



EPF



TRIEDE



Infraestruturas  
de Portugal

EN / ER 218 - Ponte sobre o Rio Maças e Acessos

Estudo Prévio

P8 – Obras de Arte Especiais

Estrutura e Fundações

JANEIRO / 2016

## MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA



MEMBER OF

EPF



**IP – Infraestruturas de Portugal, SA**

**EN / ER 218 - Ponte sobre o Rio Maças e Acessos  
Estudo Prévio  
P8 – Obras de Arte Especiais  
Estrutura e Fundações  
MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA**

**HISTÓRICO DO DOCUMENTO**

Versão n.º	Data	Técnico Responsável	Descrição
0	22 / 12 / 2015	MV	Versão inicial
1	13 / 01 / 2016	MV	Alteração da solução para a ponte sobre o rio Maças



**IP – Infraestruturas de Portugal, SA**  
**EN / ER 218 - Ponte sobre o Rio Maças e Acessos**  
**Estudo Prévio**  
**P8 – Obras de Arte Especiais**  
**Estrutura e Fundações**  
**MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA**

**ÍNDICE**

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>CONDICIONANTES AO PROJECTO.....</b>	<b>2</b>
2.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	2
2.2	TRAÇADO RODOVIÁRIO .....	2
2.3	TOPOGRAFIA.....	3
2.4	GEOLOGIA E GEOTECNIA LOCAL .....	3
2.5	CONDICIONAMENTOS HIDROLÓGICOS E DRENAGEM .....	4
2.6	AMBIENTE, ESTÉTICA E PAISAGÍSTICA .....	4
2.7	SEGURANÇA .....	5
2.8	OUTROS CONDICIONAMENTOS .....	6
<b>3</b>	<b>CONCEPÇÃO – PONTE SOBRE O RIO MAÇAS.....</b>	<b>7</b>
3.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	7
3.2	TABULEIRO .....	7
3.3	PILARES .....	8
3.4	PROCESSO CONSTRUTIVO .....	9
3.4.1	Tabuleiro.....	9
3.4.2	Pilares.....	11
3.4.3	Outros elementos .....	11
<b>4</b>	<b>CONCEPÇÃO – VIADUTO AO KM 0+580 .....</b>	<b>12</b>
4.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	12
4.2	TABULEIRO .....	12
4.3	PILARES E ENCONTROS .....	12
4.4	PROCESSO CONSTRUTIVO .....	13
<b>5</b>	<b>CRITÉRIOS GERAIS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA.....</b>	<b>14</b>
5.1	REGULAMENTAÇÃO .....	14
5.2	VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA.....	14



---

<b>6</b>	<b>MATERIAIS, DURABILIDADE E EQUIPAMENTOS .....</b>	<b>15</b>
6.1	MATERIAIS .....	15
6.2	DURABILIDADE .....	16
6.3	EQUIPAMENTOS.....	16

## QUADROS

Quadro 1 – Descrição do traçado rodoviário em planta.....	2
---	---



## **1 INTRODUÇÃO**

Este documento corresponde à memória descritiva e justificativa do Estudo Prévio das obras de arte especiais do projecto da “Ponte sobre o Rio Maças e acessos”, a qual se insere no novo traçado da EN/ER 218 entre as povoações de Carção e Vimioso, no Distrito de Bragança.

Numa fase preliminar foram analisadas três alternativas de traçado rodoviário, tendo sido concluído que a solução mais adequada prevê a execução da ponte na travessia do rio Maças, bem como a construção de um viaduto entre o km 0+580 e o km 0+810.

As obras de arte especiais deverão comportar um perfil transversal da via constituído por duas faixas de rodagem em sentidos opostos, com uma largura total de 12.00m.

Nos capítulos seguintes serão apresentados e discutidos os principais elementos condicionantes considerados na concepção e desenvolvimento das soluções estruturais, bem como evidenciados os aspectos que efectivamente influenciaram as decisões tomadas. Posteriormente apresenta-se uma descrição detalhada das soluções propostas e processos construtivos preconizados, dos materiais estruturais e equipamentos. É ainda feita referência aos critérios gerais de verificação de segurança adoptados no pré-dimensionamento e validação das opções de carácter estrutural.



## 2 CONDICIONANTES AO PROJECTO

### 2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O desenvolvimento de uma solução estrutural para uma obra de arte é executado segundo três directrizes fundamentais, nomeadamente a estabilidade e segurança estrutural (na fase construtiva e na fase de exploração), a economia da construção e a integração estética e ambiental. Nas secções seguintes apresentam-se, em detalhe, os diferentes aspectos condicionantes ao estudo realizado.

### 2.2 TRAÇADO RODOVIÁRIO

O traçado rodoviário é fundamental no desenvolvimento do estudo das obras de arte consideradas. Em primeiro lugar e relativamente ao viaduto, a totalidade da obra de arte insere-se num trecho recto, que se desenvolve entre o km 0+393.24 e o km 0+844.99. O perfil longitudinal da via na zona do viaduto corresponde a um trainel de inclinação negativa, equivalente a 6.000%.

