

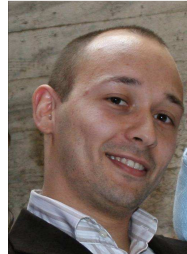
Quatro Viadutos na Subconcessão do Baixo Tejo



**Renato
Bastos¹**



**Helder
Figueiredo²**



**Tiago
Alves³**



**António Adão
da Fonseca⁴**

RESUMO

Apresentam-se quatro viadutos actualmente em construção na Subconcessão do Baixo Tejo, um sendo localizado no Lanço de Ligação à Trafaria (Viaduto 1.1) e os restantes três (Viaduto de Belverde, Viaduto das Freiras e Viaduto das Laranjeiras) no Lanço IC32 – Funchalinho / Lazarim / Coina.

A construção destas obras enquadra-se no âmbito do contrato de concepção, projecto e construção do IC32 – Palhais – Coina, elaborado entre o Estado Português e a Baixo Tejo – Auto-estradas. A construção das obras integradas no IC32 está a cargo de um agrupamento constituído para este efeito e que reúne várias empresas portuguesas, com a denominação de CONBATE – Construções do Baixo Tejo, ACE.

O Viaduto 1.1 na Ligação à Trafaria (Viaduto da Trafaria) é constituído por um único tabuleiro e os Viadutos de Belverde, das Freiras e das Laranjeiras são constituídos por dois tabuleiros independentes afastados de 3 m entre si, sendo todos eles em betão armado pré-esforçado e executados “in situ”.

Nesta comunicação descrevem-se os aspectos mais relevantes da concepção, análise, dimensionamento e pormenorização destas obras tendo sempre presente as características mais significativas ligadas às tecnologias previstas para a sua construção.

PALAVRAS-CHAVE

Tabuleiro em viga contínua, cavalete apoiado no solo, pilar/estaca, *capacity design*, *shock transmission unit*.

¹ Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda. renato.bastos@adfconsultores.com
Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Guimarães, Portugal.

² Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda. helder.figueiredo@adfconsultores.com

³ Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda. tiago.alves@adfconsultores.com

⁴ Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda. adaodafonseca@adfconsultores.com
Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia, Porto, Portugal.

INTRODUÇÃO

O Viaduto da Trafaria desenvolve-se entre o km 1+277,300 e o km 1+421,300 do Lanço de Ligação à Trafaria entre a Trafaria e o Nó do Funchalinho, numa zona pouco acidentada em que é necessário vencer a Ribeira da Enxurrada. O tabuleiro situa-se a uma altura máxima da ordem dos 13 m acima do terreno natural. Em perfil longitudinal, desenvolve-se num trainel com uma inclinação de 5%. Em planta, inscreve-se numa curva circular esquerda de raio $R=450$ m até ao km 1+309,597, numa clotóide de parâmetro $A=180$ até ao km 1+381,597 e num alinhamento recto até ao final da obra.

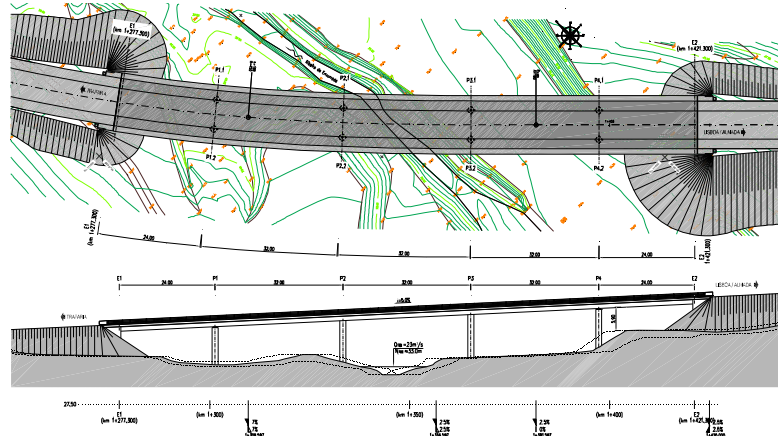


Figura 1. Viaduto da Trafaria: Planta e alçado

A plataforma é constituída por um único tabuleiro com 14,20 m largura, comportando a faixa de rodagem uma via em cada sentido e as respectivas bermas, além dos passeios.

O Viaduto de Belverde desenvolve-se entre o km 0+919,628 e o km 1+218,946 do Lanço IC32 – Palhais / Coina, entre o Nó da Queimada e o Nó de Belverde, numa zona relativamente plana em que é necessário realizar o atravessamento da Avenida do Mar. O tabuleiro situa-se a uma altura máxima da ordem dos 10 m acima do terreno natural. Em perfil longitudinal, desenvolve-se num trainel com uma inclinação de 1,50% até ao km 0+964,702, e em curva vertical convexa de raio igual a 17000 m até ao final da obra. Em planta, inscreve-se numa curva circular de raio $R=700$ m.

