

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE UM ATERRO SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADO COM COLUNAS DE DSM

NUMERICAL MODELING OF AN EMBANKMENT OVER SOFT SOILS REINFORCED WITH DSM COLUMNS

Sanches, Sara; Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, ec0273@fe.up.pt

Rios, Sara; Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, sara.rios@fe.up.pt

Viana da Fonseca, António; Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, viana@fe.up.pt

Mendonça, Agostinho; Soares da Costa, S.A., ammendonca@soaresdacosta.pt

RESUMO

O artigo apresenta os resultados da modelação numérica de um aterro sobre solos moles que sustenta a via de acesso à Plataforma Logística de Lisboa Norte (PLLN) no sentido de analisar a viabilidade de um reforço do referido aterro com colunas em Deep Soil Mixing (DSM). Para esse efeito foi utilizado um modelo em elementos finitos através do programa comercial Plaxis® onde se estudaram vários parâmetros como o tempo de cura das colunas e o espaçamento entre colunas. Para cada caso foram comparados os deslocamentos horizontais e verticais máximos bem como os pontos plastificados. Foi ainda efectuada uma análise de viabilidade económica para comparação do tempo de execução e dos custos associados à solução em DSM e à solução efectivamente implementada em obra que combinava geodrenos com pré-carga e um aterro definitivo em GeoLeca®.

ABSTRACT

The paper presents a numerical modelling of an embankment over soft soils built for the access of the Northern Lisbon Logistic Platform (PLLN) with the aim of analyzing the possibility of reinforcing the embankment with Deep Soil Mixing (DSM) columns. For that purpose a finite element model implemented in commercial software Plaxis® was used to study different parameters such as the curing time of the columns or the column spacing. For each case the maximum horizontal and vertical displacements were compared as well as the plastic points. The execution times and costs were evaluated to compare the DSM solution and the solution implemented *in situ* with drains, a preloading embankment and a final GeoLeca® embankment.

1 - INTRODUÇÃO

O artigo apresenta os resultados da modelação numérica de um aterro sobre solos moles que sustenta a via de acesso à Plataforma Logística de Lisboa Norte (PLLN) localizada na freguesia de Castanheira do Ribatejo, concelho de Vila Franca de Xira. Esta região coincide com a zona da vala do Carregado e do Carril, numa área formada essencialmente por formações sedimentares do Plio-Plistocénico, onde predominam as aluviões do Tejo. Estas formações sedimentares são caracterizadas por grande irregularidade e complexidade na estratificação, pelo que, geralmente, no Vale do Tejo os depósitos aluvionares são formados por areias e argilas interestratificadas (Almeida et al., 2000) (CENOR). De acordo com o relatório geológico e geotécnico, as aluviões têm grande desenvolvimento nesta zona (até 60 m de espessura) e são constituídas maioritariamente por lodos com intercalações de areias mais ou menos lodosas e, na base, é também frequente a existência de camadas constituídas por cascalheiras de calhaus rolados. Têm uma constituição essencialmente argilosa e caracterizam-se por ter uma permeabilidade reduzida e um teor em água bastante elevado dado que o nível freático se encontra muito próximo da superfície (CENORGEO, 2009).

Os trabalhos realizados para a construção da PLLN levaram à realização de ensaios laboratoriais e *in situ*, sendo que os primeiros estão associados a furos de sondagem. No entanto, para o presente trabalho apenas se consideraram o ensaio SCPTU e os ensaios laboratoriais referentes à sondagem mais próximos do aterro em estudo, após verificar que estes apresentavam alguma fiabilidade comparativamente com outros ensaios realizados nas zonas envolventes. Os ensaios laboratoriais incidiram especialmente sobre a camada de argila mais condicionante do ponto de vista geotécnico.

Para a construção do aterro sobre solos moles a equipa de projecto optou por uma solução combinada de aterro de pré-carga com geodrenos espaçados de 1,2 m como mostra a Figura 1. Para dar cumprimento à rasante do traçado da estrada, o aterro final (Figura 2) tem uma altura de 5 m e é constituído maioritariamente por GeoLeca® reduzindo o peso próprio do aterro e consequentemente, a necessidade de atuação da pré-carga por um período de tempo superior.

