



Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil
Ano 2014

**Catarina Raquel
Machado Henriques**

**Deep Soil Mixing: Otimização do ligante num solo
silo-argiloso**



Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil
Ano 2014

**Catarina Raquel
Machado Henriques**

**Deep Soil Mixing: Otimização do ligante num solo
silto-argiloso**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para o cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, efetuado sob a orientação científica do Professor Doutor Agostinho Benta, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Dedico este trabalho aos meus pais,
à minha irmã e aos meus avós.

O júri

Presidente

Professora Doutora Ana Luísa Pinheiro Lomelino Velosa

Professora Associada do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Professor Doutor Jorge Manuel Pessoa Girão Medina

Professor Auxiliar do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro

**Professor Doutor Agostinho António Rocha Correia e Almeida da Benta
(Orientador)**

Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Agradecimentos

Este documento é a conclusão de um percurso académico, resultado de horas de estudo e trabalho, o qual não seria possível ser concretizado sem o apoio e colaboração de diversas pessoas a quem expresso o meu sincero agradecimento:

- Ao professor Agostinho Benta pelo tempo disponibilizado e pelo seu ensinamento;
- Aos meus pais por toda a força que me deram para nunca desistir, pelo apoio incondicional e sacrifícios feitos para poder fazer todo este percurso, sendo eles as pontes e pilares seguros em todas as minhas travessias;
- À minha irmã pela motivação de ser um exemplo para ela;
- Aos meus avós que me apoiaram sempre;
- Às minhas grandes amigas Liliana Lopes e Albertina que sem elas isto não teria sido possível;
- À Engenheira Maria Carlos e ao Sr. Vitor pelo apoio no decorrer do trabalho laboratorial;
- Ao Rafael pela sua ajuda nos momentos mais complicados;
- E a toda a minha família que me apoio e me motivou durante todo o percurso académico e por acreditarem em mim de que era capaz.

A todos eles, o meu mais profundo e sincero OBRIGADA!

Palavras-chave

Deep Soil Mixing, solo silto-argiloso, ligantes, *Plaxis*

Resumo

Os solos silto-argilosos, causam grandes problemas de estabilidade, deformabilidade e de resistência, tornando assim, terrenos com estes solos impossíveis de se construir. Este trabalho tem como base, o estudo da aplicabilidade da técnica *Deep Soil Mixing* (DSM) num solo silto-argiloso, de forma a introduzir no solo características ótimas de um solo capaz de suportar uma construção sem haver problemas de assentamentos.

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.

O solo será modificado pela técnica DSM onde se vai misturar o solo com um ligante até obter-se uma mistura ideal, que transmita ao terreno envolvente a resistência necessária.

Keywords

Deep Soil Mixing, silty-clayey soils, binders, Plaxis

Abstract

The silty-clayey soils cause big stability problems, such as the deformability and the strength, thus making impossible to build on terrains with this kind of soils.

This work is based on the study of the applicability of the method *Deep Soil Mixing* in a silty-clay soil, in order to introduce the optimal characteristics of a soil capable to support a building settlements without complications.

The DSM technique has a simultaneous effect of improvement and reinforcement, insofar it change or enhance certain features of the soil, constituting the final product on a rigid element.

The soil will be modified by the DSM technique and it will be mixed with a binder until it gets an ideal combination. This final mixture will provide to the surrounding land the necessary strength to build.

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL.....	I
ÍNDICE DE FIGURAS	V
ÍNDICE DE QUADROS	IX
ÍNDICE DE EQUAÇÕES.....	XI
ÍNDICE DE SIGLAS	XIII
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Enquadramento	1
1.2. Objetivos.....	2
1.3. Estrutura da Dissertação	2
2. TÉCNICAS DE MELHORAMENTO/REFORÇO DE SOLOS.....	7
2.1. Jet Grouting	7
2.2. STABTEC	9
2.3. Colunas de Brita	10
2.4. Drenos verticais	11
2.5. Injeções	12
2.6. Vibrocompactação	13
2.7. Congelamento artificial do terreno	14
3. DEEP SOIL MIXING	19
3.1. Evolução Histórica	19
3.2. Tipos de <i>Soil Mixing</i>	23
3.2.1. <i>Deep Soil Mixing</i>	23
3.2.2. <i>Cutter Soil Mixing</i>	24
3.2.3. <i>Dry Soil Mixing</i>	26

4. BASE DO TRABALHO.....	31
5. ENSAIOS LABORATORIAIS.....	43
5.1. Ensaios de Caracterização da Amostra de Solo.....	43
5.1.1. Análise granulométrica.....	43
5.1.2. Limites de Consistência ou de Atterberg.....	46
5.1.3. Determinação do Teor em Água.....	48
5.1.4. Procedimento de ensaio para determinação do peso volúmico	49
5.1.5. Determinação do teor em matéria orgânica.....	51
5.1.6. Ensaio de Compressão Simples.....	52
5.2. Procedimento Laboratorial <i>EuroSoilStab</i>	52
5.2.1. Introdução.....	52
5.2.2. Materiais e equipamento.....	54
5.2.3. Procedimento para elaboração das amostras	55
6. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS	63
6.1. Propriedades físicas	63
6.2. Propriedades de identificação.....	64
6.2.1. Análise Granulométrica.....	64
6.2.2. Limites de Atterberg.....	67
6.2.3. Teor em Matéria Orgânica.....	69
6.3. Ensaio de Compressão Simples.....	70
7. MODELO PLAXIS	75
7.1. Introdução.....	75
7.2. Modelos e sua discussão.....	75

8. CONCLUSÕES.....	85
8.1. Considerações finais	85
8.2. Conclusões finais	85
8.3. Recomendações de trabalhos futuros	86
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	89
ANEXOS – Modelos Computacionais do <i>Plaxis</i> completos.....	91

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 2

Figura 2.1- Diferença entre o CCP e o <i>Jet Grouting</i> . (Falconi 2010)	8
Figura 2.2- Execução da técnica de <i>Jet Grouting</i> . (Brasfond 2012)	9
Figura 2.3- Execução da técnica STABTEC. (Falconi 2010)	10
Figura 2.4- Execução da técnica Colunas de Brita (Brasfond 2012).....	11
Figura 2.5- Execução da Técnica Drenos verticais (Brasfond 2012)	12
Figura 2.6- Execução da Técnica Injeções (Mota-Engil 2012).....	13
Figura 2.7- Execução da técnica Vibrocompactação (Keller 2012).....	14

Capítulo 3

Figura 3.1- Execução da técnica <i>Deep Soil Mixing</i> . (Keller 2012)	24
Figura 3.2- Execução da técnica <i>Cutter Soil Mixing</i> (Brasfond 2012).....	26
Figura 3.3- Execução da técnica <i>Dry Soil Mixing</i> . (Baker 2012)	27
Figura 3.4- Diferença entre os equipamentos utilizados nas diferentes técnicas.	27

Capítulo 4

Figura 4.1- Imagem de satélite (programa Google Earth ®) de parte da cidade de Aveiro, com a localização aproximada do local estudado (Bonito 2008).	31
Figura 4.2- Amostragem indeformada no local SA2 (Agra-Esgueira); (a) máquina de sondagem; (b) amostras recolhidas (Bonito 2008).	32
Figura 4.3- Propriedades físicas determinadas experimentalmente (w_n , G_s e γ) e calculadas a partir dos resultados experimentais (e e S) (Bonito 2008).	33
Figura 4.4- Curva granulométrica correspondente às amostras colhidas a diferentes profundidades no local de estudo SA2 (Bonito 2008).....	34
Figura 4.5- Distribuição granulométrica às diferentes profundidades no local de estudo (Bonito 2008).....	35
Figura 4.6- Relação entre os valores do limite liquidez obtidos com a Concha de Casagrande e com o cone-penetrómetro (Bonito 2008).....	37
Figura 4.7- Teores de água relativos ao estado natural, limites de plasticidade e limites de liquidez e índices de liquidez dos solos estudados (Bonito 2008).	37
Figura 4.8- Representação dos solos ensaiados no Triângulo de Feret (Bonito 2008).	39

Figura 4.9- Representação dos solos ensaiados na carta de plasticidade de Casagrande (Bonito 2008)..... 39

Capítulo 5

Figura 5.1- Lavagem da amostra seca. 44

Figura 5.2- Agitação dos peneiros. 44

Figura 5.3- Série de peneiros utilizada. 45

Figura 5.4- Resultado de uma granulometria. 46

Figura 5.5- Instrumento usado para o Ensaio Cone Penetrómetro. 48

Figura 5.6- Picnómetros usados na determinação do peso volumétrico das amostras. 51

Figura 5.7- Imagens obtidas durante a determinação do peso volumétrico pelo método da parafina. 51

Figura 5.8- Remoção das amostras dos tubos amostradores. 55

Figura 5.9- Desagregação da amostra..... 56

Figura 5.10- Preparação da amostra. 57

Figura 5.11- Material usado para a realização dos provetes..... 57

Figura 5.12- Preparação dos provetes. 58

Figura 5.13- Adição do ligante à amostra e sua mistura. 58

Figura 5.14- Compactação da amostra. 58

Figura 5.15- Tiragem do molde do provete..... 58

Figura 5.16- Provetes na estufa em fase de cura. 59

Figura 5.17- Provetes após cura. 59

Figura 5.18- Ensaio dos provetes à compressão simples. 59

Capítulo 6

Figura 6.1- Curva granulométrica correspondente a amostra A1 colhida no local de estudo.. 65

Figura 6.2- Curva granulométrica correspondente a amostra A2 colhida no local de estudo.. 65

Figura 6.3- Curva granulométrica correspondente a amostra A3 colhida no local de estudo.. 66

Figura 6.4- Gráfico para determinação do limite de liquidez da amostra A1. 67

Figura 6.5- Gráfico para determinação do limite de liquidez da amostra A2. 68

Figura 6.6- Gráfico para determinação do limite de liquidez da amostra A3. 68

Figura 6.7- Gráfico para determinação do limite de liquidez da amostra AT. 69

Figura 6.8- Tensão máxima em função da quantidade de cimento. 71

Capítulo 7

Figura 7.1- Modelo com geometria inicial do solo e com colunas, novo aterro e camada drenante.	77
Figura 7.2- Deformação do modelo inicial sem colunas.	79
Figura 7.3-Deformação do modelo com colunas de 100 Kg/m ³ de cimento sem camada drenante.	80
Figura 7.4- Deformação do modelo com colunas de 100 Kg/m ³ de cimento com camada drenante.	80
Figura 7.5- Deformação do modelo com colunas de 150 Kg/m ³ de cimento com camada drenante.	80
Figura 7.6- Deformação do modelo com colunas de 200 Kg/m ³ de cimento com camada drenante.	81

ÍNDICE DE QUADROS

Capítulo 4

Quadro 4.1- Amostragem no local SA2 (Bonito 2008).....	32
Quadro 4.2- Propriedades físicas determinadas em laboratório (γ , w, Gs) e determinadas por cálculo (γ_s , e e S) (Bonito 2008).	33
Quadro 4.3- Percentagens granulométricas (Bonito 2008).	35
Quadro 4.4- Limites de consistência obtidos no estado natural do solo e após secagem. Limite de liquidez determinado pelo ensaio com a Concha de Casagrande (Bonito 2008).....	36
Quadro 4.5- Limites de consistência obtidos no estado natural do solo e após secagem. Limite de liquidez determinado pelo ensaio com a Cone-penetrômetro (Bonito 2008).....	36
Quadro 4.6- Teor de matéria orgânica (Bonito 2008).	38
Quadro 4.7- Classificação Unificada dos solos (Bonito 2008).	40

Capítulo 5

Quadro 5.1- Bateria de peneiros utilizada nas análises granulométricas	45
--	----

Capítulo 6

Quadro 6.1- Propriedades físicas determinadas em laboratório.	63
Quadro 6.2- Percentagens granulométricas.	66
Quadro 6.3- Limites de Atterberg e índice de plasticidade	67
Quadro 6.4- Classificação dos solos segundo o índice de plasticidade.....	67
Quadro 6.5- Teor em Matéria Orgânica	69
Quadro 6.6- Resultados do Ensaio de Compressão Simples - A1, A2 e A3.(Solo natural)	70
Quadro 6.7-Resultados do Ensaio de Compressão Simples realizado aos provetes 1 a 11. (Sustentação de solo + cimento).....	71

Capítulo 7

Quadro 7.1 - Características dos materiais utilizados na determinação dos modelos em <i>Plaxis</i> adaptado de (Benta 2007) e (Bonito 2008).....	77
Quadro 7.2 - Propriedades adicionais do material lodoso utilizado no cálculo dos modelos em <i>Plaxis</i> (Benta 2007) (Bonito 2008).....	78
Quadro 7.3 - Propriedades estimadas das colunas.....	79

ÍNDICE DE EQUAÇÕES

Capítulo 5

Equação 5.1- Teor em água.	49
Equação 5.2- Densidade das partículas sólidas.	49
Equação 5.3- Peso volúmico.	50

ÍNDICE DE SIGLAS

- A1 – Amostra 1
A2 – Amostra 2
A3 – Amostra 3
AT – Amostra total
At – Atividade
Cc – Índice de compressibilidade
CCP – *Chemical or Cement Churning Pile*
CDM – *Cement Deep Mixing*
CSM – *Cutter Soil Mixing*
Cu – Resistência não drenada
D10, D30, D60 – Diâmetro efetivo
DSM – *Deep Soil Mixing*
e – Índice de vazios
Gs – Densidade relativa das partículas
IL – Índice de liquidez
IP – Índice de plasticidade
LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MEV – Microscopia eletrônica de varrimento
mm – Milímetro
PHRI – *Port and Harbour Institute*
PVC – Policloreto de vinilo
S – Grau de saturação
SA2 – Designação do local onde foi recolhida a amostra
SGI – *Swedish Geotechnical Institute*
STABTEC – Sistemas de estabilização para solos moles saturados
W – Teor de água
WL – Limite de liquidez
WP – Limite de plasticidade
Y – Peso volúmico
Ys – Peso volúmico de calculo
 μm – Micrómetro

Capítulo 1

Enquadramento, Objetivos e Estrutura da dissertação

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento

As fracas características geotécnicas de solos presentes em vários locais restringiram durante muitos anos a sua utilização, a sua ocupação e indiretamente o crescimento das sociedades. É sabido que desde sempre se tentou arranjar soluções para o melhoramento dos solos, já na antiga Babilónia os seus habitantes usavam palha, bambu e madeira para reforçar o solo.

A necessidade de melhorar um solo aplica-se usualmente a solos com características de fraca capacidade de carga ou com elevado índice de vazios, permitindo-lhe assim um aumento da estabilidade e um aumento da resistência.

Com o seu melhoramento, estes solos passam a ter resistência para fundar edifícios e a ter características para serem usados na construção de infraestruturas de transporte (Correia 2011).

Os solos de fundação, do ponto de vista geotécnico, devem oferecer, uma capacidade de carga capaz de sustentar as solicitações impostas e baixas compressibilidade e permeabilidade. Desta maneira, tornou-se fundamental o desenvolvimento de técnicas capazes de resolver o problema relacionado com a diminuta capacidade do solo como elemento de fundação.

Ao longo do século XX, surgiram novos materiais de construção e com a evolução do desenvolvimento tecnológico apareceram várias soluções de melhoramento de solos em profundidade, sendo uma delas a técnica em estudo denominada *Deep Soil Mixing*. Esta técnica baseia-se em misturar o solo natural com materiais com propriedades aglomerantes, solicitando o uso de equipamentos específicos que procedem à furação, corte, injeção e mistura.

Com os desenvolvimentos ocorridos nos últimos 40 anos, hoje em dia, a técnica de *Deep Mixing* apresenta-se como uma técnica alternativa e economicamente válida quando comparada com outras técnicas de melhoramento e reforço de solos podendo ser utilizada numa grande variedade de solos e em diversas aplicações. Tem também vantagens ambientais resultantes do aproveitamento do solo local, relacionadas com a utilização, em alguns casos, de materiais aglomerantes (Correia 2011).

A técnica de *Deep Mixing* tem sido aplicada com muito sucesso em depósitos de solos moles e, por esta razão foi esta a técnica escolhida para estudar a sua aplicabilidade nos solos moles da região de Aveiro.

1.2. Objetivos

Este trabalho tem como objetivo estudar a aplicabilidade da técnica *Deep Mixing* num solo silto-argiloso, realizando para isso a mistura deste com um ligante seco em várias dosagens, para proceder à escolha da mistura ótima tendo por base critérios técnico-económico-ambientais.

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.

Este objetivo foi estudado através de:

- Realização de ensaios laboratoriais de caracterização mecânica das amostras recolhidas;
- Realização de ensaios laboratoriais para determinação da resistência das amostras melhoradas com ligante;
- Utilização de um programa de elementos finitos (Plaxis 2D) a fim de simular um aterro no local em estudo e estudar as suas deformações.

Como objetivo secundário, pretende-se com a realização deste trabalho, acrescentar à bibliografia já existente, um conhecimento global da técnica Deep Soil Mixing aplicada a solos silto-argilosos.

1.3. Estrutura da Dissertação

Através de uma pequena descrição, distingue-se a estrutura do presente trabalho, constituído por oito capítulos.

O capítulo 1, “Introdução” é referente ao enquadramento do tema, aos objetivos e a estrutura da dissertação.

O capítulo 2, “Técnicas de melhoramento/reforço de solos” apresenta várias técnicas de melhoramento e reforço de solos utilizadas em diversos países.

O capítulo 3, “Deep Soil Mixing” aborda esta técnica que é a base do trabalho.

O capítulo 4, “Base do Trabalho” faz referência ao trabalho laboratorial elaborado por um professor da Universidade de Aveiro, onde os seus dados são o ponto de partida desta dissertação.

O capítulo 5, “Ensaio Laboratoriais” apresenta os ensaios realizados em laboratório ao longo deste trabalho.

O capítulo 6, “Discussão dos Resultados dos Ensaio Laboratoriais” é referente aos resultados obtidos nos ensaios laboratoriais e onde é feita a sua discussão.

O capítulo 7, “Modelo Plaxis” demonstra os modelos computacionais elaborados para o estudo desta dissertação.

O capítulo 8, “Conclusões” apresenta as conclusões obtidas e a bibliografia consultada ao longo de todo o processo de pesquisa e desenvolvimento do trabalho.

Capítulo 2

Técnicas de melhoramento/reforço de solos

2. TÉCNICAS DE MELHORAMENTO/REFORÇO DE SOLOS

As técnicas de melhoramento ou de reforço de solos são de crucial importância para a resolução de problemas relacionados com os solos de fundação.

A escolha de qual a técnica a adotar numa situação concreta depende de vários fatores, procurando-se otimizar o compromisso técnico-económico face aos requisitos de projeto e à natureza dos solos envolvidos. Um outro fator a ter em consideração, e que assume proporções cada vez maiores, é o impacto ambiental, existindo hoje em dia fortes pressões para a sua efetiva consideração e minimização. Neste ponto de vista, torna-se importante aproveitar os materiais existentes no local da obra, independentemente da sua qualidade e adequabilidade ao projeto em questão.

Deste modo, seguidamente apresentam-se de maneira resumida algumas das técnicas de melhoramento e de reforço de solos, tais como *Jet Grouting*, Sistemas de estabilização para solos moles saturados (STABTEC), Colunas de brita, Drenos verticais, Injeções, Vibrocompactação, Congelamento artificial do solo e num capítulo à parte, temos em pormenor as técnicas de *Soil Mixing* onde faz parte a técnica *Deep Soil Mixing* que é o objeto de estudo deste trabalho.

2.1. Jet Grouting

A técnica *Jet Grouting* é a evolução do CCP (*Chemical or Cement Churning Pile*) que consiste na execução *in situ* do melhoramento do solo através da adição dum aglutinante, mediante a introdução no terreno, por dispositivos especiais, de uma calda de aglomerante a grande velocidade. Esta injeção é conseguida pelo bombeamento da calda a elevadas pressões, forçando-a a atravessar orifícios de pequena abertura. O jato assim conseguido destrói a estrutura do solo, promovendo a mistura e a homogeneização deste material com a calda injetada (Falconi 2010).

O *Jet Grouting* difere do CCP na medida em que o CCP usa a calda de cimento para fazer a perfuração do terreno e o *Jet Grouting* para a perfuração do terreno utiliza uma injeção de água sob pressão e só depois é que vai libertar a calda de cimento à medida que a cabeça perfuradora vai subindo até ao topo do terreno.

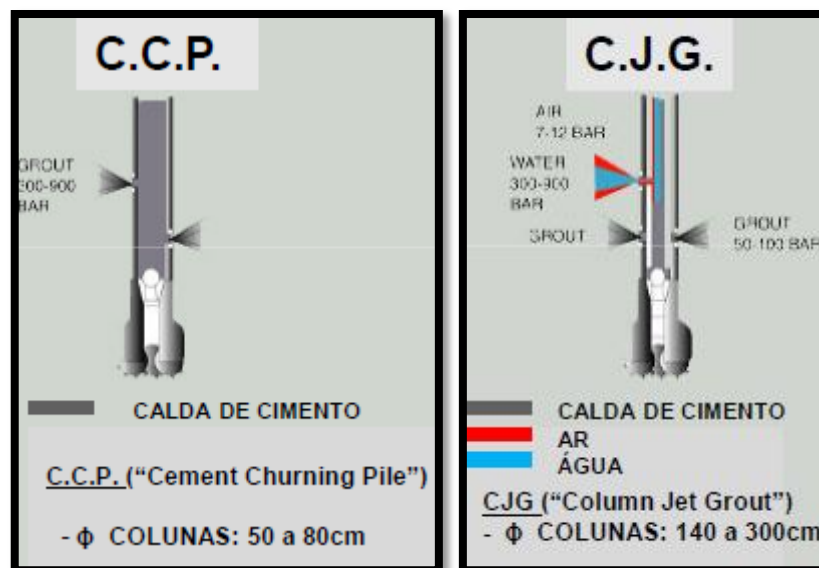


Figura 2.1- Diferença entre o CCP e o *Jet Grouting*. (Falconi 2010)

A técnica *Jet Grouting* é então um processo que utiliza um jato de calda de cimento introduzido no terreno a alta pressão e a elevada velocidade através de uns bicos injetores, num raio bem determinado, de tal modo que desagrega o solo misturando-se ao cimento formando, assim, colunas de solo-cimento (Brasfond 2012).

Esta técnica é usada em casos onde, pela heterogeneidade dos terrenos ou pelas características anómalas de permeabilidade, se tornem de difícil ou duvidosa execução os sistemas tradicionais de injeção e de perfuração.

As suas principais aplicações são em reforço de plataformas industriais, em blocos de fundação, suporte como elemento estrutural ou de subfunção, em estabilização preventiva de solos para escavação de tuneis, na consolidação de maciços, entre outros.

Esta técnica permite realizar colunas de solo-cimento com diâmetros entre 50 a 300 cm e o seu consumo de cimento varia entre 250 a 300 kg/m³ de solo melhorado (Falconi 2010).

A técnica *Jet Grouting* proporciona assim uma melhoria das características geotécnicas do solo através da injeção de caldas de cimento com alta pressão.

