

NOVA TRAVESSIA DO RIO TEJO NO CARREGADO

| | | | |
|------------------------------------|------------------------------------|--|---|
| Alexandre Portugal | A. Perry da Câmara | Francisco Virtuoso | Virgílio Rebelo |
| Engenheiro Civil COBA Lisboa | Engenheiro Civil PC&A Lisboa | Engenheiro Civil Civilser Lisboa | Engenheiro Geólogo COBA Lisboa |

SUMÁRIO

Apresenta-se neste artigo uma descrição do projecto da nova Travessia do Tejo no Carregado, obra em construção na Auto-Estrada A10 – Bucelas / Carregado / IC3 que integra a concessão da BRISA, com uma extensão de cerca de 12 km inserida numa zona ambientalmente sensível e geologicamente complexa.

Palavras-chave: ponte, viaduto, auto-estrada, Tejo.

1. INTRODUÇÃO

Em Junho de 2003 a BRISA – Auto-Estradas de Portugal S.A. lançou um concurso público internacional para a Empreitada de Concepção, Projecto e Construção da Travessia do Tejo no Carregado, no Sublanço A1 / Benavente, da A10 – Auto-Estrada Bucelas / Carregado / IC3. A esse concurso apresentou-se um consórcio constituído pelas empresas MSF – Moniz da Maia, Serra e Fortunato – Empreiteiros, S.A., Bento Pedroso Construções, S.A., Construtora do Tâmega, S.A., Lena, Engenharia e Construções, S.A., Novopca – Construtores Associados, S.A. e Zagope – Construções e Engenharia, S.A..

Este consórcio contratou um agrupamento projectista constituído por COBA, Consultores de Engenharia e Ambiente, S.A., PC&A - Perry da Câmara e Associados Lda., Civilser Lda. e Arcadis, para desenvolver o projecto base para concurso, tendo a proposta base saído vencedora com um preço de cerca de 186 milhões de euros.

A travessia é constituída por três estruturas: o Viaduto Norte (entre os km 0+30,900 e 1+503,050) com um desenvolvimento de cerca de 1700 m, a ponte sobre o rio Tejo com 970 m e o Viaduto Sul com cerca de 9200 m. Para além destas estruturas houve que construir um caminho paralelo de serviço para a obra com cerca de 9600 m, dotado de 18 pontões para atravessamento das linhas de água, canais de rega e diques marginais.

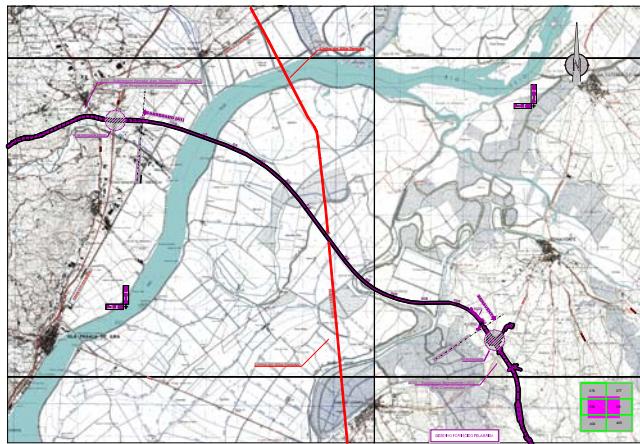


Figura 1 - Esboço Corográfico

O vale do rio Tejo na zona do Carregado é uma zona preenchida por aluviões que atingem em média mais de 40 m de possança, sobrejacentes a formações miocénicas de cariz muito variável. Assim as fundações foram desde logo uma das grandes condicionantes do projecto. Por outro lado trata-se de uma das zonas mais férteis do país pelo que existiam também fortes condicionamentos ambientais. A satisfação de todos os interesses locais e a aprovação de medidas de minimização de impacte ambiental acabou por atrasar o arranque da obra, inicialmente prevista para Maio de 2004 para Junho de 2005.

2. APRESENTAÇÃO GERAL DO EMPREENDIMENTO

2.1 Principais condicionamentos considerados

Quando confrontado com o desafio que constituía a concepção e desenvolvimento duma solução para a globalidade da travessia, o consórcio projectista identificou de imediato um conjunto de condicionamentos que se impunham globalmente a toda a travessia.

Em primeiro lugar a existência de três zonas bem diferenciadas em termos de obstáculos a vencer: a margem direita do Tejo, o leito permanente do rio e a margem esquerda. A ocupação das margens e a altura a que a rasante se desenvolve nessas zonas sugeriam de imediato soluções estruturais de vãos médios, na casa dos 30 a 40 m. Já na travessia do Tejo havia que equacionar soluções de maiores vãos.

Por outro lado, o vale do rio Tejo na zona do Carregado é uma zona preenchida por aluviões que atingem em média mais de 40 m de possança, sobrejacentes a formações miocénicas de cariz muito variável. Assim as fundações foram desde logo uma das grandes condicionantes do projecto. Por outro lado trata-se de uma das zonas mais férteis do país pelo que existiam também fortes condicionamentos ambientais. A satisfação de todos os interesses locais e a aprovação de medidas de minimização de impacte ambiental acabou, inclusivamente, por atrasar o arranque da obra, inicialmente prevista para Maio de 2004, para Junho de 2005.

Factor dominante na concepção das soluções adoptadas foi também o prazo de 21 meses para o projecto e construção de uma ponte com 12 km de extensão.

Uma obra desta importância não poderia ter sido abordada sem uma preocupação de valorização estética. Nesse sentido, desde início, o consórcio projectista contou com a colaboração de um arquitecto especializado na área das pontes – Charles Lavigne[†] – a quem foram solicitadas contribuições para o apuro das formas das peças, estruturais e não estruturais, resultando que, embora constituída por três obras essencialmente diferentes, a travessia apresente uma adequada imagem de harmonia e continuidade.

2.2 Opções base de concepção

Os principais condicionamentos referidos acima ditaram que se perseguissem soluções estruturais que permitissem a máxima industrialização do processo construtivo, por via da repetibilidade das soluções e da sua simplicidade. Ficou rapidamente claro que a garantia do cumprimento do prazo, passava também pela garantia da execução das fundações no mais curto espaço de tempo. Por outro lado reconheceu-se também a vantagem de limitar o recurso a grandes vãos ao mínimo estritamente necessário para o atravessamento do leito permanente do Tejo, evoluindo para soluções de vão médio nas margens.

A opção anterior conduziu ao estabelecimento imediato de três estruturas diferentes: o Viaduto Norte, na margem direita do Tejo, a Ponte, atravessando o rio e tendo como limites aproximados os diques laterais que o marginam, e o Viaduto Sul atravessando toda a Lezíria na margem esquerda.

A solução estrutural adoptada para a Ponte, que se descreve em detalhe no capítulo seguinte, foi objecto de estudos de optimização, na perseguição do vão corrente que se revelasse mais económico no balanço entre o custo de fundações e pilares e de tabuleiros. Analisaram-se soluções com vãos variando entre os 80 e 170 m, de caixão simples ou duplo. O vão corrente adoptado de 130 m, viria a revelar-se o mais económico, sendo a solução de caixão simples retida fundamentalmente por via da necessidade de limitar o número de consolas a construir por avanços sucessivos. Tratando-se de uma solução estrutural significativamente mais cara do que o necessário para o atravessamento das margens, optou-se por limitar o seu desenvolvimento ao mínimo estritamente necessário, resultando os já referidos 970 m de comprimento que a ponte apresenta.

Já quanto aos viadutos de acesso, o cenário geotécnico desaconselhava processos construtivos recorrendo a cavaletes apoiados no solo, em face da sua fraca capacidade portante. Na generalidade, os viadutos apresentam condicionamentos idênticos que indicariam, a priori, a adopção de soluções idênticas. A dimensão do Viaduto Sul, mais de 9 km, sem obstáculos que obrigassem a vãos singulares incompatíveis com soluções em laje vigada, conduziu à adopção de uma solução estrutural recorrendo à préfabricação, tendo-se optado por instalar uma fábrica de vigas no estaleiro na margem esquerda.

A solução préfabricada adoptada no Viaduto Sul, poderia, em primeira aproximação, ter sido também adoptada no Viaduto Norte. Tal não veio a ser o caso quando, analisadas a dificuldades de transporte das vigas préfabricadas, se verificou que os acessos, nomeadamente na zona de Vila Franca de Xira, seriam muito complicados. Por outro lado, na fase de concurso, o Viaduto Norte tinha que transpor dois obstáculos singulares - a Linha do Norte da REFER e a Vala da Regateira – que exigiam vãos superiores a 60 m, incompatíveis com a solução préfabricada adoptada para o Viaduto Sul. Optou-se pois, no Viaduto Norte, por uma solução estrutural com tabuleiro em laje vigada, betonada in situ, sobre cimbre móvel, solução que nas zonas de maior vão é adaptada, degenerando numa secção em caixão.

Em ambos os viadutos se recorreu a fundações em pilar/estaca, com 1,5 m de diâmetro, perseguinto, para além da economia, a rapidez de construção.

2.3 Principais características das soluções retidas

2.3.1 Viaduto Norte

O Viaduto Norte, com 1695 m de comprimento total, é constituído por quatro viadutos com tabuleiros em laje vigada betonada in situ, com vãos correntes de 33 m e 2,0 m de altura, monoliticamente ligado a pilares estaca com 1,5 m de diâmetro. O processo construtivo é por cimbre inferior autolançado, numa solução que é corrente no nosso país. Para verificar algumas das condicionantes à implantação dos pilares adoptaram-se ainda alguns vãos intermédios de 32,50 m e 34,00 m. Os vãos de extremidade de cada viaduto têm 26,50m entre eixos dos apoios. Na zona do Viaduto Norte existe um vão de 62,00 m para garantir o atravessamento da Linha do Norte, sendo os vãos adjacentes de 44,90 m. Este atravessamento é realizado pelo fecho inferior de cada par de vigas que constitui assim um duplo caixão de altura variável até um máximo de 3,0 m junto aos pilares adjacentes à Linha férrea.



Figura 2- Viaduto Norte. Antevisão 3D

A adopção de um vão corrente moderado – na ordem dos 33,0m permite a adopção de fundações em pilar-estaca com diâmetro moderado. Com efeito, a adopção de vãos intermédios de 33,0 m em geral, e de 32,50 ou 34,00 em algumas zona particulares, apoiados em pilares-estaca com diâmetro de 1,50m com ligação monolítica ao tabuleiro, permite a uniformidade da solução do Viaduto, desde o encontro Norte até ao pilar de transição com a Ponte, verificando todas as condicionantes. Exceptuam-se àquela uniformidade de vãos a zona já referida do atravessamento da Linha do Norte e os vãos adjacentes.

