

# **ESTUDOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS RELATIVOS AO PROJECTO BASE DA NOVA TRAVESSIA DO RIO TEJO, NO CARREGADO**

## **GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL STUDIES FOR THE BASIC DESIGN OF A NEW BRIDGE OVER THE TAGUS RIVER, AT CARREGADO**

Oliveira, Ricardo, *COBA, SA, Lisboa, Portugal, ricardo.oliveira@coba.pt*

Rebelo, Virgílio, *COBA, SA, Lisboa, Portugal, FCTUC, Coimbra, Portugal, var@coba.pt*

Jeremias, Filipe, *LNEC, Lisboa, Portugal, COBA, SA, Lisboa, Portugal, fjt@coba.pt*

Coelho, A. Gomes, *COBA, SA, Lisboa, Portugal, agc@coba.pt*

Sardinha, Ricardo, *COBA, SA, Lisboa, Portugal, rss@coba.pt*

### **RESUMO**

A nova ponte sobre o rio Tejo localizar-se-á no Carregado, terá 11,6 km de extensão e irá interessar espessos depósitos aluvionares Holocénicos sobrejacentes a um substrato Miocénico. A ponte é parte integrante da circular externa à Grande Lisboa e ligará a Auto-estrada A10, na margem direita do rio, à Auto-estrada A13, na margem esquerda. A comunicação começa pela descrição do cenário geológico do vale do Tejo na zona do atravessamento. É depois feita uma descrição detalhada das condições geológico-geotécnicas dos terrenos, baseada nos trabalhos de prospecção geotécnica (sondagens e ensaios *in situ*) e nos ensaios laboratoriais realizados nas fases anteriores dos estudos e durante a fase de Projecto Base. Os resultados são analisados em termos da definição do modelo geológico-geotécnico e é apresentada a caracterização geotécnica das diversas unidades. São então abordadas as questões mais pertinentes no que se refere às condições geotécnicas associadas ao local, designadamente as relativas às fundações por estacas, à interacção solo/estrutura e à avaliação do potencial de liquefacção dos depósitos aluvionares.

### **ABSTRACT**

The new bridge over the Tagus river, to be located some 25 km upstream Lisbon (Portugal), will be 11.6 km long over an extensive plain in which thick Holocene alluvial deposits overlay a Miocene substratum. The bridge is part of the Greater Lisbon outside ring highway and links the Highway A10, on the right bank, to the Highway A13 on the left bank. A detailed description of the geological and geotechnical conditions throughout the bridge alignment is made, based on geotechnical site investigations (boreholes and *in situ* tests) and laboratory tests, undertaken in previous phases of the studies and during this Basic Design. Results are analysed in terms of the definition of the engineering geological model and the geotechnical units are characterised. Based on these data, an approach is made of major geotechnical problems, of which the pile foundations, the soil-structure interaction and the evaluation of the liquefaction potential of the alluvial deposits are emphasised.

### **1. INTRODUÇÃO**

A nova ponte sobre o rio Tejo localizar-se-á no Carregado, a cerca de 25 km a montante da cidade de Lisboa e constitui parte integrante da Auto-estrada A10, em exploração pela BRISA (Figura 1). A travessia terá 11,6 km de extensão, sendo constituída por três estruturas principais: Viaduto Norte com 1,5 km, a Ponte sobre o Rio Tejo com 1,0 km e altura de tabuleiro de 23 m,

e o Viaduto Sul com 9,1 km de extensão. Terá uma largura de 30 m e um perfil transversal tipo 2 x 2 vias, com possibilidade de alargamento futuro para 2 x 3 vias. O Projecto Base foi elaborado em 2004, tendo sido incluído na proposta apresentada pelo Agrupamento Construtor TACE. A elaboração do referido projecto baseou-se em trabalhos de prospecção geotécnica e ensaios realizados em diversas fases, com o objectivo de se obter a máxima informação possível relativamente às condições gerais do local da obra e os parâmetros geotécnicos essenciais [1]. A construção desta nova travessia foi adjudicada ao Agrupamento Construtor TACE no âmbito de um concurso público internacional, englobando a elaboração do Projecto de Execução da ponte e respectivos viadutos de acesso, bem como todos os trabalhos de construção da mesma. O valor global da adjudicação foi da ordem dos 190 milhões de Euros.



Figura 1 – Enquadramento geográfico da nova ponte sobre o Rio Tejo

A nova ponte sobre o Rio Tejo está localizada cerca de 25 km a montante da Ponte Vasco da Gama, terminada em 1998, sendo idênticas as condições gerais para ambas as travessias. Ambas as pontes atravessam a secção principal do rio Tejo com vãos de grande dimensão, sendo a baixa aluvionar da margem esquerda atravessada com recurso a extensos viadutos. Ambas as pontes possuem fundações indirectas que atingem os 70 m no caso da Ponte Vasco da Gama e 55 m no caso da Ponte do Carregado. A natureza geológica do preenchimento aluvionar é idêntica em ambas as obras.

