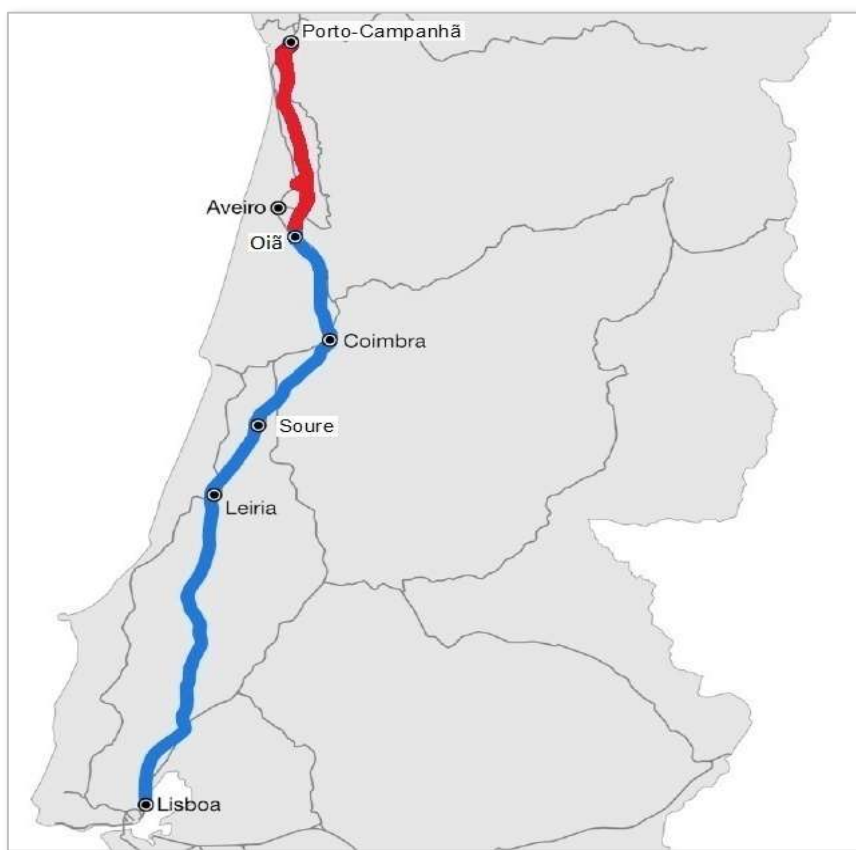


LINHA FERROVIÁRIA DE ALTA VELOCIDADE ENTRE PORTO E LISBOA

PF102 - FASE 1: TROÇO PORTO / SOURE

LOTE A – TROÇO AVEIRO (OIÃ) / PORTO (CAMPANHÃ)



ESTUDO PRÉVIO

VOLUME 02 – INFRA-ESTRUTURA DE OBRAS DE ARTE (VIA FÉRREA)

TOMO 2.1.1 – OBRAS DE ARTE: PONTES E VIADUTOS

Memória Descritiva e Justificativa

Controlo de Assinaturas

Realizado	Revisto	Aprovado Coordenador Projeto
Carlos Vaz Ana Castro José Agostinho	João Prego	João Prego
2023-02-28	2023-02-28	2023-02-28
Data e Assinatura	Data e Assinatura	Data e Assinatura

Não necessita de assinatura se aprovado eletronicamente

Informação do Documento	
Código Documento	
Referência	PF102A.EP.00.10.00.MDJ.00
Revisão	00
Data	2023-02-28
Nome do Ficheiro	PF102A.EP.00.10.00.MDJ.00.docx



Registo de Alterações

Rev	Data	Autor	Seção Afetada	Alterações
00	Fevereiro 2023	Vários	Edição inicial	-----

LINHA FERROVIÁRIA DE ALTA VELOCIDADE ENTRE PORTO E LISBOA**PF102 - FASE 1: TROÇO PORTO / SOURE****LOTE A – TROÇO AVEIRO (OIÃ) / PORTO (CAMPANHÃ)****ESTUDO PRÉVIO****ÍNDICE GERAL DO PROJETO****VOLUME 00 - GERAL**

Tomo 0.1 - Caracterização Geral do Projeto

Tomo 0.2 - Cartografia

VOLUME 01 - INFRA-ESTRUTURA E PLATAFORMA DE VIA FÉRREA

Tomo 1.1 - Terraplenagem e Drenagem

Tomo 1.4 - Vedações

Tomo 1.6 - Restabelecimentos, Serventias e Caminhos Paralelos

Tomo 1.7 - Geologia e Geotecnia

Tomo 1.8 - Estudo Hidrológico

Tomo 1.9 - Muros de Suporte

VOLUME 02 - INFRA-ESTRUTURA DE OBRAS DE ARTE (VIA FÉRREA)

Tomo 2.1.1 - Obras de Arte Especiais: Pontes e Viadutos

Tomo 2.1.2 - Obras de Arte Especiais: Ponte sobre o Rio Douro

Tomo 2.2 - Túneis

Tomo 2.5 - Obras de Arte Correntes

VOLUME 03 – TRAÇADO DE VIA E SUPERESTRUTURA

Tomo 3.1 - Traçado de Via, Estações e Superestrutura

Tomo 3.2 - Ligações à Linha do Norte

VOLUME 05 - SISTEMAS SINALIZAÇÃO E SEGURANÇA DE EXPLORAÇÃO**VOLUME 06 - TELECOMUNICAÇÕES****VOLUME 07 - CATENÁRIA E ENERGIA DE TRAÇÃO****VOLUME 08 - EDIFICAÇÕES****VOLUME 09 - EXPROPRIAÇÕES**