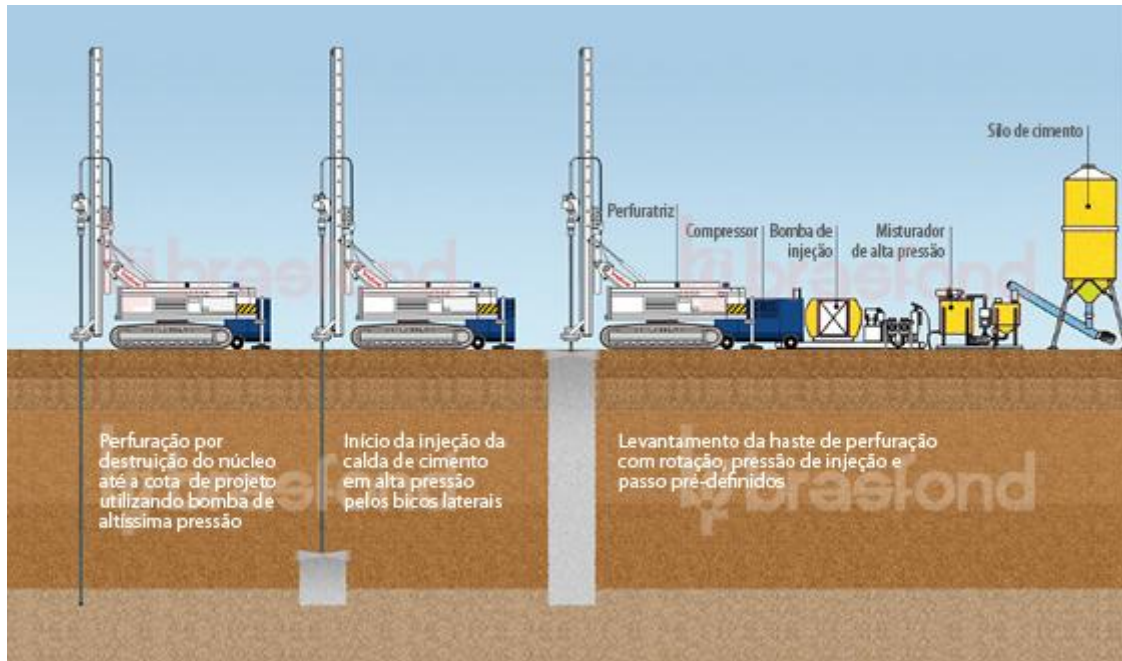


Figura 2.2- Execução da técnica de *Jet Grouting*. (Brasfond 2012)

2.2. STABTEC

A técnica STABTEC baseia-se na mistura mecânica e monitorizada de aglomerantes em pó com solos moles (argilas orgânicas, turfas, solos dragados e solos moles contaminados). O solo necessita de estar saturado ou submerso para gerar estabilização e aumentar a absorção de tensões devidas a carregamentos que não eram admissíveis no seu estado normal.

Os aglomerantes usados podem ser à base de cimento (com ou sem pozolanas), à base de cal, à base de cinzas volantes, à base de escórias de alto-forno, à base de fibras vegetais e com bases mistas. A escolha do aglomerante depende da composição química do solo a ser tratado (Geosonda 2012).

As principais aplicações são a estabilização de solos muito moles até 6,0 metros de profundidade e o tratamento de solos contaminados em substituição à troca de solo.

Trata-se de uma técnica eficiente, rápida, económica (consumo de cimentos: 100 a 150 kg/m³ de solo tratado) e prática, pois ao fim de 24 horas do tratamento, o solo já possui uma boa capacidade de suporte (Falconi 2010).

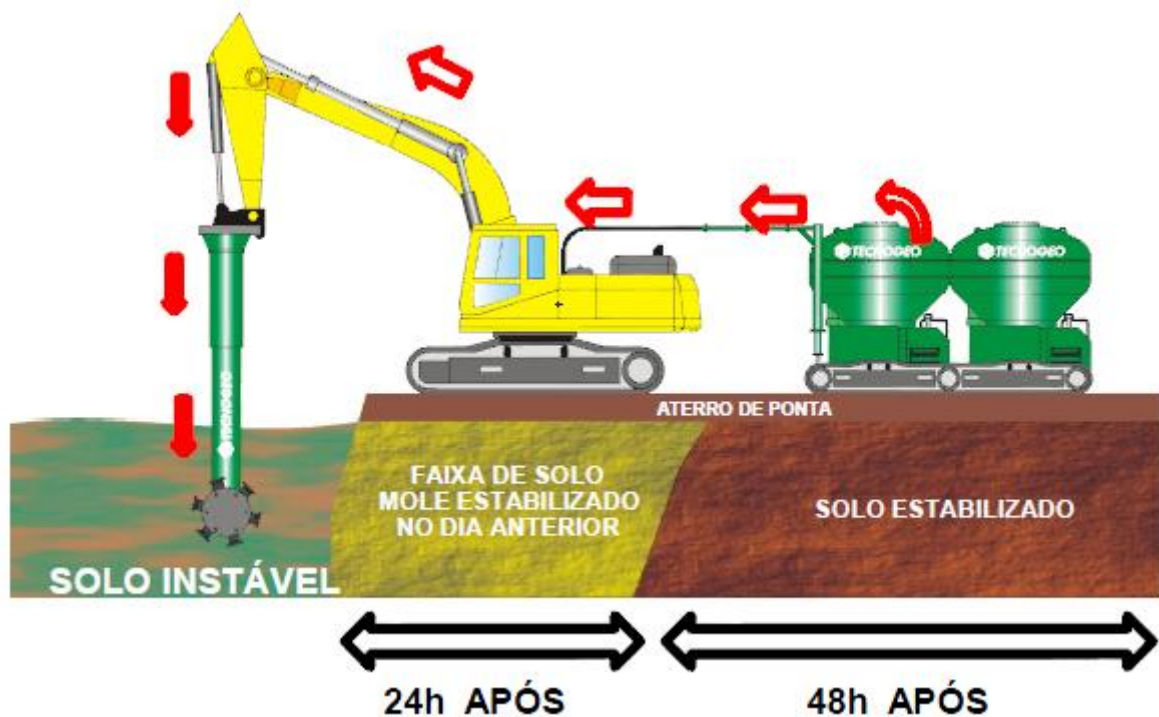


Figura 2.3- Execução da técnica STABTEC. (Falconi 2010)

2.3. Colunas de Brita

As colunas de brita são uma técnica de melhoramento de solos coesivos e de areias siltosas. A sua metodologia consiste em vibrar o terreno com ar comprimido e introduzir a brita (material granular) lentamente comprimindo-a contra o solo. Podem ser executadas em malhas regulares ou variáveis, em linhas, em grupos ou isoladamente (Lopes 2011); (Falconi 2010).

Esta técnica tem como objetivo aumentar a capacidade de carga, reduzir os assentamentos diminuindo também o respetivo tempo de assentamento, aumentar a densidade, aumentar a resistência ao corte resultando na melhoria da estabilidade, reduzir a compressibilidade resultando na diminuição da deformação, alterar a permeabilidade do solo resultando na melhoria das condições de drenagem, reduzir a afluência de água e melhorar a homogeneidade do solo. As colunas de brita funcionam também como drenos verticais, aumentando a permeabilidade do solo e acelerando o processo de consolidação. Esta vantagem de funcionar como drenos torna esta técnica muito eficaz e rápida pois quando se terminam os trabalhos de melhoramento de solos, o solo já dispõe normalmente das características ideais para o desenvolvimento do projeto que se pretende para aquela zona (Lopes 2011).

As colunas de brita podem ser usadas no melhoramento de solos de fundação de edifícios de habitação, estabilização de solos de fundação para suporte de aterros, para fundação de estruturas de contenção, para estabilização de zonas com riscos elevados de ocorrência de deslizamentos de terras e para redução do potencial de liquefação em areias limpas e soltas. Esta técnica foi usada para a construção da Ilha da Palmeira no Dubai.

A aplicação desta técnica depende do tipo de solo, do objetivo do tratamento e do que se pretende construir.

As colunas podem ter diâmetros que variam entre os 60 e os 120 centímetros.

Em comparação com outros métodos, esta técnica é de execução simples, eficaz, rápida (consegue-se fazer aproximadamente 200 metros de colunas por máquina e por dia), em geral económica e apresenta, normalmente, grandes vantagens ambientais (Falconi 2010).

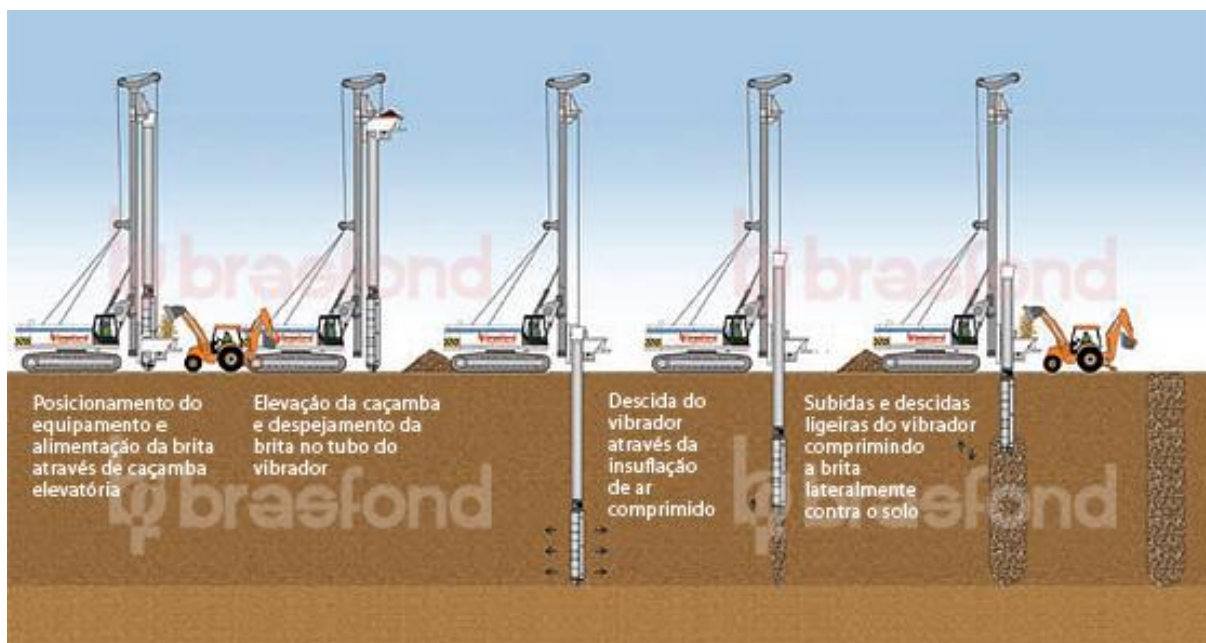


Figura 2.4- Execução da técnica Colunas de Brita (Brasfond 2012)

2.4. Drenos verticais

Os drenos verticais são uma técnica utilizada no melhoramento de solos moles argilosos e pouco permeáveis, fazendo com que seja possível a eliminação rápida de água do solo, originando, deste modo, a aceleração de assentamentos (Brasfond 2012).

A sua metodologia é bastante simples e rápida, pois consiste em cravar no solo um dreno através de uma guia metálica até à profundidade pretendida.

Existem vários tipos de drenos verticais (fibroquímicos, geossintéticos e de areia) mas todos funcionam da mesma maneira e são utilizados para os mesmos fins.

Os drenos verticais são utilizados para estabilizar aterros e para consolidar solos de fundação.

Esta técnica tem como objetivo diminuir, o tempo de consolidação de camadas moles, aumentar a sua resistência em relação à tensão de corte, melhorando assim a capacidade de suporte do terreno.

Os drenos a utilizar são constituídos por tubos com diâmetros que variam entre os 20 e os 60 centímetros e têm de ter uma distância entre si de dez vezes o valor do diâmetro usado.

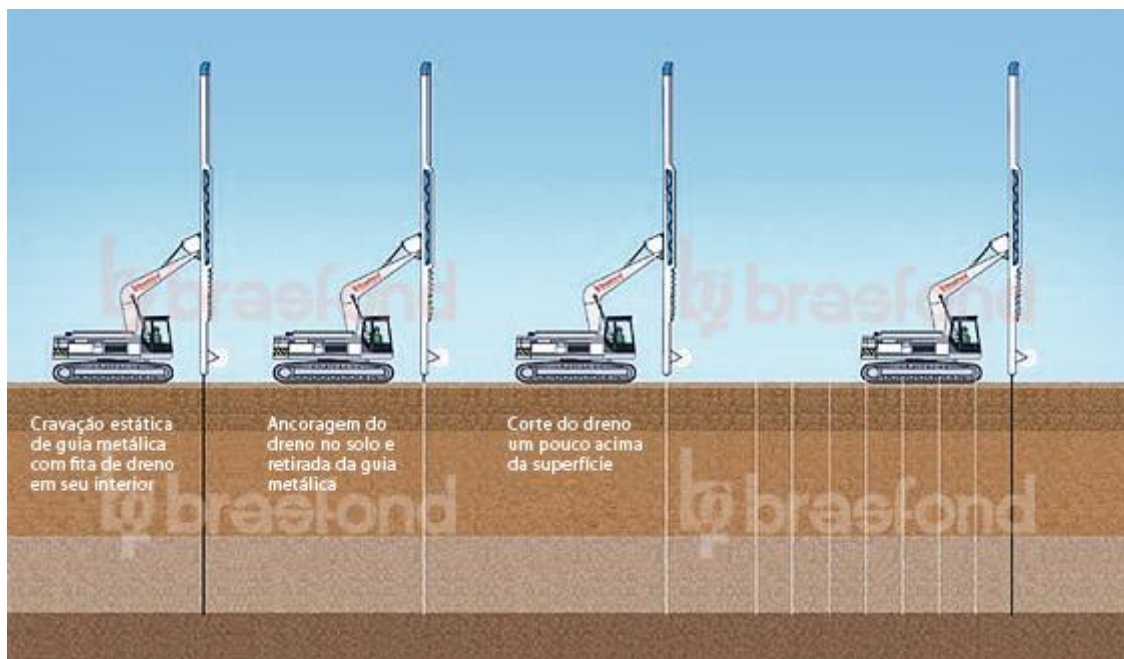


Figura 2.5- Execução da Técnica Drenos verticais (Brasfond 2012)

2.5. Injeções

As injeções são uma técnica de tratamento de solos rochosos fraturados e de solos porosos que se baseia na introdução no terreno de uma calda de água e cimento ou de água, cimento e outros produtos como a areia ou a argila, a pressão controlada.

Esta técnica é utilizada em obras hidráulicas, em obras subterrâneas e no renivelamento de edifícios (injeção por fracturação hidráulica) para melhorar as condições de apoio das fundações existentes, para cortar afluições de água por camadas permeáveis, para criar maciços consolidados sob um edifício, para solidarizar fundações antigas e para criar barreiras ou elementos rígidos em torno de construções por forma a evitar deslocamentos horizontais em escavações próximas (Almeida 2004).

A principal vantagem da utilização de injeções prende-se com o facto de ser uma técnica largamente difundida e ter um campo alargado de aplicação.

Em contrapartida, esta técnica possui bastantes desvantagens, tais como:

- Possíveis contaminações de solos e água;
- Danos irreversíveis em infraestruturas ou construções próximas;
- Estabilidade a longo prazo duvidosa;
- Técnica dificilmente controlada;
- Consumos consideráveis de material em zonas com acidentes geológicos ou de permeabilidade elevada;
- Obrigação de calibrar os equipamentos usados durante e após a conclusão dos trabalhos;
- Controlo de qualidade exigente.

Em suma, as injeções são uma técnica utilizada com a finalidade de consolidar e impermeabilizar as rochas fraturadas e os solos porosos.



Figura 2.6- Execução da Técnica Injeções (Mota-Engil 2012)

2.6. Vibrocompactação

A técnica vibrocompactação é um método de melhoramento de solos realizado por vibração profunda.

Esta técnica consiste em aplicar em profundidade forças horizontais que vão promover o rearranjo das partículas do solo diminuindo, assim, o seu índice de vazios, aumentando a sua capacidade de carga e a sua resistência ao corte, diminuindo os assentamentos esperados e o potencial de liquefação sísmica. Pode ser aplicada independentemente da presença do nível freático no solo a tratar (Brasfond 2012).

A sua metodologia consiste no seguimento de quatro passos importantes, 1) a penetração, 2) a compactação, 3) a adição de material e o 4) acabamento. A primeira fase começa com a introdução no terreno de um vibrador até à profundidade pré-estabelecida, e que se realiza com a ajuda do peso próprio do vibrador, por vibração e pela água injetada ou ar. Para a compactação do terreno, fazem-se movimentos ascendentes e descendentes do vibrador. Na terceira fase faz-se o preenchimento da depressão com solo selecionado (A) e com solo do local (B). Por último, regulariza-se a plataforma e compacta-se o solo com um vibrador de superfície (Consultoria e análise 2012).

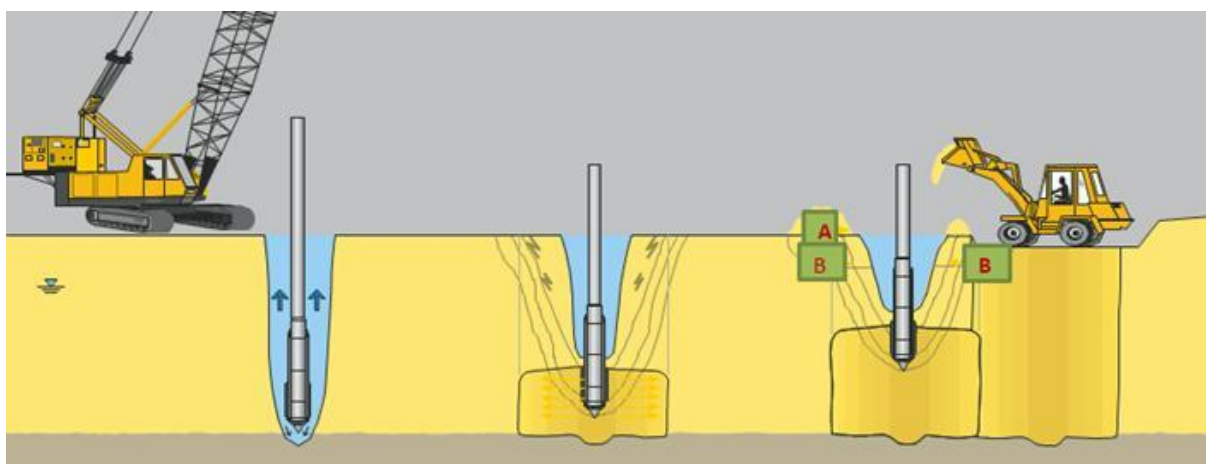


Figura 2.7- Execução da técnica Vibrocompactação (Keller 2012)

A vibrocompactação é aplicada em solos granulares ou ligeiramente coesivos, com um teor de elementos finos inferior a 10%.

Por aplicação da técnica de vibrocompactação é possível transformar as camadas do solo de forma rápida e económica deixando-o com ótimas características de suporte de cargas.

2.7. Congelamento artificial do terreno

A técnica de Congelamento artificial do terreno é uma técnica de melhoramento de solos provisória que é utilizada em países em que as temperaturas baixas prevalecem e em solos com elevada percentagem de água (não saturados).

Este método consiste no congelamento artificial do terreno, convertendo a água intersticial *in situ* em gelo, aumentando, assim, as suas propriedades mecânicas e tornando-o impermeável.

Os principais fatores a ter em conta para o uso do congelamento artificial do solo são o tempo de congelamento e a temperatura do terreno, tipos de solos presentes, condições geológicas e hidrológicas da zona a tratar, nível freático, quantidade de água no solo, temperatura e velocidade de circulação da água, propriedades mecânicas e térmicas do solo e a condutividade térmicas do terreno (Almeida 2003).

A congelação artificial do terreno é realizada inserindo no terreno uma rede de tubos ou sondas refrigerantes que absorvem o calor do terreno. Existem dois sistemas, que são os mais usados, para a congelação do terreno e que são:

- Equipamento frigorífico: evaporador + compressor + condensador, atuando sobre um fluido do tipo amoníaco ou anidrido carbónico, em circuito fechado que percorre as sondas instaladas no terreno.
- Circulação de Azoto líquido: consiste na circulação de azoto líquido à temperatura de -196°C , através de sondas, absorvendo o calor do terreno até sair em forma gasosa para a atmosfera a -60°C .

Esta técnica é aplicada em túneis, em contenções periféricas, em escavações temporárias sob muros ou sapatas que colapsariam ao não dar maior resistência ao terreno de apoio das mesmas na área de trabalho e na realização de reforços por poços de reforço atravessando camadas granulares sob o nível freático cujo esgotamento ou encerramento seria impossível de outro modo (Almeida 2003).

O congelamento artificial do terreno apresenta grandes vantagens na sua utilização, nomeadamente a rapidez de execução, o baixo nível de vibrações e ruído (apropriado a aplicações na vizinhança de edifícios sensíveis), pouco sensível ou dependente das condições geológicas do terreno (viável onde outras técnicas estão condicionadas), permite a continuação do uso de infraestruturas existentes sem interrupções e o sistema pode ser totalmente removido após a sua utilização.

Capítulo 3
Deep Soil Mixing

3. DEEP SOIL MIXING

A técnica de *Deep Soil Mixing* apareceu no século XX, em meados de 1970, praticamente ao mesmo tempo nos Países Nórdicos (designadamente na Suécia), no Japão e nos Estados Unidos, devido à necessidade de construir em solos com fracas características geotécnicas, como as argilas moles, solos com uma quantidade considerável de matéria orgânica e com um grau de saturação significativo. 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.

Esta técnica de reforço e de melhoramento ou estabilização química de solos apresenta-se como uma solução interessante, atrativa e competitiva, dos pontos de vista económico e de funcionamento, em comparação com outras técnicas consideradas tradicionais no âmbito da Engenharia Geotécnica, como por exemplo, a aceleração da consolidação por geodrenos ou a utilização de pré-carga. Por sua vez, o seu reduzido impacto ambiental torna-a numa solução mais apelativa. Pode-se ainda referir que, devido às suas vantagens, esta técnica encontra-se em constante progressão, pelo que muitos estudos têm vindo a ser desenvolvidos, demonstrando que se trata de uma solução aplicada com sucesso face aos pré-requisitos estabelecidos em projeto.

A técnica de *Deep Soil Mixing* apresenta uma grande versatilidade, o que torna a sua aplicabilidade muito diversificada, evidenciando-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.

O solo tratado com a técnica de DSM exhibe características de resistência mecânica e de deformabilidade melhoradas, ou seja, resistência mecânica superior e deformabilidade inferior em relação ao solo de origem, bem como, uma diminuição da compressibilidade. Desta forma, no que diz respeito aos aterros, a estabilidade é assegurada e os assentamentos são reduzidos.

3.1. Evolução Histórica

O uso de materiais com características aglomerantes no tratamento de solos é já muito antigo, havendo mesmo referências da sua utilização pelos Romanos e pelos Gregos na construção de estradas. Durante muitos séculos, esta técnica foi aplicada quase na forma primitiva, havendo poucos avanços. No início do século XX, nos EUA, surge o conceito de

estabilização química de solos devido ao desenvolvimento da indústria automóvel e aeronáutica. Com o passar dos anos, são impostas novas necessidades às infraestruturas rodoviárias e aeroportuárias, o que suscitou uma abordagem científica à técnica da mistura de solo com materiais que contenham propriedades aglomerantes. Os resultados favoráveis conseguidos através de misturas com areia e argila, cimento, betume e outros materiais aglomerantes, motivaram a sua aplicação prática. Foi também nesta altura iniciado o desenvolvimento de maquinaria apropriada à mistura do solo com os materiais aglomerantes.

A chegada desta técnica à Europa ocorre apenas nos anos 30 devido ao início da indústria automóvel. Mais tarde, os países que estiveram envolvidos na Segunda Grande Guerra usaram cimento na estabilização de solos de vias de comunicação e aeroportos. No pós-guerra, a investigação continuou e presenciou-se grandes progressos em resultado da introdução de novos materiais com propriedades aglomerantes, e à aplicação da técnica a novos tipos de solos, sendo disso exemplo a estabilização de argilas com cal, investigação iniciada na década de 50 no *Texas Highway Department*.

Na década de 50 (1954-56), surgiu nos EUA, a primeira aplicação prática da moderna técnica de estabilização de solos em profundidade (*deep mixing*) baseando-se na realização de estacas à base da mistura *in situ* do solo com materiais aglomerantes. Esta aplicação foi conseguida devido à popularidade e sucesso que tinha nessa altura e que motivou o desenvolvimento de tecnologia capaz de viabilizar a sua utilização em profundidade.

Apesar de o berço da técnica de *deep mixing* se encontrar nos EUA, os seus maiores desenvolvimentos deram-se noutras áreas do globo, nomeadamente no Japão e nos países Nórdicos (Correia 2011).