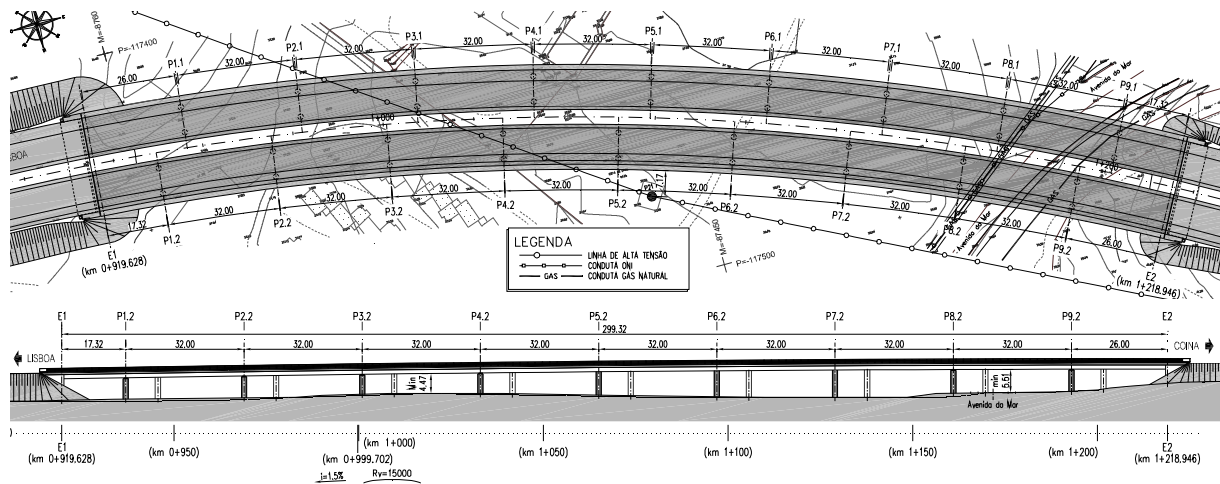


Figura 2. Viaduto de Belverde: Planta e alçado

Neste sublanço, a plataforma transversal tipo é de 2×2 vias e é constituída por dois tabuleiros independentes com 12,60 m largura afastados de 3,0 m entre limites laterais interiores.

O Viaduto das Freiras desenvolve-se entre o km 3+143,700 e o km 3+291,700 do Lanço IC32 – Funchalinho / Lazarim / Coina entre os Nós de Belverde e das Laranjeiras. O tabuleiro situa-se a uma

altura máxima de 12,5 m acima do terreno natural. Em perfil longitudinal, a obra desenvolve-se num trainel com uma inclinação de -1,30%, e em planta insere-se num alinhamento recto.

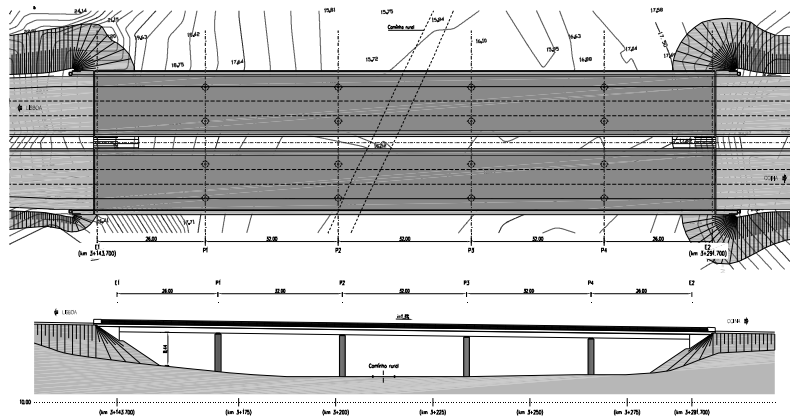


Figura 3. Viaduto das Freiras: Planta e alçado

Neste sublanço, a plataforma transversal tipo é de 2×3 vias e é constituída por dois tabuleiros independentes com 15,60 m largura afastados de 3,0 m entre limites laterais interiores.

Finalmente, o Viaduto das Laranjeiras desenvolve-se entre o km 3+903,146 e o km 4+129,146 ou 4+135,146 (respectivamente para os tabuleiros no sentido Lisboa e no sentido Coima) do Lanço IC32 – Palhais / Coima entre o Nó de Belverde e o Nó das Laranjeiras, numa zona relativamente plana em que é necessário transpor o Rio Judeu e a Estrada Nacional EN378. O tabuleiro situa-se a uma altura máxima da ordem dos 10 m acima do terreno natural. Em perfil longitudinal, desenvolve-se numa curva vertical côncava de raio $R=-10000$ m seguida por um trainel com uma inclinação de 1,50% até ao final da obra. Em planta, inscreve-se numa curva circular direita de raio $R=1000$ m.