Em segundo lugar, no que respeita ao atravessamento do rio Maças, o traçado em planta é caracterizado por um desenvolvimento recto numa grande extensão da obra de arte, seguido de um troço em clotóide e outro em curva, à direita. O Quadro 1 escreve o traçado rodoviário na zona de implantação da Ponte sobre o Rio Maças. A ponte insere-se numa curva de concordância vertical côncava, de raio 9500m, que se desenvolve entre o km 1+719.899 e o km 2+755.009. Da análise da rasante é possível concluir que a obra de arte irá situar-se a uma distância máxima relativamente ao terreno de aproximadamente 160m.

Quadro 1 – Descrição do traçado rodoviário em planta

Tipologia	Parâmetro	Início	Final
Clotóide	$A = 170$	Km 1+676.815	km 1+780.029
Recta	$R = \infty$	km 1+780.029	km 2+417.694
Clotóide	$A = 120$	km 2+417.694	km 2+497.694
Curva	$R = 180$	km 2+497.694	km 2+606.856



Para garantir o perfil transversal da via sobre as obras de arte, o tabuleiro das mesmas deverá ter uma largura total equivalente a 12.00m, com as seguintes características:

- Passeio, guarda de segurança, guarda-corpos, cornija..... 1.50 m
- Berma direita ..... 1.00 m
- Duas vias de tráfego (2x3,50) ..... 7.00 m
- Berma esquerda ..... 1.00 m
- Passeio, guarda de segurança, guarda-corpos, cornija..... 1.50 m

## 2.3 TOPOGRAFIA

A análise da carta topográfica à escala 1:2000, obtida a partir de um levantamento aerofotogramétrico, permite concluir que o atravessamento do vale do Rio Maçãs é configurado por um perfil do terreno em V, com encostas de declive acentuado, em particular do lado Poente.

No estudo de soluções previamente realizado foi possível constatar que poderiam surgir dificuldades associadas à execução de um pilar na zona da encosta Poente, na proximidade do centro do vale, uma vez que o talude possui um declive da ordem de 1:1. Por um lado, a execução da fundação suscita preocupações relativamente à execução das operações de escavação e de estabilização do talude. Por outro lado, foi possível confirmar no local as extremas dificuldades de acesso a esta região. Em suma, seria necessário considerar um custo de obra acrescido, associado à execução de qualquer pilar localizado nessa mesma região, que seria bastante desvantajoso para qualquer uma das soluções analisadas inicialmente.

Em virtude dos factos apresentados atrás, concluiu-se ser de absoluta importância o estudo de uma solução que evite que qualquer pilar se insira na zona da encosta Poente, na proximidade do leito do Rio Maçãs. A solução descrita nesta memória vai ao encontro dessa pretensão.

## 2.4 GEOLOGIA E GEOTECNIA LOCAL

De acordo com a Carta Geológica de Portugal 1:500 000 (Serviços Geológicos de Portugal, 1992), a zona de implantação do traçado e nomeadamente da obra Ponte sobre o Rio Maçãs é abrangida pela área Tectono-Estratigráfica dos Terrenos Alóctones, complexo Parautóctone. Percebe-se que na zona vão aflorar os maciços de Morais e Bragança, compostos genericamente por Xistos e Grauvaques do Devónico Superior (DPa).

Segundo o plano de prospecção geológico e geotécnico, “o traçado da via corresponde a uma zona de maciço de rochas metassedimentares, Paleozóicas, comportando unidades polimetamórficas, com passagens de metavulcanitos básicos e ácidos.”

Em geral, estas formações possuem uma grande resistência, mas é possível constatar que as mesmas revelam um elevado nível de perturbação.



O reconhecimento preliminar realizado no âmbito do plano de prospecção geológico e geotécnico sugere que poderão ser adoptadas fundações directas com sapatas, quer para a Ponte sobre o Rio Maças, quer para o Viaduto entre o km 0+580 e o km 0+810.

Para o pré-dimensionamento destes elementos foi considerada uma tensão admissível no terreno de 0.80 MPa, para as fundações dos pilares e encontros. Naturalmente, as condições de fundação, bem como as tensões admissíveis no terreno, deverão ser confirmadas no desenvolvimento das próximas etapas do projecto, tendo por base o relatório do reconhecimento geológico e geotécnico e as sondagens realizadas no terreno.

## 2.5 CONDICIONAMENTOS HIDROLÓGICOS E DRENAGEM

Para estabelecer os condicionamentos hidrológicos, considerou-se a informação constante do estudo hidrológico e de drenagem realizado no âmbito deste Estudo Prévio. Em geral, procura-se garantir a protecção da obra relativamente aos efeitos associados à presença de água e “assegurar a continuidade dos sistemas hídricos existentes, para preservar as características das zonas associadas às linhas de água”.

