



**Instituto Superior de Engenharia do Porto**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

**Estudo geotécnico dos solos do vale do Leça no âmbito de uma obra de requalificação portuária**

**Catarina Brandão Ferreira Teixeira Tavares**





**Instituto Superior de Engenharia do Porto**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

**Estudo geotécnico dos solos do vale do Leça no âmbito de uma obra de requalificação portuária**

**Catarina Brandão Ferreira Teixeira Tavares**

**Nº 1021075**

*Projecto apresentado ao Instituto Superior de Engenharia do Porto para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geotécnica e Geoambiente, realizada sob a orientação do Engenheiro Emílio Brògueira Dias, Equiparado a Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP*



## **Júri**

### **Presidente**

Doutor Helder Gil Iglésias de Oliveira Chaminé  
*Professor Coordenador, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Doutor João Paulo Meixedo dos Santos Silva  
*Professor Adjunto, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Mestre Antonio Vega y de la Fuente  
*Professor Adjunto, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Mestre Maria Eugénia Oliveira Lopes  
*Equiparada a Assistente, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Engenheiro Emílio Brògueira Dias  
*Equiparado a Professor Adjunto, Instituto Superior de Engenharia do Porto;  
Administração dos Portos do Douro e Leixões, S.A. (APDL)*



## **Agradecimentos**

Gostaria de expressar o meu agradecimento especial a todos quantos, ao longo deste período, de uma ou de outra forma, me incentivaram e apoiaram na elaboração do presente trabalho. Porém, gostaria de destacar, em particular:

- Ao Engenheiro Brògueira Dias (ISEP e APDL), que orientou esta tese, pelo interesse e incentivo, disponibilidade e paciência demonstrada ao longo deste trabalho;
- Ao Engenheiro Amaral Coutinho (APDL), co-orientador desta tese, pela dedicação demonstrada e pela competência, demonstrados ao longo da orientação do trabalho;
- À APDL, nas pessoas do Engenheiro Brogueira Dias e do Engenheiro Amaral Coutinho, pela disponibilização de elementos para o estudo de casos reais, assim como pelo interesse demonstrado neste trabalho e pela transmissão de alguma da experiência acumulada neste tipo de obras.
- À Geoma, nas pessoas do Engenheiro Castro Neves e Engenheira Joana Oliveira, pelo apoio na realização dos ensaios laboratoriais, mas também pelo interesse demonstrado na realização dos mesmos e transmissão de conhecimentos.
- Aos meus amigos e colegas geotécnicos, em especial á Engenheira Patrícia Moreira, que me acompanharam e apoiaram ao longo da minha vida de estudante;
- Por fim, à minha família por toda a compreensão, a dedicação e o apoio prestado... *O meu muito obrigado !*



## ***Palavras-chave***

Solo compressível; melhoramento; consolidação acelerada.

## **Resumo**

A expansão da área ocupada pelo Porto de Leixões (Matosinhos e Leça da Palmeira), sobre solos muito compressíveis, de origem fluvial e marinha, leva a que seja necessário recorrer à engenharia para encontrar soluções adequadas à utilização de obras dos fins em vista. Assim, na zona do porto são muitos os projectos de engenharia civil/geotécnica executados nestes solos. Como exemplo, podem citar-se a Consolidação do Terraplano e Construção dos Caminhos de Rolamento do Terminal de Contentores TC4S, a Reabilitação de um troço com 110m, do Cais Sul e do Cais Nascente da Doca nº 4 e a Construção da Portaria Principal do Porto de Leixões, todos no vale fóssil do rio Leça. São vastos os métodos a usar para o melhoramento destes solos, a colocação de colunas de brita, com o objectivo de reforçar o solo, aumentando a sua capacidade de carga e funcionando como drenos verticais, para solucionar o problema das deformações excessivas durante e após o final da obra, uma alternativa consiste em induzir a aceleração da consolidação da camada de solo mole, o uso de pré-carregamento e drenos verticais são usuais. Quando o tempo de concretização da obra exige que o aterro seja utilizado de imediato, uma solução viável é a colocação de estacas, que transferem o peso do aterro, ou parte dele, para camadas mais competentes. Também se pode proceder à retirada do solo original e substituí-lo por outro de qualidade superior. A mais recente técnica de melhoria de solos por injeção - *jet grouting* - é utilizada em diversas situações, incluindo obras provisórias e definitivas. O presente trabalho visa descrever, em função dos diversos factores, o comportamento do solo face aos vários métodos utilizados e os objectivos pretendidos que serão abordados no enquadramento empírico do trabalho.



## **Keywords**

Compressible soil, Improvements, accelerated, consolidation.

## **Abstract**

The expanding area which is occupied by the Leixões Port in Matosinhos – Leça da Palmeira is built on compressible soil of marine and river origin, which makes it necessary to resort to engineering means to find appropriate building solutions. As such many civil and geotechnical engineering projects are carried out on these soils. As an example we can refer the consolidation of the surface of a rampart and construction of rail tracks for a container terminal, the rehabilitation of a fragment of 110 meters, of the south and east quay of the dock and the construction of the main entrance of the Leixões Port.

Extensive methods can be used for the improvement of these soils, such as the placement of gravel columns, with the aim of enhancing the soil, increasing its load capacity, and functioning as vertical drains; thereby avoiding the excessive deformation problems, during and after the final works. An alternative is to induce accelerated consolidation of the soft soil layer; the use of pre-loading and vertical drains is commonly used. When the time of completion of the work requires that the landfill is used immediately, a viable solution is the use of posts, which transfer the weight of the landfill or portion thereof, to stronger layers. Another solution is to remove the original soil and replace it with another of superior quality. The latest technique for improving soil injection is through jet-grouting and can be used in several situations, including temporary and permanent works.

The main objective of this research is to describe, according to several factors, the action of the soil, in the various methods used. The required objectives will be referred to in the framework of the empirical work.



## Índice

1. Enquadramento geral e objectivos	1
1.1. Enquadramento geral	3
1.2. Objectivo e métodos	4
2. Técnicas de melhoramento de solos compressíveis	5
2.1. Generalidades	7
2.2. Solos aluvionares portugueses	8
2.3. Técnica colocação de drenos verticais e por acção de sobrecargas temporárias	10
2.3.1. Compressibilidade e consolidação	10
2.3.2. Modelo mecânico de Terzaghi	11
2.3.3. Drenos verticais	12
2.3.3.1. Geodrenos	13
2.3.4. Método executivo	14
2.3.5. Equipamentos e acessórios	15
2.3.6. Vantagens do uso de geodrenos	15
2.3.7. Aceleração da consolidação	16
2.4. Técnica do Jet-Grouting	17
2.4.1. Evolução histórica e objectivos da técnica Jet-Grouting	17
2.4.2. Sistema de Jet-Grouting	18
2.4.3. Aplicação do Jet-Grouting	19
2.4.4. Variáveis que influenciam o método	19
2.4.5. Parâmetros de execução do Jet-Grouting	21
2.4.5.1. Geometrias	23
2.4.6. Procedimentos executados	23
2.4.7. Equipamentos	25
2.4.8. Vantagens e desvantagens da técnica do Jet-Grouting	25
2.5. Técnica da substituição de solos	26
2.6. Técnica com colunas de brita, como elementos de reforço do terreno aluvionar	26
2.6.1. Evolução histórica e objectivos de técnica com colunas de brita	26
2.6.2. Características do material de enchimento das colunas	28
3. Diversidade das técnicas de melhoramento dos solos moles em portugal	29
3.1. Geodrenos	31
3.2. Jet-Grouting	34
3.3. Colunas de brita	36
4. Descrição de obras de melhoramento de solos compressíveis (Porto de Leixões)	39
4.1. Terminal de contentores TC 4S – 1ª fase	41
4.1.1. Prospekção geotécnica realizada	41
4.1.2. Objectivo da obra	44
4.1.3. Prospekção geotécnica complementar	44

4.1.4. Descrição dos trabalhos	46
4.1.5. Execução dos trabalhos	47
4.1.6. Sistema de observação do processo de consolidação	48
4.2. Metodologia adoptada na implementação do sistema de aceleração de solos compressíveis (Terminal de contentores TC 4S 1ª fase)	49
4.2.1. Aparelhos de observação	49
4.2.2. Metodologia dos cálculos	51
4.3. Execução das colunas de Jet-Grouting na reabilitação do canal de embocadura do Rio Leça, na Doca nº4	53
4.3.1. Colunas de Jet-Grout	53
4.3.2. Disposições regulamentares e norma	54
4.3.3. Descrição da obra	54
4.3.4. Projecto de execução	55
4.3.5. Controle de qualidade	55
4.4. Metodologia adoptada na execução das colunas de Jet-Grouting na reabilitação do canal de embocadura do Rio Leça, na Doca nº4	56
4.4.1. Processo construtivo total da obra	56
4.5. Obra de substituição de solos nos acessos ao Porto de Leixões	59
4.5.1. Objecto	59
4.5.2. Caracterização geológica do local	59
4.5.3. Trabalhos realizados	60
4.5.4. Resultados obtidos	60
4.5.5. Solução tomada na obra	61
4.6. Métodos usados na obra de substituição de solos nos acessos ao Porto de Leixões	61
4.6.1. Faseamento construtivo	61
4.7. Obra no aumento do terminal de contentores Sul	64
4.7.1. Prospecção geológica-geotécnica	64
4.7.2. Resultados da prospecção	64
4.7.3. Melhoramento do terreno	65

4.8. Métodos e técnicas utilizadas na obra do aumento do terminal de contentores Sul	65
4.8.1. Ensaios com Molinete e Van test	65
4.8.2. Estimativa dos assentamentos sem reforço	67
5. Estudo Experimental	71
5.1. Ensaios Laboratoriais	73
5.2. Análise de resultados do Ensaio Edométrico	77
6. Conclusões	89
7. Referências bibliográficas	93



## Índice de Figuras

<b>Figura 1</b> - Carta de Solos de Portugal (Adaptado do Atlas do Ambiente Digital), segundo a classificação da FAO.	9
<b>Figura 2</b> - Perfil de um solo saturado submetido a um acréscimo de tensões (Adaptado <a href="http://www.ufsm.br">www.ufsm.br</a> em Maio de 2009)	10
<b>Figura 3</b> - Modelo de Terzaghi. (Adaptado Fernandes M.)	11
<b>Figura 4</b> - Instalação de drenos convencionais (modificado de Palmeira, 1992).	15
<b>Figura 5</b> - Aceleração da consolidação por meio de pré-carga. (Adaptado Apontamentos das aulas de Mecânica dos solos).	16
<b>Figura 6</b> - Faseamento do Jet Grouting (adaptado de Baker, 2004)	18
<b>Figura 7</b> - Diâmetro das colunas de Jet em função do tipo de solo (Croce, 2000).	22
<b>Figura 8</b> - Esquema de uma coluna de brita (Adaptado Tiago Domingues, 2006)	30
<b>Figura 9</b> -Execução de geodrenos verticais no troço junto á Central Térmica do Carregado. ( <a href="http://www.geomuseu.ist.utl.pt">www.geomuseu.ist.utl.pt</a> (Setembro de 2009))	34
<b>Figura 10</b> - Execução das colunas de Jet grouting. ( <a href="http://www.geomuseu.ist.utl.pt">www.geomuseu.ist.utl.pt</a> (Setembro de 2009))	35
<b>Figura 11</b> - Corte tipo da zona do encontro Norte. ( <a href="http://www.geomuseu.ist.utl.pt">www.geomuseu.ist.utl.pt</a> (Setembro de 2009))	37
<b>Figura 12</b> - Método executivo das colunas de brita. ( <a href="http://www.geomuseu.ist.utl.pt">www.geomuseu.ist.utl.pt</a> (Setembro de 2009)).	38
<b>Figura 13</b> - Drenos instalados no terreno (APDL).	48
<b>Figura 14</b> – Grau de consolidação. (Apontamentos das aulas de Mecânica dos solos)	52
<b>Figura 15</b> - Rio Leça - Execução de colunas de "Jet Grout" no muro de suporte. (APDL)	56
<b>Figura 16</b> - Rio Leça - Plataforma para Jet-Grouting. (APDL)	56
<b>Figura 17</b> - Laje de soleira em Jet Grouting. (APDL)	57
<b>Figura 18</b> - Extracto da Carta Geológica de Portugal, Folha 9C	59
<b>Figura 19</b> - Execução da cortina de estacas. (APDL)	61
<b>Figura 20</b> - Ancoragens provisórias. (APDL)	62
<b>Figura 21</b> - Escavação até à cota final. (APDL)	63
<b>Figura 22</b> - Reposição do aterro. (APDL)	63
<b>Figura 23</b> - Resistência não drenada dos siltes, argilosos, com base no ensaio Molinete (APDL)	67
<b>Figura 24</b> – Estimativa da redução dos assentamentos causado pelas colunas de brita (L=27 m) (APDL).	69
<b>Figura 25</b> - Localização do novo Parque de Contentores Vazios. (Fonte: <a href="http://www.googleearth.pt">www.googleearth.pt</a> )	73
<b>Figura 26</b> – Etapas do processo de colocação do solo no anel para colocar no Edómetro.	75
<b>Figura 27</b> – Exemplo de um provete a ensaiar na câmara edométrica.	76



## Índice de Tabelas

Tabela 1 - Tipos de drenos verticais (modificado de Almeida, 1992).	13
Tabela 2- Principais características dos sistemas de <i>Jet Grouting</i> (Adaptado Rodrigues 2009).	18
Tabela 3 - Variação dos diâmetros das colunas em função da granulometria do solo e do sistema de Jet adoptado (Kaidussis & Gomez Tejada, 2000).	20
Tabela 4 - Resistências medidas "in situ"	42
Tabela 5 - Resultados dos ensaios laboratoriais de resistência ao corte	43
Tabela 6 - Resultados dos ensaios endométricos	43
Tabela 7 - Parâmetros de compressibilidade para as aluviões (1985).	67
Tabela 8 – Assentamento por consolidação primária.	68
Tabela 9 – Síntese dos ensaios realizados nas sondagens S2, S4 e S5.	74
Tabela 10 – Síntese dos resultados dos ensaios.	78
Tabela 11 – Resultados do Ensaio Edométrico para amostra 6472, da sondagem nº2.	78
Tabela 12 – Incremento de tensão de 0,5 a 1,0 Kg/cm <sup>2</sup>	79
Tabela 13 – Incremento de tensão de 1,0 a 2,0 Kg/cm <sup>2</sup>	80
Tabela 14 – Incremento de tensão de 2,0 a 4,0 Kg/cm <sup>2</sup>	81
Tabela 15 – Resultados do Ensaio Edométrico para amostra 6456, da sondagem nº5.	82
Tabela 16 – Incremento de tensão de 0,5 a 1,0 Kg/cm <sup>2</sup>	83
Tabela 17 – Incremento de tensão de 1,0 a 2,0 Kg/cm <sup>2</sup>	84
Tabela 18 – Incremento de tensão de 2,0 a 4,0 Kg/cm <sup>2</sup>	85



## Índice de Fórmulas

[1] – Índice de vazios ( $e$ )	11
[2] – Impulso dinâmico ( $I$ )	12
[3] – Velocidade de subida da vara ( $V_s$ )	21
[4] – Velocidade de rotação da vara ( $V_r$ )	22
[5] – Pressão do fluido aglutinante ( $P$ )	22
[6] – Caudal injectado ( $Q$ )	22
[7] – Energia dispendida na injeção ( $E$ )	23
[8] – Consumo de cimento ( $C$ )	23
[9] – Área de influência ( $A$ )	23
[10] – Coeficiente de compressibilidade valumétrico ( $m_v$ )	43
[11] – Coeficiente de consolidação ( $c_v$ )	43
[12] – Coeficiente de permeabilidade ( $K_v$ )	43
[13] – Assentamento total ( $\Delta H$ )	51
[14] – Factor tempo ( $T_v$ )	51
[15] – Factor tempo adicional ( $T'$ )	51
[16] – Assentamento por consolidação ( $\Delta h_{cp}$ )	67
[17] – Tempo de consolidação ( $t$ )	68
[18] – Tensão vertical ( $\sigma'$ )	75
[19] – Coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ )	78
[20] – Índice de compressibilidade ( $C_c$ )	82
[21] – Índice de recompressibilidade ( $C_r$ )	82
[22] – Tensão de pré-consolidação ( $\sigma$ )	82



## Simbologia

SPT – Standard Penetration Test	21
$N_{SPT}$ – Número de pancadas	21
CPT – Cone Penetration Test	21
LL – Limite de liquidez	78
IP – índice de plasticidade	78
$W_n$ – Teor em água	78



## **1. Enquadramento geral e Objectivos**



## **1. Enquadramento geral e Objectivos**

### **1.1. Enquadramento geral**

Este trabalho insere-se na Unidade Curricular “Dissertação/Projecto/Estágio” do 2º ano, 2º semestre, do curso de Mestrado em Engenharia Geotécnica e Geoambiente do Departamento de Engenharia Geotécnica (DEG) do Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP) do Instituto Politécnico do Porto (IPP).

A presente tese (no formato Projecto) enquadra-se nas novas necessidades e desafios colocados pela crescente concentração populacional no litoral, e em zonas aluvionares.

Nunca como hoje, o desenvolvimento económico, a pressão demográfica e a expansão do urbanismo provocou a massiva ocupação à superfície. A falta de espaço, o crescimento industrial e populacional são dinâmicas imparáveis e o Homem sentiu diariamente a necessidade de as ultrapassar, e ao mesmo tempo teve de implementar estratégias estruturais de forma a contornar os mais variados problemas.

De entre as várias soluções encontradas, uma eficaz consistiu em recorrer ao aproveitamento do espaço das zonas aluvionares, tendo sido a Mecânica dos Solos um suporte importantíssimo para a evolução de técnicas e tecnologias, constituindo-se também como referenciais.

Assim com o presente trabalho pretendo demonstrar que o aproveitamento das zonas aluvionares continuará a constituir uma alternativa que permitirá a execução dos mais variados tipos de obra, assim como para as mais variadas finalidades. Desde estradas, passando pelas obras marítimas, bem com a construção de pontes e plataformas, o espaço costeiro tem vindo a merecer cada vez mais a atenção dos especialistas na área.

O presente trabalho procura assim descrever algumas das técnicas de engenharia para melhorar os solos aluvionares, permitindo uma aceleração da sua consolidação e/ou melhoramento das suas características de suporte e também a descrição de obras reais, utilizando estas técnicas.

No contexto laboratorial, foram realizados ensaios edométricos em duas amostras de solo pertencentes aos terrenos da APDL – Porto de Leixões, este ensaio simula o comportamento dos solos compressíveis quando carregados e permite determinar os parâmetros associados a este comportamento (índice de vazios, índice de compressibilidade), a partir dos quais é possível estimar a reacção dos terrenos (assentamento) a uma dada solicitação (sobrecarga).

## **1.2. Objectivos e métodos**

O trabalho consiste na apresentação de alguns métodos de melhoramento e/ou aceleração da consolidação de solos compressíveis para suportarem obras de engenharia, estudo das técnicas, materiais e equipamentos, através da compilação de dados bibliográficos e dos Cadernos de Encargos da empresa (APDL – Administração dos Portos do Douro e Leixões), também como os conhecimentos dos profissionais nesta área e a realização de um ensaio laboratorial para a caracterização da compressibilidade de um solo e a partir deste conseguirmos chegar á conclusão de qual a técnica de melhoramento e/ou aceleração a usar.

O trabalho foi dividido em três fases:

Numa primeira fase foi feita uma pesquisa em livros técnicos, de onde foram extraídos os conceitos básicos do tema em estudo, em artigos de revistas especializadas, que relatam diversos casos práticos e em “sites” da internet, na procura das características e da disponibilidade das empresas em relação a equipamentos e de trabalhos executados na área. Numa segunda fase foi realizado um estudo de obras já realizadas, por parte da empresa APDL, onde foram usadas as técnicas estudadas na primeira fase. Por fim, a realização de um ensaio de laboratório, Ensaio Endométrico.

## **2. Técnicas de melhoramento de solos compressíveis**



## 2. Técnicas de melhoramento de solos compressíveis

### 2.1. Generalidades

Solo é todo o conjunto natural de partículas que podem ser separadas por agitação em água, os vazios entre as partículas contém água e ar, separadas ou conjuntamente (LNEC E219). Aluvião é uma formação sedimentar recente constituída por materiais geralmente soltos, que foram arrastados pelas águas e depositados segundo o seu tamanho e densidade (LNEC E219).

Antes de ser executada qualquer obra, devem ser feitos ensaios que determinem a constituição e resistência do solo e assim temos umas das ferramentas que nos pode ajudar a seleccionar o sistema de fundação que possibilite a estabilidade da estrutura.

Melhorar os solos, passa pela sua estabilização, isto é, para que o solo seja utilizado para suportar obras de engenharia, é necessário alterar/melhorar as suas propriedades.

As técnicas de melhoramento de solos podem ser agrupadas nas seguintes categorias:

1. Reforço de solos através da inclusão de materiais naturais
2. Substituição de terreno por um outro mais adequado
3. Compactação Dinâmica
4. Pré-Carga
5. Injecções
6. Vibrocompactação
7. Tratamentos Térmicos
8. *Jet Grouting*

A compactação consiste na aplicação repetida de cargas, levando a uma diminuição do volume do solo, logo a uma diminuição de índice de vazios.

A substituição de solos, consiste em extrair o solo de baixa resistência, substituindo-o por um solo estudado e consolidado, para atender aos esforços a que vai ser solicitado.

O sistema de estacas, é composto por diversas tecnologias, sendo sua característica principal a transferência das cargas da estrutura para o solo resistente através da estaca. Entre outras temos estacas metálicas, de betão, estacas de areias, entre outros.

O *Jet Grouting*, consiste em introduzir no solo uma haste, tendo na sua extremidade uma hélice. Esta hélice gira como um liquidificador que destrói o solo, e é injectado no solo uma calda de cimento com altíssima pressão (50 a 70MPa), assim são formadas colunas de grouting no solo, com 1,00 metro, 1,20 metros..., até atingir o solo resistente. Conforme as estacas este sistema faz a transferência directa das cargas da estrutura para o solo resistente.

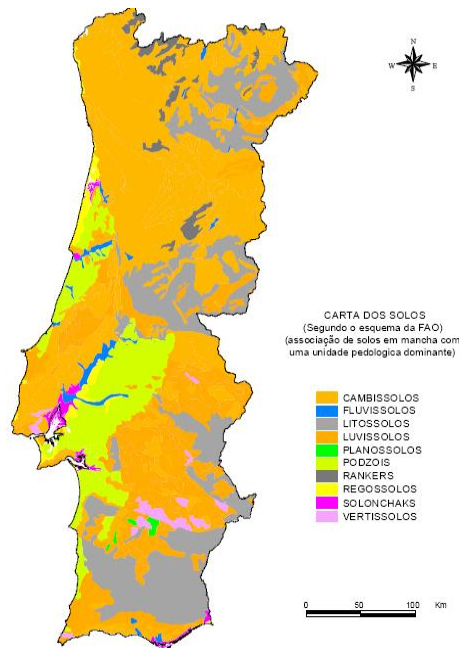
## **2.2. Solos Aluvionares Portugueses**

Os depósitos de solos moles são, locais adversos para a realização de obras de engenharia, pelo que foram preteridos no passado relativamente a outros locais com melhor qualidade geotécnica. A intensificação da ocupação destes locais justifica a relevância, na geotecnia recente, da investigação aplicada aos solos moles, no intuito de conceber obras cada vez mais económicas e duráveis, rentabilizando meios e espaço. A investigação no domínio da caracterização geotécnica destes depósitos é incentivada pelo facto de, apesar dos desenvolvimentos do conhecimento nesta área, este parecer ainda longe de atingir os níveis de aperfeiçoamento conseguidos pela modelação numérica. Tal insuficiência resulta, em grande parte, das características únicas destes solos no estado natural e das enormes dificuldades em obter amostras com qualidade suficiente para realizar ensaios laboratoriais, no entanto cada vez mais são um recurso a utilizar.