No ano de 1967, iniciou-se a investigação e desenvolvimento da técnica de *deep mixing* no *Port and Harbour Institute*, Japão. Os primeiros estudos foram sobre a estabilização de argilas marinhas japonesas com cal viva aplicada no estado seco. Inicia-se então o desenvolvimento de equipamentos de obra com capacidade para garantir uma introdução contínua de materiais aglomerantes e que faça uma mistura uniforme com o solo. Após o sucesso da aplicação desta técnica em dois locais de testes em meio marinho, fixaram-se os procedimentos construtivos essenciais. Esta investigação causou interesse junto de variadas empresas japonesas, as quais iniciaram projetos próprios de investigação e desenvolvimento.

Esta tecnologia foi aplicada pela primeira vez em Chiba, no Japão em 1974, onde se procedeu à estabilização de uma argila aluvionar com cal viva. A empresa construtora *Fudo Construction Co. Ltd.*, foi quem aplicou a técnica *Deep Lime Mixing*, na qual se recorre à introdução do ligante no estado seco (variante seca).

Para melhorar a homogeneidade da mistura solo-ligante, procedeu-se à substituição da cal viva em pó (variante seca) pela aplicação de uma calda de cimento (variante húmida). Surge assim, uma nova variante ao método inicial e que toma a designação de *Cement Deep Mixing*, sendo aplicada pela primeira vez na estabilização *offshore* de solos moles japoneses, em 1975. Desde essa altura, variados institutos e empresas têm patrocinado projetos de investigação e desenvolvimento, tendo muitos deles culminado no aparecimento de novas variantes tecnológicas, sendo disso exemplo o *Dry Jet Mixing*, *Soil Mixed Wall*, *Spread Wing*, *Jet and Churning System Management*, etc..

No seguimento das investigações conduzidas no *Port and Harbour Institute*, Japão, é mostrado em 1983 um procedimento laboratorial de preparação de amostras de solo estabilizado, por meio do qual é possível caracterizar mecanicamente o novo material, e daí retirar importantes conclusões para projeto e obra. Este trabalho vem mais tarde (em 1990) a ser adotado como documento normativo japonês. Sob o patrocínio do PHRI e da *Association, Kitazume e Terashi* apresentaram em 1999 um manual respeitante à técnica de *deep mixing*, onde se estabelecem os princípios, as regras gerais de dimensionamento e os procedimentos construtivos da técnica (Correia 2011).

Não foi só no Japão que o *deep mixing* foi utilizado. Na Suécia, em 1967 iniciou-se um projeto de investigação, com ensaios laboratoriais e de campo, relativo à estabilização com cal viva em pó de solos moles de fundação de aterros. Este projeto reuniu várias empresas suecas e o *Swedish Geotechnical Institute*. Os bons resultados obtidos, levaram ao desenvolvimento de equipamentos de obra com capacidade para garantir a introdução contínua dos ligantes e a sua mistura uniforme com o solo. Com base em diferentes ensaios de campo, em 1974 é apresentada a técnica *Lime Column Method*, sendo o ligante (cal viva) introduzido no solo no estado seco.

Em 1975 surge a primeira aplicação comercial desta técnica, na zona de Estocolmo, baseando-se na estabilização de um solo com cal viva.

Broms e Boman apresentaram em 1977, o primeiro manual de dimensionamento relativo à técnica LCM. Durante a década de 1980, esta técnica propagou-se pelos restantes países nórdicos, verificando-se um aumento da sua aplicação.

Nos anos 1990 e 1991 foram desenvolvidas na Finlândia duas novas variantes, que permitiam o uso de cimento entre outros materiais com propriedades aglomerantes. Uma dessas variantes baseava-se na estabilização de todo o volume de solo até uma profundidade de cerca de 5m (técnica designada na literatura inglesa por *mass stabilization*), em vez da

tradicional execução de colunas ou painéis. Estes desenvolvimentos terminam na edição de um manual de dimensionamento baseado na experiência finlandesa.

O ano de 1995 é muito importante a nível produtivo, pois assiste-se ao acontecimento de vários marcos. Com o patrocínio do SGI, foi publicado o novo manual de projeto, planeamento, construção e verificação para colunas de cal e/ou cimento, cuja edição inglesa é de 1997 (Carlsten e Ekström, 1997). O governo sueco desenvolveu o *Swedish Deep Stabilization Research Centre* em conjunto com empresas e universidades, com o objetivo de recolher experiências, caracterizar e modelar o solo estabilizado, assim como questões relacionadas com a construção e controlo de qualidade. Na mesma altura, na Finlândia é publicado um estudo científico, com base em estudos e trabalhos laboratoriais, sobre os fatores que interferem no ganho de resistência mecânica de um solo estabilizado com vários ligantes. Paralelamente, o governo finlandês cria um consórcio de investigação e desenvolvimento com o intuito de aumentar o desempenho das infraestruturas de comunicação por recurso, entre outras, à técnica de *deep mixing* (Correia 2011).

Apesar de os EUA terem sido o local de nascimento desta tecnologia, só em 1986 é que se começou a aplicar de forma mais regular a utilização da variante *Soil Mixed Wall*, através de uma sucursal da empresa japonesa *Seiko Kogyo Co.*. Em 1989 deu-se início a um projeto de investigação, financiado pela *United States Environmental Protection Agency*, na área da estabilização e remediação de solos contaminados, terminando em várias aplicações práticas.

Excluindo os países nórdicos, a técnica de *deep mixing* começou a sua expansão pelos muitos países europeus no ano de 1987, através da variante francesa *Colmix*. Na mesma altura assistiu-se à inserção desta tecnologia no Reino Unido, começando assim o trabalho na área da estabilização e remediação de solos contaminados. A partir dos finais da década de 80, assiste-se à introdução progressiva desta tecnologia na maioria dos países da Europa Central e de Leste.

Em 2001 é apresentado o relatório final de um programa de investigação financiado pela União Europeia (que agrega várias instituições e empresas de diferentes países europeus), referente à estabilização de solos orgânicos (EuroSoilStab 2001). Neste relatório são fixadas as bases do estudo laboratorial que deve anteceder a aplicação da técnica, apresentando-se igualmente orientações para dimensionamento, construção e controlo de qualidade.

A empresa *Bauer* na Alemanha, em 2003 desenvolveu uma nova variante, *Cutter Soil Mixing*, que combina os conceitos de duas tecnologias, *deep mixing* na variante húmida e paredes moldadas. Esta nova técnica veio aumentar o campo de aplicação da técnica de *deep mixing*, passando agora a poder ser aplicada em qualquer tipo de solo, desde rochas brandas a

solos heterogéneos, passando pelos solos moles. Devido à aparência das peças de corte e mistura, o resultado final da variante CSM é um painel retangular de solo estabilizado.

Em 2005, o Comité Europeu de Normalização edita a norma europeia EN 14679 - *Execution of special geotechnical works – deep mixing*. A norma estabelece os princípios de execução, ensaio e controlo de trabalhos geotécnicos relativos à estabilização de solos pela técnica de *deep mixing*, sendo este o documento normativo atualmente em vigor em Portugal.

Esta tecnologia foi aplicada pela primeira vez em Portugal (e na Península Ibérica) no ano de 2009 pela empresa Geo-Rumo. Baseando-se na variante CSM, esta técnica foi usada na construção de uma contenção periférica provisória de um parque de estacionamento subterrâneo em Lagos. Outros exemplos de aplicações da técnica CSM (empresa Geo-Rumo) no nosso país são: a construção periférica provisória de dois poços de ataque realizados nas margens do rio Lima, por forma a permitir a instalação de uma conduta por microtunelagem no leito do rio; e a construção de fundações indiretas dos diversos blocos constituintes do Colégio Pedro Arrupe, em Lisboa, junto à margem Sul do rio Trancão e adjacente ao aterro sanitário de Beirolas (Correia 2011)

3.2. Tipos de *Soil Mixing*

3.2.1. *Deep Soil Mixing*

Como já foi mencionado, a técnica de *Deep Soil Mixing*, recorre a uma mistura *in situ* do solo com diferentes ligantes para obtenção de um solo com características resistentes, com redução de assentamentos e aumento da estabilidade.

Devido aos múltiplos desenvolvimentos ocorridos no últimos 40 anos, hoje em dia esta técnica pode ser aplicada numa vasta gama de solos, desde solos moles até rochas brandas.

Esta técnica pode ser utilizada em estruturas de suporte de escavações, no controlo da percolação, como barreira impermeável, no auxílio de escavações de tuneis, no controlo de deformações por corte, na mitigação da propagação de vibrações, entre outras (Correia 2011).

Os ligantes mais usados nas aplicações da técnica *deep mixing* são o cimento Portland e a cal viva, aplicados isoladamente ou misturados com escória granulada de alto forno, com cinza volante ou com sílica de fumo. Estes últimos ligantes têm como finalidade acelerar o desenvolvimento da resistência mecânica, melhorar os resultados de estabilização de solos orgânicos e/ou com elevado teor em água, onde os tradicionais ligantes não são muito eficientes (Correia 2011).

A introdução dos ligantes no solo pode ser feita no estado seco ou na forma de calda (ligante previamente misturado com água). É daqui que designa-se a técnica *deep mixing* é utilizada sob a forma seca ou húmida.

A principal vantagem do método seco é que origina a diminuição do teor em água no solo estabilizado, permitindo alcançar maiores resistências mecânicas com menores quantidade de ligante e, acresce ainda, os benefícios decorrentes das perdas serem quase insignificantes e de os equipamentos de obra serem mais leves (Correia 2011).

As principais vantagens do método húmido estão relacionadas com a mais fácil uniformização da mistura do solo-ligante, e com a versatilidade quanto à natureza e características dos solos, sendo possível de aplicar desde solos moles até rochas brandas.

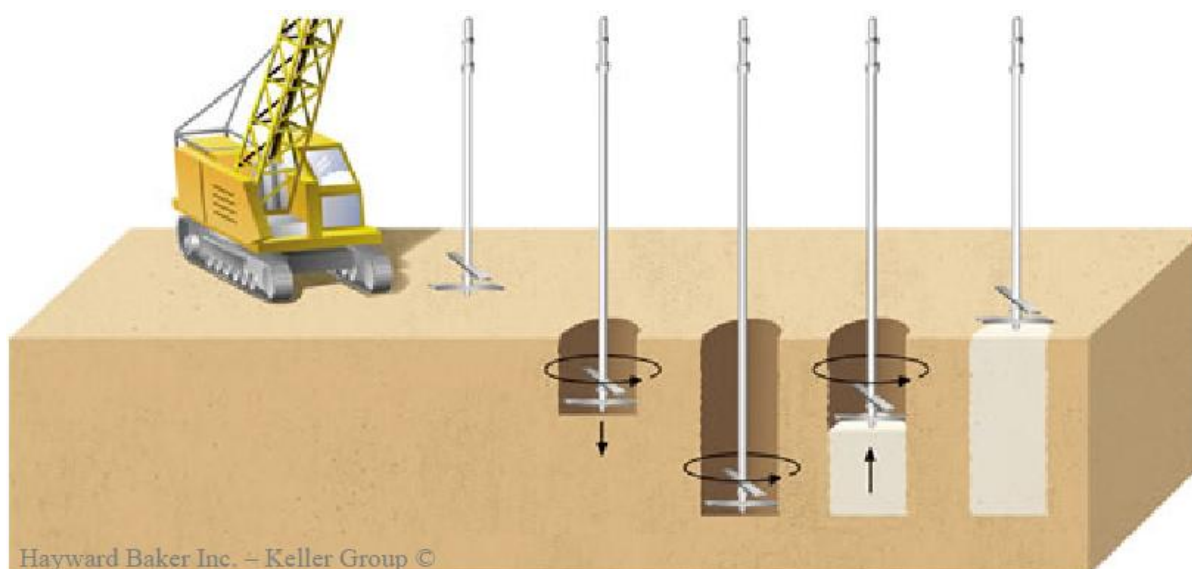


Figura 3.1- Execução da técnica *Deep Soil Mixing*. (Keller 2012)

3.2.2. *Cutter Soil Mixing*

A técnica *Cutter Soil Mixing*, baseada no conceito e equipamento do tipo hidrofresa, é uma variante da técnica de DSM e é uma solução de fundação profunda que recorre ao tratamento do solo *in situ*, promovendo a mistura mecânica do mesmo com um ligante que lhe dê coesão, rigidez e resistência. Em todos os outros processos de *Soil Mixing* as misturas são feitas com equipamentos de rotação segundo um eixo vertical, sendo por isso a principal diferença, o facto de o CSM derivar das tecnologias de escavação de paredes moldadas com recurso a hidrofresa e portanto a rotação das suas rodas dentadas ser feita segundo um eixo horizontal, permitindo uma maior capacidade de corte do terreno (Lopes 2010).

Esta técnica resulta em painéis de excelentes características mecânicas. O processo é uma inovação em *Soil Mixing* para consolidação de solos e criação de contenções periféricas (pois podem ser inseridos elementos metálicos, que permitem armar os painéis, antes do endurecimento do solo), competindo diretamente com consolidações por *Jet Grouting* e com contenções de paredes moldadas. Ao executar painéis secantes garante a homogeneidade e continuidade do perímetro da contenção. A execução destes painéis é possível para várias espessuras, bastando substituir as rodas do equipamento de rotação.

A utilização desta técnica como solução para melhoramento de solos é simples de executar, pode ser realizada para uma alargada diversidade de solos e maciços rochosos, não provoca vibrações no terreno, é amiga do ambiente, pois poupa na matéria-prima e não necessita de recorrer a lamas bentoníticas de estabilização e a máquina possui instrumentação de tal modo avançada, que assegura um elevado controlo de qualidade, mesmo nos painéis mais profundos.

Os painéis resultantes fazem com que esta técnica seja uma ótima solução para mitigação do potencial de liquefação de um solo, para criação de cortinas de impermeabilização, quando os estratos são permeáveis, e ainda pode ser usada no tratamento de solos contaminados, executando as barreiras de proteção ambiental que visem evitar a propagação de contaminações, bem como misturando agentes químicos de tratamento (em vez de cimento) com a matriz de solo contaminado (Lopes 2010).

A técnica CSM apresenta algumas desvantagens, tais como a dimensão da máquina que pode ser problemática na sua colocação em estaleiro e o seu elevado peso que pode causar problemas na plataforma de trabalho.

Existe em Portugal algumas aplicações desta técnica nomeadamente na zona Norte do Parque das Nações na construção do Colégio Pedro Arrupe (Lopes 2010), como contenções periféricas em Ponte de Lima no rio Lima, em Jolda (rio Lima), em Santar (rio Vez) e em Vilar de Mouros (rio Coura) e na construção dos muros localizados a meia encosta na autoestrada do Marão junto a Amarante (Pinto 2011).

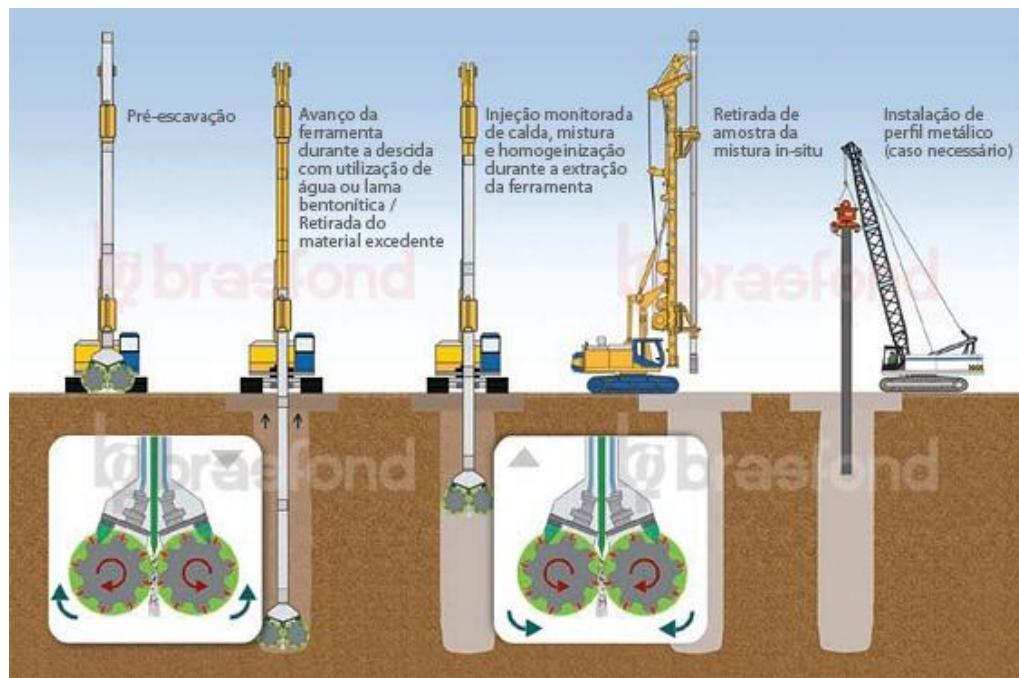


Figura 3.2- Execução da técnica *Cutter Soil Mixing* (Brasfond 2012)

3.2.3. *Dry Soil Mixing*

A técnica *Dry Soil Mixing* é uma técnica de melhoramento de solos que é a mais adequada para solos com teores de humidade superiores a 60% e que melhora as características de argilas moles com elevada humidade, de turfas e de outros solos fracos, por mistura mecânica de ligantes de cimento seco.

Esta técnica é usada para aumentar a capacidade de carga dos terrenos, para diminuir a liquefação dos solos, para diminuir a quantidade de água presente nos solos e para aumentar a estabilidade global de estruturas.

A sua metodologia consiste em construir colunas através da perfuração do solo com pás radiais que cortam o solo, preparando-o para receber a mistura. Depois de atingida a profundidade pretendida, o ligante é bombardeado pneumáticamente através da broca para a ferramenta de corte, onde é misturado com solo.

As vantagens da utilização desta técnica são a baixa produção de vibrações, é silenciosa, é uma técnica limpa e utiliza materiais facilmente disponíveis (Baker 2012).

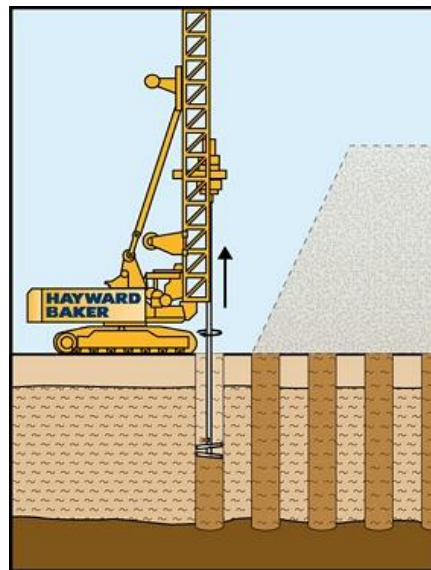


Figura 3.3- Execução da técnica Dry Soil Mixing. (Baker 2012)



Figura 3.4- Diferença entre os equipamentos utilizados nas diferentes técnicas.

À esquerda a técnica *Deep Soil Mixing*, no meio a *Cutter Soil Mixing* e à direita a *Dry Soil Mixing*. (Candeias 2010; Lopes 2010)

Capítulo 4
Base do Trabalho

4. BASE DO TRABALHO

O desenvolvimento deste trabalho teve como base os materiais estudados na tese de doutoramento com o tema “Reologia dos lodos e de outros sedimentos recentes da Ria de Aveiro” pelo professor Fernando Bonito.

Para a concretização desta Dissertação, usaram-se amostras recolhidas nos mesmos locais estudados pelo professor Fernando Bonito e realizaram-se novos testes de caracterização das amostras, comparando os resultados obtidos com os resultados obtidos no referido estudo. No fim usaram-se essas amostras para aplicar a técnica *Deep Soil Mixing* que é o tema desta dissertação.

De seguida são resumidos alguns resultados dos ensaios realizados, sobre os solos estudados, considerados mais relevantes para o presente trabalho.

Assim, neste capítulo faz-se uma **transcrição livre** de parte do referido trabalho, (Bonito,2008) anteriormente realizado pelo Pof. Fernando Bonito e que se assume relevante para o presente trabalho.

...

Localização Geográfica

Para a realização do estudo dos lodos da Ria de Aveiro foram recolhidas amostras em vários locais da região de Aveiro, sendo o escolhido para a realização desta dissertação o local Agra, Esgueira com a designação de SA2.

O local escolhido, SA2, localiza-se na zona de Agra, mais concretamente em Esgueira, nas margens de um dos canais da Ria de Aveiro.



Figura 4.1- Imagem de satélite (programa Google Earth ®) de parte da cidade de Aveiro, com a localização aproximada do local estudado (Bonito 2008).

Recolha das amostras indeformadas, no trabalho de referência

“A recolha das amostras indeformadas no sítio em estudo foi efetuada utilizando, para esse efeito, um tubo amostrador com sistema de retenção da amostra no interior de um tubo porta-amostra transparente em PVC, com 50mm de diâmetro e 600mm de comprimento. Em cada amostragem realizada, depois da extração do tubo amostrador para a superfície, o tubo porta-amostra foi removido do seu interior e as suas extremidades foram parafinadas. Após a recolha das amostras, os tubos porta-amostra foram colocados em caixas de armazenamento, para serem transportados para o laboratório, para serem conservados em câmara húmida até se realizar os ensaios laboratoriais.” In Fernando Bonito, 2008, *Reologia dos lodos e de outros sedimentos recentes da Ria de Aveiro*, pg. 305.



Figura 4.2- Amostragem indeformada no local SA2 (Agra-Esgueira); (a) máquina de sondagem; (b) amostras recolhidas (Bonito 2008).

Quadro 4.1- Amostragem no local SA2 (Bonito 2008).

<i>Local</i>	<i>Intervalo de profundidade amostrado</i>	<i>Número de amostras</i>
<i>Agra-Esgueira</i>	<i>1,10m – 3,90m</i>	<i>3</i>

Resultados Laboratoriais

Propriedades Físicas

“Para se proceder à identificação, classificação e avaliação das características das amostras de solo foram realizados ensaios em laboratório, que permitiram avaliar este tipo de solos quanto à compressibilidade e quanto ao comportamento tensão deformação-resistência ao corte, através dos ensaios de consolidação edométrica e de ensaios triaxiais. Realizaram-se, também, ensaios para determinar as propriedades físicas elementares, estudou-se a composição dos solos e fizeram-se análises granulométricas, determinaram-se as características de plasticidade e consistência e determinou-se o teor de matéria orgânica.

Quadro 4.2- Propriedades físicas determinadas em laboratório (γ , w , G_s) e determinadas por cálculo (γ_s , e e S) (Bonito 2008).

	Profundidade (m)	γ (kN/m ³)	w (%)	G_s	γ_s (kN/m ³)	e	S (%)
Agra Esgueira	1,35	16,00	46,00	2,65	26,00	1,37	88,80
	2,40	16,40	47,30	2,45	24,00	1,16	100,00
	3,45	16,40	49,00	2,50	24,50	1,23	99,70

Por meio de uma inspeção visual das amostras recolhidas conseguiu-se observar a natureza maioritariamente lodosa dos solos em estudo, com a presença de alguns restos de conchas. Pensa-se que a variação das características físicas com a profundidade está essencialmente relacionada com a influência relativa das frações granulométricas de argila, silte ou areia e também com o teor de matéria orgânica.