O traçado das diferentes soluções de traçado obrigam a intercepção de linhas de água afluentes de média e pequena dimensão pertencentes à bacia hidrográfica do Rio Maças. Assim, assinala-se, em primeiro lugar, que a opção pela construção de um Viaduto ao km 0+580.00m permite evitar a afectação de uma linha de água afluente ao Rio Maças. Porém, a principal linha de água interceptada pelos novos traçados propostos é precisamente ao Rio Maças, tendo sido estabelecida a necessidade de garantir as “condições de vazão naturais” do mesmo. Neste sentido, a localização dos pilares foi condicionada no sentido de evitar qualquer interacção entre estes elementos e o leito de cheia do Rio Maças, correspondente a um período de retorno equivalente à vida útil da estrutura (100 anos). O nível estimado para a cota do leito de cheia imediatamente a montante é de 413.5m, a que corresponde uma largura superficial do leito de aproximadamente 72m.

## 2.6 AMBIENTE, ESTÉTICA E PAISAGÍSTICA

As questões estéticas e paisagísticas têm de ser equacionadas no contexto imposto pelo traçado rodoviário (altura da rasante, vão total da obra de arte), em conjunto com as características do vale atravessado.

Relativamente à zona entre o km 0+580.00m e 0+810.00m, colocou-se inicialmente a possibilidade de execução de um aterro com 35m de altura para atravessamento da depressão do terreno. Esta área encontra-se implantada com matos e contém algumas árvores de grande porte. Consta-se ainda que as margens da linha de água atravessada estão ocupadas com olival, que deveria ser mantido. Surge neste contexto a proposta de construção de um viaduto, que permite preservar a linha de água e o olival, bem como um caminho e a sua zona envolvente. Esta alternativa permite ainda reduzir de forma





significativa o volume de terraplenagens e o impacto resultante da execução de um aterro de grandes dimensões.

Considerando o atravessamento do Rio Maçãs, a dimensão da ponte, quer pela sua extensão, quer pela altura, produz um impacto relevante na paisagem, que se procurou reflectir no desenvolvimento da solução. A inclinação das vertentes e profundidade do vale sugere que a qualidade estética da obra pode ser beneficiada através de uma redução progressiva da dimensão dos vãos, desde o centro até às extremidades.

O reduzido número de pilares e a utilização de um fuste único beneficia a transparência da obra de arte. Por outro lado, é comum em pilares altos, adoptar secções tubulares com dimensão variável deste o topo até à base. No contexto do vale atravessado, a localização aproximadamente central do curso de água sugere que a adopção de uma sequência simétrica de vãos é compatível com a própria simetria do vale. No entanto, optou-se por situar o pilar central na margem Nascente, fora da zona potencialmente abrangida pelo nível do leito de cheia.

Relativamente à profundidade do vale, a solução apresentada é bastante esbelta, na medida em que se adoptam valores L/h entre 35 a 40 na zona central dos vãos interiores e da ordem de 15 a 18 sobre os apoios nos pilares interiores. A adopção de uma secção de altura variável é naturalmente ditada pelos elevados esforços que se desenvolvem nos apoios durante a fase construtiva (consola), mas permite também garantir um bom equilíbrio relativamente à dimensão do pilar segundo a direcção longitudinal.

Finalmente, considera-se ainda benéfica a inserção da obra de arte numa curva de concordância vertical de raio muito elevado. Deste modo é possível obter soluções mais fluídas e com superior integração paisagística em vales de profundidade acentuada.

## 2.7 SEGURANÇA

A considerável profundidade do vale do Rio Maçãs, relativamente à rasante do traçado rodoviário proposto, bem como a acentuada inclinação das suas vertentes, suscita dificuldades relativamente ao processo construtivo. Assim, para além de reconhecer os desafios que se colocam à construção deste tipo de estrutura é ainda fundamental perceber que os esforços condicionantes para o dimensionamento estrutural podem ocorrer durante as etapas construtivas. Por conseguinte, o pré-dimensionamento e análise estrutural realizada a nível de Estudo Prévio obrigou a definição das situações de projecto mais condicionantes, no âmbito das disposições normativas aplicáveis.

Convém porém salientar que a solução estrutural apresentada para a Ponte sobre o Rio Maçãs prevê a utilização de uma metodologia construtiva que vem sendo adoptada nas últimas décadas com segurança e fiabilidade, estando ao alcance de diversas empresas que operam no mercado nacional.



## 2.8 OUTROS CONDICIONAMENTOS

No respeitante à durabilidade, o tempo de vida útil considerado para a estrutura é de 100 anos.

Quanto à fiabilidade estrutural da construção, optou-se por classificar a obra de arte de classe II, de acordo com a classificação proposta na EN 1998-2:2005, correspondente à classe CC2 definida no Quadro B.1 do Anexo B da NP EN 1990:2009 – “Consequência **média** em termos de perda de vidas humanas; consequências económicas, sociais ou ambientais **mediamente importantes**”.

No âmbito do Estudo Prévio não foram considerados quaisquer outros condicionamentos relativamente ao desenvolvimento e pré-dimensionamento da solução apresentada no capítulo seguinte.



## **3 CONCEPÇÃO – PONTE SOBRE O RIO MAÇAS**

### **3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS**

Uma vez apresentados os principais elementos condicionantes ao desenvolvimento do projecto da obra de arte, pretende-se neste capítulo descrever a solução estrutural preconizada para a ponte sobre o Rio Maças.

