fácil a observação dos resultados finais relativos ao assentamento vertical desta zona.

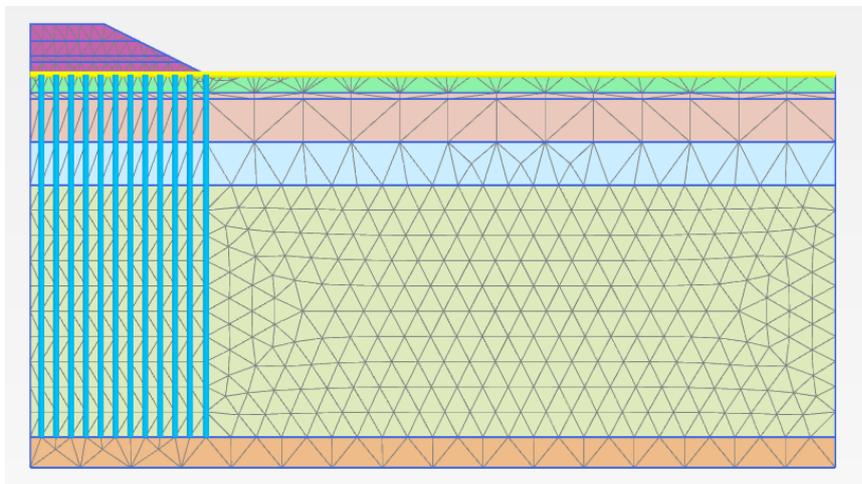


Figura 5.5 – Malha de elementos finitos

As condições hidráulicas assumidas (Figura 5.6) são iguais às do ensaio edométrico relativamente às condições de fronteira “*closed boundary*”, uma vez que sem esta opção a fronteira é considerada drenante, por defeito. A mesma figura diz respeito ao carregamento da primeira camada do aterro de pré-carga, concomitante com a ativação dos geodrenos.

O nível freático, como foi mencionado anteriormente, apresenta-se à cota -2m, e segundo o manual do programa, é conveniente que não trunque nenhuma região. Assim, uma vez que se encontra numa zona interior à camada 2, esta foi dividida em duas regiões, de forma a existir uma linha coincidente com a posição do nível freático (“*General*”) e, desta forma, os erros numéricos poderem ser minimizados.

O nível freático é considerado por defeito como “*General phreatic level*” e consiste na geração da distribuição das pressões hidrostáticas a todas as regiões do modelo considerado, que se situam imediatamente abaixo do nível freático. Refira-se que, existe a possibilidade de considerar descontinuidades na distribuição das pressões neutras – caso que se designa por “*Cluster phreatic level*”.

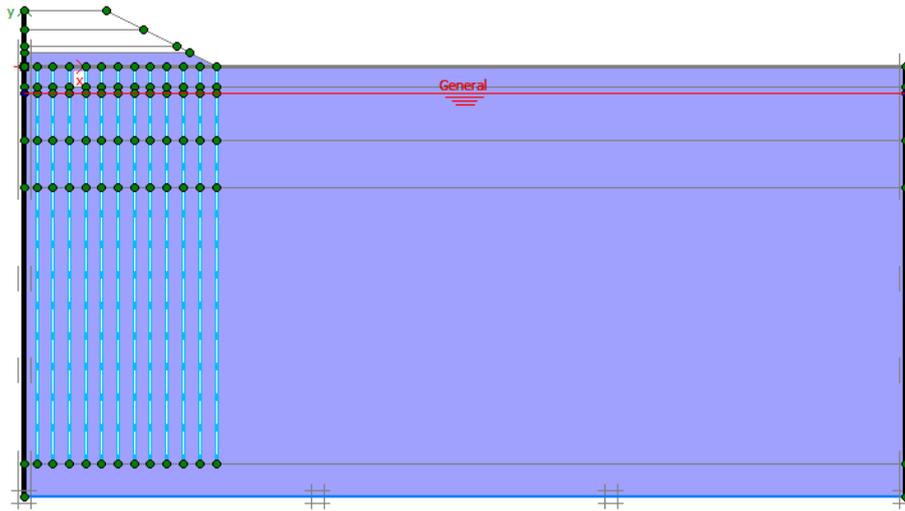


Figura 5.6 - Definição das condições de fronteira hidráulica e ativação dos geodrenos

O faseamento construtivo considerado na modelação realizou-se com base nos dados da monitorização, assim como, o carregamento dos incrementos das camadas de aterro, de forma a ser possível realizar uma análise comparativa entre o que se verificou na realidade e a modelação.

Desta forma, definiram-se quatro fases de cálculo no Plaxis, do tipo consolidação, com o objetivo de associar o fator tempo, nomeadamente o tempo que decorre entre duas leituras sucessivas relativas a duas fases consecutivas. A Figura 5.7 mostra a definição das diferentes fases no Plaxis.

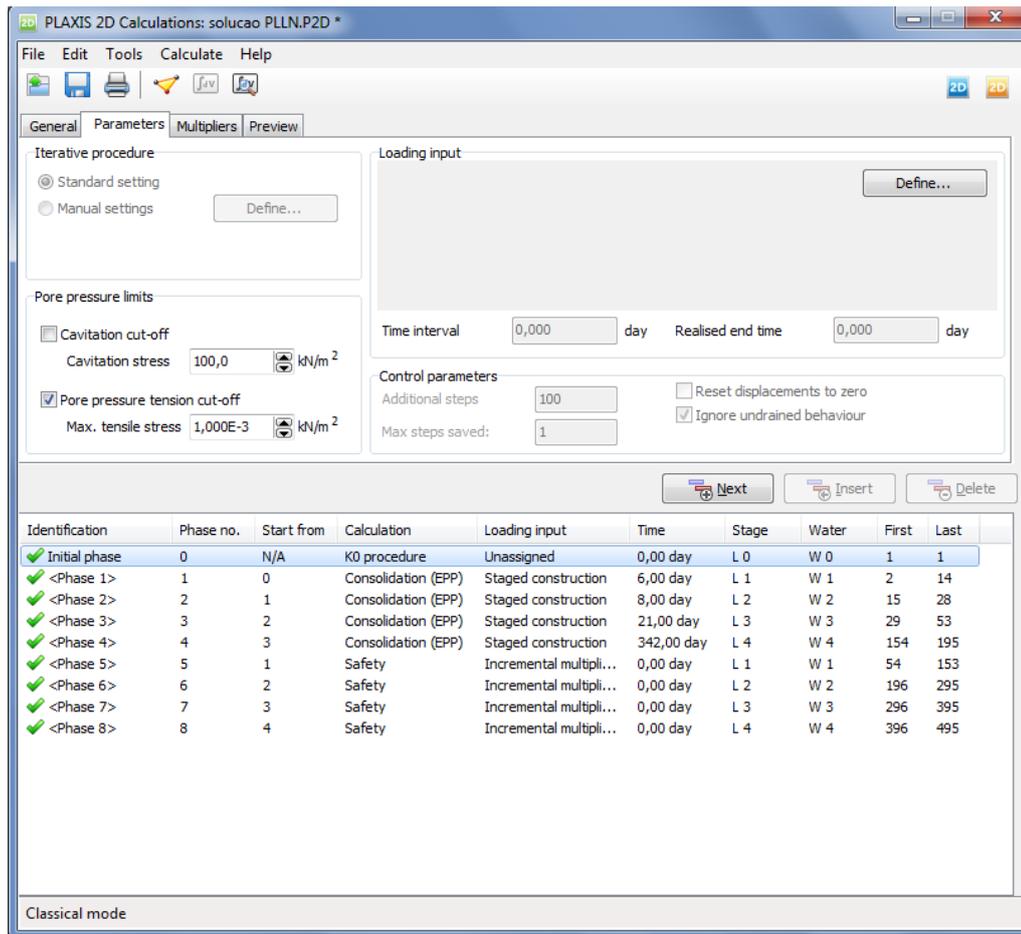


Figura 5.7 - Definição no Plaxis das fases de cálculo da solução implementada obra

As fases 5, 6, 7 e 8, designadas por fases de segurança, permitem verificar a existência, ou não, de uma potencial superfície de deslizamento associada à construção do aterro, através da observação dos deslocamentos incrementais. Verificou-se que apenas as fases 5 e 6 (Figura 5.8), ou seja, a execução associada à primeira e segunda camadas de aterro apresentam a geração de uma tendência para plastificação ainda que longe de definir uma superfície de deslizamento global ou seja os deslocamentos mais expressivos são muito localizados.

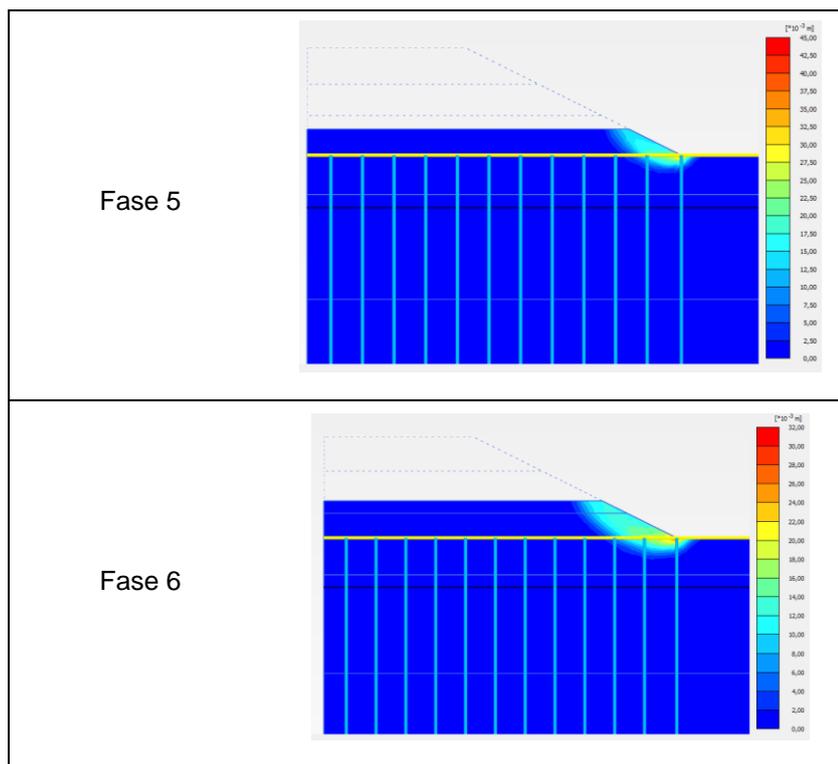


Figura 5.8 – Potenciais superfícies de deslizamento

A deformada final, correspondente a cada fase de cálculo considerada, com a devida escala, apresenta-se na Figura 5.9, onde também é possível observar a deformação dos próprios geodrenos. Estas deformadas correspondem ao que era expectável, destacando-se ainda a ausência de um comportamento de empolamento do terreno ao nível da superfície de fundação do aterro.

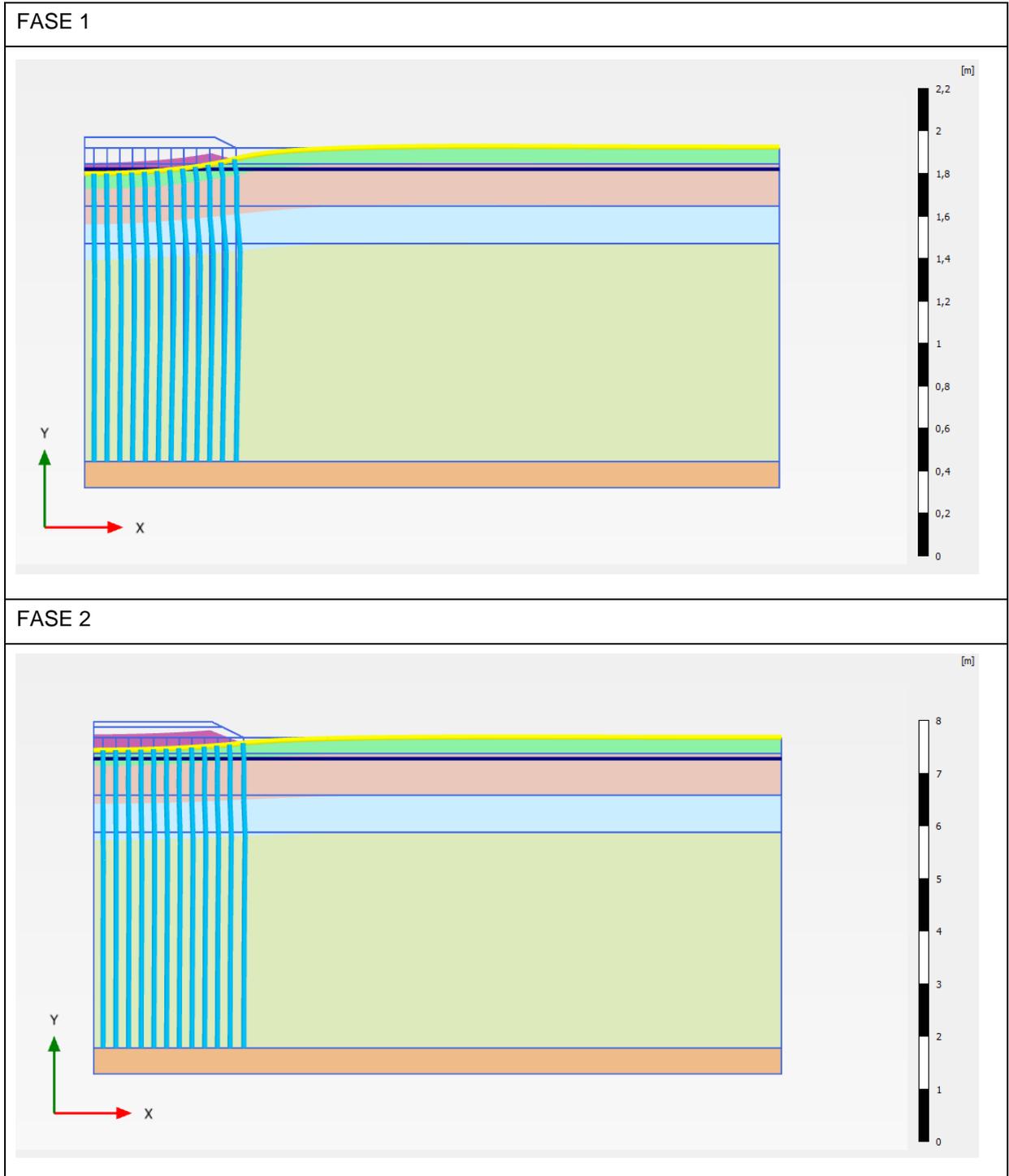


Figura 5.9 - Deformada para cada uma das fases consideradas (continua)

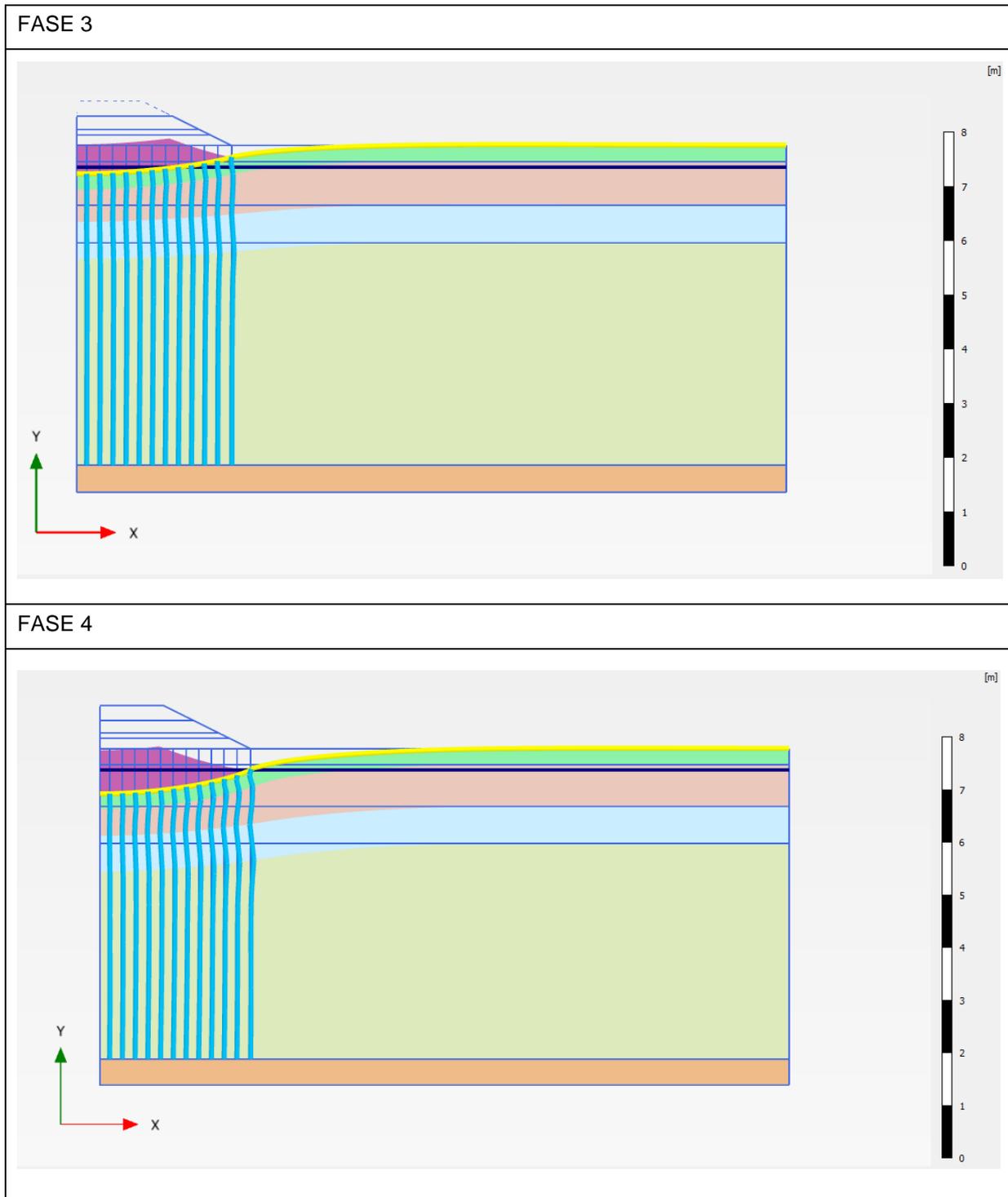


Figura 5.9 – Deformada para cada uma das fases consideradas

A Figura 5.10 apresenta a deformada da superfície do terreno induzida pelo carregamento, isto é, pela ação do peso do aterro, ao fim de 377 dias. De referir que, tal como era previsto, o facto da deformada tender para o limite superior do terreno de fundação, corrobora a hipótese que foi admitida relativamente à geometria do modelo considerado, pelo que se supõe não existirem problemas de truncatura para efeitos de análise do problema em questão.

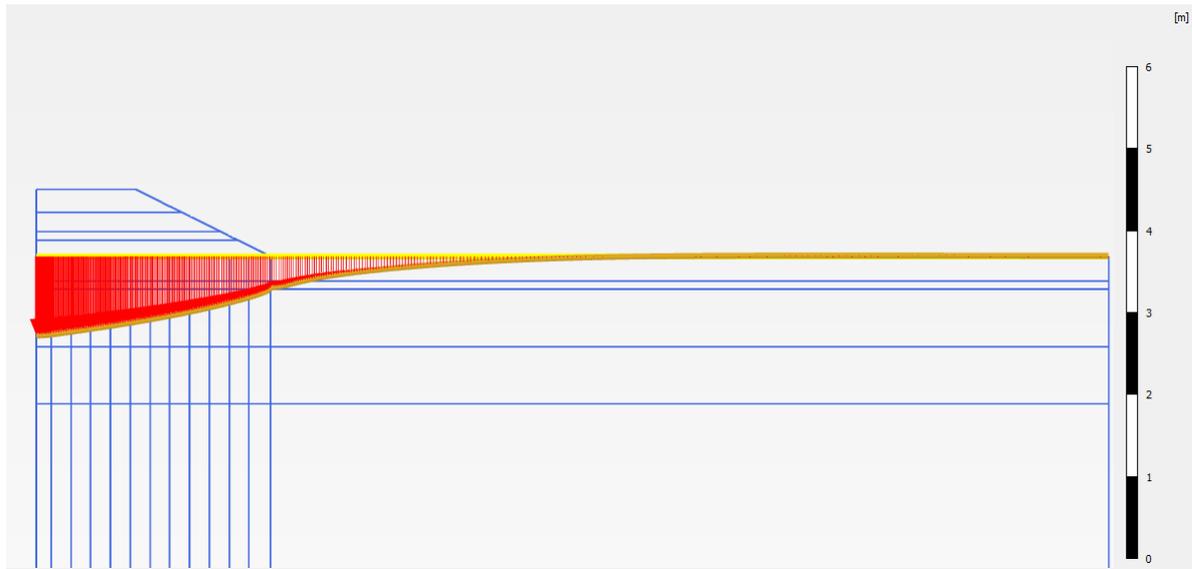


Figura 5.10 – Deformada da superfície do terreno geral

Na Figura 5.11 apresenta-se a evolução dos excessos de pressão neutra ao longo do período analisado, de 377 dias. É possível observar, pela coloração das diferentes representações que os excessos de pressão neutra tendem a dissipar-se ao longo do tempo, sobretudo, nas zonas dos geodrenos. O facto de existir sempre uma concentração de excessos de pressão neutra numa zona imediatamente adjacente aos geodrenos, está relacionada com a existência de fronteiras drenantes a limitar a camada de argila e, principalmente com a permeabilidade reduzida desta. Registe-se que nas outras camadas de solo não existe acumulação de excessos de pressão, uma vez que estão em causa permeabilidades superiores, logo a expulsão da água é realizada mais rapidamente.

Por outro lado, salienta-se ainda o facto de nas fases iniciais se observar o efeito dos geodrenos, através das colorações mais azuladas nas imediações dos mesmos.

O Plaxis permite esboçar curvas referentes a pontos seleccionados antes de executar o cálculo do ficheiro. Assim, com base nos pontos definidos (Figura 5.12), dos quais se seleccionaram F, O, K e G, esboçaram-se algumas curvas que permitem observar a dissipação ao longo do tempo dos excessos de pressão neutra, relativos a pontos em zonas entre geodrenos e, inclusivamente, um ponto (F) coincidente com um desses elementos, de forma a provar que nesse ponto não ocorrem excessos de pressão neutra - Figura 5.13. Como se pode inferir pela progressão das curvas, ao longo do tempo de consolidação os excessos de pressão neutra tendem a dissipar-se, independentemente da profundidade da localização do ponto em análise.

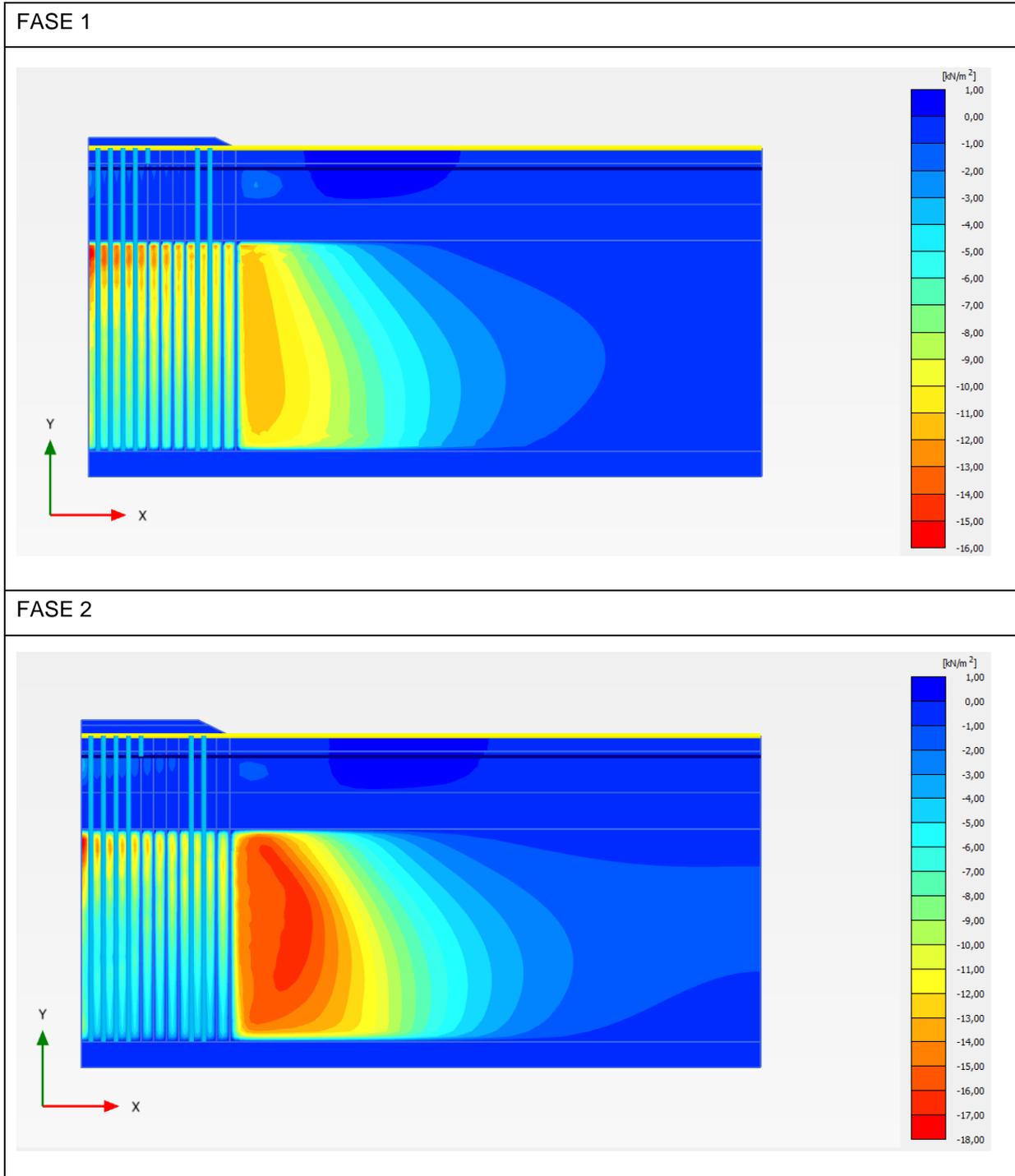


Figura 5.11 – Excessos de pressão ao longo das fases analisadas (continua)

