

VARIANTE A SANTARÉM – TRATAMENTO DA FUNDAÇÃO DO NOVO ATERRO FERROVIÁRIO SOBRE AS ALUVIÕES DO TEJO

New Railway at Santarém – Foundation treatment of the new railway embankment on the alluvial deposits of the River Tagus

Pedro Guedes de Melo*

Emanuela Mira**

Marie Rebouço***

Tiago Midões****

RESUMO – É apresentada, neste trabalho, a caracterização geotécnica dos depósitos aluvionares do Tejo ocorrentes na fundação do aterro do novo troço de via férrea inserido no Projecto da Variante a Santarém da Linha do Norte e a definição duma solução para a melhoria e reforço dessa fundação. A solução de Projecto, concebida com base nos resultados da caracterização geotécnica efectuada, consistiu na aceleração do processo de consolidação dos materiais aluvionares da fundação através da instalação duma rede de geodrenos verticais, associada a um aterro de pré-carga, e no reforço da base dos aterros com a colocação de geotêxteis tecidos de elevada resistência.

SYNOPSIS – This paper presents the geotechnical characterization of the alluvial deposits of the River Tagus that take place in the foundation of the new railway embankment at Santarém and the definition of a solution for the improvement and reinforcement of that foundation. The solution defined, based on the results of the geotechnical characterization, consisted on the acceleration of the consolidation process of the alluvial deposits in the foundation, by means of a network of prefabricated vertical drains, associated with preloading, and the reinforcement of the base of the railway embankment with high resistance geotextiles.

PALAVRAS CHAVE – Características geológicas, características geotécnicas, aluvião, melhoria e reforço da fundação, aterro ferroviário.

1 – INTRODUÇÃO

Na zona de Santarém está previsto construir um novo troço de via férrea, variante à actual Linha do Norte, com cerca de 16 km de extensão.

O traçado projectado para a Variante de Santarém irá permitir cumprir os objectivos estratégicos definidos para a modernização da Linha do Norte, nomeadamente no que respeita à velocidade de circulação. Esta variante irá também procurar eliminar problemas crónicos como o risco de instabilização na passagem das encostas das Portas do Sol e a circulação no limite da planície de inundação do Rio Tejo.

* Engenheiro Civil, CONSULGEO, Consultores de Geotecnia Lda. E-mail: consulgeo@mail.telepac.pt

** Engenheira Civil, FERBRITAS. E-mail: emira@ferbritas.pt

*** Geóloga de Engenharia, FERBRITAS. E-mail: mrebouco@ferbritas.pt

**** Geólogo de Engenharia, FERBRITAS. E-mail: tmidoes@ferbritas.pt

O troço de via férrea situado entre o km 0+800 e o km 1+700 irá ser implantado sobre a baixa aluvionar do Rio Tejo e, em face das fracas características mecânicas dos materiais ocorrentes, foi projectada uma solução para a melhoria e reforço da fundação dos aterros a construir.

Neste trabalho, começa-se por apresentar a caracterização geotécnica dos depósitos aluvionares ocorrentes nessa zona. Essa caracterização é feita de forma bastante completa, recorrendo a um vasto conjunto de resultados de diferentes tipos de ensaios “*in situ*” e de laboratório, o que permitiu identificar os valores para um leque significativo de parâmetros geotécnicos associados ao comportamento desses materiais aluvionares. Em seguida é apresentada a solução de projecto concebida para permitir a realização dos aterros sobre esses materiais aluvionares, bem como a pormenorização das principais etapas do processo construtivo.

Considera-se fora do âmbito do trabalho os aspectos mais directamente associados aos cálculos do Projecto, bem como as necessárias verificações de segurança de âmbito geotécnico. Dado que, à data em que é apresentado este trabalho, as obras de construção do aterro não tiveram ainda início, não é possível apresentar, nesta fase, resultados da observação, referindo-se, contudo, qual o plano de instrumentação projectado para a obra.

2 – CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS

Da interpretação dos resultados de duas campanhas de prospecção realizadas na zona, foram identificados quatro complexos distintos em termos de comportamento mecânico (Fig. 1):

- Complexo At – depósitos e terra vegetal; trata-se de materiais heterogéneos, arenosos, siltsos e argilosos, com algum seixo, por vezes com conchas e matéria orgânica; a espessura com que foram identificados varia entre cerca de 1,5m e 5m;
- Complexo A – material aluvionar predominantemente lodoso; trata-se de materiais predominantemente lodosos, siltsos e argilosos, muito moles a moles, com lenticulas de areia fina, mais ou menos siltosa, atingindo espessuras máximas da ordem de 25m;
- Complexo P – material predominantemente areno-siltoso; trata-se de materiais arenosos (de granulometria variável) e siltsos, medianamente compactos a compactos, por vezes margosos, com passagens greso-carbonatadas, com espessura máxima da ordem de 11m;

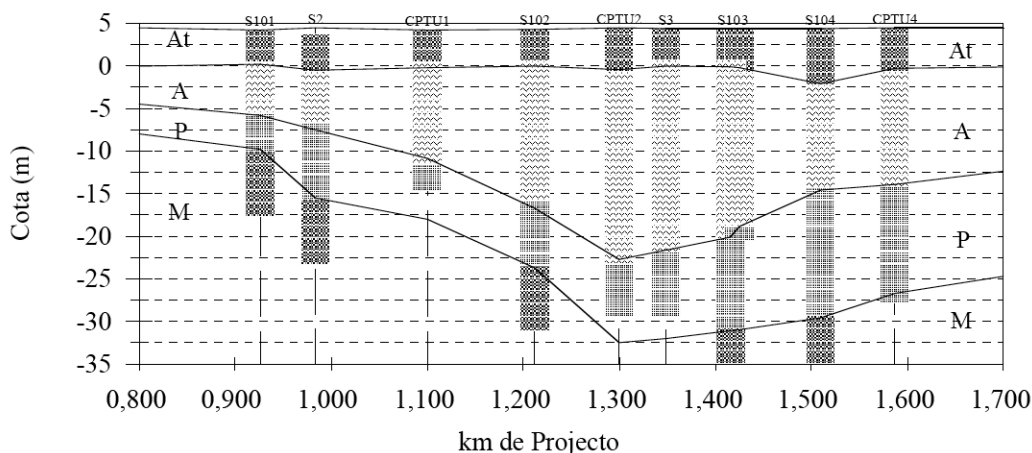


Fig. 1 – Perfil geológico-geotécnico longitudinal esquemático.

- Complexo M – substrato miocénico; trata-se de materiais siltosos e arenosos rijos, na maioria dos casos com valores de “nega” no ensaio SPT (valores superiores a 60 golpes).

No trabalho que aqui se apresenta será unicamente abordada a caracterização geotécnica dos materiais lodosos da formação aluvionar, por serem estes os que mais decisivamente contribuem para o comportamento do aterro que se pretende construir.

Relativamente à posição do nível freático, nas sondagens duma das campanhas de prospecção ele foi detectado cerca da cota 2m, enquanto que nas da outra foi cerca da cota –5m a –7m.

Tendo em conta a proximidade do rio e a sua cota, estas últimas cotas parecem ser demasiado baixas, admitindo-se que os valores possam corresponder a níveis de água não estabilizados no furo da sondagem. Dos resultados da evolução das pressões intersticiais dos ensaios CPTU verifica-se que o nível freático se deverá situar entre as cotas 0m e –2,5m. Da ponderação de todos os dados, esse nível freático foi localizado à cota –1m.

3 – CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

3.1 – Modelo Numérico

O modelo numérico considerado para reproduzir o comportamento dos materiais aluvionares foi o “Hardening Soil Model”, modelo já implementado no programa PLAXIS (PLAXIS, 2008). Trata-se dum modelo avançado de comportamento do tipo elástico não linear, perfeitamente plástico, baseado numa relação hiperbólica entre a deformação vertical e a tensão deviatórica, a qual deriva, não da consideração explícita duma lei hiperbólica tradicional, mas sim da adopção duma lei de endurecimento plástico que reproduz a referida relação. De entre as principais características, são ainda de destacar o facto da rigidez do solo ser dependente do estado de tensão e da trajectória de tensão, o facto de ter em consideração a dilatância do solo e de adoptar o critério de rotura de Mohr-Coulomb. As principais razões para a sua escolha estão associadas ao facto de:

- os principais parâmetros que condicionam o seu comportamento incluírem aqueles que tradicionalmente são utilizados na prática de Mecânica dos Solos: ângulo de resistência ao corte efectivo, coesão efectiva, módulo de deformabilidade (embora variável com o estado de tensão), etc.;
- permitir ter em conta o comportamento não linear do material;
- permitir a utilização de módulos de carga e descarga/recarga com valores distintos;
- sendo definido em tensões efectivas, permitir a realização de análises drenadas e não drenadas.