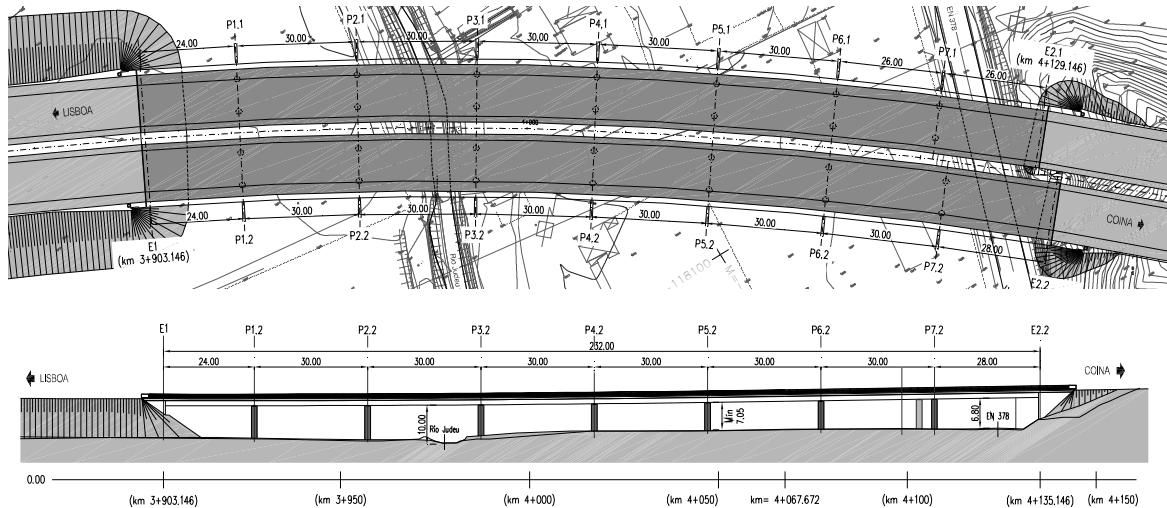


Figura 4. Viaduto das Laranjeiras: Planta e alçado

A plataforma transversal é idêntica à do Viaduto das Freiras.

1. GEOLOGIA E FUNDAÇÕES

2.1 Viaduto da Trafaria

O plano de trabalhos de prospecção geotécnica envolveu a realização de cinco ensaios com penetrómetro estático, com ponteira simples do tipo CPT e uma sondagem geotécnica com trado oco, acompanhadas de ensaios de penetração dinâmica normalizada – SPT.

Foram identificadas as seguintes unidades geológicas: aterros e solos orgânicos (areia siltosa com restos vegetais), aluviões (essencialmente areias siltosas e silto-argilosas) e terrenos datados do Miocénico constituídos nas camadas mais superficiais por areias siltosas medianamente compactas sob as quais surgem os maciços de melhores características constituídos por siltes argilosos rijos. Considerou-se que as areias e areias siltosas dos estratos superficiais, medianamente compactas e soltas, não possuem aptidão para a fundação directa das estruturas a construir, tendo sido adoptadas fundações indirectas por estacas no encontro E1 e nos pilares, e fundações directas no encontro E2, neste caso executadas parcialmente sobre terreno tratado ou substituído por betão ciclópico.

2.2 Viaduto de Belverde

Para o reconhecimento geológico-geotécnico do local de implantação do Viaduto foram efectuados trabalhos de prospecção geotécnica para caracterização do maciço que envolveram a realização de nove sondagens geotécnicas com trado oco, acompanhadas de ensaios de penetração dinâmica normalizada - SPT.

Verifica-se que nesta zona ocorrem areias finas silto-argilosas com matéria orgânica abundante, sobre um horizonte de areias finas a grosseiras, feldspáticas e siltosas, de cor variada. Para este viaduto adoptaram-se fundações directas devidamente encastradas mobilizando, em geral, os terrenos compostos por areias compactas, com N_{spt} superiores a 40 pancadas. Adoptaram-se, na generalidade, sapatas a profundidades que variam entre os 1,5 m e os 4 m com tensões de contacto que oscilam entre os 350 kPa e os 500 kPa. No caso do alinhamento P7, foi previsto inicialmente o tratamento do estrato arenoso solto com recurso a técnicas de solo-cimento. Posteriormente, de forma a tornar a execução destas fundações mais independente das características particulares que venham a ser encontradas no local e a tirar partido dos equipamentos de execução de fundações indirectas nas proximidades da obra, optou-se por alterar a solução de fundações deste alinhamento de pilares para fundações indirectas por estacas.

2.3 Viaduto das Freiras

O plano de trabalhos de prospecção geotécnica envolveu a realização de duas sondagens geotécnicas com trado oco, acompanhadas de ensaios de penetração dinâmica normalizada – SPT e seis ensaios com penetrómetro estático, com ponteira simples do tipo CPT.