Fazendo o enquadramento das características dos solos portugueses verifica-se que a costa portuguesa é rica em depósitos aluvionares de formação recente, que estão relacionados com as condições geológicas verificadas desde o último período glacial. Aquando do apogeu da última época glacial, a água retida pelos enormes glaciares entretanto formados originou um rebaixamento considerável do nível do mar. A adaptação do sistema de drenagem continental a estas condições motivou forte acção erosiva no continente, com a escavação de vales profundos nos rios, nomeadamente junto à foz, acompanhada da deposição de sedimentos grosseiros na plataforma. Desde então, a redução do volume dos glaciares, resultante das alterações climáticas verificadas, traduziu-se numa subida média significativa do nível do mar que levou à formação de depósitos aluvionares nos fundos criados pela erosão fluvial anterior, devido à forte sedimentação aí desenvolvida.

Os depósitos formados pelo mecanismo descrito apresentam características variáveis, determinadas pelas características das formações geológicas atravessadas pelos rios e pelos processos de alteração envolvidos na sua desagregação, e ainda pelas condições topográficas, hidrológicas e hidrobiológicas locais. Embora a juventude destes depósitos garanta que os processos pós-deposicionais envolvidos não sejam demasiado intensos, a sua influência no comportamento do depósito não deve ser ignorada.

A matéria orgânica e as conchas de organismos marinhos são componentes habituais destes solos, reflectindo, respectivamente, a intensa vida geológica e a influência marinha no período de formação. Partindo da análise e estudo da figura 1.



**Figura 1** - Carta de Solos de Portugal (Adaptado do Atlas do Ambiente Digital), segundo a classificação da FAO.

Os solos presentes em Portugal Continental são em geral jovens, pouco desenvolvidos, com características que em certos casos reflectem predominantemente as rochas subjacentes, noutras o relevo ou o clima.

A figura 1 mostra a distribuição do tipo de solo em Portugal Continental. A classificação apresentada na figura, e a que é usada no Atlas do Ambiente é a classificação da FAO (FAO, 1991). Em Portugal encontram-se basicamente solos do grupo 3 (Arenossolos e Vertissolos), 4 (Litotossolos, Fluvissois e Regassolos), 5 (Cambissolos), 7 (Solonchaks), e do grupo 9 (Luvissois, planossolos e Podzóis). Assim, de uma forma breve e sucinta, irei descrever os principais solos afectos à temática deste trabalho.

Os Cambissolos caracterizam-se de uma maneira geral, por serem jovens, moderadamente desenvolvidos sobre uma rocha parental pouco a moderadamente meteorizada, não apresentando quantidades apreciáveis de argila, matéria orgânica e compostos de alumínio e ferro. Em Portugal é o tipo de solo mais representado, dominando nas áreas mais húmidas e de relevo mais acentuado do norte em que a rocha mãe é granítica e no maciço calcário de estremenho.

Os Fluvissois desenvolvem-se em depósitos fluviais, lacustres ou marinhos recentes, particularmente em zonas periodicamente inundadas. Encontram-se junto às margens das zonas baixas de grandes rios, como o Tejo ou o Mondego.

Os Regossolos apresentam uma morfologia determinada pelo tipo de rocha parental e pelo clima em que ocorrem. Em Portugal caracterizam-se por finos horizontes superficiais, com baixo teor

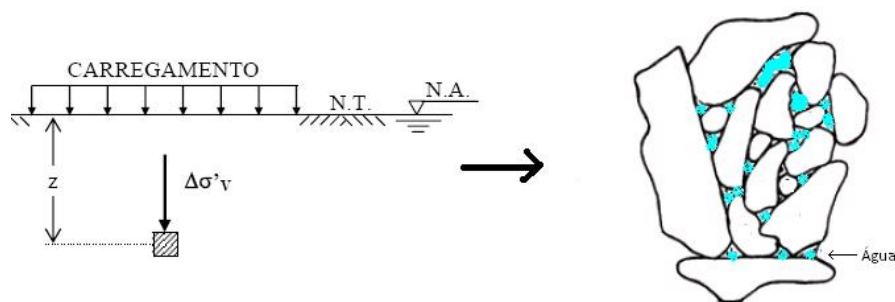
em matéria orgânica e encontram-se em pequenas áreas adjacentes aos Fluvisolos e / ou Arenossolos (Podzóis).

Os Podzóis que dominam nas formações detríticas arenosas da bacia plana do baixo Tejo e Sado, caracterizam-se pela presença de um horizonte de acumulação de ferro, alumínio e / ou matéria orgânica sob um horizonte lixiviado. Estes solos também podem ser classificados como Arenossolos, devido à frequente grande espessura do horizonte lixiviado (Ferreira, 2000).

### 2.3. Técnica de colocação de drenos verticais e de sobrecargas temporárias

#### 2.3.1. Compressibilidade e Consolidação

O solo é constituído por grãos e por vazios, que podem estar preenchidos por água/ar, o que difere o solo dos outros materiais é que ele é um material natural, com uma estrutura interna que pode ser alterada, pelo carregamento, com deslocamento e/ou ruptura de partículas.



**Figura 2-** Perfil de um solo saturado submetido a um acréscimo de tensões (Adaptado [www.ufsm.br](http://www.ufsm.br) em Maio de 2009)

A figura 2, mostra que um acréscimo de carga ocasiona uma variação de volume, que pode ser devido à compressão da fase sólida (grãos), à compressão da fase líquida (água) ou a uma drenagem dos fluidos dos vazios do solo.

Define-se compressibilidade dos solos como sendo a diminuição do seu volume sob a ação de cargas aplicadas. A compressibilidade depende do tipo de solo. Por exemplo: a compressibilidade em areias (solos não-coesivos) devido à sua alta permeabilidade ocorrerá rapidamente, pois a água poderá drenar facilmente, em contrapartida, nas argilas (solos coesivos) a saída de água é lenta devido à baixa permeabilidade, portanto, as variações volumétricas (deformações/recalques) dependem do tempo, até que se conduza o solo a um novo estado de equilíbrio, sob as cargas aplicadas. Essas variações volumétricas que ocorrem em solos finos saturados, ao longo do tempo, constituem o processo de consolidação.

A compressibilidade dos solos provém da grande percentagem de vazios ( $e = V_v/V_s$ ) do seu interior, pois para os níveis de tensão encontrados usualmente nos trabalhos de engenharia não são capazes de causar variação de volume significativo nas partículas sólidas, e sem erro considerável, pode-se dizer que a variação de volume do solo resulta da variação do volume dos vazios, e assim, resulta um menor índice de vazios e uma estrutura mais densa. Uma forma conveniente de estudar o fenómeno é através da analogia mecânica sugerida por Terzaghi (1943) (Soares et al., 2006).

### 2.3.2. Modelo mecânico de Terzaghi

O modelo de Terzaghi (Figura 3) é constituído por um líquido que corresponde à água dos poros e uma mola que representa o esqueleto sólido do solo, ao deixar cair um objecto (P) sobre o prato, no instante do choque o seu peso vai ser integralmente suportado pela água, onde se desenvolve uma sobrepressão, uma vez que o comprimento da mola no mesmo instante, logo a força nela mobilizada, permanece constante. Seguidamente, pelo facto de a água em contacto com o ar estar a uma pressão atmosférica, ela vai escoar-se (com a velocidade dependente do espaço, maior ou menor, existente entre o prato e as paredes do recipiente) permitindo a descida daquele e a transferência progressiva do peso do objecto para a mola, o processo só termina quando não existir sobrepressão na água, ou seja, quando o peso do objecto estiver integralmente suportado pela mola (TERZAGHI, 1943).

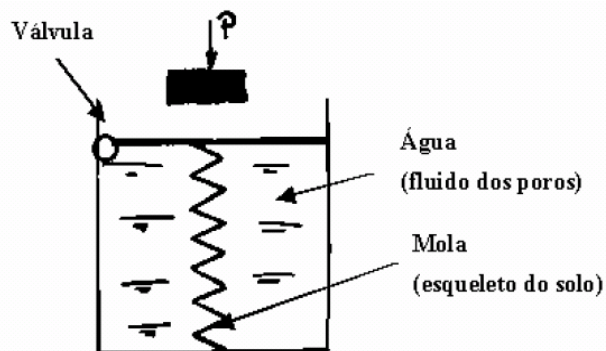


Figura 3 - Modelo de Terzaghi (Adaptado Fernandes M.)

### Teoria da consolidação de Terzaghi

O estudo teórico da consolidação permite obter uma avaliação da dissipação das sobrepressões hidrostáticas (excesso de pressão neutra gerada pelo carregamento) e, conseqüentemente, da

variação de volume ao longo do tempo, a que um elemento, de solo estará sujeito, dentro de uma camada compressível. Este estudo foi inicialmente realizado por Terzaghi, para o caso de compressão unidirecional, e constituiu a base pioneira, para afirmação da Mecânica dos Solos como ciência (Soares et al., 2006).

A partir dos princípios da Hidráulica, Terzaghi elaborou a sua teoria, tendo, entretanto, que fazer algumas simplificações, para o modelo de solo utilizado. As hipóteses básicas de Terzaghi são:

- a) solo homogéneo e saturado;
- b) partículas sólidas e a água contida nos vazios do solo são incompressíveis;
- c) compressão (deformação) e drenagem unidimensionais (vertical);
- d) propriedades do solo permanecem constante ( $k$ ,  $m_v$ ,  $C_v$ );
- e) é válida da lei de Darcy ( $v = k \cdot i$ );
- f) há linearidade entre a variação do índice de vazios e as tensões aplicadas.

### **2.3.3. Drenos verticais**

Segundo Almeida, 1992 *“Os drenos verticais de areia foram os pioneiros, utilizados em fins de 1920 na Califórnia. Em 1930 Kjellman desenvolveu na Suécia o primeiro protótipo de drenos pré-fabricados (em papelão), mais tarde, por volta da década de 70, o papelão foi substituído por plástico (polietileno) com sulcos, este dreno foi denominado de Geodrain.”* Posteriormente, foram incorporados filtros de geotêxteis que deram origem aos drenos sintéticos. Estes materiais são muito utilizados em engenharia geotécnica, devido ao custo da areia e por razões ambientais. É comum a utilização de um pré-carregamento (aterro) na superfície do terreno em conjunto com o sistema de drenos verticais de areia.

Os vários tipos de drenos com os correspondentes procedimentos de instalação e características geométricas estão apresentados na seguinte tabela 1.

Tabela 1 - Tipos de drenos verticais (modificado de Almeida, 1992).

Dreno	Instalação	Diâmetro (m)	Espaçamento (m)	Comprimento Máximo (m)
Areia	Ponta fechada, aberta	0,15 a 0,60	1 a 5	35
Areia pré-fabricado ("sandwicks")	Percussão ou vibração, ponta fechada	0,06 a 0,15	0,06 a 0,15	30
Pré-fabricado ou geodreno	Estática ou vibração, ponta fechada	0,05 a 0,1	0,05 a 0,1	60

### 2.3.3.1. Geodrenos

#### Definição

O objectivo do uso do geodreno, é remover a água do subsolo, promovendo a consolidação vertical da camada de argila mole, obtendo-se assim a estabilização do solo.

O método é o da cravação de membranas plásticas, em que a cravação é feita por meio de lanças verticais, que podem atingir cerca de 30 metros de profundidade. Segue-se com a aplicação de aterro provisório, de sobrecarga.

Os drenos absorvem e filtram as águas dos solos, comprimidos por aterros temporários. Isto gera um "rebaixamento" dos mesmos, tornando-os mais densos e minimizando os recalques ao longo do tempo.

Com a utilização de geodrenos é possível a eliminação rápida da água do solo, ocasionando uma grande redução do tempo necessário à consolidação de terrenos compreensíveis. Na prática os drenos verticais são utilizados em terrenos argilosos moles e pouco permeáveis, permitindo também o aumento da resistência ao cisalhamento e por conseguinte, da capacidade de suporte.

O processo de consolidação começa quando o terreno, comprimido, filtra a água contida entre os poros das partículas sólidas, reduzindo seu volume. A consolidação é tanto mais lenta quanto menos permeável é o terreno.

A instalação dos drenos verticais reduz sensivelmente o percurso que a água deve fazer para sair da área comprimida e chegar a uma região permeável sem pressões, ou seja, as colunas dos drenos.

Com o uso de drenos, o fluxo da água no interior da argila é predominantemente horizontal, enquanto no processo de consolidação normal, o fluxo é vertical.

O coeficiente de permeabilidade horizontal é substancialmente superior ao coeficiente de permeabilidade vertical, conferindo ao uso de drenos, uma significativa vantagem adicional.

A execução de um dreno vertical consiste basicamente na introdução no terreno de um material com elevado coeficiente de permeabilidade e capacidade de resistir aos esforços de cravação e aos movimentos da camada argilosa provocados pelo adensamento e execução de aterros. Deste modo, os drenos pré-fabricados substituem com vantagens os drenos de areia que, apesar de possuírem boa permeabilidade, apresentam muito pouca resistência aos movimentos da camada argilosa.

#### **2.3.4. Método executivo**

De acordo com o projecto, são demarcados os locais onde os drenos serão cravados, em seguida inicia-se a cravação dos drenos, que é feita por equipamento de cravação com torre adequada à profundidade que o dreno deve alcançar. No centro da torre, está instalada a lança que levará o dreno à profundidade exigida no projecto. O processo é simples e rápido, conforme ilustra a figura 4. O geodreno é introduzido no interior da lança de cravação até a sua extremidade inferior, onde é preso a uma ponteira metálica especial. Em seguida, a lança é accionada para baixo, levando o geodreno à profundidade projectada. Como o solo tem baixa resistência, não há necessidade de fluido perfurante auxiliar.

Feita a cravação, o geodreno é cortado manualmente, sempre alguns centímetros acima do solo. Após a cravação dos drenos, é colocada uma manta drenante (areia ou tecido geossintético) sobre a área a ser adensada e sobre esta manta é executado um aterro provisório.

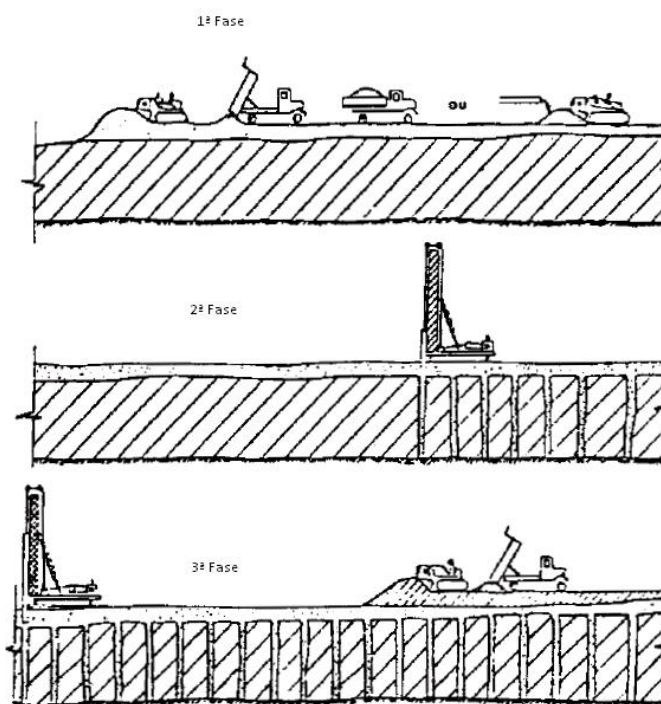


Figura 4 - Instalação de drenos convencionais (modificado de Palmeira, 1992).

### 2.3.5. Equipamentos e acessórios

- **Perfurador para pré-furo:** Executa, quando necessário, o furo inicial onde será cravado o geodreno.
- **Equipamento de cravação:** Provido de torre com altura adequada à profundidade a ser atingida pelo geodreno.
- **Lança metálica de cravação (faca):** Deve ter comprimento exigido no projecto acoplado à torre.
- **Ponteiros metálicos:** Apropriadas para prender a fita à lança, protegê-la durante a cravação e fixá-la no final do furo.
- **Ferramenta de corte:** Para cortar a fita.

### 2.3.6. Vantagens do uso de geodrenos

Este tipo de dreno possui as seguintes vantagens principais:

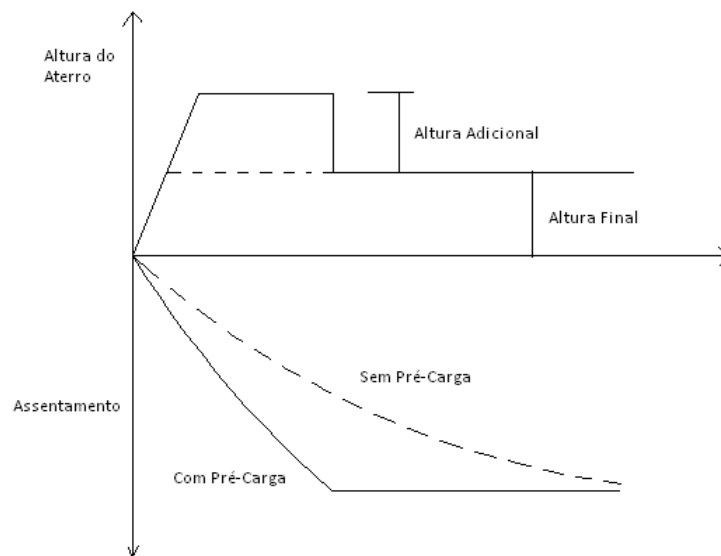
- Não necessita de água para instalação dos drenos, mantendo limpo e acessível o local das obras;
- Não há remoção de solo para sua instalação;
- Mantém inalterada a sua capacidade de funcionamento mesmo quando a sua posição vertical, quando da instalação, é alterada pelos recalques ou movimentos laterais provocados pelo adensamento do solo;

- A permeabilidade horizontal do solo em torno do dreno é mantida inalterada, pois o efeito de cravação é desprezível;
- Possui eficiente sistema de protecção contra a colmatção;
- Toda área lateral do dreno funciona como superfície livre para a captação de água.

### 2.3.7. Aceleração da consolidação

Os assentamentos por consolidação são diferidos no tempo, o que é muito inconveniente e torna a avaliação do tempo que o assentamento demora a processar-se uma questão pertinente. Deste modo, nas obras recorre-se a processos que permitem acelerar a consolidação e os assentamentos.

“Consolidar” é reduzir o índice de vazios e do teor de água dos solos argilosos e assim torna-lo mais resistente ao corte, daí, aquando da consolidação, se recorre à acção de cargas temporárias. O pré-carregamento ou pré-carga é o processo mais antigo usado para acelerar a consolidação, este método é ilustrado pela figura 5.



**Figura 5** - Aceleração da consolidação por meio de pré-carga (Adaptado Apontamentos das aulas de Mecânica dos solos).

Segundo a figura 5, este método consiste em realizar um aterro que transmita ao maciço uma carga superior àquela que se pretende transmitir em fase definitiva, a carga em excesso só será retirada quando se tiverem verificado assentamentos de grandeza semelhante àqueles que seriam previsíveis para o valor da obra que se pretende construir. Este processo exige que o maciço possua uma resistência compatível com excesso de carga que lhe é comunicado. Supondo uma relação unívoca entre a deformação volumétrica e a tensão efectiva instalada no solo, é de

esperar que quando o assentamento sob a acção do aterro de pré-carga tiver atingido o valor do assentamento final por consolidação para o aterro definitivo, se poderá retirar a altura do aterro adicional sem que daí em diante se processem novos assentamentos (Fernandes, 1994).

## **2.4. Técnica de *Jet Grouting***

### **2.4.1. Evolução histórica e objectivos da técnica *Jet-Grouting***

Foi nos Estados Unidos da América, na década de 60 (século XX), que a técnica de injeção e pressão elevada teve a sua primeira utilização, utilizando os jactos de água na desagregação de materiais em minas de carvão. No Japão em 1970, desenvolveu-se a técnica com associação da injeção das caldas de cimento, e assim, com alguma rapidez, se estendeu a todos os continentes. As caldas de cimento surgiram devido à necessidade de utilizar técnicas de melhoramento dos solos em obras geotécnicas e ao aumento do nível de exigências quer de factores de ordem técnica quer de segurança pretendida na execução. Estas caldas são introduzidas nos solos, controlando a pressão de injeção, de modo a que sejam cumpridos os objectivos do projecto e por razões económicas e de modo a evitar efeitos secundários indesejáveis, como por exemplo, empolamentos, assentamentos e/ou hidrofracturação, devendo manter as propriedades plásticas durante a aplicação.

A técnica de melhoramento de solos, *Jet-Grouting*, consiste na injeção de caldas de cimento no solo, a pressão elevada, utilizando ar comprimido ou água para ajudar a destruir a estrutura física do solo efectuando-se, em seguida, a injeção da calda de cimento que vai substituir/misturar-se com o solo (Croce & Flora, 2000), com o objectivo de aumentar a sua resistência e diminuir a sua deformabilidade e/ou permeabilidade, em função do terreno que serve de base à constituição do corpo de jet (Dinis da Gama & Reis e Sousa, 2008). A execução da técnica está representada na Figura 6.

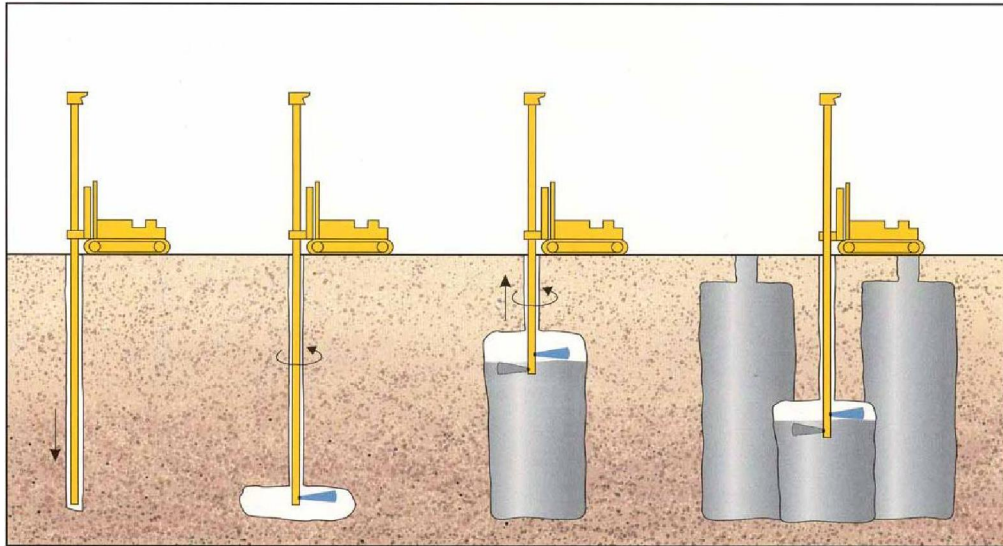


Figura 6 - Faseamento do Jet Grouting (Baker, 2004)

Em obras geotécnicas no subsolo de áreas de ocupação urbana, a técnica do *jet grouting* é uma das melhores alternativas, quer em solos incoerentes, quer em solos coesivos (Baker, 2004). Assim, é considerada por Essler e Yoshiva, 2004, a mais versátil de todos os sistemas de melhoramento de solos, permitindo tratar (é considerado algo temporário, em funcionamento durante a execução da obra) e reforça-los (melhoramento permanente, durante e após a execução da obra).