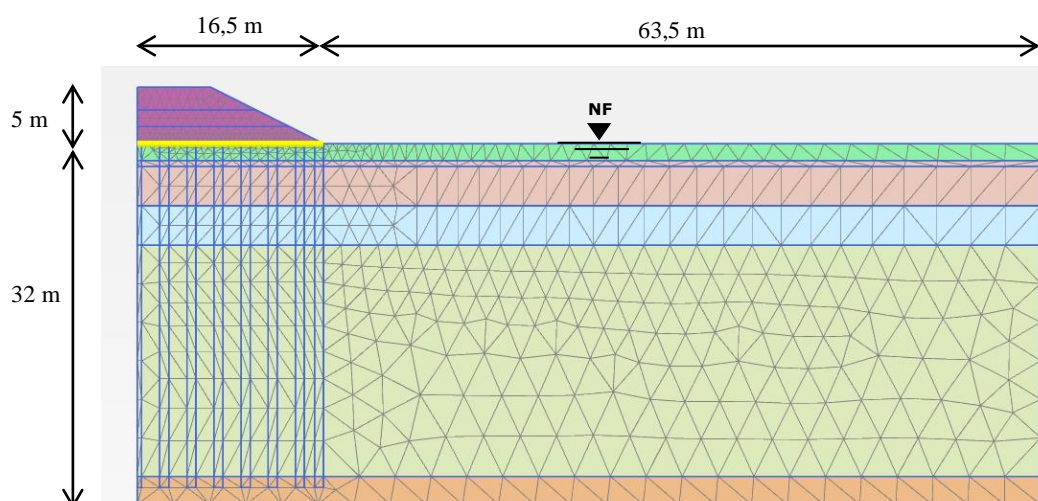


Figura 3 – Malha de elementos finitos utilizada na modelação numérica

2.2 - Características geotécnicas dos materiais

2.2.1 - Caracterização do aterro e dos solos de fundação

Os resultados do ensaio SCPTU foram interpretados através da abordagem unificada proposta por Robertson (2009) através da qual foi possível obter os parâmetros de cálculo dos solos de fundação necessários à modelação numérica. Identificaram-se assim três camadas do tipo granular constituídas maioritariamente por areias e siltes (camadas 1, 3 e 5) e duas camadas de solos argilosos (camadas 2 e 4). As camadas granulares bem como o aterro foram simuladas com o modelo constitutivo "Hardening Soil Model - HSM" enquanto as camadas de solos finos foram simuladas com o modelo "Soft Soil Model - SSM" ambos presentes no PLAXIS (2010). Relativamente à camada 4 de argila dispunha-se ainda de ensaios laboratoriais que ajudaram na sua caracterização geotécnica. O Quadro 1 resume as características consideradas para cada um dos materiais.

Quadro 1 – Características consideradas em cada um dos materiais

| Camada | Modelo | Cota superior (m) | Cota inferior (m) | γ (kN/m ³) | ϕ' (°) | ψ (°) | c' (kN/m ²) | E_{50} (MPa) | λ^* | κ^* | k (m/dia) | OCR |
|--------|--------|-------------------|-------------------|-------------------------------|-------------|------------|---------------------------|----------------|-------------|------------|-------------|-----|
| Aterro | HSM | Variável | | 23 | 41 | | 20 | 50 | - | | 3,5 | - |
| 1 | HSM | 0 | 1,5 | 18,83 | 44 | 14,20 | - | 18,67 | - | | 0,149 | - |
| 2 | SSM | 1,5 | 5,5 | 15,80 | 28 | 0 | - | 19,38 | 0,1363 | 0,0321 | 2,32E-03 | 1,5 |
| 3 | HSM | 5,5 | 9 | 16,33 | 31 | 5,01 | 9,6 | 14,50 | - | | 1,664 | - |
| 4 | SSM | 9 | 29,5 | 16,79 | 26 | 0 | - | 24,69 | 0,1363 | 0,0321 | 7,46E-05 | 1 |
| 5 | HSM | 29,5 | 31 | 20,39 | 39 | 12,01 | - | 70,97 | - | | 15 | - |

2.2.2 - Caracterização do material tratado

As propriedades do solo tratado nas colunas seriam idealmente definidas através de ensaios laboratoriais (preferencialmente sobre carotes recolhidas em colunas piloto) ou *in situ* (tais como ensaios de carga sob colunas pivots instrumentadas), sendo que na ausência dos mesmos considerou-se, simplificada, a experiência de alguns autores em obras similares. Desta forma, consideraram-se alguns estudos presentes na literatura da especialidade, para o caso da mistura do solo argiloso com o ligante (Correia, 2011 e Topolnicki, 2009). Tendo em conta que as características do material tratado dependem das características do solo de origem, expressam-se no Quadro 3 os parâmetros geotécnicos do solo tratado para cada uma das camadas identificadas atrás.