Para os terrenos encontrados, considerou-se que as areias e areias siltosas dos estratos superficiais, medianamente compactas e soltas, não possuem aptidão para a fundação directa das estruturas a construir, por isso adoptando-se fundações indirectas por estacas com encastramento não inferior a 4 diâmetros nos terrenos compostos por areias muito compactas, com N_{spt} superiores a 60 pancadas e valores de q_c acima de 30 MPa.

2.4 Viaduto das Laranjeiras

O plano de trabalhos de prospecção geotécnica envolveu a realização de nove sondagens geotécnicas com trado oco, acompanhadas de ensaios de penetração dinâmica normalizada – SPT.

Tal como no caso do Viaduto das Freiras, considerou-se que as areias e areias siltosas dos estratos superficiais, medianamente compactas e soltas, não possuem aptidão para a fundação directa das estruturas a construir. Tendo em conta a informação recolhida, decidiu-se que, na generalidade, as fundações deste viaduto seriam indirectas por estacas com encastramento não inferior a 4 diâmetros nos terrenos compostos por areias muito compactas, com N_{spt} superiores a 60 pancadas. No caso do Encontro E2 adoptou-se uma solução de fundação directa superficial em que a parte frontal desta sapata está apoiada sobre um enchimento em betão da classe C20/25 com 2,50 m de espessura de modo a atingir o estrato composto por areias muito compactas.

2. CONCEPÇÃO GLOBAL

As características topográficas do local, as cotas a que se desenvolve a rasante, a extensão da obra, a ocupação actual da envolvente, bem como exigências de ordem estética, condicionaram, em cada um dos casos, o posicionamento dos eixos de apoio dos tabuleiros, o número de vãos e a forma da obra.

As soluções adoptadas são correntes e semelhantes às de diversas obras que, com idênticos condicionamentos, foram projectadas e construídas quer para as Estradas de Portugal quer para diversas concessionárias de auto-estradas. Procurou-se a máxima rentabilização dos processos de construção na perspectiva de optimização dos custos das obras.

Admitiu-se ser fundamental que cada tabuleiro fosse constituído por uma estrutura monolítica e contínua, de forma a garantir a máxima segurança global e um valor muito baixo das deformações diferidas e a evitar as quebras do perfil longitudinal características das obras de arte com tabuleiros de tramos descontínuos. Por razões de uniformidade visual e de coerência formal conceberam-se obras de igual matriz estética.

Os viadutos têm vãos compatíveis com o aproveitamento económico do processo construtivo e com a geometria e altimetria dos atravessamentos em causa. Nas quatro obras, os tabuleiros são em betão armado pré-esforçado executado “in situ” com recurso a cavalete apoiado ao solo. Os vãos adoptados são da ordem de 30 m. Dado que os viadutos atravessam zonas urbanas e cruzam vias com constrangimentos de *gabarit*, a concepção global teve como objectivo conseguir alturas de tabuleiro inferiores às das opções habituais para aqueles vãos: soluções em Π ou com vigas pré-fabricadas. Assim, optou-se por uma secção transversal, para cada tabuleiro, constituída por uma laje vigada com duas nervuras trapezoidais em betão armado e pré-esforçado executado “in situ” com altura constante em todo o seu comprimento, contendo aligeiramentos circulares na zona intermédia do vão.

O pré-esforço, apenas longitudinal, é constituído por cabos de traçado parabólico. O esticamento dos cabos de pré-esforço, associado à betonagem tramo a tramo, é aplicado numa única fase nas secções de união dos tramos a cerca de 1/5 do vão.

3. DESCRIÇÃO DAS SOLUÇÕES ADOPTADAS

A proximidade dos quatro viadutos, estando três deles integrados no mesmo lanço, justifica o desenvolvimento de uma solução estrutural comum, tanto em termos da tipologia de tabuleiro e pilares, como em termos dos vãos adoptados.

4.1 Tabuleiros

O Viaduto da Trafaria é constituído por um único tabuleiro e tem como principal condicionamento o cruzamento da Ribeira da Enxurrada, com um caudal de cheia centenário igual a 23 m³/s. Para esta obra foi adoptada a seguinte distribuição de vãos: $24,0 + 3 \times 32,0 + 24,0 = 144,0$ m. A secção transversal do tabuleiro é, como foi dito anteriormente, uma laje vigada com duas nervuras trapezoidais de altura constante e igual a 1,50 m em todo o seu comprimento, de onde resulta uma relação de esbelteza de L/21 nos vãos centrais de 32,0 m. Na zona central dos vãos, as vigas possuem um aligeiramento circular com 0,90 m de diâmetro.