## 2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO GERAL

O local da nova travessia do Tejo no Carregado insere-se na grande unidade morfo-estrutural designada por Bacia Cenozóica do Baixo Tejo. Esta bacia é constituída por uma depressão tectónica subsidente, de contorno rectangular, alongada na direcção NE-SW, preenchida por formações sedimentares detríticas de idade Miocénica e Paleogénica.

A unidade morfológica correspondente à baixa aluvionar do Tejo que constitui a lezíria ribatejana, caracteriza-se por uma morfologia aplanada, a cotas da ordem de 4 a 5 m. À escala regional, as formações terciárias caracterizam-se por se apresentarem pouco deformadas, com estratificação em regra sub-horizontal, pontualmente afectada por inclinações suaves. Dada a origem continental destas formações, é de prever que apresentem variações verticais e laterais de composição e textura e, localmente, irregularidades da estratificação, com camadas descontínuas do tipo lenticular ou em bisel, mas sempre com uma disposição geral horizontal ou sub-horizontal.

O local da nova travessia do rio Tejo no Carregado pode ser representado por um modelo geológico simples: a ocorrência de depósitos superficiais recentes (as aluviões Holocénicas) assentes num substrato Terciário. As aluviões ocorrem em toda a extensão do traçado da nova travessia. A sua espessura varia entre os 30 e os 50 metros ao longo de cerca de 9 km. A espessura máxima identificada foi da ordem dos 54 m. O enchimento aluvionar é constituído por lodos mais ou menos arenosos, anegrados, areias mais ou menos lodosas e areias médias por vezes silto-argilosas. Na transição da série aluvionar para o substrato Miocénico subjacente ocorre um nível de carácter areno-cascalhento, constituído por areias grosseiras a médias com abundantes passagens de seixos e calhaus siliciosos rolados a sub-rolados de dimensões variáveis. A formação terciária (substrato) subjacente aos depósitos superficiais recentes (aluviões) é constituída por um complexo argilo-gresoso de génese fluvio-deltaica, atribuído ao Miocénico. Esta formação não aflora no sítio da nova travessia do Carregado, tendo sido localmente reconhecida pelas sondagens.

Os dados da geofísica e da sismicidade histórica e instrumental, bem como as evidências geológicas e geomorfológicas do Vale Inferior do Tejo, apontam no seu conjunto para a ocorrência ao longo deste vale de uma falha ou zona de falha, sismogenicamente activa, responsável pela actividade sísmica da região, de que o sismo destruidor mais recente foi o sismo de Benavente de 1909, próximo do local da obra. A falha ou zona de falha do Vale Inferior do Tejo desenvolver-se-á ao longo de trecho mais ou menos rectilíneo, de orientação NW-SE, entre a Golegã e Vila Franca de Xira. Contudo, não se conhece a sua localização nem o seu andamento em profundidade. A cartografia da Falha do Vale Inferior do Tejo representada na Carta Neotectónica de Portugal, na escala 1:500 000, publicada pelos Serviços Geológicos de Portugal, baseou-se em alinhamentos definidos a partir da interpretação de imagens de satélite. Porém, o significado geológico destes alinhamentos não foi posteriormente validado no terreno.

### **3. TRABALHOS DE PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA E ENSAIOS**

#### **3.1 Planeamento**

O enquadramento geológico geral da obra permitiu antecipar os principais problemas geotécnicos a enfrentar: a ocorrência de espessos depósitos aluvionares holocénicos, implicando a necessidade de recorrer a fundações profundas, a avaliação do potencial de liquefacção dos níveis aluvionares arenosos e a interacção solo-estrutura decorrente da análise da resposta sísmica dos depósitos aluvionares. Para a avaliação desses aspectos, foram estabelecidos os seguintes objectivos, tal como já haviam sido considerados anteriormente no caso da Ponte Vasco da Gama [2], [3]:

- a) O reconhecimento da sequência estratigráfica e estrutura geológica quer dos depósitos aluvionares, quer do substrato, em conjunto com o levantamento da topografia do substrato;
- b) A definição das unidades geotécnicas constituintes das aluviões e do substrato;
- c) A caracterização estática e dinâmica das unidades geotécnicas identificadas;
- d) A definição de um modelo geotécnico representativo a incorporar na análise da resposta sísmica dos terrenos.

#### **3.2 Trabalhos de prospecção e ensaios**

Os trabalhos de prospecção foram executados em várias fases. Incluíram a execução de sondagens mecânicas e colheita de amostras, ensaios *in situ*, nomeadamente ensaios de penetração dinâmica (SPT), ensaios de penetração estática (CPT), ensaios de penetração estática

com piezocone (CPTU), ensaios de penetração estática com cone sísmico (SCPT), ensaios de corte rotativo, ensaios sísmicos entre e ao longo de furos de sondagem (*crosshole* e *downhole*), bem como ensaios laboratoriais realizados sobre amostras intactas e remexidas.

Foram realizadas um total de 58 sondagens mecânicas por forma a reconhecer a sequência estratigráfica, a natureza litológica e espessura dos depósitos aluvionares e o substrato rochoso subjacente. Este programa incluiu a execução de 3 sondagens mecânicas com amostragem contínua com um amostrador triplo Geobor S (Figuras 2 e 3). Seis (6) das sondagens mecânicas foram executadas a partir de uma plataforma flutuante. As profundidades das sondagens variaram entre os 21 e os 64 m.