No “Hardening Soil Model” são considerados, de forma distinta, o endurecimento por corte e o endurecimento em compressão: o primeiro é considerado na definição das deformações associadas a tensões deviatóricas e o segundo é considerado na definição das deformações associadas a tensões de compressão em carregamento isotrópico e em condições edométricas. Deste modo, são considerados dois tipos distintos de rigidezes, ambos traduzidos por módulos de deformabilidade dependentes do estado de tensão: o módulo de deformabilidade E_{50} , associado a carregamento em ensaio triaxial drenado e correspondente a um incremento de tensão de 50% da tensão deviatórica na rotura, definido por (PLAXIS, 2008):

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \left(\frac{c' \cot \phi' - \sigma_3'}{c' \cot \phi' + p^{\text{ref}}} \right)^m \quad (1)$$

e o módulo de deformabilidade edométrico, E_{oed} , definido por (PLAXIS, 2008):

$$E_{\text{oed}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \left(\frac{c' \cot \phi' - \sigma_3'}{c' \cot \phi' + p^{\text{ref}}} \right)^m \quad (2)$$

onde E_{50}^{ref} e $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ são, respectivamente, os valores de E_{50} e E_{oed} associados a uma pressão de referência p^{ref} , c' é a coesão efectiva do solo, ϕ' o ângulo de resistência ao corte efectivo e m o expoente da relação hiperbólica.

Para as situações de descarga e recarga o modelo considera um outro módulo de deformabilidade, também dependente do nível de tensão, definido, de forma análoga aos anteriores, ou seja (PLAXIS, 2008):

$$E_{\text{ur}} = E_{\text{ur}}^{\text{ref}} \left(\frac{c' \cot \phi' - \sigma_3'}{c' \cot \phi' + p^{\text{ref}}} \right)^m \quad (3)$$

Os parâmetros considerados na definição completa do modelo de comportamento são apresentados no Quadro 1. Nesse quadro apresentam-se, ainda, os valores definidos para cada um desses parâmetros para os materiais lodosos da formação aluvionar estudada, sendo a sua fundamentação apresentada de seguida.

Quadro 1 – Parâmetros do “Hardening Soil Model” e valores de cálculo para os materiais lodosos.

Parâmetros		Valor
Peso volúmico	γ (kN/m ³)	16
Módulo deformabilidade secante - ensaio triaxial drenado	E_{50}^{ref} (MPa)	1,1
Módulo deformabilidade tangente - ensaio edométrico	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ (MPa)	0,89
Módulo deformabilidade em descarga/recarga	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ (MPa)	6
Expoente da dependência dos mód. deformabilidade da tensão	m	1,0
Índice de compressibilidade	C_c	0,750
Índice de recompressibilidade	C_r	0,100
Índice de vazio inicial	e_0 ($\sigma'=1\text{kPa}$)	3,400
Coefficiente de consolidação	c_v ($\times 10^{-8}$ m ² /s)	8 - 10
Coefficiente de permeabilidade	k_v ($\times 10^{-10}$ m/s)	3 – 8
Coefficiente de Poisson em descarga/recarga	ν_{ur}	0,2
Resistência não drenada	c_u (kPa)	$0,25p'_0$
Ângulo de resistência ao corte efectivo	ϕ' (°)	20
Coesão efectiva	c' (kPa)	0
Ângulo de dilatação	ψ (°)	0
Pressão de referência	p^{ref} (kPa)	100
Coefficiente de impulso em repouso (NC)	$K_{0,\text{NC}}$	0,66
Coefficiente de impulso em repouso	K_0	0,66
Coefficiente de rotura	R_f	0,95
Tipo de comportamento	Não drenado	
Nota: p'_0 é a tensão vertical efectiva, em kPa		

3.2 – Metodologia para definição dos parâmetros de cálculo

Para a definição dos valores característicos dos parâmetros do modelo numérico, foram analisadas, pormenorizadamente, todas as determinações experimentais realizadas “*in situ*” e em laboratório. Esta análise procurou a definição dum único conjunto de valores que fosse coerente com todas as determinações experimentais associadas ao material do Complexo A, e que, no caso de existir uma significativa heterogeneidade, revelasse as características da fracção condicionante do seu comportamento mecânico.

Para aumentar a confiança em cada valor definido, procurou-se que ele fosse obtido por mais do que uma metodologia de análise ou por mais do que um tipo de ensaio. Adoptaram-se, como tal, as três metodologias seguintes:

- definição dos valores directamente a partir das determinações experimentais realizadas (exemplo: resistência ao corte definida com base nos resultados dos ensaios de corte rotativo “*in situ*”);
- definição dos valores a partir de correlações mais ou menos empíricas com as determinações experimentais (exemplo: resistência ao corte definida com base nos resultados dos ensaios SPT ou CPTU);
- definição dos valores a partir da modelação numérica de ensaios realizados (exemplo: resistência ao corte definida com base na modelação numérica do ensaio triaxial).

Importa referir que para a caracterização destes materiais se procurou sempre utilizar os resultados disponíveis de todos os ensaios, mesmo que alguns desses ensaios sejam reconhecidos como pouco adequados para a caracterização dum dado parâmetro (por exemplo, os valores do SPT não devem, em regra, ser utilizados para a caracterização da resistência não drenada dum material, sobretudo se estiverem disponíveis resultados de melhor qualidade, como os do CPTU). Deste modo, tendo disponível um invulgar conjunto de resultados associados a diferentes ensaios, procurou-se, para alguns dos parâmetros, ilustrar a qualidade relativa das correlações habitualmente aplicadas.

No que respeita à modelação numérica dos ensaios, ela foi utilizada não só para a determinação dos valores mais adequados para alguns dos parâmetros de cálculo (no caso da modelação do ensaio triaxial foram ajustados os valores para os parâmetros de resistência e deformabilidade, embora alguns deles sejam também obtidos directamente, isto é, sem recorrer à referida modelação), mas também para ilustrar a forma como o modelo numérico definido reproduz as curvas desse ensaio, permitindo avaliar o ajustamento desse modelo ao conjunto de curvas disponível.

Tendo em conta o tipo de material em causa (caracterizado por alguma heterogeneidade), privilegiaram-se as determinações feitas “*in situ*”. Estas garantem, à partida, menor perturbação dos materiais e, por serem em maior número, reflectem melhor essas eventuais heterogeneidades. Embora tal não apareça explicitamente no trabalho, para aumentar a confiança relativamente aos valores definidos para os vários parâmetros, esses foram comparados com aqueles definidos pelos autores para obras noutros locais próximos onde os mesmos complexos ocorrem. Analisam-se, em seguida, e para cada um dos ensaios realizados, os resultados obtidos.

3.3 – Ensaio de identificação

As curvas granulométricas obtidas para os materiais do Complexo A são apresentadas na Fig. 2. Nela é possível observar dois tipos distintos de materiais: os materiais lodosos e as intercalações arenosas. Cada um dos dois tipos parece ser bastante homogéneo, tendo em conta que as amostras ensaiadas cobrem, de forma significativa, a totalidade do complexo.

Para a avaliação das características granulométricas dos materiais, em particular no que respeita à sua diferenciação, foram determinantes os resultados dos ensaios CPTU. Para o efeito recorreu-se à representação gráfica devida a Robertson e Campanella (1983), na qual a resistência de ponta, q_c , é analisada em função da razão de atrito, R_f , definida como o quociente entre o atrito lateral medido no ensaio, f_s , e a referida resistência de ponta. Este diagrama é apresentado na Fig. 3.