O Viaduto de Belverde é constituído por dois tabuleiros independentes. As condicionantes locais, em particular o atravessamento da Avenida do Mar, obrigou a desencontrar os alinhamentos dos pilares

dos dois tabuleiros de forma a evitar o recurso a vãos maiores do que os vãos-tipo da obra, tendo sido adoptada a seguinte distribuição:

- Viaduto no sentido de Lisboa: $26,00 + 8 \times 32,00 + 17,32 = 299,32$ m
- Viaduto no sentido de Coima: $17,32 + 8 \times 32,00 + 26,00 = 299,32$ m

Apesar da largura ser ligeiramente inferior, a secção transversal de cada tabuleiro é semelhante à do Viaduto da Trafaria no que diz respeito à altura adoptada, à relação de esbelteza e aos aligeiramentos.

O Viaduto das Freiras é igualmente constituído por dois tabuleiros independentes com a seguinte distribuição de vãos: $26,0 + 3 \times 32,0 + 26,0 = 148,0$ m. A secção transversal de cada tabuleiro é, também, uma laje vigada com duas nervuras trapezoidais de altura constante, neste caso igual a 1,70 m em todo o seu comprimento, resultando uma relação de esbelteza de $L/19$ nos vãos centrais de 32,0 m. Na zona central dos vãos, as vigas possuem um aligeiramento circular com 1,00 m de diâmetro.

Por último, o Viaduto das Laranjeiras é também constituído por dois tabuleiros independentes e apresenta como principais condicionantes locais a presença do Rio Judeu com caudal de cheia centenária de $75 \text{ m}^3/\text{s}$ e o atravessamento da EN 378. Em particular, este atravessamento obrigou a desencontrar os alinhamentos do encontro E2 e do pilar P7 dos dois tabuleiros para que não fosse necessário recorrer a vãos maiores do que os vãos-tipo da obra, dando origem à seguinte distribuição:

- Viaduto no sentido de Lisboa: $24,00 + 5 \times 30,00 + 2 \times 26,00 = 226,00$ m
- Viaduto no sentido de Coima: $24,00 + 6 \times 30,00 + 28,00 = 232,00$ m

A secção transversal de cada tabuleiro é idêntica à do Viaduto das Freiras.

Conforme descrito anteriormente, as dimensões da secção transversal foram ajustadas a cada caso para se ter em consideração os vãos adoptados para cada viaduto e as diferenças nas larguras dos tabuleiros (14,20 m no Viaduto na Ligação à Trafaria, 12,60 m em cada tabuleiro do Viaduto de Belverde e 15,60 m em cada tabuleiro do Viaduto das Freiras e do Viaduto das Laranjeiras). Na figura seguinte apresentam-se as secções transversais adoptadas para os tabuleiros dos quatro viadutos.

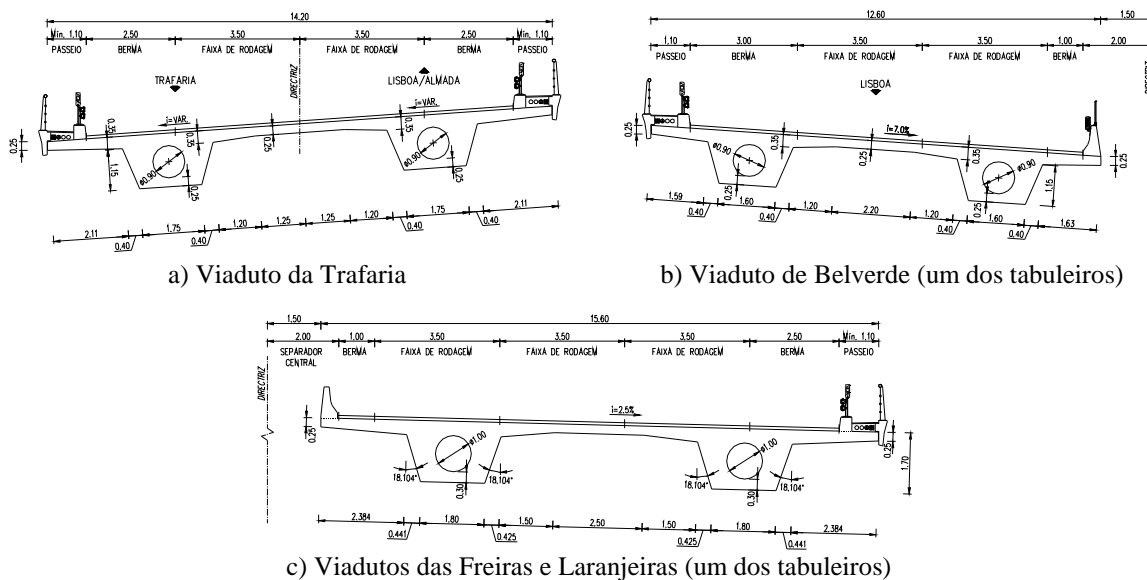


Figura 5. Tabuleiro: Secções transversais

4.2 Pilares

Sendo a altura dos pilares acima do terreno pouco variável e da ordem dos 10 a 15 m em todos os viadutos, procurou-se uma solução que apresentasse, simultaneamente, uma adequada rigidez, uma boa capacidade de absorção das cargas verticais e horizontais transmitidas pelo tabuleiro e uma forma

esteticamente agradável. Foi adoptada a solução de um pilar vertical em betão armado por cada viga (dois por eixo de apoio de cada tabuleiro), com uma secção circular, constante ao longo da sua altura, de 1,40 m de diâmetro no Viaduto de Belverde e 1,50 m nos restantes. Dada a pequena altura a que se desenvolvem os viadutos e a conseqüente proximidade entre o solo e o tabuleiro, decidiu-se, por motivos estéticos, dispensar as travessas no topo dos pilares.