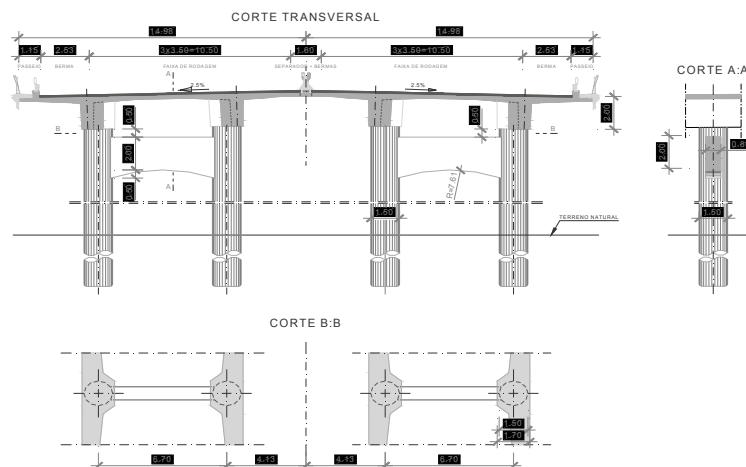


Figura 3 - Viaduto Norte. Secção transversal tipo

A plataforma dos viadutos permitirá acomodar o perfil transversal da auto-estrada o qual será já construído com 2x3 vias, comportando em cada sentido meio separador central com 0,3 m de largura, berma interior com 0,50 m, três vias de tráfego com 3,50 m cada, berma exterior com 2,525 m e um conjunto de soco de apoio da guarda de segurança exterior, passadiço de serviço, guarda-corpos e viga de bordadura, com 1,15 m, resultando portanto uma plataforma com 29,95 m de largura total.



Figura 4 – Viaduto Norte. Vista geral da obra em construção

As estacas foram executadas com recurso a encamisamento integral recuperado e atingiram profundidades máximas da ordem dos 33 m.

2.3.2 Ponte sobre o Tejo

A ponte sobre o Tejo é detalhadamente descrita no ponto 4 deste artigo.

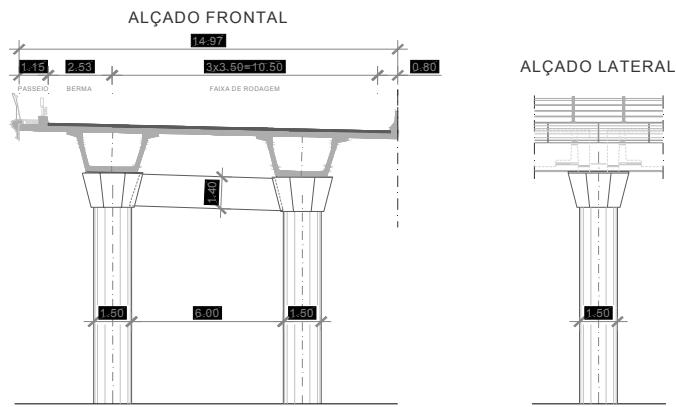
2.3.3 Viaduto Sul

Das soluções avaliadas, configuraram-se como mais interessantes as que são constituídas por tabuleiros em lajes vigadas ou nervuradas, de betão armado e préesforçado, sendo que o recurso à préfabricação surge neste caso como a óbvia resposta à exigência de industrialização do processo construtivo. As soluções deste tipo, e nomeadamente o recurso à préfabricação, limitam desde logo a gama de vãos económico, porquanto peças com comprimentos acima de 40 m se tornam difíceis de manusear. A adopção de um vão corrente moderado – na casa dos 30 a 40 m – configura-se assim como a solução mais interessante, permitindo também, pelo menor peso do tabuleiro em relação a uma solução de maior vão, a adopção de fundações em pilar-estaca. Dada a profundidade que as estacas terão que atingir, uma solução deste tipo – ainda que recorrendo a estacas de diâmetros relativamente elevados – torna-se competitiva na garantia do cumprimento do prazo, pela redução do tempo necessário para a sua execução, execução essa que estará no caminho crítico da empreitada.

A solução proposta é assim constituída por um conjunto de vinte e dois viadutos, totalizando 9230 m de comprimento, com tabuleiros em laje vigada em betão armado e préesforçado longitudinalmente, com vão corrente de 36 m, monolíticos com pilares/estaca de 1,50 m de diâmetro. Os tabuleiros, em geral com 29,95 m de largura, serão executados recorrendo a vigas-caixão préfabricadas, sobre as quais é betonada a laje superior, recorrendo para o efeito a pré-lajes colaborantes e eliminando assim a necessidade de montagem de quaisquer cofragens para execução dos tabuleiros.



A localização das juntas de dilatação resultou da necessidade de limitar o comprimento máximo dilatável das estruturas a cerca de 500 m por forma a não ocorrerem deslocamentos exagerados sob a acção sísmica e a permitir manter o monolitismo tabuleiro/pilar em todos os pilares, exceptuando naturalmente os pilares de transição. Na definição da localização das juntas foi também tida em conta a vantagem de “isolar” as zonas em que a estrutura – por via dos obstáculos a vencer – teve que ser enviezada, o que se verifica localmente em quatro dos vinte e dois viadutos.



Tratando-se de estruturas muito flexíveis para acções horizontais, em virtude da adopção de pilares/estacas, é inconveniente manter qualquer junta longitudinal, uma vez que a mesma teria que ter uma abertura significativa por forma a que não ocorressem choques entre tabuleiros sob a acção sísmica. Nesse sentido, os tabuleiros são únicos, com 29,95 m de largura.

Os tabuleiros dos Viadutos Sul são, na generalidade, constituídos por quatro vigas pré-fabricadas com 1,75 m de altura. A secção transversal das vigas é em U. Para apoio das pré-lajes as almas das vigas são rematadas superiormente por banzos de 0,60 m de largura, que se prolongam para o exterior. Inferiormente as vigas apresentam 2,0 m de largura. A secção transversal das vigas permanece constante para todos os vãos.

As vigas serão préesforçadas em estaleiro por intermédio de cordões rectos aderentes colocados no banzo inferior. Na extremidade das vigas o banzo inferior é recortado semicircularmente por forma a permitir o apoio sobre os capitéis dos pilares sem conflito com a armadura respectiva. Junto às extremidades as vigas têm um septo transversal, que não só estabiliza a secção durante o transporte, mas também constitui o painel de cofragem perdida que viabiliza a betonagem do nó sobre o pilar. Os tabuleiros completam-se com uma laje de 0,25 m de espessura mínima a qual é executada sobre pré-lajes colaborantes, resultando assim um tabuleiro com 2,0 m de altura estrutural final.

Na zona sobre os apoios nos pilares a laje é préesforçada por intermédio de cabos de préesforço com comprimento igual a cerca de 20% do comprimento dos tramos adjacentes. A continuidade é também garantida, ao nível do banzo inferior das vigas, por intermédio de barras de aço ancoradas em maciços de betão adjacentes aos septos das vigas.

Os pilares são monolíticos com o tabuleiro e prolongam-se directamente nas suas estacas de fundação, tendo ambos os elementos 1,50 m de diâmetro. Para permitir colocar as vigas pré-fabricadas sem recurso a estruturas ou apoios provisórios, os pilares correntes estão dotados de um capitel tronco piramidal com base em octógono regular de 1,70 m de maior dimensão. A face superior do capitel tem 2,40 m permitindo assim o assentamento das vigas sem conflito com as armaduras do pilar que estarão em espera para a betonagem do nó que garante o monolitismo.



Figura 7 – Viaduto Sul. Vista geral da obra em construção

2.3.4 Outras obras

O empreendimento desenvolve-se em grande parte sobre a Lezíria Grande de Vila Franca de Xira, zona de grande valor agrícola que obrigou à execução de um conjunto de obras acessórias de grande relevo que importa referir. Destas obras, as mais importantes são as relativas à drenagem do Viaduto Sul e o Caminho Paralelo construído ao longo do Viaduto Sul para apoio à obra.

2.3.4.1 - Drenagem do Viaduto Sul

O sistema de drenagem pluvial dos tabuleiros do Viaduto Sul, compreende a drenagem do próprio viaduto, o tratamento dos caudais drenados e a descarga final nos rios Tejo e Serraia. O sistema de drenagem integra ainda instalações de bombagem em valas de drenagem existentes e a reabilitação dos equipamentos de duas portas de água existentes.

A drenagem do tabuleiro do Viaduto Sul, será constituída por sarjetas no pavimento, junto aos passeios, e sumidouros junto ao separador central rígido ligadas a um sistema de colectores que se desenvolverão inferiormente ao tabuleiro e que terminam em tubos de queda verticais, coincidentes com pilares do viaduto. Nos locais de descarga, ao nível do solo, será implantado um órgão de tratamento de água, que efectuará a separação de hidrocarbonetos e a decantação de materiais sólidos. Trata-se de estruturas em betão armado de secção rectangular em planta (área interior de 20,00x6,00 m²), com a maior largura na direcção do escoamento, e altura total de 3,00 m. Os caudais de drenagem tratados serão conduzidos para valas existentes, que são actualmente utilizadas para rega e drenagem dos terrenos agrícolas adjacentes. Estas valas serão isoladas do sistema de rega e passarão a servir exclusivamente para drenagem, garantindo assim a não contaminação dos terrenos agrícolas. Os locais possíveis de ligação final da drenagem do viaduto às linhas de água existentes, para além dos rios Tejo e Serraia, foram definidos pela Associação de Beneficiários da Lezíria Grande de Vila Franca de Xira

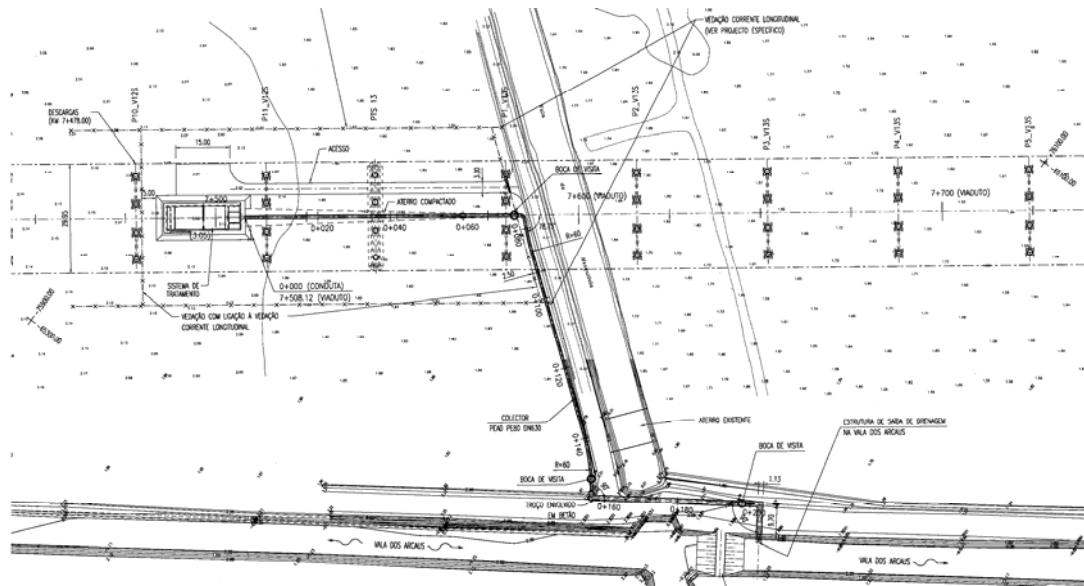


Figura 8 – Sistema de drenagem do Viaduto Sul. Colectores e tanques de tratamento

2.3.4.2 - Caminho paralelo

Este Caminho Paralelo destina-se a, na fase de obra, constituir o acesso directo para todas as actividades de construção, sendo que, à posteriori, será integralmente retirado, constituindo assim uma obra efectivamente temporária.