#### 2.4.2. Sistemas de Jet Grouting

A técnica de *Jet Grouting* evoluiu ao longo dos anos, começando pelo *Jet 1* ou Simples, passando pelo *Jet 2* ou Duplo e *Jet 3* ou Triplo, o *Super Jet* e o mais recente *Super Jet Midi*.

A Tabela 2 resume as principais características dos sistemas referidos.

Tabela 2- Principais características dos sistemas de *Jet Grouting* (Adaptado Rodrigues 2009).

Método	Origem/Criador	Principais características	Aplicabilidade	Profundidade atingida
<b>Jet 1 ou Simples</b>	Japão, 1970 por Nakanishi	É o sistema mais básico de todos, e é a própria calda que, ao ser injectada, promove o corte e erosão entre partículas e realiza a sua aglutinação.	Solos coesivos com $5 < N_{SPT} < 10$ E em solos incoerentes $N_{SPT} < 20$ (Carreto, 1999)	Pode atingir os 20 metros.

<b>Jet 2 ou Duplo</b>	Japão, 1972 por Nakanishi	Para além do jacto de calda de cimento possui, um outro de ar comprimido ou água, o que permite um maior alcance no solo tratado.	Solos coesivos com $N_{SPT} < 10$ E em solos incoerentes $N_{SPT} < 50$ (Carreto, op. Cit.).	Pode atingir os 25 metros.
<b>Jet 3 ou Triplo</b>	Japão, 1975 por um grupode japoneses, Yahiro, Yoshida e Nishi.	È o mais complexo, recorrendo a jactos de água, ar e calda.	Solos coesivos com $N_{SPT} < 15$ E em solos incoerentes $N_{SPT} < 50$ (Carreto, 1999).	Pode atingir os 40 metros.
<b>Super Jet</b>	Japão, na década de 90.	A calda de cimento é injectada com grande energia, provocando a mistura desta com o solo num maior volume, é considerado o de maior produção e o mais eficaz para estabilizar grandes massas de solo.		Pode atingir os 30 metros.
<b>Super Jet Midi</b>	No Taiwan em 2003.	Possui pressão de injeção de calda mais elevada, como maiores diâmetros e um volume injectado de calda por minuto superior.	Solos coesivos com $5 < N_{SPT} < 7$ E em solos incoerentes $N_{SPT} < 50$ (Fang et al., 2006).	

#### 2.4.3. Aplicações de Jet Grouting

A aplicação da técnica do *Jet Grouting* em obras geotécnicas é muito recorrente nos países desenvolvidos, nomeadamente em túneis, escavações, reforço de fundações, cortinas de estanqueidade, estabilização de taludes, construção de estruturas em zonas densamente habitadas, ou ainda na reabilitação dos edifícios em zonas históricas, entre outros.

#### 2.4.4. Variáveis que influenciam o método

No melhoramento de solos pela técnica *Jet Grouting*, há variáveis que influenciam o método, tais como as características geotécnicas do solo, os parâmetros de execução adoptados e o tipo de calda.

- ✓ Características geotécnicas do solo

Segundo Botto (2001), é fundamental analisar geotecnicamente o solo a melhorar, assim define-se o sistema de Jet mais adequado ao tipo de solo. A granulometria, a densidade, a resistência, os

limites de consistência, o teor em água, a coesão e o ângulo de atrito do solo são as características mais relevantes a considerar e é através delas que se define o tipo de Jet e o procedimento executivo mais adequado.

A granulometria e os limites de consistência, o teor em água, a coesão, o ângulo de atrito e a densidade do solo são retirados de ensaios em laboratório, a resistência é obtida através de ensaios de caracterização *in situ*.

Através da granulometria selecciona-se o sistema mais adequado, uma vez que o tamanho dos grãos e o tipo de solo influenciam a eficácia do *Jet Grouting*.

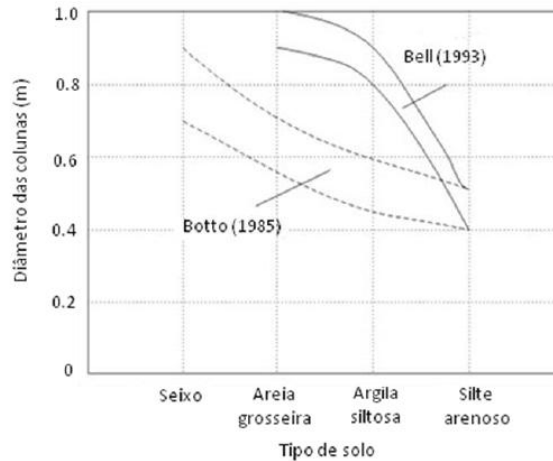
Tabela 3 - Variação dos diâmetros das colunas em função da granulometria do solo e do sistema de Jet Grouting adoptado (Kaidussis & Gomez Tejada, 2000).

Tipos de solos	<i>Jet 1</i>	<i>Jet 2</i>	<i>Jet 3</i>
<b>Areias</b>	Ø 500 a 850 mm	Ø 800 a 1100 mm	Ø 1200 a 2000 mm
<b>Siltes</b>	Ø 450 a 550 mm	Ø 750 a 1000 mm	Ø 1150 a 1900 mm
<b>Argilas</b>	Ø 350 a 400 mm	Ø 700 a 900 mm	Ø 1050 a 1600 mm

Pela tabela 4 verifica-se que o diâmetro das colunas do *Jet* diminui à medida que a granulometria do solo também diminui.

A erodibilidade do solo, isto é, a sua coesão e atrito, interferem na qualidade das estruturas do *Jet*, pois os materiais, seixos e areias, são mais facilmente erodíveis, quando sujeitos a um meio turbulento, enquanto as argilas e o siltes (maior plasticidade, coesão e consistência) são mais difíceis de erodir (Abramson et al., 2007).

Os ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) permitem avaliar a resistência à penetração dinâmica do solo e assim, seleccionar o sistema mais apropriado de *Jet Grouting*. Segundo Croce (2000), através do SPT é possível determinar o diâmetro de coluna mais aceitável, para este autor quanto maior o número de pancadas ( $N_{SPT}$ ) do ensaio menor vai ser o diâmetro das colunas, porque a resistência à penetração dinâmica do solo é maior (Figura 7).



**Figura 7** - Diâmetro das colunas de Jet em função do tipo de solo (Croce, 2000).

O ensaio CPT (*Cone Penetration Test*), tem como objectivo avaliar a resistência de ponta dos substratos, em particular de siltes e argilas (Flora & Flora, 2001), a compactidade relativa e o módulo de deformabilidade, deste modo, a execução deste ensaio permite determinar qual a profundidade de segurança a que o material de *Jet Grouting* deve chegar.

#### 2.4.5. Parâmetros de execução do *Jet Grouting*

O conjunto de parâmetros de execução do Jet são: Impacto dinâmico, velocidade de subida e rotação da vara, pressão, injeção de calda, caudal injectado, diâmetro e número de injectores e relação água/cimento.

##### ✓ Impacto dinâmico (I)

O impacto dinâmico é um factor que intervém no mecanismo físico do jacto e é expresso pela seguinte fórmula (Hachich e Falconi, 1996):

$$I = 2 \cdot \frac{D_0^2 \cdot P}{4}$$

Em que:

$D_0$  é o diâmetro do bico de injeção (m);

$P$  é a pressão da injeção (MPa).

✓ Velocidade de subida da vara (Vs)

A velocidade de subida da vara é dada pela seguinte equação:

$$V_s = \frac{C \cdot \gamma_{calda}}{Q \cdot a/c}$$

Em que:

C é o consumo de cimento (Kg/m);

Q é o caudal de fluído (m<sup>3</sup>/min);

$\gamma_{calda}$  é o peso volúmico da calda (Kg/m<sup>3</sup>);

a/c é a relação água/cimento da calda.

✓ Velocidade de rotação da vara (Vr)

A velocidade de rotação é definida a partir do passo, do número mínimo de rotações da vara em cada passo (em geral duas por passo para um só bico de injeção) e do tempo gasto na injeção em cada passo. Assim:

$$V_r = \frac{2}{n \cdot t}$$

✓ Pressão do fluido aglutinante (P)

A pressão que se aplica ao fluído tem um efeito fundamental no corte e erosão do solo e determina o raio de influência da calda injectada, logo determina o diâmetro das colunas ou largura dos painéis a executar. A pressão é calculada através da seguinte equação:

$$P = \frac{2 \cdot \gamma_{calda}}{D \cdot a/c}$$

A pressão varia em função dos valores de coesão do solo, isto é, se o solo tem valores de coesão elevados (20 a 35 kPa), a pressão terá de ser maior, para obter uma maior desagregação do solo (Kutzner, 1996), se o solo é constituído por partícula grosseiras, a pressão será mais baixa, mas isto depende do tipo de *Jet* a utilizar.

✓ Caudal injectado (Q)

O caudal depende do tipo de *Jet* a utilizar e é dado pela seguinte equação:

$$Q = \frac{0,0015 \cdot D^3 \cdot \gamma_w}{\gamma_w}$$

✓ Energia dispendida na injeção (E)

A Energia dispendida na injeção é dada pela seguinte expressão:

$$E = \frac{0,0015 \cdot D^3 \cdot \gamma_w}{\gamma_w}$$

✓ Consumo de cimento (C)

O consumo de cimento é quantificado através da seguinte expressão:

$$C = \frac{0,0015 \cdot D^3 \cdot \gamma_w}{1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}}$$

**2.4.5.1. Geometrias**

As geometrias que se podem obter com esta técnica são diversas e variam de acordo com a finalidade.

As principais geometrias utilizadas no Jet Grouting são:

- Coluna circular;
- Coluna semi-circular;
- Coluna parcial;
- Painéis simples e duplos;
- Sistemas de “impermeabilização”.

**2.4.6. Procedimentos executivos**

Na escolha do processo executivo de *Jet Grouting* devem ser analisados os seguintes aspectos (Botto 2001, adaptado):

- ✓ Condições de execução – é importante avaliar as condições do local de obra, a profundidade do solo a melhorar, as condições de remoção do refluxo de *jet*, a posição do nível freático, entre outros;

- ✓ Diâmetro efectivo dos elementos – a selecção do diâmetro das colunas ou largura dos painéis depende das várias condições;
- ✓ Volume de serviço e cronograma – outro factor na selecção da metodologia é o conhecimento do volume de serviço envolvido e do respectivo prazo de execução.

Durante a execução do melhoramento por *Jet Grouting*, existem três processos executivos que são fundamentais para o sucesso da técnica: o corte, a mistura solo/cimento e a cimentação.

O corte consiste na desagregação das partículas do solo através de jactos de ar/água horizontais de pressão e velocidades elevadas. A mistura é realizada através da rotação da vara permitindo a aglutinação entre a calda de cimento e o solo existente formando-se, desse modo, uma estrutura mais resistente. E a cimentação ocorre quando a aglutinação entre o solo e a calda de cimento ganha presa e vai fortalecendo, naturalmente, à medida que consolida.

As três etapas que constituem o processo executivo, são a furação, a injeção, a selagem e recomeço.

#### **a) Furação**

A furação é a primeira fase, colocando-se a sonda em posição nivelada, com o eixo da vara coincidente com o da coluna, depois introduz-se a vara no solo e inicia-se a furação com o emprego de jactos de água/ar até à profundidade definida no projecto e obtura-se a válvula de água, para se dar início à injeção de calda.

#### **b) Injeção**

Nesta fase realiza-se o tratamento do solo propriamente dito, com injeção de caldas de cimento, através de um ou mais injectores, localizados na parte inferior da vara de perfuração. Como já se referiu, a geometria das colunas é função do número de rotações por minuto da haste, da distância entre níveis sucessivos de tratamento e do tempo de permanência do jacto em cada um desses níveis.

#### **c) Selagem e recomeço**

A etapa final consiste na finalização da injeção de calda, com a selagem do furo. Em seguida, inicia-se um novo ciclo.

#### 2.4.7. Equipamentos

Os equipamentos necessários a uma intervenção deste tipo incluem:

- ✓ Silo para cimento;
- ✓ Central misturadora;
- ✓ Bomba de injeção;
- ✓ Máquina de furação e injeção.

#### 2.4.8. Vantagens e desvantagens da técnica de *Jet Grouting*

##### ✓ Vantagens

O método pode ser utilizado numa grande gama de solos, isto é, pode ser aplicado desde seixos a argilas, embora com ganhos de resistência diferentes. É também possível melhorar argilas orgânicas e rochas brandas, nomeadamente arenitos brandos ou xistos argilosos.

A aplicabilidade do *jet grouting* é muito vasta e com a sua evolução foi possível desenvolver trabalhos em espaços reduzidos. Outro factor importante de salientar é o ruído fraco e vibrações mínimas produzidos durante a execução da técnica.

Esta técnica permite, também, efectuar intervenções abaixo do nível freático, tendo no entanto de se ter em atenção as velocidades de percolação da calda de cimento antes de esta ganhar presa, que podem inviabilizar-se a eficácia do tratamento.

O *jet grouting* é uma técnica que também pode atingir grandes profundidades, permitindo realizar melhoramentos em obras de grande dimensão.

##### ✓ Desvantagens e condicionalismos

Com o aumento da profundidade, aumenta também o seu custo, tornando assim a obra mais dispendiosa.

É uma técnica que pode ser utilizada na vertical, sub-vertical, horizontal e sub-horizontal, tendo apenas o condicionalismo, na utilização de ar, como componente de furação, de o ângulo com a vertical não ultrapassar 30º.

Algumas das desvantagens e condicionalismos da técnica estão ainda relacionados com riscos de empolamento, assentamento e agressividade química do meio a intervir (Francisco, 2007).

Ocorrem, às vezes, defeitos nos corpos (colunas/painéis) de *jet* quando estão a ser executados, ou após a sua conclusão.

## **2.5. Técnica da substituição de solos**

Esta técnica é usada quando a profundidade do material mole a ser retirado não é muito grande e quando se dispõe de material de empréstimo necessário para a substituição. Adota-se esta solução quando se necessita conseguir estabilidade a curto prazo. É necessário ter a técnica de trabalho bem apurada, a fim de não ficar quantidades significativas de material mole, que poderão vir a ser a causa de recalques nos pavimentos construídos sobre eles.

Esta técnica, antigamente, era muito conhecida e eram usadas os seguintes métodos de substituição:

- ✓ Por escavações ou deslocamentos – este método só é recomendado para camadas de pequena espessura (ordem dos 3 metros), embora, em condições económicas especiais possa ser utilizada.
- ✓ Por bomba de sucção – é utilizada na remoção do material muito mole, com bombas de sucção montadas em terra ou em dragas, porém, não é muito utilizada devido aos altos custos que acarreta.
- ✓ Pelo emprego de explosivos – este método, em relação aos anteriores, requer pessoal especializado e com larga experiência, para que se possa assegurar o êxito dos trabalhos, além disso os custos são elevados.

## **2.6. Técnica com colunas de brita, como elementos de reforço do terreno aluvionar**

### **2.6.1. Evolução histórica e objectivos da técnica com colunas de brita**

Segundo Domingues, 2006 *“Foi na década de 50, que as colunas de brita foram consideradas uma técnica eficaz para melhoramento e reforço de solos coesivos e areias siltosas (Hughes et al, 1974; FHWA, 1983), apesar de já serem conhecidas na França desde os anos 30.*

*Assim, a primeira aplicação conhecida de colunas de brita foi o reforço do solo de fundação do arsenal militar de Bayonne, França, em 1930. Foram usadas colunas apenas com 2 metros de profundidade e diâmetro de 20cm. O processo consistia na cravação de estacas rígidas nos depósitos moles, na retirada das estacas, e no enchimento dos furos com agregados calcários.*

*As colunas de brita foram esquecidas até 1935, altura em que Moreau (1935), naquele que se pensa ser o primeiro trabalho sobre colunas de brita, as redescobriu como uma possível subaplicação da técnica da vibrocompactação.*

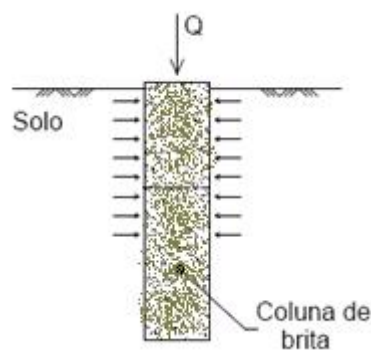
*Steurman (1939) desenvolveu alguns trabalhos sobre as aplicações da tecnologia da vibrocompactação e inclusive propôs que a capacidade de carga de um solo tratado com colunas de brita poderia duplicar. Apesar da existência destes trabalhos, não se conhece mais qualquer*

*aplicação desta técnica até ao fim da década de 50, na Alemanha. Foi nessa altura que a técnica da vibrocompactação passou a ser usada para execução das primeiras colunas de brita “modernas”.*

A construção de uma coluna de brita consiste, na execução de um furo circular, a partir da superfície, com determinados diâmetro e comprimento, e na conseqüente inclusão brita e sua compactação é feita de baixo para cima.

Citando Domingues, 2006 *“Uma coluna de brita é essencialmente um sistema de reforço de solos, em que o solo circundante confina lateralmente a brita, o que permite à coluna desenvolver uma capacidade portante superior à do solo que a envolve (Figura 8). A coluna interage com o solo e com ele partilha uma carga aplicada. Dada a sua capacidade para se adaptar às cargas aplicadas, origina uma redistribuição de esforços nas zonas sujeitas a grandes concentrações de tensões.*

*A consequência imediata destes factos é, obviamente, uma melhor resposta do conjunto assim criado em termos de aumento de resistência (capacidade de carga) e redução de deformações (assentamentos).”*



**Figura 8** - Esquema de uma coluna de brita (Adaptado Domingues, 2006)

Quando é aplicado, um carregamento superficial, a um solo, a tendência para redução do seu volume com a conseqüente expulsão de água é um processo lento, diferido no tempo, e depende do caminho que a água terá que percorrer até ser expulsa.

Deste modo, uma coluna de brita, para além de um elemento de reforço do solo, também funciona como um dreno.

Em resumo, são três os principais objectivos da execução das colunas de brita: Aumento da capacidade de carga; Redução de assentamentos; Aceleração da consolidação.

### **2.6.2. Características do material de enchimento das colunas**

*“O material de enchimento é normalmente material granular constituído por partículas de vários diâmetros, e limpo para não apresentar vestígios de materiais orgânicos.*

*Segundo Nayak (1982), para obter uma boa compactação, o material de enchimento deverá apresentar uma boa graduação com tamanhos máximos e mínimos das partículas da ordem dos 70mm e 2mm respectivamente, mas para Silva Pereira (1983), são mais comuns diâmetros da ordem dos 8mm aos 32mm.*

*É de referir que, segundo Voutrain (1980), uma maior percentagem de material de menores dimensões conduz a uma menor incorporação do material de enchimento no solo circundante e, conseqüentemente, à realização de menores diâmetros de coluna.” Domingues, 2006*

### **3. Diversidade das técnicas de melhoramento dos solos moles em Portugal**



### 3. Diversidade das técnicas de melhoramento dos solos moles em Portugal

Este Capítulo aborda exemplos de obras realizadas em Portugal, que utilizam os métodos de melhoramento do solo, referidos no presente trabalho: geodrenos por acção de sobrecarga, jet Grouting e colunas de brita. Assim, pretende-se mostrar a variedade de obras onde se podem usar as variadas técnicas. Para o efeito, recorreu-se a uma pesquisa bibliográfica sobre o tema e, em particular, aos seguintes relatórios: Pedro de Santayana (s.d.), “Aterro sanitário de Beirolos tratado com geodrenos verticais”; José Antunes, José Keller (2004) “Linha do Norte – troço Vila Franca da Xira – Azambuja”; Alexandre Pinto, José Câmara; Duarte Cardoso, Jorge Santos; Miguel Cabral (s.d.), “Tratamento das fundações do edifício de Funchal Centrum”; José Antunes, José Keller, Pedro Jorge (2004), “Linha do Norte – Viaduto de Santana do Cartaxo”;

Posto de Corte de Ribatejo – Um caso de melhoria de solos com colunas de brita

#### 3.1. Geodrenos

##### ✓ *Aterro sanitário de Beirolos tratado com geodrenos verticais*

O aterro sanitário de Beirolos localiza-se numa área baixa e plana na margem direita do estuário do Tejo.

Geologicamente, toda a zona em questão encontra-se na área aluvionar do rio Tejo, caracterizando-se fundamentalmente pela ocorrência de três unidades distintas: o substrato Miocénico e Plioplistocénico, a profundidade variável (às cotas -1 m a -55 m, NPG, sob o aterro sanitário; e de -25 m a -30 m na expansão Este); a formação aluvionar, predominantemente lodosa, com o seu topo situado sensivelmente à cota +0 m, NPG; e uma camada de aterros artificiais, depositada nos anos 70 e 80, com uma espessura da ordem dos 4 m, como média, na expansão Este, embora diminuindo para Este até se anular no rio.

Em 25 de Junho de 1995, a construção dos sistemas de confinamento basal das células da expansão Este encontrava-se já completamente terminada, tendo sido colocados aproximadamente 110.000 m<sup>3</sup> de solos contaminados nas células 2 e 3. A pilha de solos atingia praticamente as cotas finais de projecto nestas duas células. Nesse dia, um deslizamento de grandes dimensões, com cerca de trezentos metros de frente, afectou a totalidade da zona preenchida com solos contaminados nas células 2 e 3, a qual assentou cerca de 4 metros, deslocando-se também vários metros para o rio. O deslizamento estendeu-se mesmo até ao rio, observando-se nitidamente uma emersão do seu leito na zona de flutuação das marés frente às células 2 e 3.

A pedido da Parque EXPO, o LNEC analisou as causas do deslizamento (LNEC, 1995), concluindo que houve um erro de projecto na avaliação da resistência ao corte dos solos lodosos da fundação. Os lodos foram considerados normalmente consolidados sob a sobrecarga dos aproximadamente 4 m de aterros existentes no local. Porém, os lodos estavam subconsolidados, apresentando resistências ao corte não drenadas inferiores às previstas no projecto em mais de 10 kPa entre as cotas -10 e -15 m, NPG. Estas resistências viram-se ainda diminuídas pelo deslizamento de Junho de 1995, cuja zona inferior de corte se localizou aproximadamente às cotas -20 m a -25 m, NPG.

Posteriormente, foi decidida ainda a realização de um melhoramento do terreno de fundação na expansão Este mediante a instalação de drenos verticais e uma plataforma de sobrecarga, com o objectivo de aumentar a resistência ao corte dos solos lodosos antes de proceder à selagem final do aterro sanitário. O tratamento, proposto pelo projectista, mereceu o parecer favorável do LNEC, o qual foi solicitado para acompanhar a sua evolução. Em face da elevada sensibilidade da zona em questão, foram instalados diferentes dispositivos de observação (marcas superficiais, tubos inclinométricos e células de pressão intersticial), e foram também efectuados ensaios de molinete nos solos lodosos, aquando da instalação dos drenos e vários meses depois, de modo a avaliar o ganho de resistência.

Os solos lodosos da fundação, na zona do tratamento, encontravam-se antes do deslizamento de 1995 num estado próximo da consolidação normal sob o seu próprio peso, sem praticamente reflectir, portanto, o peso da camada superficial do aterro (de espessura variável, mas em geral de 0 a 6 m com excepção de determinadas zonas onde a espessura de aterros era consideravelmente maior, precisamente aquelas onde a instalação dos drenos não foi possível). Como consequência do deslizamento, os lodos experimentaram uma perda notável de resistência, particularmente a determinadas profundidades. Com a instalação dos drenos verticais pretendia-se, mediante a dissipação do excesso de pressões intersticiais, acelerar o processo de consolidação destes lodos sob a carga do aterro existente e da nova sobrecarga, recuperando, igualmente, a perda de resistência causada pelo deslizamento.