Cada par de pilares dispõe-se num alinhamento ortogonal ao eixo da estrada. Os alinhamentos dos pilares dos dois tabuleiros são coincidentes no caso do Viaduto das Freiras e Laranjeiras, neste último com a excepção dos pilares P7 devido ao atravessamento da EN378. No Viaduto de Belverde, os alinhamentos de pilares são desencontrados ao longo de toda a obra pelas razões referidas no item anterior.

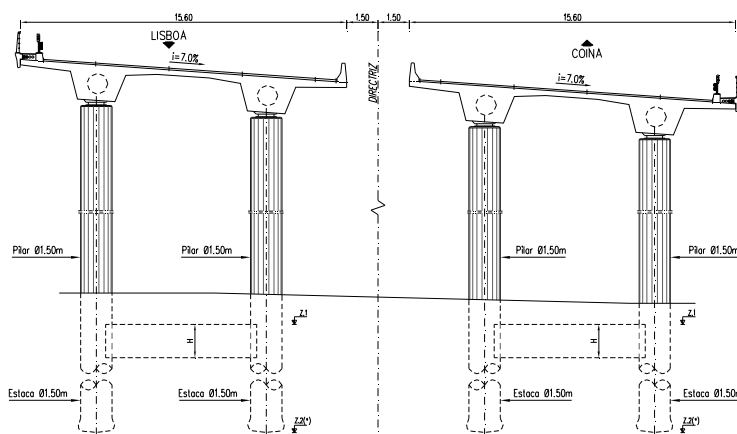


Figura 6 – Corte estrutural (Viaduto das Laranjeiras)

4.2.1 Estratégia anti-sísmica

Uma vez que estamos na presença de viadutos com uma distância ao solo relativamente pequena, conseqüentemente com pilares relativamente baixos, a estratégia anti-sísmica adoptada consistiu em considerar que, durante a ocorrência de um sismo, todos os pilares colaboram na resistência às forças de inércia então geradas.

Nas obras mais extensas (Viadutos de Belverde e Laranjeiras), o comprimento e a reduzida altura dos pilares tornam inviável fixar todos os pilares ao tabuleiro para as solicitações resultantes das deformações impostas pelas variações uniformes de temperatura e pelos efeitos reológicos de betão (retracção e fluência). Por este motivo se concebeu um esquema estrutural em que os pilares mais afastados do centro de rigidez do viaduto são dotados de apoios especiais que integram bloqueadores de forças longitudinais rápidas (“shock transmission units” - STU) que permitem deslocamentos longitudinais para acções de carácter lento (retracção, fluência e variações uniformes de temperatura) e impedem o deslocamento relativo entre pilares e tabuleiro para acções rápidas (frenagem e sismo), actuando, desta forma, como aparelhos fixos para estas acções.

No Viaduto da Trafaria, o apoio nos pilares é feito através de aparelhos de apoio do tipo “pot bearing” fixos em todas as direcções (de livre rotação e deslocamentos impedidos) nos alinhamentos P1 e P4, e por ligações monolíticas nos alinhamentos P2 e P3.

No Viaduto de Belverde, o apoio nos pilares é feito através de ligações monolíticas nos alinhamentos P5 a P7 e por aparelhos de apoio do tipo “pot-bearing” com deslocamento unidireccional especial (STU) nos restantes alinhamentos (P1 a P4 e P8 a P9).

No Viaduto das Freiras, o apoio nos pilares é feito através de aparelhos de apoio do tipo “pot bearing” fixos em todas as direcções (de livre rotação e deslocamentos impedidos) em todos os alinhamentos (P1 a P4).

No Viaduto das Laranjeiras, o apoio nos pilares é feito através de aparelhos de apoio fixos do tipo “pot bearing” nos alinhamentos P2, P3 e P4 e de aparelhos de apoio do tipo “pot bearing” com deslocamento unidireccional especial (STU) nos alinhamentos P1, P5, P6 e P7.

4.2.2 Fundações

No Viaduto de Belverde adoptaram-se, na generalidade, fundações directas por sapatas. No alinhamento de pilares P7 optou-se por considerar fundações indirectas por estacas pelas razões descritas no item 2.2.