Figura 9 – Vista aérea da travessia com o caminho paralelo visível ao longo do Viaduto Sul

Constituindo a via pela qual se fará o aprovisionamento das vigas pré-fabricadas, este caminho, está sujeito a solicitações muito importantes, pelo que constitui obra de relevo, não só pelas dimensões, cerca de 9300m de comprimento e 8 m de largura em secção corrente, mas também pelas soluções técnicas adoptadas quer no atravessamento de valas de rega e cursos de água naturais. O princípio adoptado foi o de assegurar o restabelecimento da totalidade das linhas de água e órgãos de rega e drenagem intersectados, garantindo assim a minimização das interferências na exploração dos terrenos agrícolas atravessados. Os 18 pontões metálicos temporários adoptados para viabilizar a transposição das diversas linhas de água intersectadas pelo caminho paralelo são constituídos por tabuleiros de perfis metálicos

com vãos até 18m, cobertos com uma laje de betão com 6m de largura, que descarregam sobre encontros em betão armado fundados por estacas cravadas de madeira.



Figura 10 – Caminho paralelo. Pontão provisório (foto)

Importa referir que foi condicionamento fundamental para a solução adoptada que em nenhuma fase da obra os diques de protecção da Lezíria fossem interrompidos, isto é, não houvesse em nenhum momento qualquer tipo de escavação nos diques existentes, os quais permanecerão pois em perfeitas condições de funcionamento durante toda a obra. Num caso específico optou-se inclusivamente por transpô-lo por intermédio de um pontão, assegurando assim que a obra em nada interfira com o seu funcionamento.

3. ESTUDOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS

3.1 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 35 e os 55 metros ao longo de cerca de 9 km. A espessura máxima identificada foi da ordem dos 62 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 génesis fluvio-deltaica, atribuído ao Miocénico. Esta formação não aflora no sítio da nova travessia do Carregado, tendo sido 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.

3.2 Trabalhos de Prospecção Geotécnica e ensaios

3.2.1 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 liquefação 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:

- 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.

3.2.2 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 118 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 11 e 12). Oito (8) das sondagens mecânicas foram executadas a partir de uma plataforma flutuante. As profundidades das sondagens variaram entre os 21 e os 71 m.



Figura 11 – Equipamento de sondagem equipado com amostrador triplo Geobor S



Figura 12 – 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. A espessura máxima reconhecida desse depósito basal foi da ordem dos 16 m, variando em média entre os 6 e os 10 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 lodoso 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:

- 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 compacidade e/ou consistência dos solos, bem como a colheita de amostras remexidas para efeitos de classificação visual.
- 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 23 CPT, 28 CPTU e 6 SCPT, até uma profundidade máxima de 40,0 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 cm² (Figuras 13 e 14).



Figura 13 - Vista geral do equipamento utilizado no ensaio com penetrómetro estático com piezocone (CPTU)



Figura 14 - 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 SCPT foi utilizada uma ponteira sísmica, com o objectivo de medir as ondas de corte (Vs).

- 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 18,0 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 63 m, entre furos de sondagem espaçados 5 a 6 m, convenientemente entubados com tubagem metálica Ø90 mm. Quinze (15) 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 (ν_{din}), módulo de elasticidade (Edin) e módulo de distorção (Gdin). 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, ensaios edométricos e ensaios de caracterização dinâmica (coluna ressonante e torção cíclica).

3.3 Modelo Geológico-Geotécnico

Com base na interpretação integrada de toda a informação disponível, definiu-se um modelo geológico-geotécnico à escala horizontal 1:2000 e vertical 1:400. Na Figura 15 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 silicicosos (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.

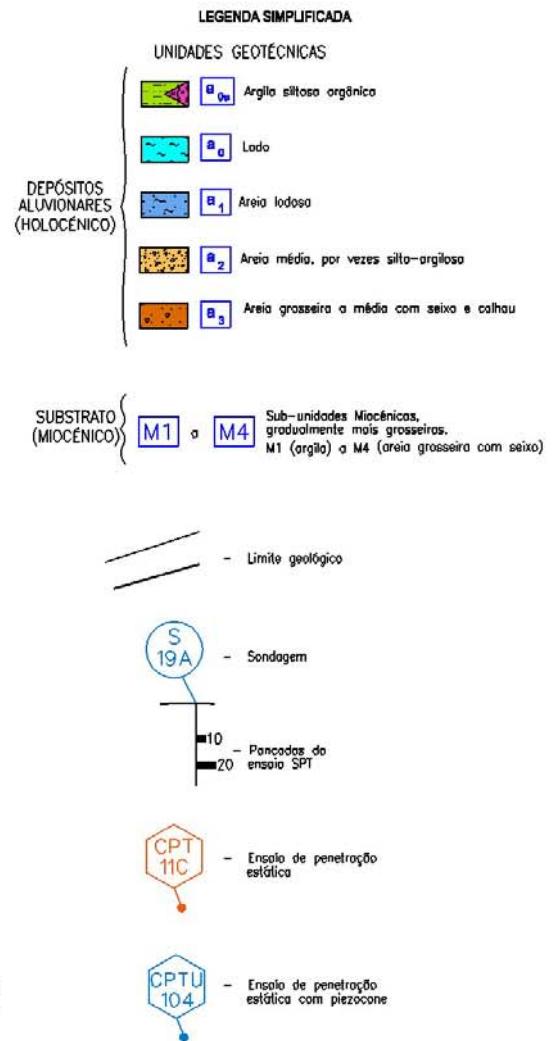
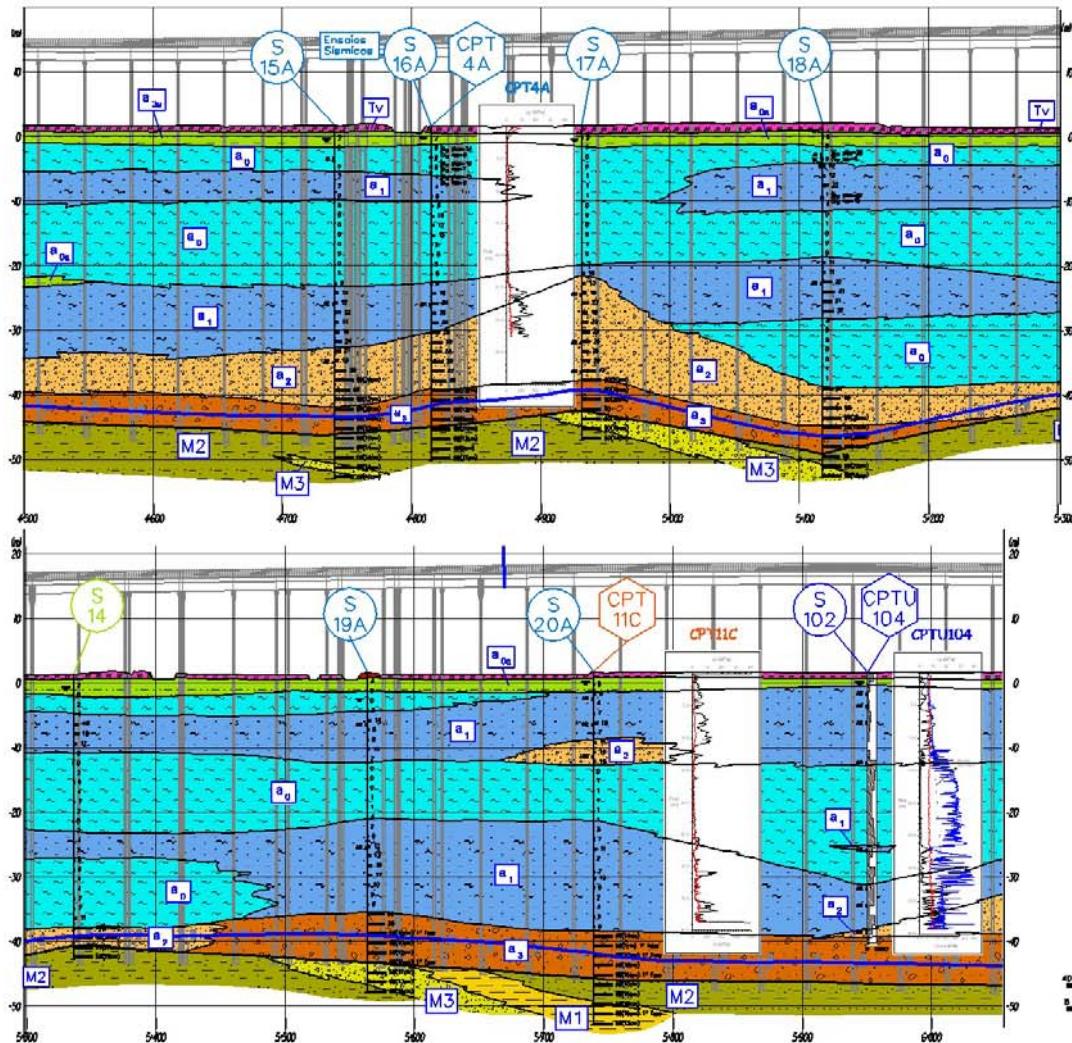
Na zona em que a espessura dos depósitos aluvionares é significativa (km 1+500 a km 10+500), os terrenos do substrato Miocénico apresentam geralmente uma compacidade elevada, com valores de $N_{SPT} \geq 60$ pancadas. Nas bordaduras do enchimento aluvionar, onde este é menos espesso, os terrenos do substrato 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+400 e até profundidades de cerca de 20 a 30 m, enquanto na margem esquerda esse cenário ocorre a partir de cerca do km 10+700 até profundidades igualmente de cerca de 20 a 30 m.

3.4 Aspectos Geotécnicos de Maior Relevância

3.4.1 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 (Ordoñez, G.A., 2003). 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 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 liquefação. Nas Figuras 16 e 17 apresentam-se os resultados para um dos perfis de cálculo.