A sucessão de vãos aqui proposta dependeu em grande medida dos condicionamentos hidrológicos relativamente à localização do leito de cheia do Rio Maças, bem como do processo construtivo idealizado. Os vãos propostos correspondem, em geral, a valores que permitem garantir um bom desempenho estrutural e economia na construção e que se inserem na gama correspondente à utilização da técnica dos avanços sucessivos. A obra de arte possui um comprimento total entre encontros de 800.0m, distribuídos da seguinte forma:

$$90.0 + 160.0 + 180.0 + 160.0 + 135.0 + 75.0 = 800.0 \text{ m}$$

### **3.2 TABULEIRO**

Para a gama de vãos apresentada, a solução natural para a estrutura do tabuleiro corresponde ao caixão em betão armado e pré-esforçado, onde se destaca a possibilidade de garantir uma superior capacidade resistente e controlo da compressão inferior sobre os apoios (através do espessamento da laje inferior) e uma maior resistência à torção.

Apesar de, do ponto de vista construtivo, esta opção ser complexa, é precisamente indicada para a execução de acordo com a técnica de avanços sucessivos. A fase construtiva é neste caso condicionante no dimensionamento da secção transversal e condiciona a escolha da esbelteza do caixão. Para vigas contínuas em caixão de altura variável, é comum adoptar valores de esbelteza entre 12 a 20 sobre o apoio, e 33 a 50 no vão, de acordo com a monografia editada pelo IABSE “Concrete Box Girder Bridges”, da autoria de J. Schlaich e H. Scheezy (1982).

A solução proposta neste Estudo Prévio adopta um valor mínimo da altura do caixão de 4.5m ( $L/h = 30$  a 40 nos vãos interiores). Esta altura sofre uma variação parabólica até aos apoios, sendo que a altura da secção foi estudada nessas secções em função da dimensão prevista para as consolas durante a fase construtiva. Assim, sobre o pilar P1 será adoptado um valor de 7.5m ( $L/h = 21.33$ ) para uma consola de 68.0m antes da betonagem da aduela de fecho. Para as secções localizadas sobre os pilares P2 e P3, prevê-se que a consola atinja 88.0m antes da betonagem da aduela de fecho, adoptando-se portanto uma altura da secção de 11.0m

( $L/h = 16.4$  para o vão central de 180m), no sentido de aumentar a inércia da mesma e garantir um melhor controlo das compressões no banzo inferior. Sobre o pilar P4 adopta-se, por motivos estéticos, uma altura da secção de 9.0m ( $L/h = 17.8$  para o vão de 160m), ainda que a consola venha igualmente



a atingir a dimensão de 68.0m. Finalmente, para o pilar P5 será adoptada uma altura da secção de 7.0m ( $L/h = 19.3$  para o vão de 135m), prevendo-se que a consola atinja 63.0m durante a fase construtiva.

Relativamente à secção transversal, a laje superior possui consolas com 2.50m, cuja espessura na extremidade é de 0.20m. Este valor cresce linearmente até 0.40m numa largura de 1.31m e, em seguida, até 0.70m na secção de ligação às almas. Na laje interior, a espessura na ligação às almas é idêntica (0.70m) e varia linearmente até 0.25m em 1.80m. Esta configuração permite acomodar os cabos de pré-esforço superiores, necessários para a verificação da segurança durante a fase construtiva das consolas.

A laje inferior possui uma largura variável, a qual depende da altura da secção transversal, uma vez que se optou por considerar almas de inclinação constante. A largura do banzo inferior é aproximadamente 6.40m sobre os pilares P1 e P5, 6.00m sobre os pilares P2 e P3, e 6.20m sobre o pilar P4. Na zona das aduelas de fecho e junto aos encontros, a largura é aproximadamente 6.64m. A espessura do banzo inferior é variável e assume um valor mínimo de 0.25m nos vãos e junto aos encontros. Porém, na ligação às almas, adopta-se um valor de 0.50m, que permite assegurar o correcto recobrimento e afastamento dos cabos de pré-esforço situados no banzo inferior.

Sobre os apoios, o banzo inferior deve dispor de uma espessura suficiente que permita controlar as tensões de compressão que aí se desenvolvem. Assim, sobre os pilares P1, P4 e P5, a laje inferior possui 1.25m de espessura; sobre os pilares P2 e P3 adopta-se um valor de 1.50m.

As almas do caixão, inclinadas, possuem uma espessura constante e equivalente a 0.40m. Este valor foi condicionado pela verificação dos esforços de compressão que se desenvolvem devido ao esforço transverso e torção, e do dimensionamento realizado em termos de análise transversal. A área da secção transversal varia entre 10.16 m<sup>2</sup> para a zona das aduelas de fecho e na proximidade dos encontros, 17.45 m<sup>2</sup> para a secção sobre o apoio no pilar P1, 21.15 m<sup>2</sup> para a secção sobre o apoio nos pilares P2 e P3, 18.46 m<sup>2</sup> sobre o pilar P4 e 17.11 m<sup>2</sup> para a secção em P5. A estes valores correspondem espessuras médias equivalentes de 0.85 m, 1.45m, 1.76m, 1.54m e 1.43m, respectivamente.