Figura 2 – Equipamento de sondagem equipado com amostrador triplo Geobor S



Figure 3 – Pormenor do amostrador Geobor S

No decurso dos trabalhos, verificaram-se dificuldades no atravessamento do depósito aluvionar de base, na transição da série aluvionar para o substrato Miocénico, constituído, como anteriormente referido, por areias grosseiras a médias, com abundantes passagens de seixos e calhaus. Tal facto antecipa eventuais dificuldades na execução das estacas. A espessura máxima reconhecida desse depósito basal foi da ordem dos 14 m, variando em média entre os 6 e os 8 m.

A realização de ensaios SPT proporcionou a colheita de amostras remexidas representativas das fácies arenosas e areno-lodosas, com fraco comportamento coesivo. As amostras indeformadas representativas dos terrenos aluvionares mais brandos, com componente lodosa expressiva, foram recolhidas com amostradores Shelby e Proctor-Moran.

A realização de ensaios *in situ* permitiu a obtenção de dados para a caracterização geológica e geotécnica das unidades constituintes dos depósitos aluvionares e do substrato:

- a) Ensaios de penetração dinâmica (SPT) foram executados em todas as sondagens mecânicas e em todo o seu comprimento, cada 1,5 m. Os resultados do SPT permitiram ainda obter elementos quanto à compactidade e/ou consistência dos solos, bem como a colheita de amostras remexidas para efeitos de classificação visual.
- b) Ensaios com penetrómetro estático (CPT), ensaios com penetrómetro estático com piezocone (CPTU) e ensaios com o penetrómetro estático com cone sísmico (SCPT). Realizaram-se um total de 22 CPT, 6 CPTU e 2 SCPT, até uma profundidade máxima de 39,6 m. Para esse efeito recorreu-se à utilização de equipamento da “A.P. v.d Berg”, modelo “Hyson 200”, com capacidade de penetração de 200 kN, montado sobre *trailer*, e uma ponteira com secção de 10 cm<sup>2</sup> (Figuras 4 e 5).

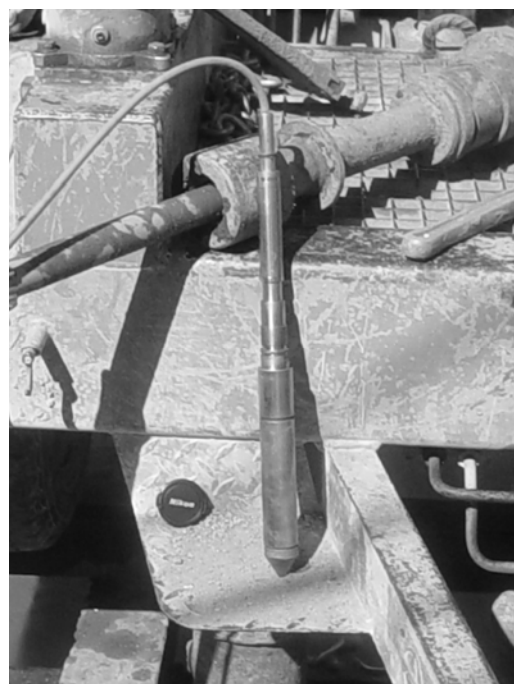
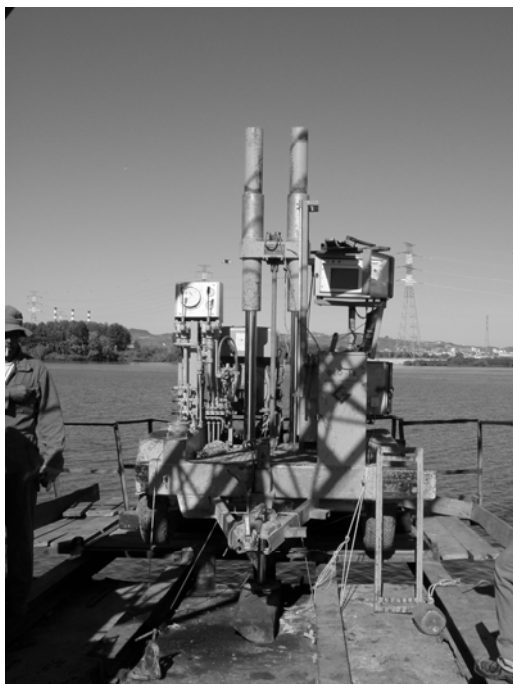


Figura 4 - Vista geral do equipamento utilizado no ensaio com penetrômetro estático com piezocone (CPTU) Figura 5 - Pormenor da ponteira do CPTU

O sistema electrónico usado no CPTU regista em simultâneo a resistência de ponta, o atrito lateral e a pressão neutra. A medição das pressões neutras resultantes do processo de penetração revela-se de particular utilidade no reconhecimento do tipo de material atravessado, facilitando nomeadamente a identificação de níveis arenosos interestratificados. Nos ensaios SCPT5A e SCPT6A foi utilizada uma ponteira sísmica, com o objectivo de medir as ondas de corte ( $V_s$ ).