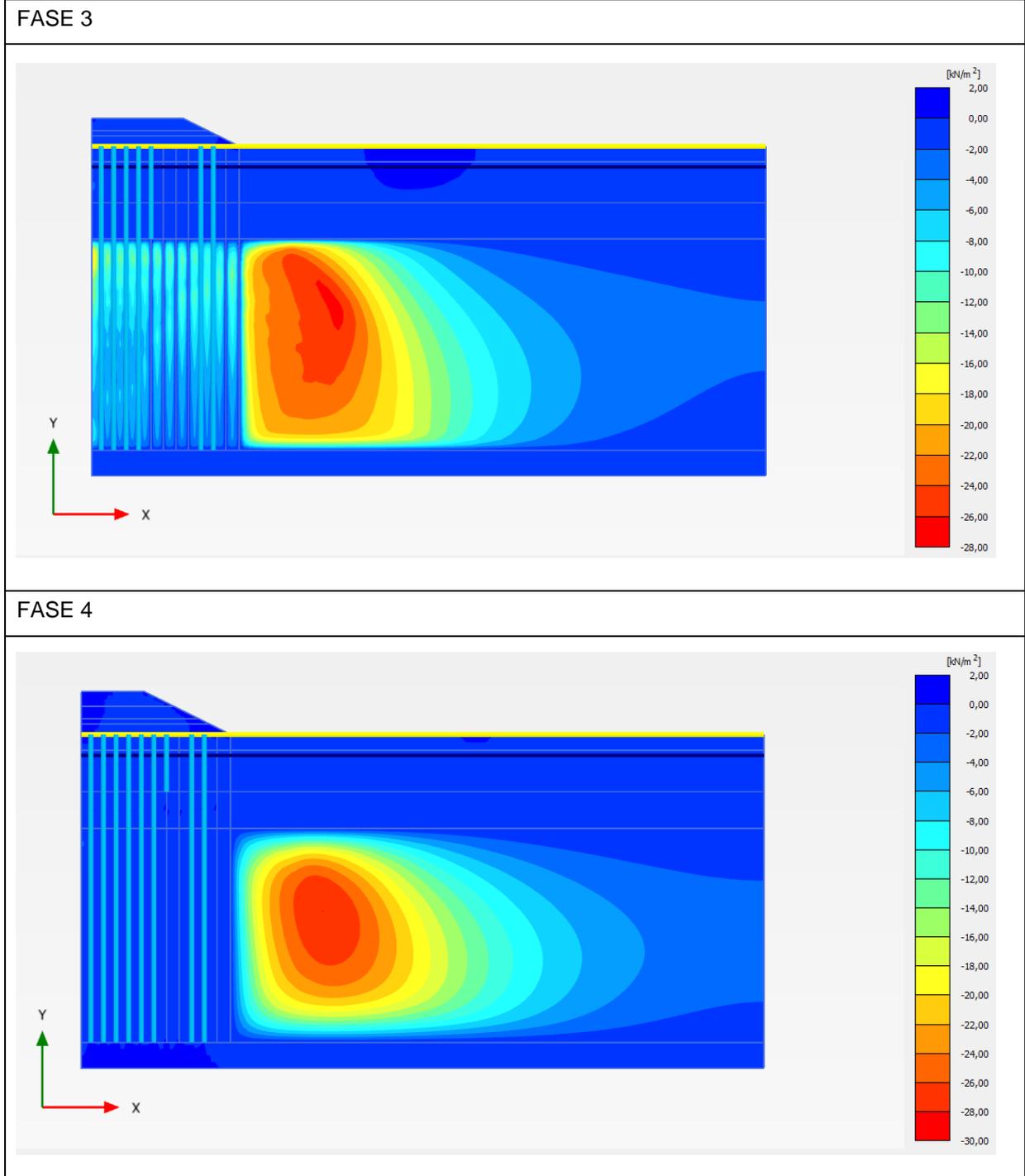


Figura 5.11 – Excessos de pressão ao longo das fases analisadas

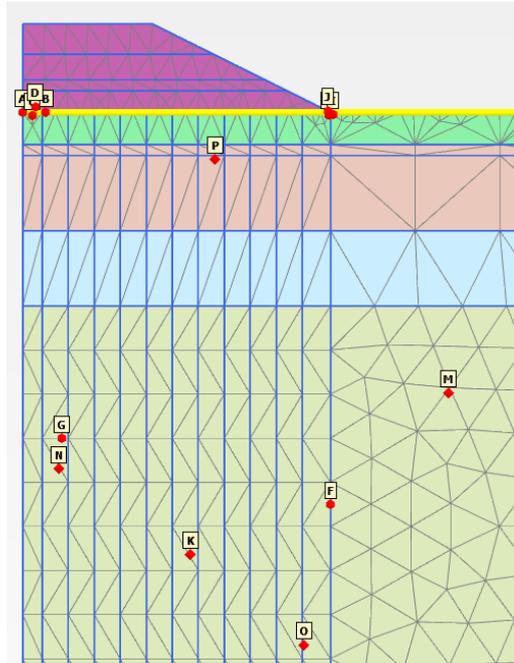


Figura 5.12 - Pontos selecionados para obtenção de curvas

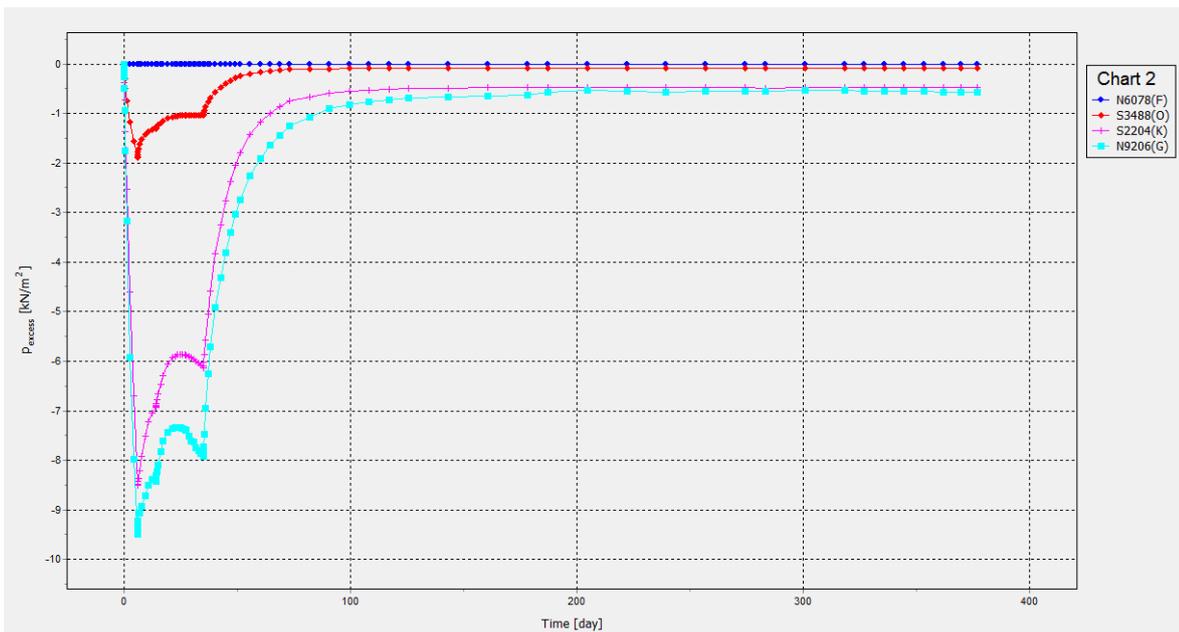


Figura 5.13 - Excesso de pressões neutras ao longo do tempo em 4 pontos distintos da malha

5.3.3. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DA MONITORIZAÇÃO COM A MODELAÇÃO

A comparação mais relevante apresenta-se na Figura 5.14 e diz respeito à comparação da evolução ao longo do tempo dos assentamentos obtidos no Plaxis, com os obtidos na monitorização da obra. Como se pode constatar, o desenvolvimento das curvas (assentamento em função do tempo) é idêntico,

destacando-se a presença de um primeiro troço até 40 dias de atuação da pré-carga, aproximadamente, linear.

No final do período analisado verificou-se que existe apenas uma diferença de 3,5 cm. Esta diferença considera-se perfeitamente aceitável dadas as variáveis que aqui estão a ser consideradas.

No Anexo A2 apresentam-se tabelados os valores dos assentamentos da base do aterro ao longo dos 377 dias, para a modelação efetuada no Plaxis.

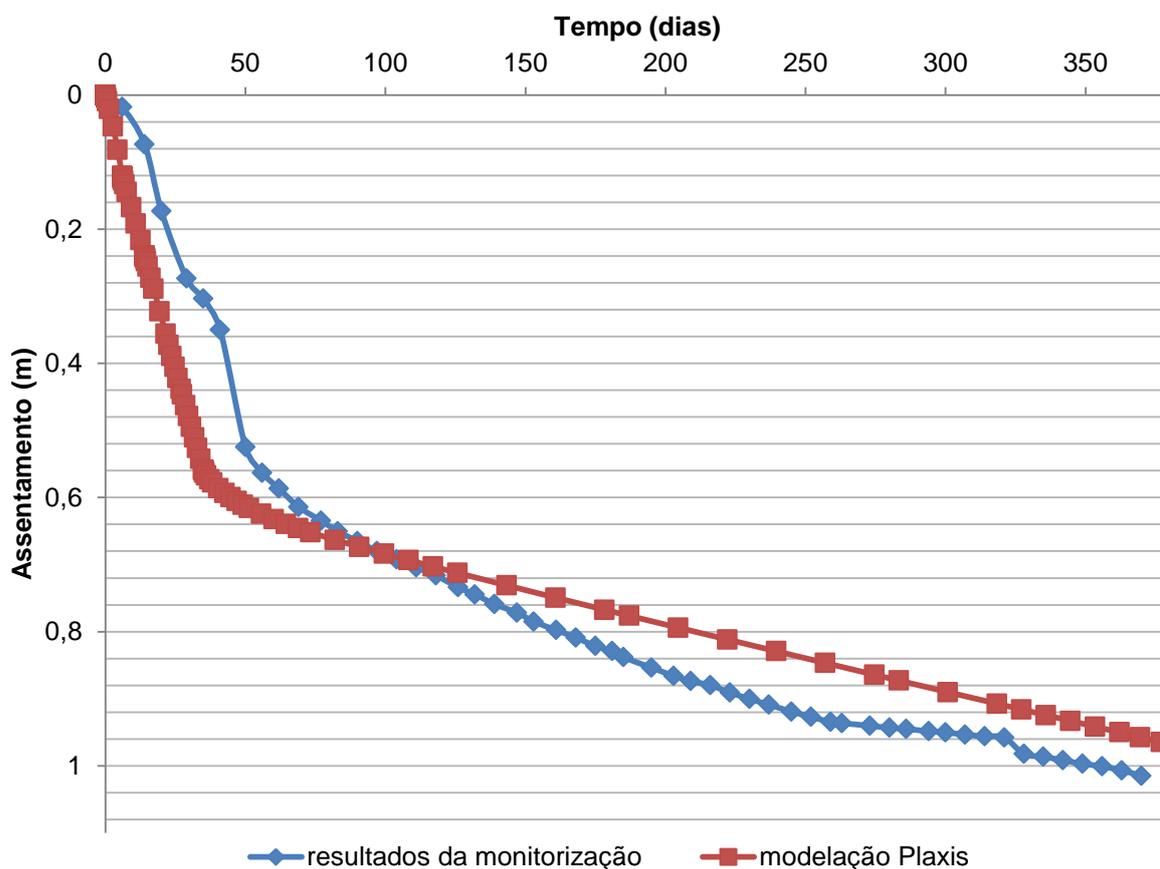


Figura 5.14 - Assentamento ao longo do período de tempo analisado

Em conclusão, é pertinente referir que parâmetros que definem o comportamento das diferentes camadas de solos, nomeadamente, os que dizem respeito à camada da argila, conduzem a um assentamento muito próximo daquele que foi obtido nas observações levadas a cabo na monitorização da obra, pelo que se assume que as modelações realizadas daqui em diante no presente trabalho têm validade.

Adicionalmente, observa-se que as curvas apresentam o mesmo desenvolvimento, ou aproximadamente a mesma forma, o que permite concluir que o faseamento das etapas do cálculo considerado no Plaxis se encontra em conformidade com o que ocorreu na realidade, ou seja, no terreno.

5.4. MODELAÇÃO DE UMA SOLUÇÃO DE TRATAMENTO DO TERRENO EM DSM

5.4.1. CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL TRATADO

O modelo constitutivo utilizado para definir o comportamento do solo estabilizado foi o *Hardening Soil Model*, por ser o modelo mais avançado disponível no Plaxis. No entanto, admite-se que a utilização de outro modelo também seja possível, na medida em que o que tem maior relevância nesta análise é o comportamento elástico, dada a elevada resistência do solo tratado, o que, para as cargas envolvidas, conduz, praticamente a uma rigidez constante para as gamas de tensões envolvidas a rigidez apresentada pelo solo tratado.

Note-se que, idealmente, para definir as propriedades do solo tratado a considerar para efeitos de modelação do comportamento do problema em questão, seria necessário recorrer a ensaios laboratoriais (idealmente sobre carotes recolhidas em colunas piloto) ou *in situ* (tais como ensaios de carga sob colunas pivots instrumentadas), sendo que na ausência dos mesmos o que se considerou, grosso modo, foi a experiência de alguns autores em obras similares. Desta forma, consideraram-se alguns estudos efetuados, presentes na literatura da especialidade, para o caso da mistura do solo, nomeadamente, argiloso, com o ligante no estado húmido.

O peso volúmico mantém-se inalterado em relação ao solo natural e para o ângulo de atrito admitiu-se um valor médio de 35°. Este valor corresponde a um valor típico de ângulo de atrito a volume constante de um material “granular”, que resultará por incremento do diâmetro das partículas agregada por alguma cimentação entre o cimento e o solo.

Como a dilatância só se torna um parâmetro relevante após a plastificação, a consideração deste parâmetro não é muito relevante, no entanto, conservativamente, assumiu-se como sendo $\frac{2}{3} \phi'$.

O valor do intercepto coesivo foi determinado com base na relação apresentada na equação (5.1). Trata-se de uma aproximação, em relação à ordenada máxima da circunferência de Mohr representativa de ensaios de compressão uniaxial (simples), com uma ligeira diminuição (arbitrou-se 20%) admitindo a evolução da envolvente de rotura à medida que a tensão de confinamento aumenta, numa representação das circunferências de Mohr associadas para tensões mais elevadas.

$$c' = \frac{q_u}{2} 0,8 \quad (5.1)$$

Relativamente à permeabilidade, quando se trata de misturas com o ligante (cimento) no estado húmido o que acontece é uma redução da mesma, tornando o material em causa menos permeável. Assim, e uma vez que não foram encontrados dados, concretos ou aproximados, na literatura consultada, que indicassem uma possível relação com as características dos solos em estudo, admitiu-se que a redução de uma ordem de grandeza relativamente à permeabilidade do solo natural, seria uma boa aproximação.

No Quadro 5.3 apresentam-se as características atrás mencionadas para cada uma das camadas de solo existentes.

Quadro 5.3 – Características do solo tratado consideradas

Camada	γ (kN/m ³)	k (m/dia)	ψ (°)	ϕ' (°)
1	18,83	1,49E-02	23,3	
2	15,80	2,32E-04	11,7	
3	16,33	1,67E-01	23,3	35
4	16,00	7,46E-06	11,7	
5	20,39	3,28	23,3	

O módulo de deformabilidade devia ser determinado com base na resistência à compressão não confinada, mas dado que não se realizaram ensaios, no sentido de definir estes parâmetros, foram utilizadas algumas correlações desenvolvidas por Correia (2011), uma vez que o material que serviu de base ao desenvolvimento do trabalho (os solos moles do Baixo Mondego) apresenta características idênticas.

Assumiu-se ainda a relação presente na equação (5.2) para a determinação do módulo de deformabilidade, apresentada por Topolnicki (2009), com base na experiência acumulada.

$$E_{50} = \beta * q_u \quad (5.2)$$

$$\beta \begin{cases} = 120 \text{ para } q_u < 1 \text{ MPa} \\ = 380 \text{ para } q_u > 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

Correia (2011) analisou os resultados relativos à resistência do solo estabilizado com diversos ligantes aplicados isoladamente, para uma dosagem de 125 kg/m³, tempo de cura de 28 dias e considerando a aplicação de pressão vertical na cura de 24kPa, e concluiu que, em termos de resistência à compressão não confinada, dos quatro cimentos admitidos no estudo, o que origina um efeito estabilizador superior é o cimento Portland I 42,5R. Nesta sequência, concluiu também que a resistência não varia em conformidade com a resistência mecânica dos cimentos, pois o cimento Portland I 52,5R é o que origina a menor das resistências nos solos estabilizados. Estas considerações representam-se no gráfico da Figura 5.15.

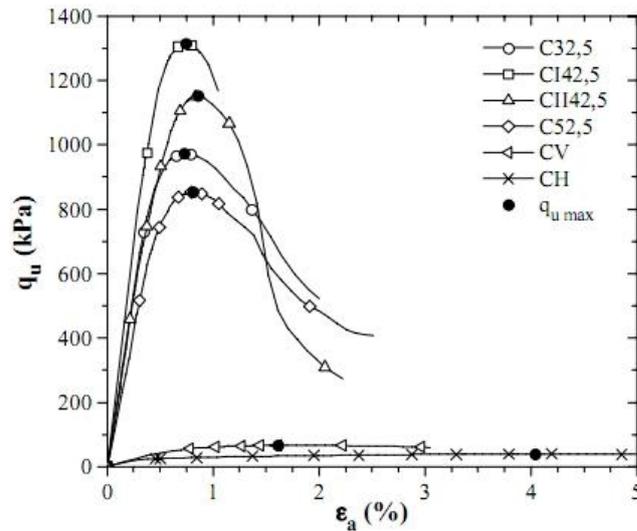


Figura 5.15 – Curvas tensão-deformação de ensaios UCS realizados por Correia sobre amostras com ligantes aplicados isoladamente (Correia, 2011)

O mesmo autor complementou o estudo considerando o comportamento diferido por cura da mistura, sabendo que a resistência à compressão aumenta ao longo do tempo. Neste âmbito, Correia (2011) determinou uma lei que rege esse crescimento para uma mistura de CI42,5 com escória, com as percentagens 75/25 para uma dosagem 125 kg/m^3 e uma pressão vertical na cura 24 kPa.

Como o que se pretende analisar no presente trabalho é a evolução da resistência à compressão de uma mistura do solo natural com o ligante aplicado isoladamente e só se dispõe dessa informação com a combinação adicional com escória, o que se considerou foi uma normalização das resistências. Esta normalização constitui uma aproximação à resistência à compressão do cimento aplicada isoladamente, com base na mistura com escória, afetada da resistência à compressão com o cimento aplicado isoladamente para um tempo de cura de 28 dias.

A relação descrita da evolução da resistência à compressão não confinada com o tempo de cura para uma mistura de cimento com escória, assim como a lei da referida normalização, correspondente aos 28 dias, apresentam-se no gráfico da Figura 5.16.

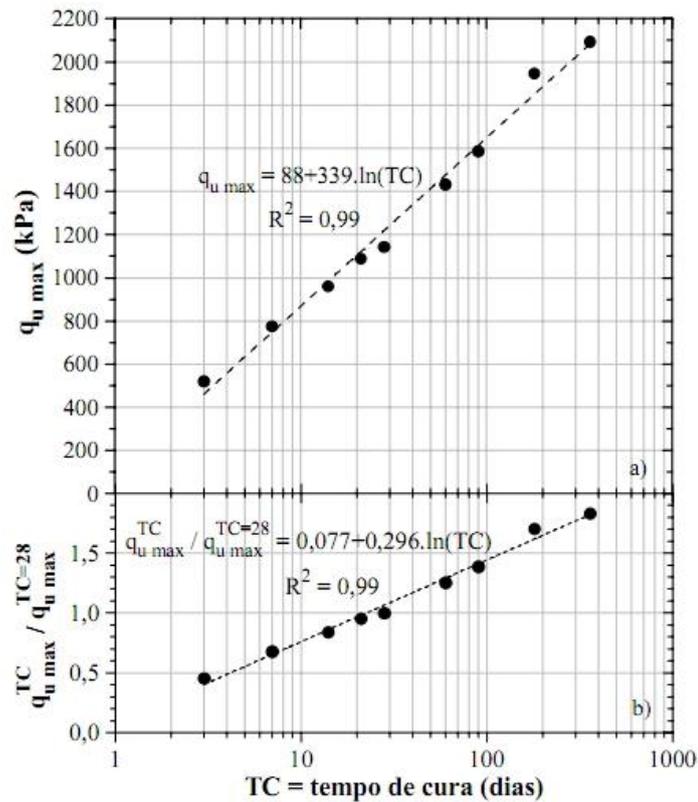


Figura 5.16 – Evolução da resistência à compressão não confinada com o tempo de cura para amostras estabilizadas com CI42,5-E (Correia, 2011)

Desta forma fixaram-se os seguintes pressupostos para a determinação dos módulos de deformabilidade dos diferentes solos que compõem o maciço de fundação do aterro:

- o cimento que se considera na mistura com o solo argiloso diz respeito ao cimento Portland I 42,5R, uma vez que foi o que apresentou uma resistência à compressão superior aos 28 dias, ou seja 1314 kPa, no estudo realizado por Correia (2011);
- uma vez que não se conhece a evolução no tempo da mesma resistência para misturas de cimento com solos arenosos, admitiu-se que seguem a mesma lei considerada para solos argilosos, sendo apenas distinta a resistência aos 28 dias, que se considerou 2000 kPa, visto tratar-se de um valor típico.

De forma a ilustrar estas considerações apresentam-se no Quadro 5.4, os valores de resistência à compressão não confinada admitidos, referentes a tempos de cura (TC) analisados na execução do trabalho que adiante se apresenta.

Os valores da resistência q_u para as argilas e para as areias cimentadas foram obtidos de forma idêntica em ambas as situações, ou seja, multiplicando o valor da resistência aos 28 dias referente à mistura apenas com cimento, 1314 kPa e 2000 kPa, respetivamente, pela expressão apresentada na Figura 5.16, relativa à evolução de $q_{u,máx}^{TC} / q_{u,máx}^{TC=28 \text{ dias}}$ no tempo. Salienta-se novamente, que esta situação só foi considerada, uma vez que não se dispunha de dados respeitantes à mistura do solo apenas com cimento.

Quadro 5.4 - Resistências à compressão para diferentes tempos de cura

TC (dias)	$\frac{q_u}{q_u, 28 \text{ dias}}$ (Figura 5.16)	q_u argilas cimentadas (kPa)	q_u areias cimentadas (kPa)
7	0,65	858,0	1306,0
14	0,86	1127,6	1716,3
28	1,06	1397,2	2126,7
1825 (5anos)	2,30	3021,9	4599,5

Com base nos valores assumidos para a resistência à compressão, o módulo de deformabilidade a 50% da carga de colapso foi obtido com base na equação apresentada anteriormente - (5.2).

Contudo, assumiu-se o parâmetro β para argilas igual a 200, por apresentarem um q_u ligeiramente superior a 1 MPa, nomeadamente a 28 dias, por não se considerar oportuno admitir o valor (máximo) de 380, que se admitiu para as areias. Ou seja, admite-se que a majoração da resistência à compressão deve ser superior nas areias, mas o facto da resistência à compressão ser superior a 1MPa, a 28 dias do tempo de cura para argilas não se admite o valor máximo do β (380), porque se considera demasiado elevado, por isso minorou-se esse valor, tendo em consideração o mais baixo. Os valores considerados apresentam-se no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Resistências à compressão e respetivos módulos de deformabilidade a 50% da carga de rotura

TC (dias)	Camadas Argilosas cimentadas		Camadas Arenosas cimentadas	
	q_u (kPa)	E_{50}^{ref} (MPa)	q_u (kPa)	E_{50}^{ref} (MPa)
7	858,0	171,6	1306,0	496,3
14	1127,6	225,5	1716,3	652,2
28	1397,2	279,4	2126,7	808,1
1825 (5anos)	3021,9	604,4	4599,5	1747,8

5.4.2. MODELO UTILIZADO NO PLAXIS

Numa fase inicial foi necessário definir as características geométricas do aterro, assim como o material utilizado. Relativamente às características geométricas pode-se referir que são função da rasante, uma vez que se trata de um aterro rodoviário. O aterro definitivo apresenta uma altura de 5m, uma plataforma com largura 13m e a inclinação é de 1:2 (V:H), à semelhança do que foi considerado no aterro de pré-carga.

A geometria do modelo utilizado é em tudo idêntica à que foi considerada na modelação da solução implementada em obra, com a exceção da substituição dos elementos geodrenos por regiões (*clusters*), que constituem as colunas de solo com cimento, e da consideração de uma extensão superior de análise, cerca de cinco vezes superior à largura da base do aterro. Relativamente às colunas, assumiu-

se em todas as soluções definidas que se apresentam mais adiante, que a última coluna coincide sempre com o pé do talude, independentemente do afastamento considerado entre colunas.

Na Figura 5.17 apresenta-se uma geometria de um modelo analisado ao longo da realização do presente trabalho, mais especificamente o que considera o afastamento entre colunas 2,4m. De forma a tornar mais prático o processo da definição da geometria do problema em estudo, o desenho foi realizado no programa AutoCAD® e gravado num formato específico de forma a importá-lo para o Plaxis.

A malha de elementos finitos gerada correspondente apresenta-se na Figura 5.18, idêntica aos restantes casos que foram analisados, com um grau de refinamento bom, com cerca de 1500 elementos.

Como se pode verificar admitiu-se que as colunas atravessam completamente a camada de argila (4), chegando a atingir a camada mais resistente da estratificação considerada, perfazendo um total de 30,5m de comprimento. A possibilidade de introduzir um elemento de interface entre as colunas, de forma a simular a interação entre o solo e as mesmas foi alvo de estudo. No entanto, considerou-se desnecessário admitir a presença deste elemento, porque as colunas constituem elementos rígido e, por defeito, o programa assume essa condição.

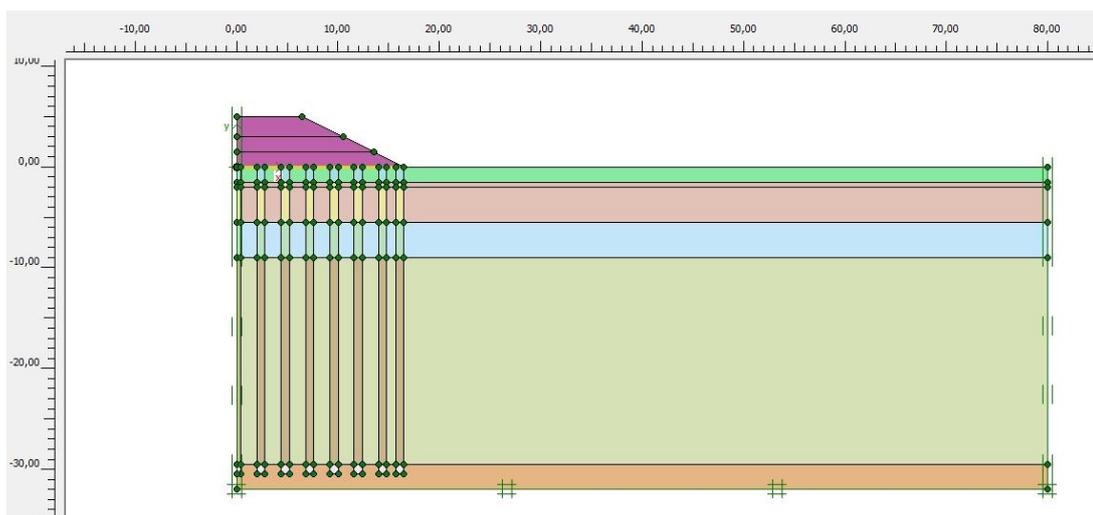


Figura 5.17 – Geometria considerada para um caso geral

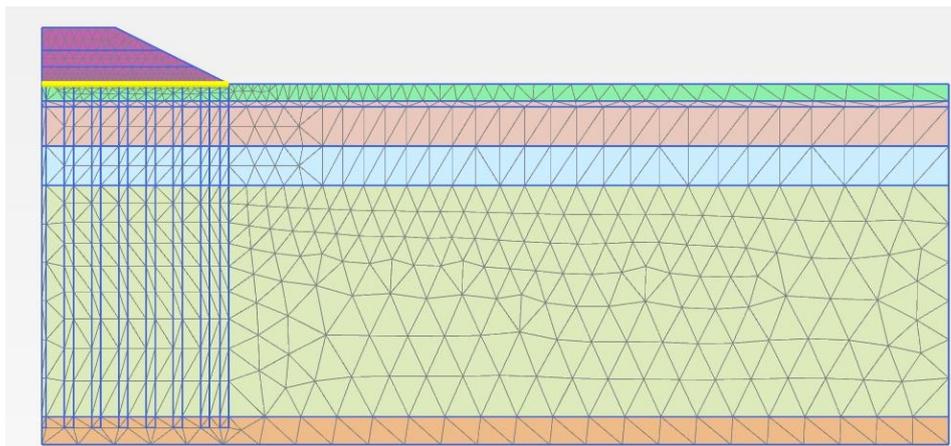


Figura 5.18 – Malha de elementos finitos considerada para um caso geral

5.5. CASOS ANALISADOS

Ao longo da execução do presente trabalho considerou-se constante o diâmetro das colunas - 0,8m - por forma a estudar o efeito da introdução de outras variáveis como o afastamento entre as mesmas ou o tempo de cura do cimento. Assim, na Análise 1 arbitrou-se um espaçamento entre colunas de três vezes o diâmetro das mesmas.

Na primeira análise (Análise 1) foi fixado o espaçamento de 2,4m e foram admitidos três tempos de cura (7, 14 e 28 dias), com o objetivo de verificar as alterações que este efeito provoca do ponto de vista do comportamento do aterro em análise. Na segunda análise (Análise 2), o tempo de cura foi fixado nos 28 dias e analisou-se a existência, ou não, de uma plataforma de transferência de cargas constituída por um material *tout venant* (tipo A) ou betão (tipo B), tendo sido usados vários espaçamentos entre colunas.

O Quadro 5.6 apresenta uma planificação dos casos estudados, sendo que o que importa na análise 1 é o tempo de cura e na análise 2 a distância entre colunas, admitindo ou não a presença de uma plataforma de transferência de cargas.

Quadro 5.6 – Apresentação dos casos estudados

Estudo da implementação de uma solução alternativa em DSM				
Análise 1		Análise 2 (TC 28 dias)		
Espaçamento entre colunas (m)	TC (dias)	Sem plataforma	Com Plataforma	
			Tipo A	Tipo B
	7	Espaçamento entre colunas (m)	Espaçamento entre colunas (m)	
		0,8		
2,4	14	1,6	2,4	2,4
		2,4	3	3
	28	3	3,3	4
		3,3		

É ainda pertinente referir, que a estimativa do tempo de execução das colunas em obra teve por base um valor indicativo na execução de estacas com trado contínuo em solos deste tipo (moles) – 200m/dia – o qual foi acrescido ligeiramente para 300m/dia admitindo que o rendimento é superior pela não necessidade de colocação de armadura.

Relativamente à construção do aterro definitivo assumiu-se, simplifadamente, que a construção é executada em três fases consecutivas, de 1,5m, 1,5m e 2m, sendo que cada uma tem a duração de três dias.

Por fim, relembra-se que se pretende que os assentamentos ao nível da base do aterro não sejam excessivos, de forma a porem em causa a estabilidade e segurança do aterro, bem como a sua funcionalidade. Desta forma, a observação dos assentamentos ocorridos em cada um dos casos analisados é importante, e começa por ser o primeiro ponto abordado na caracterização dos resultados obtidos.

5.5.1. ANÁLISE 1

As características das colunas de solo tratado consideradas nesta análise apresentam-se no Quadro 5.7. Os materiais não tratados mantêm as características indicadas anteriormente, obtidas pela metodologia de Robertson (2009). O módulo de deformabilidade E_{ur}^{ref} , foi considerado três vezes superior ao módulo E_{50}^{ref} , simplificação adotada no Plaxis e o intercepto coesivo determinado de acordo com a equação (5.1).