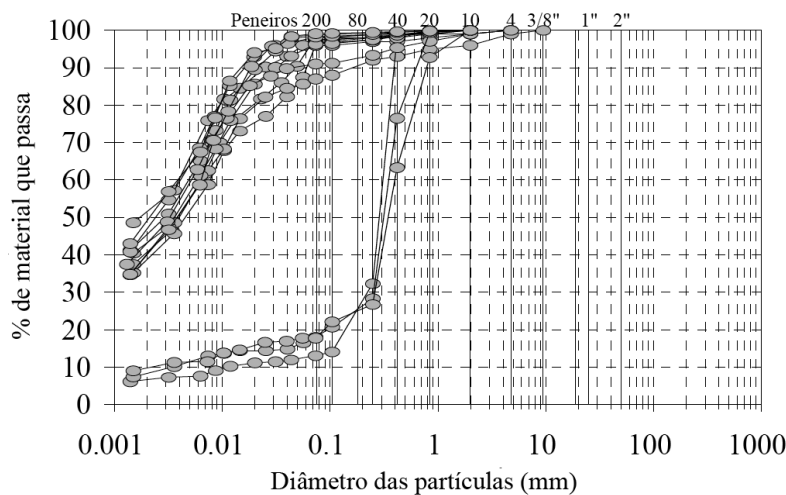


Fig. 2 – Curvas granulométricas

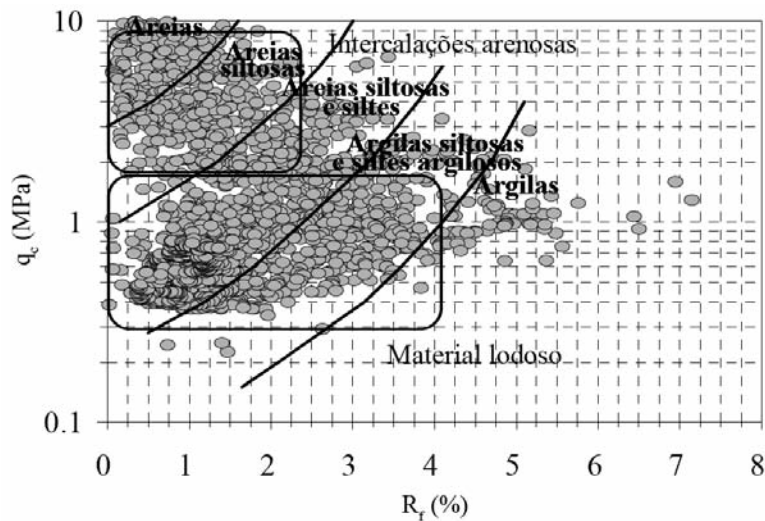


Fig. 3 – Classificação do tipo de solo (adaptado de Robertson e Campanella, 1983).

Analisando as características de plasticidade dos materiais verifica-se que as amostras das intercalações arenosas foram identificadas como “não plásticas”. Quanto às restantes, podem indicar-se como valores característicos destes materiais um limite de liquidez da ordem de 70% e índice de plasticidade da ordem de 35%. Tratam-se, pois, de materiais de elevada plasticidade.

Relativamente ao peso volúmico, dispõem-se dos resultados associados aos provetes dos ensaios edométricos e triaxiais, os quais conduziram a um valor médio representativo desse peso volúmico de 16kN/m³, típico de materiais aluvionares.

3.4 – Ensaios SPT

Na Fig. 4 apresentam-se os resultados dos ensaios SPT realizados neste complexo. Tendo em conta o tipo de materiais em causa (fundamentalmente lodosos), não se considera particularmente adequada a exploração destes resultados para a definição do seu comportamento mecânico. De qualquer modo, procurou-se avaliar a resistência não drenada a partir destes resultados, recorrendo-se às seguintes correlações (Japanese Road Association, 1980):

$$c_u \text{ [kPa]} = 5 + 7,5 \times N_{\text{SPT}} \quad \text{para} \quad N_{\text{SPT}} < 5 \quad (4)$$

ou (Stroud e Butler, 1975):

$$c_u \text{ [kPa]} = 6 \times N_{\text{SPT}} \quad \text{para} \quad N_{\text{SPT}} > 5 \quad (5)$$

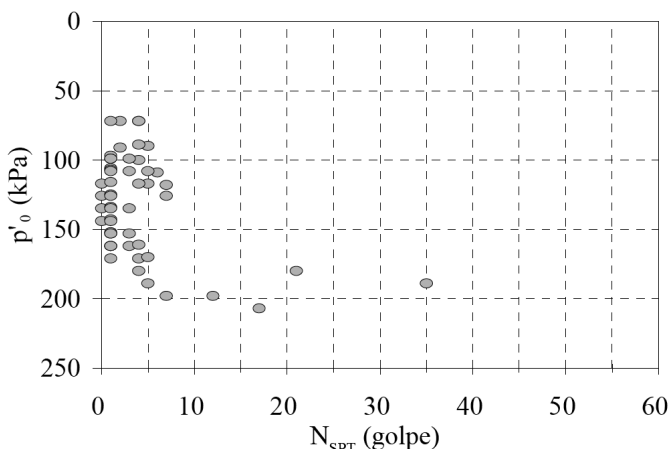


Fig. 4 – Resultados dos ensaios SPT.

Os resultados assim obtidos são apresentados na Fig. 5, juntamente com a lei de evolução da resistência não drenada com a tensão vertical efectiva identificada, após análise global de todos os resultados disponíveis (dos vários tipos de ensaios), como mais adequada para os materiais em

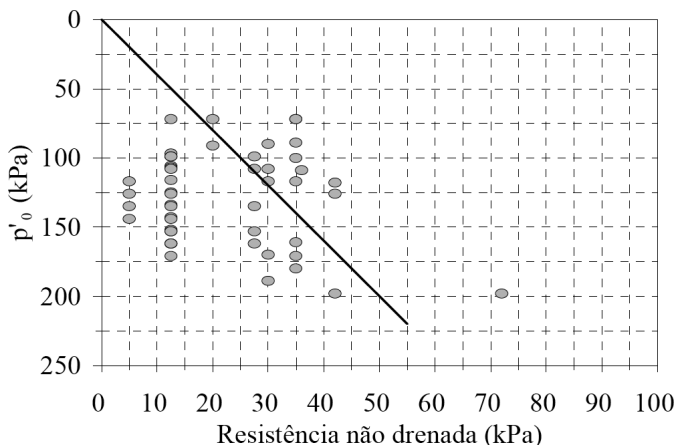


Fig. 5 – Valores da resistência não drenada estimados a partir dos resultados dos ensaios SPT.

estudo ($c_u = 0.25p'_0$, sendo p'_0 a tensão vertical efectiva). Como se pode observar, existe um enquadramento razoável dos valores obtidos.

3.5 – Ensaios CPTU

Com base nos resultados dos ensaios CPTU procurou-se também avaliar a resistência não drenada destes materiais aluvionares, considerando (Schnaid, 2000):

$$c_u = (q_t - \sigma_v)/N_{kt} \quad (6)$$

onde $q_t = q_c + (1 - a)u_2$, a é um coeficiente determinado por calibração do equipamento (que para equipamentos standard varia entre 0,6 e 0,9, tendo-se aqui tomado um valor de 0,8), u_2 é a pressão intersticial medida na base da sonda, σ_v é a tensão vertical total à cota do ensaio e N_{kt} um factor de capacidade de carga (dependente do tipo de material e para o qual foi tomado um valor médio de 15). Os resultados assim obtidos são apresentados na Fig. 6, juntamente com a lei de evolução da resistência não drenada com a tensão vertical efectiva definida no modelo ($c_u = 0,25p'_0$). Da análise da figura verifica-se um bom ajuste dos resultados à lei de variação já definida. De referir que os valores mais elevados apresentados nessa figura deverão corresponder às intercalações arenosas já anteriormente referidas.

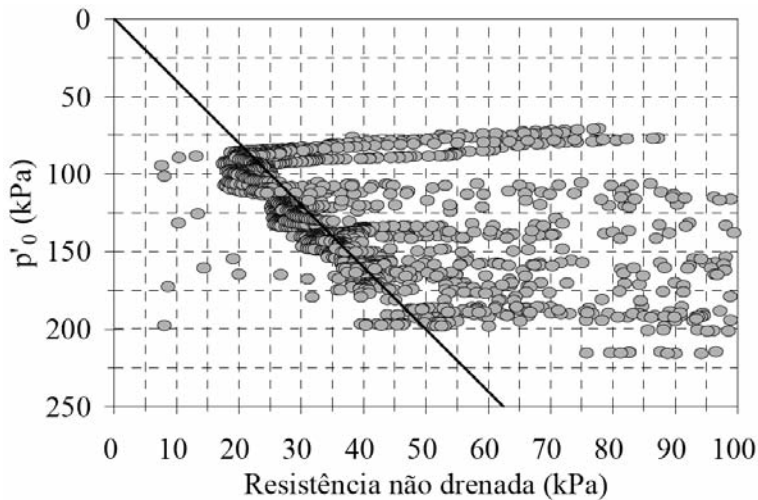


Fig. 6 – Resistência não drenada estimada a partir dos resultados dos ensaios CPTU.

Ainda tendo por base os resultados dos ensaios CPTU, procurou-se estimar os valores do módulo E_{oed} obtidos com base na seguinte correlação (Kulhawy e Mayne, 1990):

$$E_{oed} = 8,25 (q_t - \sigma_v) \quad (7)$$

Trata-se duma correlação que, segundo os autores, deve ser utilizada com bastantes reservas e apenas para efeito de pré-dimensionamento. A partir dos resultados assim definidos obtiveram-se os valores de E_{oed}^{ref} (recorrendo à definição deste parâmetro apresentada com a descrição do modelo) representados na Fig. 7. Como se pode observar, o valor de 0,89MPa definido no modelo é inferior à quase totalidade dos valores estimados pela metodologia anteriormente descrita.