Nos restantes viadutos, as fundações dos pilares são indirectas, tendo-se optado, por razões económicas, por uma solução de pilar-estaca com 1,50 m de diâmetro. No caso do Viaduto das Laranjeiras, nos alinhamentos P3 a P5 houve necessidade de considerar estacas de 1,80 m. Em todos os alinhamentos os pilares são ligados transversalmente por uma viga de equilíbrio localizada abaixo do terreno natural.

4.3 Encontros

Em todos os viadutos, cada encontro recebe os tabuleiros através de dois aparelhos de apoio do tipo “pot bearing” dispostos nos alinhamentos das vigas. Longitudinalmente, os tabuleiros têm livre dilatação em ambos os encontros, embora sejam travados na direcção transversal. Todos os aparelhos permitem rotações em ambas as direcções.

Todos os encontros dispõem lateralmente de muros tímpano que se destinam a suportar os acrotérios e os passeios, bem como a dar contenção aos aterros de acesso à obra de arte

4.3.1 Viaduto da Trafaria

Os encontros, em betão armado, são do tipo perdido e são constituídos, cada um deles, por dois montantes ligados superiormente pela viga de estribo e inferiormente por uma sapata. Os montantes têm altura máxima da ordem de 8,50 m. A fundação do encontro E1 é indirecta, sendo constituída por 8 estacas de 1,0 m de diâmetro; por sua vez, o Encontro E2 é fundado directamente por uma sapata.

4.3.2 Viaduto de Belverde

Os encontros são, também, em betão armado e do tipo perdido, sendo constituídos, cada um deles, por quatro montantes ligados superiormente ao nível da viga estribo por um muro de testa central. Os montantes têm alturas máximas de cerca de 7,00 m. Cada um dos encontros é fundado directamente por intermédio de duas sapatas independentes apoiadas no estrato arenoso superior.

4.3.3 Viaduto das Freiras

Ambos os encontros são em betão armado do tipo perdido, sendo constituídos por quatro montantes ligados superiormente ao nível da viga estribo por um muro de testa central. Os montantes têm aproximadamente 4,50 m de altura. Ambos os encontros são fundados indirectamente por estacas. Em cada montante dispõe-se um maciço de encabeçamento apoiado em 4 estacas de 1,0 m de diâmetro.

4.3.4 Viaduto das Laranjeiras

O encontro E1, em betão armado e do tipo perdido, é constituído por quatro montantes ligados superiormente ao nível da viga estribo por um muro de testa central. Os montantes têm alturas máximas de 6,00 m. Em cada montante dispõe-se um maciço de encabeçamento com 4 estacas de 1,0 m de diâmetro. Dada a proximidade da EN378, o encontro E2 é do tipo “cofre”. Este encontro contém uma junta de dilatação a meio, fazendo com que seja constituído por duas partes independentes desalinhasadas em planta. O encontro E2 possui seis montantes interiores com alturas

máximas de 6,10 m. Foram adoptadas fundações directas por intermédio de uma sapata que se encontra dividida pela junta de dilatação já referida.

4. ANÁLISE DIMENSIONAMENTO E PORMENORIZAÇÃO

Para avaliação dos esforços actuantes elaboraram-se vários modelos de cálculo tridimensionais para cada viaduto considerando as condições de apoio dos pilares e encontros e entrando em consideração com a rigidez da fundação. Todos os modelos tridimensionais utilizados na determinação de esforços em pilares são compostos por elementos finitos de barra posicionados no centro de gravidade dos elementos estruturais que representam. Foram consideradas as acções permanentes, incluindo as acções diferidas de retracção, fluência e pré-esforço, as acções variáveis (sobrecargas, variações uniformes de temperatura e vento) e a acção sísmica.

No caso dos viadutos com fundações indirectas, nos modelos de cálculo globais teve-se em consideração o solo circundante através de apoios não lineares ao longo da altura das estacas com comportamento elástico – perfeitamente plástico. Para cada profundidade do terreno definiu-se uma rigidez elástica equivalente e um valor limite da resistência do solo (limite passivo). No cálculo dos valores limite da resistência do terreno para cargas horizontais considerou-se um factor de segurança adicional igual a 1,50 de forma a minorar a força máxima admitida e, por conseguinte, limitar os deslocamentos necessários para a mobilizar.

Para ter em conta a eventual variabilidade das propriedades mecânicas do terreno de fundação e as incertezas subjacentes à modelação solo-estaca, as constantes elásticas dos apoios estimadas em função dos parâmetros geotécnicos do terreno foram majoradas nos modelos de cálculo usados para obtenção dos efeitos da acção dos sismos e das deformações impostas (variações uniformes de temperatura, retracção do betão, etc.). Os esforços obtidos através deste procedimento “conservativo” foram usados para o dimensionamento dos pilares e encontros.