Quadro 5.7 – Módulos de deformabilidade para os tempos de cura 7, 14 e 28 dias

	Camadas intersectadas	$E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$ (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	c' (MPa)
TC 7 dias	1_3_5	496,3	1488,8	0,522
	2_4	171,6	514,8	0,343
TC 14 dias	1_3_5	652,2	1956,6	0,687
	2_4	225,5	676,6	0,451
TC 28 dias	1_3_5	808,1	2424,4	0,851
	2_4	279,4	838,3	0,559

O faseamento construtivo do aterro consistiu na ativação sucessiva das camadas que o compõem, sendo que, posteriormente se admitiu uma fase de cálculo até 90% da consolidação, para analisar os assentamentos ou outras alterações que ocorram no maciço.

Na Figura 5.19 apresenta-se a deformada da parte superior do maciço de fundação do aterro, no final da consolidação de 90%. Note-se ainda, que para os tempos de cura 7, 14 e 28 dias, esta consolidação foi atingida no final de 1077, 994 e 705 dias, respetivamente.

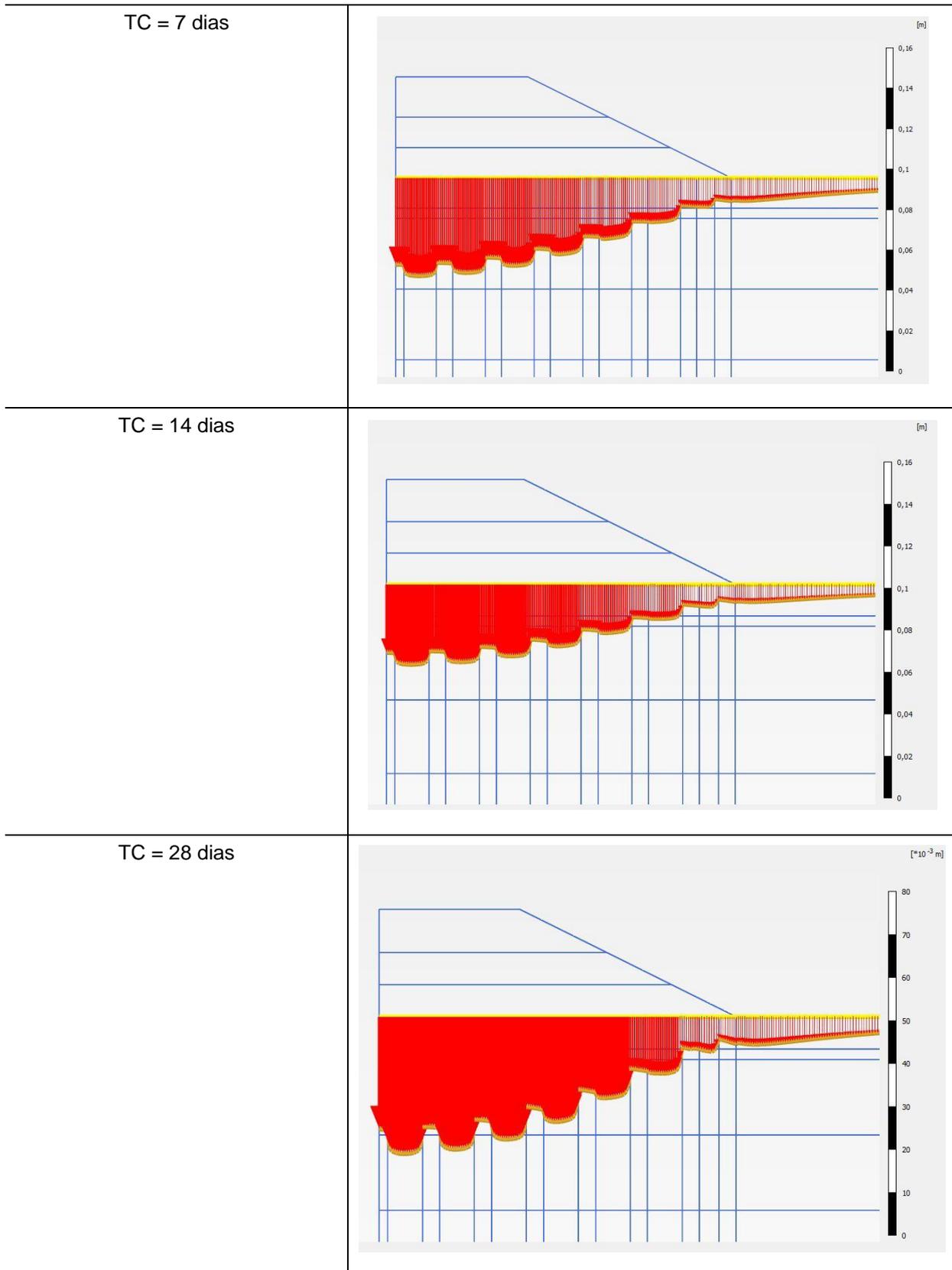


Figura 5.19 – Deformada relativa aos assentamentos verticais, ao nível da superfície do terreno

A forma da deformada dos assentamentos verticais, apresentada na Figura 5.19, é idêntica para os diferentes tempos de cura, e conforme se compreenderá quanto maior for o tempo de cura, maior é o módulo de deformabilidade, logo, era expectável que o assentamento relativo ao tempo de cura de 28 dias fosse o inferior. Verifica-se ainda, que o aumento do assentamento é superior quando se passa de 7 dias para 14 dias de cura, do que de 14 dias para 28 dias de cura e apenas são representados os assentamentos superiores que ocorrem ao longo de uma posição central da base do aterro - Figura 5.20.

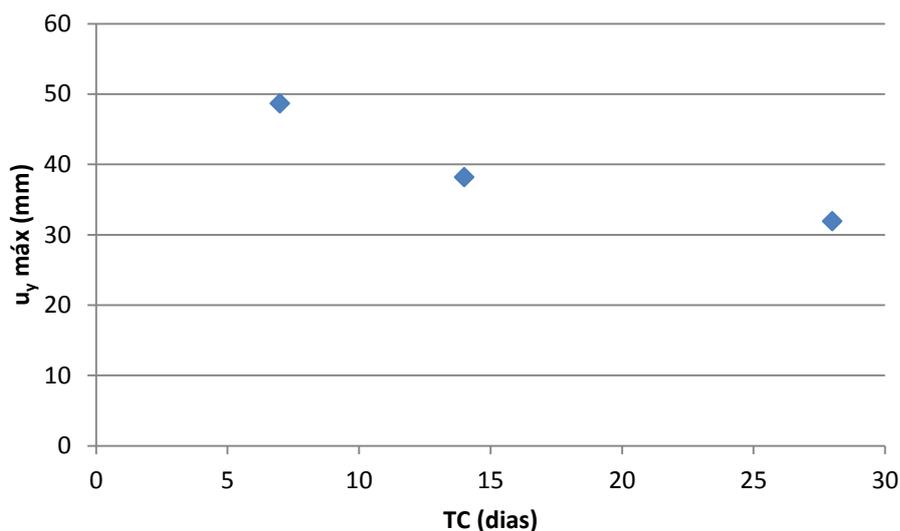


Figura 5.20 – Assentamento da base do aterro relativos aos tempos de cura analisados

A Figura 5.21 apresenta a evolução dos deslocamentos horizontais máximos que se evidenciam ao nível da base do pé do talude do aterro, zona apresentada na Figura 5.22.

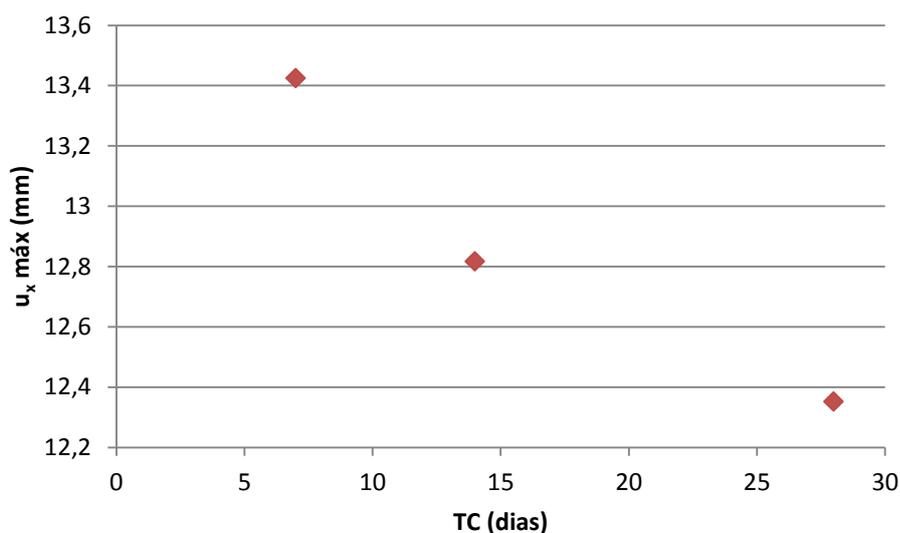


Figura 5.21 – Deslocamentos horizontais máximos relativos aos tempos de cura analisados

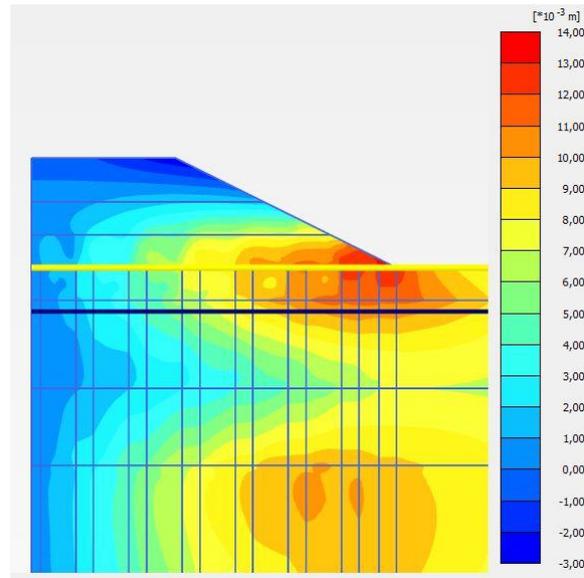


Figura 5.22 - Pormenor da localização dos deslocamentos horizontais superiores

A Figura 5.23 apresenta, em conformidade com as relações apresentadas anteriormente, a relação do deslocamento total máximo com o tempo de cura.

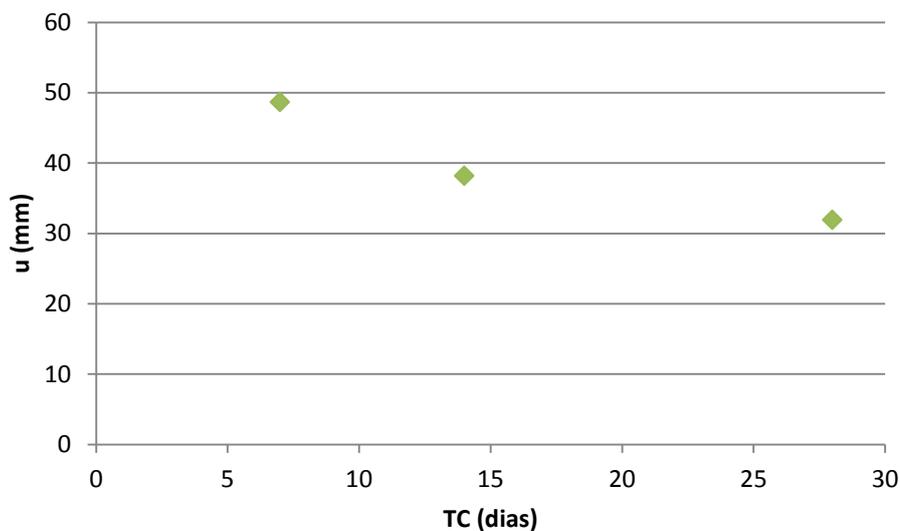


Figura 5.23 – Deslocamentos totais máximos relativos aos tempos de cura analisados

No que concerne à dissipação dos excessos de pressão neutra, verificou-se que, independentemente do tempo de cura considerado, o valor no final da consolidação de 90% é de aproximadamente 2kPa. A Figura 5.24 representa a coloração relativa aos excessos de pressão neutra no final da consolidação, para um tempo de cura de 7 dias; para os outros tempos - 14 e 28 dias - a figura é idêntica. Destaca-se, portanto, que é na zona central da camada de argila, mais concretamente numa posição a meio do aterro, que estão localizadas os excessos de pressão neutra por dissipar. Nas outras camadas, a dissipação das pressões neutras realizou-se completamente, admitindo-se que o valor 2kPa é um valor residual.

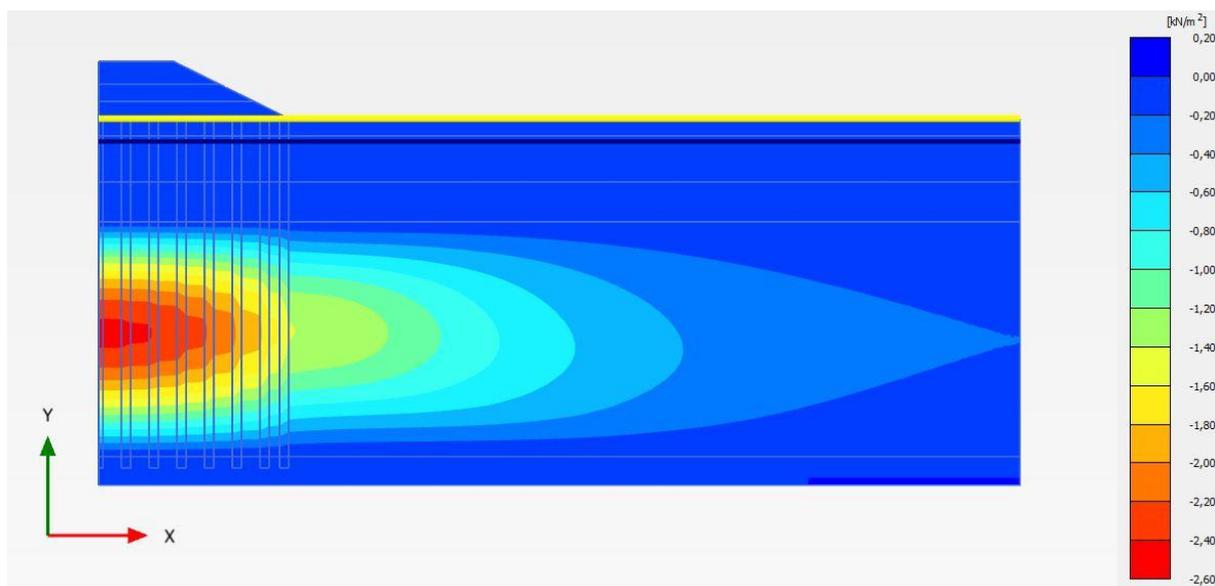


Figura 5.24 – Representação dos excessos de pressão neutra no final da consolidação (90%)

5.5.2. ANÁLISE 2

Nesta fase do trabalho foi considerado o carácter tridimensional da situação em apreço, isto é, do funcionamento das colunas como elementos de suporte do aterro colocado superiormente. Estando a ser realizada uma análise bidimensional no programa Plaxis, considerou-se como parâmetro de *input* para a rigidez, uma espécie de rigidez equivalente, que tem em conta o afastamento entre colunas, como se de uma largura de influência se tratasse. Esta consideração é importante admitindo, ou não, a presença de uma plataforma de transferência de cargas.

Na Figura 5.25 apresenta-se um esquema em planta da influência da disposição das colunas (com 0,8m de diâmetro) na definição do módulo de deformabilidade considerado no Plaxis, admitindo um afastamento entre eixos de 2,4 m. Ainda que a disposição possa ser considerada, ou não, em quincôncio o valor da deformabilidade aqui tratada não sofrerá alterações, mantendo constantes os afastamentos entre os eixos das colunas.

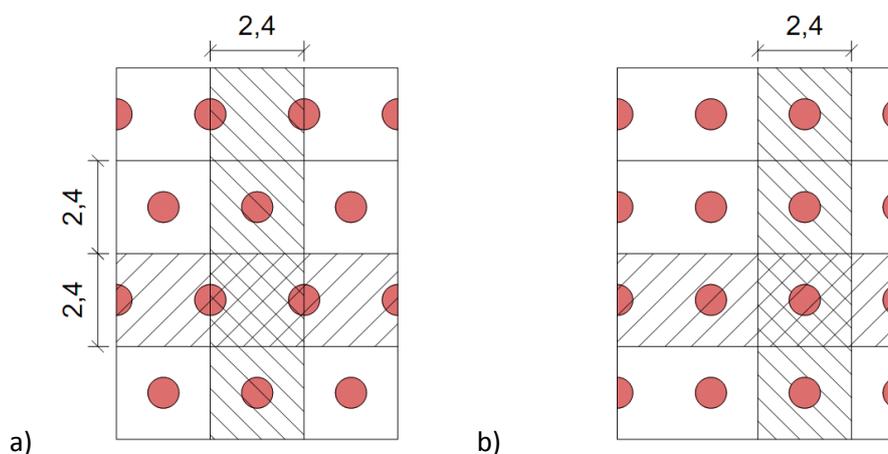


Figura 5.25 – Esquema em planta considerado na definição da "largura de influência", distância em metros: a) malha em quincôncio, b) malha quadrada

Esta análise considerou a hipótese da existência de uma plataforma de transferência de carga (PTC), como fator relevante, dado que, através desta é feita uma redistribuição de esforços do corpo do aterro para os elementos mais rígidos existentes no solo, neste caso, as colunas, de forma a não carregar diretamente o solo. O que está em causa é a mobilização do efeito de arco e a principal vantagem da sua mobilização é a redução dos possíveis assentamentos totais ou diferenciais que possam ocorrer.

Geralmente verifica-se que este tipo de plataformas se aplica quando o aterro tem de ser construído sobre solos moles. No entanto, admite-se que apesar do maciço de fundação do aterro aqui em estudo não assentar diretamente num solo mole, será uma mais-valia a consideração deste tipo de estrutura de forma a distribuir as cargas provenientes do corpo do aterro para a fundação do mesmo.

Segundo Caramelo (2011) o “efeito de arco desempenha um papel significativo no comportamento de aterros suportados por colunas”. Porém, para cumprir devidamente o processo para o qual são utilizadas as PTC, é necessário que fatores como a espessura da plataforma, o material da mesma e das colunas e o espaçamento entre colunas, se combinem adequadamente para que o efeito de arco se realize em conformidade com o que é esperado.

Na realização do presente trabalho consideraram-se dois tipos de PTC, um com um material *tout venant* reforçado com uma geogrelha (Figura 5.26 a) e outro, rígido, em betão (Figura 5.26 b). Por questões práticas daqui em diante o primeiro será a PTC do tipo A e o segundo do tipo B. Ambos foram admitidos com uma espessura de 30cm, por questões de execução em obra.

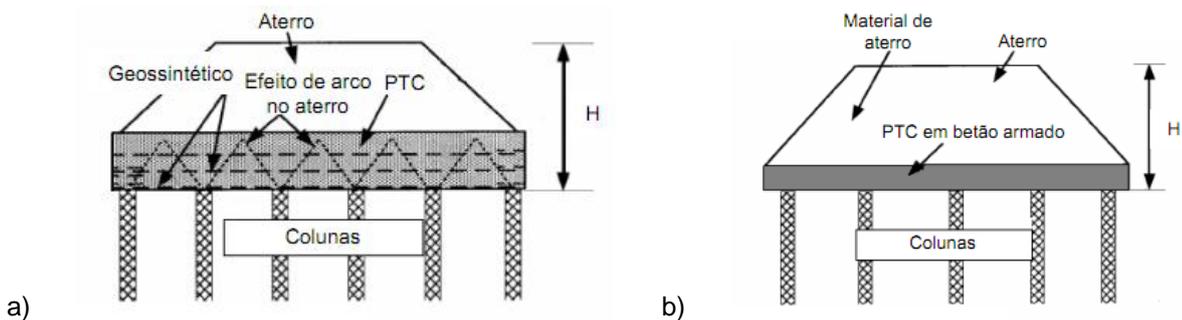


Figura 5.26 - Representação das plataformas de transferência de carga consideradas a) em material granular e b) betão (Caramelo, 2011) adaptado de Abdullah (2006)

Convém ainda referir que nesta análise se admitiu sempre o tempo de cura de 28 dias, para os casos estudados, uma vez que, do ponto de vista do controlo do material em obra, geralmente se considera esse período de tempo para caracterização dos parâmetros necessários, nomeadamente as resistências.

5.5.2.1 Aterro sem plataforma de distribuição de carga

A principal alteração introduzida neste estudo, relativamente à situação que foi efetuada na análise 1, está relacionada com a consideração de uma rigidez que tem em conta o efeito tridimensional do afastamento das colunas, associado ao tempo de cura de 28 dias - Figura 5.27.

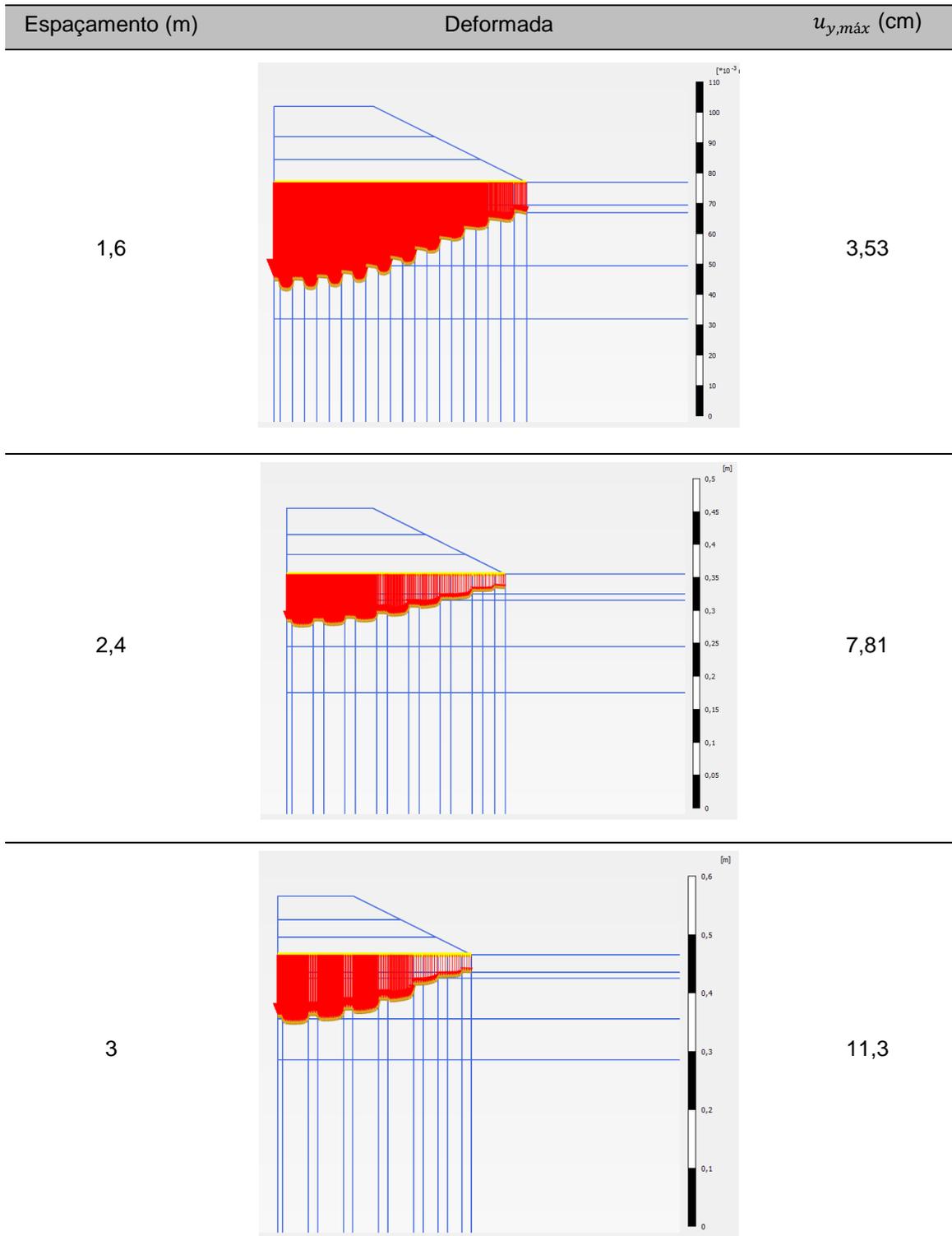


Figura 5.27 - Representação da deformada para cada um dos espaçamentos considerados no final da consolidação (continua)

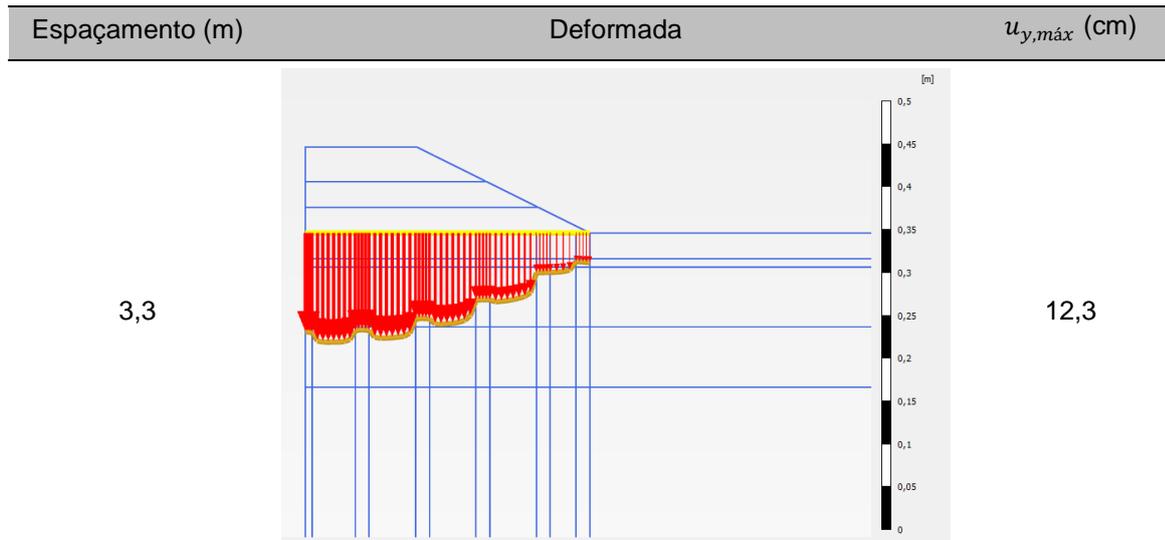


Figura 5.27 - Representação da deformada para cada um dos espaçamentos considerados no final da consolidação

O objetivo da Figura 5.28 consiste em verificar qual a relação existente entre o assentamento máximo da base do aterro e o afastamento entre colunas – linear.

Na relação apresentada na Figura 5.28 não foi considerada a solução com o espaçamento inferior, isto é o afastamento de 1,6m, por não se considerar uma solução viável do ponto vista de execução e económico. Salienta-se ainda, que apenas se considerou a definição do espaçamento de 3,3m para a obtenção de mais um ponto para a definição do traçado, visto que a estrutura colapsava para afastamentos superiores a este. Inicialmente começou por se considerar um afastamento igual a 4m, contudo, perante a ocorrência do colapso, a estratégia foi ir reduzindo 10cm, iterativamente, até na ocorrer o colapso da estrutura.

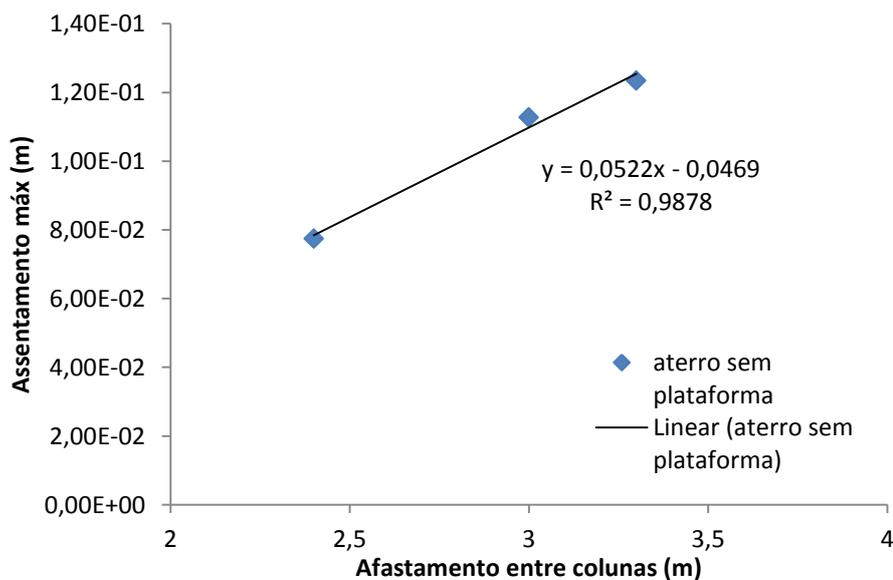


Figura 5.28 - Relação entre o afastamento entre colunas e o assentamento máximo

O excesso de pressão neutra no final da consolidação aumenta ligeiramente com o afastamento entre colunas, sendo o valor máximo aproximadamente 3 kPa. Esta situação era previsível, uma vez que, com um afastamento superior entre colunas o maciço de fundação acaba por estar mais sujeito às cargas provenientes do aterro, e fazer com que estas se instalem no maciço como excessos de pressão neutra.