A zona para a qual foi previsto o tratamento com drenos verticais situava-se entre as células para solos contaminados da expansão Este do aterro e a margem do rio Tejo, formando uma faixa de cerca de 60 m de largura, frente às células 2 e 3, e de 40 m frente à célula 1. Não foram instalados drenos no interior das células para não perfurar o seu sistema de impermeabilização basal. Os drenos verticais, de plástico (geodrenos), foram instalados entre Dezembro de 1996 e Janeiro de 1997, com um espaçamento de 2 m (área por dreno de 3,46 m<sup>2</sup>), e um comprimento de uns 30 a 35 m, desde a superfície do terreno (a uma cota entre +2 e +5 m, NGP). Não foi possível a

instalação dos drenos em toda a área prevista, devido à espessura e consistência das camadas de aterros superficiais nalguns locais.

Após a instalação dos drenos, foi construída a plataforma de sobrecarga, com uma altura máxima de cerca de 1,75 m. Estes trabalhos decorreram entre 10.04.97 e 15.05.97. Entre a camada de areia de regularização e o aterro de sobrecarga foi colocado um geotêxtil.

Considerando, a partir da informação disponível sobre as características dos lodos, um coeficiente de consolidação horizontal,  $c_h$ , de  $7 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s, obter-se-ia 75% da consolidação num prazo de 11 meses, e 90% da consolidação em 19 meses. O aumento da resistência, no final do processo de consolidação, conduziria a uma lei de resistência/profundidade paralela à correspondente aos lodos normalmente consolidados sem a sobrecarga dos aterros (definida, nesta formação, pela relação  $S_u = 0,22 \sigma'_{v0}$ , sendo  $S_u$  a resistência ao corte não drenada, e  $\sigma'_{v0}$  a tensão vertical efectiva inicial nos lodos sem sobrecarga), e deslocada de uma quantidade igual a  $\Delta S_u = 0,22 \Delta \sigma'_v$ , onde  $\Delta \sigma'_v$  é o incremento de tensão efectiva vertical devido ao peso das camadas colocadas acima do topo dos lodos, originariamente à cota 0 m, NGP, aproximadamente.

A observação da evolução do tratamento com drenos verticais na expansão Este do aterro sanitário de Beirolas revestiu-se de especial importância devido à elevada sensibilidade da área em questão, bem como ao óbvio interesse, acentuado pela então iminente inauguração da Exposição de 1998, de evitar novos incidentes tais como o deslizamento de Junho de 1995. Os dispositivos de observação instalados, nomeadamente as placas superficiais e os inclinómetros, bem como as inspecções visuais, permitiram alertar sobre sintomas de possíveis instabilidades, perante os quais se adoptaram medidas para garantir em todo momento a estabilidade da zona, de fundamental importância para a conclusão dos trabalhos de selagem do aterro sanitário.

✓ ***Linha do Norte – troço Vila Franca da Xira – Azambuja (2004)***

Em termos geotécnicos, os solos ocorrentes nesta obra são genericamente formados por uma camada superficial de aterro com 1,0 a 1,5 metros de espessura, sobrejacente a uma camada de aluvião lodosa de fracas características ( $c_u$  variando entre os 25 e os 30 kPa) com espessura variando entre os 7,5 e os 18 metros. Subjacente a esta aluvião, existe um estrato de argilas siltosas rijas ( $N_{SPT} > 25$  pancadas).

Neste troço, situado entre os pk 33 e 47 da Linha do Norte e inserido na bacia aluvionar do Rio Tejo, foi previsto o tratamento através de geodrenos verticais na quase totalidade dos solos aluvionares de fundação dos aterros destinados ao alargamento da via. As profundidades de tratamento definidas pelo projectista variaram entre os 8 e os 14 metros, permitindo a aceleração

dos prazos de consolidação daqueles solos, sob a acção de aterros com alturas máximas de 3 metros.

No total, foram executados cerca de 1,5 milhões de metros lineares (a maior obra deste tipo realizada em Portugal até à data), distribuídos por grande parte da fundação das novas plataformas ferroviárias criadas entre os pk 38 e 45 da Linha do Norte (Figura 9).



**Figura 9** -Execução de geodrenos verticais no troço junto à Central Térmica do Carregado.([www.geomuseu.ist.utl.pt](http://www.geomuseu.ist.utl.pt) (Setembro de 2009))

A existência, sobre a área a tratar, aproximadamente entre o pk 33+480 e o pk 36+490, de duas linhas de alta tensão dispostas paralelamente ao eixo da via férrea, facultando um pé-direito livre de apenas 10 metros, numa faixa de 8 metros de largura, obrigaram à cravação de geodrenos com recurso a um equipamento munido de uma lança telescópica, dado que a profundidade de instalação era incompatível com aquela limitação. Esta solução foi usada pela primeira vez no nosso país.

### 3.2. Jet Grouting

#### ✓ Tratamento das fundações do edifício de Funchal Centrum

A execução do empreendimento Funchal Centrum determinou a necessidade de uma escavação geral para a construção dos 8 pisos enterrados, abrangendo todo um quarteirão. Esta zona apresenta uma área em planta de cerca de 10.205m<sup>2</sup>, um desenvolvimento periférico poligonal, com um comprimento total de aproximadamente 410m, e uma altura média de escavação com cerca de 26,5m.

A escavação iniciou-se a cotas altimétricas variáveis entre +28,5m e +17,0m e terminou à cota altimétrica geral de -3,17m, correspondente à cota geral da face inferior do betão de limpeza da laje de fundo, do tipo fungiforme com capitéis invertidos.

### Condicionantes geológicas e hidrológicas

De acordo com as várias campanhas de prospecção geológica e geotécnica realizadas, foram detectados, a partir da superfície e sob aterros diversos, construções e pavimentos superficiais, sobretudo na zona central da obra, assim como depósitos colúvio-aluvionares, directamente relacionados com a proximidade da Ribeira de S. João e dos seus afluentes. Sob os referidos depósitos foram observados basaltos, com um grande desenvolvimento em profundidade, sob os quais foram, por sua vez, intersectados tufos vulcânicos de granulometrias diversas, brechas vulcânicas escorreáceas e, novamente, basaltos, cerca da cota -33,00.

### Soluções adoptadas

Tendo por base os principais condicionamentos existentes, considerou-se que, à partida, a solução mais interessante do ponto de vista técnico, económico e de gestão do prazo, seria a do tratamento prévio de todo o terreno de fundação através de colunas de jet grouting, tipo 1, armadas com tubos metálicos do tipo TM-80 \_127x9mm. No seu topo, as colunas foram encastradas na laje de fundação, sobre a qual foi assente um tapete drenante e uma camada de massame armado. Estas colunas dispunham da dupla função de elemento que tanto poderia acomodar cargas de compressão, numa situação de não existência de subpressões e à actuação de sobrecargas em todos os pisos, como cargas de tracção, no caso de existência de subpressões (nível quase permanente da água à cota +2,00) e não actuação de sobrecargas de utilização.

A figura 10, ilustra a execução das colunas de *Jet Grouting*.



**Figura 10-** Execução das colunas de Jet grouting. (www.geomuseu.ist.utl.pt (Setembro de 2009))

No dimensionamento das colunas foram consideradas as acções gravíticas definidas no Projecto de Estruturas e Fundações, transmitidas pelos elementos estruturais às fundações. Conforme definido na última campanha de prospecção, considerou-se para a alimentação inferior a presença do nível freático à cota +2,00, correspondente aproximadamente à cota da preia-mar.

Foi ainda efectuado o estudo do comportamento das colunas para situações acidentais:

i) correspondente à eventual ausência de sub-pressões sob a laje de fundo, devido a uma cota de baixa mar extrema;

ii) correspondente à subida do nível freático por alimentação lateral até às cotas +4,5 e +7,0, respectivamente, no lado de menor altura, alçados CD e DE - Nascente, e no lado de maior altura da escavação, alçado AB - Poente. Esta situação poderia ser determinada por uma situação de cheia prolongada na ribeira de São João.

#### Considerações finais

O caso de obra apresentado no presente artigo vem revelar a importância da caracterização geológica e geotécnica em fase de projecto, a qual não deverá, independentemente da qualidade da informação recolhida, dispensar a confirmação permanente das características dos materiais furados e escavados no decorrer deste tipo de obras geotécnicas. Tendo por base o risco geotécnico, em geral, existente nestes cenários, associado à confirmação dos pressupostos admitidos na fase de projecto, deverá poder ser equacionada, em qualquer fase da obra, a eventual necessidade de implementação de adaptações às soluções inicialmente previstas.

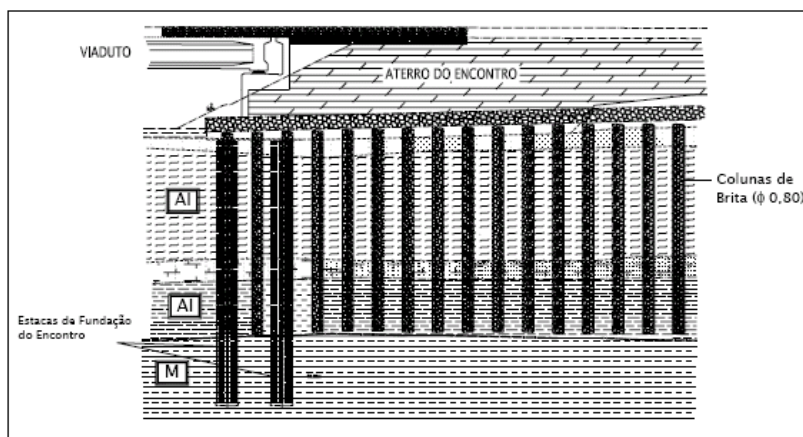
Este princípio será ainda mais importante quando as mesmas obras correspondem a escavações de grande profundidade em materiais do Complexo Vulcânico, caracterizados por condições geotécnicas e hidrogeológicas muito heterogéneas. Considera-se ainda que deve ser destacado nesta intervenção o recurso a soluções de tratamento do terreno suficientemente versáteis e devidamente adaptáveis aos principais condicionamentos existentes, permitindo a realização dos trabalhos nas indispensáveis condições de segurança e em várias frentes, minimizando os eventuais desvios de prazo e de orçamento da obra.

### **3.3. Colunas de brita**

#### ✓ Linha do Norte – Viaduto de Santana do Cartaxo (2004)

O objectivo do tratamento consistiu em permitir a construção, neste caso, de dois aterros, correspondendo aos encontros Norte e Sul do Viaduto de Santana do Cartaxo, obra inserida no Projecto de Modernização da Linha do Norte.

As zonas a tratar situam-se na margem direita do Tejo, na sua zona de baixa aluvionar, sendo os solos compressíveis ocorrentes constituídos por argilas lodosas, moles a muito moles (valores de SPT entre 0 e 2 pancadas, coesão não drenada,  $c_u$ , de 15 kPa), com profundidades variando entre os 2,5 e os 6 metros no Encontro Sul, e os 5 e os 14 metros no Encontro Norte (Figura 11).



**Figura 11** - Corte tipo da zona do encontro Norte. (www.geomuseu.ist.utl.pt (Setembro de 2009))

O projecto da obra considerou, para garantir a estabilidade da construção desses aterros, a minimização dos assentamentos e o prazo de ocorrência dos mesmos, o tratamento por colunas de brita, de 0,80 metros de diâmetro, interessando a camada compressível, sendo as colunas executadas segundo uma malha de distribuição triangular de 2,20 metros de lado. No total foram executados cerca de 6.800 metros lineares de colunas de brita. Os assentamentos registados, entre os 0,20 e os 0,30 m, foram da mesma ordem de grandeza dos projectados.

✓ Posto de Corte de Ribatejo – Um caso de melhoria de solos com colunas de brita

O futuro Posto de Corte do Ribatejo da REN – PCRJ – localiza-se junto do Carregado, a cerca de 150m do rio Tejo, numa área total de 27 300m<sup>2</sup>. As obras associadas ao Posto de Corte incluem a construção de um aterro com 2,5m de altura, no qual serão fundadas as estruturas de suporte de equipamentos e edifícios técnicos.

Na área interessada pela obra ocorrem depósitos aluvionares de espessura variável entre 7 e 15m, caracterizados por significativa compressibilidade e reduzida resistência mecânica, inadequadas à fundação do aterro e das estruturas do Posto. O nível freático, identificado a uma profundidade de cerca de 1,40m.

Solução adoptada

A introdução de colunas de brita nos depósitos aluvionares melhora as características geotécnicas do solo, aumenta a sua capacidade e carga, reduz a magnitude dos assentamentos, minimiza os problemas de assentamentos diferenciais e diminui significativamente o tempo de consolidação, limitado a um período máximo de 4meses. Com efeito, a consolidação passa a ser condicionada pelos drenos, materializados pelas colunas de brita, e respectivo espaçamento. A contribuição da drenagem vertical das camadas é mínima.

Preconizou-se a introdução de colunas de brita, segundo uma malha triangular com 2,5m de afastamento, com profundidades variáveis entre 9 a 16,6m, estabelecidas de acordo com a

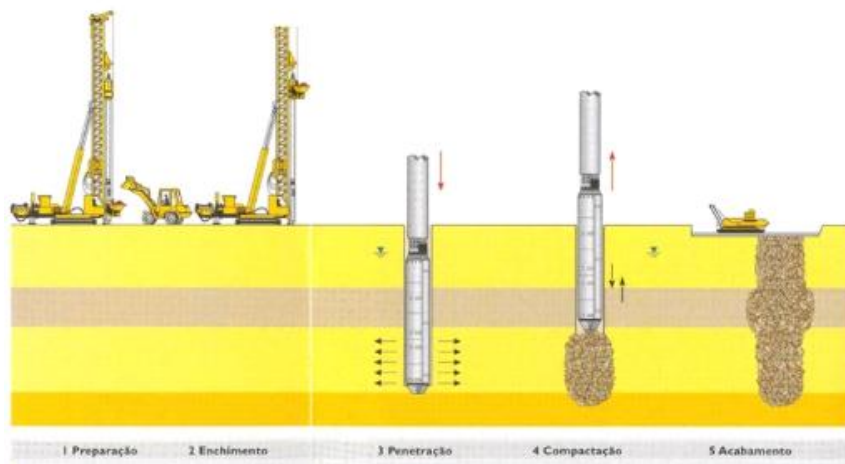
profundidade a que ocorrem as formações quaternárias mais resistentes. As colunas de brita são executadas na totalidade da área de fundação do aterro e ainda abrangendo uma faixa circundante com pelo menos 3 fiadas de colunas, conferindo ao conjunto aterro - fundação a necessária estabilidade, essencialmente, durante a ocorrência de sismos.

#### Método executivo das colunas de brita

As colunas de brita foram executadas pelo método seco com colocação da brita na ponta do vibrador. Para o efeito, utilizou-se um equipamento próprio em que as colunas de brita são executadas com um vibrador “trémie” que tem, na sua extremidade superior, um crivo e um tremonha para a alimentação da brita. A brita é conduzida através de um tubo até à ponta do vibrador com a ajuda de ar comprimido. Para operar com este vibrador, a Keller constrói gruas especiais que permitem activar a penetração do vibrador no solo. As colunas de brita são realizadas por troços sucessivos. Após atingir-se a profundidade definida, sobe-se o vibrador e a brita escoá-se pela ponta. Volta-se então a descer o vibrador através da brita, que é assim compactada expandida lateralmente contra o solo.

Na figura 12 apresenta-se as fases de realização das colunas de brita desde a preparação até ao acabamento da superfície tratada, passando pelo seu enchimento, penetração e compactação.

As colunas de brita, com um diâmetro de 0,80m, atingiram profundidades variáveis que os 6,00 e 18,50m, á espessura das camadas compressíveis. No total, realizaram-se cerca de 80 000m de colunas.



**Figura 12** - Método executivo das colunas de brita. (www.geomuseu.ist.utl.pt (Setembro de 2009)).

#### **4. Descrição de obras de melhoramento de solos compressíveis: o caso do Porto de Leixões**



## **4. Descrição de obras de melhoramento de solos compressíveis: o caso do Porto de Leixões**

### **Considerações iniciais**

O presente estudo resulta de uma reflexão sobre as obras realizadas no Porto de Leixões e área envolvente sobre o melhoramento e consolidação de solos compressíveis. Para o efeito, foram consultados os relatórios disponíveis na APDL sobre:

- Construção da primeira fase do terminal de contentores Sul do Porto de Leixões TC 4S – 1ª fase;
- Execução das colunas de Jet-Grouting na reabilitação do canal de embocadura do Rio Leça, na Doca nº4;
- Obra de substituição de solos nos acessos ao Porto de Leixões;
- Obra no aumento do terminal de contentores Sul.

### **4.1. Terminal de contentores TC 4S – 1ª fase**

Para a construção da primeira fase do terminal de contentores Sul do Porto de Leixões, segundo o caderno de encargos, foram colocados drenos verticais para provocarem a aceleração do processo de consolidação dos solos, sob a acção de sobrecargas materializadas por aterros temporários colocados na superfície do terrapleno.

#### **4.1.1. Prospecção geotécnica realizada**

##### **Informação obtida**

Foram efectuados os seguintes trabalhos de campo:

- 24 sondagens de percussão, no decurso das quais foram realizadas 171 ensaios de penetração dinâmica (SPT) e 55 ensaios de corte rotativo (Vane Test) e foram colhidas 81 amostras remexidas e 58 amostras intactas;
- 28 ensaios de penetração estática CPT;
- 6 poços superficiais com colheita de amostras remexidas.

E os seguintes ensaios laboratoriais:

- sobre as amostras intactas colhidas nas sondagens: ensaios de identificação (granulometria, limites de Atterberg, pesos específicos e grau de humidade); ensaios de resistência ao corte (compressão não limitada e compressão triaxial); ensaios de compressibilidade edométrica (ensaios ensaios de edómetro com drenagem vertical e com a drenagem radial);

- sobre um conjunto de amostras remexidas colhidas nas sondagens: ensaios de identificação (granulometria e ensaios de Atterberg);
- sobre as amostras remexidas colhidas nos poços superficiais: ensaios de identificação (granulometria e ensaios de Atterberg); ensaios de compactação (proctor modificado e CBR).

#### Descrição geral das formações geológicas locais

- Aterros superficiais, constituídos por areias graníticas com possanças variáveis de 1.0 a 17.0m.
- Formações aluvionares, constituídas por uma sucessão de estratos silto argilosos ou silto arenosos, as possanças variam de 2.2 a 27.0m.
- Formações graníticas, geralmente alteradas à superfície.

#### Caracterização das formações

- Os aterros são essencialmente constituídos por solos incoerentes com granulometria variável entre areia fina e seixo fino, na parte imersa apresentam-se com compacidade “solta” a “média”, com valores de resistência SPT geralmente compreendidos entre 10 e 40Kg/cm<sup>2</sup>, e que, na parte emersa, se apresentam com compacidade “média” a “densa”.
- Os estratos aluvionares silto argilosos são constituídos por solos em que a fracção fina ( siltes e argilas) varia de 50 a 95%.

As características de resistência, medidas “in situ”, destes estratos, são valores característicos de solos coerentes com consistência variável entre “muito mole” a “média”.

Os resultados das resistências medidas “in situ” estão representados na tabela 4.

**Tabela 4** - Resistências medidas "in situ".

<b>Resistências SPT (N em pancadas)</b>	0 a 10
<b>Resistências CPT (Rp - resistência de ponta em Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	0 a 16
<b>Resistências Vane Test (Rc – resistência ao corte em Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	0.07 a 0.90

As características de resistência ao corte (Tabela 5), determinadas com base nos ensaios laboratoriais de algumas das amostras colhidas nestes estratos, mostram que a influência que têm nos parâmetros coesão e ângulo de atrito interno nas quantidades relativas de argila, silte e areia constituintes dos solos das amostras.

**Tabela 5** - Resultados dos ensaios laboratoriais de resistência ao corte.

<b>Ensaio de compressão simples</b>	Coesão=0.15 a 0.5 (Kg/cm <sup>2</sup> )			
<b>Ensaio de compressão triaxial (tensões totais)</b>	Coesão (Kg/cm <sup>2</sup> )	0.0	0.4	1.0
	Ângulo de atrito (graus)	22	14	4

Os resultados dos ensaios endométricos (Tabela 6) com drenagem vertical, constata-se que, de uma maneira geral, as ordens de grandeza dos valores obtidos são característicos dos solos silto argilosos compressíveis.

**Tabela 6** - Resultados dos ensaios endométricos.

Coeficiente de compressibilidade volumétrica (mv)	1.0 a $6.9 \times 10^{-2}$ cm <sup>2</sup> /Kg
Coeficiente de consolidação (cv)	0.8 a $7.6 \times 10^{-4}$ cm <sup>2</sup> /Kg
Coeficiente de permeabilidade (kv)	3.4 a $21.0 \times 10^{-9}$ cm/s

Os ensaios endométricos com drenagem radial apresentam valores de coeficiente de consolidação (cr) variáveis entre 60 e  $110 \times 10^{-4}$  cm/s, ou seja, valores excessivos para os solos em presença. Na prática os valores de cr devem variar de 2xcv a 10xcv, como consequência da estratificação horizontal dos solos, deste modo foi necessário adoptarem-se valores prudentes.

- Os estratos aluvionares areno-siltosos são constituídos por solos, com uma fracção fina de siltes e argilas bastante menor do que nos estratos aluvionares silto argilosos e uma maior

quantidade de areias, e os estratos arenosos são constituídos por areia de granulometria muito variável. Os estratos aluvionares areno-siltosos são mais permeáveis do que os estratos aluvionares silto argilosos.

- As formações graníticas apresentam, geralmente, uma camada alterada à superfície com alguns metros de espessura. A compacidade desta camada é sempre “muito densa” com resistências elevadas (SPT > 60).

#### **4.1.2. Objectivo da obra**

Aceleração do processo de consolidação dos solos compressíveis pretendendo-se obter em 3 meses 90% dos assentamentos totais.

#### **4.1.3. Prospecção Geotécnica Complementar**

- Objectivos

Após a retirada dos aterros temporários de sobrecarga realizaram-se trabalhos de prospecção geotécnica, através de sondagens de percussão e de ensaios “in situ”, com o objectivo principal de confirmar as características mecânicas das formações aluvionares subjacentes, após o processo de consolidação. A prospecção incidiu também, na verificação das cotas em que se encontrava, após a consolidação, a superfície dessas formações, tendo em vista a definição das áreas onde se procedeu ao seu saneamento prévio.

- Sondagens de Percussão

- Tipo de Sondagens

As sondagens previstas no plano foram Sondagens de Percussão tal como definidas na Especificação LNEC nº 218 “Prospecção Geotécnica de Terrenos – Colheita de Amostras”.

- Colheita de Amostras

- a) A colheita das amostras remexidas e intactas dos solos obedeceu aos procedimentos gerais recomendados na mesma Especificação LNEC, nº 218.
- b) O Critério utilizado sobre a quantidade e localização da colheita de amostras é o seguinte:
  - A colheita das amostras remexidas foi feita de 1,5 m em 1,5 m, a partir da superfície do terreno, e sempre que se verificou mudança a natureza dos solos;

A colheita das amostras intactas foi feita imediatamente a seguir à colheita das amostras remexidas;

- Quando determinada camada se aprofundava e se verificava que a natureza dos solos se mantinha igual, a colheita das amostras remexidas e intactas passou a fazer-se e 3 em 3 m.

- c) A colheita de amostras intactas inclui unicamente nas camadas silto argilosas
  
- Ensaios de Penetração Dinâmica SPT
  - d) Os ensaios de penetração dinâmica SPT foram executados no decurso das sondagens de acordo com o “Projecto de Norma para o Ensaio SPT – Junho 1976” da Subcomissão Europeia para Normalização de Ensaios de Penetração.
  - e) Foram realizados Ensaios SPT imediatamente após a colheita das amostras intactas, ou das amostras remexidas onde não se efectuou colheita de amostras intactas.
  