Quadro 2 – Algumas características do solo tratado consideradas no modelo numérico

| Camada | γ (kN/m ³) | k (m/s) | ψ (°) | ϕ' (°) |
|--------|----------------------------------|---------|------------|-------------|
| 1 | 18,83 | 7,2E-9 | 23,3 | 35 |
| 2 | 15,80 | 1,1E-10 | 11,7 | |
| 3 | 16,33 | 8,1E-8 | 23,3 | |
| 4 | 16,00 | 3,6E-12 | 11,7 | |
| 5 | 20,39 | 1,6E-6 | 23,3 | |

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

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

Como a dilatância só se torna um parâmetro relevante após a plastificação, a consideração deste parâmetro não é muito relevante, no entanto, conservativamente, assumiu-se como sendo 2/3 ϕ' nas camadas 1, 3 e 5 e 1/3 ϕ' para as camadas 2 e 4 por ser o valor admitido por omissão pelo Plaxis®.

Além das características presentes no Quadro 2, o módulo de deformabilidade a 50% da carga de rotura para uma tensão de referência de 100 kPa, tal como requerido no Hardening Soil Model do Plaxis®, (E_{50}) foi determinado com base na resistência à compressão não confinada (q_u), de acordo com algumas correlações desenvolvidas por Correia (2011). Assumiu-se ainda a relação presente na equação (1) para a determinação do módulo de deformabilidade, apresentada por Topolnicki (2009), com base na experiência acumulada.

$$E_{50} = \beta * q_u \quad [1]$$

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

Porém, uma vez que a resistência à compressão aumenta ao longo do tempo de cura (TC), foi considerada a relação (2), também proposta por Correia (2011).

$$\frac{q_{u,m\acute{a}x}^{TC}}{q_{u,m\acute{a}x}^{TC=28}} = 0,077 + 0,296 \ln(TC) \quad [2]$$

$$q_{u,m\acute{a}x}^{TC=28} \text{ (mistura solos arenosos)} = 2000 \text{ kPa}$$

$$q_{u,m\acute{a}x}^{TC=28} \text{ (mistura solos argilosos)} = 1314 \text{ kPa}$$

Posto isto, os valores dos módulos de deformabilidade utilizados na execução do presente trabalho apresentam-se no Quadro 3.

Quadro 3 – Resistências à compressão e respetivos módulos de deformabilidade a 50% da carga de rotura

| TC (dias) | Camadas Argilosas cimentadas | | Camadas Arenosas cimentadas | |
|-----------|------------------------------|----------------------|-----------------------------|----------------------|
| | q_u (kPa) | E_{50}^{ref} (MPa) | q_u (kPa) | E_{50}^{ref} (MPa) |
| 7 | 858,0 | 171,6 | 1306,0 | 496,3 |
| 14 | 1127,6 | 225,5 | 1716,3 | 652,2 |
| 28 | 1314,0 | 279,4 | 2000,0 | 808,1 |

2.3 - Estudo da solução em DSM

Para avaliar a viabilidade de uma solução em DSM para o reforço do solo de fundação do aterro analisaram-se os seguintes parâmetros: o afastamento entre colunas e tempo de cura. O diâmetro das colunas foi considerado constante e igual a 0,80 m em todo o trabalho. Na primeira análise (Análise 1) foi fixado o espaçamento entre colunas de 3 vezes o diâmetro das mesmas (2,4 m) e analisou-se o efeito do tempo de cura, considerando que o aterro é instalado 7, 14 ou 28 dias após a execução das colunas. Na Análise 2 o tempo de cura foi fixado em 28 dias e analisou-se o espaçamento entre colunas considerando os seguintes valores: 1,6 m; 2,4 m; 3 m e 3,3 m. Este último valor foi escolhido por ser o maior afastamento entre colunas que permitia o suporte do aterro sem colapso da estrutura.