Para a situação do afastamento igual a 3m foram observados os deslocamentos horizontais e concluiu-se que os maiores se localizam nas imediações da última coluna, independentemente do tempo considerado, o que corresponde ao expectável, já que é nesta zona que se concentram maiores tensões distorcionais. Nas Figura 5.29 e Figura 5.30 representa-se a variação dos deslocamentos horizontais na área analisada, no final da construção do aterro e atingida uma consolidação de 90%, respetivamente.

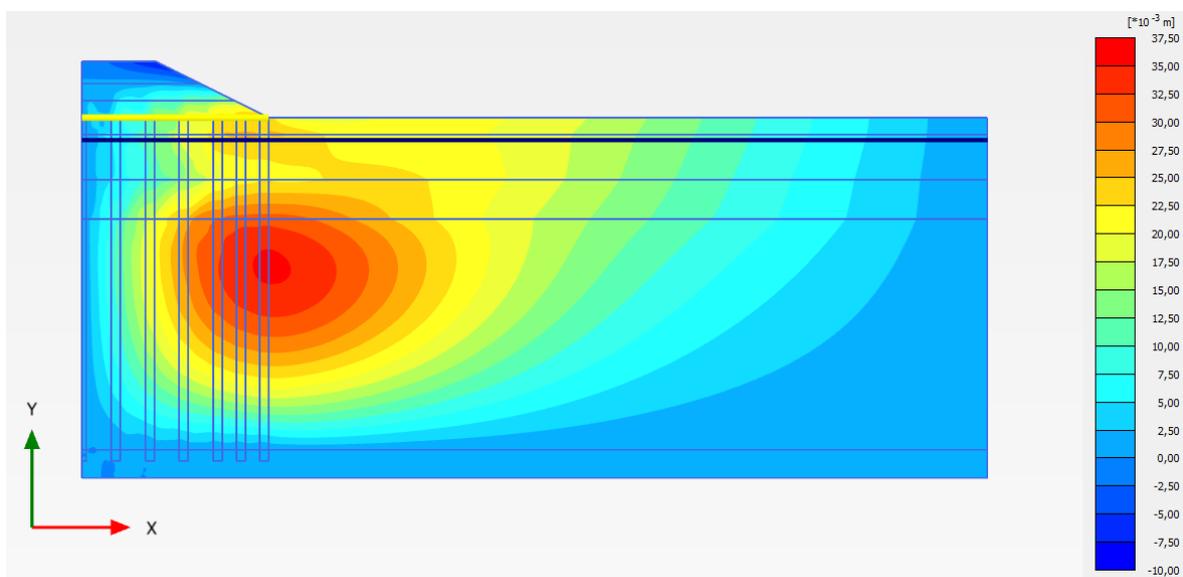


Figura 5.29 - Deslocamentos horizontais no final da construção do aterro

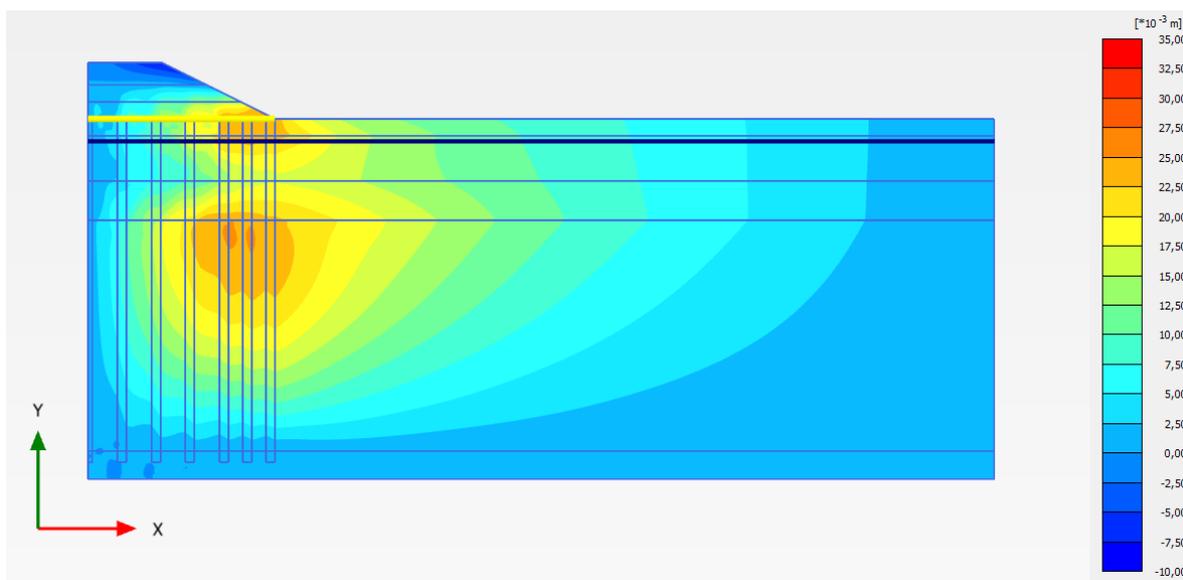


Figura 5.30 - Deslocamentos horizontais no final de 90% da consolidação

Com base no exposto considerou-se oportuno avaliar a variação do deslocamento horizontal ao longo do tempo para zonas específicas, como por exemplo numa zona próxima do deslocamento máximo e outra mais próxima da extremidade da coluna. Para o efeito admitiram-se os pontos representados na Figura 5.31.

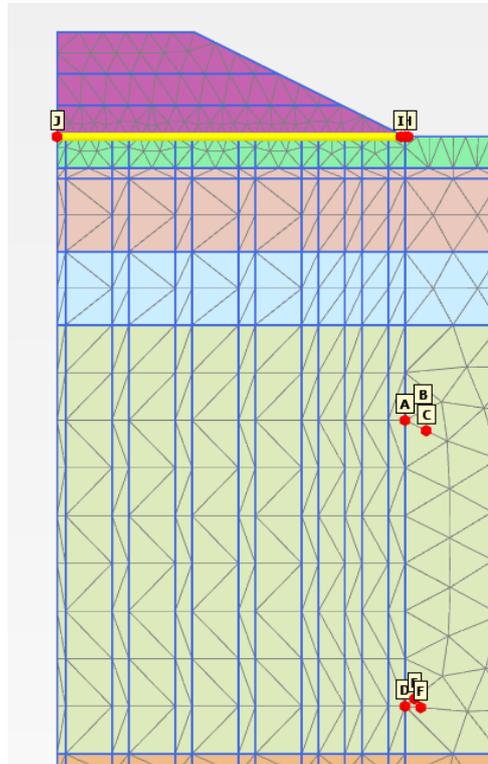
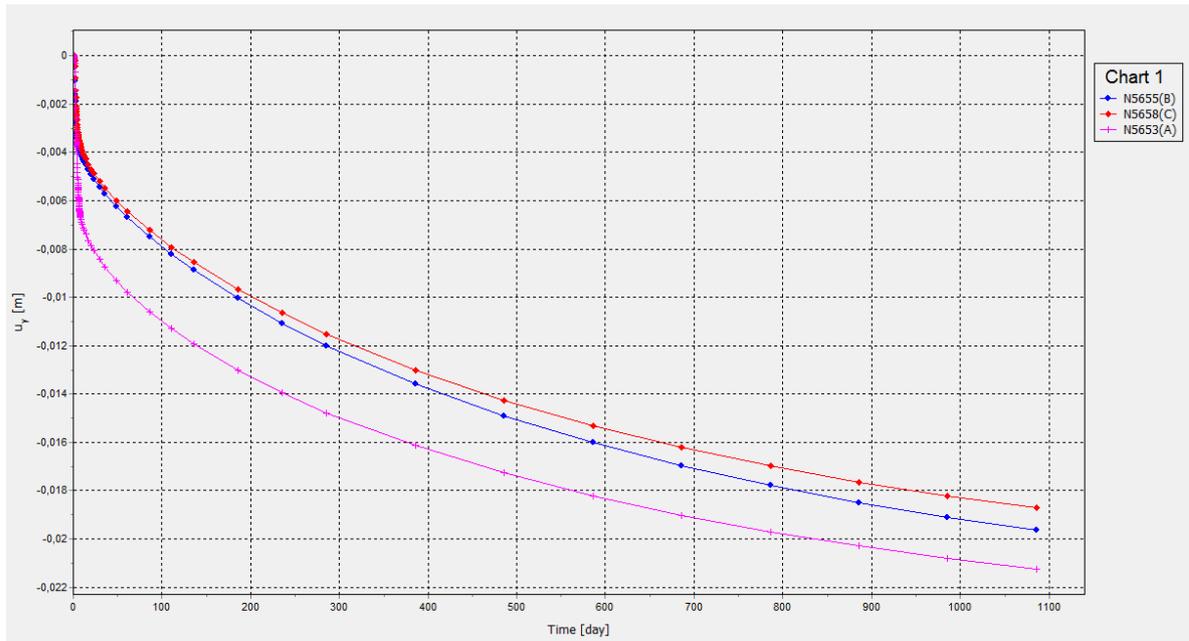


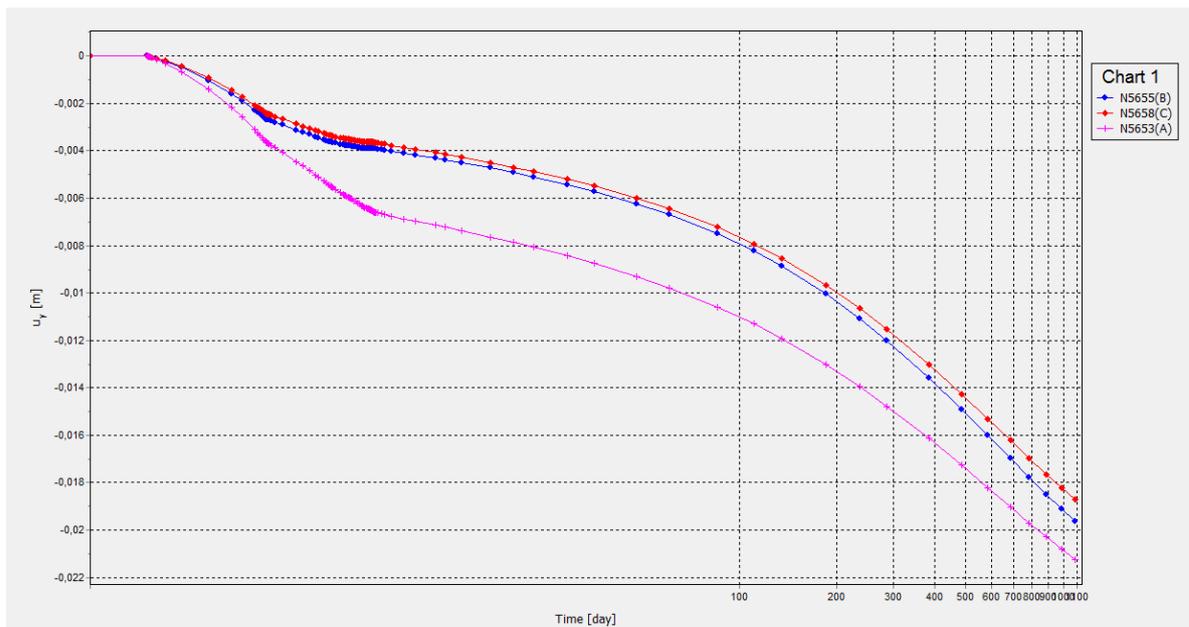
Figura 5.31 - Localização dos pontos considerados no traçado das curvas

Assim, para os pontos A, B e C o deslocamento horizontal ao longo do tempo varia de acordo com o gráfico apresentado na Figura 5.32. Numa zona mais profunda da coluna (pontos D, E e F), os deslocamentos horizontais são inferiores, mas tendem para um determinado valor, logo estabilizam - Figura 5.33. Tal é claro na escala direta de tempo e ainda mais eloquente na respetiva escala logarítmica. Note-se ainda que o facto dos deslocamentos terem sinais diferentes nas duas figuras, diz respeito à convenção admitida pelo Plaxis, o que significa que os pontos A, B e C têm um movimento em sentido contrário ao dos pontos D, E e F, como se pode verificar também na Figura 5.34.

De forma a compreender melhor o descrito, apresenta-se na Figura 5.34 a deformada das colunas, pelo que se confirma que o grau de deformação aumenta à medida que as colunas se vão tornando mais exteriores, ou seja, mais afastadas do eixo do aterro.

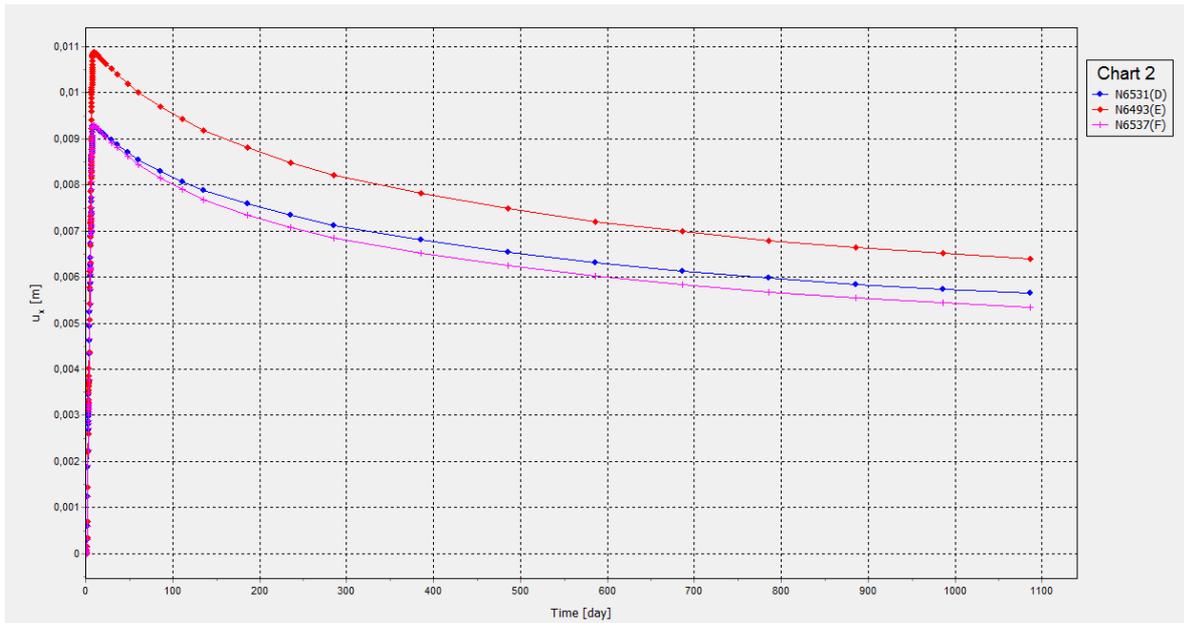


a) Escala temporal direta

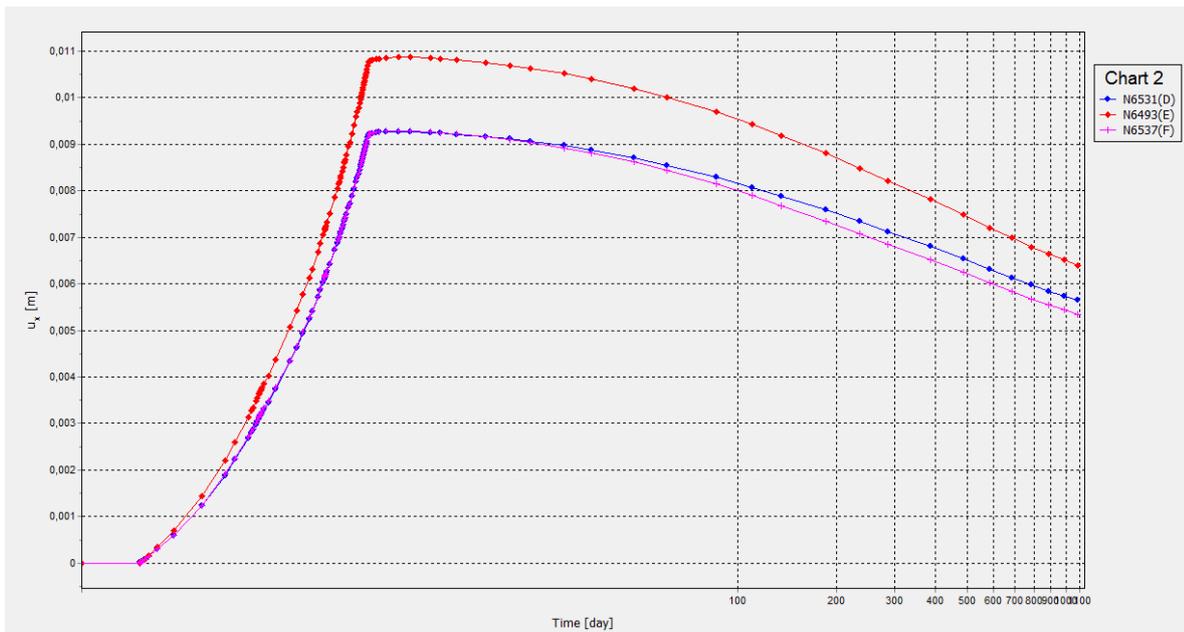


b) Escala temporal logarítmica

Figura 5.32 – Evolução dos deslocamentos horizontais em pontos A, B e C



a) Escala temporal direta



b) Escala temporal logarítmica

Figura 5.33 - Evolução dos deslocamentos horizontais em pontos D, E e F

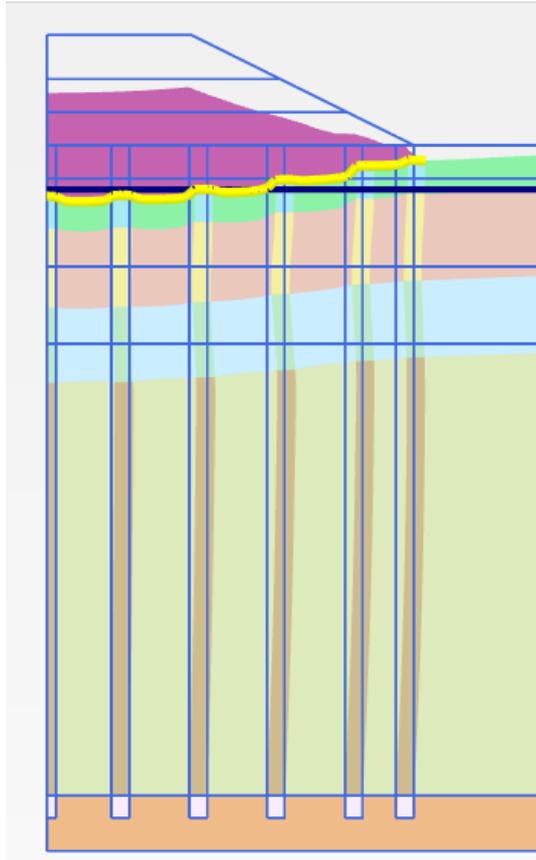


Figura 5.34 - Pormenor da deformada das colunas

Geralmente, quando são executadas obras idênticas a esta, é contemplado no plano de monitorização a implementação de elementos que procedam à medição das deformações, principalmente da coluna mais exterior, relativamente ao aterro. Com a aplicação destes elementos, como por exemplo inclinómetros, podem-se tirar conclusões relativamente à estabilização, ou não, dos assentamentos, ou seja, se se verificar que estes não estabilizam – ou, melhor, que estão a evoluir com uma taxa desfavorável - a partir de determinada altura, a estrutura pode entrar em rotura. Deste modo, é importante considerar esta análise na execução de obras deste tipo, com o objetivo de acautelar ou prever determinados fenómenos de instabilidade da estrutura. A estabilização do assentamento pode indicar a estabilidade da estrutura. Claro que apenas este fator não indica se a estrutura é estável ou não, no entanto, este é um indicador que pode ser utilizado com relativa facilidade.

5.5.2.2 Aterro com plataforma de distribuição de carga – Tipo A

A plataforma considerada neste caso apresenta características iguais às do aterro definitivo, com exceção do módulo de deformabilidade a 50% da carga de colapso que se considerou 100MPa, uma vez que se trata de um material resistente e, portanto, os cuidados a ter na compactação da camada são especiais. Contudo, admite-se que facilmente podem ser atingidos valores superiores ao considerado, pelo que uma boa aproximação para a determinação do E_{50} , será considerar a relação de dez vezes o valor obtido no CBR, frequentemente conhecido.

Admite-se ainda que a meio desta plataforma existe uma geogrelha e na prática, nos limites inferior e superior desta camada existem ainda dois geotêxteis com o propósito de separação dos materiais, nomeadamente os mais finos. No entanto, na modelação não se admitiu a presença destes geotêxteis por se considerar não ser relevante.

A rigidez da geogrelha utilizada foi de 270kN/m, um valor médio retirado do catálogo da Tenax®, em particular através da representação gráfica resistência à tração-deformação que se apresenta na Figura 5.35.

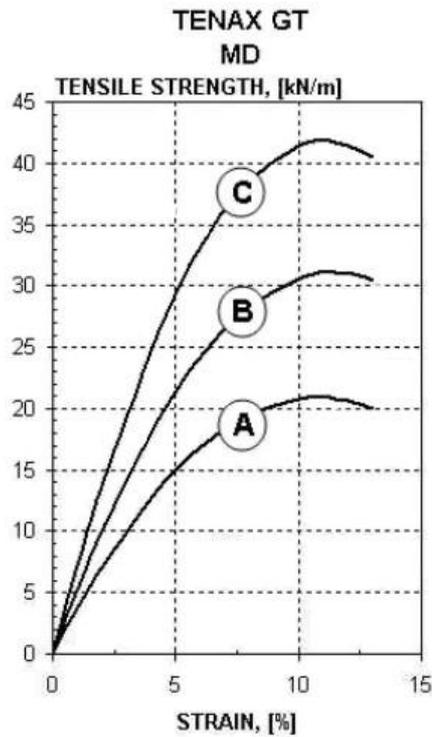


Figura 5.35 - Relação da resistência à tração com a deformação do geotêxtil (TENAX)

Neste âmbito, convém referir algumas diferenças entre a aplicação de uma geogrelha e de um geotêxtil - Figura 5.36. Este último tem funções de separação do terreno, enquanto a geogrelha tem propriedades de interação no sentido de o reforçar, de forma a ficar uma camada de “solo armado”

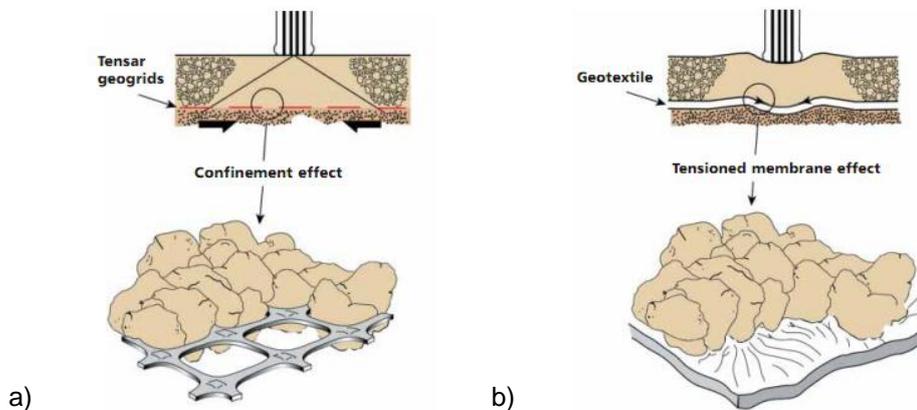


Figura 5.36 – Representação do efeito de uma geogrelha a) e de um geotêxtil b) (TENSAR)

Em termos de resistências à tração constatou-se que atualmente existem geotêxteis tão ou até mesmo mais resistentes que as geogrelhas.

De referir que o Plaxis não faz a distinção entre geogrelhas e geotêxteis. Para se introduzirem estes modelos no Plaxis é necessário recorrer à opção “*geogrid*” e introduzir o valor da rigidez (*EA*). Ou seja, deve ser o utilizador do programa a considerar a distinção entre os dois elementos através dos seus parâmetros.

Na Figura 5.37 apresenta-se um pormenor da definição da geometria do aterro no Plaxis, relativo à consideração da plataforma com a geogrelha.

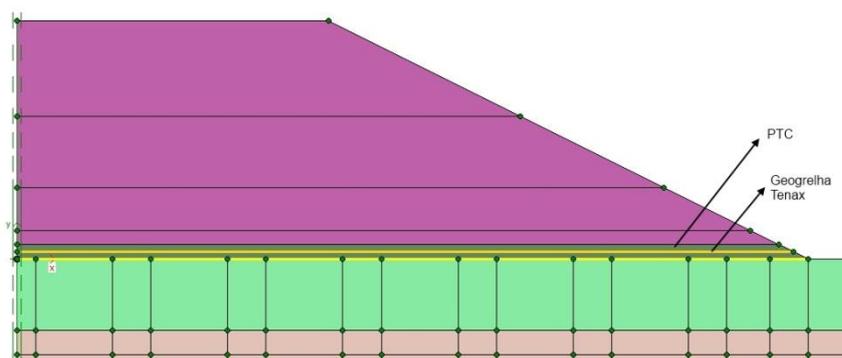


Figura 5.37 - Pormenor da geometria da base do aterro

Numa fase inicial à escolha da geogrelha Tenax® analisaram-se várias hipóteses, nomeadamente ao nível do valor da rigidez do material a adotar, verificando-se que, independentemente do valor introduzido no programa, os resultados finais de deformação, e até mesmo do esforço axial, eram idênticos. Esta situação ocorreu com e sem a adição de elementos de interface – opção disponível no Plaxis.

Na prática o que geralmente acontece no caso dos geotêxteis é que como a resistência à tração máxima corresponde a uma deformação elevada, antes de colocar o geotêxtil em funcionamento, propriamente dito, é necessário mobilizar parte da resistência

Na Figura 5.38 apresentam-se os diagramas do esforço axial da geogrelha para os afastamentos entre colunas 2,4; 3 e 3,3m.

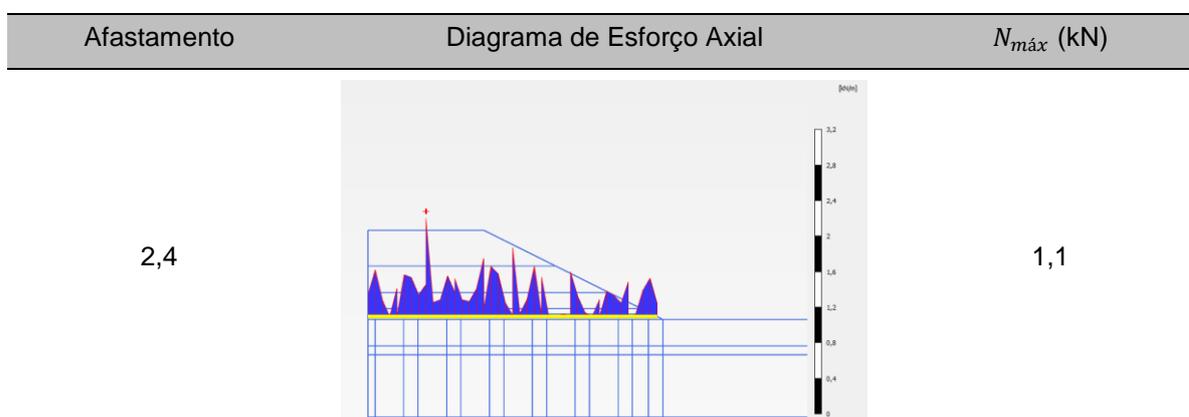


Figura 5.38 - Representação do diagrama do esforço axial da geogrelha presente na plataforma (continua)

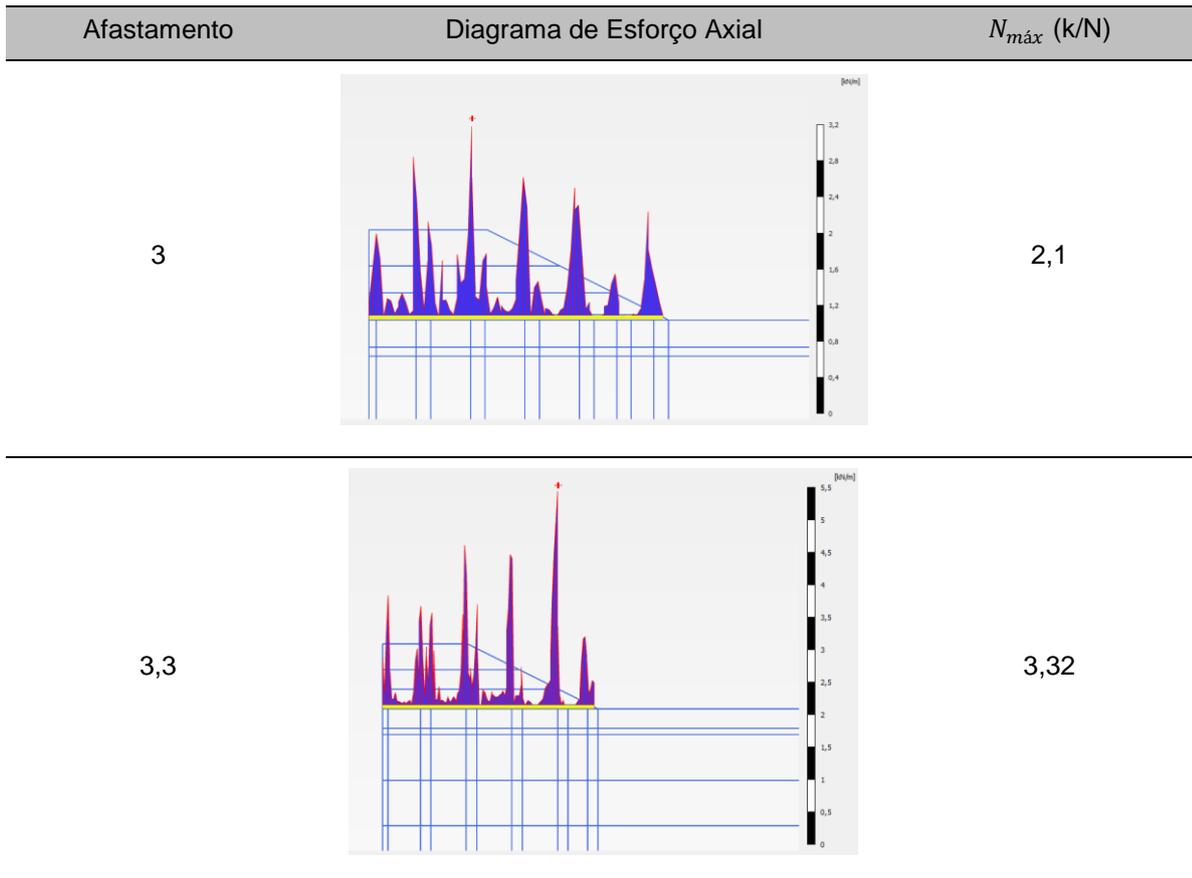


Figura 5.38 - Representação do diagrama do esforço axial da geogrelha presente na plataforma

Pode então concluir-se, que a mobilização da geogrelha é superior nas zonas de ligação com as colunas, atingindo valores mínimos entre colunas. Registe-se que relativamente a este efeito da consideração do elemento “*geogrid*” pode ocorrer o escorregamento do solo em contacto com a geogrelha, uma vez este só é mobilizado para resistências à tração muito elevadas.