- Ensaios de Corte Rotativo de Molinete ou “Vane Test”
  - f) Os ensaios de corte rotativo, de molinete, ou “Vane Test” foram executados no decurso das sondagens de acordo com a norma ASTM D. 2573 – 72 (1978).
  - g) Foram realizados ensaios de corte rotativo nas camadas silto argilosas, imediatamente a seguir à colheita de amostras e antes da execução dos ensaios de penetração SPT.
  
- Forma de Apresentação dos Resultados
  - h) No decurso da sondagem foram levantados os níveis de separação das diferentes camadas referidas relativamente ao nível do terreno no topo da sondagem. Todos esses níveis foram, cotados relativamente ao ZH.

- i) No decurso da perfuração foram anotadas as seguintes informações: cota de colheita, classificação provisória cor e cheiro, compacidade relativa (solos incoerentes) e consistência solos coerentes).
- j) A classificação provisória dos solos quanto à granulometria, à compacidade relativa, (solos incoerentes) ou à consistência (solos coerentes), feita de acordo com a Especificação LNEC nº 219 – “Prospecção Geotécnica de Terrenos – Vocabulário”.

- Ensaio de Penetração estática (CPT)

- k) Tipo do Equipamento

- Os ensaios de penetração estática ou, conforme a designação inglesa, Ensaio CPT (Cone Penetration Test) revistos no plano de Prospecção foram realizados com o penetrómetro holandês de 10 tf de capacidade de carga que permitiu medir as resistências laterais locais.

- l) Procedimento do ensaio

- O intervalo entre duas medições não excedeu 0.20 a 0.25m de penetração da sonda foi feita a uma velocidade uniforme de 2m/s  $\pm$ 0.5cm/s.

#### **4.1.4. Descrição dos trabalhos**

Os resultados da prospecção geotécnica, revelaram formações aluvionares não consolidadas, com possanças muito importantes e significativamente variáveis dentro da área do terminal. Nestas circunstâncias, esta área, sob a actuação dos aterros e das sobrecargas elevadas a que ela futuramente estaria submetida, sofreria assentamentos absolutos e diferenciais significativos, incompatíveis com a pavimentação e a drenagem superficiais, além de que a consolidação natural, dessas formações demoraria muitos anos a processar-se. Por outro lado, esta consolidação e a actuação de importantes sobrecargas diferenciais gerariam solicitações especiais desfavoráveis nas estacas de fundação das vigas dos caminhos de rolamento dos pórticos de movimentos de contentores.

Pelas razões acima expostas, foi decidido proceder-se previamente a uma aceleração da consolidação dos solos do terraplano mediante a aplicação de um sistema adequado a essa finalidade.

A opção recaiu na aplicação de um sistema de drenos verticais de geotextil, com a colocação subsequente sobre o terraplano de aterros temporários materializando a sobrecarga de serviço (o

material proveio de zonas de empréstimo). As malhas dos drenos foram dimensionadas para que, tendo em consideração as características geotécnicas locais, se processem cerca de 90% dos assentamentos previsíveis totais, ao fim de um período de tempo da ordem dos três meses sob a actuação dessa sobrecarga.

O processo de consolidação do terraplano foi convenientemente controlado mediante a aplicação do sistema de observação “in situ”, especificado no ponto 3.4., com os objectivos principais de controlar as variações em função do tempo dos assentamentos (placas) e das pressões intersticiais dos solos (piezómetro) e de medições dos deslocamentos horizontais dos solos em profundidade (inclinómetro) e a varias distâncias da zona onde as cargas são aplicadas.

Os resultados das observações dos assentamentos e das pressões intersticiais foram fundamentais para controlar a evolução da consolidação e, conseqüentemente, aferir os espaçamentos dos drenos e os tempos de consolidação pré-estabelecidos no decorrer da obra. A observação dos deslocamentos horizontais teve como objectivo principal investigar as zonas de influência correspondentes à aplicação das cargas.

#### **4.1.5. Execução dos Trabalhos**

- A eficiência do sistema de aceleração da consolidação com drenos verticais depende não só do tipo e das características próprias dos drenos mas, também, do processo de instalação.
- Os drenos foram instalados nas posições definidas nos desenhos do projecto, a partir da superfície do terraplano e até atingir uma penetração mínima de 1.0m na formação arenosa que, de uma maneira geral, ocorre sobre a formação granítica, ou até atingir o tecto desta formação nos locais onde a formação arenosa não existe.

Na figura 13, pode observar-se os drenos instalados no terreno.



**Figura 13** - Drenos instalados no terreno (APDL)

- Sobre a superfície do terrapleno e antes da colocação do aterro de sobrecarga foi colocado uma camada drenante com uma espessura não inferior a 0.40m. Os topos dos drenos foram cortados e dispostos de forma a proporcionarem boas condições de escoamento da água afluyente através da referida camada drenante.

#### **4.1.6. Sistema de observação do Processo de consolidação**

- Objectivos

O processo de consolidação do terrapleno foi convenientemente observado mediante a aplicação, antes da colocação da sobrecarga “in situ” com os seguintes objectivos:

- controlar os assentamentos;
  - controlar as pressões intersticiais na formações subjacentes;
  - controlar os deslocamentos horizontais nas formações subjacentes.
- 
- Os resultados do controle dos assentamentos à superfície, juntamente com os de controle das pressões intersticiais, medidas a várias profundidades da formação silto argilosa e a análise das suas variações em função do tempo, deverão permitir verificar a estabilização do processo de consolidação e, conseqüentemente,

fundamentar decisões sobre quando é que os aterros de sobrecarga já podem ser retirados.

- Os resultados da observação dos deslocamentos horizontais nas formações subjacentes, em profundidade e a várias distâncias da zona onde as cargas são aplicadas permitiram estabelecer as distâncias de segurança que foram adoptadas na colocação dos aterros, para que as estruturas fundadas sobre estacas não ficassem submetidas a impulsos horizontais desfavoráveis.

## **4.2. A metodologia adoptada na implementação do sistema de aceleração de solos compressíveis (Terminal de contentores TC 4S – 1ª fase)**

### **4.2.1. Aparelhos de Observação**

- Controle dos assentamentos

-Para o controle dos assentamentos considerou-se suficiente a adopção de placas de nivelamento, devidamente posicionadas na superfície do terraplino antes da colocação da sobrecarga. São placas rígidas de betão e em metal, com a dimensão em planta da ordem de  $1\text{m}^2$ , nas quais ficam cravados tubos, com rigidez suficiente para não serem afectados durante a colocação do aterros e com a extensão suficiente para permitirem a realização de leituras por nivelamento durante e após a execução dos aterros.

-Os nivelamentos foram realizados com a precisão de até um centímetro. As marcas de referência, em número mínimo de duas, estiveram situadas fora da zona de influência da consolidação e com a garantia de que permaneceram fixas durante a obra.

- Controle das pressões intersticiais

-Para o controle das pressões intersticiais foram utilizadas células de pressão, ou piezómetros, instalados na formação silto argilosa compressível antes da colocação do aterro provisório.

-A bibliografia da especialidade, refere a utilização de diversos tipos de piezómetros que, de uma maneira geral, podem ser divididos em três categorias principais: hidráulicos, pneumáticos e eléctricos. A medição das pressões teve uma precisão de até  $0.05\text{ kg/cm}^2$ .

- Controle das pressões horizontais

-Para o controle dos deslocamentos horizontais foram utilizados tubos inclinométricos. Os tubos foram introduzidos no terreno na vertical, antes da colocação da sobrecarga, até ficarem fixos na base em estrato indeformável. Periodicamente foi introduzido no tubo um aparelho, designado

por “inclinómetro”, que forneceu a vários níveis a inclinação do tubo relativamente à vertical, de modo a poder-se construir a deformada do tubo.

- A bibliografia da especialidade<sup>1</sup>, refere a utilização de diversos modelos de inclinómetros. A precisão foi da ordem de  $10^{-3}$  a  $10^{-4}$  radianos.

- Localização e Quantidade dos Aparelhos de Observação

-Relativamente à colocação dos piezómetros procurou-se colocar 3 células de pressão na vertical de cada ponto.

- Programa das medições

O programa estabelecido atendeu às exigências específicas das diversas fases da obra. Com efeito, foram da maior importância as medições dos “zeros”, a realizar após a instalação dos aparelhos e antes da colocação das sobrecargas. Para os piezómetros, por causa das pressões intersticiais geradas durante a instalação, e para os tubos inclinométricos, por causa dos tempos de presa das argamassas de ligação com o terreno, os aparelhos foram instalados o mais cedo possível. As medições dos zeros foram feitas duas e três vezes sucessivas, afim de constituírem referências seguras para as medições seguintes.

Durante a fase da colocação do aterro de sobrecarga foram, pelo menos, realizadas medições após a instalação de 1/3, 2/3 e 3/3 a sobrecarga total.

Durante a permanência da sobrecarga foram adoptados, por exemplo, intervalos constantes em escala logarítmica do tempo (1, 2, 4, 8, ... dias), até um mês, e, a partir do primeiro mês, passou a ter frequência quinzenal.

Para facilitar a interpretação dos fenómenos, as medições de controlo dos assentamentos, das pressões intersticiais e dos deslocamentos horizontais, foram realizadas na mesma data.

#### 4.2.2. Metodologia dos cálculos

Segundo a Caderno de Encargos, na promoção dos trabalhos de pré-consolidação, foram seguidos processos de execução, acompanhamento e verificação, bom como cálculos que, de forma sucinta, se identificam de seguida.

##### a) Fórmulas

- Determinação dos assentamentos totais

$$\Delta H = mv \cdot \Delta p \cdot H \quad (1)$$

Em que:

$\Delta H$  – assentamento total (m)

$mv$  – coeficiente de compressibilidade volumétrica ( $m^2/Kgf$ )

$\Delta p$  – variação da tensão ( $Kgf/m^2$ )

- Determinação dos tempos, com consolidação natural

$$T_v = t \cdot C_v / (H/2)^2 \quad (2)$$

Em que:

$T_v$  – factor tempo (adimensional)

$t$  – tempo (s)

$C_v$  – coeficiente de consolidação vertical ( $m^2/s$ )

$H$  – espessura da camada (m)

Nota: Considerando  $H/2$ , isto é, que a drenagem se dá pelas faces superior e inferior.

- Determinação dos tempos, com o sistema de consolidação

$$T' = 4 \cdot C_r \cdot t / d^2 \quad (3)$$

Em que:

$T'$  – factor tempo (adimensional)

$C_r$  – coeficiente de consolidação radial ( $m^2/s$ )

$t$  – tempo (s)

$d$  – diâmetro do dreno teórico utilizado (cm)

$$n = D/d \quad (4)$$

em que:

$D$  – diâmetro da zona da influência do dreno com diâmetro  $d$  (cm)

▪ Ábacos

- Ábaco de Terzaghi que relaciona o factor tempo  $T_v(2)$  com o grau de consolidação  $U(\%)$ , em consolidação unidimensional;
- Ábaco que relaciona o grau de consolidação  $U(\%)$  com o factor  $T'(3)$  e com  $n(4)$ .

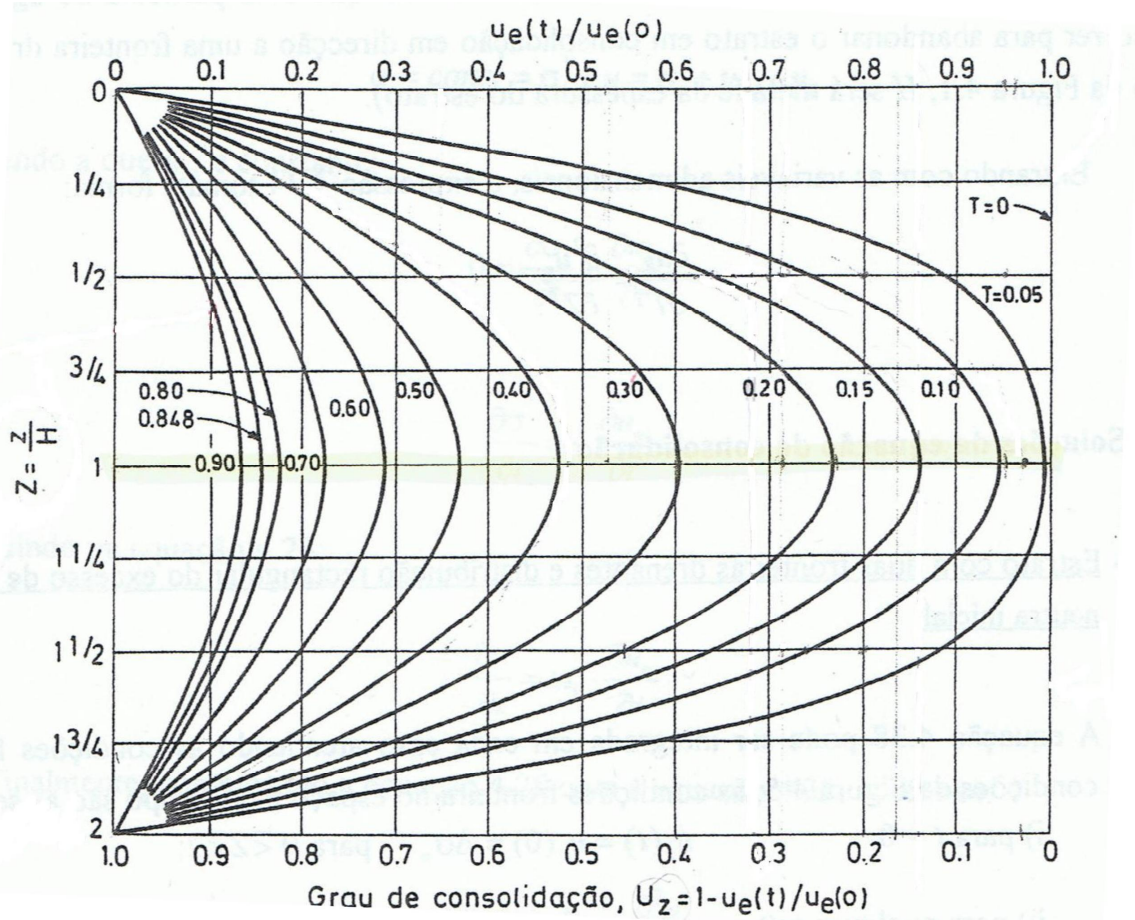


Figura 14 – Grau de consolidação. (Apontamentos das aulas de Mecânica dos solos)

### **4.3. Execução das colunas de jet-grout na requalificação do canal de embocadura do Rio Leça, na Doca nº4**

#### **4.3.1. Colunas de “Jet Grout”**

##### Objecto

No presente capítulo irá abordar-se a execução e o controle de qualidade das colunas de “jet grout”, que constituíram o muro de suporte e da soleira do canal de embocadura do rio Leça na Doca nº4 do Porto de Leixões.

##### Obras da Embocadura do Rio Leça – Muro de suporte

- ✓ Concepção das soluções possíveis e escolha da mais favorável

Efectuada a caracterização das estruturas e obras existentes e das condições locais, procedeu-se a uma análise prévia das possíveis soluções para o muro de suporte a construir no canal da embocadura do rio Leça na Doca nº4 com condições de estabilidade requeridas para permitir a dragagem de primeira estabelecida do fundo da Doca nº4 até à cota -12,0m(ZH) e, assim a subida para a cota -0,5m(ZH) do leito do Rio Leça.

As soluções que, segundo o Caderno de Encargos, consideradas foram as seguintes:

- Escavação dos solos silto argilosos, aterro parcial com solos arenosos e enrocamento de protecção sobre o talude;
- Dupla cortina de estacas-prancha metálicas, com solidarização no topo com maciço espesso de betão submerso, de modo a formar um caixão;
- Muro de suporte em colunas de “jet grout”.

A primeira das soluções indicadas constituiria uma extensão natural, para a zona do canal de embocadura, dos trabalhos de escavação e aterro que se realizaram atrás dos muros cais. Contudo, foi abandonada pelas seguintes razões:

- A inclinação do talude de equilíbrio natural na escavação das formações silto argilosas é da ordem 1:4 a 1:5 e, para se atingir a cota -12,0m(ZH) na entrada na doca, os volumes de movimentação de terras seriam consideráveis e não se restringiram ao canal, pois se estender-se-iam a um trecho do rio.
- Os referidos trabalhos de movimentação de terras não poderiam ser feitos na mesma ocasião que os do tardo dos muros cais mas apenas no final quando estes se encontrassem reabilitados.

A segunda solução foi posta de parte quando comparada técnica e economicamente com a terceira.

✓ Descrição dos trabalhos

O muro de suporte, é constituído por colunas de “jet grout” justapostas formando uma parede impermeável de altura variável e dimensionada de modo a satisfazer, por um lado, as necessárias condições de estabilidade ao derrubamento e ao deslizamento e, por outro lado, os requisitos da hidráulica fluvial.

#### **4.3.2. Disposições regulamentares e normas**

A norma europeia, EN 12716 (2001), define as especificações para a execução desta técnica. Segundo ela, o seu objectivo é reforçar a massa do solo, a norma descreve, também, as informações a obter antes da execução do método, que contemplam:

- Descrição geotécnica detalhada do solo a melhorar;
- Condições hidrogeológicas (posição e variação do NF e condutividade hidráulica do meio);
- Avaliação das condições de estruturas e infra-estruturas próximas da intervenção, de eventuais restrições e acessos;
- Deformações admissíveis para o local de execução e obras adjacentes;
- Condicionamentos ambientais.

O cimento a utilizar deverá satisfazer as normas portuguesas NP 2064 (1991) e NP 2065 (1991).

#### **4.3.3. Descrição da obra**

Para solos silto argilosos existentes no local os valores indicativos médios para anteprojecto das resistências do solo cimento obtido com a aplicação desta tecnologia são as seguintes:

- resistência média à compressão simples – aos 30 dias, 2,5 e 4,0 MPa para, respectivamente, 150 e 250Kg de cimento por metro de coluna; aos 120 dias, 5,0 e 8,0 MPa, idem.
- resistência média à tracção – 17% da resistência à compressão simples (em ensaios de compressão diametral); 24% de resistência á compressão simples (em ensaios de flexão).

Para solos arenosos os valores previsíveis das resistências do solo-cimento obtido com a aplicação desta tecnologia são bastante mais elevados, da ordem de grandeza seguinte:

- resistência média à compressão simples – aos 30 dias, 8,5 e 15,0 MPa para, respectivamente, 150 e 250Kg de cimento por metro de coluna; aos 120 dias, 10,2 e 17,3 MPa, idem.

- resistência media à tracção – 10% da resistência à compressão simples (em ensaios de compressão diametral); 14% de resistência à compressão simples (em ensaios de flexão).

Para solos arenosos com cascalho os valores das resistências aumentam consideravelmente, com valores da resistência à compressão simples, aos 30 dias, superiores a 10 e 20 MPa para, respectivamente, 150 e 250Kg de cimento por metro de coluna.

#### **4.3.4. Projecto de execução**

A definição do diâmetro das colunas, ou espessura dos painéis, e as características mecânicas do solo-cimento, dependem dos seguintes factores:

- a) Parâmetros mecânicos dos solos:
  - natureza (percentagem de argila, silte e areia)
  - peso específico
  - grau de consolidação
  - resistência e coesão
  
- b) Técnicas de tratamento
  - composição e densidade da calda de cimento (relação água/cimento)
  - pressão e caudal de bombagem
  - tempo de actuação dos jactos
  - velocidade de rotação da haste

#### **4.3.5. Controle de qualidade**

Na aplicação da tecnologia do “jet grouting” numa obra importante, como é o caso do muro de suporte e da soleira do caudal de embocadura do rio Leça, é exigido o rigoroso controlo da qualidade de execução.

Este controle de qualidade deverá designadamente incidir sobre os principais aspectos seguintes:

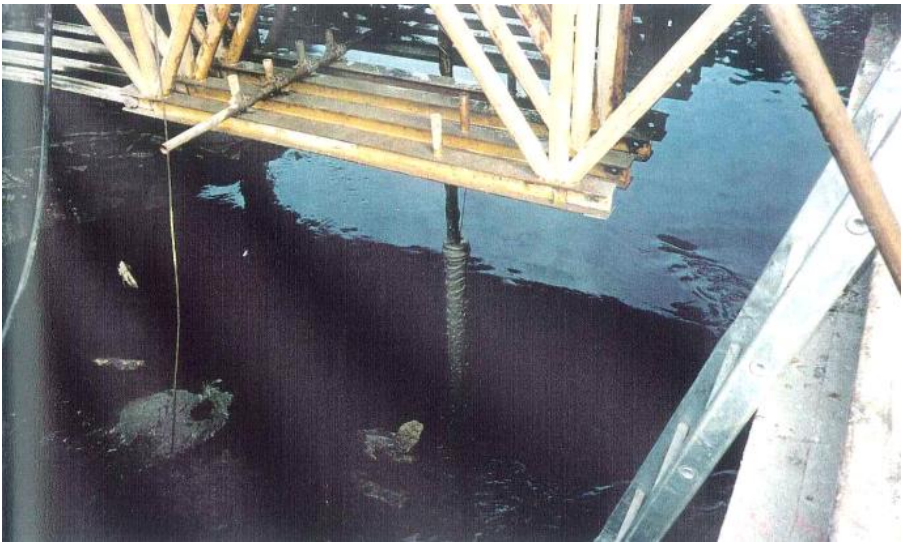
- c) Processo construtivo das colunas de jet-grout
  - Geometria de execução: diâmetro das colunas, verticalidade/inclinação, integridade das secções;
  - Parâmetros do tratamento: densidade da calda de cimento, pressão e caudal bombagem, tempo de actuação, consumo específico de cimento;
  - Profundidade de perfuração e garantia de ligação das colunas ao “bed rock”.
  
- d) Características mecânicas
  - peso específico
  - resistência à compressão simples
  - resistência à tracção por flexão

#### 4.4. Metodologia adoptada na execução das colunas de jet-grout na reabilitação do canal de embocadura do Rio Leça, na Doca nº4

##### 4.4.1. Processo construtivo da obra

De acordo com o Caderno de Encargos, a construção da solução teve as seguintes fases construtivas:

- 1ª Escavações para saneamento da formação silto-argilosa;
- 2ª Aterro com areias e cascalho;
- 3ª Execução do muro de suporte com colunas de “jet grout” (Figura 15).



**Figura 15** - Rio Leça - Execução de colunas de "Jet Grout" no muro de suporte. (APDL)

O trabalho foi realizado a partir de uma plataforma de trabalho (Figura 16) apoiada, numa margem e na outra do rio, no topo dos caixotões.



**Figura 16** - Rio Leça - Plataforma para Jet-Grouting. (APDL)

4ª Regularização superficial de modo a se obter as cotas finais do topo do muro.

#### Laje da Soleira de Canal

Atendendo a que as velocidades de escoamento são bastante elevadas no trecho situado a montante do muro de suporte, adoptou-se no projecto, em vez de enrocamento de protecção com pedras de grandes dimensões, um maciço de revestimento utilizando a mesma tecnologia do “jet grouting” utilizada no muro de suporte (Figura 17).



**Figura 17** - Laje de soleira em Jet Grouting. (APDL)

#### Muros de Contenção Marginal do canal

Nas margens do canal de embocadura encontram-se caixões de betão armado fundados no “bed-rock”, em números de três em cada uma das margens, sobre os quais se apoiam as vigas de fundação dos pilares do Viaduto da Via Rápida com 2,5m de altura.

Entre estes caixões não existiam muros de contenção dos terraplenos das margens, por conseguinte, foi necessário construir muros compatíveis com as obras a realizar no canal.

Assim, adoptou-se na construção do muro de suporte e da soleira do canal de embocadura colunas “jet grout” considerou-se vantajoso adoptar a mesma tecnologia na construção dos muros de contenção marginal entre caixões.