### 3.3 PILARES

De um modo geral, é possível observar que a implantação dos apoios na vertente Poente do vale é condicionada por dois factores principais. Por um lado, grande parte do talude possui um declive da ordem de 1:1 na aproximação ao curso de água, pelo que a implantação de pilares nessa zona levaria a grandes dificuldades na sua execução e obrigaria a trabalhos de estabilização do talude. Por outro lado, é também possível observar uma zona de talude sub-vertical, que limita o posicionamento de qualquer pilar nessa região. Após um exaustivo estudo de soluções, realizado a nível deste Estudo Prévio, concluiu-se que a solução descrita nesta memória seria aquela que permite controlar as



dificuldades de execução de pilares na encosta Poente do vale, cumprindo em simultâneo as condicionantes ao projecto, anteriormente identificadas.

Relativamente à geometria, os pilares possuem uma secção transversal rectangular vazada. Os pilares P1, P2, P4 e P5 possuem uma espessura de 0.45m e as dimensões exteriores crescem na proporção 1:75 (direcção longitudinal) e 1:40 (direcção transversal). No topo as dimensões são: 5.0m x 6.4m, para os pilares P1 e P5; 5.0m x 6.2m, no caso do pilar P1; e 6.0m x 6.0m, para os pilares P2 e P3.

No caso do pilar P3, as faces orientadas segundo o desenvolvimento longitudinal do tabuleiro apresentam três troços com diferentes inclinações, um primeiro junto ao topo com 60m de comprimento e com uma variação de 1:75, um intermédio com 35m de comprimento e uma variação de 1:35, e um terceiro junto à base com 38m de comprimento e uma variação de 1:22. Nesta orientação a espessura do troço inferior varia entre 1.20m e 0.80m, no troço intermédio varia entre 0.80m e 0.45m, e no troço superior assume um valor constante e equivalente a 0.45m. Relativamente às faces orientadas segundo a direcção transversal, a sua dimensão exterior cresce na proporção de 1:40 para cada um dos lados a partir do topo até à base e a espessura das paredes é equivalente a 0.45m.

As dimensões propostas para este pilar resultam de um estudo realizado para o comportamento do mesmo durante a fase de construção das consolas por avanços sucessivos. Pretendeu-se garantir um valor de frequência suficiente durante a fase construtiva, por forma a evitar a gama de frequências em que se faz sentir o efeito de ressonância do vento.

A ligação dos pilares à superestrutura foi estudada através de uma análise dos esforços transmitidos pelas acções lentas e restantes acções horizontais, a qual se apresenta na memória de cálculos justificativos. Para os pilares de extremidade, P1 e P5, serão adoptados dois aparelhos de apoio do tipo panela, unidireccionais, que restringem o deslocamento na direcção transversal à do desenvolvimento da ponte. Nos restantes pilares a ligação será monolítica.

Nos encontros serão adoptados aparelhos de apoio multidireccionais (2 por apoio), bem como batentes longitudinais e transversais em neoprene cintado.

## **3.4 PROCESSO CONSTRUTIVO**

### **3.4.1 Tabuleiro**

Para este tipo de solução, a dimensão dos vãos interiores é crítica relativamente à escolha do processo construtivo, que deverá recorrer à técnica dos avanços sucessivos. A repetição dos vãos centrais é particularmente vantajosa no sentido em que permite a repetição dos processos construtivos.

O método dos avanços sucessivos corresponde à betonagem sucessiva de troços (aduelas) a partir dos pilares, em consola, recorrendo a “carros” de avanços que são colocados sobre a estrutura já betonada e suspendem a cofragem para a execução da aduela seguinte. Em geral, utiliza-se um par



de “carros” de avanços, e a execução é realizada simetricamente a partir de cada pilar, o que permite controlar o momento transmitido no topo. Cada aduela é pré-esforçada após a sua betonagem.

A ligação entre as consolas que partem de pilares adjacentes é realizada com uma “aduela de fecho”. Posteriormente, é realizado o puxe de cabos de pré-esforço na face inferior, os quais irão controlar as tensões de tracção que se desenvolvem no vão durante a fase de exploração.

Para o estudo realizado nesta fase de projecto, a solução idealizada recorre à execução de duas consolas de 68.0m sobre os pilares P1 e P4, duas consolas de 88.0m sobre os pilares P2 e P3 e de 63.0m sobre o pilar P5. Estes valores são referentes à fase que antecede imediatamente a execução da zona próxima dos encontros e das aduelas de fecho.