Os assentamentos verticais assim como a deformada para cada um dos afastamentos entre colunas, isto é 2,4; 3 e 3,3 apresentam-se na Figura 5.39.

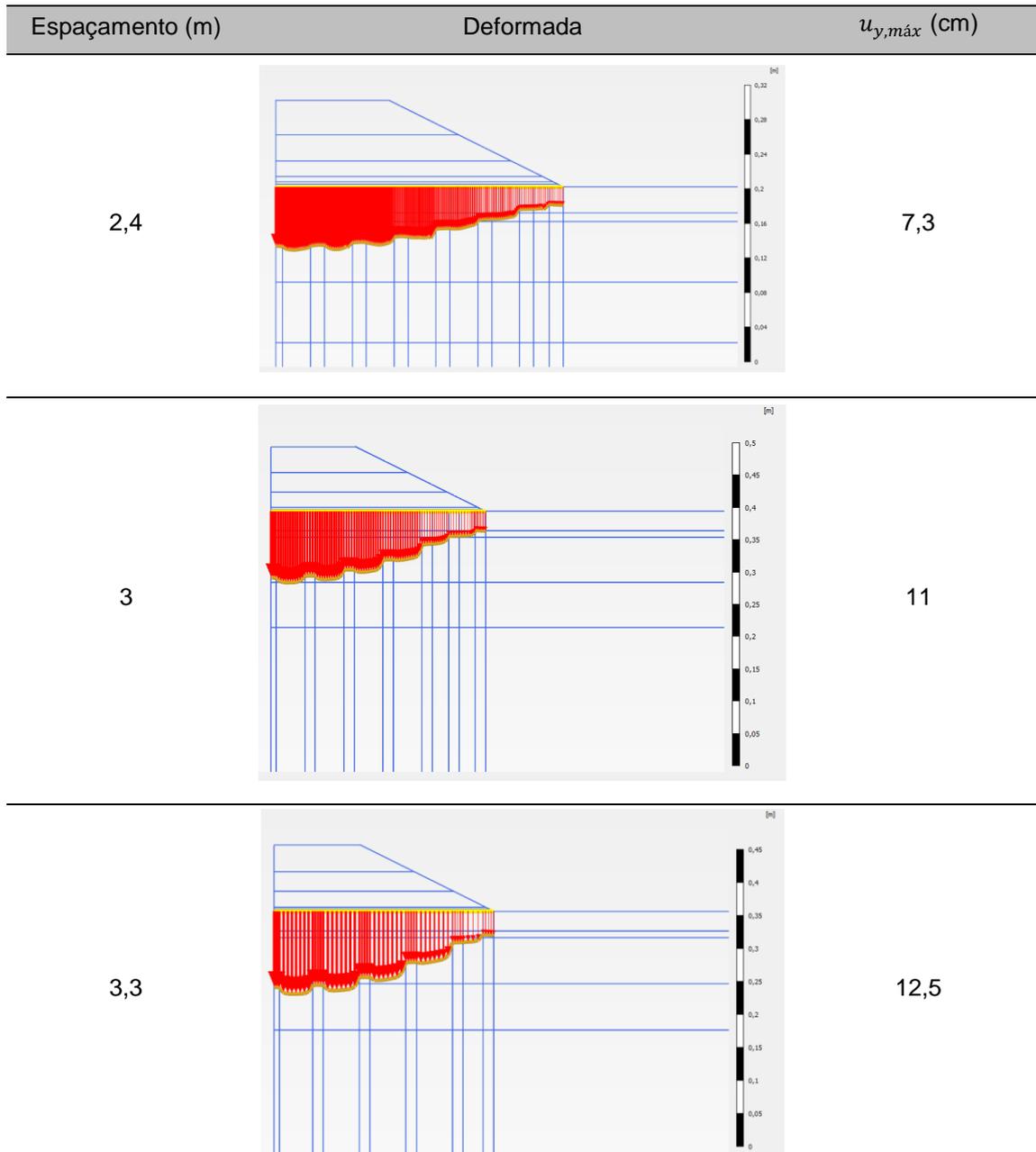


Figura 5.39 - Representação das deformadas no final da consolidação – plataforma Tipo A

Com base no assentamento máximo observado entre os vãos das colunas é possível identificar uma linha de tendência (linear), que a relacione com o afastamento entre as colunas - Figura 5.40 – verificando-se, mais uma vez, que o assentamento aumenta linearmente com o afastamento entre colunas, tal como se verificou na Figura 2.28.

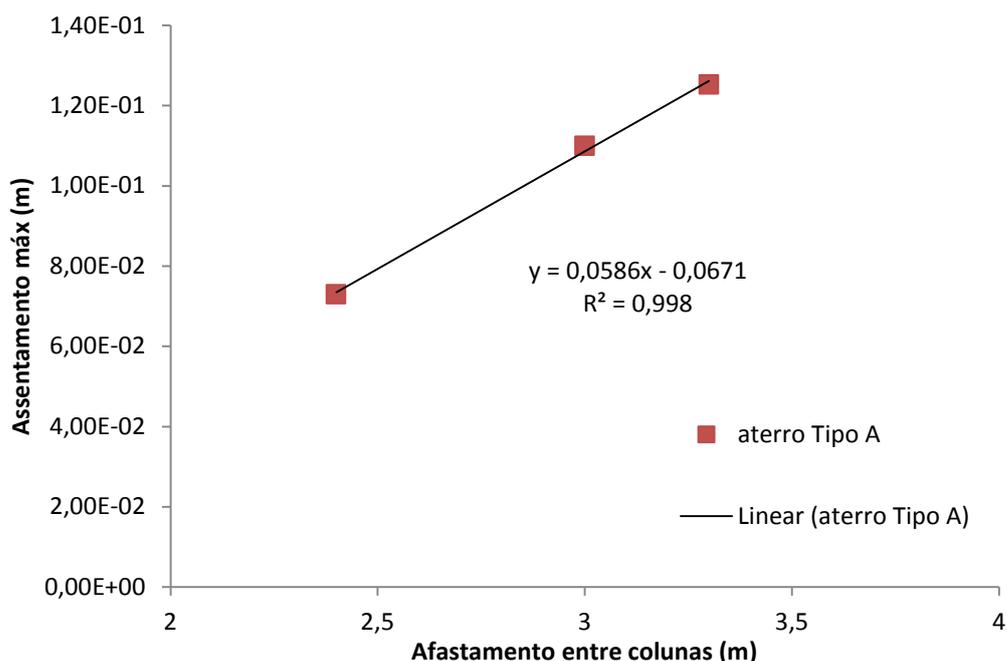


Figura 5.40 – Relação do assentamento vertical máximo com o afastamento entre colunas para os afastamentos 2,4; 3 e 3,3m

Relativamente à dissipação dos excessos de pressão neutra aplica-se o mesmo que foi referido no caso 5.5.2.1.

5.5.2.3 Aterro com plataforma de distribuição de carga – Tipo B

Para o preenchimento desta plataforma admitiu-se a presença de um betão com uma malha de armadura mínima C25/30, caracterizado por um modelo Linear Elástico com um tipo de drenagem “non porous”, disponível no Plaxis, próprio para este material. As características do material (betão armado) para efeitos deste cálculo apresentam-se no Quadro 5.8.

Quadro 5.8 – Características do betão

E (GPa)	ν	γ (kN/m ³)
31	0,2	24

Na Figura 5.41 apresentam-se as deformadas obtidas para cada um dos afastamentos estudados, 2,4, 3 e 4. A deformada é bastante diferente das apresentadas anteriormente, na medida em que, neste caso, a plataforma é rígida, logo deforma-se de forma idêntica a uma laje de betão. O betão considerado é muito mais rígido que as colunas, logo a deformada vai apresentar uma forma mais continua relativamente às restantes.

Não é objeto deste trabalho analisar a distribuição de fendilhação associada a esta solução de laje estrutural, mas tem-se a perceção que estes valores de deslocamentos são incompatíveis com os critérios deste estado limite.

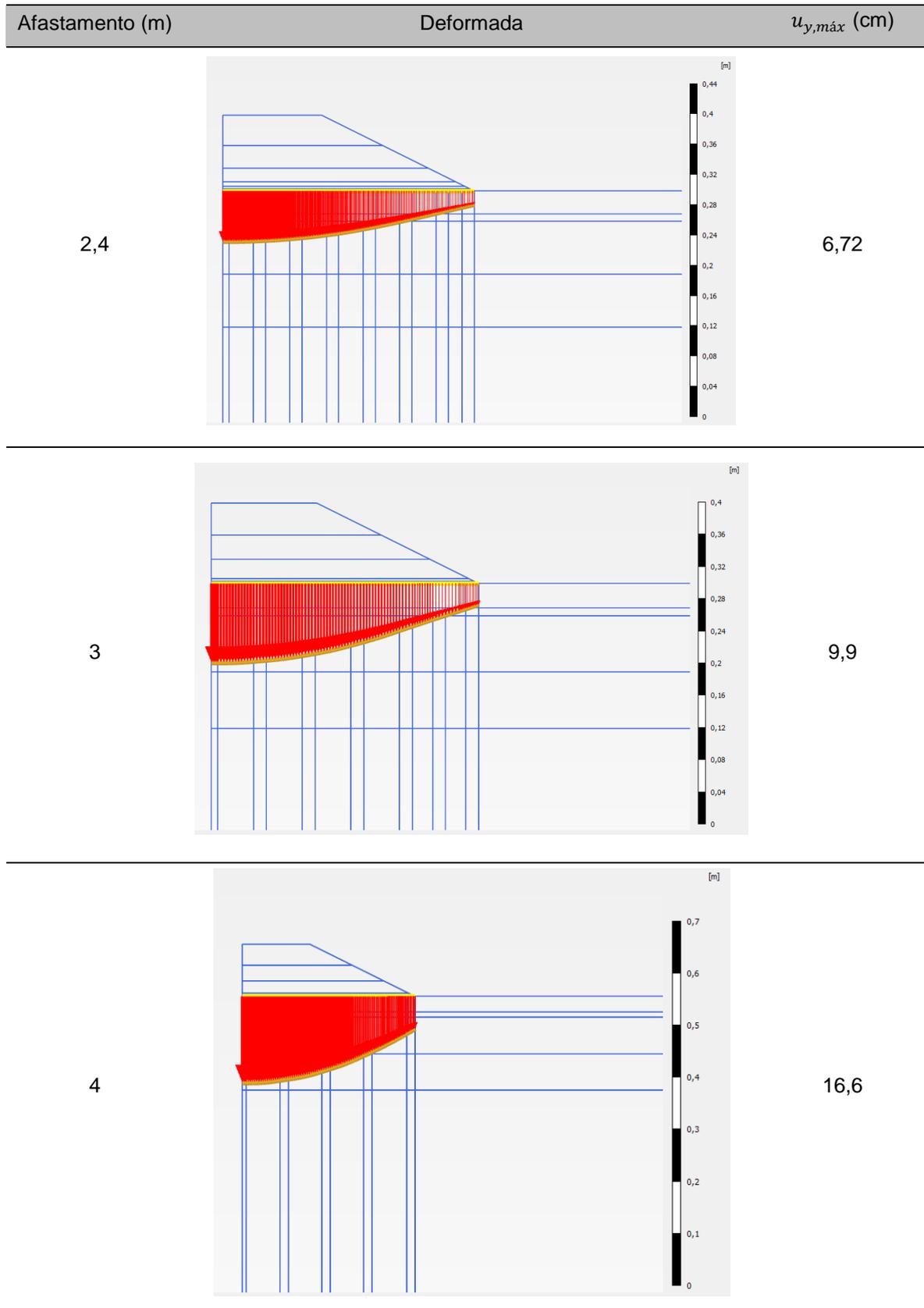


Figura 5.41 – Representação das deformadas no final da consolidação – plataforma Tipo B

A Figura 5.42 apresenta a relação do assentamento máximo no vão com o afastamento entre colunas, à semelhança do que foi realizado no casos anteriores e verificou-se que esta relação permanece linear com a introdução de uma plataforma rígida de betão armado, ou seja, o assentamento continua a aumentar linearmente com o afastamento entre colunas.

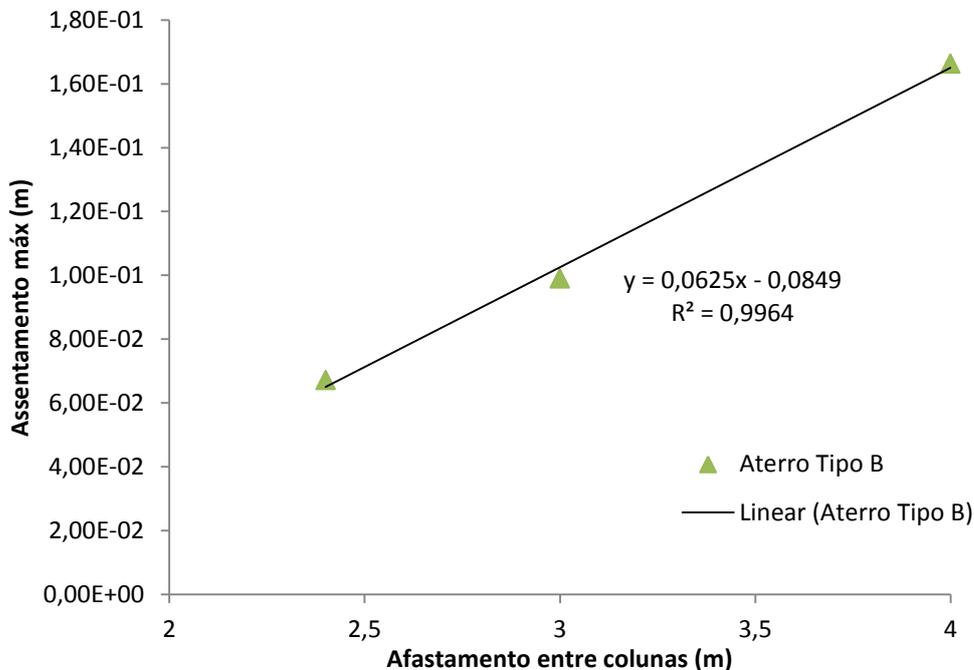


Figura 5.42 – Relação do assentamento vertical máximo com o afastamento entre colunas para os afastamentos 2,4, 3 e 4m

Relativamente à dissipação dos excessos de pressão neutra aplica-se o anteriormente referido no caso 5.5.2.1.

5.6. INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na primeira análise – Análise 1 - efetuada, apenas se avaliaram alguns efeitos provocados pela variação do módulo de deformabilidade devido ao tempo de cura, fixando um afastamento entre colunas, verificou-se que a deformada da linha que separa o maciço de fundação do aterro apresenta uma forma esperada, dado que as colunas, tratando-se de elementos mais rígidos, funcionam como apoios.

Os deslocamentos não diminuem significativamente quando o tempo de cura passa de 14 para 28 dias, verificando-se que, tal como era previsto, os deslocamento horizontais são mais evidentes na zona do pé do talude, situação que está associada ao efeito do carregamento do maciço pelo aterro traduzido em tensões distorcionais normalizadas (q/p') mais relevantes nesta região. A parte central coincidente com a linha que integra o centro de gravidade do aterro vai deslocar-se mais verticalmente, pelo efeito das tensões verticais serem de maior valor, embora com um confinamento maior, mas é nas “saías” do aterro onde deve haver um controlo dos níveis de tensão em relação à rotura devido aos superiores valores de q/p' .

Grosso modo, o que se conclui desta análise é que os deslocamentos diminuem à medida que o tempo de cura das colunas aumenta, embora de forma não relevante, tendo em conta os limites previstos em projeto. Este tempo de cura está relacionado com o momento em que o aterro final é construído, ou seja, após fixado um tempo de cura considerando outras circunstâncias de execução, como por exemplo o pré carregamento do maciço em simultâneo.

No que diz respeito à análise 2, era esperado que a geogrelha (plataforma de solo “armado”) induzisse uma diminuição do assentamento com o aumento do afastamento entre colunas, fazendo com que ficasse mais solicitada e portanto fosse mais mobilizada a sua resistência à tração. O que se verificou foi que o esforço axial aumenta ligeiramente, contudo, o assentamento aumenta com o afastamento entre colunas. É normal que o assentamento aumente à medida que o número de colunas reduz, no entanto, o que se esperava, era que este aumento fosse reduzido, uma vez que existe um elemento com capacidade resistente à tração que permite absorver este carregamento. Exemplo disso é o facto do aumento de 30cm no afastamento entre colunas, induzir um assentamento de 1,5cm. Esta questão fica em aberto, já que se tentou aumentar a rigidez à tração da geogrelha no modelo do Plaxis, sem sucesso no controlo das deformações

No caso da plataforma ser de betão armado – plataforma rígida – a deformada é semelhante à de uma laje estrutural, ou seja, verifica-se uma deformada uniforme concordante com o carregamento que é provocado pelo aterro. Reitera-se uma observação anterior de que não se procedeu à análise da distribuição de fendilhação associada a esta solução de laje estrutural, mas tem-se a perceção que estes valores de deslocamentos são incompatíveis com os critérios deste estado limite.

Para as duas plataformas consideradas e dada a diferença de custos associados à consideração de uma plataforma com um material *tout venant* ou betão armado, conclui-se que a diferença de assentamentos entre as duas soluções não justifica a aplicação de uma plataforma de betão armado, porque apesar dos assentamentos serem mais reduzidos neste caso, a diminuição não justifica a diferença de custos associados, entre outros fatores práticos de execução em obra assim como a questão referida da fendilhação.

Fazendo uma comparação global de todas as soluções analisadas verificou-se que parece não se justificar a implementação em obra de uma plataforma de transferência de cargas, pelo menos, com as características admitidas. Com efeito, os assentamentos máximos observados não evidenciam uma diminuição significativa ao ponto da aplicação de uma solução mais exigente, em termos de custos e processos de execução envolvidos, colmatar esse problema de assentamentos elevados.

Contudo, há fatores associados a plastificações localizadas nas zonas de transição entre o aterro e as interfaces entre as colunas e o solo natural que as medeia, que podem exigir estas camadas de transferência para evitar riscos de rotura por punçoamento do corpo de aterro. Este assunto não ficou claro a partir dos resultados da simulação numérica, mas exige futuro estudo mais atento.

Convém realçar que é fundamental o facto de estarem a ser analisados os assentamentos, na medida em que, para que a solução das colunas em DSM fosse aplicada em obra devia respeitar um assentamento máximo, imposto no valor de 2,5cm. Conforme se pôde concluir pelas análises paramétricas realizadas, o assentamento mais reduzido que se obteve foi para o afastamento mínimo entre colunas de 1,6m e, mesmo assim, 1cm superior àquele limite. Do ponto de vista económico, admitiu-se que a solução de colunas só seria interessante se os afastamentos entre colunas fossem superior a 2m.

Neste âmbito foi determinada a lei que melhor se ajusta aos resultados de assentamentos máximos nos vãos das colunas, para as soluções apresentadas anteriormente - Figura 5.43.

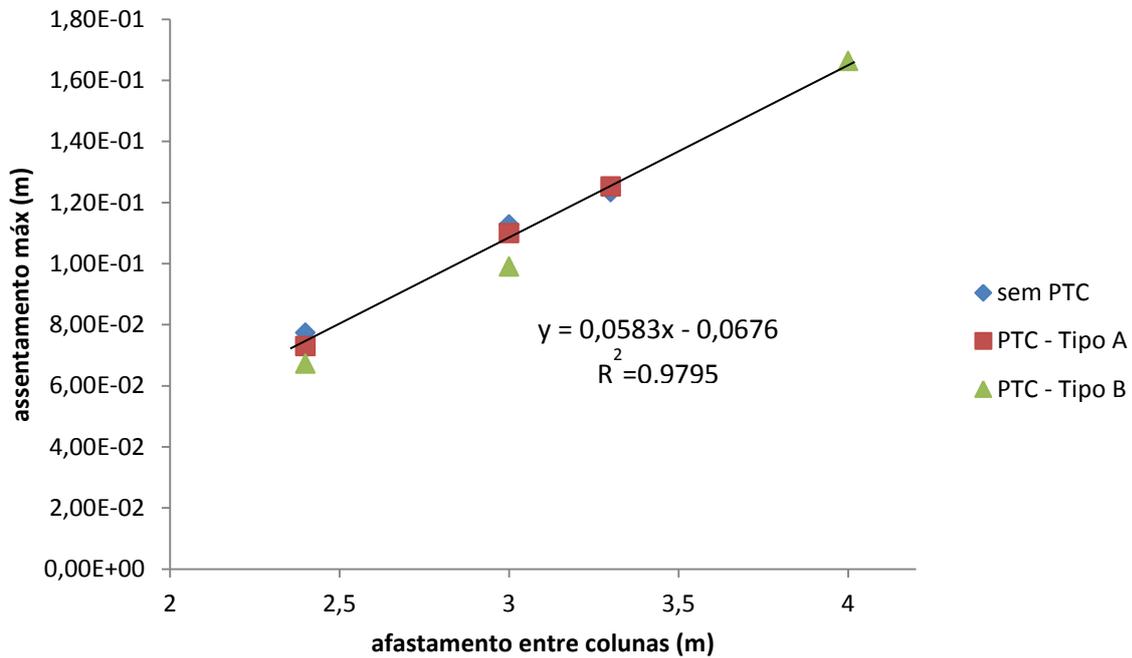


Figura 5.43 – Relação entre o afastamento entre colunas e o assentamento vertical para todas as situações analisadas

Com base na relação linear, apurou-se que para cumprir um assentamento de 2,5cm o afastamento entre colunas, isto é, entre os eixos de colunas, teria de ser aproximadamente 0,8m, o que corresponde a uma solução de colunas secantes. Esta situação corresponde à formação de um painel rígido por baixo do aterro. Nesta sequência, procedeu-se à análise desta hipótese no Plaxis - Figura 5.44.

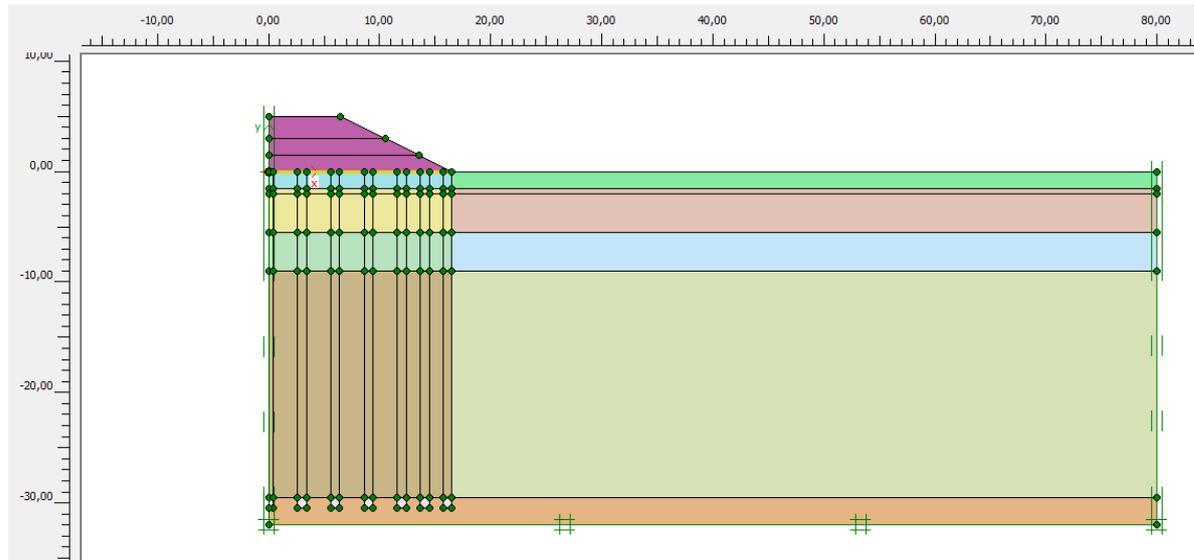


Figura 5.44 – Geometria para o caso das colunas secantes

Na Figura 5.45 apresenta-se a deformada da estrutura no final da consolidação de 90%. Na Figura 5.46 regista-se um pormenor da deformada da superfície de contacto entre o aterro e o maciço de fundação. Neste caso, a forma da deformada é idêntica ao caso da plataforma ser de betão, situação expectável, na medida em que se está na presença de um maciço rígido de solo misturado com cimento. O assentamento final obtido foi de 2,1cm, respeitando já o limite de 2,5cm. No entanto, não se considera uma solução viável de aplicação em obra.

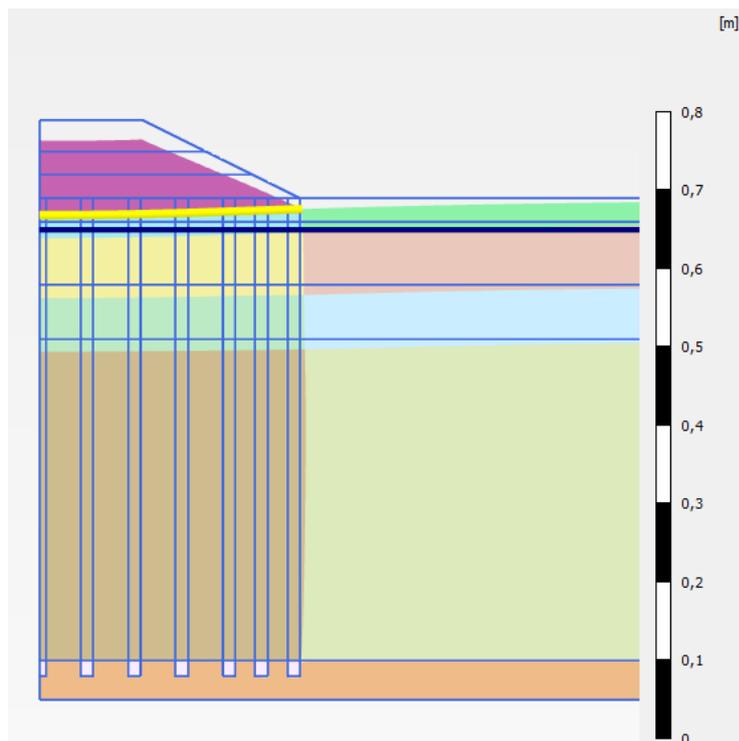


Figura 5.45 - Pormenor da deformação do painel formado pelas colunas secantes

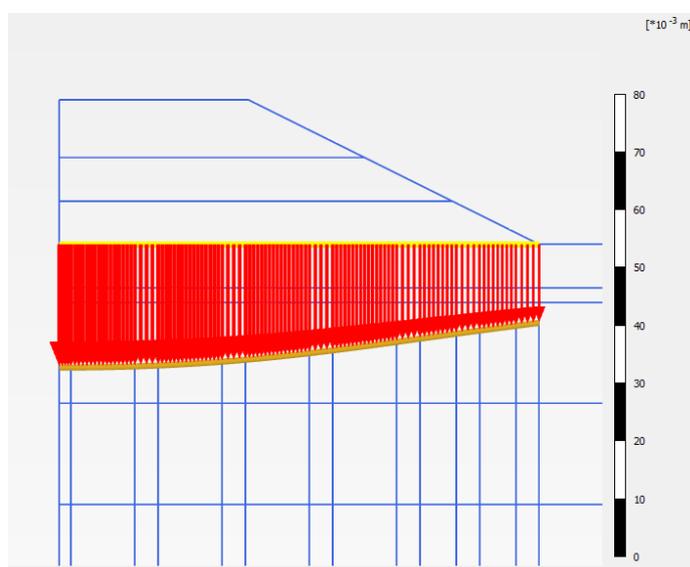


Figura 5.46 - Deformada da superfície de contacto entre o aterro e o maciço de fundação

Os excessos de pressão neutra (Figura 5.47) associados a este caso são naturalmente inferiores aos que foram mencionados anteriormente, apresentando um valor praticamente nulo no final de 90% da consolidação, situação relacionada com o facto de o carregamento ocorrer diretamente neste elemento rígido (o maciço argiloso envolvido neste processo deformacional é pouco relevante).