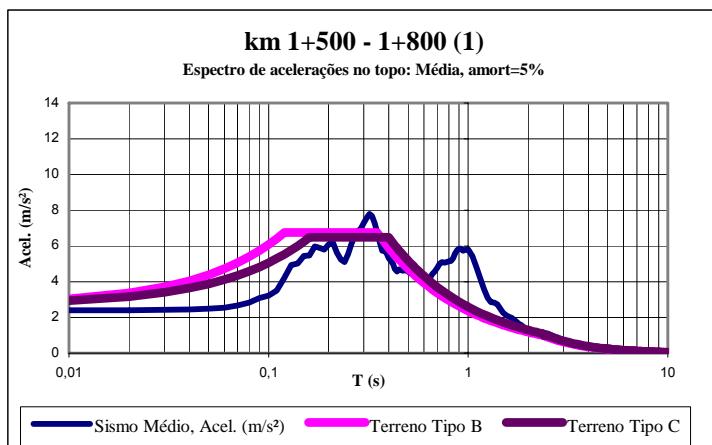


Figura 16 - Exemplo do espectro de resposta de aceleração ao km 1+500 – km 1+800

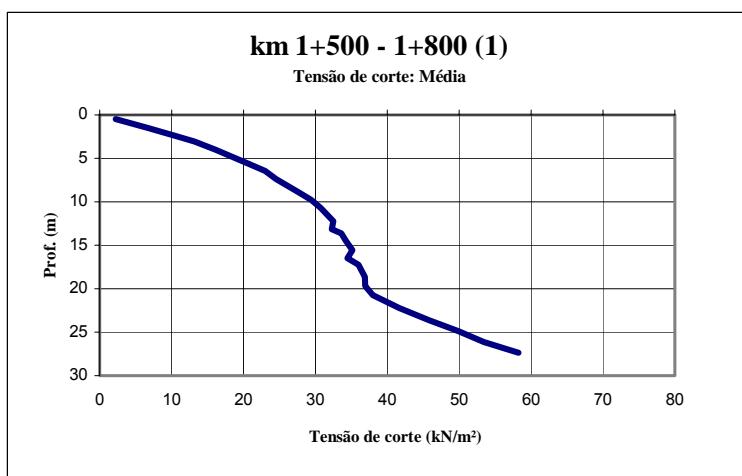


Figura 17 - Exemplo das tensões de corte induzidas na coluna de solo representativa do km 1+500 – km 1+800

3.4.2 Avaliação do potencial de liquefação

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 compacidade) que, numa análise preliminar de primeira aproximação, representam condições propícias à sua potencial liquefação induzida pelo movimento sísmico do solo. Nestas condições, procedeu-se à avaliação do potencial de liquefação 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 liquefação 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 liquefação, expressa em termos de resistência à liquefação 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 liquefação 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 (NCEER, 1997). 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 (NCEER, 1997) 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 compostionais 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 18).

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.

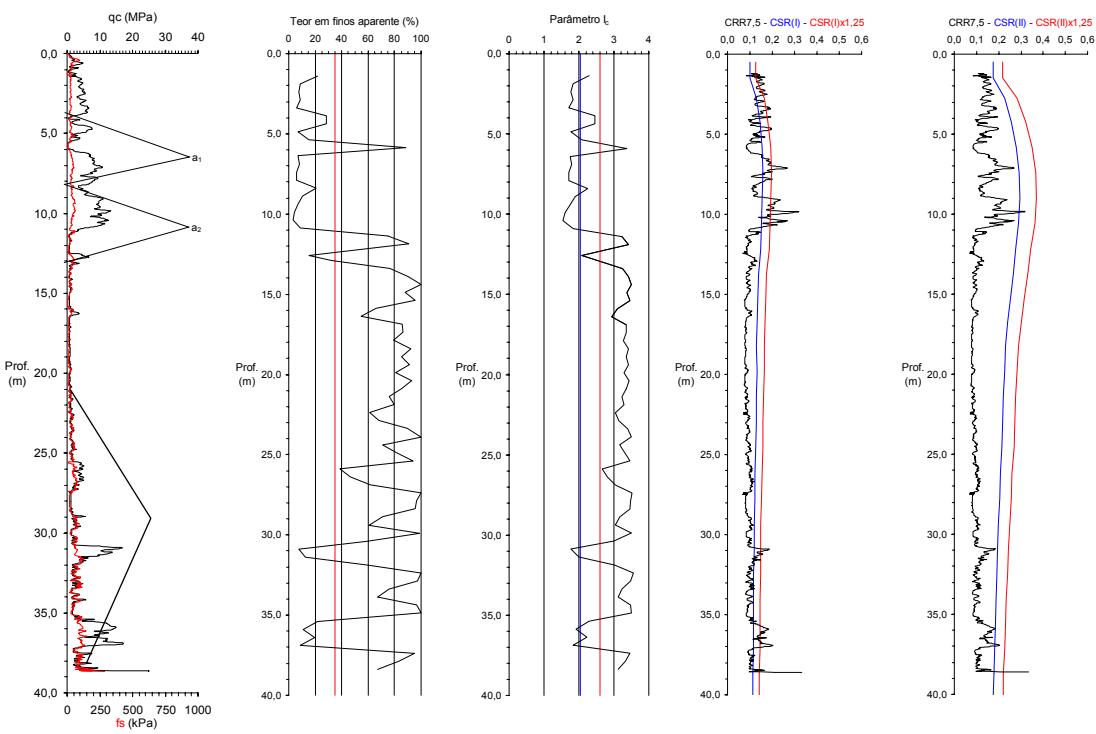


Figura 18 - Exemplo da aplicação do método CPT/CPTU descrito para o ensaio CPT11C

3.4.3 Condições de Fundação

3.4.3.1 – Aspectos Gerais

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+500 a profundidades inferiores a 40 m. Entre o km 1+500 e o km 10+500 o substrato Miocénico ocorre a profundidades entre 40 e 62 m.

Sobre o substrato Miocénico ocorre uma unidade aluvionar areno-cascalhenta (a₃) formando uma camada basal com espessuras variando entre 4-5 m e 10-12 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, poderiam não ser representativos do seu grau de compacidade. O registo naquela unidade de valores de N_{SPT} mais baixos, que poderiam ser devidos quer à presença de níveis com graus de compacidade variáveis no interior da unidade a₃, quer a problemas na execução do ensaio SPT, levaram a concluir que para avaliar a unidade a₃ como solo de fundação apropriado, nas situações em que ocorre com espessura significativa, seriam necessários ensaios de carga verticais.

Para os vãos dos Viadutos Norte e Sul, com cerca de 40 m de extensão, adoptou-se uma solução de fundação baseada em 4 pilares-estaca 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 (de 8 ou 10 estacas) com diâmetros de 2,2 m cada, solidarizadas entre si através de um maciço de encabeçamento.

Para a execução das estacas recorreu-se à cravação de entubamento metálico por meio de “vibrofonceur” ou por martelo hidráulico, sendo efectuada no interior do mesmo a furação através de vara telescópica “kelly”. O entubamento foi perdido nas estacas de fundação dos pilares da Ponte, sendo recuperado nas fundações dos restantes elementos estruturais.

A limpeza do fundo do furo foi efectuada através do sistema “air-lift”, por duas vezes, uma primeira antes da colocação da armadura, após a conclusão do processo de furação e uma segunda após o posicionamento da armadura e antes da betonagem.

As fundações por estacas foram executadas respeitando o seguinte faseamento construtivo:

- a) Preparação da plataforma de trabalho;
- b) Execução das estacas: cravação da camisa metálica, furação, limpeza, colocação da armadura, limpeza, betonagem de baixo para cima utilizando as colunas de tubos “tremie” e remoção da camisa, no caso das estacas de 1,5 m de diâmetro (Figura 19);
- c) Realização de ensaios de integridade do tipo “cross hole” em todas as estacas;
- d) Saneamento da cabeça das estacas;
- e) Colocação dos dispositivos de instrumentação (réguas/prismas topográficos);
- f) Execução dos maciços de encabeçamento/pilares e colocação dos restantes dispositivos de instrumentação.



Figura 19 – Esquema de execução das estacas em terra e no rio. Em terra: a) cravação dos tubos metálicos, b) colocação das armaduras e c) colocação dos tubos “tremie”. No rio: d) furação

A grande extensão da obra, conjugada com vários condicionamentos do local, nomeadamente nível freático elevado, solicitações aplicadas pela superestrutura, heterogeneidade das formações existentes no local, em particular a profundidade a que se encontram os estratos mais resistentes, conduziu à adopção de comprimentos para as estacas variando entre os 20 m e os 56 m.

Resumidamente, indicam-se as quantidades de obra estimadas relativas às estacas de fundação: $\phi 1500\text{mm}$ – 1238 unidades, 50613 m de furação, 89440 m³ de betão, 7306 tn de aço; $\phi 2200\text{mm}$ – 60 unidades, 2372 m de furação, 9017 m³ de betão, 1121 tn de aço.

3.4.3.2 – Ensaios de Carga

A execução de ensaios de carga em estacas (ICIST, IST, 2005) permitiu a validação dos pressupostos de dimensionamento adoptados em fase de Projecto de Execução. Em simultâneo, foi ainda possível efectuar a validação do processo executivo associado às estacas. Tendo em vista estes objectivos foram executados 3 ensaios de carga verticais estáticos à compressão (em estacas de 0,8 m de diâmetro), 1 ensaio de carga horizontal estático (numa estaca de 1,5 m de diâmetro) e 9 ensaios de carga dinâmicos à compressão (em 7 estacas de 0,8 m de diâmetro, onde se incluem as dos ensaios estáticos e em 2 estacas de 1,5 m de diâmetro).

Os ensaios foram realizados para distintas condições de encastramento das estacas, de forma a melhor avaliar as diferenças de comportamento entre cada cenário geotécnico. Assim, executaram-se ensaios nos seguintes cenários: estaca com 3 diâmetros de encastramento no Miocénico ($L=53\text{ m}$); estaca com 3 diâmetros de encastramento na unidade geotécnica a_3 ($L=44\text{ m}$) e estaca com 1,0 m de encastramento no Miocénico ($L=55\text{ m}$).

As grandezas medidas nos ensaios foram as forças aplicadas e deslocamentos no topo das estacas e ainda os deslocamentos/extensões em vários pontos, posicionados ao longo do seu fuste. Com estas últimas medições foi possível obter a degradação das solicitações em profundidade, assim como as tensões tangenciais mobilizadas ao longo do fuste da estaca em função das características das formações atravessadas.

Os dispositivos de instrumentação e observação utilizados foram os seguintes:

a) Ensaios estáticos:

- 2 clinómetros de leitura manual, a colocar em faces opostas do maciço de encabeçamento da estaca de ensaio;
- 2 células de carga eléctricas para medição da força aplicada pelos macacos hidráulicos;
- 4 transdutores de deslocamento de corda vibrante, a colocar no topo do maciço de encabeçamento da estaca de ensaio, apoiados numa estrutura de suporte independente (Figura 20 b));
- régua topográfica colocadas na maciço de encabeçamento da estaca, estrutura e estacas de reacção;
- 3 tubos metálicos para fixação de extensómetros de corda vibrante do tipo recuperável (“retrievable extensometer”), a colocar em profundidade ao longo do corpo de cada estaca do ensaio vertical. No caso do ensaio horizontal foram dispostas 2 unidades. A deformação foi medida em um/dois pontos de cada secção da estaca, função do tipo de formações atravessadas, tendo sido instrumentadas um total de 12 secções da estaca, no caso do ensaio vertical e 8 secções no ensaio horizontal (Figura 20 a));
- 1 equipamento de aquisição de dados automático (“datalogger+multiplexer”);
- 1 inclinómetro colocado no interior da estaca de ensaio horizontal e outro na estaca de reacção do mesmo ensaio, de forma a se obter a deflexão destes elementos.

b) Ensaios dinâmicos:

- 4 transdutores de deformação colocados no topo do maciço de encabeçamento da estaca de ensaio (Figura 20 c)). Em duas das estacas, uma de 0,8 m e outra de 1,5 m de diâmetro, 2 destes dispositivos foram colocados a meia profundidade e na base da estaca;
- 4 acelerómetros colocados no topo do maciço de encabeçamento da estaca de ensaio (Figura 20 c)). Em duas das estacas de ensaio, uma de 0,8 m e outra de 1,5 m de diâmetro, 2 destes dispositivos foram colocados a meia profundidade e na base da estaca;
- régua topográfica colocada na maciço de encabeçamento da estaca;
- 1 equipamento de aquisição de dados automático.