Para esse efeito foi necessário definir os módulos de deformabilidade em função do tempo de cura através das relações (1) e (2) indicadas atrás, obtendo-se os módulos E_{50}^{ref} presentes no Quadro 4. O módulo de deformabilidade em descarga/recarga (E_{ur}^{ref}) foi considerado três vezes superior ao módulo E_{50}^{ref} , simplificação usada pelo Plaxis®. Por outro lado, o intercepto coesivo foi determinado com base na resistência à compressão não confinada (q_u) – equação (3). Trata-se de uma aproximação, em relação à ordenada máxima da circunferência de Mohr representativa de ensaios de compressão uniaxial (simples), com uma ligeira diminuição (arbitrou-se 20%), admitindo a evolução da envolvente de rotura à medida que a tensão de confinamento aumenta, numa representação das circunferências de Mohr associadas para tensões mais elevadas.

$$c' = \frac{q_u}{2} 0,8 \quad [3]$$

Quadro 4 - Módulos de deformabilidade e intercepto coesivo das colunas para os tempos de cura estudados (7, 14 e 28 dias)

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

3 - RESULTADOS

3.1 - Análise 1

Os resultados apresentados referem-se ao comportamento da estrutura após concluída 90% da consolidação da camada de argila. A Figura 4 mostra a localização dos pontos com maior deslocamento horizontal localizados na extremidade exterior da base do aterro e zona adjacente do solo de fundação, o que está associado ao efeito do carregamento do maciço pelo aterro traduzido em tensões distorcionais normalizadas (q/p') mais relevantes nessa zona. A evolução dos deslocamentos com o tempo de cura está patente na Figura 5a, enquanto a evolução dos valores dos assentamentos máximos da base do aterro se apresentam na Figura 5b. Como se previa há uma redução significativa dos deslocamentos à medida que as colunas adquirem maior resistência e menor deformabilidade. No entanto, a evolução dos deslocamentos horizontais com o tempo de cura é menos pronunciada do que a redução dos assentamentos.

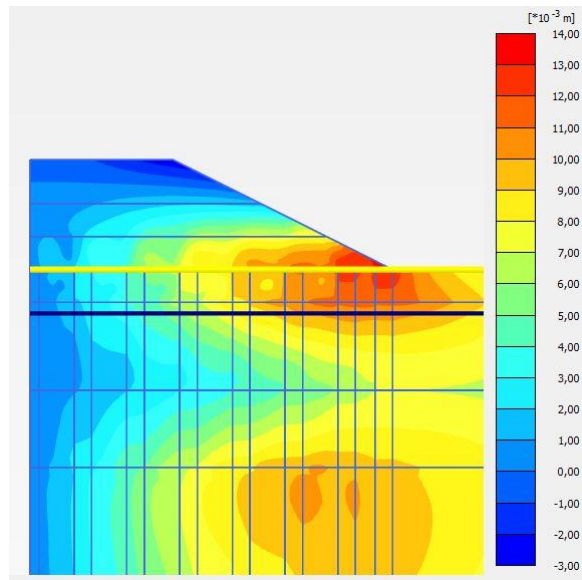


Figura 4 – Localização dos pontos com maiores deslocamentos horizontais

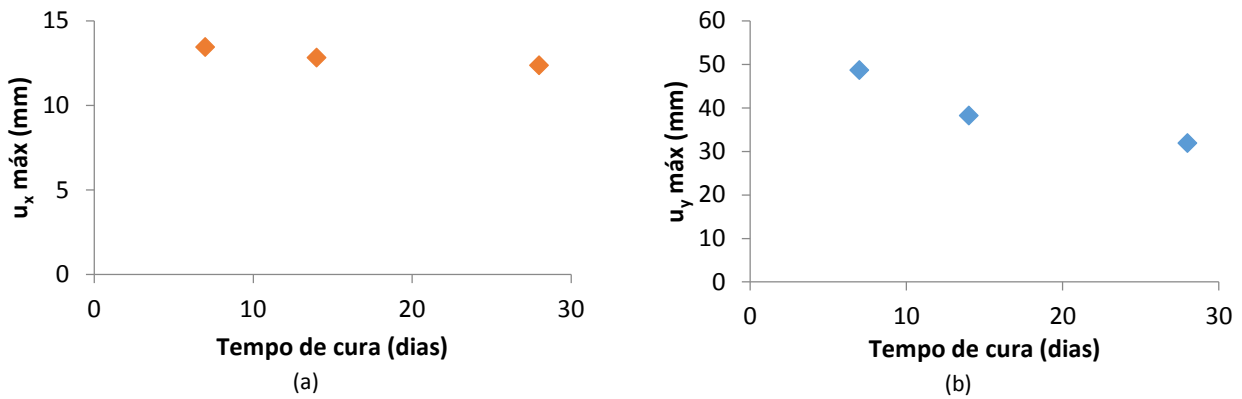


Figura 5 – Evolução com o tempo de cura: a) deslocamentos horizontais máximos; b) assentamentos máximos

Outro aspecto interessante é a existência ou não de pontos plastificados uma vez que condicionam a estabilidade da estrutura em análise. Para o efeito foram observados os pontos onde o critério de Mohr-Coulomb é atingido após concluída 90% da consolidação da camada de argila (Figura 6).