A única semelhança existente é o facto da concentração mais expressiva destas pressões neutras ocorrer na mesma zona.

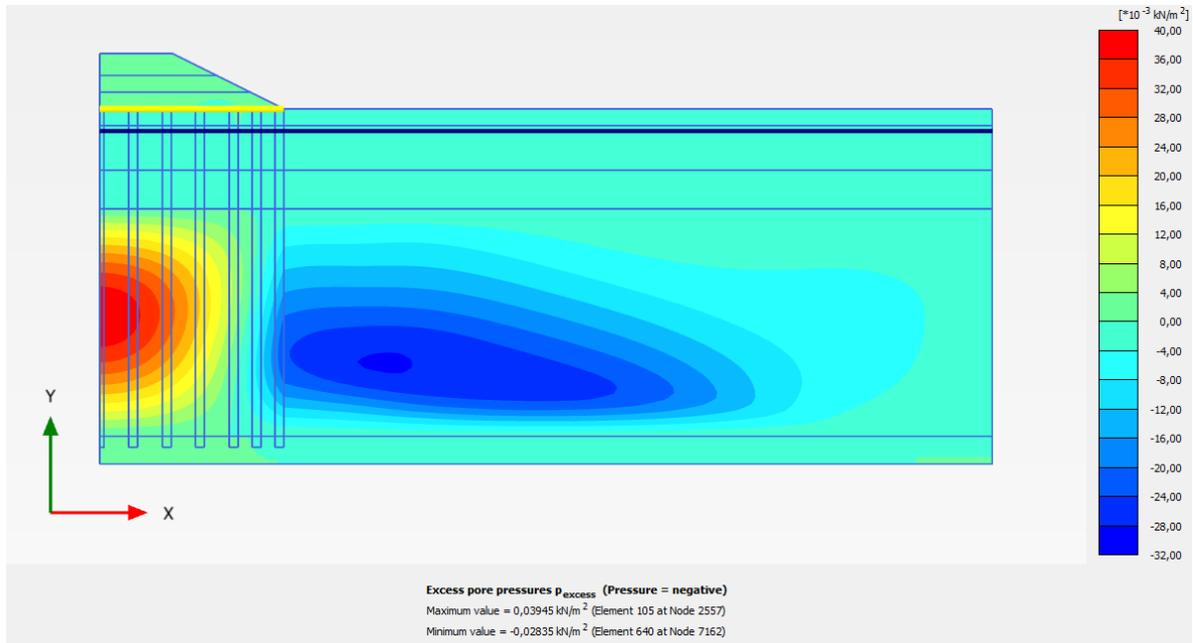


Figura 5.47 – Representação dos excessos de pressão neutra para o caso das colunas secantes

Por outro lado, admitindo a importância do tempo de cura no aumento da resistência à compressão e, conseqüentemente, do módulo de deformabilidade, analisou-se a hipótese do tempo de cura corresponder a 5anos, momento em que são efetuadas operações de manutenção do pavimento. Para modelar este efeito temporal no Plaxis considerou-se uma fase de cálculo de consolidação correspondente a 5 anos.

Esta análise foi testada para o caso do afastamento entre colunas ser de 3m e sem a consideração de uma plataforma. Optou-se por não se considerar um caso com plataforma pelos motivos apresentados anteriormente.

A deformada é idêntica e o assentamento obtido para um tempo de cura de 5anos foi de 10,5cm - Figura 5.48. Relembre-se que, no caso do tempo de cura ser 28dias, o assentamento foi de 11,3cm. Logo a diferença não é significativa, facto relacionado, porventura, com a moderada taxa de evolução da resistência à compressão no tempo e, sobretudo, o facto de os valores base do módulo serem muito baixos para o objetivo traçado.

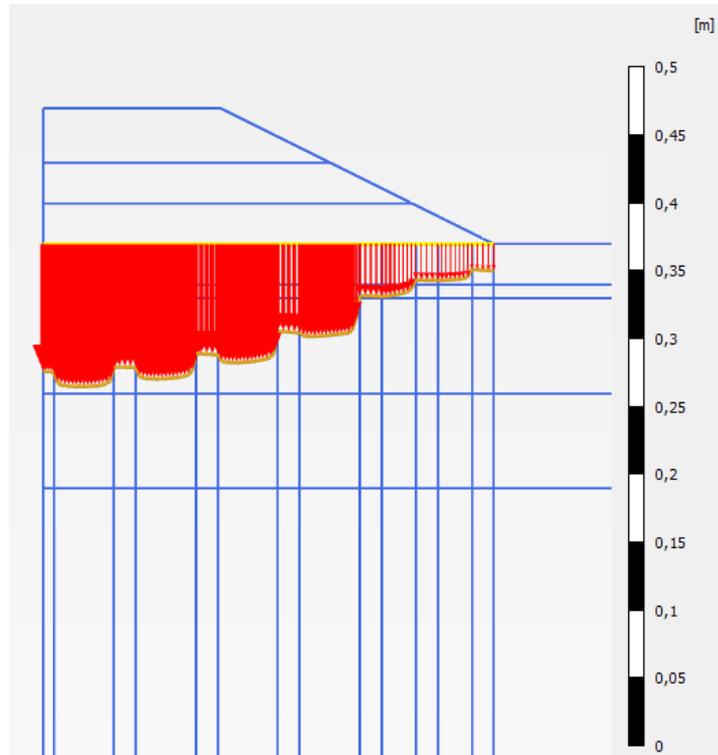


Figura 5.48 - Deformada da linha de superfície entre o aterro e o maciço admitindo um tempo de cura de 5 anos.

Tal como se previa, este cálculo veio provar que o efeito da consolidação não altera significativamente o assentamento da base do aterro. Este assentamento é maioritariamente regido pelas colunas.

Nesta fase do trabalho é pertinente referir, que a solução ideal para a modelação deste caso do tratamento do maciço de fundação do aterro misturado com cimento, seria considerar o efeito da evolução da resistência à compressão com o tempo de cura, isto é, introduzir no programa a relação proposta por Correia (2011) e que foi admitida na realização do presente do trabalho. Contudo, uma vez que não é possível introduzir no Plaxis este efeito, optou-se por fixar um tempo de cura.

Outro aspeto que é conveniente salientar é a existência de pontos plastificados, uma vez que condicionam a estabilidade da estrutura em análise. Para o efeito foram observados os pontos em que o critério de Mohr Coulomb é atingido - Figura 5.49; em todos os casos apresentados assumiu-se uma consolidação de 90%.

Deste modo, relativamente à análise 1 - afastamento entre colunas fixo e três tempos de cura distintos - independentemente do tempo de cura considerado, a mancha de pontos plastificados permanece igual.

Concluiu-se, que a solução que apresenta maior risco do solo plastificar e, conseqüentemente colapsar, é a solução implementada em obra, que apresenta uma mancha evidente de pontos plastificados. Das análises efetuadas (1 e 2) salienta-se que a análise 2, que considera a presença de uma plataforma de betão, apresenta uma mancha menos significativa de pontos plastificados, localizados nas zonas de interface logo abaixo do aterro, entre as colunas e o solo.

Esta situação comprova que a solução alternativa em DSM, admitindo a presença de uma plataforma de betão armado, se constitui como mais eficaz, relativamente à solução implementada em obra, uma

vez que minimiza plastificações localizadas e previne riscos de rotura por punçoamento do corpo do aterro.

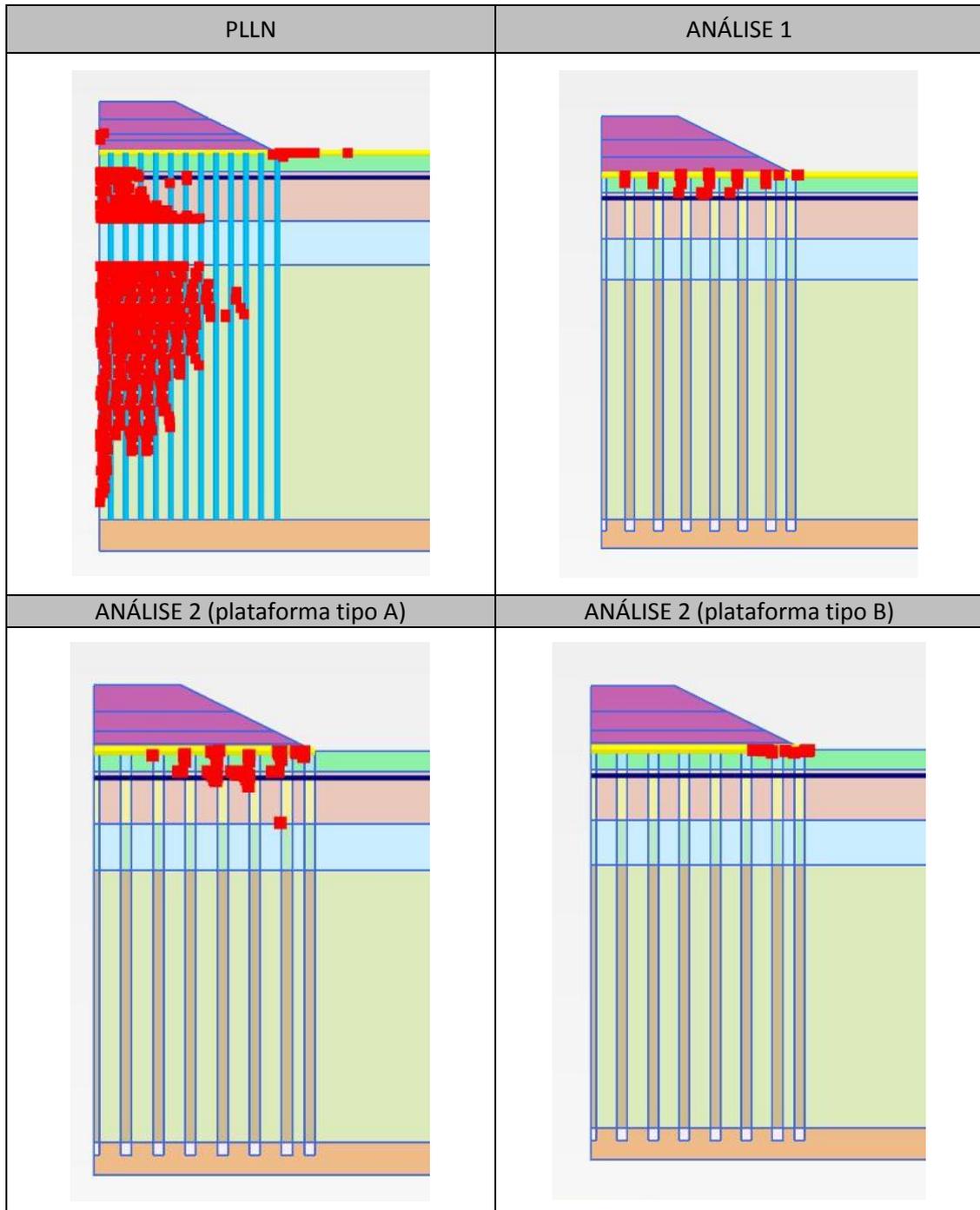


Figura 5.49 - Representação dos pontos plastificados de Mohr Coulomb

Neste contexto, é interessante apresentar as diversas formas de colapso descritas na literatura - Figura 5.50.

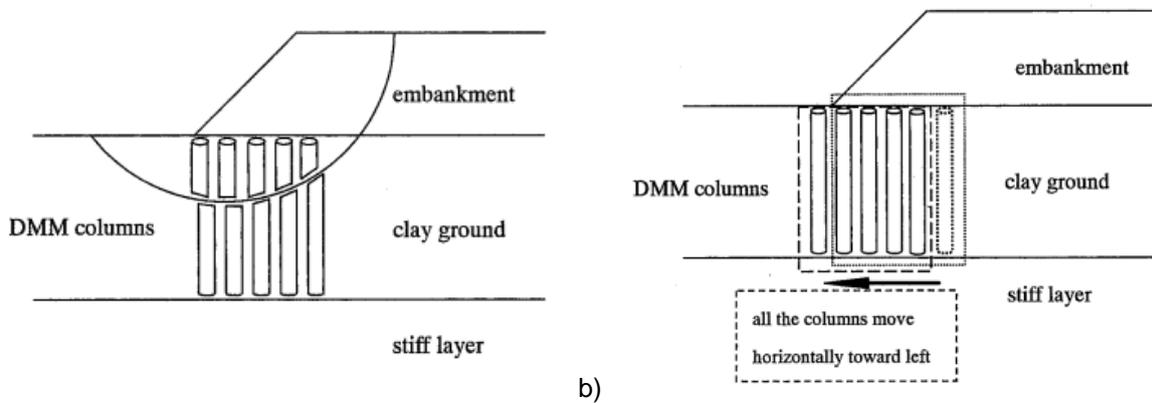


Figura 5.50 – Forma de colapso de aterros fundados em colunas de DSM a) rotura do aterro b) deslizamento das colunas (Kitazume et al., 2000)

De acordo com os estudos desenvolvidos, Kitazume et al. (2000), determinaram uma superfície de rotura, com base em ensaios realizados em centrífugadora, considerando colunas de alta e baixa resistência, com base nas cargas atuantes, horizontais e verticais - Figura 5.51 (Kitazume et al., 2000)

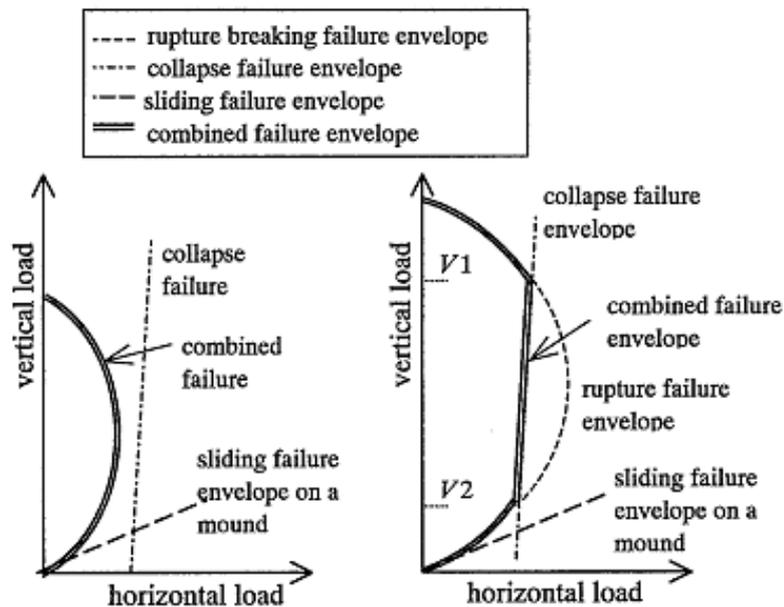


Figura 5.51 – Definição da envolvente de rotura

O que se pretende com a apresentação desta imagem é salientar a importância de uma análise complementar para avaliar a potencial rotura da estrutura, sendo que para o efeito podem ser utilizadas relações deste género. Trata-se de uma metodologia expedita, contudo, não foi considerada no âmbito do presente trabalho.

6

ANÁLISE E COMPARAÇÃO DE CUSTOS E DE RENDIMENTOS

6.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo realiza-se uma análise comparativa de custos e de rendimentos entre as soluções estudadas no capítulo anterior, que dizem respeito ao tratamento do terreno de fundação do aterro. As soluções apresentadas referem-se: à que efetivamente foi aplicada em obra (geodrenos e pré-carga) – solução A; e a uma solução alternativa, respeitante à implementação de colunas executadas com recurso à técnica de DSM – solução B. Relativamente a esta última solução, uma vez que foram estudadas várias alternativas, a análise económica em questão é realizada apenas para o caso em que o afastamento entre eixos das colunas é de 2,4 m. Optou-se por considerar este afastamento por se tratar de uma solução comum, do ponto de vista de aplicação prática.

Com o desenvolvimento do presente capítulo pretende-se apresentar a diferença da execução das duas soluções, em termos de custos e de rendimentos e, desta forma, apontar algumas considerações importantes, que geralmente são ponderadas quando se opta pela execução de uma dada solução ou obra.

Inicialmente apresenta-se uma definição dos custos e dos rendimentos da solução A, com base nos dados de execução da obra, logo valores reais, seguindo-se uma previsão dos custos da solução B. Posteriormente, realiza-se uma análise do efeito combinado ao nível dos custos e dos rendimentos, no âmbito global da empreitada.

Para finalizar, salientam-se as principais ideias a reter do capítulo.

6.2. DEFINIÇÃO DE CUSTOS E DE RENDIMENTOS

Neste âmbito, importa deixar explícito que estão em causa duas soluções bastante distintas, em termos da validade dos valores aqui utilizados. Com efeito, num caso – solução A – todos os dados intervenientes são efetivos, verificados e, no outro caso – solução B – os dados são considerados com base em valores estimados com base na experiência obtida na execução das tecnologias em causa.

Os custos aqui em questão dizem respeito apenas a custos diretos, quantificáveis, com base nos custos reais da obra em estudo.

Os custos associados ao tempo de atuação de um aterro de pré-carga, no caso da solução A, consideram-se como indiretos. Uma vez que, de acordo com o plano de trabalhos da empreitada, a tarefa de execução do aterro não se constitui como uma atividade crítica, estes custos não são considerados nesta análise. Se assim fosse, seria conveniente, conservativamente, atribuir um custo ao

tempo de atuação do aterro de pré-carga. Deste modo, considera-se que a atuação do mesmo apresenta um custo direto residual, sem importância para o estudo aqui efetuado.

Neste contexto é importante referir, que a execução dos aterros implica a mobilização de diversos equipamentos, aos quais estão associados custos diretos, facto que se admite representar um papel importante na definição de custos. Igualmente os equipamentos são recursos suscetíveis a avarias, o que pode pôr em risco o bom funcionamento, bem como os custos de execução da empreitada. A atuação da pré-carga, dado não se tratar de uma tarefa com envolvimento de meios para a concretização dos objetivos para a qual foi executada, apenas poderá ter custos ao nível do estaleiro, que não pode ser desmontado, enquanto a empreitada não estiver concluída.

Convém ainda referir, que de forma a uniformizar as soluções A e B, para ser possível a comparação, os custos dos parâmetros intervenientes na solução A foram determinados por m² e por m de desenvolvimento - Quadro 6.1. Esta determinação foi efetuada tendo por referência os desenhos apresentados no projeto de execução da obra para a secção do aterro em análise e sabendo que a base do mesmo apresenta um comprimento de 33m. O objetivo desta análise serve para evidenciar a representatividade da área do aterro e da Geo Leca®, num m², por m de desenvolvimento.

Quadro 6.1 – Determinação da influência num m² em planta relativos à Geo Leca® e ao aterro

Áreas (secção transversal)		Influência num m ² por m de desenvolvimento	
Geo Leca®	m ²	34	1,03
aterro	m ²	64	1,94
TOTAL			2,97

Para a determinação do custo total da solução A relembre-se que o espaçamento dos geodrenos é de 1,2m e que se admitiu terem um comprimento de 30m. O custo total associado a cada um dos parâmetros de constituição da solução considerados como quantificáveis representa-se no Quadro 6.2.

Quadro 6.2 – Determinação dos custos associados à execução da solução A (por m²)

	Unidades	Custo	Quantidade /m ²	Custo Total /m ²
geodrenos	€/m	1	20,83	20,83
material pré-carga	€/m ³	10,7	5,13	54,89
remoção do material da pré-carga	€/m ³	3,4	5,13	17,44
aterro Geo Leca®	€/m ³	27,95	1,03	28,80
Aterro (corrente)	€/m ³	2,13	1,94	4,13
Custo Total da Solução /m ²				126,10

Relativamente ao custo total da solução B, também por m^2 , à semelhança do que foi apresentado considerou-se, um diâmetro de 0,8m e um espaçamento de 2,4m. O custo da execução das colunas foi admitido, tal como atrás referido, com base em valores estimados resultantes da experiência de execução de solução similares. Assim, obteve-se o custo da solução que se apresenta no Quadro 6.3.

Quadro 6.3 – Determinação dos custos associados à execução da solução B (por m^2)

	Unidades	Custo	Quantidade / m^2	Custo Total / m^2
Colunas	€/m ³	100	2,66	266,16
Aterro (corrente)	€/m ³	2,13	2,97	6,32
Custo Total da Solução / m^2				272,49

Comparando-se os resultados obtido, conclui-se que a solução B é cerca de duas vezes mais cara do que a solução A.

Os prazos de execução das soluções foram determinados com base nos rendimentos, que se apresentam no Quadro 6.4. Os tempos obtidos para a concretização das soluções A e B, constam nos Quadro 6.5 e Quadro 6.6, respetivamente. Lembra-se que, na Solução A os valores apresentados resultam dos prazos registados na obra real e para a Solução B foram obtidos da experiência em obras similares.

Quadro 6.4 – Rendimentos considerados de execução

Rendimentos (m/h)	
Aterros pré-carga	582
Colunas	30
Geodrenos	250

Quadro 6.5 – Tempo de execução da solução A (em m^2)

Drenos	min/ m^2	5
Aterro de pré-carga	min/ m^2	109
TOTAL	min/ m^2	114

Quadro 6.6 – Tempo de execução da solução B (em m^2)

Colunas	min/ m^2	11
Aterros de pré-carga	min/ m^2	5
TOTAL	min/ m^2	16

Nesta conjuntura, pode concluir-se que a solução A, mesmo sem a consideração da atuação do aterro de pré-carga, demora cerca de setes vezes mais tempo a executar do que a solução B.

O tempo de espera ou de atuação da pré-carga, tal como já foi referido, é um parâmetro não quantificável, contudo, considerou-se pertinente e interessante analisar se o facto do menor tempo de execução da Solução B colmatava a diferença de custos existente entre ambas as soluções. Conforme referido esta situação poderá ser pertinente no caso da pré-carga constituir uma atividade crítica, situação que não corresponde ao caso da obra analisada.

A metodologia adotada para a análise consistiu na atribuição de pesos relativos aos custos da empreitada, isto é, de execução da solução propriamente dita, assim como, do funcionamento do estaleiro. Note-se que, a principal diferença entre as soluções, em termos de logística, ocorre ao nível do tempo de presença do estaleiro em obra.

No Quadro 6.7 encontram-se os custos finais da obra real, associados à empreitada e ao estaleiro, relativos à solução A. Constata-se, portanto, que o peso associado ao estaleiro representa cerca 7,8% no valor total da empreitada.

Quadro 6.7 – Custos totais relativos à solução A

Custos totais (milhões €)		Peso da empreitada
Empreitada	Estaleiro	
16,6	1,3	7,8%

Posteriormente, elencaram-se os custos reais referentes à aplicação da solução de tratamento, com base no mapa de quantidades e preços da obra. Conclui-se que a execução da solução A de tratamento do terreno representa um peso de 24% no total da empreitada - Quadro 6.8.

Quadro 6.8 – Custos efetivos relativos à solução A

	(milhões € / m ²)	
Geodrenos	1,60	Peso na empreitada
Aterro pré-carga	0,9	
Aterro Geo Leca®	1,23	
Aterro (corrente)	0,25	
TOTAL	3,99	

Finalmente, para determinar a importância ou os pesos referentes à aplicação da solução B, consideraram-se os resultados obtidos anteriormente, ou seja, que se trata de uma solução que, números redondos, é aproximadamente duas vezes mais cara e que demora cerca de um sétimo do tempo a executar relativamente à solução A.

Estas relações foram utilizadas para, com base nos pesos da solução A, serem determinados os pesos associados à execução propriamente dita da solução e do estaleiro. Note-se que, para a determinação do peso da “Empreitada (Solução Tratamento)” e do “Estaleiro”, o peso da solução A foi multiplicado por dois e dividido por sete (aproximadamente), respetivamente - Quadro 6.9.

Quadro 6.9 – Determinação da importância do estaleiro e da solução no âmbito da empreitada

	Pesos			Representatividade
	Empreitada (Solução Tratamento)	Estaleiro	Total	
Solução A	0,240	0,078	0,319	
Solução B	0,509	0,011	0,520	1,63

Assim, é possível concluir, que para o caso de obra analisado no presente trabalho, a solução B de tratamento do terreno corresponde, em termos de custos globais (contabilizando a celeridade de execução da solução B) a, aproximadamente, 1,6 vezes mais relativamente à solução A, preconizada em obra.

Daqui em diante, e igualmente de forma genérica, admite-se 1,5 vezes superior à solução tradicional – Solução A -, visto que os valores admitidos para a solução B são aproximados e, por conseguinte, poderão não traduzir com rigor a efetiva estrutura de custos da solução.

6.3. CONSIDERAÇÕES GERAIS DO CAPÍTULO

Relativamente ao caso de obra em estudo, importa salientar que, apesar da solução B ser duas vezes mais cara que a solução A, esta, por sua vez, demora cerca de sete vezes mais tempo a ser concluída. Em termos temporais pode ser dado como exemplo, que um dia para a solução B “corresponde” a mais de uma semana para a execução da solução A.

No entanto, na possibilidade da consideração do tempo de espera ou de atuação da pré-carga se constituir como um elemento favorável à execução da solução B, efetuou-se uma análise de custos intervenientes no processo, com base nos pesos relativos do estaleiro no valor da empreitada global. Verificou-se, que mesmo assim, esta solução é cerca de 1,5 vezes mais cara que a solução que foi implementada em obra.

Assim sendo, no caso em concreto - acessos à PLLN - e, admitindo que em termos de estabilidade, era possível tratar o terreno de fundação do aterro com recurso à técnica de DSM, nomeadamente com a produção de colunas, conclui-se que é mais viável a execução da solução A, em detrimento da solução B. Efetivamente o local em questão não apresenta impedimentos do ponto de vista da execução dos trabalhos da empreitada, e dado o carácter não crítico da obra, esta não necessita de ser realizada num intervalo de tempo apertado. Neste caso o fator tempo não é crítico, pois se fosse, a solução A poderia ser a mais penalizadora.

Salienta-se, contudo, que dado o carácter específico associado a cada empreitada, mesmo sendo uma solução mais dispendiosa em termos monetários pode constituir-se como a mais apta em termos de cumprimentos de prazos, nomeadamente, quando o tempo for importante e rigoroso.

Em termos de conclusão, é importante referir que cada caso é um caso, cada empreitada tem características muito específicas que devem ser sempre bem analisadas e ponderadas, às quais, por facilidade de opção entre soluções devem estar associados pesos, para assim a interpretação ou a obtenção da solução de tratamento mais vantajosa ser de identificação mais simples.

7

CONCLUSÕES E POSSÍVEIS DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. CONCLUSÕES

A necessidade de ocupação de solos com fracas condições geotécnicas tem-se evidenciado como um dos principais fatores para o desenvolvimento de soluções alternativas para o tratamento dos mesmos, no sentido de poderem ser utilizados para diversos fins, nomeadamente na construção de aterros rodoviários ou ferroviários, de forma fazer a ligação entre diferentes localizações.

Neste âmbito é importante a existência e o conhecimento de ferramentas, que permitam simular o comportamento da execução de determinadas estruturas, de forma a ser possível fazer uma previsão da ocorrência de determinadas situações, facto muitas vezes de difícil determinação apenas com base em ensaios laboratoriais ou até mesmo *in situ*.

O caso da implementação de aterros em solos moles, como é o caso das argilas, revela-se particularmente importante, uma vez que este tipo de solos apresenta características particulares, designadamente por se tratar de solos com uma permeabilidade muito reduzida. Os solos com estas características, quando estão sujeitos a carregamentos, vão provocar assentamentos diferidos no tempo, associados ao fenómeno da consolidação. Quanto mais recentes forem os solos e mais baixo for o grau de sobreconsolidação, mais evidentes serão os efeitos finais induzidos pelo carregamento. A este efeito dos assentamentos diferidos no tempo estão associados fenómenos de instabilidade e, muitas vezes, de colapso das estruturas.

A técnica vulgarmente utilizada para colmatar este problema consiste em acelerar o processo da consolidação por efeito da aplicação de um aterro de pré-carga, juntamente com a implementação de geodrenos, que têm por objetivo expulsar a água existente no terreno a qual, por efeito do pré-carga, é expulsa de forma mais célere.