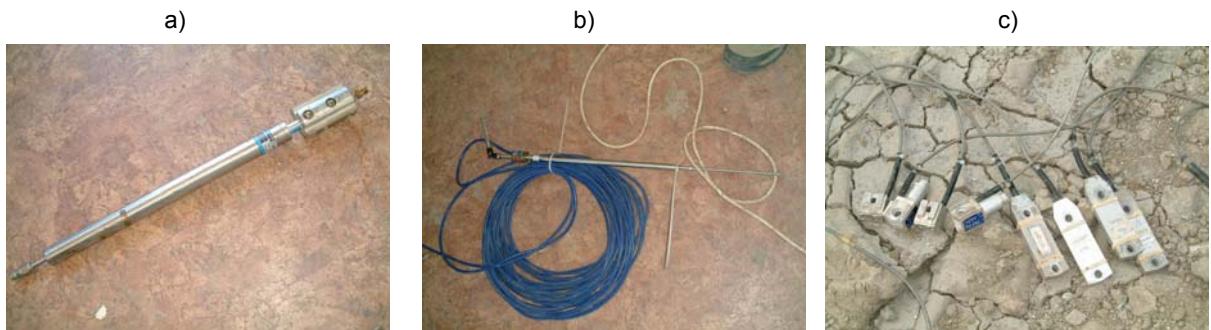


Figura 20 – Dispositivos de instrumentação e observação: a) extensómetros do tipo recuperável, b) transdutores de deslocamentos e c) transdutores de deformação e acelerómetros

Nos ensaios estáticos verticais, a força máxima induzida foi de 9100 kN, o que corresponde a cerca de 3,25 vezes a carga de serviço da estaca (esta grandeza encontrava-se condicionada pela resistência da estrutura de reacção). Foram efectuados dois ciclos de carga-descarga, um para a carga de serviço e outro para a carga máxima, tendo-se realizado leituras de fluênci a de 4h para estas cargas, sendo de 1h nos incrementos de força. No que respeita aos ensaios dinâmicos atingiram-se forças de cerca de 18950 kN (6,85 vezes a força de serviço) e 17600 kN (1,80 vezes a força de serviço), respectivamente nas estacas de 0,8 m e 1,5 m de diâmetro. Na Figura 21 pode observar-se o aparato de dois dos ensaios realizados.

No ensaio de carga horizontal, constituído por um ciclo de carga-descarga, a carga máxima de ensaio foi de 500 kN, com patamares de fluênci a de 30 minutos em cada incremento de carga.



Figura 21 – Ensaios de carga realizados: a) ensaio estático vertical, b) ensaio dinâmico à compressão

No que respeita aos resultados obtidos nos vários ensaios realizados (ICIST, IST, 2005), os aspectos mais importantes podem ser resumidos no seguinte:

a) Fluênci a

A evolução dos assentamentos nos patamares de carga constante foi relativamente baixa, tendo-se obtido valores máximos de 0,007mm/minuto. No Quadro I encontram-se sistematizados os resultados obtidos.

Quadro I – Deslocamentos por fluência obtidos nos ensaios estáticos

| Encastramento | Carga de serviço | Carga máxima de ensaio |
|----------------------|-------------------------|-------------------------------|
| 1m no Miocénico | ~0,75 mm | ~1,30 mm |
| 3φ a ₃ | ~0,80 mm | ~2,75 mm |
| 3φ Miocénico | ~0,55 mm | ~2,25 mm |

b) Esforços e deslocamentos ao nível da base das estacas para solicitações verticais

Os resultados obtidos demonstram que apenas uma percentagem relativamente reduzida da carga é transmitida à base da estaca, sendo muito elevada a contribuição da resistência mobilizada ao longo do fuste da mesma. O Quadro II, apresenta os valores obtidos nos ensaios verticais estáticos, para a carga máxima de ensaio.

Quadro II – Força acomodada pela base das estacas, em cada ensaio realizado

| Encastramento | Ensaios estáticos | Ensaios dinâmicos | | |
|----------------------|--------------------------|--------------------------|---------------|---------------|
| | | 2100kN (14%Q) | 2150kN (14%Q) | 4280kN (32%Q) |
| 1m no Miocénico | ~670kN (8%Q) | | | |
| 3φ a ₃ | ~1000kN (11%Q) | 2233kN (23%Q) | | 1179kN (16%Q) |
| 3φ Miocénico | ~950kN (10%Q) | 3535kN (19%Q) | 1280kN (11%Q) | 4251kN (24%Q) |
| | | | | 4482kN (26%Q) |

(Q – carga máxima de ensaio)

No Quadro III apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios estáticos em termos de deslocamentos das estacas para a carga máxima de ensaio. Constatase que uma parte significativa do deslocamento total diz respeito ao encurtamento elástico da própria estaca. Contudo, os valores obtidos são relativamente baixos tendo em consideração os valores da carga aplicada.

Quadro III – Deslocamentos obtidos ao nível da base das estacas nos ensaios estáticos

| Encastramento | δ_{total} (mm) | $\delta_{elástico}$ (mm) | δ_{ponta} (mm) |
|----------------------|---|--|---|
| 1m no Miocénico | 21,0 | 14,8 (70% δ_{total}) | 6,2 |
| 3φ a ₃ | 36,6 | 14,4 (39% δ_{total}) | 21,9 |
| 3φ Miocénico | 21,7 | 17,1 (79% δ_{total}) | 4,6 |

c) Tensões tangenciais mobilizadas ao longo do fuste das estacas

O conjunto de resultados relativos à envolvente das tensões tangenciais mobilizadas ao longo do fuste das estacas encontra-se apresentado na Figura 22. Nesta figura encontram-se também indicados os valores considerados ao nível do projecto. A escolha destes últimos poderá ser considerada como conservativa face à gama de valores apresentada, contudo constitui uma opção do lado da segurança, tentando-se desta forma aproximar, dentro do possível, os valores escolhidos aos obtidos para a carga de serviço. Tentou-se simultaneamente que esses mesmos valores se enquadrasssem próximo do valor médio, da média do conjunto de valores obtidos nos vários ensaios.

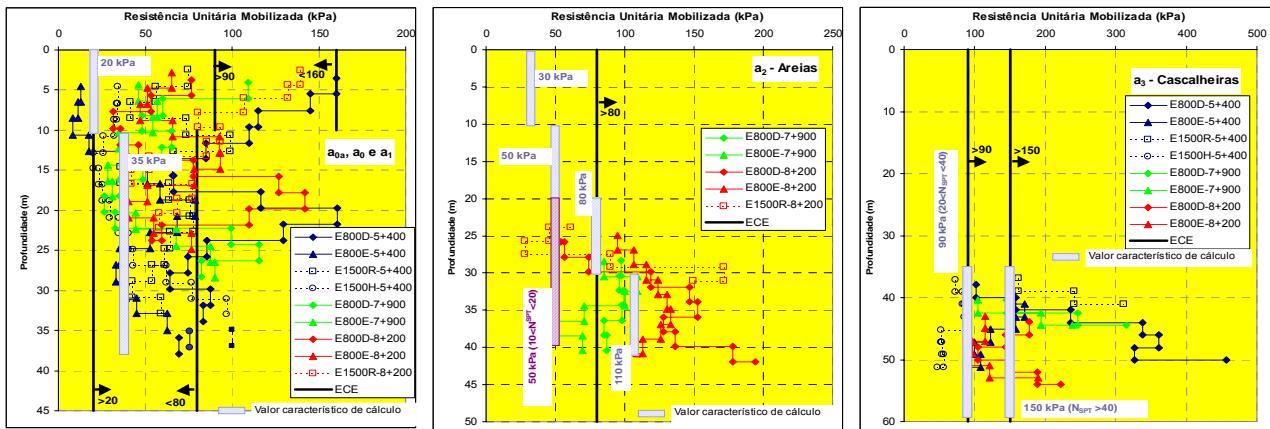


Figura 22 –Resistência lateral mobilizada ao longo do fuste das estacas para as várias formações atravessadas

d) Resposta às solicitações horizontais

Os valores do módulo de reacção obtidos, num cenário de resposta linear, foram da ordem de 5000 kN/m² e os do coeficiente de reacção de 6250 kN/m³.

No que respeita à deflecção da estaca esta faz-se sentir até cerca dos 6 m de profundidade, contabilizada a partir do seu topo, aproximando-se esta profundidade ao valor de cerca de 10 diâmetros.

Os resultados obtidos para as estacas de ensaio, em três cenários geológico-geotécnicos diferentes, permitiram concluir que todas as estacas apresentaram adequado comportamento, sendo este tanto melhor quanto maior o comprimento/encastramento da estaca. Em particular para o cenário de 3 diâmetros de encastramento na unidade geotécnica a₃, os resultados também se consideram adequados, principalmente atendendo a que as cargas aplicadas serão substancialmente inferiores às máximas de ensaio.

Um factor que terá contribuído fortemente para a obtenção dos resultados anteriores prende-se com o processo construtivo adoptado para as estacas. O facto de a cravação do tubo metálico de revestimento provisório ser executada até à cota de base da estaca (indo por vezes abaixo desta), associado à realização da limpeza do fundo do furo por duas vezes, após a furação e depois da colocação da armadura, serão contribuições relevantes para o comportamento destas fundações indirectas no que respeita aos estados limites últimos e de utilização.

3.4.3.3 – Verificação da Segurança

Na verificação da segurança ao estado limite último de capacidade resistente do terreno em compressão foi adoptada uma metodologia de cálculo constituída por duas formulações distintas. Uma que recorre ao misto de formulações clássicas e ensaios de carga - resistência de ponta determinada através de formulações clássicas e resistência lateral função dos resultados dos ensaios de carga -, e uma outra que recorre exclusivamente aos resultados obtidos nos vários ensaios de carga realizados.

No caso das teorias clássicas recorreu-se ao conceito de bolbo de pressões e à formulação de Meyerhof (1976). A verificação de segurança foi realizada através da metodologia descrita no Eurocódigo 7 (EN1997-1: 2004). Os resultados obtidos, tendo por base as teorias clássicas, encontram-se sintetizados na Figura 23. Recorrendo exclusivamente aos resultados dos ensaios de carga, resumem-se no Quadro IV os valores obtidos.