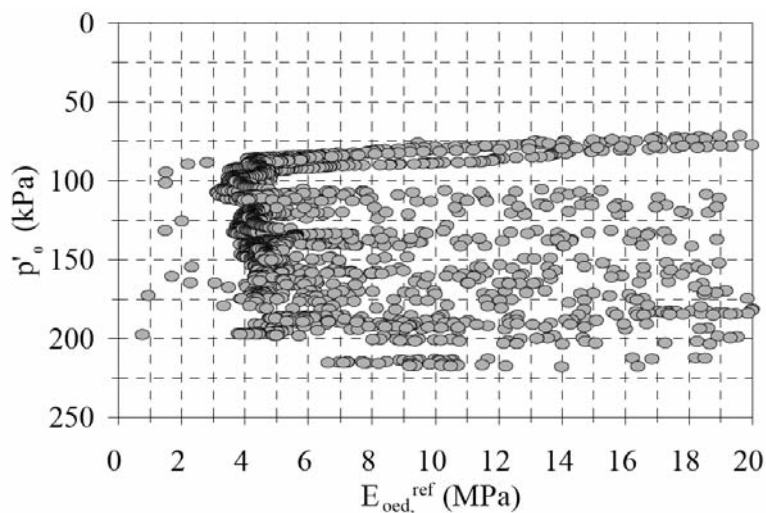


Fig. 7 – Módulo $E_{oed,ref}$ estimado a partir dos resultados dos ensaios CPTU.

3.6 – Ensaio de Corte Rotativo

Considera-se que este é o melhor ensaio para a caracterização da resistência não drenada dum material aluvionar. No local foram realizados vários destes ensaios, segundo duas verticais, abrangendo profundidades até cerca da cota -10m. Os resultados obtidos são apresentados na Fig. 8, já corrigidos do efeito da plasticidade segundo proposta de Bjerrum (1973). Para além destes resultados, nessa figura é ainda representada a lei de evolução da resistência não drenada com a tensão vertical efectiva definida no modelo ($c_u = 0,25p'_0$). Uma vez mais observa-se um bom ajuste entre resultados e modelo definido.

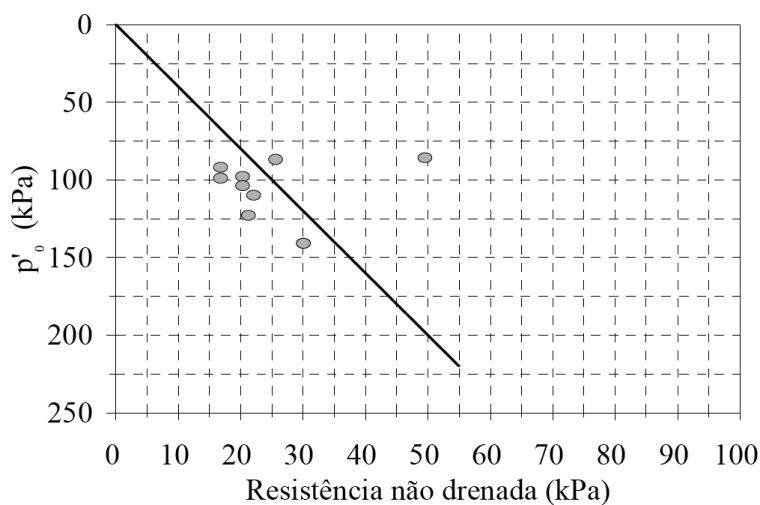


Fig. 8 – Resultados dos ensaios de corte rotativo (“vane”).

3.7 – Ensaios de Compressão Triaxial

Na Fig. 9 apresentam-se os resultados, em termos de tensões totais e tensões efectivas, dos ensaios triaxiais do tipo consolidado não drenado (CU) realizados sobre 9 provetes deste complexo. Da análise da figura verifica-se que os materiais apresentam um comportamento não drenado, tendo em conta a diferença entre os valores em tensões totais e tensões efectivas. Nessa figura, a envolvente apresentada em termos de tensões totais é equivalente àquela apresentada para o caso dos ensaios SPT e CPTU para a evolução da resistência não drenada com a tensão vertical efectiva “*in situ*”, já apresentada. Como se pode observar, existe um muito bom ajuste entre resultados de ensaio e modelo de comportamento definido. Quanto à interpretação dos resultados em termos de tensões efectivas, consideraram-se como representativos os seguintes valores de coesão e ângulo de resistência ao corte efectivos: $c'=0$ e $\phi'=20^\circ$. Embora a distribuição dos resultados possa conduzir à definição dum valor da coesão efectiva não nulo, o facto é que estes materiais deverão estar, globalmente, normalmente consolidados. Admite-se que algumas das amostras ensaiadas, por terem sido colhidas a reduzidas profundidades ou por estarem eventualmente contaminadas com materiais não lodosos (provenientes dos aterros superficiais ou das lenticulas arenosas), possam apresentar uma resistência ao corte típica duma situação correspondente a uma eventual ligeira sobreconsolidação, a qual, contudo, não é característica da generalidade dos materiais deste complexo.

Os ensaios triaxiais realizados sobre amostras deste complexo foram conduzidos para tensões de consolidação de 100, 200 e 400 kPa. Para cada uma destas tensões, o ensaio foi simulado numericamente, recorrendo ao programa PLAXIS, considerando o modelo de comportamento definido para estes materiais. O ensaio é modelado em axissimetria. Num primeiro passo de cálculo é ignorado o comportamento não drenado do solo e é aplicada a tensão de confinamento, simulando-se, deste modo, a consolidação do provete. No segundo passo de cálculo, já considerando o comportamento não drenado, é aplicada a tensão axial até levar o provete à rotura. Procurou-se, por esta via, validar o modelo através da comparação da curva de ensaio com a curva o modelo numérico. Para cada uma das tensões de consolidação anteriormente referidas, apresentam-se na Fig. 10 os resultados dessa comparação. Como se pode observar, o modelo definido ajusta-se bastante bem aos resultados obtidos para a tensão de 400 kPa e tem um razoável ajuste as tensões de 200 kPa, tanto em termos de resistência como de deformabilidade. Admite-se que os provetes utilizados para os ensaios para tensões de consolidação de 100 kPa estivessem ligeiramente sobreconsolidados,

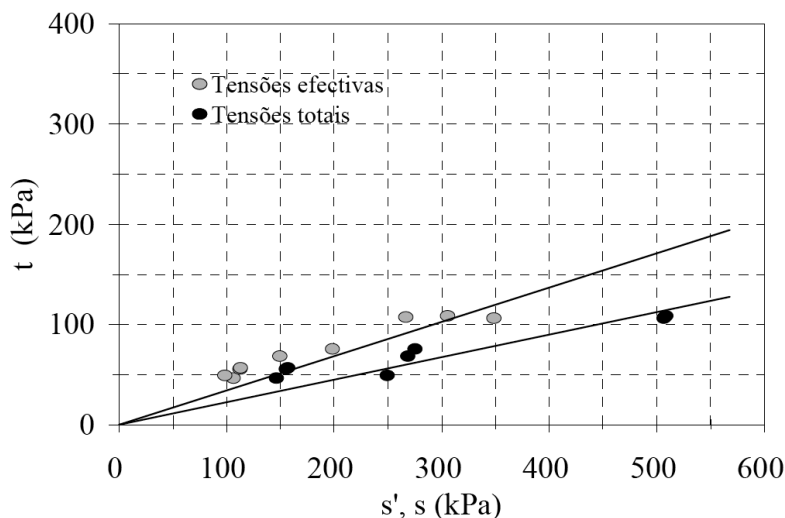


Fig. 9 – Resultados dos ensaios triaxiais tipo CU.

razão pela qual apresentam maior desfasamento entre curvas de ensaios e curva do modelo numérico. De referir que o modelo numérico adoptado não permite simular um comportamento do solo com tensão de pico, pelo que a reprodução desse comportamento estava fora do âmbito do estudo desenvolvido. Para além dos parâmetros já referidos, fica ainda validado o valor de E_{50}^{ref} igual a 1,1MPa.

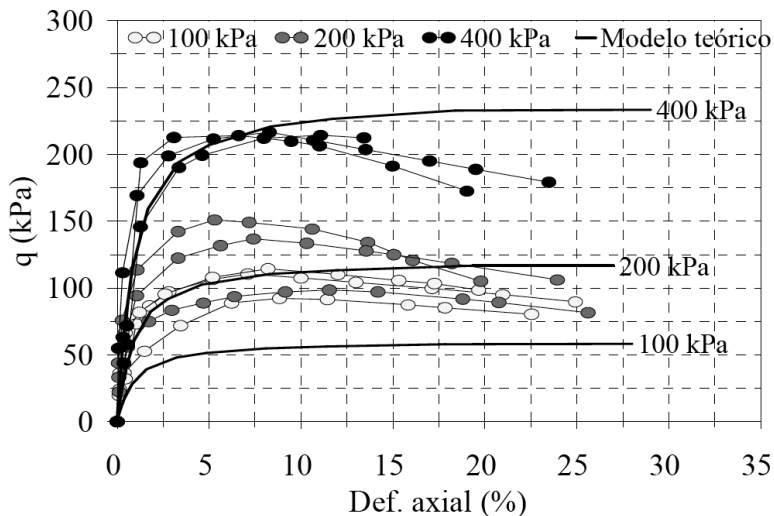


Fig. 10 – Resultados da modelação numérica dos ensaios triaxiais tipo CU.