As técnicas que utilizam o melhoramento dos solos por cimentação, como é o caso da técnica de DSM *Deep Soil Mixing* (DSM) ao criar colunas muito mais resistentes e rígidas surge, assim, como uma técnica alternativa para solucionar este problema, destacando-se da solução dita tradicional, sobretudo pelo tempo despendido no processo de execução. Geralmente a aplicação de um aterro de pré-carga está associada a um tempo de atuação elevado, ao qual estão inerentes atrasos da entrada em serviço da obra final para o qual o solo foi tratado, assim como custos económicos.

Neste sentido, no presente trabalho desenvolveu-se um estudo relativo à possibilidade da construção de colunas em DSM, de forma a obter os mesmos resultados finais da solução que preconiza a utilização de geodrenos, particularmente assentamento à superfície dentro dos limites preconizados.

Este estudo teve como base de trabalho o programa Plaxis®, ao qual esteve subjacente a modelação de uma solução em DSM e a observação dos resultados da sua aplicação.

Contudo, para o efeito foi necessário calibrar os parâmetros de entrada no programa relativos à camada de argila, o que constituiu a principal dificuldade na realização do trabalho. Por outras palavras, para a calibração dos parâmetros que caracterizam a camada de argila em questão, foi necessário modelar um ensaio edométrico e verificar se os assentamentos observados coincidiam com os obtidos no Plaxis®. Aparentemente não parece um modelo difícil, uma vez que se trata apenas de uma malha retangular com um carregamento superior, no entanto, verificou-se que para simular as condições impostas em laboratório ao provete em estudo, não basta considerar o POP, é também necessário introduzir no modelo o estado de tensão induzido pelo próprio posicionamento no aparelho de ensaio.

Deste modo, pôde ainda concluir-se que para se proceder à modelação de uma determinada estrutura é necessário existir um conhecimento, *a priori*, suficientemente rigoroso e plausível, das variáveis intervenientes, de forma a que os resultados finais sejam coerentes com o que se pode, ou poderá, vir a verificar na realidade, em casos de obra concretos.

O programa Plaxis® não obstante se trate de um programa “amigável”, não permite facilmente entender como se determina um certo parâmetro, apesar de estarem disponíveis diversos manuais, que muitas vezes não são de compreensão fácil ou direta. Assim, para ultrapassar algumas dificuldades, em algumas ocasiões, optou-se por consultar o sítio da empresa Plaxis® na internet.

Para a análise da implementação da solução de DSM fixou-se um diâmetro de 0,8m e estudaram-se afastamentos entre colunas de, nomeadamente, 1,6m, 2,4m, 3m, 3,3m e 4m. De uma maneira geral, e conforme se compreenderá, quanto menor for o afastamento, menores serão os assentamentos ao nível do aterro. Este efeito foi analisado e verificou-se que existe uma relação praticamente linear entre o afastamento e o maior assentamento, no vão entre colunas.

Por outro lado, considerando que para tornar rígida a mistura do solo misturado com cimento é necessário considerar o efeito do tempo de cura, constatou-se também que quanto mais elevado for este tempo, menores serão naturalmente os deslocamentos associados ao aterro.

O facto de se assumir um cálculo para uma consolidação de 5anos, em comparação com uma consolidação de 90%, não apresentou alterações significativas ao nível dos assentamentos. Esta situação veio comprovar que a consolidação da camada de argila presente no maciço de fundação, não condiciona sobremaneira os assentamentos na base do aterro, uma vez que são as colunas que controlam este comportamento de deslocamento do mesmo.

Ainda assim, estudou-se a possibilidade de existir uma plataforma de transferência de cargas na base do aterro, de *tout venant* ou betão armado, para minimizar as zonas plastificadas e prevenir riscos de rotura por punçoamento do corpo do aterro. No entanto, dados os deslocamentos que se verificaram, concluiu-se que a sua aplicação não se justifica, pelos custos que lhe estão inerentes. Em termos de dissipação dos excessos de pressão neutra, verificou-se que ambas as soluções, que admitem ou não a presença de uma plataforma de transferência de cargas, apresentam resultados idênticos.

Contudo, mesmo exigindo uma análise mais atenta no que diz respeito ao controlo da fendilhação, a solução alternativa em DSM, admitindo a presença de uma plataforma de betão armado, constitui-se como mais eficaz relativamente à solução implementada em obra, uma vez que os assentamentos são muito menores, mesmo não cumprindo os limites preconizados, mas sobretudo decorrem em tempo curto e estabilizam rapidamente, o que permite atingir as cotas de projeto em tempo útil.

Em suma, o assentamento imposto para a estrutura em análise -2,5 cm- não se conseguiu atingir, nem com plataforma de transferência de cargas. Para atingir esse assentamento, as colunas teriam de ser secantes, formando um painel rígido, considerando as características do solo tratado admitidas, nomeadamente a evolução da resistência à compressão com o tempo.

Relativamente ao caso da obra em estudo, no que concerne à análise e comparação de custos, importa salientar que, a solução B (colunas DSM) é duas vezes mais cara que a solução A (geodrenos e pré-carga), demorando esta, no entanto, cerca de sete vezes mais tempo a ser concluída.

No entanto, ainda que reportando estes dados aos custos efetivos da empreitada e tendo em conta o tempo de pré-carga da solução A, verificou-se que a solução B é 1,5 vezes mais cara que a primeira.

Salienta-se porém, que uma das vantagens dos tratamentos de terrenos por cimentação são particularmente eficazes e aconselháveis em casos onde a consolidação secundária é relevante, o que não foi analisado ou considerado neste trabalho.

Em síntese, realça-se que cada empreitada tem características próprias, muito específicas, como por exemplo, a localização, o tempo de duração exigido e custos associados, fatores que devem ser sempre bem analisados e ponderados, com o objetivo de implementar a solução de tratamento do terreno mais vantajosa.

Por outro lado, convém referir o risco inerente à realização de uma obra dita tradicional, bem estudada, com vastos anos de experiência, ou seja, de aplicação prática, e o risco de uma solução mais recente, com pouca experiência de aplicação em Portugal e de que dependem variáveis que devem ser estudadas com um grau de detalhe mais rigoroso. Ou seja, em cada situação é necessário ter presente o carácter de imprevisibilidade associado à implementação ou execução.

Todavia, na execução de uma dada empreitada, sempre que o fator tempo se revelar preponderante, a técnica de DSM apresenta uma celeridade bastante superior à técnica que recorre à aplicação de geodrenos e pré-carga.

7.2. POSSÍVEIS DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Para possíveis desenvolvimentos futuros deste trabalho apresentam-se as seguintes sugestões:

- Considerar a variabilidade dos diâmetros das colunas, em concordância com os afastamentos, uma vez que no presente trabalho se considerou sempre o mesmo diâmetro (0,8m);
- Estudar outras leis de evolução da resistência à compressão com o tempo de cura;
- Admitir uma diminuição das características no solo existente entre as colunas, pelo efeito da perturbação causada pela execução das colunas;
- Avaliar as alterações induzidas entre a aplicação do modelo Soft Soil e Soft Soil Creep, presentes no Plaxis®;
- Realizar a modelação do mesmo caso aqui estudado no Flac®; (Itasca Software) e comparar com os resultados obtidos no Plaxis®. Registe-se que ao longo da pesquisa bibliográfica para a realização do trabalho, se verificou que de uma forma global, a comunidade científica utiliza mais recorrentemente o primeiro programa do que o Plaxis®. Isto no caso de execução de solos moles tratados com recurso à técnica de DSM. Por outro lado, apesar de não se tratar um programa com interface amigável, como é o caso do Plaxis, admite-se que o facto de ser necessário introduzir uma série de funções que definem a execução do problema

em questão (por exemplo, o ganho no tempo das características do material cimentado, por cura do agente cimentício), permite ao utilizador controlar melhor os resultados finais.

BIBLIOGRAFIA

- Abdullah, C. H. (2006). *Evaluation of Load Transfer Plataforms and Their Design Methods for Embankments supported on geopiers*. Dissertação de Doutoramento, University of Wisconsin.
- Abertis Logística (2007). *Plataforma Logística de Lisboa Norte - Estudo de Impacte Ambiental*.
- Ahnberg, H. (2006). *Strenght of Stabilised soils - A laboratory study on clays and organic soils stabilised with different types of binder*, Swedish Deep Stabilization Research Centre.
- Ahnberg, H., Johansson, S., Retelius, A., Ljungkrantz, C., Holmqvist, L. and Holm, G. (1995). *Cement och kalk för djupstabilisering av jord En kemisk - fysikalisk studie av stabiliseringseffekte (summary)*, Swedish Geotechnical Institute.
- Almeida, C., Mendonça, J., Jesus, M. and Gomes, A. (2000). *Sistemas Aquíferos de Portugal Continental*, Instituto da Água.
- Alves, R. (2011). *Estudo de modelação da consolidação acelerada por drenos verticais tomando em consideração a fluência do terreno*, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil.
- Axelsson, K., Johansson, S. and Andersson, R. (2002). *Stabilization of Organic Soils by Cement and Puzzolanic Reactions - Feasibility Study*. Swedish Deep Stabilization Research Centre - Report 3.
- BAUER Group - <http://www.bauer.de> - Acedido em Abril de 2012
- Bolton, M.D. (1986). *The Strenght and Dilatancy of Sands*. Géotechnique 36, No. I, 65-78.
- Brinkgreve, R. (1994). *Geomaterial Models and Numerical Analysis of Softening*. Doctoral Thesis, Delft University of Tecnholigy.
- Bruce, D. (2000). *An Introduction to the Deep Soil Mixing Methods as Used in Geotechnical Applications*, U.S. Department of Transportation; Federal Highway Administration: 143.
- Bruce, D. (2010). *Classification & History of Deep Mixing*. Deep Soil Mixing Specialty Short Course. New Orleans.
- Bruce, D. and Bruce, M. (2003). *The Practitioner's Guide to Deep Mixing*. 3rd International Conference on Grouting and Ground Treatment, Nwe York, I: 475-488.
- Caramelo, T. (2011). *Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Colunas de Jet Grout Encabeçadas por Geossintéticos*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Cardoso, A. (1987). *A técnica das pregagens em solos aplicada em escavações - métodos de análise e dimensionamento*. Tese de Doutoramento, FEUP.
- CDIT (2002). *The Deep Mixing Method - Principle, Design and Construction*. A.A. Balkema Publishers.
- CENOR - <http://www.cenor.pt> - Acedido em Maio de 2012
- CENORGE (2009). *Acesso Rodoviários à Plataforma Logística de Lisboa Norte - Projecto de Execução. Estudo Geológico-Geotécnico*.
- Consórcio Soares da Costa - Monte Adriano (2011). *Relatório de Monitorização - Acesso PLLN*.
- Correia, A. (2011). *Aplicabilidade da técnica deep mixing aos solos moles do Baixo Mondego*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Correia, A., Oliveira, P. Venda and Lemos, L. (2012). *Evolução no Tempo da Resistência à Compressão não Confinada do Solo Mole do Baixo Mondego Estabilizado Quimicamente*. XIII Congresso Nacional de Geotecnia. Lisboa.
- Duncan, J. M. and Chang, C. Y. (1970). *Nonlinear Anylsis of Stress and Strain of Stress and Strain in Soil*. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations, Vol. 96, pp. 1629-1643.
- EN 14679 (2005). *Execution of special geotechnical works - Deep mixing*. CEN, English version, April of 2005, p. 52.
- Esrig, M. (1999). *Keynote lecture: Properties of binders and stabilized soils*. Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Stokholm.
- EuroSoilStab (2001). *Development of design and construction methods to stabilise soft organic soils - Design guide soft soil stabilization*.

- Fahey, M. and Carter, J.P. (1993). *A finite element study of the pressuremeter in sand using nonlinear elastic plastic model*. Canadian Geotechnical Journal, 30(2): 348-362.
- Falk, E. and Sigmund, C. (2009). *Deep Mixing Applications in Europe*. International Symposium on Deep Mixing Admixture Stabilization. Okinawa, Japan.
- Filz, G. and Navin, M. (2006). *Stability of Column-Supported Embankments*, Virginia Department of Transportation.
- Filz, G. and Navin, M. (2010). *A Practical Method to Account for Strength Variability of Deep-Mixed Ground*. GeoFlorida 2010: Advances in Analysis Modeling & Design.
- Fortunato, E. (2012). *Tratamento de solos com ligantes - Parte A*. Apontamentos de Obras de Aterro - FEUP.
- Google - <https://maps.google.com/> - Acedido em Abril de 2012
- Gunduz, B. (2010). *Analysis of Settlements of Test Embankments During 50 years - A Comparison Between Field Measurements and Numerical Analysis* Master's Dissertation, LUND University.
- Hayward Baker - <http://www.haywardbaker.com/> - Acedido em Abril de 2012
- Hayward Baker (2003). *Wet Soil Mixing Brochure*.
- ITRC (2011). *Development of Performance Specifications for Solidification/Stabilization*, The Interstate Technology & Regulatory Council Solidification/Stabilization Team.
- Jaky, J. (1944). *The coefficient of earth pressure at rest*. Journal of Hungarian Architects and Engineers, October, pp. 335-358.
- Kitazume, M., Okano, K. and Miyajima, S. (2000). *Centrifuge Model Tests on Failure Envelope of Column Type Deep Mixing Method Improved Ground*. Soils and Foundations, Vol. 40, No. 4 - Japanese Geotechnical Society.
- Kivelo, M. (1998). *Stabilization of Embankments on Soft Soil With Lime/Cement Columns* Doctoral Thesis, Royal Institute of Technology - Department of Civil and Environmental Engineering.
- Kosche, M. (2004). *A laboratory model study on the transition zone and the boundary layer around lime-cement columns in kaolin clay*, Swedish Deep Stabilization Research Centre.
- Larsson, S. (2003). *Mixing Processes for Ground Improvement by Deep Mixing*, Swedish Deep Stabilization Research Centre. Report 12.
- Larsson, S. (2005). *State of Practice Report - Execution, monitoring and quality control*. International Conference on Deep Mixing. Best Practice and Recent Advances. Stockholm Sweden.
- Liu, S., Wang, D., Liu, Z. and Deng, Y. (2008). *Assessment of Unconfined Compressive Strength of Cement Stabilized Marine Clay*. Marine Georesources & Geotechnology Vol. 16:1, pp 19-35.
- Lorenzo, G. and Bergado, D. (2006). *Fundamental Characteristics of Cement-Admixed Clay in Deep Mixing*. Journal of Materials in Civil Engineering - ASCE.
- Malcolm Drilling - <http://www.malcolmdrilling.com/> - Acedido em Abril de 2012
- Maranha das Neves, E. (2007). *Modelação Avançada em Geotecnia*. Instituto Superior Técnico - Lisboa
- Massarsch, K. (2005a). *Deformation Properties of Stabilized Soil Columns*. International Conference on Deep Mixing. Best Practice and Recent Advances. Stockholm Sweden.
- Massarsch, K. (2005b). *Deformation Properties of Stabilized Soil Columns*. International Conference On Deep Mixing. Stockholm.
- Massarsch, K. and Topolnicki, M. (2005). *Regional Report: European Practice of Soil Mixing Technology*. International Conference on Deep Mixing. Best Practice and Recent Advances. Stockholm Sweden.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos - Conceitos e Princípios Fundamentais*. FEUP edições.
- Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos Solos - Introdução à Engenharia Geotécnica*. FEUP edições.
- Mayne, P., Christopher, B. and DeJong, J. (2001). *Manual on Subsurface Investigations*. National Highway Institute, Publication No. FHWA NHI-01-031.
- Mayne, P. W., Peuchen, J. and Bouwmeester, D. (2010). *Soil Unit Weight Estimation from CPTs*. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing.

- Menard - <http://www.menard.ae> - Acedido em Abril de 2012
- MOPTC - Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações (2006). *Portugal Logístico - Rede Nacional de Plataformas Logísticas*.
- Navin, M. (2005). *Stability of Embankments Founded on Soft Soil Improved with Deep-Mixing-Method Columns*, Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Plaxis (2010a). *Material Models Manual*.
- Plaxis (2010b). *Reference Manual*.
- Robertson, P. K. (2009). *Interpretation of cone penetration tests - a unified approach*. Canadian Geotechnical Journal Vol.46: 1337-1355.
- Robertson, P. K. (2010a). *Estimating in-situ State Parameter and Friction Angle in Sandy Soils from CPT*. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing.
- Robertson, P. K. (2010b). *Estimating in situ soil permeability from CPT & CPTu*. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing.
- Robertson, P. K. (2012). *Interpretation of In-situ tests - some insights, 5th J.K. Mitchell Lecture*. 4th International Conference on Site Characterization ISC-4 Porto de Galinhas, Pernambuco, Brasil (In Print).
- Robertson, P. K. and Cabal, K. L. (2010). *Estimating Soil Unit Weight from CPT*. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing.
- Robertson, P.K. and Wride, C.E. (1998). *Evaluation cyclic liquefaction potencial using the cone penetration test*. Canadian Geotechnical Journal Vol.35 (3): 442-459.
- Salgado, R. (2008). *The Engineering of Foundations*, McGraw Hill.
- Sousa, E. (2009). *A Técnica de Cutter Soil Mixing Aplicada a Escavações Urbanas. Aspectos Gerais e Caso de Estudo*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- TENAX - <http://www.tenax.net/> - Acedido em Maio de 2012
- TENSAR - <http://www.tensar.co.uk/> - Acedido em Maio de 2012
- Terashi, M. (1997). *Theme Lecture: deep Mixing Method - Brief State of the Art*.
- Terashi, M. and Kitazume, M. (2011). *QA/QC for Deep-Mixed Ground - Current Practice and Future Research Needs*. Proceedings of the ICE - Ground Improvement, Volume 164, Issue 3, pages 161-177.
- Topolnicki, M. (2009). *Design and execution practice of wet Mixing in Poland*. International Symposium on Deep Mixing Admixture Stabilization. Okinawa, Japan.
- Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para o Dimensionamento de Fundações Directas*. , Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Wilk, C. (2012). *Solification/Stabilization Treatment of Contaminated Soil Using Soil Mixing Techniques*. Deep Soil Mixing Specialty Short Course. New Orleans.
- Wilson, B. (2007). *Environmental and Geotechnical Applications of Cutter Soil Mixing (slide show)*. RemTech, Gaia Contractors.

ANEXOS

ANEXO A1

RESULTADOS DA MODELAÇÃO DO ENSAIO EDMÉTRICO

No Quadro A1.1 apresentam-se os resultados da modelação no Plaxis. A tensão efetiva vertical (σ'_{yy}), assim como a deformação volumétrica (ε_v) e a tensão média p' , foram retirados diretamente do Plaxis.

Conforme foi descrita na secção 4.3, a linha a amarelo corresponde ao final da consolidação do carregamento de 4,9 kPa. Note-se ainda que cada linha da tabela corresponde a um *step* de cálculo do Plaxis ®.

Quadro A1.1 – Resultados da modelação no Plaxis

PONTO Q						
FASE	σ'_{yy} (kN/m ²)	ε_v	e	v	p' (kN/m ²)	
1	0,089	0,000	2,190	3,190	0,06	
	0,089	0,000	2,190	3,190	0,06	
2	0,101	0,000	2,190	3,190	0,07	
	0,113	0,000	2,189	3,189	0,07	
3	0,195	-0,001	2,185	3,185	0,12	
	0,195	-0,001	2,185	3,185	0,12	
	0,195	-0,001	2,185	3,185	0,12	
	0,195	-0,001	2,185	3,185	0,12	
	0,195	-0,001	2,185	3,185	0,12	
	0,198	-0,002	2,185	3,185	0,12	
	0,230	-0,002	2,184	3,184	0,14	
	0,381	-0,004	2,176	3,176	0,23	
	0,775	-0,011	2,155	3,155	0,46	
	1,444	-0,022	2,121	3,121	0,86	
4	2,362	-0,037	2,073	3,073	1,41	
	3,499	-0,050	2,031	3,031	2,09	
	4,351	-0,057	2,010	3,010	2,59	
	4,906	-0,060	1,999	2,999	2,92	
	5,016	-0,061	1,997	2,997	3,00	
	5,009	-0,061	1,996	2,996	3,00	
	5	5,009	0,000	2,190	3,190	3,00

PONTO Q					
FASE	σ'_{yy} (kN/m ²)	ϵ_v	e	v	p' (kN/m ²)
6	5,393	-0,002	2,184	3,184	3,21
	5,393	-0,002	2,184	3,184	3,21
	5,377	-0,002	2,184	3,184	3,22
	5,369	-0,002	2,184	3,184	3,22
	5,368	-0,002	2,184	3,184	3,22
	5,539	-0,003	2,181	3,181	3,32
	6,431	-0,007	2,167	3,167	3,86
	8,796	-0,017	2,134	3,134	5,29
	12,645	-0,030	2,096	3,096	7,63
	15,927	-0,037	2,073	3,073	9,60
	20,348	-0,044	2,050	3,050	12,21
	23,422	-0,048	2,037	3,037	14,05
	25,867	-0,051	2,027	3,027	15,53
	26,942	-0,052	2,024	3,024	16,22
	27,270	-0,053	1,839	2,839	16,51
7	27,817	-0,053	1,837	2,837	16,78
8	27,817	-0,053	1,837	2,837	16,78
	27,844	-0,053	1,837	2,837	16,78
	27,899	-0,053	1,837	2,837	16,80
	28,391	-0,054	1,836	2,836	17,06
	30,103	-0,055	1,831	2,831	18,04
	33,606	-0,058	1,822	2,822	20,08
	38,597	-0,062	1,810	2,810	23,12
	44,680	-0,067	1,797	2,797	26,81
	50,809	-0,070	1,785	2,785	30,50
	54,731	-0,073	1,779	2,779	32,87
	55,622	-0,073	1,778	2,778	33,46
	55,939	-0,073	1,777	2,777	33,77
	56,073	-0,073	1,776	2,776	33,93
56,208	-0,074	1,776	2,776	34,09	
9	57,455	-0,074	1,775	2,775	34,62
10	57,455	-0,074	1,775	2,775	34,62
	57,568	-0,074	1,775	2,775	34,66
	57,956	-0,074	1,774	2,774	34,84
	59,570	-0,075	1,772	2,772	35,74
	64,012	-0,077	1,766	2,766	38,39
	71,887	-0,080	1,756	2,756	43,24
	81,592	-0,084	1,744	2,744	49,35
	92,350	-0,088	1,734	2,734	55,76
	102,612	-0,090	1,726	2,726	61,24
	106,377	-0,091	1,722	2,722	63,65

PONTO Q					
FASE	σ'_{yy} (kN/m ²)	ε_v	e	v	p' (kN/m ²)
11	106,922	-0,092	1,721	2,721	64,34
	106,624	-0,092	1,721	2,721	64,48
	106,619	-0,092	1,721	2,721	64,48
	108,758	-0,092	1,720	2,720	65,55
	108,758	-0,092	1,720	2,720	65,55
	108,742	-0,092	1,720	2,720	65,60
	108,838	-0,092	1,720	2,720	65,64
	109,000	-0,092	1,720	2,720	65,73
	109,696	-0,093	1,719	2,719	66,11
	110,734	-0,093	1,718	2,718	66,69
	113,371	-0,093	1,717	2,717	68,20
12	117,373	-0,095	1,712	2,712	71,16
	118,941	-0,096	1,709	2,709	72,87
	121,854	-0,098	1,701	2,701	75,61
	126,111	-0,102	1,691	2,691	79,70
	134,384	-0,109	1,670	2,670	87,82
	146,488	-0,119	1,640	2,640	99,56
	162,141	-0,131	1,604	2,604	112,84
	173,150	-0,139	1,580	2,580	121,44
	185,262	-0,147	1,556	2,556	130,34
	191,864	-0,151	1,544	2,544	135,20
	195,393	-0,153	1,538	2,538	137,83
13	198,222	-0,155	1,533	2,533	139,94
	199,700	-0,156	1,530	2,530	141,03
	200,201	-0,156	1,529	2,529	141,39
	197,946	-0,156	1,530	2,530	140,37
	195,581	-0,155	1,530	2,530	139,32
	195,581	-0,155	1,530	2,530	139,32
	193,057	-0,155	1,531	2,531	138,17
	183,618	-0,154	1,534	2,534	133,91
	167,596	-0,153	1,538	2,538	126,68
	147,821	-0,151	1,544	2,544	117,76
	127,937	-0,149	1,551	2,551	108,79
14	112,069	-0,147	1,556	2,556	101,63
	103,235	-0,146	1,560	2,560	97,65
	100,150	-0,145	1,561	2,561	96,26
	99,534	-0,145	1,561	2,561	95,98
	99,472	-0,145	1,561	2,561	95,95
	99,468	-0,145	1,561	2,561	95,95
15	99,468	-0,145	1,561	2,561	95,95
	97,695	-0,145	1,562	2,562	95,15

FASE	PONTO Q				
	σ'_{yy} (kN/m ²)	ϵ_v	e	v	p' (kN/m ²)
16	97,695	-0,145	1,562	2,562	95,15
	97,704	-0,145	1,562	2,562	95,15
	97,688	-0,145	1,562	2,562	95,15
	97,630	-0,145	1,562	2,562	95,13
	97,179	-0,145	1,562	2,562	94,94
	95,127	-0,145	1,563	2,563	94,01
	89,741	-0,144	1,565	2,565	91,58
	80,474	-0,143	1,569	2,569	87,40
	68,116	-0,141	1,574	2,574	81,83
	53,989	-0,139	1,581	2,581	75,46
	40,778	-0,137	1,587	2,587	69,50
	31,702	-0,134	1,594	2,594	64,17
	28,089	-0,131	1,603	2,603	56,95
	25,603	-0,129	1,610	2,610	51,90
	24,595	-0,128	1,613	2,613	49,80
	24,376	-0,128	1,614	2,614	49,35
24,322	-0,128	1,614	2,614	49,24	
24,669	-0,127	1,615	2,615	49,08	
17	28,813	-0,128	1,612	2,612	50,97
18	28,813	-0,128	1,612	2,612	50,97
	29,272	-0,129	1,611	2,611	51,21
	31,000	-0,129	1,610	2,610	52,00
	38,544	-0,131	1,605	2,605	55,40
	56,725	-0,134	1,593	2,593	63,58
	85,124	-0,139	1,578	2,578	76,37
	122,068	-0,145	1,562	2,562	93,03
	161,643	-0,150	1,548	2,548	110,88
	186,784	-0,152	1,540	2,540	122,22
	196,347	-0,154	1,535	2,535	128,33
	198,256	-0,155	1,532	2,532	130,27
198,297	-0,155	1,532	2,532	130,21	
197,445	-0,155	1,532	2,532	129,90	
197,460	-0,155	1,532	2,532	129,89	
197,460	-0,155	1,532	2,532	129,89	
19	198,999	-0,156	1,530	2,530	131,04
20	198,999	-0,156	1,530	2,530	131,04
	198,814	-0,156	1,530	2,530	131,07
	198,795	-0,156	1,530	2,530	131,09
	198,786	-0,156	1,530	2,530	131,14
	198,863	-0,156	1,530	2,530	131,22
	198,976	-0,156	1,530	2,530	131,29

PONTO Q					
FASE	σ'_{yy} (kN/m ²)	ε_v	e	v	p' (kN/m ²)
	199,438	-0,156	1,530	2,530	131,75
	200,117	-0,156	1,529	2,529	132,54
	202,621	-0,158	1,524	2,524	135,23
	206,094	-0,159	1,519	2,519	138,78
	214,424	-0,164	1,505	2,505	146,58
	223,424	-0,169	1,490	2,490	154,44
	240,242	-0,178	1,464	2,464	167,86
	254,767	-0,184	1,444	2,444	178,98
	277,361	-0,194	1,414	2,414	195,61
	295,468	-0,202	1,391	2,391	208,79
	322,555	-0,212	1,361	2,361	228,18
	355,197	-0,224	1,327	2,327	251,43
	374,073	-0,230	1,309	2,309	264,92
	384,951	-0,233	1,299	2,299	272,69
	393,002	-0,235	1,291	2,291	278,47
	396,569	-0,236	1,288	2,288	281,01
	396,683	-0,236	1,288	2,288	281,10
	392,976	-0,236	1,289	2,289	279,43
	392,958	-0,236	1,289	2,289	279,42
21	397,524	-0,237	1,287	2,287	281,71
	397,524	-0,237	1,287	2,287	281,71
	397,481	-0,237	1,287	2,287	281,70
	397,553	-0,237	1,287	2,287	281,74
	397,568	-0,237	1,287	2,287	281,76
	397,733	-0,237	1,287	2,287	281,86
	397,953	-0,237	1,287	2,287	282,03
	399,065	-0,237	1,286	2,286	282,83
	400,897	-0,238	1,284	2,284	284,13
	406,732	-0,239	1,279	2,279	288,29
	414,432	-0,241	1,273	2,273	293,77
22	432,427	-0,246	1,258	2,258	306,51
	450,905	-0,251	1,243	2,243	319,62
	468,753	-0,256	1,230	2,230	332,28
	499,431	-0,263	1,208	2,208	354,00
	525,608	-0,269	1,190	2,190	372,55
	566,260	-0,278	1,164	2,164	401,30
	600,399	-0,285	1,143	2,143	425,51
	652,540	-0,295	1,114	2,114	462,40
	691,585	-0,301	1,094	2,094	490,12
	720,479	-0,306	1,079	2,079	510,67
	753,288	-0,311	1,064	2,064	533,96