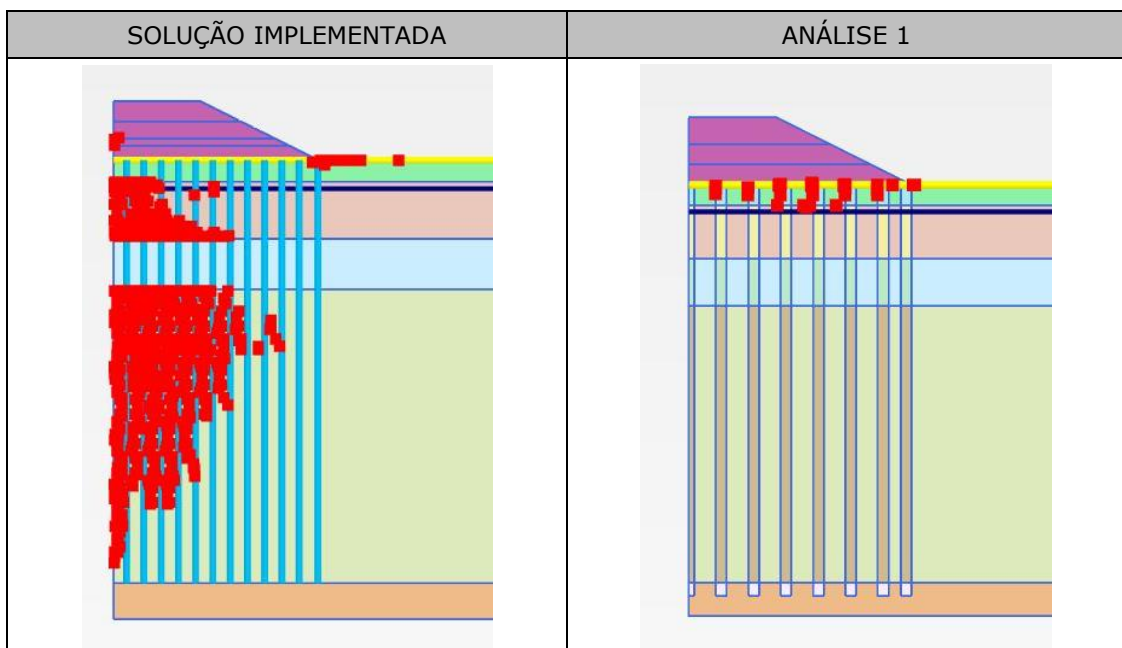


Figura 6 - Representação dos pontos plastificados de Mohr Coulomb

3.2 - Análise 2

Nesta análise foi considerado o carácter tridimensional do problema, incorporando na análise bidimensional o efeito das colunas colocadas na direcção ortogonal. Para esse efeito assumiu-se para as colunas uma rigidez equivalente em função da sua largura de influência. Como se pode ver pela Figura 7 a disposição das colunas em malha quadrada ou em quincôncio não altera a largura de influência considerada.

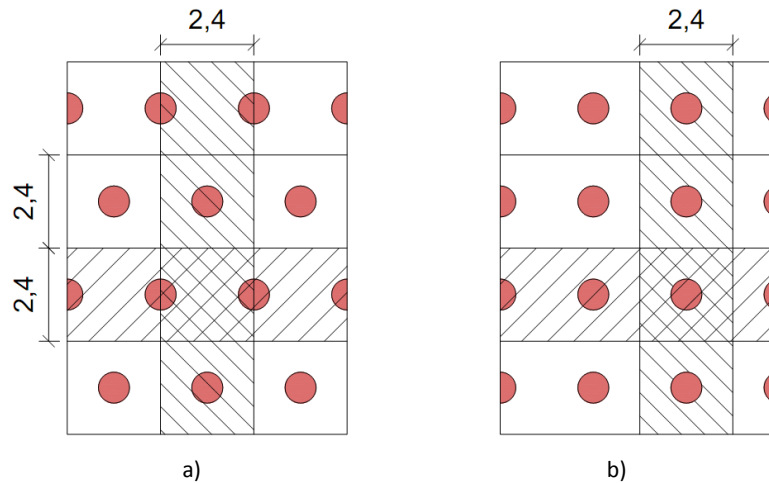


Figura 7 - Esquema em planta considerado na definição da largura de influência: a) malha em quincôncio; b) malha quadrada (distância em metros)