De referir ainda que, por se tratar de materiais predominantemente lodosos, o expoente m foi considerado igual a 1. Por outro lado, considerando os materiais normalmente consolidados, o coeficiente de impulso em repouso foi obtido de $K_0 = 1 - \sin \phi'$ (Jaky, 1948), o que conduz a um valor de 0,66.

3.8 – Ensaios Edométricos

Na Fig. 11 apresentam-se as curvas de compressibilidade obtidas nos ensaios edométricos realizados com amostras destes materiais, tendo-se obtido os seguintes valores:

$$c_e = 0,75 \quad ; \quad e_0 (\sigma' = 1 \text{ kPa}) = 3,40 \quad ; \quad C_r = 0,10$$

Tendo em conta que se trata da caracterização do comportamento dum solo mole, é possível, a partir dos valores destes parâmetros definir os valores dos principais parâmetros do “Hardening Soil Model” (eles são apresentados de forma automática no programa PLAXIS (PLAXIS, 2008):

$$E_{oed}^{ref} = \frac{2,3 \times (1 + e_{ref}) \times p^{ref}}{C_c} \quad (8)$$

$$E_{ur}^{ref} = \frac{2,3 \times (1 + e_{ref}) \times (1 + 2 \nu) \times p^{ref}}{(1 - \nu) \times C_r} \quad (9)$$

sendo considerado que

$$E_{50}^{ref} = 1,25 \times E_{oed}^{ref} \quad (10)$$

e

$$m = 1$$

Chega-se, assim, aos seguintes valores:

$$E_{50}^{\text{ref}} = 1,1\text{MPa} \quad ; \quad E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = 0,89\text{MPa} \quad ; \quad E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 6\text{MPa}$$

Foram fundamentalmente os resultados destes ensaios edométricos que condicionaram a definição dos valores destes módulos no modelo, razão pela qual eles correspondem exactamente aos valores adoptados. De notar que $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}/E_{50}^{\text{ref}} \approx 5$ correspondendo, assim, ao limite superior expectável para essa relação, habitualmente situada entre 3 e 5 (PLAXIS, 2008).

Ainda relativamente aos ensaios edométricos, foram analisadas as curvas de consolidação obtidas para os patamares de carga de 100-200kPa e 200-400kPa, com vista à definição do valor do coeficiente de consolidação. Este coeficiente foi avaliado recorrendo ao método de Parkin (1978). Este autor mostrou que o diagrama de variação da velocidade de consolidação no tempo, quando representado em escala bilogarítmica, apresenta um declive de $-0,5$ para valores do grau de consolidação inferiores a 50% (isto é, para valores de T_v inferiores a 0,1967), aumentando em seguida sistematicamente. O ajuste da curva teórica aos valores experimentais permite identificar o ponto de alteração do declive (ao qual corresponderá o grau de consolidação de 50%) e estimar o valor de c_v a partir de:

$$c_v = 0,1967d^2/t_{50} \quad (11)$$

sendo d o comprimento inicial de drenagem e t_{50} o tempo correspondente a 50% de consolidação primária. A grande vantagem da aplicação deste método prende-se com o facto de não ser necessário estimar o início da consolidação primária, ao contrário do que acontece com os métodos mais frequentemente utilizados de Taylor e Casagrande. Os resultados obtidos nos vários ensaios para o primeiro patamar de carga (100kPa-200kPa) são apresentados na Fig. 12, num gráfico onde se mostra a variação da velocidade de consolidação com o tempo e o modelo teórico definido, o qual conduziu a $c_v = 1 \times 10^{-7} \text{m}^2/\text{s}$. Para o patamar de carga 200-400 kPa o valor obtido foi de $c_v = 8 \times 10^{-8} \text{m}^2/\text{s}$.

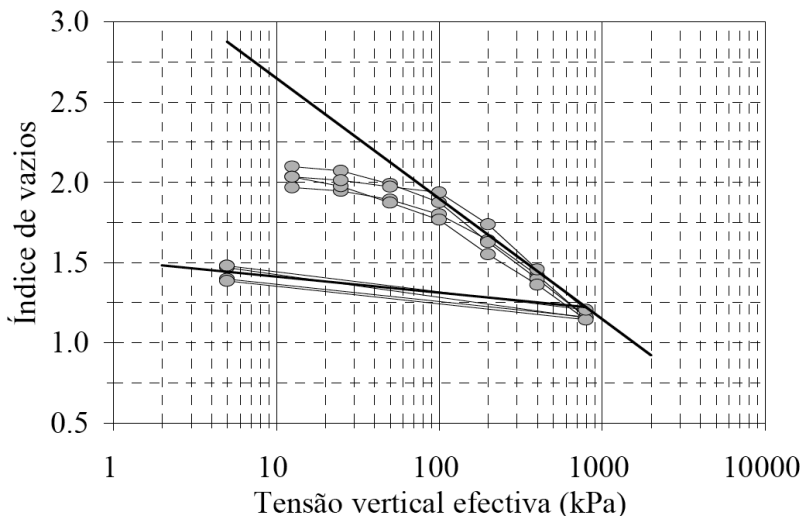


Fig. 11 – Resultados dos ensaios edométricos, curvas de compressibilidade.

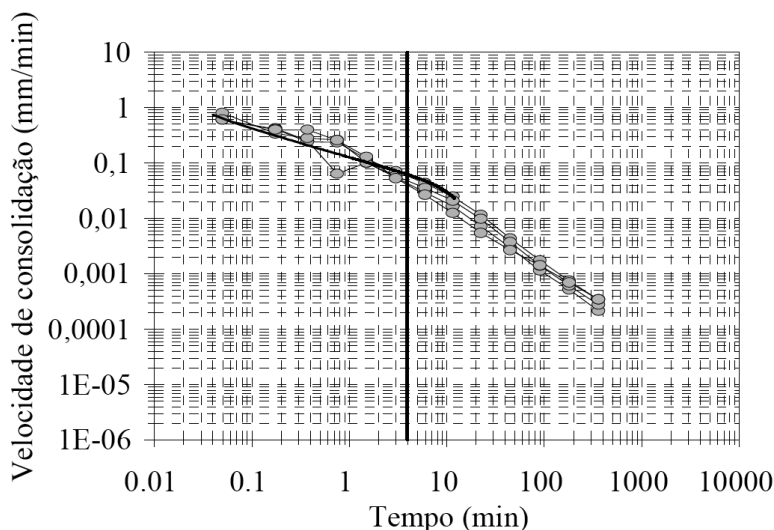


Fig. 12 – Resultados dos ensaios edométricos, curvas de consolidação.

Com base nestes valores, é possível definir o coeficiente de permeabilidade vertical fazendo:

$$k_v = -c_v \times \Delta e \times \gamma_w / [(1 + e_0) \times \Delta \sigma'_v] \quad (12)$$

Deste modo chega-se aos seguintes valores do coeficiente de permeabilidade vertical: patamar 100-200kPa - $k_v = 8 \times 10^{-10}$ m/s; patamar 200-400kPa - $k_v = 3 \times 10^{-10}$ m/s.

4 – SOLUÇÃO DE MELHORIA E REFORÇO DA FUNDAÇÃO DO ATERRO

4.1 – Escolha do tipo de solução

Para o cenário geotécnico descrito foi, numa primeira fase, avaliada a segurança aos Estados Limites Últimos, admitindo que o aterro da via férrea a construir é colocado sobre o terreno actual sem qualquer reforço da fundação. O perfil transversal escolhido para integrar os cálculos de estabilidade foi o considerado mais desfavorável, fundamentalmente, por estar associado à menor distância à Vala da Azambuja que irá acompanhar o aterro, do lado direito. Nos cálculos de estabilidade realizados foi considerada a situação estática imediatamente após a construção integral do aterro, a qual foi conservativamente assumida como instantânea. Para superfícies de potencial instabilização envolvendo o aterro e a sua fundação, o coeficiente de segurança global obtido foi da ordem de 1,0, tendo-se constatado que a existência da Vala da Azambuja condiciona fortemente a estabilidade do aterro. Por outro lado, no âmbito da verificação da segurança aos Estados Limites de Utilização, a situação será certamente caracterizada pela ocorrência de elevados assentamentos do terreno, os quais, tendo em conta a natureza argilo-siltosa dos materiais aluvionares e a sua espessura, terão associados períodos de consolidação bastante significativos.