No que diz respeito ao dimensionamento das fundações, foram utilizados modelos locais e foram cumpridos os critérios do “Capacity Design” (capacidade real) da EN1998-2 [1], tendo sido aplicadas as solicitações correspondentes aos esforços resistentes dos pilares convenientemente majorados por factores de sobre-resistência. Os esforços nas estacas foram determinados a partir de modelos locais compostos pela viga de equilíbrio e pelas estacas, sujeito às solicitações atrás descritas. Nestes modelos locais, as constantes elásticas dos apoios não-lineares que modelam o comportamento do solo circundante não foram majoradas, resultando, assim, um dimensionamento “do lado da segurança” uma vez que as cargas actuantes nas fundações foram obtidas com um modelo “mais rígido” do que aquele que serviu para calcular os esforços instalados nas estacas. Desta forma foram tidas em conta as incertezas associadas à modelação da interacção solo-estaca.

De acordo com o Artº 33 do REBAP [2], para pontes em que a energia transmitida pelo sismo seja predominantemente absorvida pela flexão dos pilares e em que se consideram condições normais de ductilidade deve adoptar-se um coeficiente de comportamento de 2,0 para as acções sísmicas horizontais (transversal e longitudinal). No caso do sismo vertical considerou-se um coeficiente de comportamento de 1,0. A análise dos esforços associados à componente vertical do sismo permitiu concluir que, no caso das combinações de acções mais desfavoráveis, os incrementos de esforço axial nos pilares são inferiores a 1% do esforço axial da carga permanente, pelo que estes foram desprezados no seu dimensionamento.

A EN1998-2 [1] estabelece que a filosofia de “capacity design” assegura a hierarquia de resistências dos vários elementos estruturais necessária à formação da configuração pretendida de rótulas plásticas e evita modos de rotura frágeis. Os efeitos de “capacity design” resultam de condições de equilíbrio no mecanismo plástico pretendido, quando em todas as rótulas plásticas se considera instalado um

valor correspondente a um adequado quantil superior da sua resistência à flexão, denominado de momento de sobre-resistência [1]. Com esta metodologia minimizam-se os danos nas estacas ao garantir que a sua capacidade resistente é bastante superior à dos pilares, para que, em caso de sismos de grande intensidade, as rótulas plásticas ocorrem em zonas onde se torna fácil aceder para proceder a trabalhos de reparação, ou seja, na base dos pilares, acima do terreno. Dada a altura dos pilares e a sua acessibilidade, admitiu-se a formação de rótulas plásticas localizadas, respectivamente, na base dos pilares com aparelhos de apoio fixos ou na base e topo dos pilares monolíticos com o tabuleiro.

No caso presente, as combinações condicionantes para a verificação da segurança dos pilares em relação aos estados limite últimos são sempre combinações cuja acção de base é o sismo. Assim sendo, de acordo com EN1998-2 [1], foram desprezados os esforços elásticos devidos aos efeitos das deformações impostas (variações uniformes de temperatura, retracção e fluência devida ao pré-esforço). No entanto, para ter em conta os efeitos de segunda ordem originados pelos deslocamentos devidos às referidas deformações impostas, considerou-se, no cálculo dos pilares, uma imperfeição geométrica (pré-deformação) adicional de valor igual aos referidos deslocamentos. Foram assim considerados os efeitos das deformações impostas sobre a excentricidade do esforço normal no cálculo da encurvadura dos pilares.

A armadura transversal dos pilares foi definida com base nas disposições construtivas do REBAP [2] nas zonas de comportamento elástico dos pilares e com base nos critérios de confinamento de rótulas plásticas da EN1998-2 [1] relativamente às secções dúcteis. Nestes projectos, de acordo com o preconizado no REBAP [2] para estruturas de pontes de ductilidade normal, a resistência dos pilares foi verificada para um coeficiente de comportamento relativo a esforços igual a 2,0, não estando especificadas, neste Regulamento, percentagens mínimas para as armaduras de confinamento. Ainda assim, as armaduras adoptadas nos pilares cumprem as disposições da EN1998-2 [1], nomeadamente as que dizem respeito à cintagem junto às ligações em continuidade com as fundações ou tabuleiro.

5. CONCLUSÕES

A estratégia de concepção global baseada no propósito de encontrar para os quatro viadutos sistemas resistentes coerentes e estruturalmente eficientes foi bem sucedida, tendo sido alcançados os objectivos de conseguir um bom compromisso entre as exigências estéticas e os sempre presentes constrangimentos económicos.

6. AGRADECIMENTOS

Agradecimentos são devidos a todos os colegas da ADÃO DA FONSECA – Engenheiros Consultores, Lda., em particular ao Eng.º Pedro Montenegro, pela colaboração no desenvolvimento dos projectos apresentados, pela contribuição nas discussões onde muitas das soluções finais foram encontradas, pelo entusiasmo na procura das melhores opções e pela incansável dedicação no dia-a-dia que permitiu levar a bom porto as tarefas que nos propusemos executar.

REFERÊNCIAS

[1] EN 1998-2. Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance. Part 2: Bridges. CEN. Bruxelas.

[2] REBAP. Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado. Decreto-lei nº 349-C/83 de 30 de Julho.