FASE	PONTO Q				
	σ'_{yy} (kN/m ²)	ϵ_v	e	v	p' (kN/m ²)
	770,799	-0,314	1,056	2,056	546,46
	783,553	-0,316	1,050	2,050	555,54
	787,500	-0,316	1,048	2,048	558,36
	789,797	-0,317	1,047	2,047	560,01
	786,429	-0,317	1,047	2,047	558,49
	784,972	-0,317	1,048	2,048	557,84
	784,972	-0,317	1,048	2,048	557,84
	785,008	-0,317	1,048	2,048	557,85
23	791,194	-0,317	1,047	2,047	560,99
	791,985	-0,317	1,046	2,046	561,55
	791,985	-0,317	1,046	2,046	561,55
	792,012	-0,317	1,046	2,046	561,58
	792,134	-0,317	1,046	2,046	561,66
	792,278	-0,317	1,046	2,046	561,76
	792,566	-0,317	1,046	2,046	561,96
	793,000	-0,317	1,046	2,046	562,29
	793,758	-0,317	1,045	2,045	562,83
	796,608	-0,318	1,044	2,044	564,87
	800,959	-0,318	1,042	2,042	567,97
	806,577	-0,319	1,040	2,040	571,95
	821,571	-0,321	1,033	2,033	582,61
	839,245	-0,324	1,026	2,026	595,15
	858,280	-0,326	1,018	2,018	608,66
	896,410	-0,332	1,003	2,003	635,62
24	932,401	-0,336	0,989	1,989	661,15
	965,679	-0,340	0,977	1,977	684,48
	1021,578	-0,347	0,957	1,957	724,09
	1069,584	-0,352	0,941	1,941	758,18
	1111,815	-0,357	0,928	1,928	788,22
	1181,554	-0,364	0,907	1,907	837,54
	1288,774	-0,374	0,876	1,876	913,35
	1370,324	-0,381	0,855	1,855	971,26
	1431,114	-0,386	0,839	1,839	1014,48
	1475,486	-0,390	0,829	1,829	1046,08
	1506,582	-0,392	0,821	1,821	1068,27
	1539,648	-0,395	0,814	1,814	1091,79
	1556,533	-0,396	0,810	1,810	1103,82
	1568,191	-0,397	0,808	1,808	1112,10
	1571,555	-0,397	0,807	1,807	1114,53
	1573,613	-0,397	0,806	1,806	1115,98
	1570,023	-0,397	0,806	1,806	1114,37

PONTO Q					
FASE	σ'_{yy} (kN/m ²)	ε_v	e	v	p' (kN/m ²)
	1569,266	-0,397	0,806	1,806	1114,03
	1569,260	-0,397	0,806	1,806	1114,02
	1569,260	-0,397	0,806	1,806	1114,02
	1569,260	-0,397	0,806	1,806	1114,02
25	1503,303	-0,396	0,809	1,809	1084,28
	1503,303	-0,396	0,809	1,809	1084,28
	1502,104	-0,396	0,809	1,809	1083,85
	1498,875	-0,396	0,809	1,809	1082,36
	1492,205	-0,396	0,809	1,809	1079,34
	1466,211	-0,396	0,810	1,810	1067,58
	1431,983	-0,396	0,811	1,811	1052,16
	1393,882	-0,395	0,812	1,812	1034,98
	1317,170	-0,394	0,815	1,815	1000,40
	1186,863	-0,393	0,820	1,820	941,64
	1079,822	-0,391	0,825	1,825	893,33
	920,201	-0,389	0,831	1,831	821,39
	797,499	-0,387	0,837	1,837	766,04
	628,639	-0,384	0,846	1,846	689,94
	509,754	-0,382	0,852	1,852	636,31
	423,496	-0,380	0,857	1,857	597,42
	359,940	-0,379	0,861	1,861	568,76
	313,025	-0,378	0,865	1,865	547,64
26	278,875	-0,377	0,867	1,867	532,25
	255,122	-0,376	0,869	1,869	517,26
	228,516	-0,373	0,878	1,878	463,32
	195,128	-0,369	0,890	1,890	395,62
	156,293	-0,364	0,906	1,906	316,89
	131,696	-0,360	0,919	1,919	267,01
	114,461	-0,356	0,930	1,930	232,07
	101,712	-0,353	0,939	1,939	206,22
	91,890	-0,350	0,947	1,947	186,31
	77,835	-0,346	0,959	1,959	157,81
	68,044	-0,343	0,969	1,969	137,96
	60,782	-0,340	0,978	1,978	123,23
	55,217	-0,337	0,986	1,986	111,94
	47,440	-0,333	0,997	1,997	96,07
	42,147	-0,330	1,006	2,006	85,21
	35,765	-0,326	1,019	2,019	72,08
	31,896	-0,323	1,028	2,028	64,16
	29,285	-0,321	1,035	2,035	58,81
	27,467	-0,319	1,040	2,040	55,07

PONTO Q					
FASE	σ'_{yy} (kN/m ²)	ϵ_v	e	v	p' (kN/m ²)
	25,357	-0,317	1,047	2,047	50,66
	24,176	-0,316	1,050	2,050	48,25
	23,637	-0,315	1,053	2,053	46,73
	23,624	-0,315	1,054	2,054	46,32
	23,495	-0,314	1,054	2,054	45,97
	23,550	-0,314	1,054	2,054	45,92
	23,492	-0,314	1,055	2,055	45,77
27	23,136	-0,314	1,055	2,055	45,57
	23,128	-0,314	1,055	2,055	45,55
	23,128	-0,314	1,055	2,055	45,55
	23,292	-0,314	1,055	2,055	45,56
	23,408	-0,314	1,055	2,055	45,56
	23,554	-0,314	1,055	2,055	45,53
	23,476	-0,314	1,055	2,055	45,37
	22,803	-0,314	1,056	2,056	44,90
	21,726	-0,313	1,059	2,059	43,51
	20,640	-0,312	1,063	2,063	41,40
	18,529	-0,309	1,071	2,071	37,26
	16,830	-0,306	1,078	2,078	33,88
28	14,458	-0,303	1,090	2,090	29,12
	11,696	-0,297	1,106	2,106	23,49
	10,094	-0,293	1,117	2,117	20,14
	9,101	-0,290	1,126	2,126	17,99
	8,342	-0,288	1,134	2,134	16,32
	7,824	-0,286	1,139	2,139	15,31
	7,582	-0,285	1,142	2,142	14,65
	7,321	-0,284	1,147	2,147	13,84
	7,016	-0,282	1,151	2,151	13,19
	6,772	-0,281	1,154	2,154	12,71
	6,528	-0,280	1,157	2,157	12,19
	6,425	-0,280	1,159	2,159	11,95
	6,408	-0,280	1,159	2,159	11,93

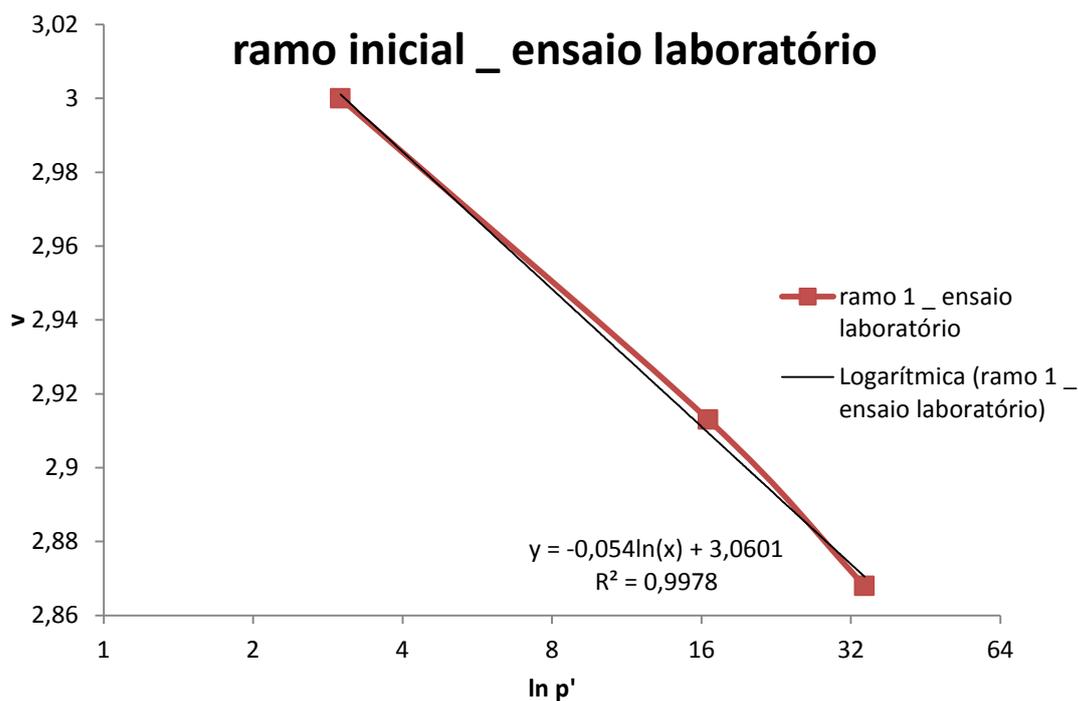


Figura A1.1 – Aproximação logarítmica do ramo inicial – ensaio laboratório

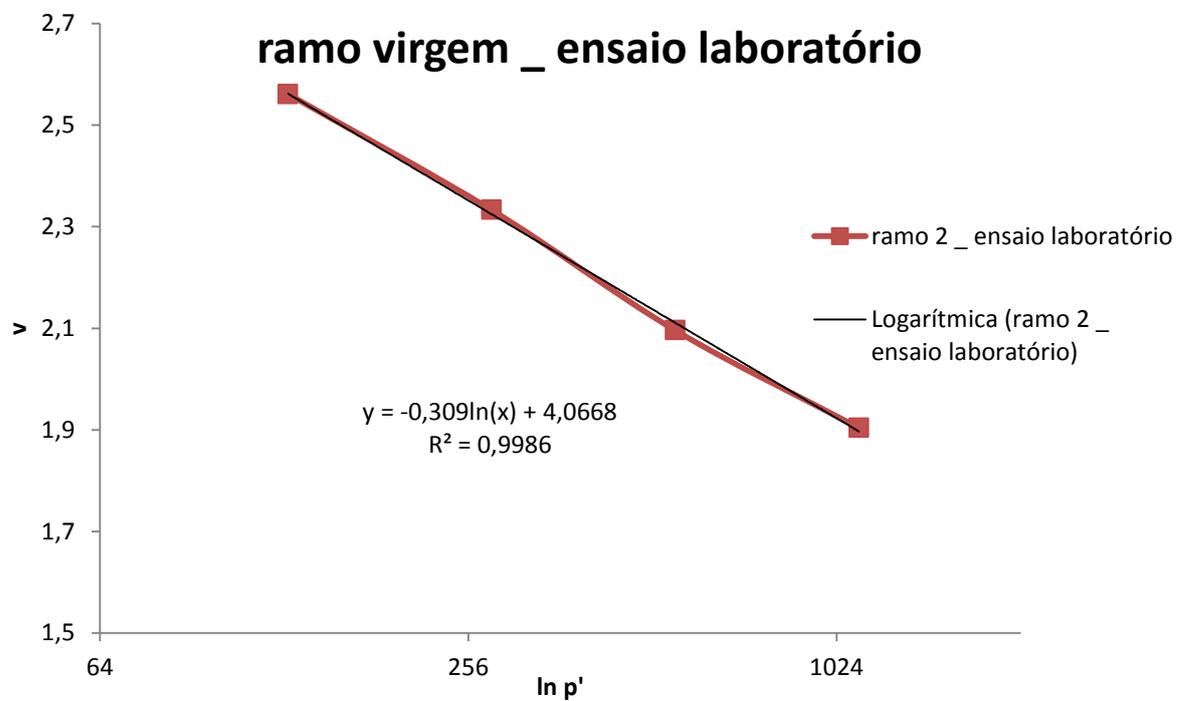


Figura A1.2 - Aproximação logarítmica do ramo virgem – ensaio laboratório

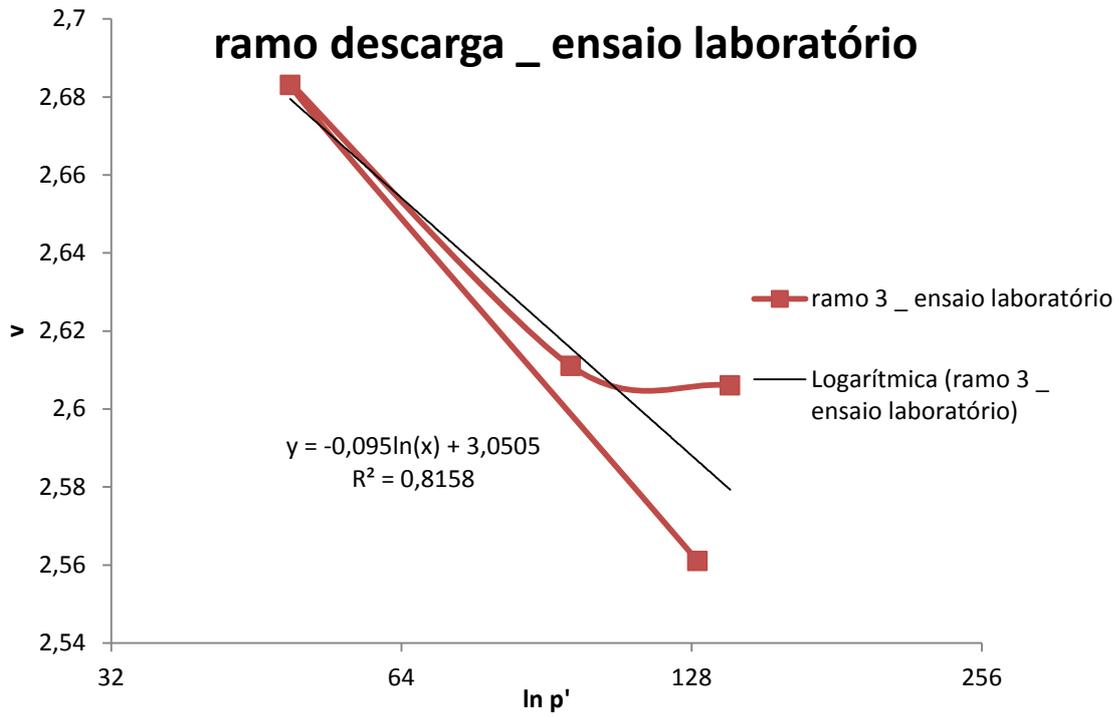


Figura A1.3 - Aproximação logarítmica do ramo descarga/recarga – ensaio laboratório

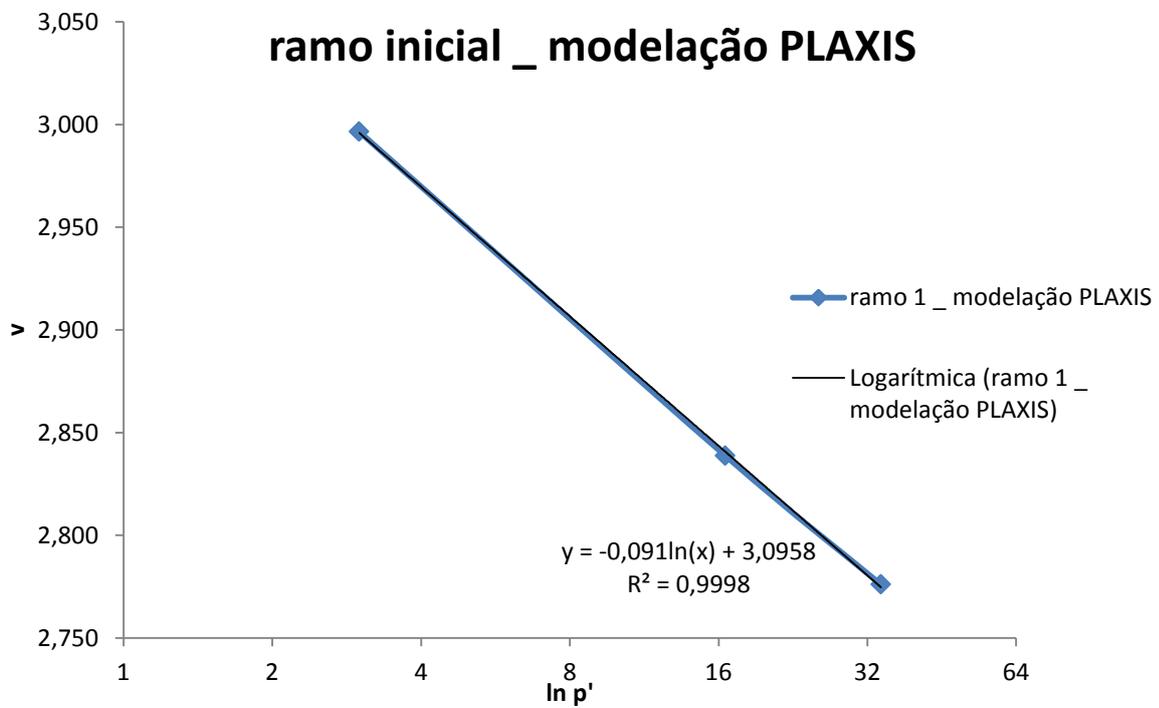


Figura A1.4 - Aproximação logarítmica do ramo inicial – modelação Plaxis

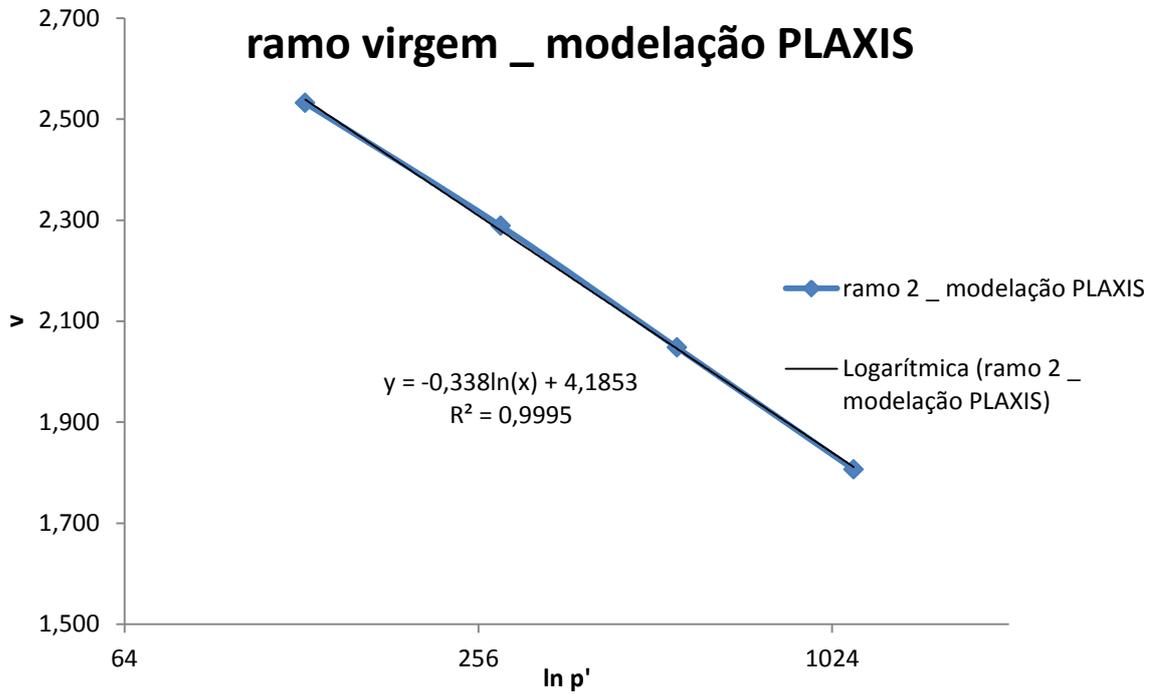


Figura A1.5 - Aproximação logarítmica do ramo virgem – ensaio laboratório

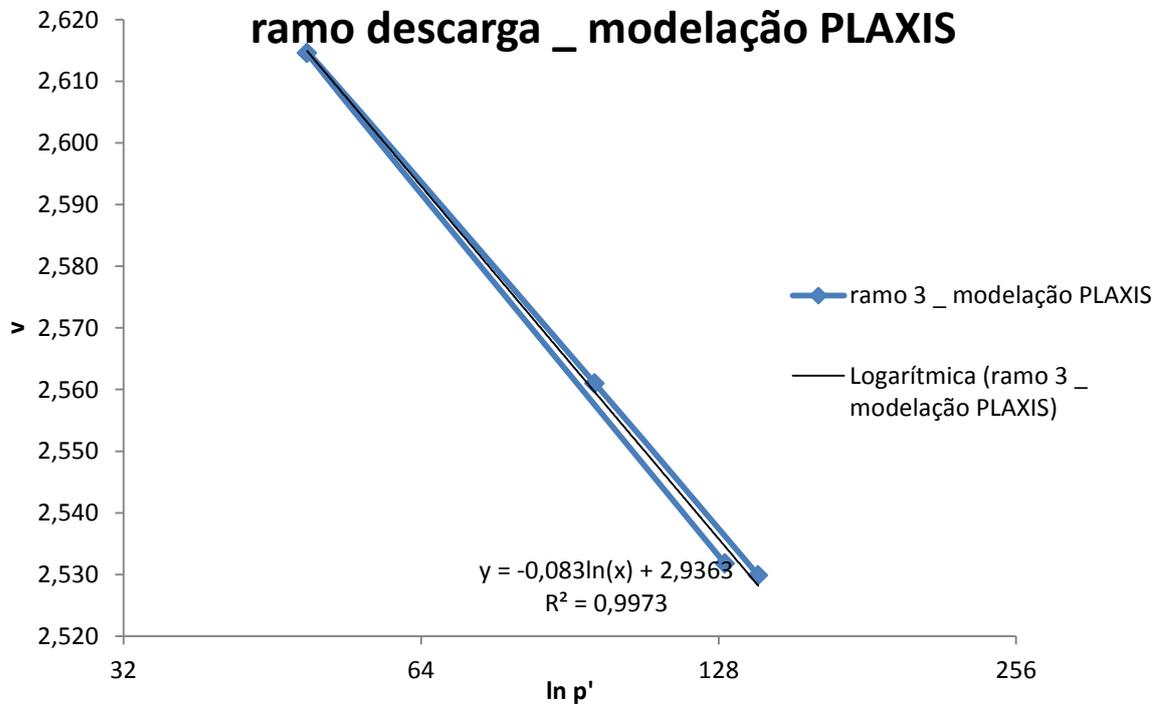


Figura A1.6 - Aproximação logarítmica do ramo descarga/recarga – ensaio laboratório

ANEXO A2

ATUAÇÃO DO ATERRO DE PRÉ-CARGA -APC 9;

RESULTADOS DA MONITORIZAÇÃO E DA MODELAÇÃO NO PLAXIS

Quadro A2.1 - Resultados da monitorização da atuação do pré-carga (APC 9)

Data	Z	δz (mm)	δzi (mm)	ATERRO (m)	Altura do aterro de pré-carga (m)	Observações
08-02-2011	2,7752	0	0	3,363	0,588	E. REF
14-02-2011	2,7571	-18,1	-18,1	3,721	0,964	Acrescentado
22-02-2011	2,7014	-73,8	-55,7	4,211	1,509	Acrescentado
28-02-2011	2,6019	-173,3	-99,5	5,321	2,719	
09-03-2011	2,5016	-273,6	-100,3	5,321	2,819	
15-03-2011	2,4715	-303,7	-30,1	5,321	2,850	
21-03-2011	2,4249	-350,3	-46,6	5,539	3,114	Acrescentado
30-03-2011	2,2502	-525	-174,7	6,371	4,121	
05-04-2011	2,212	-563,2	-38,2	6,332	4,120	
11-04-2011	2,1884	-586,8	-23,6	6,321	4,133	
18-04-2011	2,1611	-614,1	-27,3	6,321	4,160	
26-04-2011	2,1406	-634,6	-20,5	6,321	4,180	
02-05-2011	2,1249	-650,3	-15,7	6,321	4,196	
09-05-2011	2,11	-665,2	-14,9	6,321	4,211	
16-05-2011	2,0954	-679,8	-14,6	6,321	4,226	
23-05-2011	2,0828	-692,4	-12,6	6,321	4,238	
30-05-2011	2,0708	-704,4	-12	6,321	4,250	
06-06-2011	2,0589	-716,3	-11,9	6,321	4,262	

Data	Z	δz (mm)	δzi (mm)	ATERRO (m)	Altura do aterro de pré-carga (m)	Observações
14-06-2011	2,0412	-734	-17,7	6,321	4,280	
20-06-2011	2,0307	-744,5	-10,5	6,321	4,290	
27-06-2011	2,0161	-759,1	-14,6	6,321	4,305	
05-07-2011	2,0034	-771,8	-12,7	6,321	4,318	
11-07-2011	1,9902	-785	-13,2	6,321	4,331	
19-07-2011	1,9775	-797,7	-12,7	6,321	4,343	
26-07-2011	1,9663	-808,9	-11,2	6,321	4,355	
02-08-2011	1,9538	-821,4	-12,5	6,321	4,367	
08-08-2011	1,946	-829,2	-7,8	6,321	4,375	
12-08-2011	1,937	-838,2	-9	6,321	4,384	
22-08-2011	1,9216	-853,6	-15,4	6,321	4,399	
30-08-2011	1,9091	-866,1	-12,5	6,321	4,412	
05-09-2011	1,9017	-873,5	-7,4	6,321	4,419	
12-09-2011	1,8953	-879,9	-6,4	6,321	4,426	
19-09-2011	1,8845	-890,7	-10,8	6,321	4,436	
26-09-2011	1,8749	-900,3	-9,6	6,321	4,446	
03-10-2011	1,8663	-908,9	-8,6	6,321	4,455	
11-10-2011	1,856	-919,2	-10,3	6,321	4,465	
18-10-2011	1,8483	-926,9	-7,7	6,321	4,473	
25-10-2011	1,8405	-934,7	-7,8	6,321	4,480	
29-10-2011	1,8389	-936,3	-1,6	6,321	4,482	
08-11-2011	1,8349	-940,3	-4	6,321	4,486	
15-11-2011	1,8319	-943,3	-3	6,321	4,489	
21-11-2011	1,8302	-945	-1,7	6,321	4,491	
29-11-2011	1,8268	-948,4	-3,4	6,321	4,494	
05-12-2011	1,8251	-950,1	-1,7	6,321	4,496	
12-12-2011	1,8216	-953,6	-3,5	6,321	4,499	
19-12-2011	1,8193	-955,9	-2,3	6,321	4,502	
26-12-2011	1,8172	-958	-2,1	6,321	4,504	
02-01-2012	1,793	-982,2	-24,2	6,321	4,528	
09-01-2012	1,7887	-986,5	-4,3	6,321	4,532	

Data	Z	δz (mm)	δzi (mm)	ATERRO (m)	Altura do aterro de pré-carga (m)	Observações
16-01-2012	1,7835	-991,7	-5,2	6,321	4,537	
23-01-2012	1,7783	-996,9	-5,2	6,321	4,543	
30-01-2012	1,7743	-1000,9	-4	6,321	4,547	
06-02-2012	1,7682	-1007	-6,1	6,321	4,553	
13-02-2012	1,7602	-1015	-8	6,321	4,561	
20-02-2012	0	0	0	6,321	6,321	Removida

Quadro A2.2 - Resultados da modelação no Plaxis da atuação da pré-carga

Tempo (dias)	δz (mm)
0,00	0
0,00	0
0,00	0
0,00	0
0,01	0
0,02	0
0,04	0
0,08	-1
0,17	-2
0,34	-4
0,67	-9
1,35	-21
2,69	-47
4,35	-82
6,00	-121
6,00	-121
6,00	-121
6,00	-121

Tempo (dias)	$\bar{\delta}z$ (mm)
6,01	-121
6,02	-121
6,05	-122
6,10	-123
6,20	-124
6,41	-127
6,82	-133
7,64	-145
9,28	-167
10,91	-192
12,55	-217
14,00	-240
14,00	-240
14,00	-240
14,01	-240
14,03	-240
14,06	-241
14,13	-242
14,26	-244
14,53	-248
15,07	-256
16,15	-272
17,22	-289
19,37	-322
21,52	-356
22,60	-372
23,67	-389
24,75	-405
25,82	-422
26,90	-438
27,44	-446

Tempo (dias)	δz (mm)
28,51	-462
29,59	-479
30,66	-495
31,74	-511
32,81	-527
33,91	-543
35,00	-559
35,00	-559
35,07	-559
35,21	-561
35,48	-563
36,03	-567
37,12	-573
38,21	-578
40,40	-586
42,59	-593
44,78	-600
46,97	-605
49,16	-611
51,35	-616
55,73	-624
60,10	-632
64,48	-639
68,86	-646
73,24	-652
81,99	-663
90,75	-674
99,50	-684
108,26	-693
117,01	-703
125,77	-712

Tempo (dias)	δz (mm)
143,28	-731
160,79	-749
178,30	-767
187,05	-776
204,56	-794
222,07	-812
239,58	-829
257,09	-847
274,61	-864
283,36	-873
300,87	-890
318,38	-907
327,14	-916
335,89	-924
344,65	-933
353,40	-942
362,16	-950
369,58	-957
377,00	-965