#### Obras de Regularização do Troço Terminal do Rio Leça

A regularização do troço do rio Leça, com secção trapezoidal, foi feita com revestimento dos taludes e do fundo com enrocamento seleccionado de dimensão adequada para resistir à acção

de arrastamento, o que conduziu à consideração de dois trechos distintos, um entre a entrada do canal de embocadura e o pontão de madeira e outro a montante deste pontão.

#### Maçços da Entrada do Canal

A secção trapezoidal descrita atrás, terminou contra as paredes nascentes dos caixões que delimitam a entrada no canal e, sob o ponto de vista hidráulico, foi necessário criar uma transição entre as duas secções de modo a melhorar as condições de escoamento. A solução preconizada no projecto foi constituída por dois maciços de betão armado verticais, com a forma de meios cilíndricos de 10m de raio, ligados às faces nascente dos caixões e com as geratrizes coincidentes com as arestas verticais dos caixões que definem a entrada do canal rectangular.

#### 4.5. Obra da Substituição de Solos nos acessos ao Porto de Leixões

##### 4.5.1. Objecto

No presente capítulo irá abordar-se a obra de substituição de solos numa zona de acesso ao Porto de Leixões.

##### 4.5.2. Características Geológicas do local

A área em estudo, de acordo com a Carta Geológica de Portugal, Folha 9C, na escala 1:50 000 (Figura 18), dos Serviços Geológicos de Portugal, situa-se sobre os granitos alcalinos de grão médio a grosseiro, leucocratas, de duas micas, geralmente designadas de “Granito do Porto”. Em alguns pontos do terreno, sobrepõe-se ao complexo granítico, solos aluvionares. Para além dos terrenos mencionados na carta geológica, foram detectados níveis actuais representados por terrenos arenosos, tout-venant e enrocamento na zona superficial do terreno.

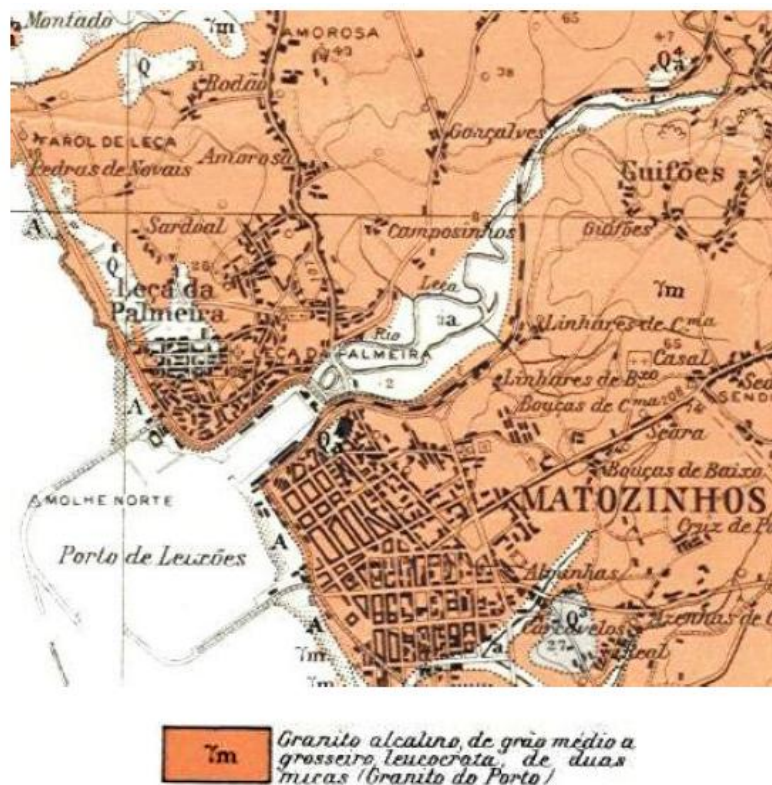


Figura 18 - Extracto da Carta Geológica de Portugal, Folha 9C.

#### 4.5.3. Trabalhos realizados

A campanha de prospecção constou com a realização de 15 furos de sondagem executados com recurso a equipamento de rotação, acompanhados de ensaios de penetração dinâmica (SPT) no final de cada sondagem, com excepção de ma sondagem.

As sondagens foram executadas com profundidades compreendidas entre 3.10 m e 13.70 m, num total de 123.40 m de furação, dos quais 99.05 foram realizados em solos e 23.35 em rocha.

As sondagens foram executadas com recurso a uma sonda rotativa accionada por motor diesel de avanço hidráulico, com amostragem contínua, utilizando-se para o efeito amostradores de parede dupla com coroas de prismas e diamantadas, com diâmetro de furação de  $\Phi$  86 mm e  $\Phi$  76 mm.

#### 4.5.4. Resultados obtidos

- Litologia

Actual – coberturas (betuminoso), aterro, tout-venant, enrocamento granítico;

Recente (aluviões) – lodo, areia lodosa, areia siltosa, areia lavada;

Complexo granítico – siltes/argilas, saibro granítico.

Nota: A classificação litologica dos terrenos atravessados foi efectuada macroscopicamente com base nas amostras colhidas, utilizando-se para o efeito os critérios definidos pela Classificação Triangular de Solos (granulométrica) e da S.I.M.R. – Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas.

- Nível da água

Dado a duração da execução dos furos de sondagem realizados ser inferior a um dia, o tipo de furação implicar a utilização de água, o tipo de terreno não permitir a estabilidade do furo, e não se encontrar prevista a instalação de piezómetros, não foi possível registar os níveis de água estabilizados em cada furo de sondagem. Contudo através da observação de valas abertas na zona das sondagens, foi possível verificar que o nível freático se encontra presente entre cerca de 2 a 3 m de profundidade. Este nível deverá estar directamente relacionado com o nível de água do Rio Leça, visto estarmos em presença de solos permeáveis.

- Ensaio SPT

No final de todas as sondagens, procedeu-se à realização de ensaios de penetração dinâmica (SPT – Standard Penetration Test), visando a caracterização geomecânica dos níveis de saibro graníticos.

Os ensaios foram realizados com recurso a um amostrador de Terzaghi e pilão automático, tendo sido realizado um total de 14 ensaios.

#### 4.5.5. Solução adoptada na obra

Tendo em conta que a área a tratar era de dimensões reduzidas, a melhor solução passou pela retirada do solo original e a colocação de saibros misturados com pedras. Antes porém, foi construída uma cortina de contenção em estacas secantes para a contenção da plataforma da via-férrea existente nas imediações.

#### 4.6. Métodos usados na Obra da Substituição de Solos nos acessos ao Porto de Leixões

Nesta obra, com o intuito de melhorar o solo original, foi feita uma substituição de solos.

##### 4.6.1. Faseamento construtivo

- 1) Criação de uma Plataforma de Trabalho;
- 2) Execução da cortina de estacas rígidas e plásticas (Figura 19);



**Figura 19** - Execução da cortina de estacas.(APDL)

- 3) Execução da Viga de Coroamento;

- 4) Escavação, transporte a vazadouro dos solos lodosos e execução do primeiro nível de ancoragens provisórias (Figura 20) com 750 kN de capacidade (afastadas de 3.0m), incluindo viga de distribuição (metálica);



**Figura 20** - Ancoragens provisórias.(APDL)

- 5) Escavação e execução do segundo nível de ancoragens provisórias (Figura 20) com 750 kN de capacidade (afastadas de 3.0m), incluindo viga de distribuição (metálica);

6) Escavação até à cota final (Figura 21);



**Figura 21** - Escavação até à cota final.

7) Reconstituição do aterro devidamente compactado e misturado com saibros e misturados com pedras devidamente compactados. (Figura 22)



**Figura 22** - Reposição do aterro.(APDL)

#### **4.7. Obra a realizar na ampliação do Terminal de Contentores Sul**

Foi abordado no capítulo 3.1., que para a execução do terminal de contentores já existente foi realizado, em 1985, um extenso trabalho de pré-consolidação das aluviões do rio Leça, através de drenos verticais e aterros de pré-carga.

O terreno, agora a utilizar apresenta características idênticas às aluviões anteriormente pré-consolidadas, que se traduzem numa elevada compressibilidade e baixa resistência ao corte. Por este motivo foram consideradas duas alternativas para a melhoria das condições de fundação. A primeira seria idêntica à executada em 1985 (drenos verticais e aterro de pré-carga). A segunda solução seria a execução de colunas de brita, como elementos de reforço do terreno aluvionar. São equacionadas as vantagens e desvantagens de ambas as soluções e adopta-se a que melhor minimiza o potencial impacto no terminal existente.

##### **4.7.1. Prospecção Geológica-Geotécnica**

O estudo prévio para esta obra foi baseado na informação existente de 1985, tendo em conta que os parâmetros de compressibilidade e resistência ao corte existentes serão superiores aos obtidos em 1985, já que o maciço estará consolidado sob a acção da pré-carga e posterior utilização.

Na actual campanha de prospecção geológico-geotécnica, foram realizadas 10 sondagens mecânicas, com ensaios SPT (“Standard Penetration Test”) e medição do nível freático, 4 ensaios com piezocone (CPTu), 11 ensaios de Molinete.

##### **4.7.2. Resultados da prospecção**

Os resultados preliminares das sondagens vieram confirmar, de modo genérico, a interpretação geológica dos cortes geológicos de 1985. A sequência litoestatigráfica consiste numa camada superficial de depósito de aterro (areias médias, micáceas, de cor cinza, soltas) seguida de depósitos aluvionares (siltes lodosos ou argilosos, de cor cinza escura a negra), sob qual surge o substrato rochoso, inicialmente sob a forma de granito decomposto medianamente compacto passando a compacto em profundidade. Na zona que confina com o actual TCL, o substrato surge a profundidades que variam entre 15 e 20m.

Algumas sondagens revelaram boas condições de fundação próximo da superfície. O granito decomposto muito compacto ( $N_{SPT} > 60$ ) surge à superfície, em algumas sondagens, encontrando-se a 4 metros de profundidade noutras sondagens.

Nas aluviões foram executados 11 ensaios com molinete, cujos resultados se encontram apresentados no próximo capítulo (3.8.1.).

### 4.7.3. Melhoramento do terreno

Os métodos aplicáveis para reduzir os assentamentos por consolidação e minorar riscos de rotura dos solos moles são fundamentalmente os seguintes:

- Execução de drenos verticais, associados a um aterro de pré-carga, de modo a acelerar a consolidação;
- Execução de colunas de brita, com o objectivo de reforçar o solo, aumentando a sua capacidade de carga e funcionando simultaneamente como drenos verticais.

A primeira solução, que foi a adoptada na obra de 1985, implicaria um prazo de execução elevado e poderia provocar movimentos laterais junto ao terminal existente. No limite sul actual, existe um alinhamento de estacas. O movimento lateral dos terrenos da expansão do terminal de contentores poderia causar danos nas estacas e deslocamentos no caminho de rolamento. Para evitar esse risco, será preferível adoptar a solução por colunas de brita.

O pré-dimensionamento das colunas de brita foi efectuado através do método proposto por Priebe (1995). Considerou-se a condição mais desfavorável, encontrada em determinada sondagem (1985), tendo-se adoptado uma resistência ao corte não-drenada média de 40 kPa. Para o módulo de deformabilidade confinado ( $D=E_{\text{oad}}$ ) foi adoptado o valor de  $D=1,24\text{MPa}$ , com base na estimativa dos assentamentos. Foram consideradas várias geometrias para a malha, tendo-se optado por uma malha de  $2,50 \times 2,50 \text{ m}^2$  em planta, de colunas com 1,00 m de diâmetro e 27 m de comprimento máximo.

## 4.8. Métodos e técnicas a utilizar na obra a realizar na ampliação do Terminal de Contentores Sul

As soluções para esta obra são: a primeira seria idêntica à executada em 1985 (drenos verticais e aterro de pré-carga); a segunda solução seria a execução de colunas de brita, como elementos de reforço do terreno aluvionar.

### 4.8.1. Ensaios com Molinete ou Vane Test

Os ensaios com Molinete (ou Vane Test), são ensaios realizados “in situ”, têm grande importância para a determinação das propriedades geotécnicas dos terrenos. A partir deles pode-se determinar, parâmetros de resistência, de deformabilidade e permeabilidade.

Este ensaio é realizado quando se pretende caracterizar, do ponto de vista da resistência ao corte não drenado, solos argilosos ou argilo-siltosos moles, sobretudo de argilas moles saturadas.

Avalia a resistência ao corte de material, através da resistência por ele oposta à rotação de um conjunto de pás rígidas previamente cravadas no ponto onde pretende fazer a determinação.

Este ensaio é adequado a solos moles e a solos que não sejam capazes de drenar durante a solicitação.

- **Fase L1:**

O ensaio deve começar no máximo 5 minutos depois da cravação das pás.

A deformação é aplicada rodando a manivela e esta rotação é transmitida às pás que, por sua vez, aplicam no terreno a deformação deve ser transmitida a uma velocidade tão uniforme quanto possível.

A leitura da resistência imposta pelos solos à deformação é feita no “relógio” e os valores são lidos e registados a cada 15s até atingir o valor máximo, correspondente à rotura do solo.

- **Fase L2:**

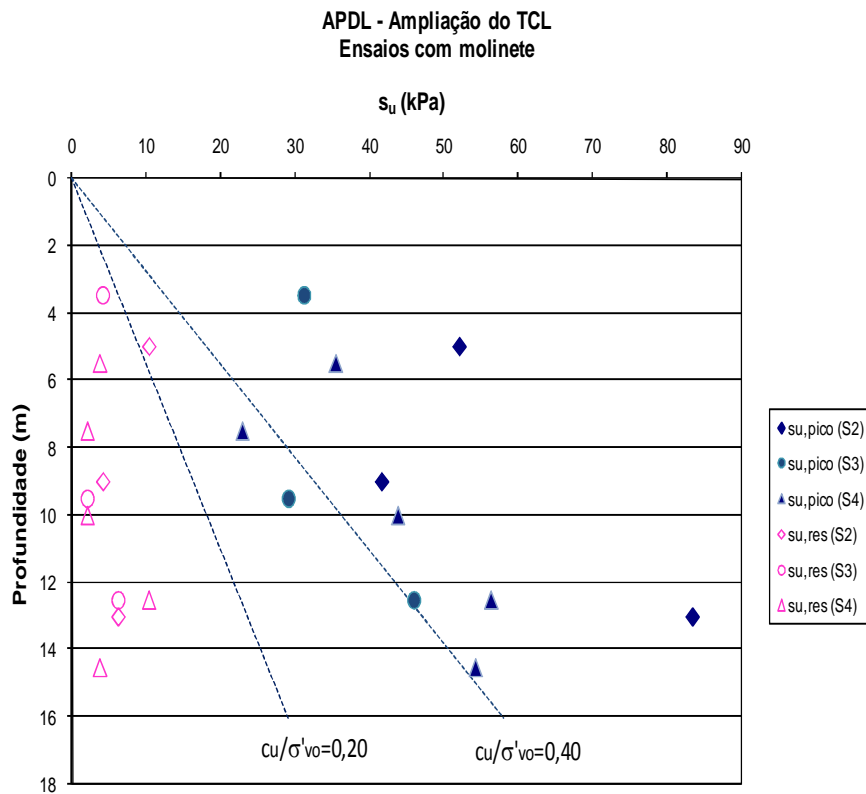
Após a determinação da resistência de pico, o sistema deve ser rodado usando a pega e dando 10 voltas completas do sistema. Os ponteiros do manómetro são colocados a zero e começa-se o ensaio no espaço máximo leituras de 1 minuto. A manivela é rodada à velocidade de 0,5 voltas por segundo e são feitas leituras de cada 15 segundo até estabilizarem.

- **Fase L3:**

Quando termina a fase L2, roda-se o conjunto 90º e procede-se como na fase anterior.

Há factores que podem influenciar os resultados, tais como, forma e dimensão da pá, inserção da pá, velocidade de rotação da pá, tempo entre a cravação e rotação da pá, atrito.

Nos resultados da prospecção, nas aluviões foram executados 11 ensaios com molinete, cujos resultados se encontram apresentados na Figura 23. Os valores de pico da resistência não-drenada têm uma evolução com a profundidade (e naturalmente a tensão efectiva vertical) que pode ser enquadrada, como limite inferior, igual a  $c_u/\sigma'_{vo}=0,40$ .



**Figura 23** - Resistência não drenada dos siltes, argilosos, com base no ensaio Molinete (APDL).

#### 4.8.2. Estimativa dos assentamentos sem reforço

O valor característico da sobrecarga devida ao peso dos contentores é igual a 50 kN/m<sup>2</sup>. Considerando que a espessura máxima do material compressível é de 27 m e que são válidos os parâmetros de compressibilidade da campanha de 1985, o assentamento por consolidação primária (Tabela 9) pode ser estimado como:

$$\Delta h_{cp} = h_0 \cdot \Delta \sigma'_v \cdot m_v \quad (1)$$

Tabela 9 - Parâmetros de compressibilidade para as aluviões (1985).

	$m_v$ (m <sup>2</sup> /kN)	$c_v$ (m <sup>2</sup> /s)
Máximo	9.30E-04	2.00E-06
Mínimo	6.00E-05	7.00E-08
Média	3.37E-04	3.76E-07

Calculando o assentamento (Tabela 10) para as condições mais desfavoráveis obtém-se um valor de 1,09m.

Tabela 10 – Assentamento por consolidação primária.

Sub. Camada	$z_i$ (m)	$h_i$ (m)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$\sigma'_v$ (kPa)	$\sigma'_{vf}$ (kPa)	$m_v$ (m <sup>2</sup> /kN)	$\Delta h_{cp}$ (m)
1	6.75	13.5	47.25	50	97.25	9.20E-04	0.62
2	20.25	13.5	141.75	50	191.75	6.90E-04	0.47

**Total = 1.09**

O tempo necessário para que se dê uma determinada percentagem da consolidação primária é igual a

$$t = \frac{T \cdot H^2}{c_v} \quad (2)$$

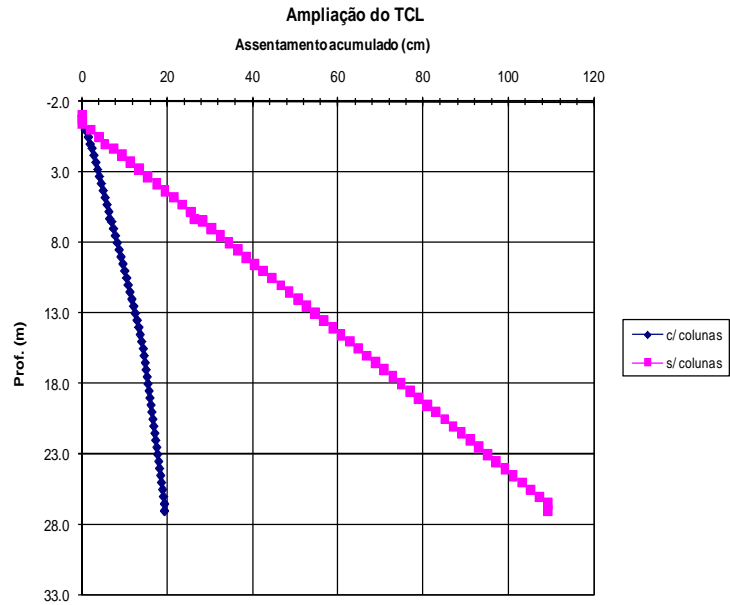
considerando apenas uma fronteira drenante, o tempo necessário para que o grau de consolidação médio seja igual a 95%, na situação mais desfavorável virá

$$t = \frac{1.129 \times 27^2}{2E-7} \times \frac{1}{3600 \times 24 \times 365} = 130 \text{ anos}$$

o que é claramente excessivo. Note-se que a provável existência de lentes de areia que facilitem a drenagem horizontal do estrato lodoso irá acelerar o processo de consolidação.

A magnitude dos assentamentos expectáveis, a sua variabilidade devido às diferentes espessuras das aluviões e o elevado tempo necessário para a conclusão dos assentamentos implica que seja necessário melhorar as condições do terreno. Esse tema será abordado no ponto seguinte.

De acordo com as sondagens, o granito alterado encontra-se, em média a 14 m de profundidade, pelo que se estima um comprimento médio de 14 m para as estacas de brita. Nesse cenário, os assentamentos para o solo sem reforço serão próximos de 57 cm enquanto que para uma malha de 2,50x2,50 m<sup>2</sup> em planta, de colunas com 1,00 m de diâmetro e 14 m de comprimento se atingem assentamentos próximos de 15 cm.



**Figura 24** – Estimativa da redução dos assentamentos causado pelas colunas de brita (L=27 m).(APDL)

A redução dos assentamentos é visível na Figura 24, onde se estima um assentamento máximo de 0.19 m, por comparação com 1.09 m. Estes valores serão revistos logo que se disponha dos resultados dos ensaios de laboratório correntemente em curso.



## **5. Estudo Experimental: fundação para o novo Parque de Contentores do Porto de Leixões**



### 5.1. Ensaios Laboratoriais

Os ensaios laboratoriais para o solo têm como objectivo definir as características geológico-geotécnicas de fundação para o novo Parque de Contentores Vazios do porto de Leixões (Figura 25).



**Figura 25** - Localização do novo Parque de Contentores Vazios.(Fonte: [www.googleearth.pt](http://www.googleearth.pt))

Para tal realizaram-se ensaios laboratoriais de identificação, compressibilidade de solos em ensaio edométrico e de compressão triaxial. Estes ensaios são fundamentais para a previsão e avaliação do processo de consolidação dos solos lodosos.

O caderno de encargos, compreende a realização de 10 sondagens mecânicas, com ensaios SPT (“Standard Penetration Test”), 9 ensaios de molinete e medição do nível freático, 3 ensaios com piezocone (CPTu). A furação foi acompanhada da colheita de amostras intactas e remexidas para ensaios de laboratório.

As do tipo intacto, foram sujeitas ao seguinte programa, tal como descrito na tabela 11:

Tabela 11. Síntese dos ensaios realizados nas sondagens S2, S4 e S5.

Identificação		Ensaio edométrico	Ensaio triaxial	Teor em água	Análise granulométrica	Limites de Atterberg
Sondagem	Profundidade (m)					
S2	6,00-6,60	X	-	X	x	X
S4	4,00-4,60		X	-	-	-
S5	4,00-4,60	X	-	X	X	X
	9,00-9,60	-	X		-	-

### Metodologia do Ensaio Edométrico

Para a realização deste ensaio, foram recolhidas amostras intactas do solo, recolha essa de acordo com a Norma do Lneq (*LNEC E218*), do solo que vai servir de suporte ao novo Parque de Contentores Vazios e seus acessos.

Os ensaios de laboratório foram realizados sobre amostras devidamente protegidas da secagem, mantendo o teor de humidade natural.

Este ensaio consiste em determinar a grandeza da consolidação dos solos sujeitos a cargas crescentes, isto é, simula o comportamento dos solos compressíveis quando carregados. Para tal é necessário dispor do seguinte material: Edómetro; Estufa; Balança; Cronómetro; Cápsulas; Espátula.

Inicialmente mede-se o diâmetro do anel do edómetro, para determinar a área, e a altura do provete para assim se obter o volume do provete, depois pesam-se ambos, anel e provete. Em seguida, o material é colocado no anel, bem comprimido e pesa-se o conjunto material+anel e coloca-se na câmara do edómetro, que em seguida é preenchida com água (Figura 26).



**Figura 26** – Etapas do processo de colocação do solo no anel para colocar no Edómetro.

Após este passo, faz-se uma leitura inicial da tensão inicial, sem qualquer carga e deixa-se 24h a saturar para se fazer nova leitura.