Do exposto, concluiu-se, então, ser necessário projectar para a zona uma solução que permitisse simultaneamente a execução, em segurança, dos aterros previstos e o controle, de forma adequada, dos elevados assentamentos que lhe estarão associados.

O Estudo Prévio, para o troço em análise, apontava para o recurso a uma solução baseada em colunas de brita, executadas com a técnica de vibrosubstituição. Trata-se duma solução que permite,

em regra, atingir os objectivos anteriormente identificados para a resolução, em segurança, dos problemas associados à construção de aterros em zonas de baixa aluvionar, mas que para o caso em análise apresentava fundamentalmente três inconvenientes relativamente à solução proposta de melhoria e reforço da fundação dos aterros, nomeadamente:

- a solução baseada em colunas de brita é consideravelmente mais cara;
- a perturbação introduzida nos terrenos devida ao tipo de equipamento e ao tipo de técnica construtiva não permite garantir a estabilidade da Vala da Azambuja durante a execução das colunas;
- levanta problemas construtivos importantes, dado exigir a construção de colunas de brita com mais de 20,0 m de comprimento, em materiais aluvionares de fracas características mecânicas.

A solução proposta no Projecto de Execução para a melhoria e reforço da fundação dos aterros assenta no recurso à aceleração do processo de consolidação dos materiais aluvionares ocorrentes nessa fundação, através da instalação duma rede de geodrenos verticais atravessando integralmente essa camada aluvionar. Esta solução, simples e corrente no domínio da construção de aterros sobre solos moles, obriga, no entanto, à adopção de algumas medidas suplementares devido à presença, nas proximidades, da Vala da Azambuja. Com efeito, a existência da vala vai introduzir no perfil transversal da obra uma singularidade que irá originar importantes deslocamentos da formação aluvionar com componente horizontal no sentido da vala, logo na fase construtiva. Por este facto, foi preconizada a colocação de geotêxtil tecido com funções estruturais na base dos aterros, para uniformizar a distribuição de tensões e os seus deslocamentos (verticais e horizontais), e a construção do aterro de forma faseada para permitir o ganho de resistência na fundação e minimizar os movimentos da fundação aluvionar, sobretudo os de componente horizontal.

A rede de geodrenos verticais a colocar na fundação irá permitir acelerar muito significativamente o processo de consolidação dos materiais aluvionares. Deste modo, serão acelerados os seus assentamentos e serão acelerados os ganhos de resistência ao corte, conduzindo a obra, num curto prazo, para níveis de segurança confortáveis e compatíveis com a sua utilização em serviço.

A solução de melhoria e reforço da fundação preconizada assenta no conjunto de aspectos que seguidamente se descrevem.

4.2 – Melhoria das características dos materiais do complexo At, constituído por depósitos e terra vegetal

A superfície do terreno onde se pretende construir os aterros corresponde a materiais bastante heterogéneos, constituídos por solos de depósito e terra vegetal, com um comportamento mecânico muito fraco, pelo que se considerou adequado promover uma substituição parcial destes materiais sob a zona de implantação dos aterros.

Essa substituição estará no entanto limitada à profundidade de ocorrência do nível freático na zona à data da execução da obra ou da ocorrência dos materiais aluvionares. De facto, relativamente à primeira situação, não é desejável proceder a trabalhos de terraplenagem abaixo do nível de água, enquanto que na segunda, se se atingir a formação aluvionar, poderá não ser viável a circulação dos equipamentos associados aos referidos trabalhos de terraplenagem. A cota máxima para a base da escavação foi definida em função das condições hidrológicas e do Perfil Geológico e Geotécnico interpretativo definido para aquele local.

A escavação destes materiais será efectuada em talude, garantindo-se na base uma largura superior em 1 metro para cada lado relativamente à base de implantação dos aterros. Relativamente aos taludes de escavação, admite-se que, provisoriamente, se possa adoptar uma inclinação média

de 1:1 (V:H). Nestes taludes será criado um adequado endentamento aquando da colocação dos materiais de aterro para substituição daqueles removidos.

Atingida a base da escavação, a superfície será devidamente compactada com os equipamentos que serão utilizados na compactação dos aterros. Pretende-se, deste modo, melhorar na medida do possível as características dos materiais de depósito que não são removidos.

4.3 – Instalação de rede de geodrenos verticais na fundação do aterro

Estando a base da escavação devidamente compactada será colocada uma camada de areia a partir da qual serão instalados os geodrenos da fundação. A função desta camada é permitir a condução das águas drenadas pelos geodrenos para a Vala da Azambuja.

Tendo em conta a dimensão dos assentamentos esperados para o aterro, considerou-se uma espessura da ordem de 1 metro para a camada de areia. Como esta camada ficará apoiada sobre os materiais heterogêneos, cujos estudos de caracterização permitiram identificar como tendo uma fracção importante de areia, admite-se ser dispensável a habitual interposição de um geotêxtil entre os diferentes materiais, uma vez que se considera não haver riscos de contaminação.

Após a colocação da areia, os geodrenos verticais serão instalados na fundação, garantindo-se que estes serão colocados na vertical, e de forma a atravessarem integralmente a formação aluvionar, penetrando no substrato inferior. Compreende-se como tal que os geodrenos assumam diferentes comprimentos ao longo da zona intervencionada.

A colocação desta rede será um dos elementos chave desta solução. Tal como já referido, ela permitirá acelerar significativamente o processo de consolidação dos materiais aluvionares da fundação.

A rede de geodrenos terá uma distribuição em planta do tipo triangular, com afastamentos de 1,5 m, fundamentados com a análise da evolução dos assentamentos no tempo.

Relativamente à área onde serão instalados os geodrenos, verifica-se que a construção dos aterros origina excessos de pressão intersticial numa zona, em planta, para além da área de implantação dos aterros. Deste modo, é corrente na prática estender a colocação de geodrenos a uma faixa, de um e outro lado do aterro, onde são instalados mais um ou dois alinhamentos de geodrenos. Neste caso, e dado existir do lado direito do aterro algumas limitações de espaço devidas à proximidade da Vala da Azambuja, considerou-se apenas a instalação dum alinhamento adicional de geodrenos para cada lado da área de implantação do aterro.

4.4 – Instalação de sistema de drenagem das águas para a Vala da Azambuja

As águas captadas pelo sistema de drenagem anteriormente descrito, associadas ao processo de consolidação das aluviões, serão conduzidas para a Vala da Azambuja. Para o efeito, serão executadas pequenas valas de ligação entre a base do aterro da via férrea e a Vala da Azambuja.

Essas pequenas valas terão uma profundidade idêntica à da escavação executada sob o aterro para a instalação da camada de 1,0 m de areia, e uma largura da ordem de 2,0 m. Elas serão executadas com um espaçamento longitudinal da ordem de 40,0 m e comprimento variável, em função da distância entre a Vala da Azambuja e o aterro da via férrea. Essas valas serão preenchidas no fundo com uma camada de 1,0 m de areia, idêntica à colocada na base dos aterros. A restante altura da vala será preenchida com material de aterro, devidamente compactado.

Na saída junto à Vala da Azambuja, a camada de areia será devidamente protegida para evitar a sua erosão. Assim, considerou-se que o último metro da vala drenante junto à saída deveria ser preenchido com material granular grosseiro, com dimensão de partículas entre cerca de 10 e 20 cm (Fig. 13). Entre este material e a areia drenante será entreposto um geotêxtil dobrado na direcção da areia, nas duas laterais, base e topo, em cerca de 1,0 m.

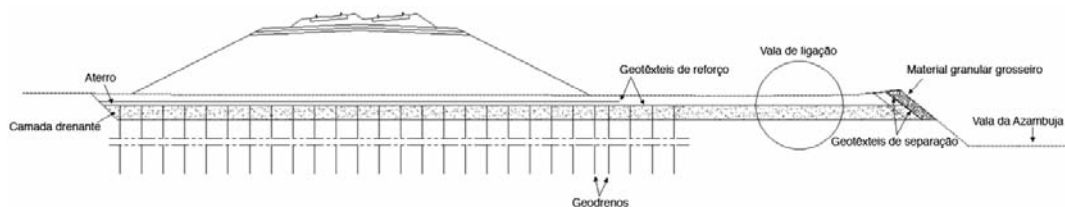


Fig. 13 – Perfil tipo com a solução de melhoramento e reforço da fundação do aterro.

4.5 – Instalação de geotêxtil tecido na base dos aterros

Na base dos aterros será colocado geotêxtil tecido com funções resistentes. Os cálculos efetuados demonstraram a necessidade de incluir dois níveis de geotêxtil.

Com a colocação destes geotêxteis pretende-se, por um lado, melhorar as condições de estabilidade global do aterro. A título de exemplo refere-se que o factor de segurança global associado à construção dos primeiros 4,5 m de aterro passa dum valor unitário quando não são utilizados os geotêxteis, para um valor de 1,35 quando esses geotêxteis são considerados.