Sobre os pilares P1 e P4, a solução preconizada envolve a betonagem de 12 aduelas. Para os pilares P2 e P3 deverão ser betonadas 15 aduelas e para o pilar P5 apenas 11. Em geral, o comprimento de cada aduela será variável entre 5.00m, na proximidade do pilar, e 5.75m para as aduelas mais distantes. A dimensão das aduelas poderá ser afinada numa fase posterior, tendo em conta o equipamento disponível à entidade que venha a ser responsável pela execução da estrutura. As aduelas de fecho terão um comprimento de 4.00m e serão ainda executados dois troços de 22.0m e 12.0m, respectivamente junto ao encontro E1 (Carção) e E2 (Vimioso) recorrendo a um cimbre apoiado no terreno.

Será ainda necessário investigar, numa fase posterior do projecto, a instalação de sistemas de equilíbrio exterior das consolas. À partida seriam adoptadas torres metálicas situadas nos pilares P1 e P5 e, nos restantes pilares, um sistema de pré-esforço exterior provisório.

Descreve-se em seguida o faseamento construtivo associado a esta solução.

- **Fase 1**
  - Betonagem das fundações e pilares;
  - Betonagem da aduela inicial sobre o pilar P1;
  - Puxe dos cabos de pré-esforço associados à aduela inicial no pilar P1;
- **Fase 2**
  - Colocação de um par de “carros” de avanços sobre a aduela inicial, com a cofragem para a execução da aduela seguinte (Aduela 1);
  - Colocação das armaduras e betonagem da Aduela 1;
  - Puxe dos cabos de pré-esforço (face superior) da Aduela 1;
  - Avanço do “carro” para a extremidade da Aduela 1, de ambos os lados do pilar.
  - Repetição das operações anteriores até à conclusão da betonagem da última aduela;
- **Fase 3**
  - Repetição das operações descritas na Fase 2 sobre cada um dos pilares seguintes;
- **Fase 4**
  - Execução dos encontros;



- Execução do tabuleiro na proximidade dos encontros, recorrendo a um cimbra apoiado no terreno;
- Puxe dos cabos de pré-esforço inferiores, nos vãos de extremidade, a partir dos encontros;
- **Fase 5**
  - Fecho das consolas em cada um dos vãos através da execução das aduelas de fecho;
  - Puxe dos cabos de pré-esforço inferiores, em cada vão, a partir do interior do caixão.
- **Fase 6**
  - Remoção dos “carros” de avanços;
  - Aplicação de revestimentos e outros equipamentos no tabuleiro;
  - Abertura ao tráfego.

### 3.4.2 Pilares

O processo construtivo destes elementos é fundamentalmente condicionado pela configuração da secção transversal e pela altura destes elementos. No caso dos pilares de altura mais reduzida, em particular P1 e P5, poderão ser adoptados sistemas de cofragem tradicionais, que permitam uma fácil montagem e reutilização

Para os pilares de altura mais elevada, justifica-se a adopção de um sistema de cofragens deslizantes, com moldes sucessivamente elevados em direcção ao topo do pilar através de dispositivos hidráulicos que apoiam nas partes anteriormente betonadas.

### 3.4.3 Outros elementos

Prevê-se a adopção de processos construtivos correntes na execução dos restantes elementos estruturais, tais como os encontros e as fundações.



## 4 CONCEPÇÃO – VIADUTO AO KM 0+580

### 4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Como foi anteriormente estabelecido, este viaduto deverá estar situado entre o km 0+580.00 e o km 0+810.00, de que resulta uma extensão total de 230.0m. Para vencer esta distância propõe-se uma solução de tabuleiro em laje vigada com 8 vãos, de acordo com a seguinte distribuição:

$$25.0 + 6 \times 30.0 + 25.0 = 230.0\text{m}$$

### 4.2 TABULEIRO

A solução estrutural preconizada para a superestrutura corresponde a uma laje vigada, com duas vigas longitudinais, em betão armado e pré-esforçado.

As vigas possuem uma altura de 2.15m (esbelteza  $L/h = 14$ ) e estão afastadas entre eixos de 6.60m. Estes elementos possuem uma largura variável entre 0.70m na base e 1.00m no topo, mantendo-se esta secção constante ao longo de todo o viaduto, com a excepção da região na proximidade dos pilares, onde as vigas sofrem um aumento de espessura gradual para 1.00m na base e 1.30m no topo. Prevê-se que esta transição ocorra numa distância de 5m para cada lado a partir da secção de apoio nos pilares e que a variação de dimensão seja linear.

O tabuleiro possui uma largura total de 12.0m e a sua espessura é variável. Na extremidade das consolas adopta-se um valor de 0.20m que cresce linearmente até 0.40m, na face de ligação com as vigas longitudinais. Na zona interior e numa largura de 3.30m, a espessura da laje é de 0.30m. Este valor varia linearmente até 0.40m na face de ligação das vigas à laje interior, numa largura de 1.15m. A área média da secção transversal do tabuleiro é de aproximadamente 8.00m<sup>2</sup>, correspondente a uma altura média equivalente de 0.67m.

Prevê-se a adopção de pré-esforço longitudinal no tabuleiro, com recurso a dois pares de cabos de pré-esforço em cada viga – dois cabos contínuos de 19 cordões e dois cabos de 12 cordões para reforço nos vãos de extremidade e nos vãos centrais.