- c) Tendo em vista a determinação das características de resistência ao corte não drenada, de pico e residual, dos terrenos lodosos, foram efectuados ensaios de corte rotativo, no interior de furos de sondagem, até uma profundidade máxima de 15,5 m, utilizando equipamento Geonor H700.
- d) Foram realizados ensaios sísmicos *crosshole* e *downhole* com o objectivo de aferir os parâmetros dinâmicos dos depósitos aluvionares e do substrato. Estes ensaios foram executados até uma profundidade máxima de 57 m, entre furos de sondagem espaçados 5 a 6 m, convenientemente entubados com tubagem metálica  $\varnothing 90$  mm. Nove (9) ensaios sísmicos *crosshole* foram executados com o objectivo de determinar a velocidade de transmissão das ondas de compressão e de corte do terreno, permitindo assim calcular a partir destas os parâmetros dinâmicos dos terrenos, coeficiente de Poisson ( $\nu_{din}$ ), módulo de elasticidade ( $E_{din}$ ) e módulo de distorção ( $G_{din}$ ). Os ensaios *downhole* foram efectuados no interior das sondagens utilizadas para os ensaios *crosshole*. As medições foram efectuadas com um espaçamento de 1 metro entre sensores sísmicos ao longo da sondagem.

Foram realizados ensaios de laboratório em amostras remexidas e indeformadas colhidas nas sondagens. Em todas as amostras foram realizadas análises granulométricas e limites de consistência (Atterberg). Nas amostras indeformadas realizaram-se ensaios triaxiais CU (consolidado/não drenado), ensaios de corte directo e ensaios edométricos.

## 4. MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

Com base na interpretação integrada de toda a informação disponível na fase de Projecto Base, definiu-se um modelo geológico-geotécnico à escala horizontal 1:2000 e vertical 1:400. Na Figura 6 apresenta-se um perfil exemplificativo do mesmo. Foram individualizadas nos depósitos aluvionares 5 unidades geotécnicas principais, (do topo para a base) argila siltosa orgânica (unidade  $a_{0a}$ ), lodo (unidade  $a_0$ ), areia lodosa (unidade  $a_1$ ), areia média por vezes silto-argilosa (unidade  $a_2$ ) e areia grosseira a média com abundantes passagens de seixos e calhaus siliciosos (unidade  $a_3$ ). Como já referido anteriormente, esta última unidade geotécnica ocorre na base do enchimento aluvionar. O conjunto dos referidos depósitos aluvionares caracteriza-se por uma estratificação complexa, com rápidas variações litológicas horizontais e verticais. Os terrenos do substrato Miocénico são constituídos por alternâncias de níveis arenosos, argilosos, areno-silto-argilosos e areno-cascalhentos, também com várias variações de fácies.

Na zona em que a espessura dos depósitos aluvionares é significativa (km 1+500 a km 10+100), os terrenos do substrato Miocénico apresentam geralmente uma compacidade elevada, com valores de  $N_{SPT} \geq 60$  pancadas. Nas bordaduras do enchimento aluvionar, onde este é menos espesso, os terrenos do substrato Miocénico podem apresentar-se descomprimidos até profundidades assinaláveis, quer na margem direita, quer na margem esquerda do rio Tejo. Na margem direita isso acontece até cerca do km 1+300 e até profundidades de cerca de 20 a 30 m, enquanto na margem esquerda esse cenário ocorre a partir de cerca do km 10+500 até profundidades de cerca de 25 a 30 m.

## 5. ASPECTOS GEOTÉCNICOS DE MAIOR RELEVÂNCIA

### 5.1 Análise da resposta sísmica dos terrenos

A nova travessia do rio Tejo no Carregado será implantada num local cujas características geológicas específicas – camadas de elevada espessura, superior a 10 m, de lodos e argilas brandas, com baixos valores de  $V_s$  e baixo amortecimento interno – poderão produzir um efeito de amplificação da acção sísmica, não contemplado nos espectros regulamentares. Este facto levou à realização de um estudo específico de resposta sísmica dos terrenos aluvionares do vale do Tejo interessados pela obra.

Os estudos de resposta sísmica foram efectuados pelo método linear equivalente utilizando o software SHAKE 2000 [4]. Procedeu-se à caracterização da acção sísmica actuante no substrato Miocénico, pela geração de 5 acelerogramas artificiais tipo 1 e tipo 2, segundo o EC8. Definiram-se as colunas de solo representativas (a nível de Projecto Base) do cenário geotécnico presente e caracterizaram-se as litologias constituintes, no que diz respeito à velocidade de propagação das ondas de corte e às curvas do seu comportamento dinâmico característico ( $G/G_{máx}$  e amortecimento). Foi aplicada a acção sísmica no substrato Miocénico das colunas de solo e calculados os efeitos da propagação desta acção nos terrenos aluvionares do vale do Tejo. Esta análise permitiu a obtenção de dois *inputs* fundamentais para a elaboração do projecto em questão: os espectros de resposta necessários ao cálculo estrutural dos viadutos e as tensões de corte induzidas pela acção sísmica na geologia local para avaliação do seu potencial de liquefacção. Nas Figuras 7 e 8 apresentam-se os resultados para um dos perfis de cálculo.