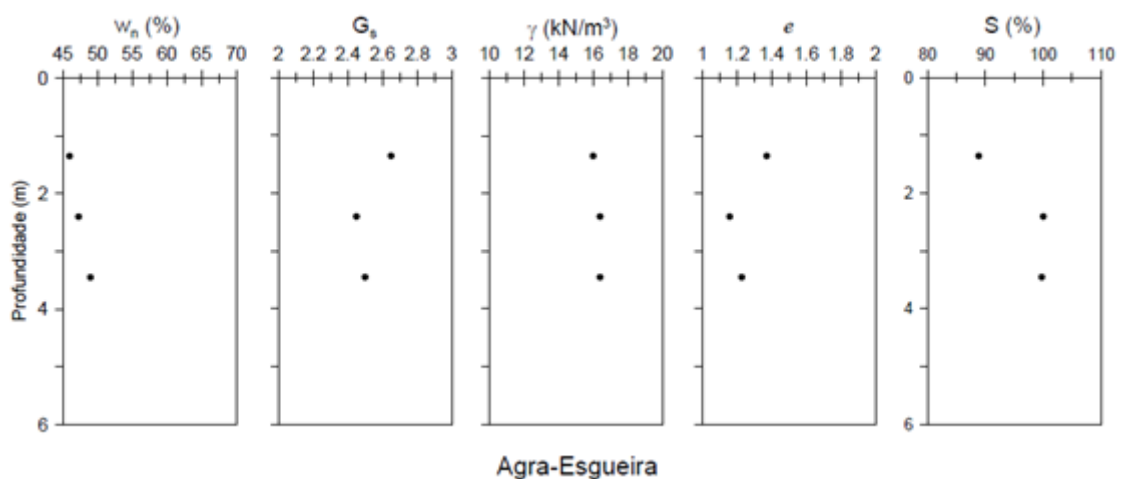


Figura 4.3- Propriedades físicas determinadas experimentalmente (w_n , G_s e γ) e calculadas a partir dos resultados experimentais (e e S) (Bonito 2008).

No local em estudo o nível freático habitualmente coincide muito próximo da superfície do terreno, o que permite explicar os valores do grau de saturação elevados. O índice de vazios, que apresenta valores entre 1,16 e 1,37, parece manifestar uma maior variação nos níveis mais lodosos.” In Fernando Bonito, 2008, *Reologia dos lodos e de outros sedimentos recentes da Ria de Aveiro*, pp. 306-309.

Propriedades de identificação

“As propriedades de identificação examinadas neste ponto são as provenientes dos ensaios para a determinação da composição granulométrica, dos limites de plasticidade, da composição mineralógica, do teor de matéria orgânica e da análise da estrutura dos solos.”

Composição e Distribuição Granulométrica

“Para a determinação da composição granulométrica foram realizados ensaios de peneiração e de sedimentação. A análise da distribuição granulométrica das partículas de tamanho igual ou superior a 0,074 mm foi efetuada com os resultados da peneiração de acordo com o estabelecido na especificação E196-1966 do LNEC. Para as partículas de dimensão inferior a 0,074 mm, o estudo foi feito com base nos resultados do granulómetro Sedigraph. Na figura seguinte encontra-se a curva granulométrica das amostras recolhidas a diversas profundidades no local em estudo.” In Fernando Bonito, 2008, *Reologia dos lodos e de outros sedimentos recentes da Ria de Aveiro*, pp. 309-314.

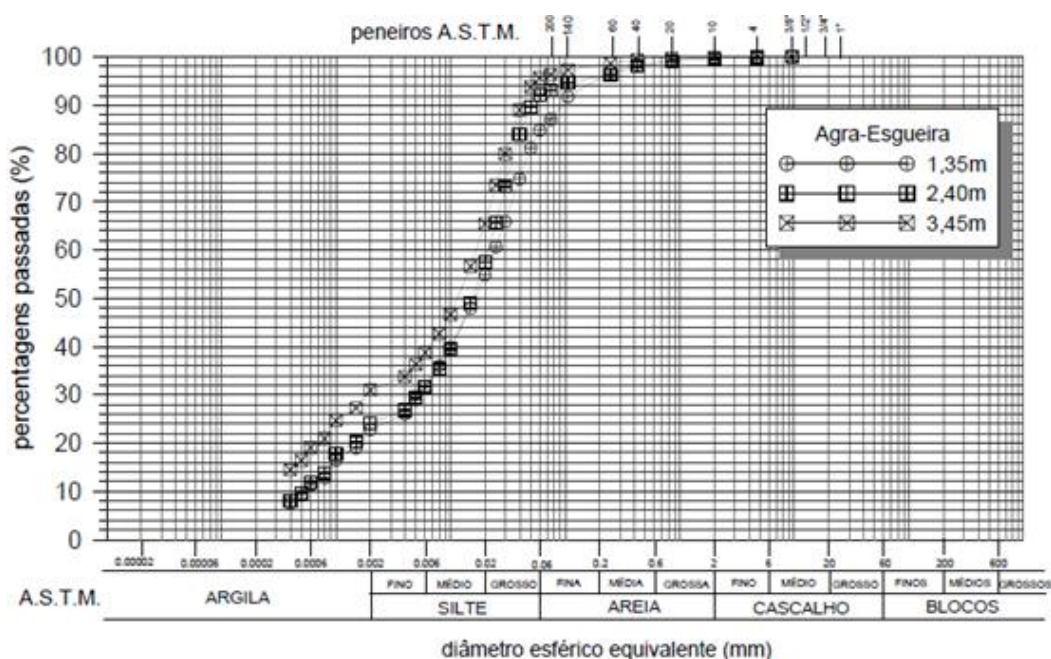


Figura 4.4- Curva granulométrica correspondente às amostras colhidas a diferentes profundidades no local de estudo SA2 (Bonito 2008).

Para o local em estudo, Agra-Esgueira, apenas foram analisadas três amostras recolhidas a uma profundidade baixa. Como se pode ver, existe uma predominância da fração silte, da fração argila, havendo pouca influência da fração areia.

Quadro 4.3- Percentagens granulométricas (Bonito 2008).

	Profundidade (m)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Cascalho (%)
Agra Esgueira	1,35	22	63	15	0
	2,4	24	68	8	0
	3,45	31	64	5	0

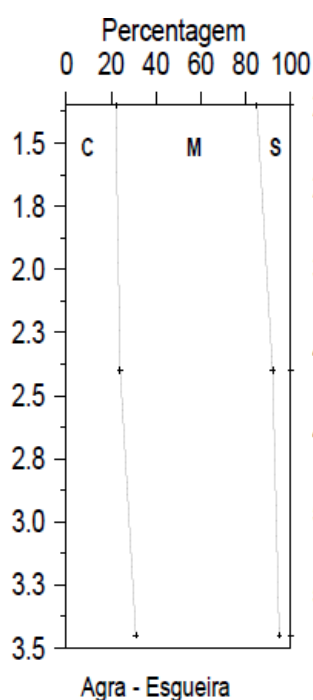


Figura 4.5- Distribuição granulométrica às diferentes profundidades no local de estudo (Bonito 2008).

Plasticidade e Consistência

“A determinação dos limites de liquidez e de plasticidade foi feita de acordo com os procedimentos descritos na norma ASTM D4318. Todos os ensaios realizados para a determinação dos limites de consistência, foram feitos com a amostra no seu estado natural. Posteriormente foram também realizados ensaios em que se procedeu à secagem prévia das amostras em estufa com a finalidade de analisar a variação dos limites de consistência que, nas circunstâncias nomeadas, é uma forma indicativa da natureza orgânica dos solos (ASTM D2487-85). Nos dois casos, acima descritos, o limite de liquidez foi determinado pelo método da Concha de Casagrande.

Usou-se também o método do cone-penetrómetro para a determinação dos limites de liquidez com as amostras no estado natural.

Quadro 4.4- Limites de consistência obtidos no estado natural do solo e após secagem. Limite de liquidez determinado pelo ensaio com a Concha de Casagrande (Bonito 2008).

	Prof. (m)	WL (%)		WP (%)		IP (%)		(2)/(1)
		Estado natural	Após secagem	Estado natural	Após secagem	Estado natural	Após secagem	
		(1)	(2)					
Agra Esgueira	1,35	49	32	32	28	17	4	0,65
	2,4	53	40	35	30	18	10	0,75
	3,45	55	39	28	23	27	16	0,71

Quadro 4.5- Limites de consistência obtidos no estado natural do solo e após secagem. Limite de liquidez determinado pelo ensaio com a Cone-penetrómetro (Bonito 2008)

	Profundidade (m)	WL (%)	WP (%)	IP
Agra Esgueira	1,35	54	32	22
	2,40	60	35	25
	3,45	63	28	35

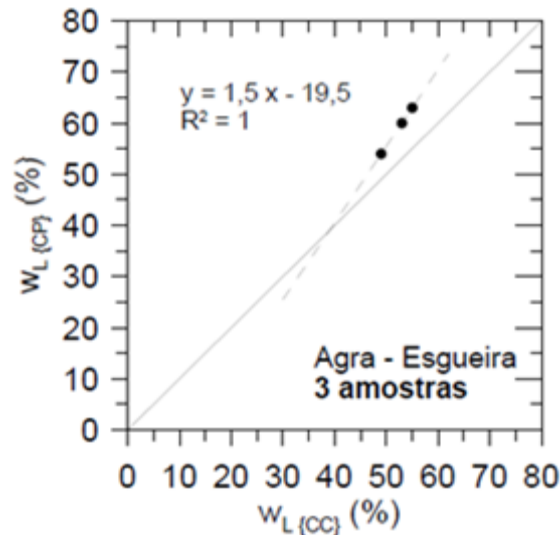


Figura 4.6- Relação entre os valores do limite de liquidez obtidos com a Concha de Casagrande e com o cone-penetrômetro (Bonito 2008).

Na Figura 4.6 está representado o gráfico das variações do w_L obtidas pelos dois métodos anteriormente referidos. Como se pode verificar pela análise do gráfico, há uma tendência para se obterem valores mais altos com o método do cone-penetrômetro.

No estudo de ocorrência dos solos é igualmente relevante observar a diferença entre os teores de água correspondentes ao estado natural, ao limite de liquidez e ao limite de plasticidade, assim como é feito na Figura 4.7. Devido à natureza mole destes solos lodosos, entende-se que é mais importante a caracterização da sua consistência através do índice de liquidez.

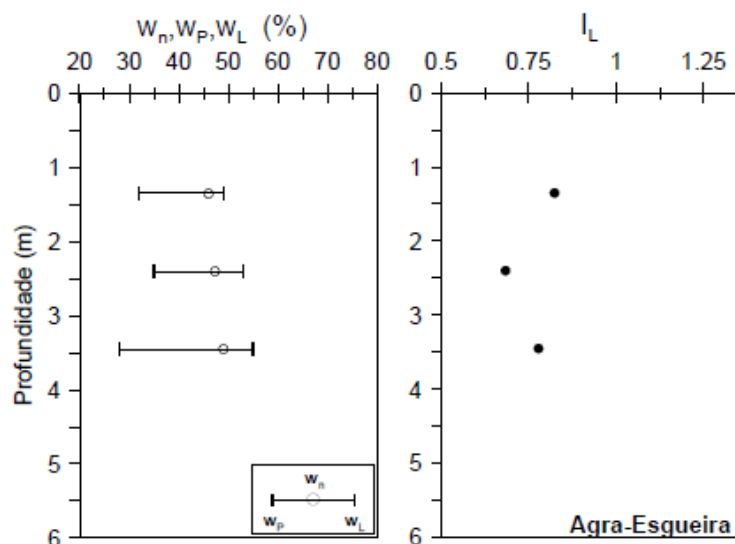


Figura 4.7- Teores de água relativos ao estado natural, limites de plasticidade e limites de liquidez e índices de liquidez dos solos estudados (Bonito 2008).

Pela análise da figura 4.7 averigua-se que existe uma proximidade elevada entre o teor de água no estado natural dos solos e o teor de água relativo aos seus limites de liquidez, o que na realidade se verifica pela consistência mole das amostras, e também é confirmado pela ordem de grandeza dos valores obtidos nos cálculos dos índices de liquidez.” In Fernando Bonito, 2008, Reologia dos lodos e de outros sedimentos recentes da Ria de Aveiro, pp. 316-320.

Conteúdo de Matéria Orgânica

“Para a determinação do teor de matéria orgânica utilizou-se o procedimento experimental descrito por Head (1980) onde se realizou um tratamento as amostras com peróxido de hidrogénio (H₂O₂). No Quadro 4.6 encontram-se os resultados obtidos por este método.” In Fernando Bonito, 2008, Reologia dos lodos e de outros sedimentos recentes da Ria de Aveiro, pp. 322-323.

Os valores obtidos são os esperados e estão em conformidade com os resultados obtidos previamente por Aguiar em solos da região (Aguiar, 1992) usando o mesmo método de ensaio.

Quadro 4.6- Teor de matéria orgânica (Bonito 2008).

	Profundidade (m)	TMO
Agra Esgueira	1,35	6,30
	2,40	5,80
	3,45	4,20

Classificação dos Solos

“Para a classificação dos solos, no local em estudo, foram utilizados vários sistemas de classificação nomeadamente o Triângulo de Feret e, com maior importância, a Classificação Unificada.

Tendo em conta apenas a granulometria, pelo Triângulo de Feret, verifica-se que, os solos do local Agra-Esgueira são predominantemente silto-arenosos.

Quanto à Classificação Unificada, uma vez que os solos têm elevada plasticidade, além dos parâmetros anteriormente provenientes das curvas granulométricas, a exposição destes na Carta de plasticidade de Casagrande possibilita uma classificação dos solos mais correta. Na Figura 4.9 encontra-se os resultados dos solos estudados, para os casos de determinação

dos limites de consistência no estado natural e após secagem em estufa e determinação dos limites de consistência no estado natural. Os limites de liquidez foram calculados pelos métodos de Concha de Casagrande e cone-penetrómetro, respetivamente.”

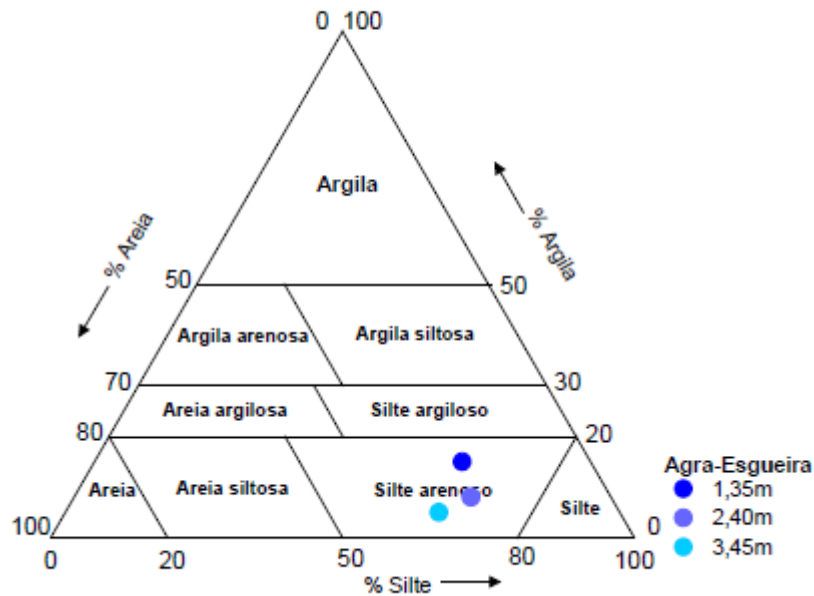


Figura 4.8- Representação dos solos ensaiados no Triângulo de Feret (Bonito 2008).

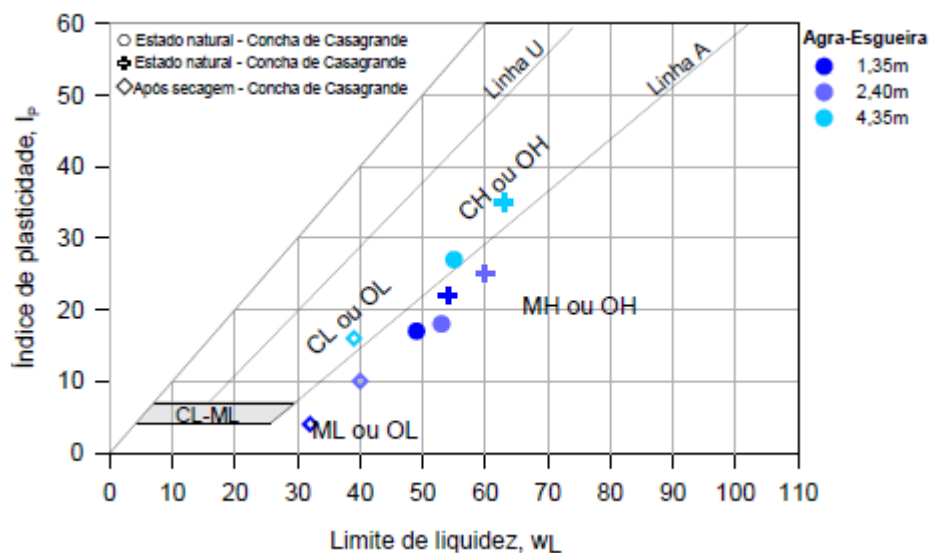


Figura 4.9- Representação dos solos ensaiados na carta de plasticidade de Casagrande (Bonito 2008).

“Da Figura 4.9, é possível verificar que a secagem em estufa causa uma diminuição significativa da plasticidade dos solos. As amostras são, assim projetadas em áreas diferentes

da Carta de plasticidade. Esta variação da plasticidade poderá estar relacionada com a perda de grande quantidade de matéria orgânica por causa da secagem em estufa.

No Quadro 4.7 encontra-se a Classificação Unificada dos solos determinada conforme os procedimentos existentes na norma para duas situações diferentes, uma considera os limites de consistência calculados no estado natural do solo e a relação entre os valores de w_L no estado natural e após secagem e outra é o símbolo de grupo tendo em conta os valores dos limites de consistência determinados no estado natural.

Quadro 4.7- Classificação Unificada dos solos (Bonito 2008).

	Profundidade (m)	Cone - penetrómetro	Concha de Casagrande
Agra Esgueira	1,35	OH	OL Argila orgânica
	2,40	OH	CH Argila gorda
	3,45	OH	OH Argila orgânica

De uma forma geral, pode-se concluir que as amostras do local em estudo são, na sua maioria, formadas por solos de granulometria fina, silto-argilosos a silto-arenosos com uma quantidade importante de matéria orgânica, com alternâncias de níveis arenosos pouco orgânicos. Usualmente estes solos de granulometria fina, aspeto mole e compressibilidade elevada são denominados de 'lodos' ou de 'argilas moles', sendo classificados, em relação a granulometria e composição, de siltes e de misturas siltosas orgânicas." In Fernando Bonito, 2008, *Reologia dos lodos e de outros sedimentos recentes da Ria de Aveiro*, pp. 325-329.

Capítulo 5
Ensaaios Laboratoriais

5. ENSAIOS LABORATORIAIS

5.1. Ensaio de Caracterização da Amostra de Solo

Para a caracterização geológico-geotécnica do solo realizaram-se alguns ensaios laboratoriais que serão descritos brevemente de seguida.

Começou-se por realizar ensaios laboratoriais de caracterização das amostras para se poder comparar os resultados com os obtidos pelo Bonito (2008). Os ensaios realizados foram:

- análise granulométrica;
- limites de consistência ou de Atterberg;
- determinação do teor em água;
- densidade aparente - método da parafina;
- densidade real;
- matéria orgânica;
- compressão simples.

No capítulo seguinte encontram-se os resultados laboratoriais obtidos neste estudo.

5.1.1. Análise granulométrica

O conhecimento da composição granulométrica de um solo, é essencial para se entender e poder prever o seu comportamento.

De facto, não chega saber-se qual a natureza mineralógica global do solo, é também importante conhecer as dimensões das partículas que o compõem, mais precisamente a distribuição dimensional do grão (Faria 2005).

A distribuição granulométrica pode ser estudada por dois processos que dependem do tamanho das partículas. Se as partículas forem de maiores dimensões usa-se o método de peneiração. Se tiverem dimensões muito reduzidas utiliza-se o método da sedimentação.

Neste caso, apenas se procedeu ao uso do método de peneiração que está descrito na Norma ISO/TS 17892-4, e que consiste em:

- 1) Desagregação de cerca de 150g de solo (em partículas), com o uso de um almofariz;
- 2) Secagem da amostra em estufa a $100\pm 5^{\circ}\text{C}$;
- 3) Pesagem da amostra seca com precisão até à centésima grama;
- 4) Peneiração da amostra seca num peneiro de lavagem com 0,0063mm de abertura, com água, promovendo a desagregação das partículas (ver figura 5.1.);

- 5) Secagem em estufa a $100\pm 5^{\circ}\text{C}$ da amostra retida no peneiro de lavagem;
- 6) Pesagem da amostra seca com precisão até à centésima grama;
- 7) Peneiração da amostra seca num conjunto de peneiros que constam no quadro 5.1. através da agitação mecânica dos peneiros (ver figura 5.2. e 5.3.);
- 8) Determinação e registo das massas das frações retidas em cada peneiro, com o uso de uma balança com precisão à centésima.



Figura 5.1- Lavagem da amostra seca.



Figura 5.2- Agitação dos peneiros.

Quadro 5.1- Bateria de peneiros utilizada nas análises granulométricas

Peneiro (mm)
8
4
2
1
0,5
0,25
0,125
0,063
<0,063

Depois de realizadas todas as pesagens e respetivos registos, são determinadas as percentagens referentes à quantidade de solo retido em cada peneiro, bem como a percentagem passada e a percentagem acumulada.

A curva granulométrica sendo uma representação gráfica da constituição do solo, é definida pelos valores da percentagem acumulada no eixo das ordenadas, em escala decimal, e pelos valores das aberturas dos peneiros no eixo das abcissas, em escala logarítmica (Faria 2005).



Figura 5.3- Série de peneiros utilizada.



Figura 5.4- Resultado de uma granulometria.

Como podemos ver pela figura 5.4., este é o resultado de uma granulometria efetuada a uma das amostras em estudo. Cada “montinho” representa uma dimensão do peneiro que vai desde os 8 mm até os 0.063 mm.

5.1.2. Limites de Consistência ou de Atterberg

Os limites de consistência, não são mais do que os valores do teor de humidade que limitam dois tipos de comportamento do solo, o plástico e o líquido. Existem três limites de consistência ou de Atterberg: 1) o limite de retração, 2) o limite de plasticidade e 3) o limite de liquidez.

Assim, de modo simplificado, pode dizer-se que:

- o limite de retração é o teor de água que limita, o comportamento sólido do comportamento semi-sólido ou friável; este parâmetro é normalmente representado por LR ou W_s ;
- o limite de plasticidade é o teor de água que limita o comportamento semi-sólido ou friável do comportamento plástico ou moldável; este parâmetro é normalmente representado por LP ou W_p ;
- o limite de liquidez é o teor de água que limita o comportamento plástico ou moldável do comportamento líquido ou fluido; este parâmetro é geralmente representado por LL ou W_l .

Importa salientar que estes limites, na realidade não são exatamente pontuais, tal como referido por Folques (1987), mas corresponderão a bandas que em alguns solos poderá ter uma extensão relativamente elevada.

A determinação destes parâmetros faz-se de forma algo empírica, pela realização dos ensaios cujo procedimento será descrito mais adiante.

De acordo com os pressupostos desses ensaios, estes parâmetros são definidos do seguinte modo:

- limite de liquidez de uma amostra de solo é o valor do teor em água para uma profundidade de penetração de 20 mm, obtido pelo ensaio de cone penetrómetro que baseia-se na queda de um cone com uma determinada massa e ângulo do cone de 90° com a horizontal sobre uma amostra remoldada de solo, anotando-se o valor da penetração do cone. No mínimo deverão ser realizados 4 ensaios repetidos, com diferentes teores em água, de forma a traçar um gráfico linear de penetração (mm) *versus* teor em água (%).

- limite de plasticidade de uma amostra de solo é a média dos teores de água de quatro provetes da amostra a ensaiar, cada um dos quais é o maior teor de água com que rompe cada provete ao pretender-se transformá-lo num filamento cilíndrico com cerca de 3 mm de diâmetro, por rolagem entre a palma da mão e uma placa de vidro.