### 4.3 PILARES E ENCONTROS

O tabuleiro será apoiado em pilares de betão armado. Em cada alinhamento de apoio existirão dois fustes cilíndricos com 1.60m de diâmetro. Cada uma das vigas apoia em cada um dos pilares através de aparelhos de apoio do tipo panela fixos, ou seja, que permitem a rotação em torno dos eixos do plano horizontal, mas que impedem os deslocamentos nesse mesmo plano. Nos encontros prevê-se a execução de carlingas que irão apoiar em dois aparelhos de apoio do tipo panela, multidireccionais. Porém o tabuleiro será travado transversalmente através de batentes colocados nos topos de cada carlinga, onde serão instalados blocos de neoprene cintado sobre coxins metálicos.





Os encontros são do tipo aparente e serão executados em betão armado e de concepção corrente. Serão constituídos por um muro de testa e viga de estribo, muros de ala e gigantes. A estrutura será fundada directamente, através de sapatas.

#### 4.4 PROCESSO CONSTRUTIVO

Na execução de encontros e pilares prevê-se a adopção de processos construtivos correntes.

Relativamente ao tabuleiro, este será executado através de segmentos de vão, estando as juntas de construção situadas aproximadamente a 1/5 de vão. Tendo em conta a distância entre o tabuleiro e o nível do terreno, prevê-se que a construção adopte um cimbre apoiado no terreno para execução dos tramos de extremidade. Para os tramos interiores, a distância do tabuleiro ao terreno ascende a valores superiores a 20m, pelo que, em alternativa ao cimbre ao solo, pode optar-se por cavaletes provisórios para apoio do cimbre. O apoio destas estruturas deverá ser analisado em relação às condições geotécnicas do terreno durante a construção.

Prevê-se o seguinte faseamento construtivo:

- **Fase 1**
  - Montagem do cimbre e cofragem para execução do primeiro vão e de 1/5 do segundo vão;
  - Colocação de armaduras e betonagem do troço;
  - Puxe de cabos de pré-esforço no troço correspondente.
- **Fase 2**
  - Instalação do apoio do cimbre ao terreno (apoio directo no terreno ou instalação de montantes provisórios) para apoio do cimbre na posição seguinte;
  - Deslocamento do cimbre para o segundo vão e para 1/5 do terceiro vão;
  - Repetição das operações mencionadas na fase 1 para execução de 4/5 do segundo vão e 1/5 do terceiro vão;
- **Fase 3**
  - Repetição da Fase 2 para execução dos restantes segmentos de vão;
- **Fase 4**
  - Remoção do cimbre e das estruturas de apoio provisório;
  - Aplicação de revestimentos e outros equipamentos no tabuleiro;
  - Execução de acabamentos;
  - Abertura ao tráfego.



## 5 CRITÉRIOS GERAIS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

### 5.1 REGULAMENTAÇÃO

As acções consideradas e critérios para a sua quantificação e combinação, bem como os critérios de verificação de segurança foram obtidos a partir da regulamentação europeia, nomeadamente o Eurocódigo 0 (NP EN 1990:2009 e EN 1990:2002/A1) e o Eurocódigo 1 (NP EN 1991-2:2003, NP EN 1991-1-3:2009, NP EN 1991-1-4:2010 e NP EN 1991-1-5:2009).

Na avaliação da acção sísmica, foram consideradas as disposições constantes do Eurocódigo 8 (NP EN 1998-1:2010) e do respectivo Anexo Nacional. O dimensionamento da estrutura relativamente a esta mesma acção foi realizado através da metodologia da capacidade real “Capacity Design”, definida na EN 1998-2:2005. Foi ainda considerada a NP EN 1998-5:2010 na verificação de segurança das fundações. O dimensionamento das estruturas foi realizado de acordo com o Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1:2010 e a EN 1992-2:2005).

### 5.2 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

De acordo com o disposto no Preâmbulo Nacional da NP EN 1990:2009 e na secção 5.1.3 da EN 1992-2:2005, o dimensionamento de pontes deverá ser realizado de acordo com a Emenda A1:2006 (Anexo A2), publicada pelo Comité Europeu de Normalização (CEN). Neste documento constam as combinações de acções relativas às verificações de Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS), bem como valores recomendados para as acções permanentes, variáveis e acidentais e ainda os valores de combinação, frequente e quase-permanente de cada acção variável, expressos pelos factores  $\psi$ . É ainda aplicável para as verificações de segurança durante a fase construtiva.

As expressões que permitem estabelecer as combinações propriamente ditas constam da NP EN 1990:2009 e todos os casos relevantes são apresentados no volume de Cálculos Justificativos do Estudo Prévio.



## 6 MATERIAIS, DURABILIDADE E EQUIPAMENTOS

### 6.1 MATERIAIS

No desenvolvimento da solução estrutural para a ponte sobre o Rio Maças foi considerada a utilização dos materiais que em seguida se apresentam.