A Figura 8 mostra que a relação entre o assentamento máximo da base do aterro para 90% da consolidação da camada de argila quando instalado aos 28 dias de execução das colunas e o afastamento entre as colunas é praticamente linear. Note-se que os valores não são comparáveis com os resultados da Análise 1 uma vez que a Análise 2 procura incorporar de forma aproximada o carácter tridimensional do problema. Com base nessa relação linear apurou-se que para cumprir um assentamento máximo de 25 mm (valor considerado razoável) o afastamento entre eixos das colunas teria que ser aproximadamente 1,4 m.

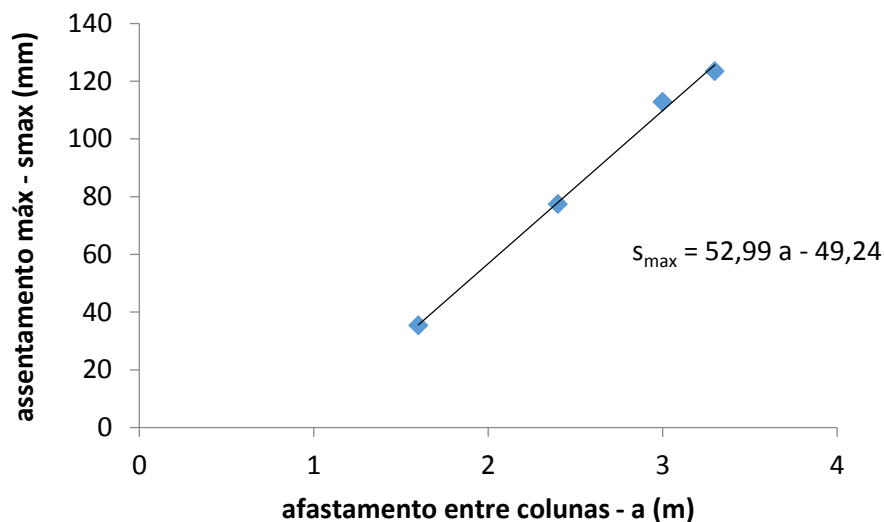


Figura 8 - Relação entre o assentamento máximo do aterro (s_{\max}) e o afastamento entre as colunas (a)

A localização dos deslocamentos horizontais máximos é semelhante à verificada na Análise 1 e apresentada na Figura 4. Analisando os deslocamentos horizontais ao longo da coluna da extremidade do aterro verifica-se que os pontos mais próximos da base do aterro se deslocam no sentido do exterior da zona subjacente ao aterro enquanto as zonas mais profundas da coluna tendem a deslocar-se em sentido contrário embora com deslocamentos muito reduzidos. O perfil da deformada das colunas apresenta-se na Figura 9.

Nos vários cálculos realizados nesta análise a mancha de pontos plastificados é idêntica à apresentada na Análise 1 (Figura 6) pelo que o risco de plastificação é reduzido.