Por outro lado, com a introdução desses geotêxteis procura-se melhorar o comportamento global do aterro em termos de deslocamentos (verticais e horizontais), através duma uniformização da distribuição de tensões na base desses aterros. Uma vez mais, e a título de exemplo, apresentam-se na Fig. 14 os assentamentos por consolidação se o aterro a construir tivesse 2,5 m de altura. Nessa figura é possível observar que no caso em que é considerada a utilização dos geotêxteis, há uma redução do valor dos assentamentos máximos e uma menor influência da presença da Vala da

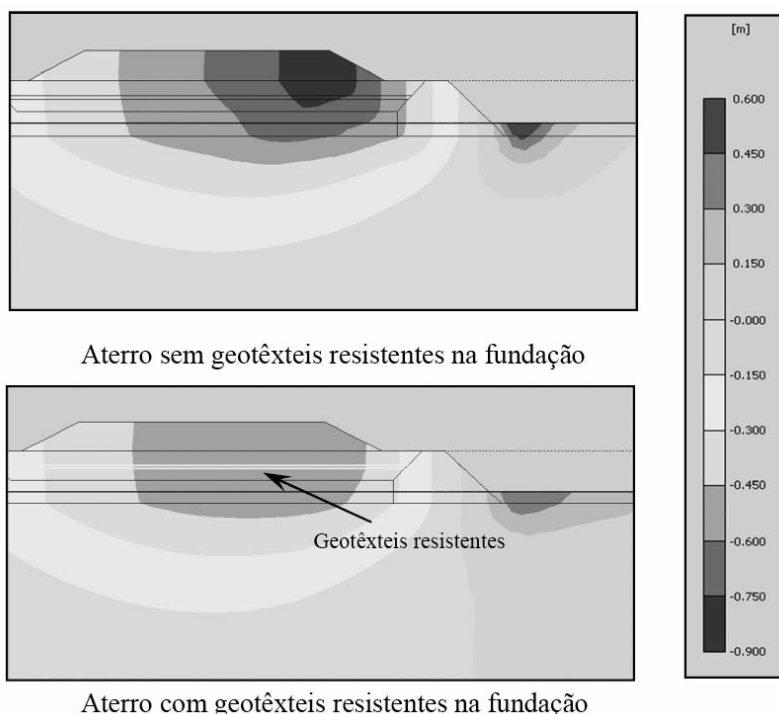


Fig. 14 – Efeito de uniformização de assentamentos devido à colocação de geotêxteis resistentes na fundação (exemplo dos assentamentos por consolidação para um aterro de 2,5 m de altura).

Azambuja situada à direita do aterro (traduzida no aterro por uma maior simetria do perfil de assentamentos).

Assim, após a instalação dos geodrenos na base do aterro será colocado o primeiro nível de geotêxtil, cobrindo integralmente toda a camada de areia de 1,0 m de espessura.

Para ter um funcionamento adequado, este geotêxtil tecido ficará devidamente amarrado de um e outro lado do aterro. Em aterros com a dimensão do que está em causa, e sobretudo com uma inclinação de taludes de 1:2 (V:H), essa amarração é conseguida apenas pelo atrito entre o solo e o geotêxtil tecido na zona associada à projecção, em planta, dos taludes do aterro. De notar que a secção do geotêxtil onde será solicitado o esforço de tracção ficará localizada algures no troço, em planta, entre os limites longitudinais do coroamento do aterro.

Após a colocação do primeiro nível de geotêxtil tecido será colocada, e devidamente compactada, uma camada de 0,3 m de aterro. Também neste caso será garantido um adequado endentamento desta camada nos taludes de escavação.

Após a colocação da camada de aterro será instalado novo nível de geotêxtil tecido, sendo também aqui aplicáveis as considerações construtivas já descritas para o primeiro nível de geotêxtil.

4.6 – Execução dos aterros

Terminada a instalação do segundo nível de geotêxtil tecido irá proceder-se à colocação e compactação do aterro até atingir novamente a cota actual do terreno. Este aterro será devidamente endentado na escavação, camada a camada.

Em seguida, e terminada a melhoria das condições de fundação, o aterro da via férrea propriamente dito será construído.

A construção decorrerá em duas fases, correspondendo a primeira a uma altura máxima de 4,5 m, e a segunda à altura necessária para atingir a cota final definida no Projecto tendo em conta os assentamentos previstos, acrescida de 2,0 m (Fig. 15). Esta é uma medida que além de permitir o ganho de resistência na fundação, permite também minimizar os movimentos da fundação aluvionar, sobretudo os de componente horizontal.

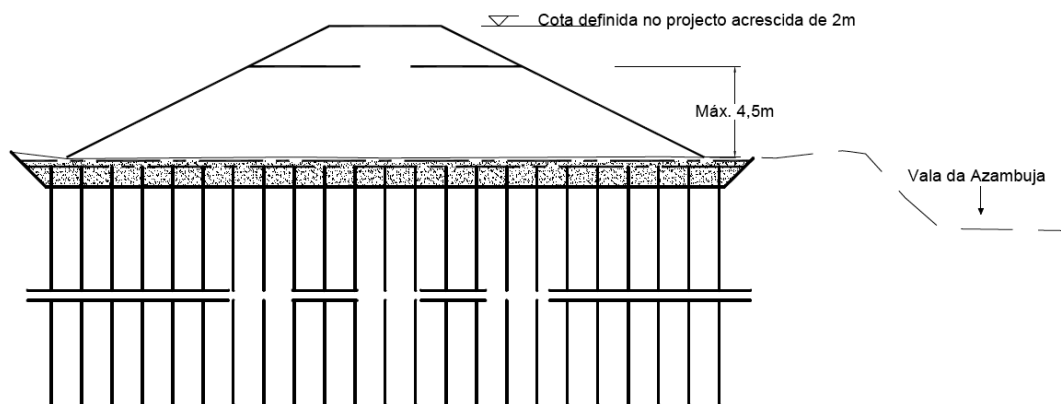


Fig. 15 – Aterro de pré-carga.

O aterro adicional pretende incluir uma pré-carga de aproximadamente 40 kPa, equivalente à sobrecarga associada à circulação do tráfego ferroviário.

Após se atingir uma adequada consolidação da fundação, a cota do aterro deverá ser reduzida para a cota da base do coroamento do aterro da via-ferrea, de acordo com o definido em projecto.

4.7 – Faseamento construtivo

O faseamento construtivo definido tem por base as seguintes quatro etapas principais:

Etapa 1 - Melhoramento e reforço da fundação do aterro, constituído pelas seguintes fases

Fase 1 – Escavação dos depósitos existentes no local sob a área de implantação dos aterros até à profundidade máxima de 2,5 m e compactação do fundo da escavação;

Fase 2 – Colocação e compactação, por camadas, de areia drenante numa espessura de 1,0 m;

Fase 3 – Instalação duma rede de geodrenos na fundação, atravessando integralmente a camada aluvionar, em malha triangular com afastamento de 1,5 m;

Fase 4 – Colocação dum primeiro geotêxtil tecido com funções estruturais, revestindo a totalidade da base de implantação do aterro;

Fase 5 – Colocação e compactação duma camada de 0,3 m de espessura de material de aterro;

Fase 6 – Colocação dum segundo geotêxtil tecido com funções estruturais, revestindo a totalidade da base de implantação do aterro;

Fase 7 – Colocação e compactação, por camadas, de material de aterro até atingir a cota inicial da superfície do terreno;

Etapa 2 - Construção da 1ª fase do aterro

Fase 8 – Colocação e compactação, por camadas, de material de aterro até se atingir uma altura máxima de 4,5 m;

Etapa 3 - Construção da 2ª fase do aterro, com pré-carga

Fase 9 – Colocação e compactação, por camadas, de material de aterro até se atingir a cota final do aterro, definida no Projecto, acrescida duma pré-carga de 2,0 m de solo correspondente à sobrecarga regulamentar associada à circulação de comboios;

Etapa 4 - Remoção da pré-carga para obter a configuração final do aterro

Fase 10 – Remoção do aterro em excesso para construção da plataforma de apoio da linha férrea, nas cotas definidas no Projecto, após finalização do processo de consolidação.

4.8 – Cronograma da obra

Em termos de cronograma da obra, foi necessário associar tempos de execução a algumas das tarefas, por forma a que os necessários tempos de consolidação da fundação aluvionar fossem devidamente enquadrados (Quadro 2).

Ao fim do período de 12 meses estima-se que fiquem ainda por ocorrer cerca de 10 cm de assentamento devidos à consolidação da fundação aluvionar, para uma carga total correspondente ao peso dos aterros acrescidos da sobrecarga de 40 kPa associada à circulação dos comboios.

Quadro 2 – Cronograma da obra.