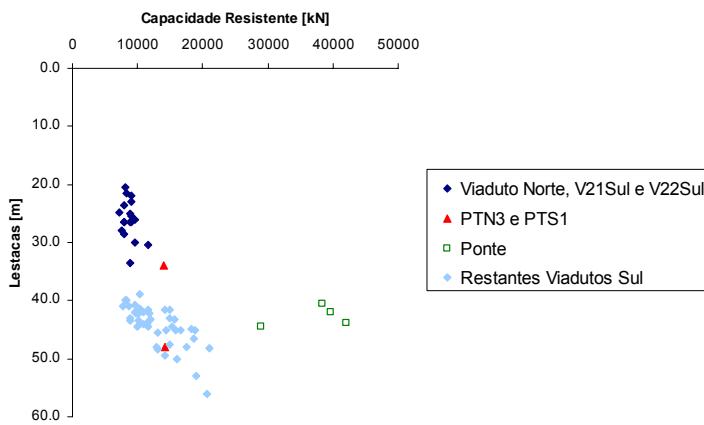


Figura 23 –Resultados obtidos ao nível da capacidade resistente do terreno em compressão (método misto)

Quadro IV – Resultados obtidos ao nível da capacidade resistente de cálculo em compressão (ensaios de carga)

| | R _{c;d} (MPa) | | | |
|-------------------|------------------------|----------------|----------------|----------------|
| | R ₁ | R ₂ | R ₃ | R ₄ |
| 3φ a ₃ | 8,63 | 9,02 | 9,92 | 6,62 |
| 1,0 m Miocénico | 11,24 | 11,76 | 12,93 | |
| 2,4 m Miocénico | | | | 8,62 |

No que respeita ao estado limite de utilização, a determinação dos assentamentos foi realizada tendo por base a formulação de Poulos and Davis (1980) para estacas isoladas, com ponta assente em formações com elevada capacidade resistente. A verificação de segurança foi garantida através da metodologia descrita no Eurocódigo 7 (EN1997-1: 2004).

Na Ponte sobre o Tejo efectuou-se a determinação dos assentamentos por dois processos distintos, o que se traduziu no cálculo considerando o funcionamento das estacas de forma isolada e contabilizando a eventual existência do efeito de grupo. A avaliação do assentamento de um grupo de estacas foi efectuada simplificadamente, assimilando o mesmo grupo a uma sapata rígida equivalente, sujeita a uma carga uniformemente distribuída (Figura 24).

Face ao conjunto de análises efectuadas pôde constatar-se que a cota de base das estacas se encontra condicionada, em geral, pelos estados limites de utilização e não pelos estados limites últimos. A excepção corresponde aos locais onde os elementos de fundação são menos profundos.

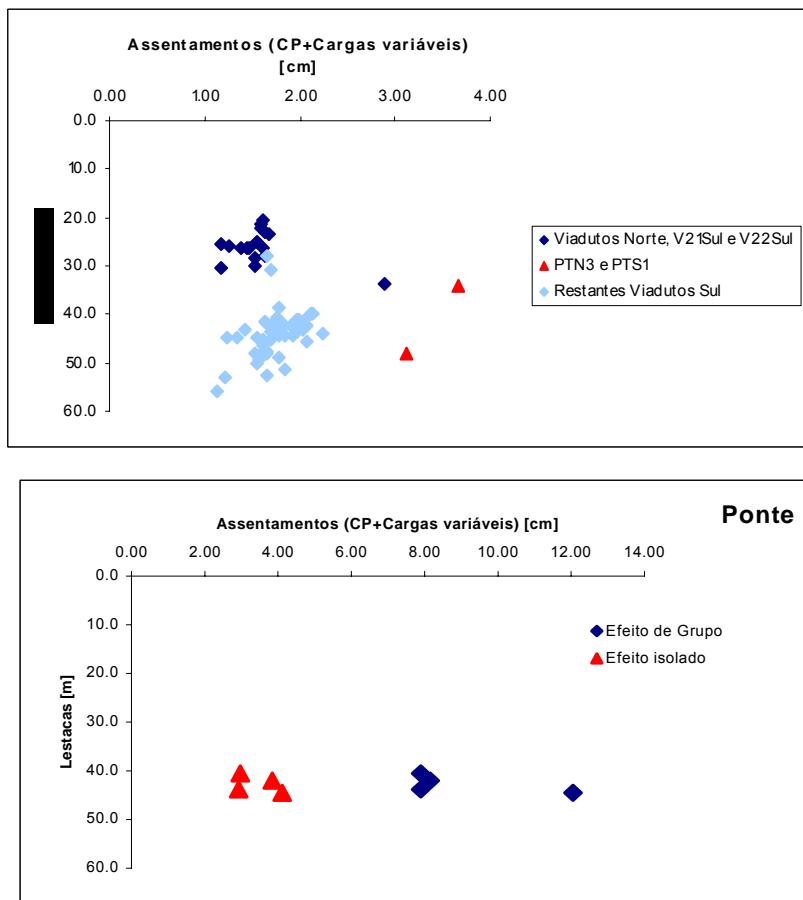


Figura 24 – Resultados obtidos em termos de assentamentos

3.5 Avaliação da integridade das estacas

A avaliação da integridade das estacas foi efectuada recorrendo ao método das diagrafias sónicas (“crosshole”), tendo em vista a verificação da continuidade e homogeneidade do betão de todas as estacas, despistando-se desta forma a existência de eventuais descontinuidades no seu corpo.

Todas as estacas foram alvo de ensaio, sendo colocados 4 tubos metálicos em cada uma, a cada 90°, fixos à armadura e posicionados ao longo de todo o seu comprimento (Figura 25). Pretendeu-se garantir uma velocidade constante e da ordem de 4000 m/s. Os ensaios foram conduzidos antes do saneamento do topo das estacas e com um tempo de espera, relativamente à conclusão da betonagem de, pelo menos, 3 dias.



Figura 25 – Tubos de ensaio “cross hole”

3.6 Instrumentação e Observação da Obra

Em fase de Obra, recorreu-se a um plano de monitorização com o objectivo de verificar as hipóteses de projecto e, onde necessário, adaptá-lo antecipadamente de forma a garantir, sem subestimar a segurança, o cumprimento dos tempos de execução, a gestão das aleatoriedades e dos imprevistos no contexto geológico-geotécnico em que a obra se insere.

O Plano de Observação proposto contemplou essencialmente a medição dos movimentos verticais das estacas/pilar, ou seja assentamentos, recorrendo-se para tal a réguas topográficas. No caso dos maciços de encabeçamento serão efectuadas medições tridimensionais, logo assentamentos e deslocamentos horizontais utilizando-se para tal prismas topográficos. Neste enquadramento, foram colocadas réguas topográficas e 36 alvos topográficos.

No que respeita à periodicidade das leituras esta deverá ser, no máximo, mensal efectuando-se para além disso outras leituras sempre que se executarem fases condicionantes de construção na obra.

4. ASPECTOS PARTICULARES DA PONTE SOBE O TEJO

4.1 Introdução

A travessia do leito menor do rio Tejo é realizada por uma ponte dotada de um tabuleiro único em caixão monocelular, com 970 m de desenvolvimento entre pilares de transição, ligando o viaduto norte ao viaduto sul.

A singularidade do local da travessia implicava a adopção de uma obra de arte especial para a qual forma estudadas várias soluções, tendo-se optado em final para solução base por uma única estrutura dotada de vãos correntes de 130 m e vãos extremos com 95 m a construir com recurso ao método dos avanços sucessivos.

4.2 Condicionamentos

4.2.1 Condicionamentos rodoviários

Na zona da ponte o traçado desenvolve-se em recta com direcção aproximada W/E, cruzando o leito menor do Rio Tejo entre os quilómetros 1+503,6 e 2+473,6. O perfil longitudinal apresenta-se em curva vertical de raio 90.000 m na transição entre dois trainéis de 1,2% e -0,5%. Este último inicia-se ainda na Ponte ao km 2+310,585. A rasante cruza o leito cerca de 23,0 m acima do nível médio das águas. A plataforma permitirá acomodar o perfil transversal da auto-estrada o qual já foi atrás descrito, com uma

largura total de 29,95 m comportando 2x3 vias. As inclinações transversais da plataforma são 2.5% para cada lado.

4.2.2 Condicionamentos geológicos

Os condicionamentos geológico-geotécnicos foram já atrás descritos para toda a travessia.

No caso particular deste local verifica-se a ocorrência de depósitos aluvionares com espessura que atinge cerca de 40 m, sobrejacente a formações miocénicas. Aqueles depósitos aluvionares têm superficialmente, na zona central do leito, matriz arenosa (a₁), seguindo-se uma camada de lodos (a₀), areias lodosas (unidade a₁), areias médias por vezes silto-argilosas (unidade a₂) e areias grosseiras a médias com abundantes passagens de seixos e calhaus siliciosos (unidade a₃). Esta última unidade, de carácter areno-cascalhento, ocorre na base do enchimento aluvionar, no contacto com o substrato Miocénico.

A avaliação do potencial de liquefação foi realizada com base nos resultados obtidos dos ensaios SPT e dos ensaios CPTU. A análise dos resultados dos ensaios in situ, e com especial destaque dos ensaios CPTU anteriormente referidos, vieram confirmar as zonas com potencial de liquefação: uma zona superficial até uma profundidade da ordem dos 7m de liquefação provável, interessando a unidade a₂ entre o pilar P3 e o pilar P7 e a unidade a₁ subjacente à anterior entre os pilares P3 e P4. Para a acção sísmica do tipo 2 e interessando a unidade a₂ individualizaram-se zonas de liquefação pouco provável, a profundidades superiores a 25 m, de carácter localizado e sem continuidade vertical e lateral, constituídas por areias medianamente compactas.

Os terrenos do substrato Miocénico ocorrem a profundidades da ordem dos 40 m, com exceção da zona do pilar de transição com o viaduto Norte, onde as formações Miocénicas se encontram a cerca de 30 m de profundidade.

O critério geral de fundação da ponta das estacas foi o encastramento em terrenos do Miocénico com características de resistência e deformabilidade equivalentes a NSPT > 55 pancadas. A profundidade do encastramento foi definida em função das solicitações actuantes, do comprimento das estacas, do tipo e comportamento das formações atravessadas por estes elementos e da cota do nível freático, tendo-se adoptado encastramentos mínimos que variaram entre 1 m e 5,2 m.

4.2.3 Condicionamentos Hidráulicos e de Navegação Fluvial

Não era permitido colocar qualquer apoio sobre os taludes dos diques marginais do Tejo.

Nível de preia-mar de águas vivas – +2,5 (NGP)

Nível de baixa-mar de águas vivas - -1,5 (NGP)

Nível de máxima cheia com o período de retorno de 100 anos – 4,35 m

Velocidade média de escoamento para a cheia centenária:

Canal principal margem direita – 2,5 m/s

Zona central – 1.9 m /s

Canal secundário na margem esquerda – 1.5 m/s

Foram ainda avaliados os níveis de erosão total e localizada que, resumidamente se podem assumir como uma erosão generalizada de cerca de 3 m e fossas de erosão que chegam a atingir cerca de 11,5 m de profundidade. Tal facto não coloca qualquer problema à estabilidade da ponte. No entanto para protecção da estabilidade dos diques marginais optou-se, como medida cautelar, por projectar a protecção do leito com um tapete de enrocamento sobre geotextil junto às fundações dos pilares marginais.