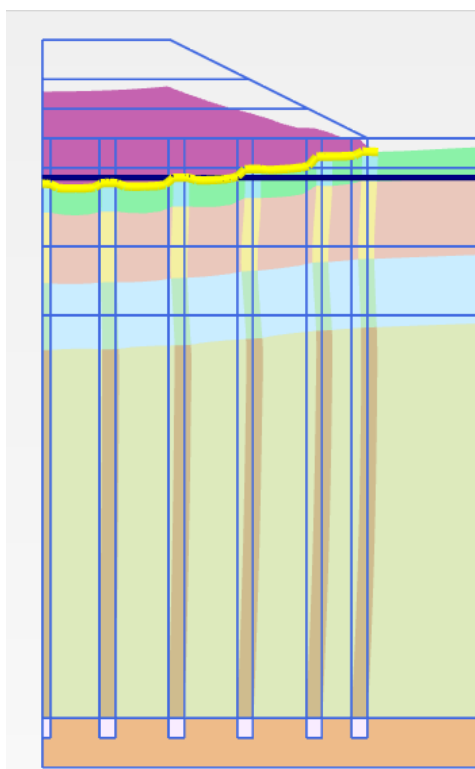


Figura 9 - Perfil da deformada das colunas

4 - ANÁLISE ECONÓMICA

No sentido de comparar os custos e rendimentos das soluções estudadas para o tratamento da fundação do aterro, analisam-se duas soluções A e B. A solução A refere-se à solução implementada em obra com geodrenos com 30 m de comprimento e espaçados de 1,2 m associados à pré-carga. A solução B refere-se à solução alternativa de aterro reforçado com colunas em DSM afastadas de 2,4 m com 28 dias de cura. Note-se que no caso da solução A todos os dados são efectivos uma vez que foram verificados no decorrer da obra, enquanto na solução B os dados são estimados com base na experiência obtida na execução da tecnologia em causa. Importa ainda distinguir os custos directos quantificáveis com base nos custos reais da obra, e os custos indirectos relativos ao tempo de actuação do aterro de pré-carga (no caso da solução A).

De forma a comparar as soluções A e B, os custos dos parâmetros intervenientes na solução A foram determinados por m^2 e por m de desenvolvimento. Esta determinação foi efetuada tendo por referência os desenhos apresentados no projeto de execução da obra para a secção do aterro em análise e sabendo que a base do mesmo apresenta uma largura de 33 m. O objetivo desta análise serve para evidenciar a representatividade da área do aterro e da Geo Leca®, num m^2 , por m de desenvolvimento.

A comparação das duas soluções com base nos custos directos está patente no Quadro 5 onde se conclui que a solução B é duas vezes mais cara que a solução A. Os prazos de execução das soluções foram determinados com base nos rendimentos, em m/h, que se consideraram: 582 para o aterro de pré-carga, 30 para as colunas e 250 para os geodrenos. Os tempos obtidos para a concretização das soluções A e B constam no Quadro 6, concluindo-se que a solução A, mesmo sem considerar o tempo de actuação da pré-carga, demora cerca de sete vezes mais tempo a executar do que a solução B.

Quadro 5 - Determinação dos custos associados à execução das soluções A e B

| | | Unidades | Custo | Quantidade/m ² | Custo Total/m ² |
|-----------|--|------------------|-------|---------------------------|----------------------------|
| SOLUÇÃO A | Geodrenos | €/m | 1 | 20,83 | 20,83 |
| | Material pré-carga | €/m ³ | 10,7 | 5,13 | 54,89 |
| | Remoção do material de pré-carga | €/m ³ | 3,4 | 5,13 | 17,44 |
| | Aterro GeoLeca ® | €/m ³ | 27,95 | 1,03 | 28,80 |
| | Aterro (corrente) | €/m ³ | 2,13 | 1,94 | 4,13 |
| | Custo Total da Solução /m² | | | | |
| SOLUÇÃO B | Colunas | €/m ³ | 100 | 2,66 | 266,16 |
| | Aterro (corrente) | €/m ³ | 2,13 | 2,97 | 6,32 |
| | Custo Total da Solução /m² | | | | |

Quadro 6 - Tempos de execução das soluções

| | | | |
|------------------|----------------------|--------------------|-----|
| SOLUÇÃO A | Drenos | min/m ² | 5 |
| | Aterro de pré-carga | min/m ² | 109 |
| | TOTAL | min/m ² | 114 |
| SOLUÇÃO B | Colunas | min/m ² | 11 |
| | Aterros de pré-carga | min/m ² | 5 |
| | TOTAL | min/m ² | 16 |

O tempo de espera ou de atuação da pré-carga é um parâmetro não quantificável, contudo, considerou-se pertinente e interessante verificar se o facto do menor tempo de execução da Solução B colmatava a diferença de custos existente entre ambas as soluções. Esta situação poderá ser pertinente no caso de a pré-carga constituir uma atividade crítica, situação que não corresponde ao caso da obra analisada.