O procedimento realizado para o ensaio do cone penetrómetro está descrito em pormenor na Norma ISO/TS 17892-12, e que se baseia no seguinte:

- 1) Secar a amostra em estufa a $100\pm 5^{\circ}\text{C}$;
- 2) Peneiração da amostra seca pelo peneiro de abertura 0,425 mm;
- 3) Adicionar água e amassar bem até obter uma massa homogénea;
- 4) Encher a forma com a massa de solo;
- 5) Realizar a penetração com o cone penetrómetro e registar o valor de penetração;
- 6) Colher uma amostra de solo para determinação do teor de água;
- 7) Repetir os pontos anteriores de modo a obter 2 pontos com valores de penetração acima de 20 mm e dois abaixo;
- 8) Construir o gráfico de penetração (mm)/teor de água (%). O limite de liquidez é igual ao teor de água que corresponde a 20 mm de penetração.



Figura 5.5- Instrumento usado para o Ensaio Cone Penetrómetro.

O procedimento para a determinação do limite de plasticidade, de acordo com a Norma ISO/TS 17892-12, é o seguinte:

- 1) Secar a amostra em estufa a $100\pm 5^{\circ}\text{C}$;
- 2) Peneiração da amostra seca pelo peneiro de abertura 0,425 mm;
- 3) Adicionar água e amassar bem até obter uma massa suficientemente plástica para moldar com facilidade quatro pequenas esferas de diâmetros sensivelmente iguais;
- 4) Rola-se um dos provetes da mistura obtida entre a palma da mão e a placa de vidro, com pressão suficiente para a transformar num filamento cilíndrico;
- 5) Quando o diâmetro do filamento atinge cerca de 3 mm, volta-se a formar a esfera e a rolá-la de novo, e continuam-se estas operações até que devido à progressiva secagem do provete, se dê a rotura do filamento quando o seu diâmetro atinge cerca de 3 mm.
- 6) Colocam-se os filamentos numa cápsula previamente pesada e determina-se o seu teor em água.
- 7) O limite de plasticidade da amostra ensaiada é a média dos teores em água determinados para os quatro provetes.

5.1.3. Determinação do Teor em Água

Sendo uma das grandezas com mais importância para a caracterização dos solos, o teor em água pode ser determinado laboratorialmente pelo método da secagem em estufa.

De acordo com a Norma ISO/TS 17892-1, o método consiste em:

- 1) Pesar uma cápsula de ensaio seca e limpa, m_c .
- 2) Colocar uma toma de amostra na cápsula e pesar, m_1 .
- 3) Pesar a cápsula com a amostra seca em estufa a 100-105°C de 16h a 24h, m_2 .
- 4) A diferença entre os dois pesos é igual ao peso da água m_w .

O teor de água, w , é determinado a partir da equação 5.1.:

$$w = \frac{m_1 - m_2}{m_2 - m_c} \times 100 = \frac{m_w}{m_s} \times 100$$

Equação 5.1- Teor em água.

5.1.4. Procedimento de ensaio para determinação do peso volúmico

Devido à localização das amostras em estudo e dos ensaios de caracterização realizados anteriormente pelo professor Bonito, sabe-se que trata-se de um solo silto-argiloso. Por este motivo, foram realizados dois ensaios para determinação do peso volúmico das amostras, o método do picnómetro e o método da parafina.

O método do picnómetro (figura 5.6.) baseia-se em:

- 1) Pesar um picnómetro seco e limpo, m_0 .
- 2) Colocar a amostra no picnómetro e pesar, m_2 .
- 3) Encher com água cuidadosamente até que fique 10 a 20 mm acima do solo.
- 4) Eliminar as bolhas de ar fazendo rodar e agitando cuidadosamente o picnómetro.
- 5) Fazer transbordar o picnómetro por adição de água e colocar a tampa sem deixar ar dentro do picnómetro.
- 6) Secar o picnómetro por fora e pesá-lo, m_3 .
- 7) Registrar a temperatura da água logo que a massa m_3 seja determinada.
- 8) Remover o agregado da água e deixar escorrer durante alguns minutos.
- 9) Tornar a encher o picnómetro com água e colocar a tampa como anteriormente, eliminando quaisquer bolhas de ar.
- 10) Secar o picnómetro por fora e pesá-lo, m_1

O peso volúmico da amostra, ρ , é calculado a partir da equação 5.2.:

$$\rho_s = \frac{m_4}{(m_1 - m_0) - (m_3 - m_2)} \times \rho_w$$

Equação 5.2- Densidade das partículas sólidas.

em que:

ρ_s é a densidade das partículas sólidas;

m_0 é a massa do picnómetro limpo e seco;

m_1 é a massa do picnómetro com água até ao traço;

m_2 é a massa do picnómetro com amostra seca;

m_3 é a massa do picnómetro com amostra saturada com água até ao traço;

m_4 é a massa de amostra seca;

ρ_w é a densidade da água à temperatura determinada.

O método da parafina (figura 5.7.) consiste em:

- 1) Escolher a amostra de solo natural e envolvê-la com um fio de massa desprezável.
- 2) Pesar a amostra, W .
- 3) Envolver a amostra em parafina previamente derretida e pesar ao ar, W_{par} .
- 4) Pesar a amostra parafinada dentro de água, W_l .

O peso volúmico da amostra no estado natural é calculado através da equação 5.3.:

$$\gamma = \gamma_w \frac{W}{W_{par} - W_l - \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_{par}}\right)(W_{par} - W)}$$

Equação 5.3- Peso volúmico.

em que:

γ - Peso volúmico em kN/m^3

W - Massa da amostra no ar

W_{par} - Massa da amostra parafinada

W_l - Massa da amostra parafinada dentro de água

γ_w - peso volúmico da água - $9,81 \text{ kN/m}^3$

γ_{par} - peso volúmico da parafina - $9,32 \text{ kN/m}^3$

Os procedimentos de ambos os métodos encontram-se descritos em pormenor na ISSO/TS 17892-3.



Figura 5.6- Pícnómetros usados na determinação do peso volumétrico das amostras.



Figura 5.7- Imagens obtidas durante a determinação do peso volumétrico pelo método da parafina.

5.1.5. Determinação do teor em matéria orgânica

Para a determinação do teor de matéria orgânica foi realizado um ensaio que consiste em tratar as amostras com peróxido de hidrogénio até não mais serem observadas as manifestações típicas da reação química, nomeadamente o aquecimento do recipiente de vidro e a formação de uma camada superficial de espuma.

Deve ser referido que, com este procedimento, no caso dos solos com maior conteúdo de matéria orgânica a duração do ensaio torna-se frequentemente muito prolongada, sendo necessários vários dias para a determinação do teor de matéria orgânica (Bonito 2008).

Este procedimento experimental foi realizado de acordo com o procedimento descrito por Head (1980).

5.1.6. Ensaio de Compressão Simples

O ensaio de compressão simples é um ensaio laboratorial que se realiza com provetes cilíndricos de solo compactado e curado, que permite saber a sua resistência à compressão simples dando no final de cada ensaio os valores da Tensão máxima, da Força máxima e do tempo que demorou a atingir a rotura.

O ensaio foi baseado na norma ASTM C42, que consiste em:

- 1) Verificar com uma régua se os topos dos provetes a ensaiar se encontram planos e verificar a perpendicularidade ao eixo maior (geratriz) do cilindro;
- 2) Medir os diâmetros e as alturas dos provetes;
- 3) Colocar o provete na máquina, tendo o cuidado de verificar que fique bem centrado, ajusta-se o prato superior cuidadosamente e aplica-se a força numa forma contínua, sem incrementos bruscos;
- 4) Regista-se a força máxima e a tensão máxima;
- 5) Repete-se o procedimento para os restantes provetes.

5.2. Procedimento Laboratorial EuroSoilStab

5.2.1. Introdução

O procedimento laboratorial escolhido para a preparação das amostras de solo estabilizado é o procedimento EuroSoilStab para aplicação em colunas de solo, descrito em pormenor no EuroSoilStab (2001) – “*Development of design and construction methods to stabilise soft organic soils. Design guide soft soil stabilization*”.

A preparação em laboratório de amostras de solo estabilizado por mistura com cal e/ou cimento para aplicação de DSM (Deep Soil Mixing) em profundidade deve obedecer a uma metodologia específica. Esta técnica pode ser aplicada a solos moles coesivos, que podem conter matéria orgânica em diferentes graus: argila orgânica, lama ou turfa. Os solos não coesivos como a areia e o lodo também podem ser favoráveis para este procedimento. O ligante usado pode ser cal ou cimento (por exemplo, cimento Portland ou cimento de escória de alto-forno), ou uma mistura de cimento com aditivos tais como escória granulada de alto-forno, gesso, cal, ou cinzas. Neste trabalho em concreto optou-se por usar apenas cimento Portland tendo, como base de escolha, os estudos feitos nesta área na tese de doutoramento de

António Correia da Universidade de Coimbra (Correia, 2011). António Correia realizou várias experiências onde juntou cimento com vários ligantes e concluiu que o cimento Portland sem aditivos era a opção que mais vantagens demonstrava ter.

O presente procedimento é relativamente simples e produz amostras de solo estabilizado adequado para a determinação da resistência e da rigidez por meio de ensaios de resistência laboratoriais em amostras cilíndricas como o ensaio de compressão simples, vários tipos de ensaio triaxial e ensaios de corte direto. Outras propriedades, tais como a permeabilidade, a durabilidade física e química, e a compressibilidade podem também ser determinadas em tais amostras. O método produz amostras, que podem ser utilizadas na determinação do tipo de estabilizador e dosagem para projetos de misturas em profundidade. As amostras obtidas pelo método, contudo, não refletem bem a estrutura do solo estabilizado *in situ* por meio de técnicas comuns de mistura em profundidade. As condições de mistura e de cura em laboratório afastam-se significativamente das condições de campo e, conseqüentemente, a componente de laboratório e rigidez determinada em amostras preparadas por este processo vão desviar-se de igual modo dos valores de campo. No entanto, quando se está a planear um projeto de mistura em profundidade a previsão das propriedades das amostras estabilizadas com dosagens e períodos de cura variáveis, é uma ajuda útil, geralmente indispensável. Além disso, podem ser desenvolvidas regras empíricas para permitir as diferenças de, por exemplo, resistência e rigidez entre o solo estabilizado em campo e o solo estabilizado em laboratório. Com base nos resultados de laboratório, podem ser aplicadas algumas combinações de ligantes e dosagens, e os resultados são utilizados para auxiliar a escolha final e para determinar os parâmetros físicos e químicos para utilização na conceção final.

Existem procedimentos mais complicados e que estão a ser desenvolvidos para reproduzir mais de perto os métodos de campo de misturas em profundidade e, conseqüentemente, reduzir o fator empírico "laboratório / campo", ou como objetivo melhorar a reprodutibilidade das propriedades da amostra (por exemplo, força). Indicações recentes são que este objetivo não foi alcançado, de modo que a reprodutibilidade das amostras preparadas pelo presente processo não está necessariamente melhorada por métodos mais complexos.

O presente procedimento não dá orientações quanto ao número de ensaios que devem ser realizados, bem como o número de variáveis (por exemplo, ligantes diferentes, doses, duração do período de cura, etc) que devem ser ensaiados. Estes devem ser cuidadosamente planeados na definição da investigação laboratorial (EuroSoilStab 2001).

Neste trabalho em específico, foi realizado em laboratório duas amostras para cada variável, sendo que cada variável corresponde a uma determinada percentagem de cimento utilizada, que foi 100kg/m³, 150 kg/m³ e 200 kg/m³.

António Alberto Santos Correia, terminou em 2011 a tese de doutoramento com o tema “Aplicabilidade da técnica de *deep mixing* aos solos moles do Baixo Mondego”, onde realizou um estudo exaustivo sobre o comportamento dos solos moles misturados com vários ligantes. Através do seu trabalho e das suas conclusões, optou-se então por escolher apenas um ligante, o Cimento Portland I 42,5R, nas dosagens acima mencionadas, pois foi com elas que melhores resultados se obtiveram.

5.2.2. Materiais e equipamento

1) Solo

O solo foi obtido a partir do local em investigação (Agra-Esgueira), por uma equipa da Divisão de geotecnia da empresa Mota & Cia. Para a extração utilizaram um tubo amostrador com sistema de retenção da amostra no interior de um tubo porta-amostra transparente em PVC, com 50mm de diâmetro 600mm de comprimento.

2) Ligantes

Os ligantes são materiais com propriedades hidráulicas, tais como o cimento Portland, o cimento de escória de alto-forno, escória de alto-forno, cinzas, cal apagada ou cal viva e gesso. O ligante escolhido para o ensaio foi o Cimento Portland I 42,5R.

3) Equipamento

- Máquina de mistura com uma capacidade suficiente para misturar solo para o ensaio inteiro (geralmente 20-50 litros).

- Máquina de mistura com uma capacidade suficiente para misturar uma porção de solo com um ligante (normalmente 3-5 litros).

- Moldes cilíndricos (tubos de plástico) com diâmetro interno de 50 mm e comprimento de 145 mm. As extremidades devem ser planas e perpendiculares ao eixo do comprimento. A parte inferior e superior do molde deve ser fechada com placas porosas e filtro. Em ambos os casos, a vedação entre molde e o fundo deve ser apertada o suficiente para evitar a perda de solo misto. Para permitir o mínimo de perturbação durante a remoção da amostra do molde, depois da cura, os moldes de plástico deveram ter uma fenda longitudinal, que permita que o

molde seja aberto durante a remoção da amostra. A fenda deve ser suficientemente apertada e estanque durante a colocação da amostra e compactação.

- Garfo: um garfo com os dentes dobrados tal que façam um ângulo reto entre si com um comprimento de aproximadamente 15 mm.

- Ferramenta de compactação com diâmetro inferior ao molde que permita compactar a amostra dentro do molde em toda a sua área (EuroSoilStab 2001).

5.2.3. Procedimento para elaboração das amostras

Terminados os ensaios de caracterização, deu-se início à preparação das amostras para a realização do trabalho experimental pretendido.

Num almofariz foi colocado as amostras de solo, previamente retiradas dos tubos amostradores e secas em estufa, e com a ajuda de um pilão desfez-se o solo em partículas pequenas (figuras 5.8. e 5.9.). Depois de toda a amostra de solo estar moída pelo almofariz, pesou-se a quantidade de amostra seca.



Amostra A1

Amostra A2

Amostra A3

Figura 5.8- Remoção das amostras dos tubos amostradores.



Figura 5.9- Desagregação da amostra.

Com os resultados obtidos anteriormente no limite de liquidez, determinou-se a percentagem de água existente na amostra para assim se saber que quantidade de água se deve adicionar à amostra de solo. Adicionou-se a água à amostra, com a ajuda de uma espátula misturou-se tudo até obter-se uma pasta homogénea, com um saco plástico fechou-se hermeticamente a taça com a amostra e deixou-se repousar durante 24 horas (figura 5.10.).

Após o repouso da mistura de solo, preparou-se os provetes 1 e 2 que representam o solo inicial sem adição de ligantes. Pegou-se em dois moldes de tubo de PVC e untaram-se por dentro com óleo para que, depois da cura, seja mais fácil extrair o provete. Colocou-se na base uma pedra porosa com cerca de 1cm de altura e um filtro por cima da pedra porosa. Apertou-se o tubo com arame de modo a que quando se introduzisse a amostra de solo esta não saísse pela abertura longitudinal (figura 5.11.). Inseriu-se uma camada de solo com cerca de 2,5 a 3 cm de altura e procedeu-se à sua vibração através de ligeiras “pancadas” feitas manualmente para a compactação do material. Isto consiste em bater com o tubo de PVC na bancada de trabalho aproximadamente 15 a 20 vezes de modo a que a superfície do solo dentro da amostra fique lisa e plana. Repete-se este procedimento até que o tubo fique quase preenchido de amostra de solo. Por fim coloca-se um filtro redondo em cima do solo e uma pedra porosa, aperta-se a parte de cima do tubo (figura 5.12.) e leva-se para a estufa a uma temperatura de $20\pm 2^{\circ}\text{C}$ e com uma humidade de $95\pm 5\%$, durante cerca de dois dias. Ao fim de dois dias, retira-se o molde do provete e volta-se a colocar na estufa até fazer 28 dias de cura (figura 5.15 e 5.16). Feita a cura os provetes estão prontos para serem ensaiados à compressão simples (figura 5.17 e 5.18.).

Este procedimento foi repetido para os restantes provetes mas adicionando inicialmente a quantidade de ligante que lhe corresponde e usando como método de compactação um peso que cubra toda a área do provete (figura 5.13. e 5.14.).



Figura 5.10- Preparação da amostra.



Figura 5.11- Material usado para a realização dos provetes.



Figura 5.12- Preparação dos provetes.



Figura 5.13- Adição do ligante à amostra e sua mistura.



Figura 5.14- Compactação da amostra.



Figura 5.15- Desmoldagem das amostras



Figura 5.16- Provetes na estufa em fase de cura.



Figura 5.17- Provetes após cura.



Figura 5.18- Ensaio dos provetes à compressão simples.

Capítulo 6
Apresentação e Discussão dos Resultados dos Ensaaios
Laboratoriais

6. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS

Para uma melhor identificação e classificação das amostras de solo foram realizados em laboratório ensaios de caracterização para determinar as propriedades físicas elementares, tais como teor em água, peso volúmico e densidade relativa das partículas e para determinar as propriedades de identificação, foram feitas análises granulométricas, limites de consistência e determinação do teor em matéria orgânica. Os resultados obtidos foram comparados com os do Bonito (2008) afim de se obter elementos informativos a cerca das características do solo.

Foram também realizados ensaios de compressão simples para determinação das características de compressibilidade do solo em estudo.

Neste capítulo encontram-se os resultados laboratoriais obtidos nos ensaios de laboratório realizados por mim.

Como se viu anteriormente, no local Agra-Esgueira foram recolhidos 3 tubos amostradores com amostra de solo no seu interior desde a superfície até aos 3,90 m de profundidade. Neste sentido e para uma melhor compreensão, numerou-se cada tubo com uma letra e um número, sendo a numeração dada de forma crescente como a profundidade.

6.1. Propriedades físicas

Quadro 6.1- Propriedades físicas determinadas em laboratório.

Amostra	Profundidade (m)	W (%)	γ (kN/m ³)	ρ_s (g/cm ³)
A1	1,10 - 1,90	34,33	13,78	2,49
A2	2,00 - 2,80	43,05	12,42	2,60
A3	3,00 - 3,90	3,15	13,55	–
AT	–	–	–	2,55

Através da análise visual e dos resultados obtidos pelo ensaio pode-se concluir que as amostras A1 e A2, que se encontram mais a superfície, apresentam um teor em água muito mais elevado do que a amostra A3 que se encontra a uma profundidade entre os 3 e os 3,90 metros e que visivelmente era composta maioritariamente por material arenoso.

As amostras A1 e A2 apresentavam níveis de humidade mais elevada devido à sua composição mais argilosa.

Ao fazer comparação com os resultados obtidos pelo professor Bonito, verifica-se que o teor em água das amostras dele apresentam valores na ordem dos 46 a 49%. Esta diferença de

valores entre os meus resultados (34 a 43%) e os dele devem-se a dois possíveis fatores, 1) um é que as amostras foram recolhidas/armazenadas há muito tempo e com o passar dos anos as amostras vão perdendo água, tornando-se mais secas. 2) Outro fator é que é possível que as amostras analisadas por mim não sejam exatamente do mesmo local das amostras analisadas pelo professor Bonito, logo os resultados podem variar devido a isso.

Contudo, estes resultados permitem caracterizar as amostras de uma forma global de modo que conseguimos ter uma noção de como o terreno é na realidade.

Em relação ao peso volúmico, os valores obtidos são os esperados para este tipo de solos silto-argilosos e arenosos. Os pesos volúnicos determinados pelo professor Bonito são ligeiramente superiores mas deve-se ao fato de as amostras não serem precisamente do mesmo local, como já foi referido anteriormente.

A densidade das partículas 2foi calculada pelo método do picnómetro e os resultados obtidos representam a gama de valores que uma areia costuma ter. Em comparação com os dados do professor Bonito podemos observar que os valores de densidade se encontram próximos uns dos outros, o que confirma esta gama de valores para este tipo de solos.

Durante o ensaio em laboratório para a determinação da densidade das partículas da amostra A3, ocorreu um erro a nível experimental que impossibilitou o seu cálculo final. Devido a falta de material, não foi possível repetir este ensaio, pelo que no quadro acima não consta o valor para a amostra A3.

6.2. Propriedades de identificação

6.2.1. Análise Granulométrica

Das análises granulométricas realizadas pode-se verificar uma predominância na fração de Silte e uma importância relativamente igual das frações de Argila e Areia nas amostras A1 e A2, podendo assim classificar-se estas amostras de solo como solos silto-argilosos.

A amostra A3 tem uma predominância elevada na fração Areia, uma importância pouco acentuada de Silte e com pouca relevância, uma pequena percentagem de Argila. Esta amostra é claramente um solo silto-arenoso.

Ao observar o quadro 6.2 e comparando-o com o quadro 4.3. consegue-se ver e confirmar que as amostras de solo não são exatamente do mesmo sítio, pois as amostras dele são todas silto-argilosas e a amostra A3 é um silto-arenoso.

De seguida encontram-se os gráficos das análises granulométricas para as três amostras em estudo.

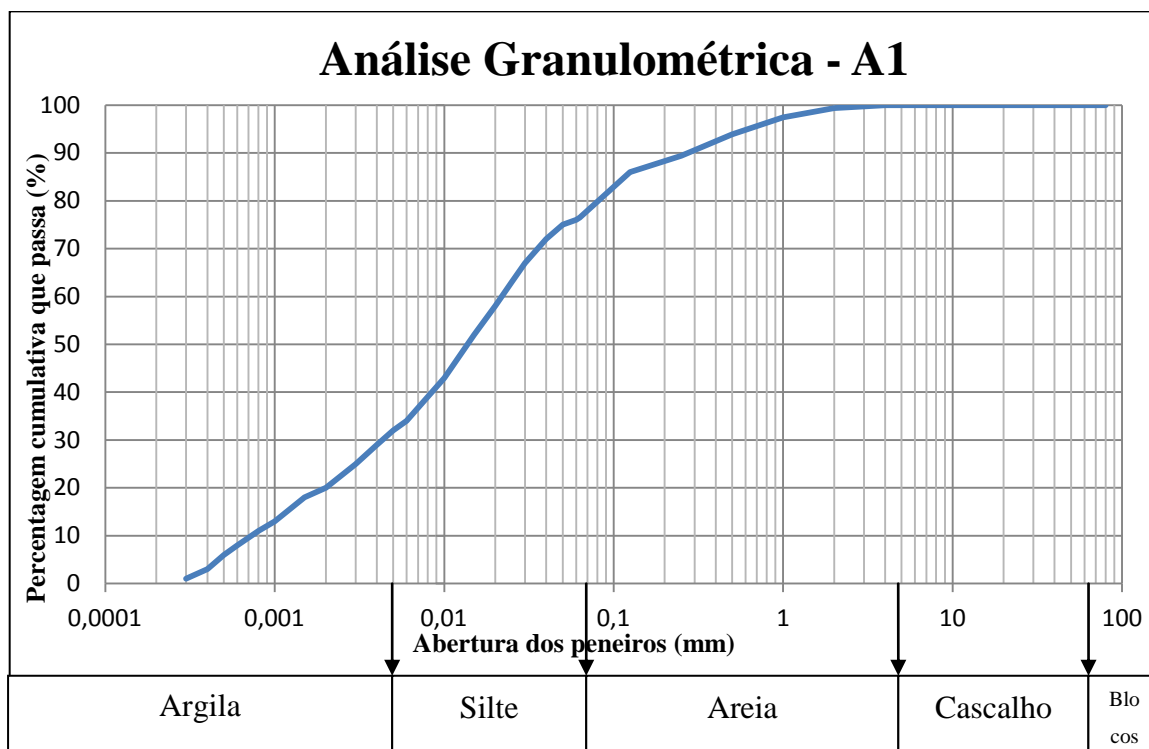


Figura 6.1- Curva granulométrica correspondente a amostra A1 colhida no local de estudo.