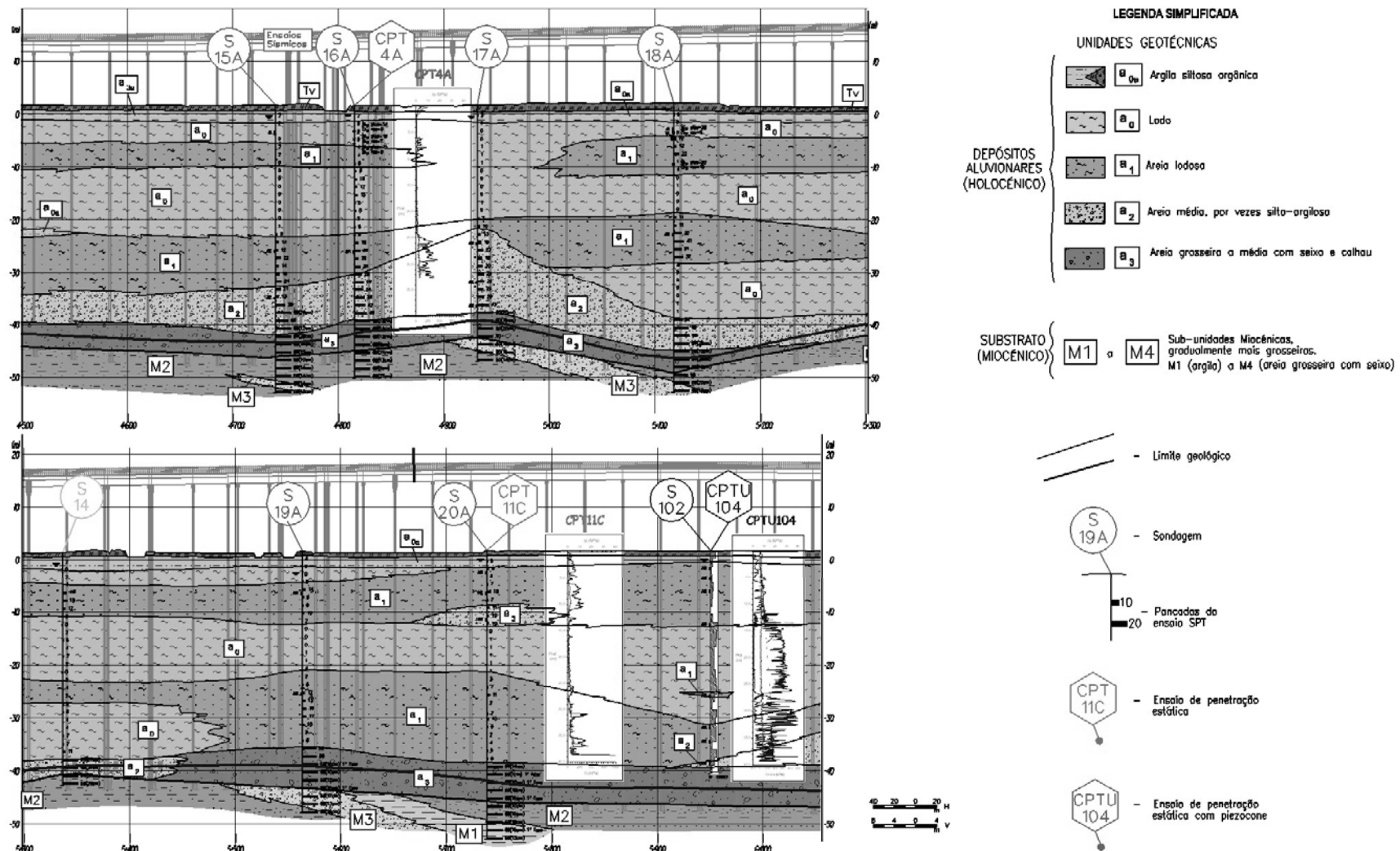


Figura 6 - Perfil geológico-geotécnico entre o km 4+500 e km 6+000

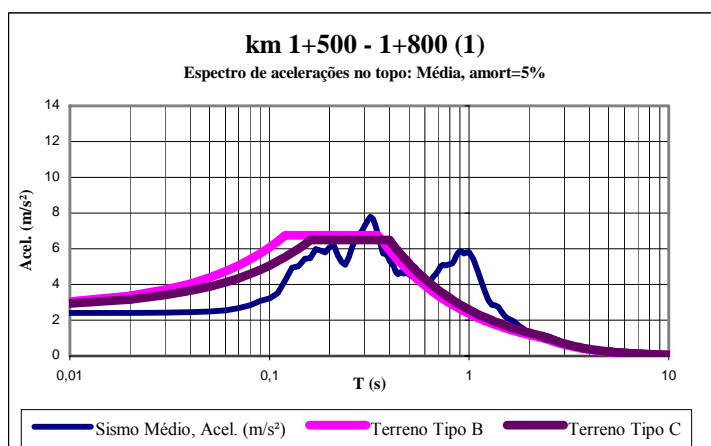


Figura 7 - Exemplo do espectro de resposta de aceleração ao km 1+500 – km 1+800

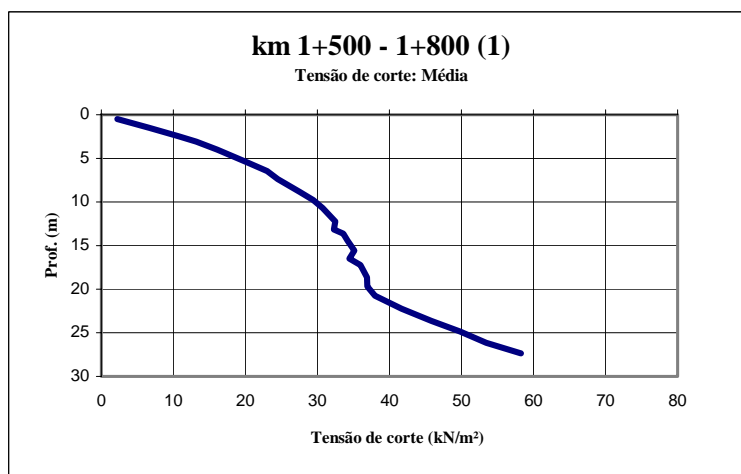


Figura 8 - Exemplo das tensões de corte induzidas na coluna de solo representativa do km 1+500 – km 1+800

## 5.2 Avaliação do potencial de liquefacção

De acordo com os resultados do estudo geológico e geotécnico, as aluviões holocénicas recentes da baixa do Tejo, no sítio da nova travessia do Carregado, exibem um conjunto de características (idade recente, génese fluvial, granulometria, teor em finos, grau de saturação, espessura e estados de compactidade) que, numa análise preliminar de primeira aproximação, representam condições propícias à sua potencial liquefacção induzida pelo movimento sísmico do solo. Nestas condições, procedeu-se à avaliação do potencial de liquefacção das camadas arenosas  $a_1$  e  $a_2$  dos terrenos aluvionares que ocorrem ao longo do traçado da nova travessia, visando ter em conta as suas implicações no projecto da nova travessia.

Na avaliação do potencial de liquefacção é necessário determinar ou estimar duas variáveis que são os efeitos sísmicos sobre o solo, expressa em termos de tensão cíclica induzida pelo sismo (CSR) e da capacidade de o solo resistir à liquefacção, expressa em termos de resistência à liquefacção do solo (CRR).



A intensidade do movimento vibratório do solo foi expressa em termos da tensão cíclica equivalente para os sismos de projecto, calculada mediante o programa SHAKE. Uma vez que a liquefacção depende da duração da acção, esta é expressa em termos de número de ciclos equivalentes em função da magnitude, o que permitiu ajustar os critérios de liquefacção com base no SPT e no CPT usando os factores de escala de magnitude especificados no EC8.