A metodologia adoptada para a análise consistiu na atribuição de pesos relativos aos custos da empreitada, isto é, de execução da solução propriamente dita, assim como, do funcionamento do estaleiro. Note-se que, a principal diferença entre as soluções, em termos de logística, ocorre ao nível do tempo de presença do estaleiro em obra. Assim, verificando-se que o custo total da empreita foi de 16,6 milhões de euros, o estaleiro, com um custo total de 1,3 milhões de euros, corresponde a 7,8% na empreitada em estudo. Posteriormente elencaram-se os custos reais referentes à aplicação da solução de tratamento, com base no mapa de quantidades e preços da obra. Conclui-se que a execução da solução A de tratamento do terreno representa um peso de 24% no total da empreitada – Quadro 7.

Finalmente, para determinar a importância ou os pesos referentes à aplicação da solução B, consideraram-se os resultados obtidos anteriormente, ou seja, que se trata de uma solução que é aproximadamente duas vezes mais cara e que demora cerca de um sétimo do tempo a executar relativamente à solução A. Estas relações foram utilizadas para, com base nos pesos da solução A, serem determinados os pesos associados à execução propriamente dita da solução e do estaleiro – Quadro 8.

Quadro 7 – Custos efetivos relativos à solução A

| | Custo (milhões € / m ²) | Peso na empreitada |
|-------------------|--|-----------------------|
| Geodrenos | 1,60 | |
| Aterro pré-carga | 0,9 | |
| Aterro Geo Leca® | 1,23 | |
| Aterro (corrente) | 0,25 | |
| TOTAL | 3,99 | 24 % |

Quadro 8 - Determinação da importância do estaleiro e da solução no âmbito da empreitada

| | Pesos | | | Representatividade |
|-----------|---------------------------------|-----------|-------|--------------------|
| | Empreitada (Solução Tratamento) | Estaleiro | Total | |
| Solução A | 0,240 | 0,078 | 0,319 | 1,63 |
| Solução B | 0,509 | 0,011 | 0,520 | |

Assim, é possível concluir, que para o caso de obra analisado no presente trabalho, a solução B de tratamento do terreno corresponde, em termos de custos globais (contabilizando a celeridade de execução da solução B) a um valor, aproximadamente, 1,6 vezes superior ao da solução A, preconizada efectivamente em obra.

5 - CONCLUSÕES

No presente artigo analisou-se as vantagens e inconvenientes de um aterro reforçado com colunas em DSM como alternativa à solução implementada em obra constituída por geodrenos associados a um aterro de pré-carga temporário e a um aterro definitivo em GeoLeca®. Verificou-se que a solução em DSM apresenta ainda uma deformação significativa com assentamentos máximos da base do aterro de cerca de 80 mm, para um afastamento entre as colunas de três vezes o diâmetro das colunas (3*0,8 =2,4 m). No entanto, apresenta uma menor mancha de pontos plastificados quando comparada com a solução aplicada em obra o que indica que o risco de colapso da estrutura é menor. Considerando apenas os custos directos, a solução de DSM é duas vezes mais cara que a solução com geodrenos, mas tem a vantagem da sua execução ser sete vezes mais rápida. Mesmo contabilizando os custos globais tendo em conta a celeridade da solução de DSM, esta continua a ser 1,6 vezes mais cara que a solução adoptada na obra.

AGRADECIMENTOS

Às empresas Brisa – Concessões Rodoviárias SA e Brisa – Engenharia e Gestão SA, respectivamente Dono-de-Obra e Fiscalização, pela autorização em utilizar dados relativos à empreitada. À Empresa Soares da Costa pela disponibilização de todos os dados que serviram de base à realização desta investigação. À Empresa Geocontrole pela disponibilização dos resultados da campanha de caracterização geotécnica na zona objecto deste estudo.

REFERÊNCIAS

- Almeida, C., Mendonça, J., Jesus, M. and Gomes, A. (2000). Sistemas Aquíferos de Portugal Continental, Instituto da Água.
- CENOR - <http://www.cenor.pt> - Acedido em Maio de 2012
- CENORGEO (2009). Acesso rodoviário à Plataforma Logística Lisboa Norte – Projecto de Execução. Estudo Geológico-Geotécnico.
- Correia, A. (2011). Aplicabilidade da técnica deep mixing aos solos moles do Baixo Mondego. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Plaxis (2010). Materials Models Manual.
- Robertson, P. K. (2009). Interpretation of cone penetration tests - a unified approach. *Canadian Geotechnical Journal* Vol.46,pp. 1337-1355.
- Topolnicki, M. (2009). Design and execution practice of wet Mixing in Poland. *International Symposium on Deep Mixing Admixture Stabilization*. Okinawa, Japan.