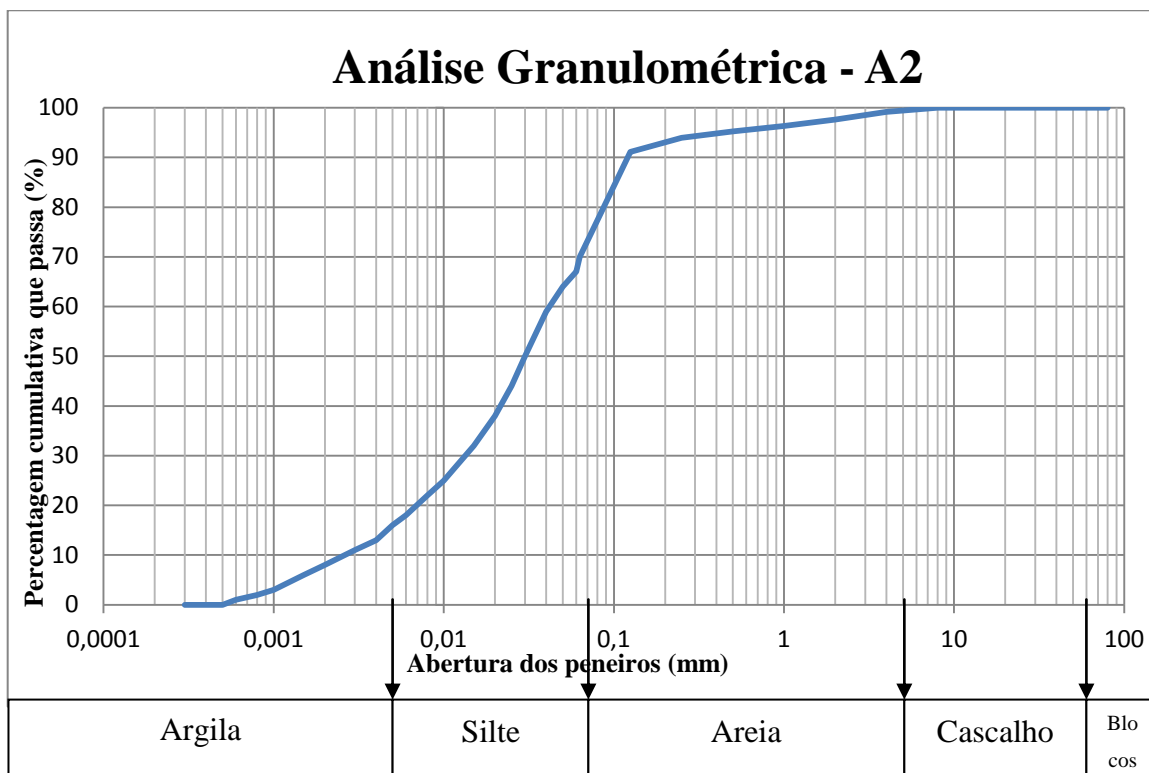


Figura 6.2- Curva granulométrica correspondente a amostra A2 colhida no local de estudo.

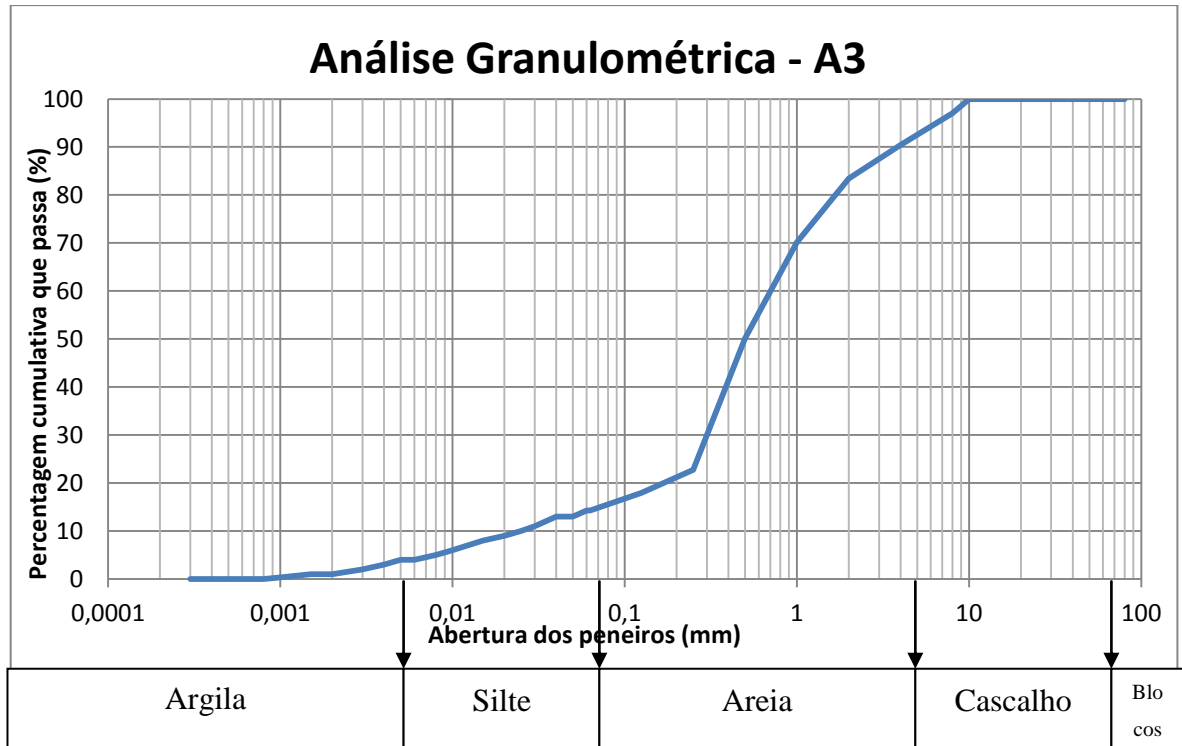


Figura 6.3- Curva granulométrica correspondente a amostra A3 colhida no local de estudo.

Quadro 6.2- Percentagens granulométricas.

Amostra	Profundidade (m)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Cascalho (%)
A1	1,10 - 1,90	31	48	21	0
A2	2,00 - 2,80	17	57	26	0
A3	3,00 - 3,90	3	12	78	7

6.2.2. Limites de Atterberg

Quadro 6.3- Limites de Atterberg e índice de plasticidade

Amostra	LL	LP	IP
A1	48	32	16
A2	44	30	14
A3	32	22	10
AT	45	29	16

Como podemos ver pelo quadro acima, os valores do limite de liquidez e do limite de plasticidade evidenciam as propriedades plásticas que as amostras têm, devido à presença de argila. O índice de plasticidade determina o caracter de plasticidade de um solo, assim quanto maior for o “IP”, mais plástico será o solo. Para os valores representados no quadro 6.3, pode-se dizer que se está perante um solo medianamente plástico.

Quadro 6.4- Classificação dos solos segundo o índice de plasticidade.

Índice de Plasticidade	Classificação
$1 < IP \leq 7$	Fracamente plásticos
$7 < IP \leq 15$	Medianamente plásticos
$IP > 15$	Altamente plásticos

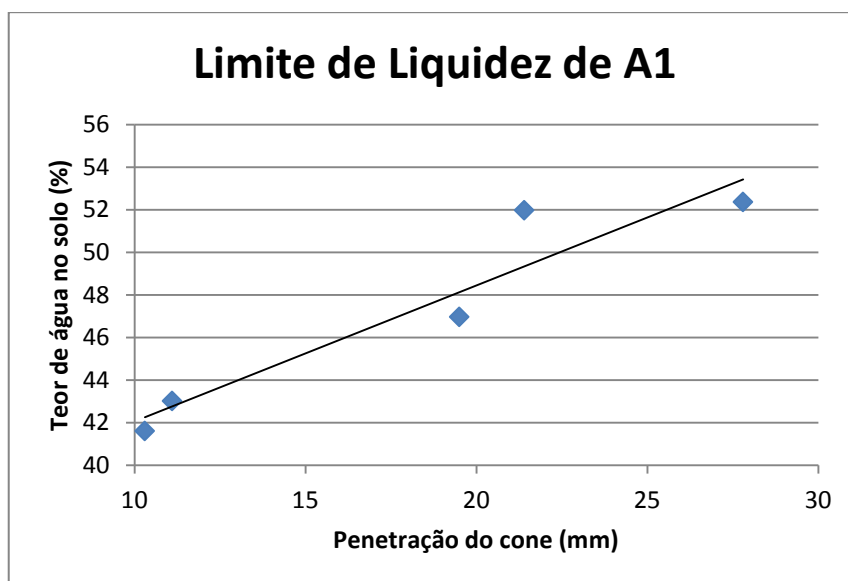


Figura 6.4- Gráfico para determinação do limite de liquidez da amostra A1.

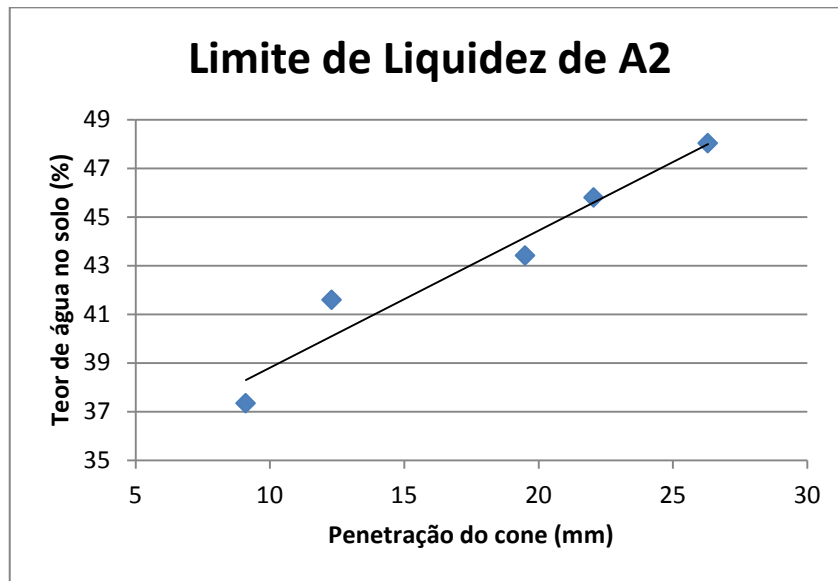


Figura 6.5- Gráfico para determinação do limite de liquidez da amostra A2.

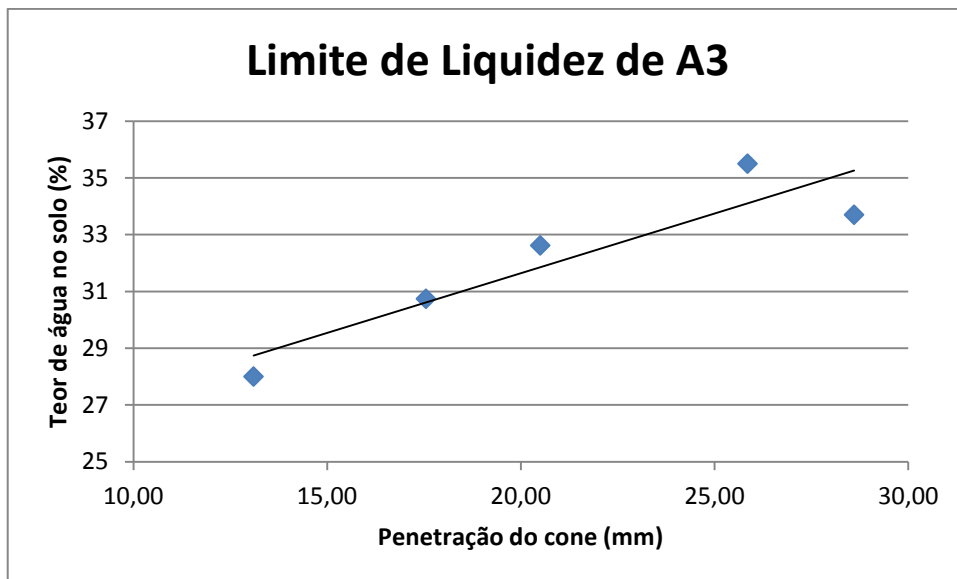


Figura 6.6- Gráfico para determinação do limite de liquidez da amostra A3.

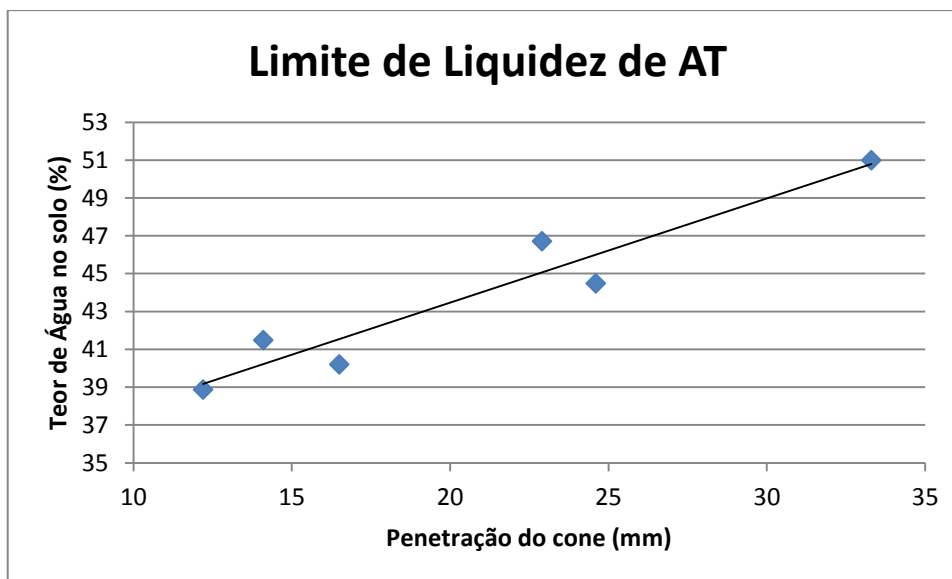


Figura 6.7- Gráfico para determinação do limite de liquidez da amostra AT.

6.2.3. Teor em Matéria Orgânica

Quadro 6.5- Teor em Matéria Orgânica

Amotra	TMO
A1	5,25%
A2	3,33%
A3	1,80%

A matéria orgânica é um material que tem propriedades que influenciam a plasticidade e a compressibilidade do solo, devido à sua capacidade de retenção de água. Portanto, quanto maior for a quantidade de matéria orgânica mais compressível e plástico será o solo.

Esta relação entre a matéria orgânica e a compressibilidade/plasticidade, influencia a utilização de ligantes no solo, uma vez que a matéria orgânica em grandes quantidades, prejudica o funcionamento do ligante, impedindo-o de tornar o solo coeso. Desta forma, tem-se que ter atenção aos valores de teor de matéria orgânica, para se saber se é possível fazer o melhoramento do solo ou não.

De acordo com os dados da tabela acima, as amostras apresentam pouca percentagem em matéria orgânica o que torna possível a realização deste estudo.

Como se pode ver, a amostra A3 sendo um solo com pouca quantidade de argila, apresenta a percentagem mais baixa em matéria orgânica. Aqui pode-se ter uma confirmação da relação matéria orgânica em função da plasticidade.

6.3. Ensaio de Compressão Simples

Inicialmente, antes de se proceder aos ensaios de caracterização das amostras, retiraram-se carotes do tubo amostrador para ensaiar os solos à compressão simples a fim de se obter a sua resistência no estado natural.

No quadro 6.6. encontram-se os dados obtidos pelo ensaio de compressão simples aos carotes de solo natural.

Quadro 6.6- Resultados do Ensaio de Compressão Simples - A1, A2 e A3 (Solo natural)

Amostra	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Força máxima (N)	Tensão máxima (KPa)	Tempo máximo(s)
A1_1	58,20	123,15	727,656	273,5	47,50
A1_2	60,66	100,71	303,438	105,0	26,35
A1_3	59,83	84,94	564,297	200,7	34,00
Média			531,797	193,1	
A2_1	59,95	104,83	315,313	111,7	28,35
A2_2	63,29	80,53	492,813	156,7	28,85
A2_3	60,40	65,66	597,109	208,3	40,70
Média			468,412	158,9	
A3_1	64,07	108,20	519,766	161,2	29,65
A3_2	60,24	82,50	870,859	305,6	35,15
Média			695,313	233,4	

No quadro 6.7. tem-se os resultados para o ensaio à compressão simples para os provetes ensaiados com a mistura de solo mais cimento.

Como se pode observar, a resistência dos provetes vai aumentando à medida que se aumenta a dosagem de cimento, podendo assim estabelecer uma relação entre a quantidade de cimento e a resistência que se pretende alcançar para um determinado local com um solo com estas características.

Os provetes 1 e 2 contêm apenas solo misturado sem adição de ligante. Uma vez que este solo não tinha coesão e como não tinha um ligante que o ajudasse a ganhar resistência, foi

necessário proceder à cura destes provetes de modo diferente daqueles que foi explicado no capítulo 5 deste trabalho. Para que estes dois provetes ganhassem coesão e resistência, e para se poder remover o provete do molde, foi necessário efetuar a sua cura ao ar livre para deste modo perderem a água que tinham e ganharem resistência. A temperatura ambiente foi de $20\pm 3^{\circ}\text{C}$ e uma humidade relativa de $60\pm 5\%$. Pode-se então dizer que a resistência determinada nos provetes 1 e 2 foi uma resistência induzida devido à cura.

Quadro 6.7-Resultados do Ensaio de Compressão Simples realizado aos provetes 1 a 11 (mistura de solo + cimento).

Amostra	Cimento (Kg/m ³)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Força máxima (N)	Tensão máxima (KPa)	Tempo máximo (s)
1	0	50	91,7	603,906	307,6	41,95
2	0	50	95	617,656	314,6	40,75
Média				610,781	311,1	
3	100	50	95,3	787,188	400,9	49,65
4	100	50	86,7	712,813	363,0	45,95
Média				750,001	382,0	
5	150	50	101,7	1065,630	542,7	50,85
6	150	50	99,7	1362,340	693,8	56,50
Média				1213,985	618,3	
7	200	50	101	2499,840	1273,2	78,25
8	200	50	100,3	3305,160	1683,3	94,90
Média				2902,500	1478,2	

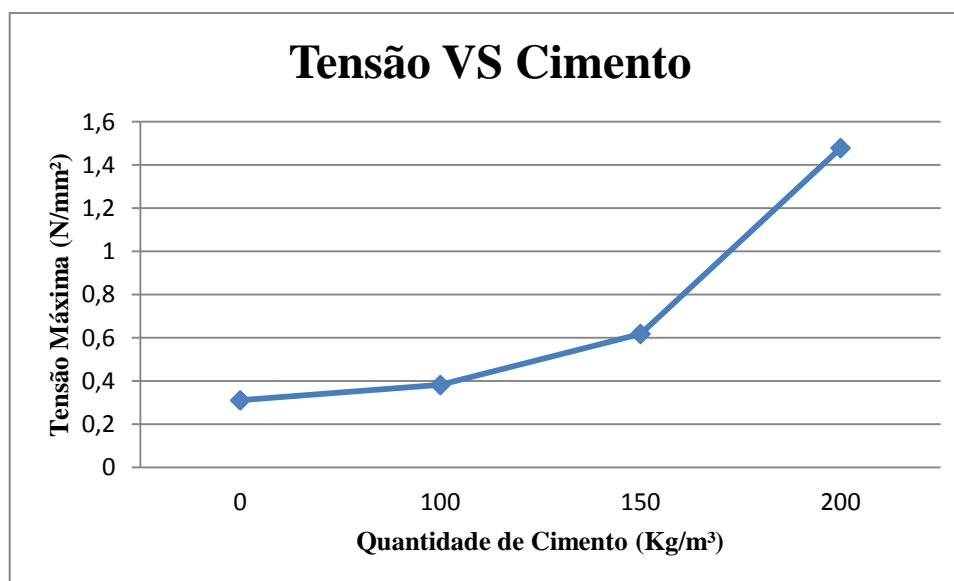


Figura 6.8- Tensão máxima em função da quantidade de cimento.

Capítulo 7
Modelo *Plaxis*

7. MODELO PLAXIS

7.1. Introdução

O programa *Plaxis 2D* consiste num programa de elementos finitos desenvolvido especificamente para análise de deformações e estabilidade de obras geotécnicas.

Atualmente o método de elementos finitos tem sido bastante utilizado na prática da Engenharia, pois permite modelar de forma realista o comportamento mecânico dos terrenos e da interação com as estruturas envolventes, simulando diversas condições de contorno, incorporando diferentes etapas construtivas e modelos constitutivos diversos.

A estrutura do *Plaxis 2D* versão 8.2 está dividida em quatro subprogramas, sendo o primeiro o da entrada de dados (*input*), um segundo de cálculo (*calculation*), um de saída de resultados (*output*) e o último para a edição de curvas (*curves*), obtidas de pontos selecionados na malha de elementos finitos (Vieira 2013).

Para o caso de estudo, o método de elementos finitos oferece um meio alternativo para estudar os assentamentos do terreno quando construído um aterro em cima de um solo silto-argiloso e usando o método *Deep Soil Mixing* para melhorar o solo.

Apresenta-se de seguida, os vários modelos feitos no *Plaxis* e sua discussão.

7.2. Modelos e sua discussão

Neste ponto, são apresentados os modelos feitos no programa *Plaxis* com a finalidade de simular a construção de um aterro sobre um solo silto-argiloso, ou seja, um solo mole e determinar os assentamentos causados pelo aterro nos vários modelos.

Os modelos que foram realizados são:

Modelo:

- 0 - Um modelo base, com aterro e sem colunas de melhoramento;
- 1 - Um modelo com aterro, com colunas com dosagem de 100 Kg/m³ e sem camada drenante;
- 2 - Um modelo com aterro, com colunas com dosagem de 100 Kg/m³ e com camada drenante;
- 3 - Um modelo com aterro, com colunas com dosagem de 150 Kg/m³ e com camada drenante;
- 4 - Um modelo com aterro, com colunas com dosagem de 200 Kg/m³ e com camada drenante.

Para o primeiro modelo foram simuladas três fases:

- 1) Consolidação das camadas iniciais a 60 dias (com a opção “repor a zero os deslocamentos” uma vez que estas deformações já terão ocorrido).
- 2) Construção do aterro sem camada drenante com duração de 5 dias
- 3) Deformações após 30 dias

Para os seguintes modelos foram simuladas quatro etapas:

- 1) Consolidação das camadas iniciais a 60 dias (com a opção “repor a zero os deslocamentos”)
- 2) Aplicações das colunas de *deep soil mix* (10 dias)
- 3) Construção do aterro com ou sem camada drenante com duração de 5 dias
- 4) Deformações após 30 dias

Os modelos baseiam-se na estrutura real do local em estudo, Agra – Esgueira, tendo sido obtidas estas informações através dos ensaios de campo realizados pelo (professor Fernando) Bonito (2008). Os modelos são constituídos por uma camada de argila rija situada na base do solo (esta camada é virtual uma vez que evita que as colunas sejam assentes no limite inferior da simulação que iria influenciar a deformação e não se afastando da realidade), com cerca de dois metros de altura; a camada seguinte é de uma areia com cascalho, com um metro e meio de altura; depois tem-se a camada mais condicionante que é a camada do lodo com três metros e meio de altura, por cima tem-se uma camada fraca de areia com um metro de altura e por fim, temos a simulação de um aterro com três metros de altura e vinte e nove metros de comprimento.

É importante mencionar que o nível freático nesta zona encontra-se a um metro da superfície, na base do aterro existente.

Foi simulada uma camada drenante, colocada por cima das cabeças dos colunas de solo tratado, substituindo o primeiro meio metro do novo aterro, a fim de facilitar a redistribuição das cargas pelas colunas e assim evitar que as deformações se concentrem entre colunas.

Na figura 7.1 está representado o modelo com a geometria do solo, colunas de *deep mix* e aterro com camada drenante usado nos cálculos. A pressão da água inicial foi gerada pelo nível freático e as tensões iniciais pelo procedimento K_0 , ambas ferramentas automáticas utilizadas pelo *Plaxis*.