No caso do sismo próximo (acção sísmica do tipo 1) adoptou-se uma magnitude  $M = 6,5$ , e para o sismo distante (acção sísmica do tipo 2) adoptou-se uma magnitude de  $M=7,5$ . Em conformidade adoptaram-se, com base no EC8, para as acções sísmicas do tipo 1 e 2 factores de escala de magnitude de 1,69 e 1,0, respectivamente. A avaliação do potencial de liquefacção foi realizada para um factor de segurança unitário ( $FS=1$ ) e majorado ( $FS=1,25$ ) adoptando o disposto no EC8.

Os resultados dos ensaios de penetração dinâmica SPT e dos ensaios de penetração estática CPT/CPTU foram utilizados para estimar a capacidade de resistência à liquefacção (CRR) das unidades arenosas designadas por  $a_1$  e  $a_2$ . O número de pancadas obtido nos ensaios SPT executados nas unidades  $a_1$  e  $a_2$  foram normalizados para 60% da energia de impacto e corrigidos para o efeito de profundidade através da expressão proposta no EC8. Uma correcção adicional foi realizada visando ter em consideração o teor em finos das unidades ocorrentes, através das expressões propostas por Idriss e Seed, referidas em [5]. Assim, com base nos resultados das análises granulométricas efectuadas, consideraram-se percentagens de finos médias para as unidades  $a_1$  e  $a_2$  de 30% e 10%, respectivamente. A indicação nos gráficos de avaliação de liquefacção das curvas CRR para percentagens de finos de 10% e 30%, permitiu estabelecer um critério de liquefacção/não liquefacção para as unidades  $a_1$  e  $a_2$ .