Estando previsto o futuro aproveitamento do Tejo para a navegação fluvial, com a utilização de comboios de batelões com 4400 t e barcos fluvio-marítimos até 3000 t, previu-se um canal de navegação com 42 m

de largura e profundidade de 4 a 5 m localizado junto à margem norte, na zona mais profunda do rio, entre os pilares P1 e P2. Consequentemente estes pilares foram dimensionados para suportar o choque dos barcos fluvio-marítimos a uma velocidade de 15 nós (7,7 m/s).

4.2.4 Condicionamentos relativos à agressividade ambiental

Nas peças de betão armado enterradas considerou-se uma classe de betão adequada à agressividade química da água presente no solo.

Avaliou-se a agressividade química da água do rio Tejo pela análise química de amostras da água do rio em épocas distintas, em locais distintos e diferentes alturas da maré. Concluiu-se que, apesar da influência das marés, se está perante uma água doce normalmente não agressiva. No entanto verifica-se na preia-mar de águas vivas na época de estio a concentração de cloretos atinge pontualmente, e por pequenos períodos, valores mais elevados.

Tal conduziu à adopção de betões com características próprias nos maciços de estacas e à contabilização de uma sobreespessura sacrificial nas camisas de aço das estacas.

4.2.5 Outros Condicionamentos

De acordo com as especificações da BRISA esta obra foi projectada para as acções definidas no RSA (Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes) para pontes da classe 1, tendo a acção sísmica foi quantificada de acordo com o EC8, NP-ENV 1998-1-1 (2000). Assim, uma vez que o vale apresenta uma espessura aluvionar superior a 20 m a definição da acção sísmica foi objecto de estudo específico que conduziu a espectros de resposta calculados para os cenários estudados. De salientar os estudos realizados para a quantificação do efeito da colisão do barco, tendo-se procedido a uma análise dinâmica com integração no tempo.

A verificação da segurança foi realizada de acordo com as disposições dos Eurocódigos 2, 3, 7 e 8.

Não cabendo no âmbito da presente comunicação descrever a totalidade dos restantes condicionamentos de projecto referiremos que foi ainda dado um especial cuidado ao tratamento estético da ponte, foram tidos em conta condicionamentos de drenagem, ambientais, risco de incêndio e de intrusão, vibrações, processos construtivos, assinalamento marítimo, equipamentos de telecomunicação, iluminação e telemático.

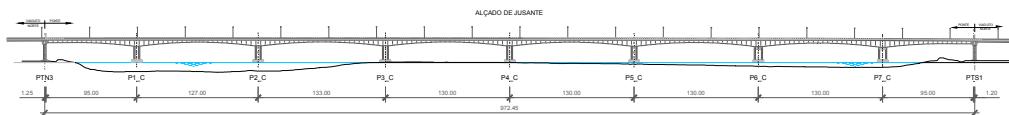
4.3 Descrição da ponte

A estrutura adoptada para o atravessamento do leito menor do rio Tejo constitui uma peça singular da travessia que, pela sua dimensão, marca na paisagem a singularidade do local.

A sua concepção teve em conta, para além dos condicionamentos atrás referidos os seguintes requisitos complementares:

- Utilização de uma estrutura continua e monolítica sobre os apoios, garantindo melhor comportamento às acções dinâmicas e maior conforto ao utilizador da via;
- Minimização do número de juntas de dilatação;
- Processos construtivos adequados à sensibilidade ambiental do meio envolvente e também compatíveis com o prazo exigido para a construção da obra;
- Fundações em camadas geológicas com características semelhantes minimizando assim o risco de assentamentos diferenciais.

A conjugação de todos os condicionamentos e requisitos referidos e, nomeadamente, o prazo de construção disponível (21 meses), conduziram desde logo à procura de soluções tradicionais para a gama dos vãos em presença e a sua comparação com outras soluções, que pela singularidade da sua concepção, permitissem buscar uma solução fácil de construir e economicamente interessante.



Assim concebeu-se uma estrutura com uma extensão total de 970 m, dividida em vãos parciais de $95 + 6 \times 130 + 95$ m, com um tabuleiro único em caixão monocelular de betão armado pré-esforçado, de altura variável segundo uma parábola do 2º grau entre 8,00 m no apoio a 4,0 m a meio vão e junto aos pilares de transição. O caixão é dotado de grandes consolas laterais que são apoiadas em escoras metálicas que descarregam na laje de fundo do caixão; o seu espaçamento é constante a 5,00 m. Estas escoras definem uma superfície empenada que tornam a solução esteticamente muito interessante.



Figura 27 - Perspectiva

A ligação do tabuleiro aos pilares P1 a P5 é monolítica materializando-se o apoio nos pilares P6, P7 e de transição (PTN3 e PTS1) através de aparelhos de apoio de panela guiados longitudinalmente.

A secção transversal apresenta uma laje superior com 10,0 m entre eixos de almas, prolongada lateralmente por duas lajes com 9,97 m. O apoio das escoras realiza-se em nervuras longitudinais de forma triangular a 2,50 m das extremidades das consolas. Estas apresentam altura variável de 0.25 m na ponta a 0.30 m na inserção nas referidas nervuras, mantendo essa espessura entre aquelas e os esquadros junto às almas, onde aumentam para 0,60 m. A laje intermédia é dotada de esquadros também junto às almas para instalação dos cabos de pré-esforço longitudinal. A sua espessura entre almas, fora dos esquadros, é de 0.30 m. As almas apresentam uma espessura corrente de 0.70 m, sendo inclinadas de 6/1 (V/H). A laje de fundo tem espessura corrente de 0.30 m espessando de forma parabólica para 1.50 m junto aos pilares. Nas aduelas dos pilares entre diafragmas as almas têm 1,20 m de espessura, sendo a laje superior dotada de uma espessura de 1.5 m para alojamento das ancoragens e desviadores de pré-esforço.

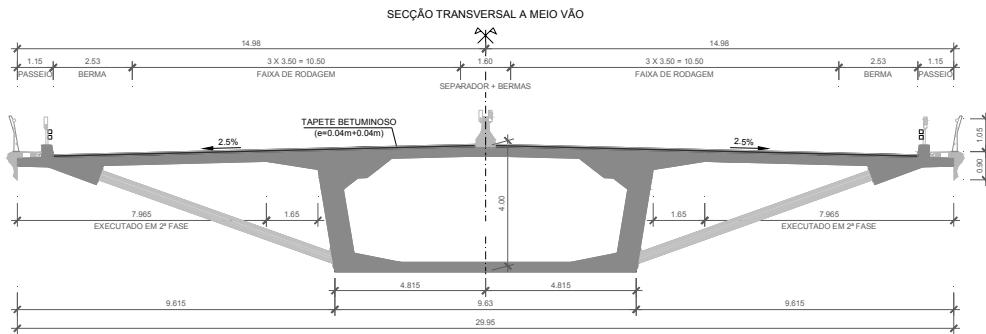


Figura 28 - Corte transversal a meio vão

O tabuleiro é pré-esforçado longitudinalmente por cabos interiores e aderentes, complementados por quatro pares de cabos de pré-esforço exterior que se previram constituídos por monocordões autoprotegidos inseridos em bainhas de polietileno. Estes cabos ancoraram nos diafragmas das aduelas de pilar e nas carlingas de extremidade.

Como previsão para futuro reforço ficam instalados desviadores e ancoragens para dois cabos de pré-esforço de 31 cordões. Para a fase construtiva previu-se a possibilidade de deixar cinco bainhas de reserva por alma para o pré-esforço de consola e três para o pré-esforço interior de continuidade em cada vão (o que corresponde a uma reserva de cerca de 20% e 25% do pré-esforço dos respectivos grupos).

Transversalmente a laje é pré-esforçada por cabos de quatro cordões com afastamentos variáveis entre 0,60 e 0,80 m.

Os pilares P1 a P5 são monolíticos com o tabuleiro, sendo constituídos por duas lâminas de betão armado com 1,20 m de espessura espaçadas de 5,00 m entre eixos. As extremidades exteriores destas lâminas são em bico de forma a dotá-las de um bom comportamento hidrodinâmico. Cada uma destas lâminas é por sua vez dividida em duas por um vazio central com um metro de extensão.

Os pilares P6 e P7 são formalmente idênticos aos restantes; o afastamento entre lâminas é de 7.40 m sendo estas dotadas de uma laje de encabeçamento com 2,0 m de espessura, onde são instalados os aparelhos de apoio e onde se localiza o espaço para a instalação dos macacos para o levantamento do tabuleiro.

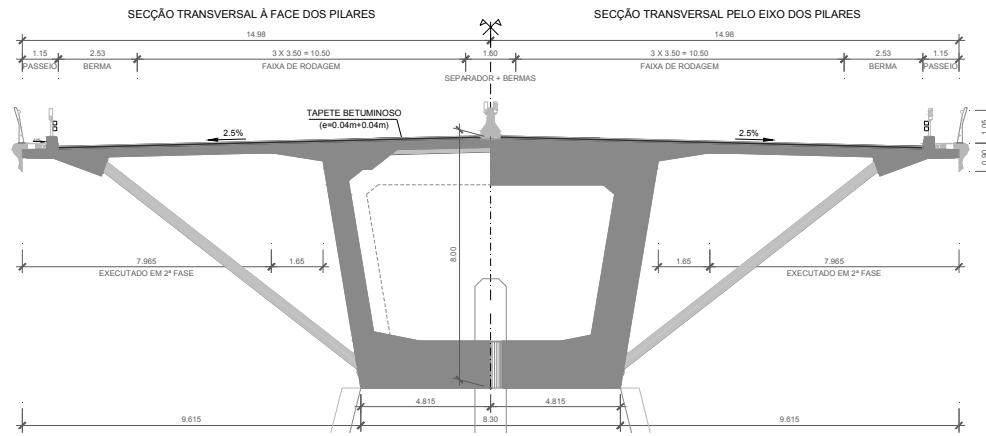


Figura 29 - Secção transversal pelo pilar

As fundações são indirectas por estacas de 2,20 m de diâmetro. Nos pilares P3 a P7 dispõem-se oito estacas e dez nos pilares P1 e P2. Previu-se a execução das estacas com encamisamento metálico

integral cravado por razões de estabilização do furo. Estas penetraram nas formações miocénicas entre 1 m a 5,5 m consoante a espessura das cascalheiras sobrejacentes. As camisas metálicas, com 17 mm de espessura, foram consideradas como colaborantes na capacidade resistente das estacas.

Os maciços de encabeçamento das estacas são elementos de grande dimensão. Existem dois tipos de maciços: os dos pilares P1 e P2 com espessura de 7,22 metros, correspondente à zona de possível impacto das embarcações, e os dos restantes pilares que são maciços em 4,22 m, possuindo uma saia inferior com 0,30 m por forma a que a cabeça das estacas nunca fique visível. Em planta estes maciços têm uma forma rectangular rematada por topes de configuração circular, o que lhes confere uma menor resistência ao escoamento.