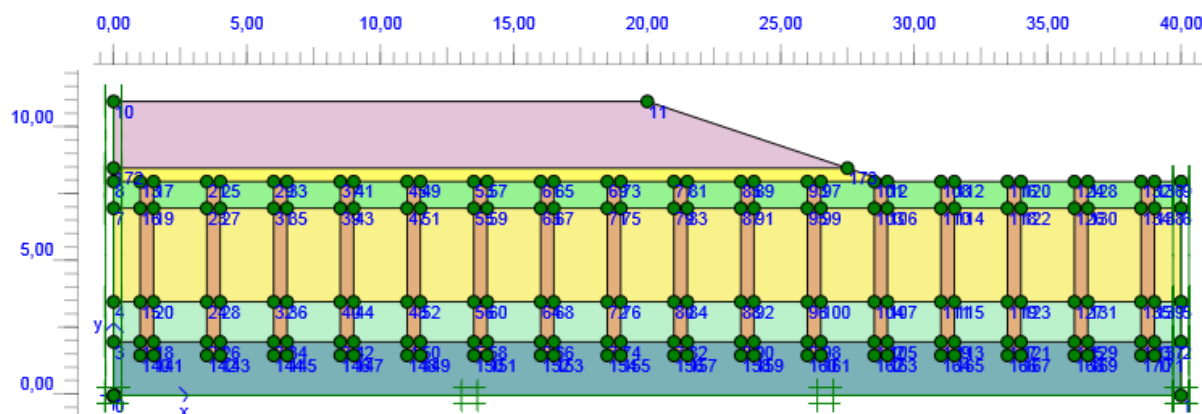


Figura 7.1- Modelo com geometria inicial do solo e com colunas, novo aterro e camada drenante.

Para o cálculo dos assentamentos, o programa tem várias hipóteses de cálculo e para todas as camadas, exceto a camada de Lodo, usou-se o modelo “*Mohr-Coulomb*”. Para a camada de Lodo, foi necessário incorporar um modelo de cálculo diferente, o “*Soft Soil Model*” para que o programa *Plaxis* calculasse corretamente os assentamentos totais provocados por esta camada de solo. Sendo assim, foram precisos mais dados sobre esta camada para o seu cálculo.

Os dados necessários para a execução dos modelos estão no quadro 7.1 e 7.2.

Quadro 7.1 - Características dos materiais utilizados na determinação dos modelos em *Plaxis* adaptado de (Benta 2007) e (Bonito 2008).

	Argila Rijá	Areia com cascalho	Lodo
Peso Volumico seco (γ_{unsat})	18,3 KN/m ³	16 KN/m ³	11 KN/m ³
Peso Volumico saturado (γ_{sat})	21,1 KN/m ³	20 KN/m ³	21 KN/m ³
Permeabilidade ($k_x=k_y$)	1,0E-13 m/s	1,0E-4 m/s	1,0E-9 m/s
Módulo de deformabilidade E	160000 KN/m ²	104000 KN/m ²	-
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3	0,4	-
Coesão (c')	300 KN/m ²	0 KN/m ²	22 KN/m ²
Ângulo de atrito (Φ)	0°	38°	31°

	Aterro existente	Drenante	Aterro Novo
Peso Volúmico seco (γ_{unsat})	14 KN/m ³	20 KN/m ³	19 KN/m ³
Peso Volúmico saturado (γ_{sat})	25 KN/m ³	20 KN/m ³	28 KN/m ³
Permeabilidade ($k_x=k_y$)	1,0E-6 m/s	0,5 m/s	1,0E-4 m/s
Módulo de deformabilidade (E)	4000 KN/m ²	100000 KN/m ²	100000 KN/m ²
Coefficiente de Poison (v)	0,4	0,3	0,35
Coesão (c')	0 KN/m ²	0 KN/m ²	0 KN/m ²
Ângulo de atrito (Φ)	25°	45°	35°

Quadro 7.2 - Propriedades adicionais do material lodoso utilizado no cálculo dos modelos em *Plaxis* (Benta 2007) (Bonito 2008).

	Lodo
Cc	0,438
Cs	0,02
e_{init}	0,954

Os dados mencionados nas tabelas acima, foram retirados de ensaios laboratoriais realizados no decorrer deste trabalho, e os inexequíveis de determinar, adaptados a partir da tese do Professor Bonito e da tese do Professor Agostinho Benta. Foi possível inferir estes valores uma vez que ambas se baseiam no estudo de solos da região de Aveiro.

O quadro 7.3 resume os valores introduzidos no programa, o valor da coesão foi deduzido como metade da resistência à compressão simples e o valor do módulo de deformabilidade usando a relação,

$$E = 408 \times c$$

deduzida por Bonito (2008), em solos semelhantes.

Quadro 7.3 - Propriedades estimadas das colunas.

	Colunas 100 kg/m ³	Colunas 150 kg/m ³	Colunas 200 kg/m ³
Peso Volúmico seco (γ_{unsat})	20 KN/m ³	20 KN/m ³	20 KN/m ³
Módulo de deformabilidade E	77920 KN/m ²	126130 KN/m ²	301600 KN/m ²
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3	0,3	0,3
Coesão (c')	190 KN/m ²	310 KN/m ²	740 KN/m ²
Ângulo de atrito (Φ)	40°	40°	40°

Os modelos com deformação da malha obtidos no programa *Plaxis* encontram-se neste capítulo e os modelos com gradação de cores encontram-se em Anexo devidamente identificados, tratando-se apenas de uma forma diferente de apresentar a mesma informação na eventualidade ser mais clara para o leitor.

É de importância salientar que a escala de assentamento se encontra aumentada até cem vezes, pelo que nas figuras, assentamentos aparentemente muito elevados na realidade não ultrapassam alguns centímetros.

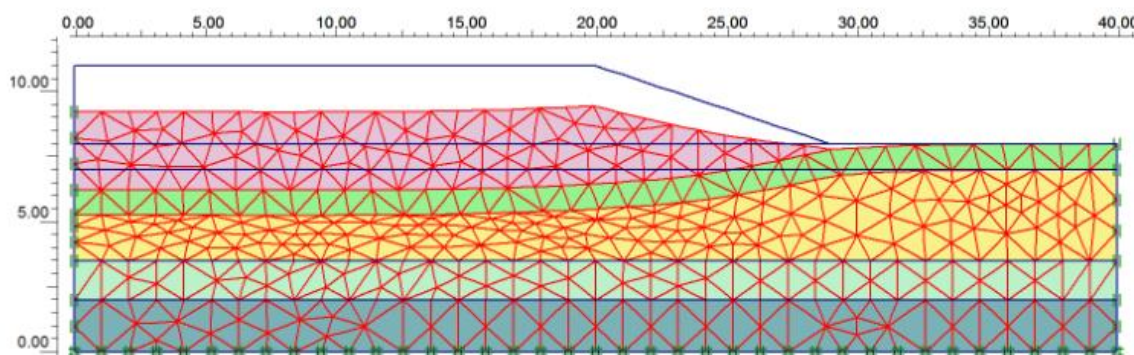


Figura 7.2- Deformação do modelo inicial sem colunas.

Assentamento máximo: 35,69 cm

Deslocamento ampliado 5 vezes

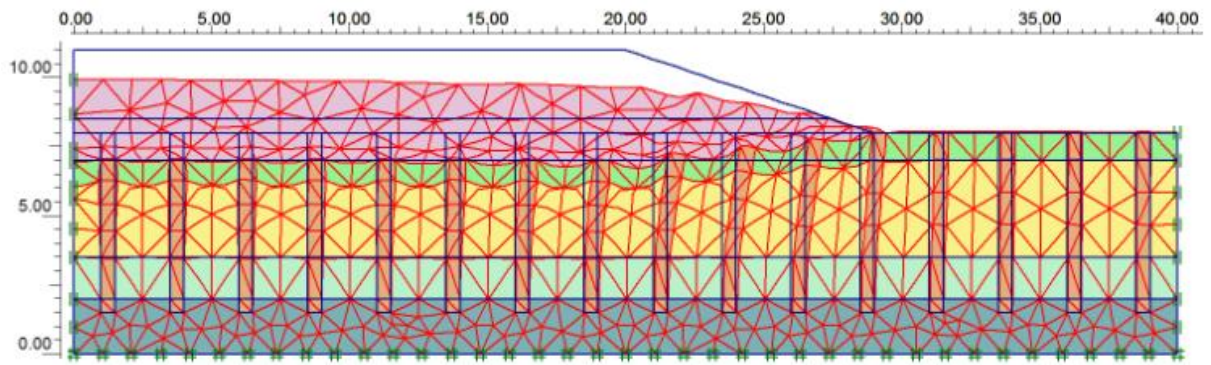


Figura 7.3-Deformação do modelo com colunas de 100 Kg/m³ de cimento sem camada drenante.

Assentamento máximo: 1,45 cm

Deslocamento ampliado 100 vezes

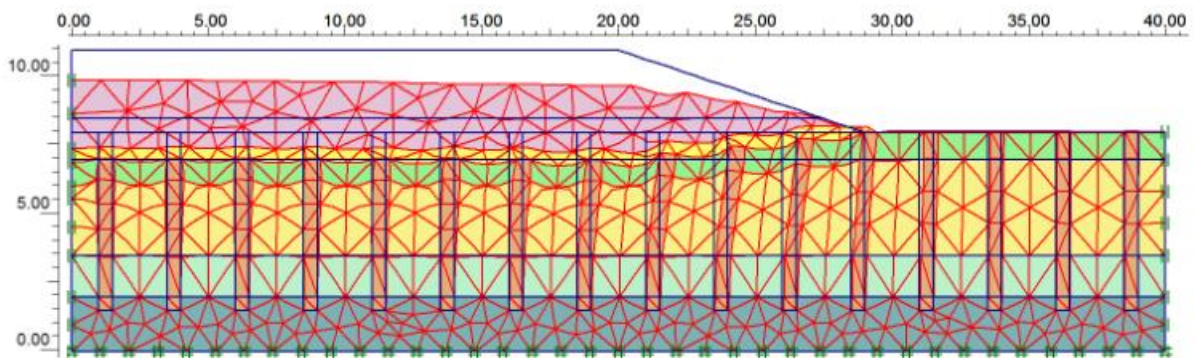


Figura 7.4- Deformação do modelo com colunas de 100 Kg/m³ de cimento com camada drenante.

Assentamento máximo: 1,39 cm

Deslocamento ampliado 100 vezes

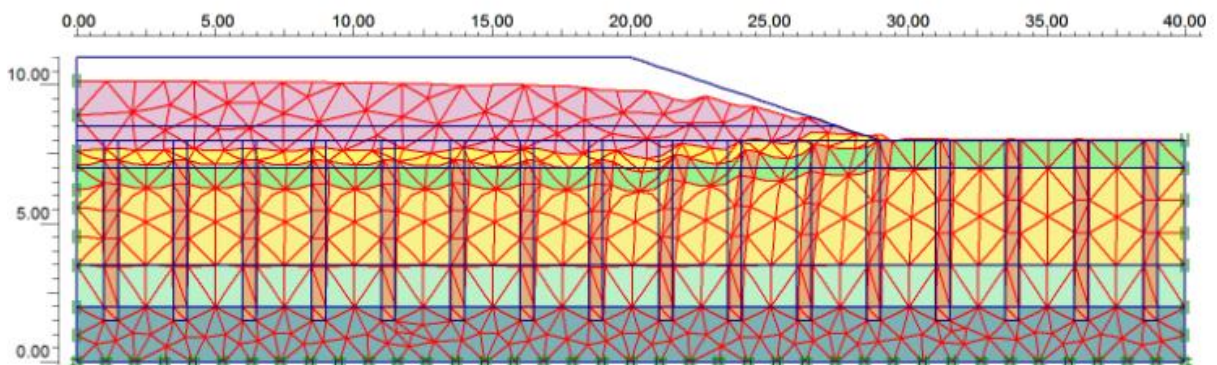


Figura 7.5- Deformação do modelo com colunas de 150 Kg/m³ de cimento com camada drenante.

Assentamento máximo: 1,34 cm

Deslocamento ampliado 100 vezes

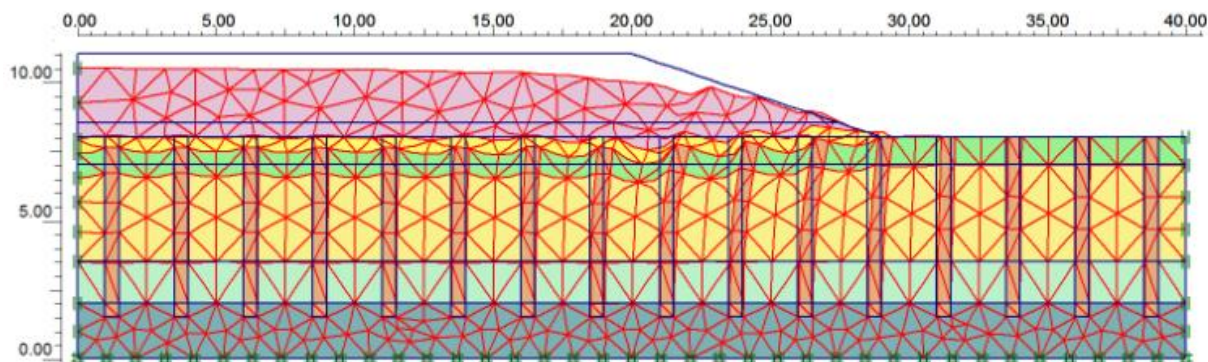


Figura 7.6- Deformação do modelo com colunas de 200 Kg/m³ de cimento com camada drenante.

Assentamento máximo: 1,27 cm

Deslocamento ampliado 100 vezes

Como se pode ver pelas imagens, os valores dos assentamentos totais vão diminuindo à medida que a dosagem de cimento introduzida também aumenta.

Comparando os modelos com e sem camada drenante, embora esta tenha reduzido, a deformação máxima não se revelou muito eficaz dado a magnitude dos assentamentos nesta situação mas pelas suas características drenantes torna importante a sua presença num aterro, possivelmente num aterro de maiores dimensões a observação da redistribuição de carga pelas colunas e o benefício desta seria mais evidente.

Analisando agora a nível económico, é de conhecimento geral que quanto mais cimento se tiver de usar mais cara será a obra. Olhando para as Figuras 7.4 e 7.6. podemos comparar estas duas dosagens de cimento diferentes que são o dobro uma da outra, para 100 Kg/m³ de cimento obteve-se um assentamento de 1,39 cm e para 200 Kg/m³ obteve-se 1,27 cm de assentamento. Verifica-se que a quantidade de cimento utilizada não é diretamente proporcional à deformação, isto é, aumentando para o dobro a quantidade de cimento não conduz à redução para metade dos assentamentos.

Com estes resultados e tendo em conta o lado económico, a escolha mais indicada a fazer é escolher a dosagem de 100 Kg/m³, que produz uma redução do assentamento em 94% (apenas menos 2% que em colunas com 200 Kg/m³ de cimento).

Um aspeto importante a focar, é em relação às colunas de *deep soil mixing*. Estas estão sobredimensionadas, pois o espaçamento entre elas devia de ser menor, as colunas deviam de ser mais finas e as suas características, nomeadamente o módulo de deformabilidade, foram determinadas através de uma relação com uma expressão e várias outras características que

levaram a obter-se valores de deformabilidade elevados e que, por sua vez, causou uma redução no assentamento demasiado elevada. Apesar disto, consegue-se ter uma noção dos efeitos das colunas de *deep soil mixing* sobre um solo mole e demonstra-se então que é possível construir aterros sobre este tipo de solos, permitindo assim a construção de novas infraestruturas.

Capítulo 8

Conclusões

8. CONCLUSÕES

8.1. Considerações finais

Ao concluir este trabalho pode-se assegurar que os objetivos principais inicialmente propostos foram cumpridos, tendo sido tudo realizado como era intenção no início deste trabalho.

Deste modo, foram efetuadas várias recolhas bibliográficas que permitiram sintetizar os principais temas desta dissertação, desde “Mecânica dos Solos”, passando pelos diversos métodos de melhoramento e/ou reforço de solos, pelas várias normas dos ensaios laboratoriais para caracterização das amostras, até pela tese de doutoramento do Professor Fernando Bonito e do António Correia que foram uma base muito importante ao longo da elaboração desta dissertação.

Foram também realizados ensaios práticos de caracterização das amostras de solo e foram também elaborados vários modelos computacionais com a simulação de um aterro sobre o solo estudado.

8.2. Conclusões finais

Com o fim desta dissertação existem algumas conclusões importantes que se podem retirar. Verifica-se que hoje em dia existem áreas significativas de terreno com solos moles onde não é possível construir. Com as novas técnicas de melhoramento e tratamento de solos é possível tratar um solo que não possui quaisquer características de resistência para suportar construções e torna-lo assim viável para a construção de infraestruturas.

Com a aplicação da técnica *Deep Soil Mixing*, consegue-se adicionar componentes ao solo mais fraco de modo a dar-lhe um comportamento de solo rígido, causando assentamentos muito mais reduzidos, conferindo-lhe coesão e estabilidade necessários para uma boa base de construção.

Através do estudo experimental e dos modelos computacionais realizados no programa Plaxis, pode-se concluir que solos moles, ou seja solos argilosos ou silto-argilosos ou lodos, apresentam deformações / assentamentos elevados que necessitam de tratamento para diminuir os assentamentos normais. Ao tratar-se estes solos com a técnica DSM e com as várias dosagens diferentes de cimento, concluiu-se que quanto maior for a dosagem de cimento, maior será a resistência ganha pelo solo e que por sua vez, diminuirá os assentamentos quando construído um aterro sobre o terreno em estudo, mas dado que não

existe uma relação linear entre ambos é necessário estudar o rácio de dosagem/deformação para otimizar o custo da obra.

Deste modo, pensa-se que futuramente será possível a construção de infraestruturas neste tipo de solos, rentabilizando a área não construída à volta de grandes centros urbanos, como é o caso da Cidade de Aveiro, que possui nas suas redondezas vastas áreas de solos moles onde, por agora, não é possível construir.

8.3. Recomendações de trabalhos futuros

No seguimento deste trabalho, poderão ser analisadas novas amostras de solos moles, de zonas diferentes onde não é possível, por enquanto, a construção de infraestruturas, de modo a oferecer uma comparação maior entre as amostras e, deste modo abranger uma área de estudo mais alargada para uma análise mais profunda deste tipo de solos.

Para uma melhor avaliação de parâmetros das argilas poderão ser realizadas in-situ ensaios CPTu nesta zona.

Poderão também melhorar o procedimento experimental, de modo a facilitar a construção dos provetes e, assim, homogeneizar o processo de elaboração dos provetes para que se possa conseguir uma semelhança maior com o terreno na realidade.

Referências Bibliográficas

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, N. G. C. M. d. (2004) "Técnicas de melhoramento de solos - Parte 3 Injeções e vibrocompactação." Construlink Press N°21.

Almeida, N. G. M. d. (2003) "Técnicas de Melhoramento de Solos - Parte 1 Tratamentos Térmicos - Congelação Artificial do Terreno." Construlink Press N°19.

Baker, H. (2012). "Dry Soil Mixing." <http://www.haywardbaker.com/>. Última visualização a 14 de Novembro de 2012.

Benta, A. (2007). "Aspectos do Comportamento Geomecânico da Formação Argilas de Aveiro". Tese de Doutoramento. Universidade de Aveiro. 376 p.

Bonito, F. A. B. (2008). "Reologia dos lodos e de outros sedimentos recentes da Ria de Aveiro". Tese de Doutoramento. Universidade de Aveiro. 448 p.

Brasfond. (2012). <http://www.brasfond.com.br/fundacoes/index.html>. Última visualização a 29 de Novembro de 2012.

Carlsten, P. e Ekström, J.E. (1997). "Lime and lime cement columns. Guide for project planning, construction and inspection". Swedish Geotechnical Society, Report 4:95E, Linköping, Sweden, p. 111.

Candeias, M. (2010). "Melhoramento de Solos - Metodologia e aplicações". Seminário "Aspectos geológico-geotécnicos no desenvolvimento regional". Aveiro.

Consultoria e análise. (2012). "Vibrocompactação de Solos Moles." <http://www.consultoriaeanalise.com/2009/06/vibrocompactacao.html>. Última visualização a 26 de Novembro de 2012.

Correia, A. A. S. (2011). "Aplicabilidade da técnica de deep mixing aos solos moles do Baixo Mondego". Tese de Doutoramento. Universidade de Coimbra. 502 p.

EuroSoilStab (2001). "Development of design and construction methods to stabilise soft organic soils". Design Guide Soft Soil Stabilisation. Project No.: BE 96-3177.

Falconi, F. F. (2010). "Aspectos práticos das técnicas de melhoramento do solo". Palestra "ConcreteShow 2010". São Paulo, Brasil.

Faria, P. A. G. (2005). "Propriedades composicionais e geotécnicas de solos argilosos em obras rodoviárias". Tese de Doutoramento. Universidade de Aveiro. 314 p.

Folques, J. (1987). "Introdução à Mecânica dos Solos", LNEC.

Geosonda. (2012). www.geosonda.com.br. Última visualização a 20 de Novembro de 2012.

Head, K. H. (1980) – "Manual of soil laboratory testing Vol. 1: Soil classification and compaction tests". Wiley, '339p.

Keller. (2012). <http://www.kellerbrasil.com.br/index.html>. Última visualização a 29 de Novembro de 2012.

Lopes, P. J. G. (2011). "Colunas de Brita no Melhoramento de Solos Moles". Tese de Mestrado. Universidade de Aveiro. 130 p.

Lopes, P. N. P. (2010). "Projecto Geotécnico - Execução de fundações profundas. A tecnologia Cutter Soil Mixing". Tese de Mestrado. Universidade Técnica de Lisboa. 106 p.

Mota-Engil. (2012). <http://www.mota-engil.pt/>. Última visualização a 15 de Novembro de 2012.