Tempo mínimo	Faseamento	Descrição
2 meses	Fase 1 a Fase 7	Melhoramento e reforço da fundação do aterro
1 mês	Fase 8	Construção do aterro até se atingir uma altura máxima de 4,5 m
5 meses	–	Consolidação da fundação aluvionar, atingindo um grau de consolidação de 90%
1 mês	Fase 9	Construção do aterro até se atingir a cota final, acrescida duma pré-carga de 2,0 m de solo
3 meses	–	Consolidação da fundação aluvionar, atingindo um grau de consolidação de 74%

5 – SISTEMA DE MONITORIZAÇÃO

5.1 – Sistema de monitorização

Para o caso presente foi definido um sistema de monitorização constituído por células de medição de assentamentos e inclinómetros, os quais se espera venham a fornecer informações importantes sobre o comportamento geral da obra.

5.1.1 – Células de medição de assentamentos

Com o objectivo de avaliar a forma como se vão processando os assentamentos dos aterros, quer os imediatos, quer os associados à consolidação dos materiais aluvionares, previu-se a instalação dum sistema de medição de assentamentos do aterro ao longo do seu desenvolvimento.

Em cada ponto de medição, o tipo de dispositivo considerado para o registo dos assentamentos é constituído por uma célula de pressão de corda vibrante instalada no fundo dum furo de sondagem, ancorado num substrato tido como indeformável. Esta célula está ligada por um tubo, preenchido com um líquido, a um reservatório acoplado a uma placa de assentamento instalada na base do aterro. Com o crescimento da cota do aterro, o reservatório irá assentando, diminuindo a pressão do líquido medida na célula instalada no substrato. Cada célula é ligada a uma central de leituras, garantindo a aquisição automática de resultados.

No caso em estudo foram definidos 16 pontos de medição de assentamentos segundo alinhamentos transversais ao eixo da via férrea, espaçados entre si de cerca de 75 m. Em cada alinhamento será instalada um ponto de medição sob o eixo do aterro e em dois desses alinhamentos serão ainda instalados dois pontos adicionais (total de três pontos), afastados de cerca de 10 m para um e outro lado do plano vertical que contém o eixo do aterro.

Com esta disposição dos 16 pontos de medição de assentamento pretende-se, em primeiro lugar, registar a evolução dos assentamentos máximos do aterro ao longo do seu desenvolvimento (os assentamentos máximos deverão ocorrer sob o eixo do aterro) e, em segundo lugar, avaliar, na zona mais próxima da vala contígua ao aterro, qual a evolução dos assentamentos segundo dois alinhamentos transversais.

Na Fig. 16 apresenta-se um perfil tipo com a localização prevista para os equipamentos.

5.1.2 – Inclinómetros

A proximidade entre o aterro que se pretende executar e a Vala da Azambuja irá originar importantes deslocamentos, por vezes com uma componente horizontal não desprezável.

Considera-se, assim, importante o controlo desses deslocamentos horizontais dos aterros e da fundação, sobretudo durante o período de execução da obra.

Com base nestes pressupostos, preconizou-se a instalação de 3 inclinómetros, a localizar nas zonas onde a distância entre a vala e o aterro é mais reduzida (Fig. 16).

Os inclinómetros serão instalados de forma a atravessarem toda a espessura do Complexo At e do Complexo A, penetrando no Complexo P num mínimo de cerca de 3,0 m.

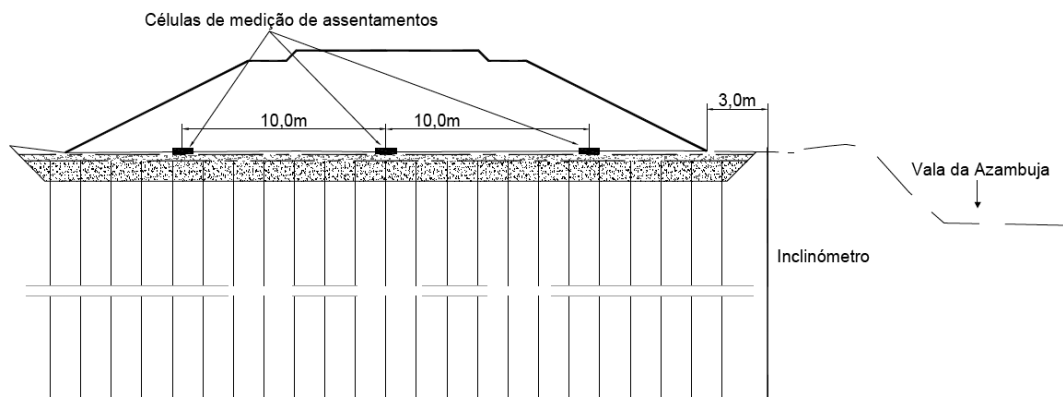


Fig. 16 – Distribuição dos equipamentos de monitorização num perfil tipo.

5.1.3 – Frequência de leituras

Para os inclinómetros, a frequência a adoptar para a realização das leituras depende muito do ritmo de colocação dos aterros. Por este motivo, para além da leitura inicial, a realizar imediatamente após a instalação de cada um, e que servirá como termo de referência, o programa de leituras será definido e ajustado ao real desenvolvimento da obra. Os momentos importantes de observação serão aqueles associados à subida da cota dos aterros, onde são expectáveis maiores deslocamentos horizontais (fruto da deformação em condições não drenadas, isto é, a volume constante, das formações aluvionares). Assim, admitiu-se, numa primeira aproximação, que a frequência de leituras dos inclinómetros venha a ser:

- semanal, durante as fases de crescimento da cota do aterro;
- quinzenal, durante o primeiro mês seguinte à conclusão da subida da cota do aterro;
- mensal, no período seguinte, até nova subida da cota do aterro ou até se atingir a 95% da consolidação total (determinada com base nos registos dos assentamentos).

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foram apresentadas a caracterização geotécnica dos depósitos aluvionares do Tejo ocorrentes na fundação do aterro do novo troço de via férrea inserido no Projecto da Variante a Santa-rém da Linha do Norte e a solução para a melhoria e reforço dessa fundação.

Com a caracterização geotécnica dos depósitos aluvionares pretendeu-se mostrar como foram explorados, pormenorizadamente, os resultados dos ensaios realizados, os quais são correntes neste tipo de Projectos de Engenharia Geotécnica, e como pode ser calibrado um modelo numérico avançado do comportamento da matriz lodosa desses materiais aluvionares.

No estudo procurou-se, sempre que possível, que cada valor dum dado parâmetro de cálculo do modelo fosse obtido por mais do que uma metodologia de análise ou por mais do que um tipo de ensaio, tendo-se considerado as seguintes abordagens: definição dos valores de forma directa, por correlação ou a partir da modelação numérica dos ensaios realizados. Ficou deste modo realçada a coerência das várias determinações experimentais disponíveis da prospecção levada a cabo, bem como a importância de cada tipo de ensaio para a identificação do modelo final.

A solução de Projecto, concebida com base nos resultados da caracterização geotécnica efectuada, consistiu na aceleração do processo de consolidação dos materiais aluvionares da fundação, através da instalação duma rede de geodrenos verticais associada a um aterro de pré-carga e no reforço da base dos aterros com a colocação de geotêxteis tecidos de elevada resistência.

Procura-se, com este tipo de trabalho, contribuir para uma melhoria na qualidade dos estudos de caracterização dos materiais no âmbito dos Projectos Geotécnicos, a qual permitirá uma avaliação mais rigorosa do comportamento das soluções desenvolvidas. A aposta neste tipo de estudos de caracterização completa e pormenorizada deve ser encarada como uma via para a identificação do real comportamento mecânico dos materiais, com claros benefícios económicos, uma vez que permite o Projecto de soluções bastante mais equilibradas.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à empresa REFER a autorização concedida para a divulgação dos resultados dos estudos apresentados.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bjerrum, L. (1973). *Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally instable soils (colapsible, expansive and others)*. General Report of the VIII ICSMFE, Moscovo.
- Kulhawy, F.H.; Mayne, P.W. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Report EL – 6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto.
- Jaky, J. (1948). *Pressure in soils*. 2nd ICSMFE, London, Vol. 1, pp. 103-107.
- Japanese Road Association (1980). *Specifications for highway bridges*.
- Parkin, A. (1978). *Coefficient of consolidation by the velocity method*. Géotechnique, Vol. 28, No.4, pp. 472-474.
- PLAXIS (2008). *PLAXIS 2D Manual*, version 9.
- Robertson, P.K.; Campanella, R.G. (1983). *Interpretation of cone penetration tests: Parts 1 and 2*. Canadian Geotechnical Journal, 20, pp.718-745.
- Schnaid, F. (2000). *Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*. Oficina de Textos. Brasil.
- Stroud, M.A. Butler, F.G. (1975). *The Standard Penetration Test and the Engineering Properties of Glacial Materials*. Proc. Symp. On Engineering Properties of Glacial Materials, Midlands Geotechnical Society, Birmingham, pp.117-128.