Os escalões de carga para este ensaio foram:

$\sigma'_v$
(kPa)
12
25
50
100
25
100
200
400
800
100
25
0

As cargas foram aplicadas e fizeram-se leituras aos:

Tempo min
0.1
0.25
0.50
1
2
4
8
15
30
60
120
240
1440

Em seguida registaram-se as alturas. Depois de todas as cargas, faz-se uma descarga e uma leitura final. Na Figura 27 pode observar-se um provete a ensaiar na câmara edométrica.



**Figura 27** – Exemplo de um provete a ensaiar na câmara edométrica.

No final retirou-se o anel do edométrico e colocou-se na estufa para determinar o teor de H<sub>2</sub>O final.

Para realizar a Análise Granulométrica, recorreu-se à Norma do LNEC E196, que tem por objectivo fixar o modo de determinar quantitativamente a distribuição por tamanhos das partículas que constituem o solo.

Os Limites de Consistência foram determinados de acordo com a norma NP 143 de 1966, que tem como objectivo definir e fixar os processos para a determinação dos limites de liquidez, plasticidade e retracção dos solos. A determinação do limite de liquidez e plasticidade é apenas aplicável a solos com partículas de dimensões inferiores a 0.05 mm e cuja massa representa 30% ou mais da massa total. O ensaio deixa de ter sentido quando os solos são predominantemente arenosos.

O ensaio do Teor em água, segundo a norma (NP-84) destina-se a fixar o modo de efectuar a determinação do teor em água de um provete de solo.

O ensaio triaxial é um tipo de ensaio utilizado para medir as propriedades mecânicas dos solos: resistência ao corte e comportamento tensões-deformações.

## **5.2. Análise de resultados do Ensaio Edométrico**

O solo analisado pertence aos terrenos que estão cartografados na carta Geológica de Portugal à escala 1/50 000 Folha 9-C como Granito do Porto ( $\gamma_m$ ) cobertos pelos depósitos aluvionares (a) do rio Leça.

A prospecção reconheceu as seguintes litologias:

- Depósitos de aterros (At), constituídos por areias e siltes de cor cinza escura, com alguns fragmentos líticos (associados aos trabalhos de terraplanagem da construção do Porto e seus acesso);
- Depósitos aluvionares (A), associados ao rio Leça sob a forma de siltes argilosos micáceos, de cor preta a acinzentada;
- Granito do Porto ( $\gamma_m$ ), subjacente aos depósitos apresenta-se normalmente muito alterado (W4-5), próximo de rocha branda a que corresponde estado muito compacto, ocorrem algumas excepções onde o granito se reconhece superiormente decomposto (W5) em estado terroso medianamente compacto a compacto.

Após a realização dos ensaios laboratoriais sobre algumas amostras de solo, segundo as normas Unificada e AASTHO, identificam-se areias com calhaus, siltes inorgânicos e areias muito finas; argilas e argilas siltosas de baixa plasticidade, siltes micáceos e areias siltosas, resumidos no seguinte tabela 12.

Tabela 12. Síntese dos resultados dos ensaios.

Amostra	Ensaio						Classificação		
	Análise Granulométrica (Lnc E196)			Limites de Consistência (NP 143)		Teor em água (NP 84)	ASTM	AASH O	LCPC/ SETRA
	P#2mm	P#0.42mm	P#0.074mm	LL	IP	Wn (%)			
6534	96.8%	92.4%	77.3%	33%	NP	40.3	ML	A-4(8)	A1
6565	77.9%	39.4%	14.6%	-	NP	18.9	SM	A-1- b(0)	B%
6536	53.5%	21%	4.3%	-	NP	11.6	SW	A-1- b(0)	D1
6537	95%	81.6%	59.9%	-	NP	37.6	ML	A-4(5)	A1
6456	100%	97.7%	72.4%	28%	7%	41.4	CL-ML	A-4(8)	A1
6472	100%	78.4%	65.7%	54%	18%	63.3	MH	A-7-5	A2

Na Tabela 13, encontram-se presentes os resultados do Ensaio Edométrico para a amostra 6472, da sondagem nº 2.

Tabela 13. Resultados do Ensaio Edométrico para a amostra 6472, da sondagem nº 2.

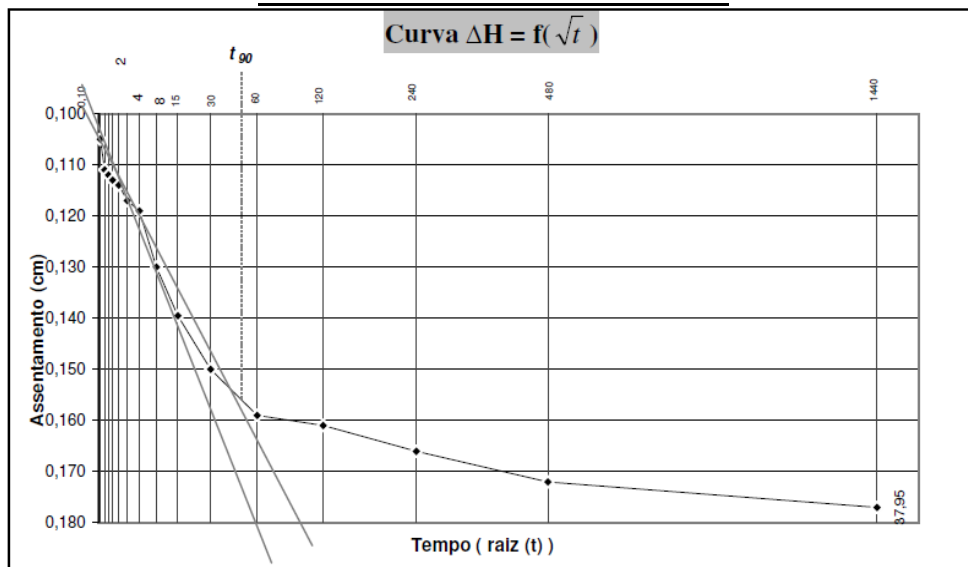
Tensão Kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta h$ cm	Altura reduzida $H_R = H_i - \Delta h$	Índice de vazios $e = (H_R/h_0) - 1$	$a_v$ cm <sup>2</sup> /Kg	$m_v$ cm <sup>2</sup> /Kg	$C_v$ cm <sup>2</sup> /s	$K$ cm/s
0,125	0,0262	1,874	1,527	0,283	0,110		
0,250	0,0614	1,838	1,480	0,380	0,148		
0,500	0,1050	1,795	1,421	0,235	0,092		
1,000	0,1770	1,723	1,324	0,194	0,076	$2,0 \times 10^{-04}$	$1,6 \times 10^{-08}$
2,000	0,2610	1,639	1,210	0,113	0,044	$1,6 \times 10^{-04}$	$8,2 \times 10^{-09}$
4,000	0,3610	1,539	1,076	0,067	0,026	$1,5 \times 10^{-04}$	$4,6 \times 10^{-09}$
8,000	0,4500	1,450	0,956	0,030	0,012		
1,000	0,4520	1,448	0,953	0,000	0,000		
0,250	0,4035	1,469	1,018	0,087	0,034		
0,000	0,2760	1,624	1,190	0,688	0,268		

Num ensaio edométrico são obtidas as leituras da altura da amostra ao longo do tempo para cada escalão de carga (tabelas 14 a 16). A partir destes resultados é possível obter, a partir de uma

curva ( $\Delta=f(\sqrt{t})$ ), por cada escalão de carga ou descarga, as quais permitem obter os parâmetros do solo: coeficiente de consolidação ( $c_v$ ), o valor do índice de vazios ( $e$ ), o coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ ) e coeficiente de compressibilidade volumétrico ( $m_v$ ) e coeficiente de permeabilidade ( $k$ ).

Tabela 14. Incremento de Tensão de 0,5 a 1,0 Kg/cm<sup>2</sup>

Tempo min	Divisões	Assentamento cm
0,01	719,0	0,1050
0,1	713,0	0,1110
0,25	712,0	0,1120
0,5	711,0	0,1130
1	710,0	0,1140
2	707,0	0,1170
4	705,0	0,1190
8	694,0	0,1300
15	684,5	0,1395
30	674,0	0,1500
60	665,0	0,1590
120	663,0	0,1610
240	658,0	0,1660
480	652,0	0,1720
1440	647,0	0,1770



$$t_{90} = 55 \text{ min} = 3300 \text{ seg}$$

$$e = 1,372$$

$$\text{Altura de Drenagem, } H_d = 0,875 \text{ cm}$$

$$\text{Coeficiente de compressibilidade, } a_v = (e_1 - e_2) / (T_2 - T_1) = 0,194 \text{ cm}^2/\text{Kg}$$

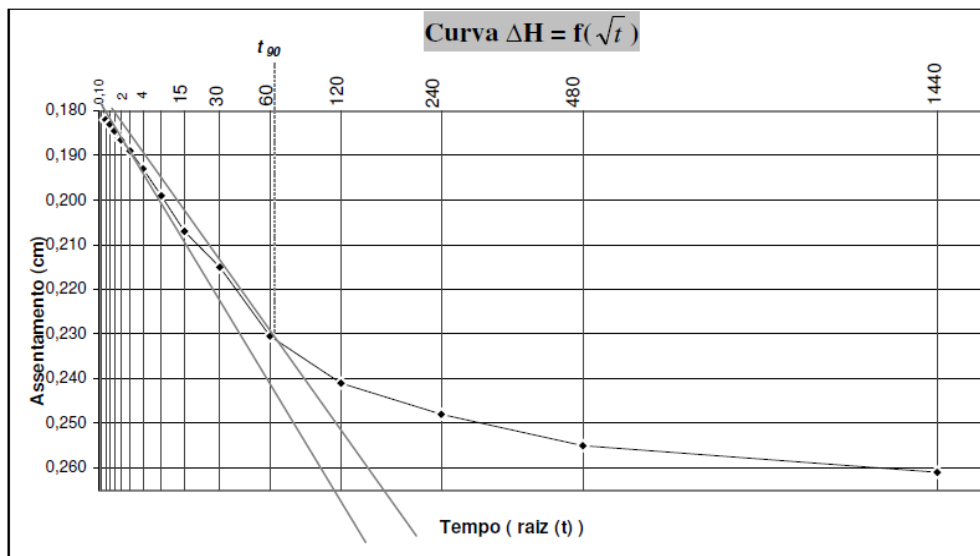
$$\text{Coeficiente de compressibilidade volumétrico, } m_v = a_v / (1 + e_0) = 7,6\text{E-}02 \text{ kPa}^{-1}$$

$$\text{Coeficiente de consolidação, } C_v = 0,848 * H_d^2 / t_{90} = 2,0\text{E-}04 \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$\text{Coeficiente de permeabilidade, } K = C_v * a_v / (1 + e) * 10^3 = 1,6\text{E-}08 \text{ cm/s}$$

Tabela 15. Incremento de Tensão de 1,0 a 2,0 Kg/cm<sup>2</sup>.

Tempo min	Divisões	Assentamento cm
0,01	647,0	0,1770
0,1	642,0	0,1820
0,25	641,0	0,1830
0,5	639,5	0,1845
1	637,5	0,1865
2	635,0	0,1890
4	631,0	0,1930
8	625,0	0,1990
15	617,0	0,2070
30	609,0	0,2450
60	593,5	0,2305
120	583,0	0,2410
240	576,0	0,2480
480	569,0	0,2550
1440	563,0	0,2610



$t_{90} = 60 \text{ min} = 3600 \text{ seg}$

$e = 1,2671$

Altura de Drenagem,  $H_d = 0,836 \text{ cm}$

Coefficiente de compressibilidade,  $a_v = (e_1 - e_2) / (T_2 - T_1) = 0,113 \text{ cm}^2/\text{Kg}$

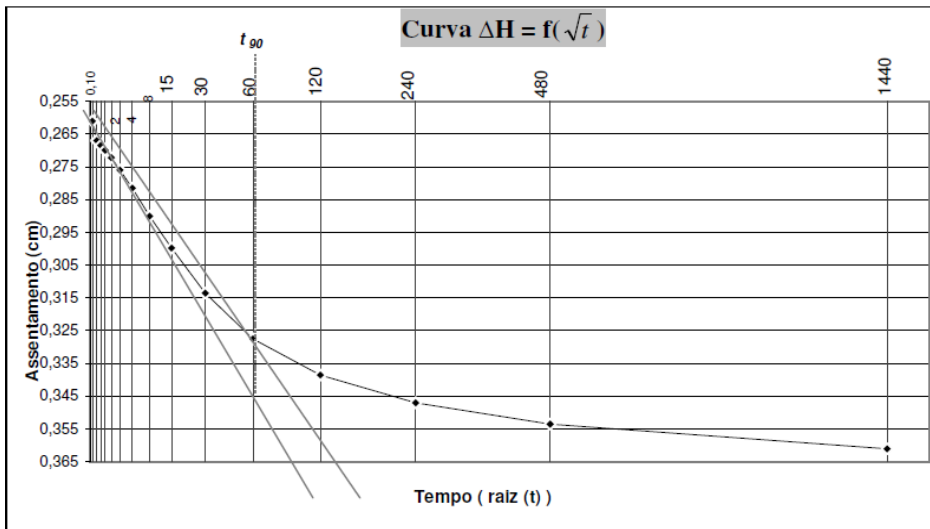
Coefficiente de compressibilidade volumétrico,  $m_v = a_v / (1 + e_0) = 74,4\text{E-}02 \text{ kPa}^{-1}$

Coefficiente de consolidação,  $C_v = 0,848 * H_d^2 / t_{90} = 1,6\text{E-}04 \text{ cm}^2/\text{s}$

Coefficiente de permeabilidade,  $K = C_v * a_v / (1 + e) * 10^3 = 8,2\text{E-}09 \text{ cm/s}$

Tabela 16. Incremento de Tensão de 2,0 a 4,0 Kg/cm<sup>2</sup>

Tempo min	Divisões	Assentamento cm
0,01	563,0	0,2610
0,1	557,0	0,2670
0,25	555,5	0,2685
0,5	554,0	0,2700
1	551,8	0,2722
2	548,0	0,2760
4	542,5	0,2815
8	534,0	0,2900
15	524,2	0,2998
30	510,5	0,3135
60	496,5	0,3275
120	48505,0	0,3385
240	477,0	0,3470
480	470,5	0,3535
1440	463,0	0,3610



$t_{90} = 60 \text{ min} = 3600 \text{ seg}$

$e = 1,143$

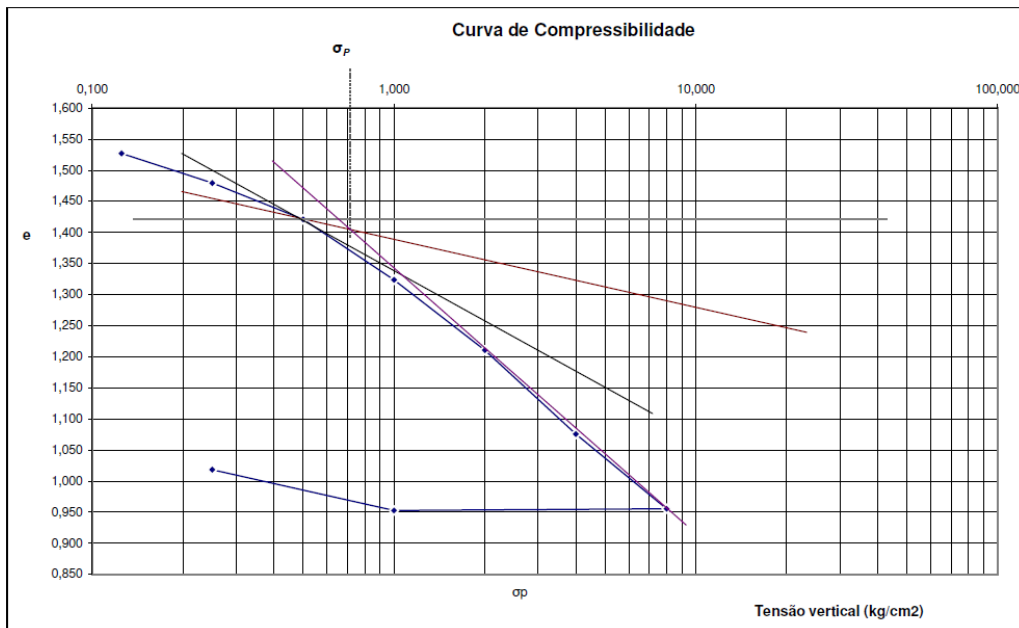
Altura de Drenagem,  $H_d = 0,790 \text{ cm}$

Coefficiente de compressibilidade,  $a_v = (e_1 - e_2) / (T_2 - T_1) = 0,067 \text{ cm}^2/\text{Kg}$

Coefficiente de compressibilidade volumétrico,  $m_v = a_v / (1 + e_0) = 2,6E-02 \text{ kPa}^{-1}$

Coefficiente de consolidação,  $C_v = 0,848 * H_d^2 / t_{90} = 1,5E-04 \text{ cm}^2/\text{s}$

Coefficiente de permeabilidade,  $K = C_v * a_v / (1 + e) * 10^3 = 4,6E-09 \text{ cm}/\text{s}$



Tensão de pré-consolidação,  $\sigma_p = 0,7 \text{ Kg/cm}^2$

Coefficiente de compes. Vol. Médio,  $m_v = 4,9\text{E}-02 \text{ kPa}^{-1}$

Índice de compressibilidade,  $C_c = [\Delta e / \Delta \log(Tv)] = 0,399$

Coefficiente de consolidação médio,  $C_v = 1,7\text{E}-04 \text{ cm}^2/\text{s}$

Índice de recompressibilidade,  $C_r = [\Delta e / \Delta \log(Tv)] = 0,156$

Coefficiente de permeabilidade médio,  $K = 9,8\text{E}-09 \text{ cm/s}$

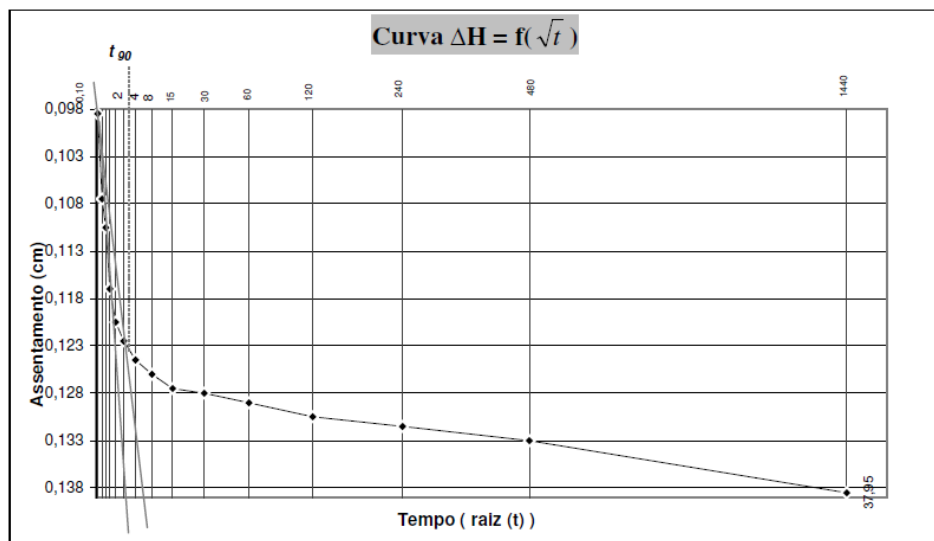
Na Tabela 17, encontram-se presentes os resultados do Ensaio Edométrico para a amostra 6456, da sondagem nº 5.

Tabela 17. Resultado do Ensaio Edométrico para a amostra 6456 da sondagem nº 5.

Tensão Kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta h$ cm	Altura reduzida $H_R = H_i - \Delta h$	Índice de vazios $e = (H_R/h_0) - 1$	$a_v$ cm <sup>2</sup> /Kg	$m_v$ cm <sup>2</sup> /Kg	$C_v$ cm <sup>2</sup> /s	$K$ cm/s
0,125	0,0587	1,780	0,986	0,524	0,255		
0,250	0,0756	1,763	0,967	0,151	0,074		
0,500	0,0985	1,740	0,942	0,102	0,050		
1,000	0,1385	1,700	0,897	0,089	0,044	$5,5 \times 10^{-03}$	$2,6 \times 10^{-07}$
2,000	0,1745	1,664	0,857	0,040	0,020	$5,3 \times 10^{-03}$	$1,1 \times 10^{-07}$
4,000	0,2223	1,616	0,804	0,027	0,013	$5,1 \times 10^{-03}$	$7,4 \times 10^{-08}$
8,000	0,2783	1,560	0,741	0,016	0,008		
1,000	0,2885	1,550	0,730	-0,002	-0,001		
0,250	0,2615	1,577	0,760	0,040	0,020		
0,000	0,2195	1,619	0,807	0,187	0,091		

Tabela 18. Incremento de Tensão de 0,5 a 1,0 Kg/cm<sup>2</sup>.

Tempo min	Divisões	Assentamento cm
0,01	680,0	0,0985
0,1	671,0	0,1075
0,25	668,0	0,1105
0,5	661,5	0,1170
1	658,0	0,1205
2	656,0	0,1225
4	654,0	0,1245
8	652,5	0,1260
15	651,0	0,1275
30	650,5	0,1280
60	649,5	0,1290
120	648,0	0,1305
240	647,0	0,1315
480	645,5	0,1330
1440	640,0	0,1385



$t_{90} = 2 \text{ min} = 120 \text{ seg}$

$e = 0,919$

Altura de Drenagem,  $H_d = 0,886 \text{ cm}$

Coefficiente de compressibilidade,  $a_v = (e_1 - e_2) / (T_2 - T_1) = 0,089 \text{ cm}^2/\text{Kg}$

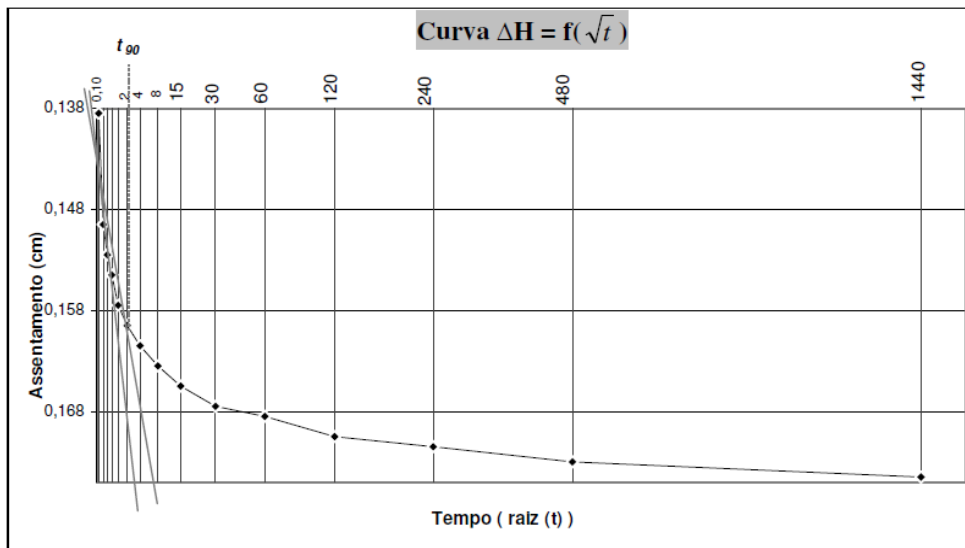
Coefficiente de compressibilidade volumétrico,  $m_v = a_v / (1 + e_0) = 4,4E-02 \text{ kPa}^{-1}$

Coefficiente de consolidação,  $C_v = 0,848 * H_d^2 / t_{90} = 5,5E-03 \text{ cm}^2/\text{s}$

Coefficiente de permeabilidade,  $K = C_v * a_v / (1 + e) * 10^3 = 2,6E-07 \text{ cm/s}$

Tabela 19. Incremento de Tensão de 1,0 a 2,0 Kg/cm<sup>2</sup>.