Encontros, respectivas sapatas, muros de ala e lajes de transição

- Betão de regularização.....C16/20 (NP EN 1992-1-1:2010)
- Betão .....C30/37 (NP EN 1992-1-1:2010)
- Armaduras passivas ..... A500 NR SD (EN 10080:2005, E460-2002)

Pilares e Sapatas

- Betão de regularização.....C16/20 (NP EN 1992-1-1:2010)
- Betão .....C35/45 (NP EN 1992-1-1:2010)
- Armaduras passivas ..... A500 NR SD (EN 10080:2005, E460-2002)

Tabuleiro

- Betão .....C40/50 (NP EN 1992-1-1:2010)
- Armaduras passivas ..... A500 NR SD (EN 10080:2005, E460-2002)
- Armaduras activas..... Y1860 S7 15,7 (prEN 10138-3:2000)

Para o viaduto prevê-se a utilização dos materiais seguintes:

Encontros, respectivas sapatas, muros de ala e lajes de transição

- Betão de regularização.....C16/20 (NP EN 1992-1-1:2010)
- Betão .....C30/37 (NP EN 1992-1-1:2010)
- Armaduras passivas ..... A500 NR SD (EN 10080:2005, E460-2002)

Pilares e Sapatas

- Betão de regularização.....C16/20 (NP EN 1992-1-1:2010)
- Betão .....C30/37 (NP EN 1992-1-1:2010)
- Armaduras passivas ..... A500 NR SD (EN 10080:2005, E460-2002)

Tabuleiro

- Betão .....C35/45 (NP EN 1992-1-1:2010)
- Armaduras passivas ..... A500 NR SD (EN 10080:2005, E460-2002)



- Armaduras activas ..... Y1860 S7 15,7 (prEN 10138-3:2000)

## 6.2 DURABILIDADE

A durabilidade da estrutura é definida no contexto da garantia de que a mesma será funcional durante um tempo de vida útil, sem encargos de manutenção ou reparação não previstos. O tempo de vida útil considerado para obras de arte especiais é de 100 anos. Em termos regulamentares, a NP EN 206-1 classifica as diferentes acções ambientais com impacto na durabilidade da estrutura (classes de exposição) e estabelece directrizes para assegurar o cumprimento da vida útil especificada para a estrutura.

Foram consideradas as seguintes classes de exposição e recobrimentos nominais:

- Fundações e elementos enterrados ..... XC2  $C_{nom} \geq 55\text{mm}$
- Encontros ..... XC4  $C_{nom} \geq 50\text{mm}$
- Pilares e encontros ..... XC4  $C_{nom} \geq 50\text{mm}$
- Tabuleiro (armaduras passivas) ..... XC4  $C_{nom} \geq 45\text{mm}/50\text{mm}^*$
- Tabuleiro (pré-esforço) ..... XC4  $C_{nom} \geq 55\text{mm}/60\text{mm}^*$

\* valores indicados para tabuleiro da ponte (C40/50) e do viaduto (C35/45).

Relativamente aos valores da classe de teor de cloretos, classe de consistência e diâmetro do agregado mais grosso do betão, deverão ser adoptados os seguintes valores (NP EN 206-1):

- Fundações e elementos enterrados ..... cl 0.4 .....  $\geq S2$  .....  $D_{\text{máx}} = 25\text{mm}$
- Encontros ..... cl 0.2 .....  $\geq S3$  .....  $D_{\text{máx}} = 25\text{mm}$
- Pilares ..... cl 0.2 .....  $\geq S3$  .....  $D_{\text{máx}} = 25\text{mm}$
- Tabuleiro ..... cl 0.1 .....  $\geq S3$  .....  $D_{\text{máx}} = 20\text{mm}$

## 6.3 EQUIPAMENTOS

Relativamente aos equipamentos da ponte e viaduto, prevê-se a adopção dos seguintes elementos:

- Passeios com largura livre de 1.00m, ao longo do tabuleiro;
- Tubagens nos passadiços – 4 tubos  $\Phi 110\text{mm}$  e 3 tri-tubos  $\Phi 40\text{mm}$ ; caixas de visita nas extremidades da obra e caixas de inspecção e passagem de cabos ao longo dos passadiços;
- Guarda-corpos metálico;
- Guardas de segurança metálicas para veículos;
- Acrotérios pré-fabricados em betão armado, confinando os guarda-corpos nos encontros;
- Vigas de bordadura (cornijas) pré-fabricadas em betão armado;
- Sistema de drenagem com sumidouros e tubos de descarga;



São ainda previstos os seguintes equipamentos especiais:

- Juntas de dilatação nas faixas de rodagem, junto aos encontros;
- Aparelhos de apoio, do tipo panela, para suporte do tabuleiro nos pilares e encontros;
- Batentes do tabuleiro em neoprene cintado, nos encontros.

Lisboa, janeiro 2016

A Equipa do Projeto

---

---



TPF - CONSULTORES DE ENGENHARIA E ARQUITETURA, S.A.  
Rua Laura Alves, n.º 12 - 8º-1050-138 Lisboa, Portugal  
Tel. +351 218 410 400  
Fax +351 218 410 409  
[geral@tpf.pt](mailto:geral@tpf.pt)