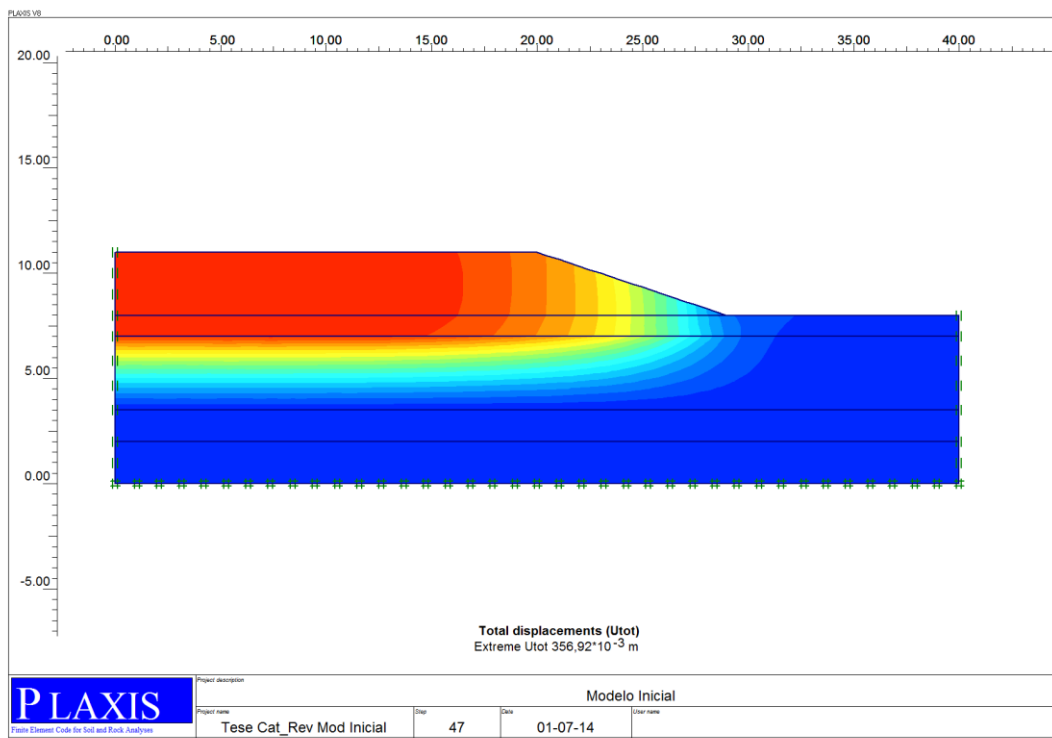
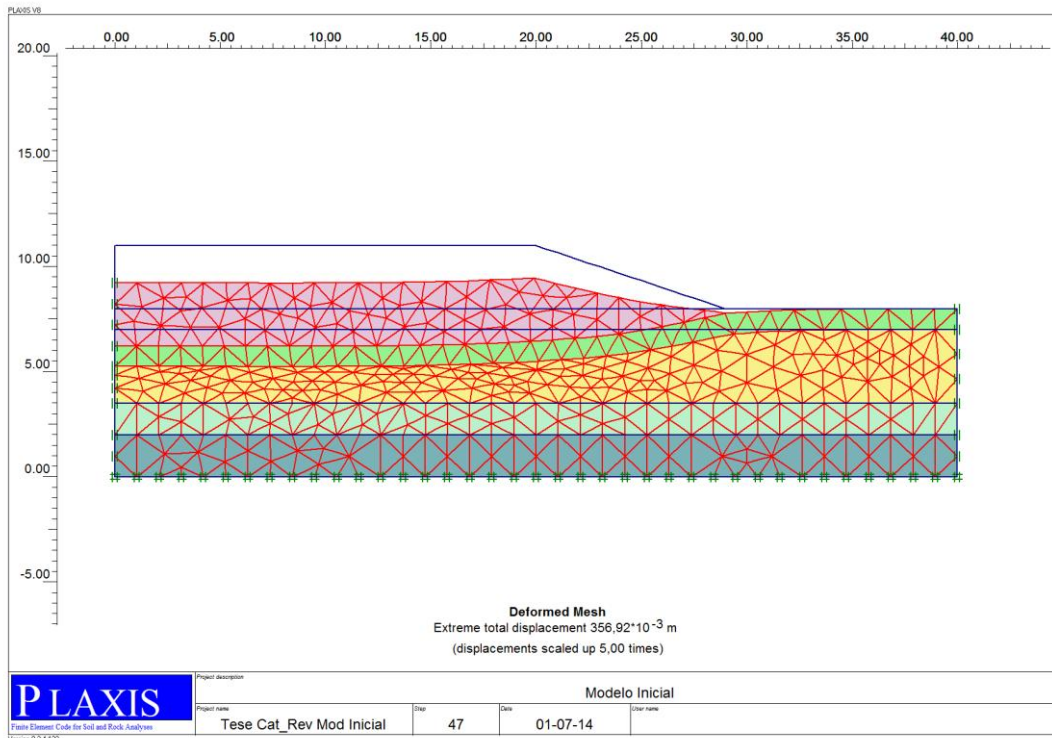
Pinto, A. (2011). "A Moderna Tecnologia De "Cutter Soil Mixing" (CSM)." JetSJ Geotecnia Lda. e IST Lisboa, Portugal.

Vieira, A. R. R. (2013). "Avaliação da capacidade resistente última de estacas em compressão usando análises em tensão/deformação". Tese de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa. 166 p.

ANEXOS – Modelos Computacionais do *Plaxis* completos

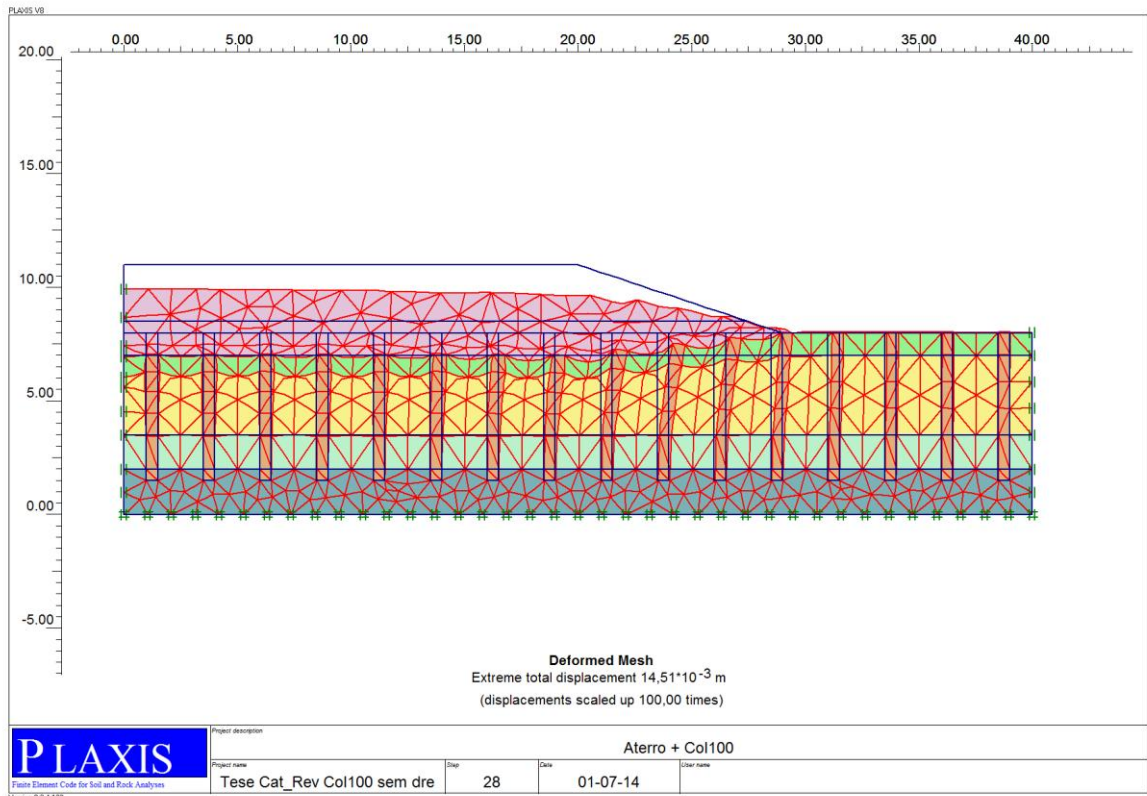
Modelo 0

Sem Colunas/tratamento e sem camada drenante.

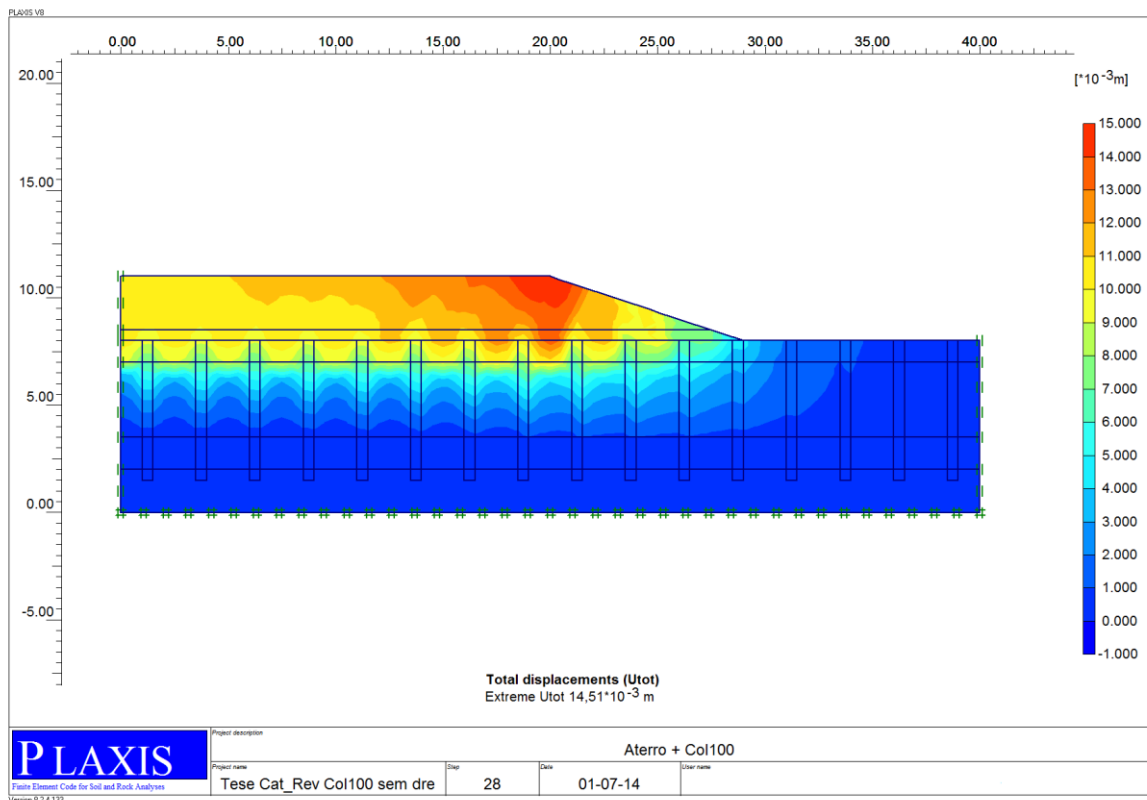


Modelo1

Com colunas, com 100Kg/m³ de cimento, sem camada drenante.

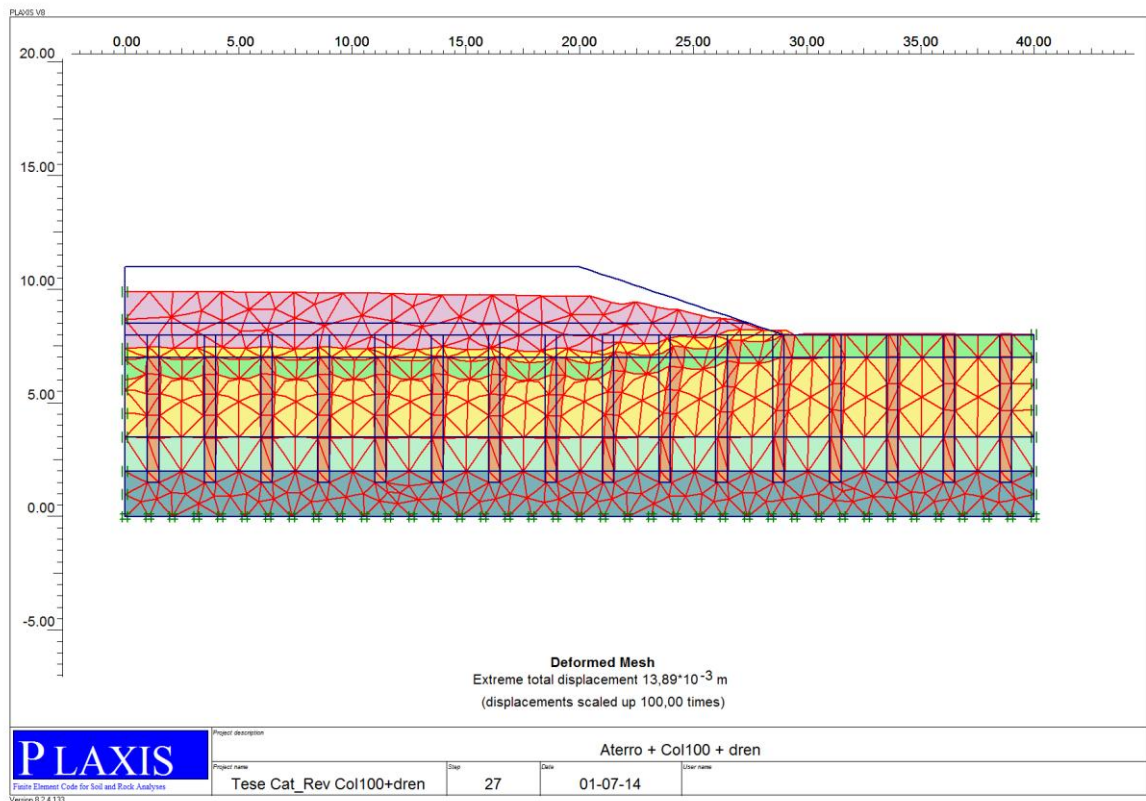


Com colunas, com 100Kg/m³ de cimento, sem camada drenante.

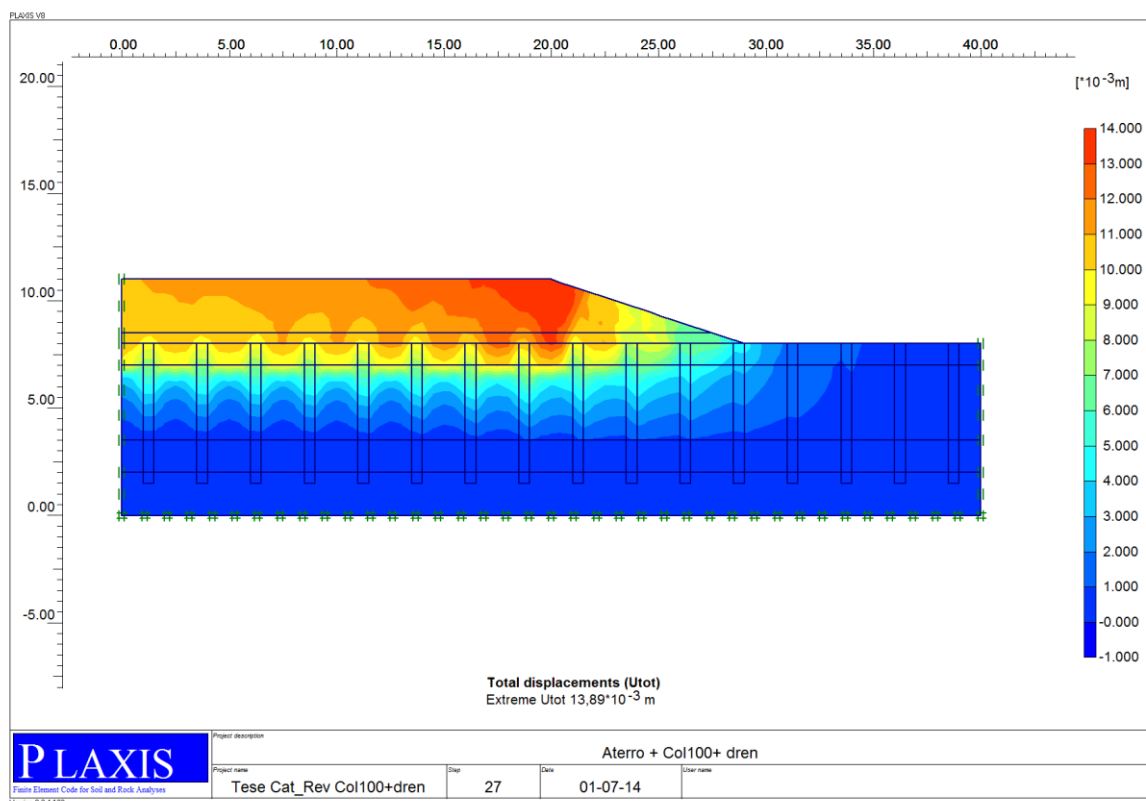


Modelo 2

Com colunas, com 100Kg/m³ de cimento, com camada drenante.

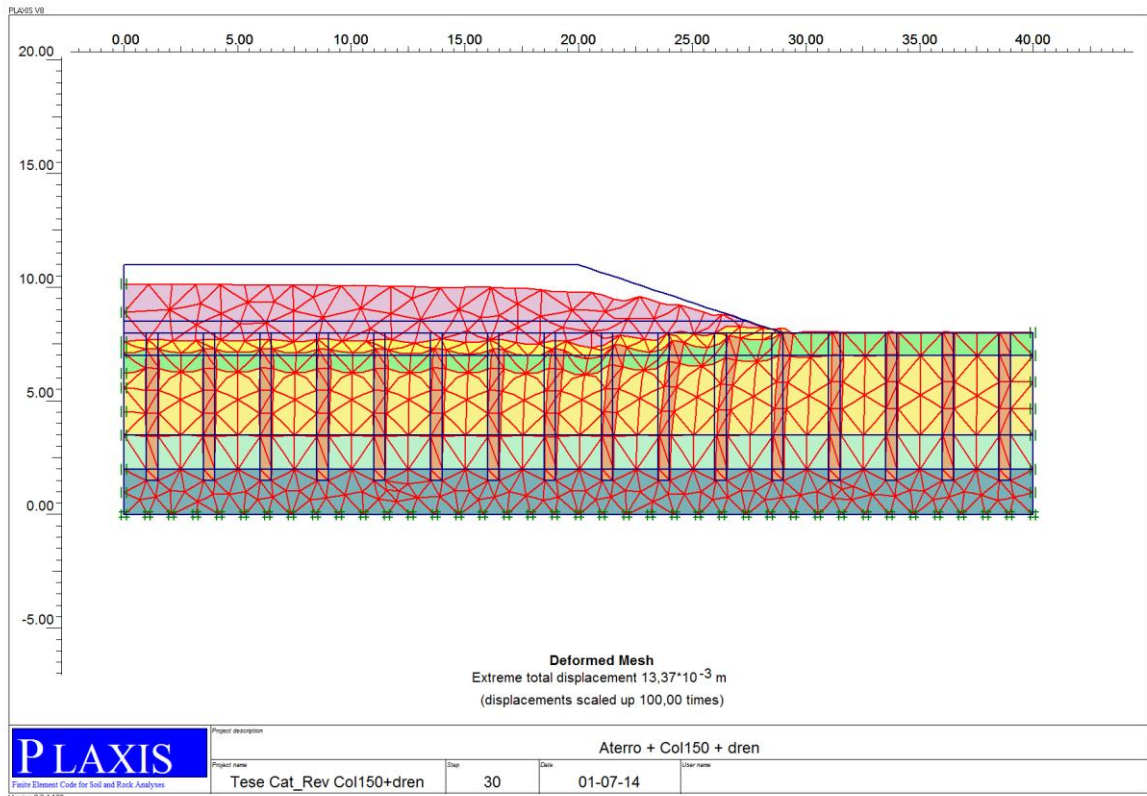


Com colunas, com 100Kg/m³ de cimento, com camada drenante.

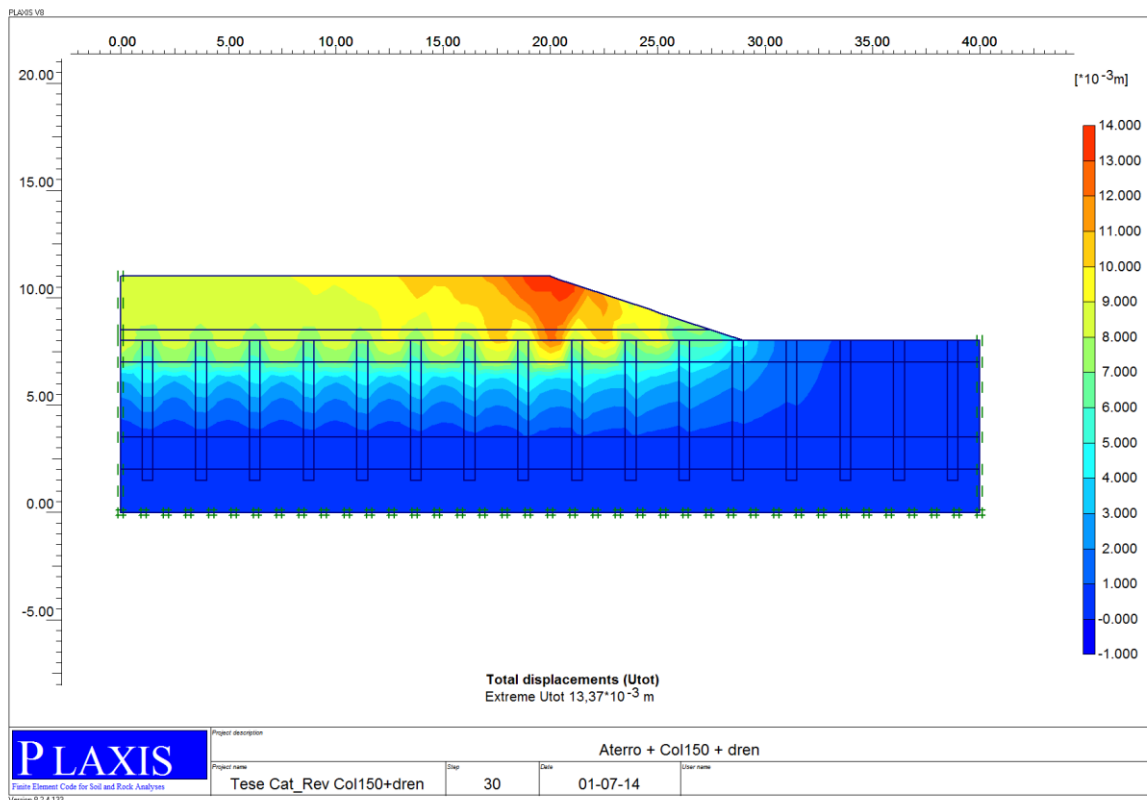


Modelo 3

Com colunas, com 150Kg/m³ de cimento, com camada drenante.

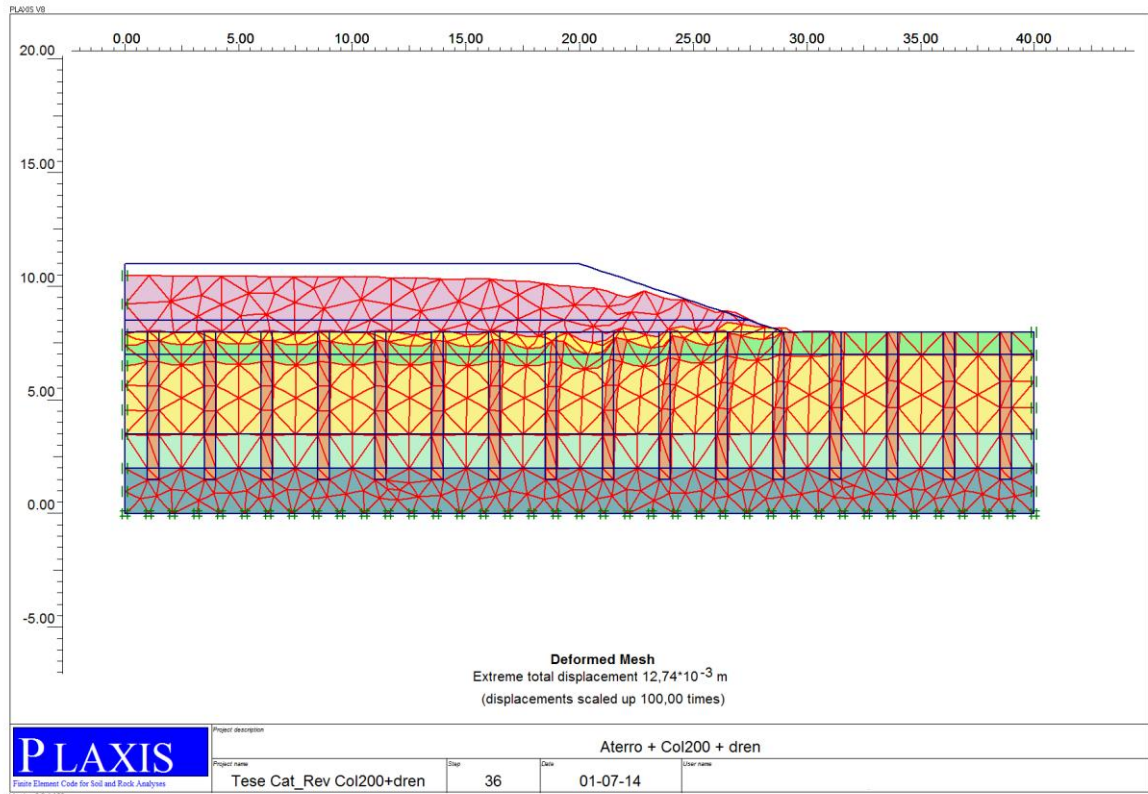


Com colunas, com 150Kg/m³ de cimento, com camada drenante.



Modelo 4

Com colunas, com 200Kg/m³ de cimento, com camada drenante.



Com colunas, com 200Kg/m³ de cimento, com camada drenante.