Tempo min	Divisões	Assentamento cm
0,01	640,0	0,1385
0,1	629,0	0,1495
0,25	626,0	0,1525
0,5	624,0	0,1545
1	621,0	0,1575
2	619,0	0,1595
4	617,0	0,1615
8	615,0	0,1635
15	613,0	0,1655
30	611,0	0,1675
60	610,0	0,1685
120	608,0	0,1705
240	607,0	0,1715
480	605,5	0,1730
1440	604,0	0,1745



$t_{90} = 2 \text{ min} = 120 \text{ seg}$

$e = 0,8771$

Altura de Drenagem,  $H_d = 0,867 \text{ cm}$

Coefficiente de compressibilidade,  $a_v = (e_1 - e_2) / (T_2 - T_1) = 0,040 \text{ cm}^2 / \text{Kg}$

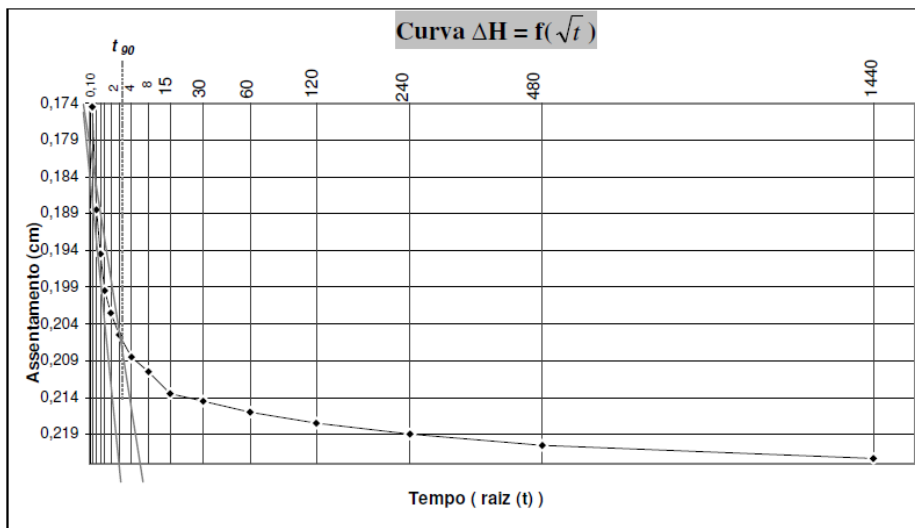
Coefficiente de compressibilidade volumétrico,  $m_v = a_v / (1 + e_0) = 2,0E-02 \text{ kPa}^{-1}$

Coefficiente de consolidação,  $C_v = 0,848 * H_d^2 / t_{90} = 5,3E-03 \text{ cm}^2 / \text{s}$

Coefficiente de permeabilidade,  $K = C_v * a_v / (1 + e) * 10^3 = 1,1E-07 \text{ cm/s}$

Tabela 20. Incremento de Tensão de 2,0 a 4,0 Kg/cm<sup>2</sup>.

Tempo min	Divisões	Assentamento cm
0,01	604,0	0,1745
0,1	590,0	0,1885
0,25	584,0	0,1945
0,5	579,0	0,1995
1	576,0	0,2025
2	573,0	0,2055
4	570,0	0,2085
8	568,0	0,2105
15	565,0	0,2135
30	564,0	0,2145
60	562,5	0,2160
120	561,0	0,2175
240	559,5	0,2190
480	558,0	0,2205
1440	556,2	0,2223



$$t_{90} = 2 \text{ min} = 120 \text{ seg}$$

$$e = 0,830$$

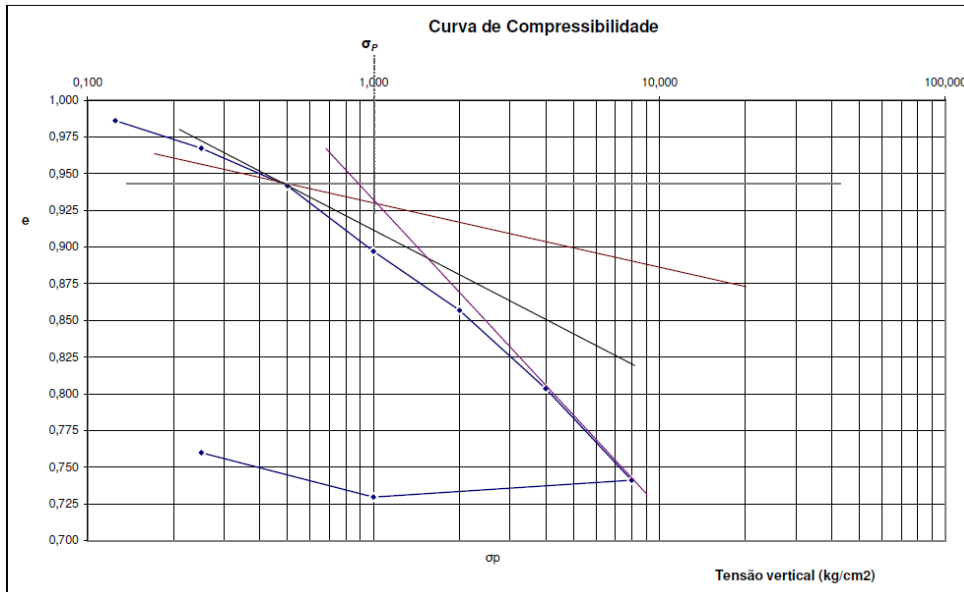
$$\text{Altura de Drenagem, } H_d = 0,846 \text{ cm}$$

$$\text{Coeficiente de compressibilidade, } a_v = (e_1 - e_2) / (T_2 - T_1) = 0,027 \text{ cm}^2/\text{Kg}$$

$$\text{Coeficiente de compressibilidade volumétrico, } m_v = a_v / (1 + e_0) = 1,3E-02 \text{ kPa}^{-1}$$

$$\text{Coeficiente de consolidação, } C_v = 0,848 * H_d^2 / t_{90} = 5,1E-03 \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$\text{Coeficiente de permeabilidade, } K = C_v * a_v / (1 + e) * 10^3 = 7,4E-08 \text{ cm/s}$$



Tensão de pré-consolidação,  $\sigma_p = 1,00 \text{ Kg/cm}^2$  = Coeficiente de compes. Vol. Médio,  $m_v = 2,5\text{E-}02 \text{ kPa}^{-1}$

Índice de compressibilidade,  $C_c = [\Delta e / \Delta \log(Tv)] = 0,2093$  = Coeficiente de consolidação médio,  $C_v = 5,3\text{E-}03 \text{ cm}^2/\text{s}$

Índice de recompressibilidade,  $C_r = [\Delta e / \Delta \log(Tv)] = 0,0631$  = Coeficiente de permeabilidade médio,  $K = 1,5\text{E-}07 \text{ cm/s}$

Em suma:

Quando se aplica um incremento de tensão a um solo, verifica-se uma variação de volume, a qual pode ocorrer de três formas: por compressão das partículas do solo; por compressão do fluido dos poros; por expulsão do fluido dos poros e rearranjo das partículas do solo com diminuição do índice de vazios.

Para um solo saturado, a compressibilidade das partículas e da água é praticamente nula, pelo que a variação de volume pode apenas ocorrer por meio de uma redução do índice de vazios que implica necessariamente uma expulsão de parte da água e/ou ar que preenche os poros.

O ensaio edométrico destina-se a avaliar a variação do assentamento no tempo e o assentamento total, que se verificam devido à variação de volume de solo.

Este ensaio é muito utilizado pois é simples de se realizar e as condições de deformação são muito semelhantes às que ocorrem nos problemas reais.

Dos resultados dos ensaios edométricos é possível determinar: uma relação entre o índice de vazios e a tensão efectiva a partir da qual se pode avaliar o assentamento total; as curvas de assentamento em função do tempo para cada fase de carregamento as quais permitem avaliarem a evolução dos assentamentos no tempo.

Observando os gráficos obtidos e para os valores das amostras 6472 e 6456, verifica-se que a amostra 6472 é composta por depósitos aluvionares, siltes argilosos, de cor preta, micácea, exibindo elevada contaminação orgânica de consistência mole e a amostra 6456 é composta por depósitos aluvionares, siltes argilosos com componente arenosa de cor preta, micáceas, exibindo elevada contaminação orgânica de consistência mole a média.



## **6. Conclusões**



## 6. Conclusões

O presente trabalho visou estudar algumas das técnicas de melhoramento dos solos aluvionares muito compressíveis.

A técnica dos geodrenos, consiste em colocar no solo uma quantidade de drenos verticais, uma camada drenante e sobre um conjunto, um aterro com altura estudada para promover a consolidação lenta do solo (3 a 8 meses). Quando esta consolidação tiver uma taxa que não provoque colapso na estrutura, ou seja, continua recalando, mais de forma muito lenta, o aterro é retirado e por fim executa-se a obra.

Na literatura publicada sobre a utilização dos geossintéticos como reforço de aterros sobre solos moles, o método é caracterizado como uma rápida solução, prática e de fácil execução.

A análise dos assentamentos nas zonas tratadas com drenos verticais no Terminal de Contentores TC 4S – 1ª fase e dos resultados dos ensaios de molinete efectuados no início do tratamento e vários meses depois, confirmaram a eficácia dos drenos verticais no incremento da resistência ao corte dos solos lodosos.

A evolução da técnica de jet-grouting para melhoramento de terrenos, tem sido significativa nos últimos anos, principalmente, em Portugal.

O *jet grouting* depende de vários factores, como por exemplo as características do solo onde se vai realizar o melhoramento de terrenos e os parâmetros de execução do *jet*. É, então, é necessário reunir um conjunto de informações geotécnicas para se seleccionar o sistema de *jet* indicado e determinar os parâmetros ideais.

Neste estudo foi possível obter os dados da obra: a execução de colunas de *jet grouting* na regularização do canal de embocadura do Rio Leça, na Doca nº4, neste contexto, efectuou-se o controlo de qualidade rigoroso dos processos executivos do *jet*, uma campanha de prospecção geológica e geotécnica complementar, assim como os ensaios de carga à escala real e o controlo de execução, em particular das colunas de *jet grouting*, através do registo de parâmetros de execução.

Deste tipo de solução, destaca-se o facto de dispensar o recurso a mecanismos de drenagem e de consolidação, menos previsíveis do ponto de vista de prazo e de comportamento, como acontece com as soluções que recorrem a colunas de britas ou a geodrenos.

A técnica da substituição dos solos moles, por solos mais resistentes, é utilizada quando a área a tratar é de pequena dimensão e de reduzida espessura.

A técnica de reforço com colunas de brita em solos moles, reduz claramente os assentamentos, devido à elevada permeabilidade do material constituinte da coluna, que funciona como um

dreno vertical. Existe um mecanismo de transferência de tensões efectivas do solo (mais deformável) para a coluna (menos deformável), por efeito de arco, quer na camada de aterro propriamente dito quer no solo envolvente à coluna.

Para definir qual a melhor técnica de melhoramento e/ou consolidação para adoptar nos solos, é necessário a realização de vários ensaios, “in situ” e em laboratório, um dos ensaios que nos permite caracterizar a compressibilidade do solo é o ensaio endométrico.

Deste modo, no estudo experimental, foram realizados ensaios edométricos em laboratório, com duas amostras de solo de fundação do novo Parque de Contentores do Porto de Leixões, um ensaio muito usado em solos muito compressíveis, devido á sua simplicidade de realização e porque as condições de deformação são muito semelhantes às que ocorrem no solo na realidade. Deste ensaio pode obter-se uma relação entre o índice de vazios e a tensão efectiva e a partir desta o assentamento total e os gráficos das curvas de assentamento em função do tempo para cada fase de carregamento e assim avaliar a evolução dos assentamentos no tempo.

## **7. Referências bibliográficas**



## 7. Referências bibliográficas

- Alamgir, M., Miura, N. e Poorooshasb, H.B. (1996). Deformation analysis of soft ground reinforced by columnar inclusions. *Computers and Geotechnics*-Vol.18 No 4 pp 267-290.
- Abramson, L. W., Drumheller, J. C., Hussin, J. D. & Sharp, K. D. (1997). “*Jet grouting*”. In *Ground Improvement/Ground Reinforcement/Ground Treatment*, edited by Vernon R. Schaefer, pp. 113-125.
- Almeida, M. S. S. (1992). Geodrenos como elemento de aceleração de recalque. Seminário sobre aplicação de geossintéticos em geotecnia – Geossintéticos’92, Unb, Brasília.
- “APDL Ampliação do terminal de contentores Sul”. Estudo prévio. GEG. Outubro de 2008.
- “APDL – Novo Parque de Contentores Vazios – Porto de Leixões Reconhecimento Geológico – Geotécnico” Geoma, Junho 2010.
- Balaam, N.P. e Booker, J.R. (1981). Analysis of rigid rafts supported by granular piles. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*. Vol. 5. pp. 379-403.
- Balaam, N.P., POULOS, H.G. (1983). The behavior of foundations supported by clays stabilized by stone columns. C.R. 8th european confrence on SMFE. Helsinki. May 1983, Vol.1. pp. 199-204.
- Botto, R. (2001). “*Instrumentação geotécnica de obras subterrâneas. O jet grouting na execução de obras subterrâneas em maciços terrosos*”. Relatório de estágio. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- Carreto, Joana Rodrigues. Jet grouting: Uma técnica em desenvolvimento. 7ª Congresso nacional de Geotecnia, 2000.
- Costa, J. Carrigton. Teixeira, Carlos. 1957. Carta geológica de Portugal: Folha 9C. Serviços Geológicos de Portugal. Pp. 38.
- Croce, P. & Flora, A. (2000). “*Analysis of single-fluid jet grouting*”. In *Ground and Soil Improvement* edited by C. A. Raison. *Géotechnique* 50. No. 6, pp. 739-748
- Croce, P. & Flora, A (2001). “*Analysis of single-fluid jet grouting*”. *Géotechnique* 51. No. 10, pp. 905-906.
- Dinis da Gama, C. & Reis e Sousa, M. (2008). “*Caracterização geomecânica de amostras de jet grouting e da influência do material base (solo) nas suas propriedades*”. In XI Congresso Nacional de Geotecnia. Coimbra.
- Domingos, Tiago Sarmiento. 2006. Reforço de fundações com coluna de brita em aterros sobre solos moles: Análise e dimensionamento. FEUP, Porto. Pp. 236. (Tese de mestrado).
- Fernandes, Matos Manuel. 1994. *Mecânica dos solos: Conceitos e princípios fundamentais*. I vol. FEUP, Porto.

- Ferreira, A., 2000. Dados geoquímicos de base de sedimentos Fluviais de amostragem de baixa densidade de Portugal Continental: estudo de factores de variação regional. Universidade de Aveiro, Aveiro. Pp 56-58.(Tese de doutoramento geociências).
- FHWA (1983). Design and construction of stone columns. Vol 1. Report FHWA/RD-83/027. Barksdale, R.D. e Bachus R.C. Federal Highway Administration.
- Filho, Jaime de A. Gusmão.2008. Solos de formação geológica ao uso na Engenharia. Editora Universitária UFPE. 2ª edição. Recife. Pp. 183.
- Folque, J. (1986). Melhoria de solos. Memória nº 673. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Francisco, R. F. F. (2007). *“Caracterização técnico – económica dos diferentes tipos de fundações profundas”*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UTL-IST, Lisboa.
- Greenwood, D.A. (1970). Mechanical improvement of soils below ground surface” C.R. Conference on Ground Engineering. Institution of Civil Engineers. London. paper II. pp. 11-22.
- Hachich, W. & Falconi, F. F. (1996). *“Fundações. Teoria e Prática”*. São Paulo, PINI. Pp. 641-656.
- Hughes, J.O. e Withers, N.J. (1974). Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns.Ground Engineering. pp 42-49.
- Kaidussis, R. & Gomez de Tejada, F. (2000). *“O Jet Grouting como ferramenta versátil para o tratamento e melhoramento de solos”*. In VII Congresso Nacional de Geotecnia. Porto, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Karstunen, Minna. & Leoni, Martino. 2009. Geotechnics of soft soils: Focus on ground improvement. Taylor & Francis Group, London. Pp. 231-232.
- Kutzner, C. (1996). *“Jet grouting”*. In Grouting of Rock and Soil. pp. 221-239.
- LNEC (1995). Aterro de solos contaminados da EXPO 98. Análise das causas do deslizamento ocorrido em 25.06.95. Relatório interno, Setembro.
- LNEC (1997). Análise da zona tratada com drenos verticais na Expansão Este do aterro sanitário de Beirolas. Relatório interno, Outubro.
- Moreau, N. e Moreau, M. (1935). Foundations. Emploi du Sable. Annales des ponts et chaussées. Memoires. No 224 pp. 171-214.
- Nayak, N.V. (1982). Recent innovations on ground improvement by stone columns. Symposiom on recent developments in ground improvement techniques. Bangkok.
- “Observação de barragens de Aterro” – Pedro Seco Pinto, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1982. “Remblais sur Sols Compressibles – Instrumentation et exploitation des mesures” – J.P. Mignan et C. Mieussens. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 115 Sept-Oct 1981.

- Palmeira, E. M. (1992). Geossintéticos: Tipos e evolução nos últimos anos. Seminário sobre aplicação de geossintéticos em geotecnia – Geossintáticos'92, Unb, Brasília.
- Palmeira, E. M. (1992). Aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos. Seminário sobre aplicação de geossintéticos em geotecnia – Geossintáticos'92, Unb, Brasília.
- Pardo de Santayana, F.; Veiga Pinto, A. (1998). The Beirolas Landfill Eastern Expansion landslide. Third International Congress on Environmental Geotechnics, Lisboa, pp. 905-910.
- “Porto de Leixões – Doca 4 Jet Grouting”. Procedimento de trabalho. Somague Engenharia, S.A.. 12 de Julho de 1999.
- Priebe, H. J. (1998). Vibro replacement to prevent earthquake induced liquefaction. Ground Engineering Revue.
- Priebe, H. J. (1995). The design of vibro replacement. Ground Engineering. Vol. 28, nº 10.
- “Prospecção Geológica-Geotécnica – Leixões”. Geocimenta- Fundações e construções, S.A.. Julho de 2006.
- “Reabilitação de um troço, com 110 m, do Cais Sul e do Cais Nascente da Doca nº4”. Cadernos de encargos. Volumes II e III. Processo de concurso. Administração dos portos do Douro e Leixões. Agosto de 1997.
- “Reabilitação de um troço, com 110 m, do Cais Sul e do Cais Nascente da Doca nº4”. Visita técnica. XII Congresso Engenharia e Cultura. Somague. Irmãos Cavaco, S.A.. Administração dos portos do Douro e Leixões. 22 de Setembro de 2000.
- Rodrigues, Daniel Filipe Neves. 2009. Jet grouting: Controle de qualidade em terrenos do miocénico de Lisboa. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Pp. 131. (Tese de mestrado em Engenharia Geológica (Geotecnia)).
- Schlosser, F., Jacobsen, H.M. e Juran, I. (1983). Soil-reinforcement. General report. C.R. 8<sup>th</sup> European conference on SMFE. Helsinki. mai 1983. Speciality session 5. Vol. 3. pp. 1159-1180.
- Silva, António Rafael Leite. 1996. Estabilidade de aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos. Universidade de Brasília Faculdade de Tecnologia. Pp. 121. (Dissertação de mestrado em Geotecnia).
- Silva, Pereira, J. C. (1983). Tratamento de solos de fundação – Uma introdução à estaca de brita injectada e à estaca de betão vibrado. Keller Portugal.
- Soares, José; Pinheiro, Rinaldo, Tavares, Ildomar; Apontamentos de aula – Mecânica dos solos Universidade Federal de Santa Maria
- Sturman, S. (1939). A new soil compaction device. Engineering news record, July 20th.
- “Terminal de Contentores TC 4S – 1ª fase”. Memória descritiva e justificativa e mapas de qualidades de trabalho e orçamento. Administração dos portos do Douro e Leixões. Proman. 9 de Dezembro de 1985.

“Terminal de Contentores TC 4S – 1ª fase”. Condições técnicas especiais. Administração dos portos do Douro e Leixões. Proman. 9 de Dezembro de 1985.

Terzaghi, K.(1943) Theoretical Soil Mechanics, cap8 New York:Wiley

Voutrain, J. (1980). Comportement et dimensionnement des colonnes ballastées. Revue française de geotechnique. nº 11.

### **Normas**

E 218-1968: Julho 1968. Prospecção geotécnica de terrenos: Colheita de amostras. 5 pp..

E 219-1968: Julho 1968. Prospecção geotécnica de terrenos: Vocabulário. 7 pp..

E 220-1968: Julho 1968. Prospecção geotécnica de terrenos: Simbologia. 2 pp..

NP 2064: 1983. Cimento: Definições, classes de resistência e características.

NP 2065: 1983. Cimentos: Condições de fornecimento e recepção.

NP 84: 1965. Solos: Determinação do teor em água.

NP 143: 1969. Solos: determinação dos limites de consistência.

LNEC E 196: 1967. Solos: Análise Granulométrica.

### **Sites consultados**

<http://www.ufsm.br/> (consulta em Maio 2009)

<http://www.dec.fct.unl.pt/> (consulta em Junho 2009)

<http://www.solotrat.com.br/> (consulta em Junho 2009)

<http://www.sitengenharia.com.br/> (consulta em Julho 2009)

<http://www.revistatechne.com.br/> (consulta em Setembro 2009)

<http://www.jetjs.pt/> (consulta em Setembro 2009)

<http://www.scribd.com/doc/19504682/Analise-do-comportamento-da-area-tratada-com-drenos-verticais-na-expansao-Este-do-aterro-sanitario-de-Beirolas> (consulta em Setembro de 2009)

[http://geomuseu.ist.utl.pt/OG2009/Documentos%20Complementares/Congresso%20Geotecnia%20\(resumos\)/Congresso\\_Actas%20\(D\)/Volume%204/V4-15.pdf](http://geomuseu.ist.utl.pt/OG2009/Documentos%20Complementares/Congresso%20Geotecnia%20(resumos)/Congresso_Actas%20(D)/Volume%204/V4-15.pdf) (consulta em Setembro de 2009)

[http://geomuseu.ist.utl.pt/OG2009/Documentos%20Complementares/Congresso%20Geotecnia%20\(resumos\)/Congresso\\_Actas%20\(D\)/Volume%204/V4-02.pdf](http://geomuseu.ist.utl.pt/OG2009/Documentos%20Complementares/Congresso%20Geotecnia%20(resumos)/Congresso_Actas%20(D)/Volume%204/V4-02.pdf) (consulta em Setembro de 2009)

<http://www.scribd.com/doc/19472019/Posto-de-corte-do-Ribatejo-Um-caso-de-Melhoria-de-solos-com-colunas-de-brita> (consulta em Setembro de 2009)

<http://www.scribd.com/doc/19472019/Posto-de-corte-do-Ribatejo-Um-caso-de-Melhoria-de-solos-com-colunas-de-brita> (consulta em Outubro 2009)

[http://dminas.ist.utl.pt/OG2008/Congresso%20Geotecnia%20\(resumos\)/Congresso\\_Actas%20\(D\)/Volume%204/V4-15.pdf](http://dminas.ist.utl.pt/OG2008/Congresso%20Geotecnia%20(resumos)/Congresso_Actas%20(D)/Volume%204/V4-15.pdf) (consulta em Outubro 2009)

<http://www.scribd.com/doc/19451382/Solos-Lodosos-EXPO98> (consulta em Outubro 2009)

[http://production.investis.com/klr/about/about\\_klr](http://production.investis.com/klr/about/about_klr) (Consultado Outubro de 2009)