Os valores de resistência à penetração e de atrito lateral obtidos dos ensaios CPT/CPTU executados no alinhamento da obra foram tratados de acordo com a metodologia proposta por Robertson and Wride em [5] visando a sua utilização na avaliação do potencial de liquefacção. Sucintamente, o método consiste em determinar um índice de comportamento do solo –  $I_c$  – em função da percentagem de finos. De acordo com os valores determinados para o parâmetro anterior, os valores de resistência de ponta medidos foram corrigidos para o efeito de profundidade e normalizados para uma tensão efectiva de 100 kPa. Os valores de resistência normalizados foram ainda corrigidos com base num parâmetro função das características dos grãos –  $K_c$  – de forma a se obterem valores equivalentes de resistência em areias limpas. A interpretação do método adoptado estabelece que valores de  $I_c$  superiores a 2,6 indicam solos constituídos por percentagens de finos superiores a 35%, em que o seu comportamento é controlado pela fracção silto-argilosa. De acordo com a metodologia de análise utilizada um depósito com características composicionais expressas por valores de  $I_c$  superiores a 2,6 não é susceptível à liquefacção. Com base nos valores de resistência de ponta e na composição do solo determinados a partir dos dados dos ensaios CPT/CPTU realizados, procedeu-se à avaliação da resistência à liquefacção das unidades  $a_1$  e  $a_2$  ocorrentes ao longo do traçado (Figura 9).

A interpretação integrada dos resultados dos ensaios CPT/CPTU permitiram chegar às seguintes conclusões principais: a) a unidade  $a_1$  apresenta uma composição global ou é constituída por vários níveis, com percentagens de finos elevadas, superiores a 35%; nestas condições o comportamento desta unidade é controlado pela fracção silto-argilosa, sendo o seu potencial de liquefacção nulo, i.e., não liquefaz; b) a unidade  $a_2$  apresenta características granulométricas compatíveis com a ocorrência de liquefacção, tendo sido o seu potencial avaliado com base nas suas características resistentes, a fim de ser considerado no cálculo estrutural das estacas de fundação.

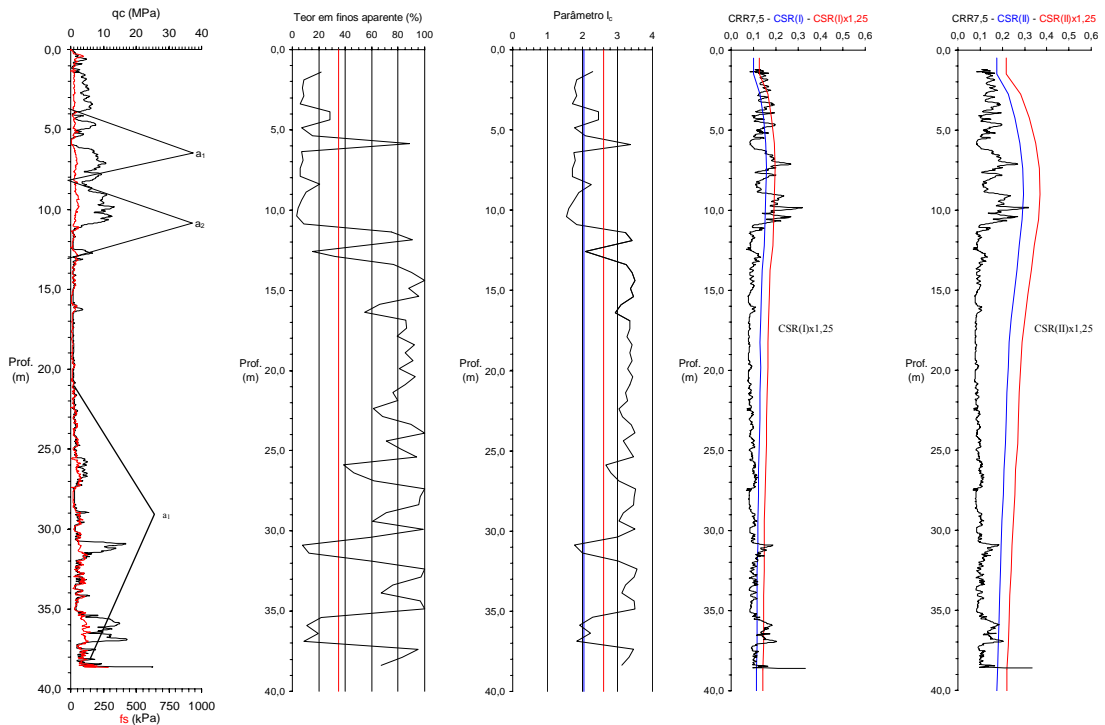


Figura 9 - Exemplo da aplicação do método CPT/CPTU descrito para o ensaio CPT11C

### 5.3 Condições de Fundação

De acordo com o modelo geológico-geotécnico definido para a nova travessia, o substrato Miocénico constituído por formações arenosas e argilosas, com valores de  $N_{SPT} \geq 60$  pancadas, ocorre nos primeiros 1+500 km e após o km 10+300 a profundidades inferiores a 40 m. Entre o km 1+500 e o km 10+300 o substrato Miocénico ocorre a profundidades entre 40 e 50 m. Sobre o substrato Miocénico ocorre uma unidade aluvionar areno-cascalhenta ( $a_3$ ) formando uma camada basal com espessuras variando entre 4-5 m e 8-10 m. Normalmente, esta unidade apresenta valores de  $N_{SPT} \geq 60$  pancadas, os quais devido à presença de elementos da dimensão do seixo e do calhau, poderão não ser representativos do seu grau de compactação. O registo naquela unidade de valores de  $N_{SPT}$  bem mais baixos, que poderão ser devidos quer à presença de níveis com graus de compactação variáveis no interior da unidade  $a_3$ , quer a problemas na execução do ensaio SPT, levaram a concluir que com a informação geológico-geotécnica disponível, não era seguro adoptar à priori a unidade em causa como nível de fundação. Os resultados a obter a partir de ensaios de carga verticais a executar durante a fase de Projecto de Execução serão essenciais para avaliar a unidade  $a_3$  como solo de fundação apropriado, nas situações em que ocorre com espessura significativa (Quadro 1).