Os pilares de transição marcam a separação entre esta estrutura e os viadutos de ambas as margens. São constituídos por uma viga estribo com dimensão para acomodar os apoios e as folgas necessárias para os deslocamentos de ambos os tabuleiros e que permitirá o acesso ao interior do caixão. Aqui ficarão localizados os postos de transformação. Esta viga estribo apoia em quatro fustes de secção hexagonal oca. A fundação é constituída por um maciço de encabeçamento em betão armado que liga dez estacas de 1,5 m de diâmetro executadas por metodologia semelhante à das estacas dos viadutos contíguos, fundadas nas mesmas formações miocénicas que os restantes apoios.

5. PROCESSOS E MÉTODOS CONSTRUTIVOS UTILIZADOS

O reduzido prazo disponível para a construção da obra, condicionou desde o início os processos construtivos a utilizar, no sentido da sua optimização e máxima industrialização. Neste capítulo faz-se uma breve referência a alguns aspectos específicos dos processos utilizados.

5.1 Viaduto Norte

As estacas foram executadas recorrendo a encamisamento integral com tubo moldador recuperado. Os pilares foram construídos por métodos tradicionais com prefabricação das armaduras e das travessas. Os tabuleiros foram executados com recurso a três cimbres autoportantes autolançáveis (um superior e dois inferiores) excepto o viaduto V0 e o atravessamento da Linha do Norte onde vão ser utilizados cimbres ao solo.

5.2 Ponte sobre o Tejo

5.2.1 Estacas

Os trabalhos de execução das fundações iniciaram-se pela dragagem de um canal com uma largura de 120 m e com cota de fundo -2,0 (ZH). Este canal serviu para permitir o acesso do equipamento flutuante de apoio à obra que inclui, para além de vários batelões uma grua de 350 t.

Em primeiro lugar foram executadas as estacas de 2,2 m de diâmetro dotadas de encamisamento metálico, a partir de meios flutuantes. Procedeu-se à cravação das camisas metálicas com recurso a um martelo de 280 kN e à escavação dos solos do interior do furo até à cota prevista para a localização da ponta das mesmas. Limpo o furo instalou-se a armadura e procedeu-se à betonagem das estacas.

As estacas dos pilares de transição foram executadas com tubo moldador recuperado por tecnologia idêntica à das estacas dos restantes viadutos.

5.2.2 Maciços de estacas dos pilares P1 e P2

Os maciços foram executados ao abrigo de caixões prefabricados em betão armado, que serviram de cofragem perdida. Estes caixões foram prefabricados no local, apoiados provisoriamente nas camisas metálicas das estacas definitivas.

O faseamento da execução previa como operação inicial o enfiamento em todas as estacas de um anel metálico suspenso por tirantes que serviu numa fase posterior como cofragem auxiliar da vedação das juntas estacas/laje de fundo.

A segunda operação consistiu na instalação de uma grelha de vigas metálicas sobre o topo reforçado das camisas metálicas das estacas sobre a qual foram instaladas pré-lajes prefabricadas em estaleiro. Estas pré-lajes foram dotadas de furos a fim de acomodar os desvios de instalação das estacas. As juntas entre pré-lajes foram realizadas por betonagem local. Montada a armadura superior da laje de fundo e os cabos de pré-esforço; procedeu-se então à betonagem do betão complementar. Foi deixado um negativo a toda a volta para posterior betonagem de ligação dos painéis verticais. Seguiu-se a aplicação do pré-esforço.

As paredes foram constituídas por painéis de betão prefabricado com juntas coladas. Estes painéis foram provisoriamente soldados inferiormente a peças metálicas fixas na laje pré-fabricada. Montada a parede foram enfiados e tensionados os cabos de pré-esforço nas bainhas deixadas para o efeito nos painéis verticais pré-fabricados.



Figura 30 - Caixotão do P2

Seguiu-se a montagem da estrutura metálica interior de contraventamento das paredes e das vigas metálicas que receberam as torres metálicas para movimentação vertical dos caixotões. Estas torres constituíram as estruturas que suspenderam os caixotões sobre as estacas através de um sistema hidráulico sincronizado com controlo informático constituído por macacos hidráulicos apoiados sobre as camisas de três pares de estacas. O peso de cada um destes caixotões é de cerca de 8800 kN.

Procedeu-se então ao levantamento inicial do caixotão para criar espaço suficiente para a retirada dos perfis de apoio provisório da laje de fundo. Removida esta estrutura iniciou-se a descida do caixotão.

A operação de descida até à cota definitiva (fundo a -4.20 NGP) foi realizada em poucas horas. Na cota definitiva procedeu-se à ligação das torres às estacas, removendo o sistema hidráulico e ligando as torres de forma a funcionarem quer como escora quer como tirante.

Procedeu-se então à selagem das juntas entre as estacas e a laje de fundo, após o que se procedeu ao esvaziamento do caixotão por bombagem da água interior.

A fixação definitiva entre as estacas e a laje do caixotão foi realizada por soldadura das camisas das estacas aos anéis da laje de fundo. Realizou-se então a desmontagem das estruturas metálicas interiores, o corte das camisas metálicas e desencabeçamento das estacas.

Deu-se então início à construção do maciço propriamente dito com montagem das armaduras do maciço e a betonagem dos maciços por fases.

5.2.3 Maciços de estacas dos pilares P3 a P7

Os maciços P3 a P7 foram executados por processo construtivo semelhante, diferindo apenas nas dimensões e pesos dos caixões. Neste caso os caixotões pesavam cerca de 5500 kN. Não existiam estruturas interiores de contraventamento das paredes e as torres foram montadas em dois pares de estacas.

5.2.4 Pilares

Os pilares foram executados por métodos tradicionais, tendo-se procedido à prefabricação da respectiva armadura.



Figura 31 - Pilar em construção

5.2.5 Tabuleiro

O tabuleiro está a ser construído pelo processo de consolas sucessivas do núcleo em caixão, executadas simetricamente a partir de cada pilar com montagem em simultâneo das escoras metálicas. A ligação aos pilares de transição será executada através de um troço com 30 m betonado sobre um cimbre ao solo sobre estacas. Está prevista a utilização simultânea de sete pares de carros de avanço. Em atraso relativamente aos carros de avanço, serão betonadas as consolas com recurso a dezasseis cimbres apoiados no caixão já construído.

As aduelas 0 têm um comprimento de 13.0 m, sendo betonadas sobre um cimbre apoiado no maciço de estacas. As aduelas têm comprimento variável entre 3 a 7.0 m betonadas “in situ” e as aduelas de fecho com têm entre 2,5 e 4.0 m.

A fim de compensar parcialmente os efeitos dos encurtamentos por retracção e fluência, antes do fecho entre os tramos P4/P5 serão aplicados macacos que procederão ao afastamento das duas partes em que a estrutura está separada e posteriormente entre os tramos P3/P2.

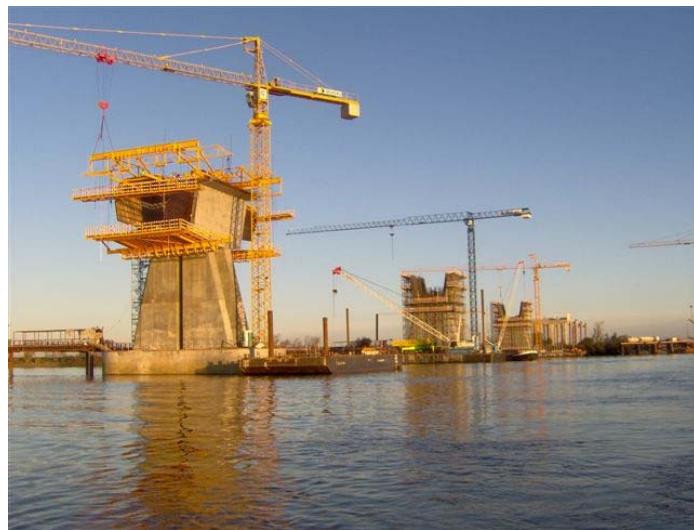


Figura 31 - Aspecto geral dos trabalhos

O pré-esforço será materializado por cabos de consola instalados na laje superior associados ao faseamento construtivo, sendo o pré-esforço de continuidade constituído por cabos interiores instalados na laje de fundo do caixão e por cabos exteriores tensionados tramo a tramo ou de dois em dois tramos consoante os casos.

Seguir-se-á a realização dos acabamentos dos quais há que salientar o tratamento estético dado às cornijas e guarda-corpos.

5.3 Viaduto Sul

Para a execução das estacas definiram-se dois processos construtivos alternativos. Em geral recorreu-se a encamisamento integral com tubo moldador recuperado. Nas zonas em que as condições geotécnicas não permitiram a utilização da metodologia referida utilizaram-se fluidos estabilizadores para a sustentação das paredes dos furos das estacas.

Os pilares foram construídos à semelhança dos pilares do Viaduto Norte. Assim recorreu-se a métodos tradicionais com prefabricação das armaduras e das travessas. Para executar o Encontro Sul utilizaram-se processos construtivos tradicionais.

As vigas do tabuleiro são previamente fabricadas em estaleiro. Estes elementos são transportados para a frente de trabalho utilizando dois conjuntos de tractor e rodados. Para colocar içar as vigas recorreu-se a dois sistemas alternativos:

- estrutura metálica auto-portante ancorada no topo dos pilares ou das carlingas;
- grua móvel.

Para o içamento das pré-lajes também foram considerados dois processos alternativos:

- grua-torre montada sobre o tabuleiro;
- grua móvel.

Posteriormente é betonada in situ a lámina de compressão do tabuleiro.

6. CONCLUSÃO E AGRADECIMENTOS

Este projecto, co-autoria das quatro empresas que constituem o Consórcio Projectista – COBA, PC&A, CIVILSER e ARCADIS – foi o resultado duma cooperação notável entre empresas de dimensão e experiências muito diversas a par duma colaboração muito estreita com o Consórcio Construtor e a própria Brisa, que acompanharam de muito perto todo o processo de concepção das estruturas muito subordinado aos processos construtivos necessários para o cumprimento de um prazo de 21 meses para o projecto e construção de uma ponte com 12 km de extensão.

Trata-se pois de um trabalho de equipa para o qual contribuíram de forma marcada e que importa reconhecer publicamente às seguintes pessoas e entidades:

- À Brisa Engenharia e Gestão,
 - Engs. Paulo Barros, Cláudia Guerreiro e Inês Ramos da Direcção de Projectos;
 - Engs. Carlos Biscaia Oliveira e Alfredo Raposo da Equipa de Fiscalização de Obra;
 - Profs. Fernando Branco, Emanuel Maranha das Neves e António Pinheiro, consultores;
- Ao Consórcio Construtor,
 - Engs. Fernando Valério e Gonçalo Mota;
 - Engs Secundino Vilar e Paulo Silva da Direcção Técnica;
 - Prof. Jaime Santos, responsável pelos ensaios de carga das estacas;
 - Engs. Paulo Fidalgo e Rui Calçada, revisores do projecto;
 - Prof. Silva Cardoso, consultor;
 - Prof. Joaquim Figueiras e Eng. Carlos Félix responsáveis pelo detalhe do plano de monitorização;
- Aos consultores da equipa projectista, Engs. Alain Pecker, Michel Bustamante e Prof. António Heleno Cardoso.
- Aos numerosos técnicos do TACE que nos acompanharam ao longo destes três anos e que contribuíram de forma significativa para a construção desta ponte.