Assim, adoptou-se como critério geral nesta fase fundar a ponta das estacas em terrenos do Miocénico, definindo-se uma linha de fundação de 3 diâmetros a partir de camadas de solo com  $N_{SPT} \geq 55$  pancadas (incluindo por vezes solos da unidade  $a_3$ , quando esta ocorre com maior espessura e apresenta de forma consistente valores  $N_{SPT}$  elevados).

Quadro 1 –Ensaio de Estacas a Executar em Projecto de Execução

<b>Km</b>	<b>Diâmetro da estaca a ensaiar (m)</b>	<b>Encastramento da estaca</b>	<b>Tipo de ensaio</b>
5+400	0,8	3Ø (M)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• vertical estático</li> <li>• dinâmico</li> </ul>
7+900	0,8	3Ø (a <sub>3</sub> )	<ul style="list-style-type: none"> <li>• vertical estático</li> <li>• dinâmico</li> </ul>
8+200	0,8	1Ø (M)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• vertical estático</li> <li>• dinâmico</li> </ul>
4+750	1,5	3Ø (M)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• horizontal estático</li> <li>• dinâmico</li> </ul>

M – Substrato Miocénico

a<sub>3</sub> – Unidade aluvionar basal, de natureza areno-cascalhenta

Para os vãos dos Viadutos Norte e Sul, com cerca de 40 m de extensão, adoptou-se uma solução de fundação baseada em 4 estacas com diâmetro de 1,5 m agrupados em alinhamentos transversais. Na Ponte sobre o Rio Tejo, com vãos da ordem dos 130 m, adoptou-se uma solução de fundação baseada em grupos de estacas com diâmetros de 2,2 m cada. Nos casos mencionados aplicou-se a metodologia proposta por Poulos e Davis [6] na determinação da capacidade de carga e dos assentamentos das estacas. De acordo com as análises efectuadas, são expectáveis assentamentos da ordem de 4 a 4,5 cm para os viadutos de acesso com soluções pilar-estaca e, para a ponte, com soluções de grupos de 8 e 10 estacas, assentamentos de 6 a 8 e 7 a 9 cm, respectivamente.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tendo em conta os principais problemas geotécnicos antecipados, considera-se que foram alcançados os principais objectivos da campanha da prospeção geotécnica e ensaios realizada, para efeitos da elaboração de um Projecto Base. A grande extensão da travessia (11,6 km), juntamente com as dificuldades geotécnicas associadas ao local (espessos depósitos aluvionares, actividade sísmica e potencial de liquefacção dos níveis aluvionares arenosos), justificaram a utilização de técnicas de prospeção geotécnica e ensaios diversificadas e com alguma sofisticação. Esta abordagem tem vindo a ser impulsionada pela necessidade de se dispor de uma definição cada vez mais rigorosa dos diversos parâmetros geotécnicos, compatível com a sofisticação crescente dos modelos numéricos utilizados no cálculo estrutural e geotécnico. Um programa de prospeção geotécnica constitui sempre um compromisso entre a informação geotécnica necessária para a elaboração de um projecto e o seu custo. Não obstante, os benefícios de um programa de prospeção geotécnica exaustivo poderão ser sempre recuperados, na forma da qualidade final da obra e na economia durante o processo de construção.

## 7. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à BRISA e ao Agrupamento TACE-Construção da Travessia Rodoviária do Tejo, ACE, pela autorização concedida para a publicação do presente artigo.

## 8. REFERÊNCIAS

- [1] COBA, PC&A, CIVILSER, ARCADIS, 2004. Travessia do Tejo no Carregado. Projecto Base. Volume IV – Estudo Geológico e Geotécnico.
- [2] Jeremias, F.T., Coelho, A.G., 1994. Engineering geological studies for the new Tagus crossing in Lisbon. 7<sup>th</sup> International IAEG Congress. Balkema, Rotterdam.
- [3] Oliveira, R., Sêco e Pinto, P., Rebelo, V., Rodrigues, V., 1997. Estudos geológicos e geotécnicos para o projecto da Ponte Vasco da Gama, em Lisboa. Comunicação apresentada ao 6<sup>o</sup> Congresso Nacional de Geotecnia. SPG, Lisboa.
- [4] Ordoñez, G.A., 2003. “SHAKE 2000 User’s-Manual”, ShakEdit.
- [5] NCEER, 1997. Proceedings of the NCEER Workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils. Youd, T.L. and Idriss, I.M. (Eds.). National Center for Earthquake Engineering Research Technical Report NCEER – 97-0022, 276 p.
- [6] Poulos, H.G., Davis, E.H., 1980. Pile foundation analysis and design. Ed. Wiley, New York.