Tomo 9.1 - Plantas de Ocupação

VOLUME 10 - AMBIENTE

Tomo 10.1 - Estudo de Impacte Ambiental

Tomo 10.1.001 - Sumário Técnico Ambiental

Tomo 10.1.002 - Estudo de Impacte Ambiental

VOLUME 11 - SERVIÇOS AFETADOS**Tomo 11.1 - Identificação dos Serviços Afetados**

LINHA FERROVIÁRIA DE ALTA VELOCIDADE ENTRE PORTO E LISBOA**PF102 - FASE 1: TROÇO PORTO / SOURE****LOTE A – TROÇO AVEIRO (OIÃ) / PORTO (CAMPANHÃ)****ESTUDO PRÉVIO****VOLUME 02 – INFRA-ESTRUTURA DE OBRAS DE ARTE (VIA FÉRREA)****TOMO 2.1.1 – OBRAS DE ARTE: PONTES E VIADUTOS****MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA****ÍNDICE**

1	INTRODUÇÃO.....	1
2	NORMATIVOS E LEGISLAÇÃO APLICÁVEL	4
3	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	7
3.1	Ações	7
3.1.1	Ações Permanentes.....	7
3.1.2	Retração.....	7
3.1.3	Fluência.....	8
3.1.4	Impulso de Terras	9
3.1.5	Pré-esforço.....	9
3.1.6	Ações Variáveis	10
3.2	Verificação aos Estados Limites Últimos (ELU)	13
3.2.1	Situação Geral	13
3.2.2	Situação Sísmica	13
3.2.3	Situação de Acidente	13
3.2.4	Verificação à Fadiga	14
3.3	Verificação aos Estados Limites de Serviço ou Utilização (ELS).....	15
3.3.1	Estado Limite de Descompressão	16
3.3.2	Estado Limite de Abertura de Fendas	16
3.3.3	Estados Limites de Deformação	17
4	CONDICIONAMENTOS	20
4.1	Condicionamentos Estruturais e Geométricos	20
4.2	Condicionamentos Ferroviários e Rodoviários	21

4.3	Condicionamentos Geotécnicos	22
4.4	Condicionamentos Hidráulicos	22
4.5	Condicionamentos Estéticos e de Integração Paisagística	23
4.6	Condicionamentos Ambientais	23
4.7	Outros Condicionamentos	24
5	DESCRIÇÃO GERAL DAS SOLUÇÕES	25
5.1	Introdução	25
5.2	Aspetos Particulares para Tráfego de Alta Velocidade	26
5.2.1	Diferença de rigidez na transição plataforma/obra de arte	26
5.2.2	Encontros	27
5.2.3	Juntas de dilatação	27
5.2.4	Interação Via - Estrutura	28
5.2.5	RCT+TP	28
5.2.6	Impermeabilização	28
5.2.7	Drenagem	29
5.3	Tipologia das Obras de Arte Especiais	29
5.3.1	Obras de Arte Especiais – Pontes e Viadutos – Tipo 1A e 1B (vãos de 25m e de 32,5m)...	29
5.3.2	Obras de Arte Especiais - Pontes e Viadutos – Tipo 2 - Vãos até 45 m	32
5.3.3	Obras de Arte Especiais - Pontes e Viadutos – Tipo 3 - Vãos até 60 m	33
5.3.4	Obras de Arte Especiais - Pontes e Viadutos – Tipo 4 - Vãos até 100 m	34
5.3.5	Obras de Arte Especiais - Pontes e Viadutos – Tipo 5 - Vãos até 135 m em “Bow String” ..	36
5.3.6	Obras de Arte Especiais - Pontes e Viadutos – Tipo 6 - Pórticos tipo “fly over” para atravessamento de vias existentes com grande viés	38
5.4	Obras mais significativas	42
5.4.1	Ponte sobre o Rio Vouga (Soluções A e B)	42
5.4.2	Viaduto de Campanhã (Solução C)	43
5.4.3	Viadutos do Monte do Outeiro e de Esmoriz (Solução B)	43
6	MATERIAIS E DURABILIDADE	44
6.1	Betões (classificados de acordo com a NP EN 206-1)	44
6.2	Aços	44
6.3	Classificação das Estruturas de Betão	44
7	QUADROS RESUMO DAS PONTES E VIADUTOS	45

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Esquema de Implantação das Barreiras Acústicas	24
Figura 2 – Secção Tipo 1A – Via dupla – Vãos até 25 m	30
Figura 3 – Secção Tipo 1B — Via dupla Vãos até 32.5 m	31
Figura 4 – Secção Tipo 1A — Via única - Vãos até 25m	31
Figura 5 – Secção Tipo 2 – via dupla - Vãos até 45 m	32
Figura 6 – Secção Tipo 2 – via única - Vãos até 45m	33
Figura 7 – Secção Tipo 3 – via dupla - Vãos até 60m	34
Figura 8 – Secção Tipo 4 – via dupla - Vãos até 100 m	35
Figura 9 – Secção Tipo 5 – via dupla – Vãos até 135m em “Bow String”	37
Figura 10 – Secção Tipo 5 – via única - Vãos até 135m em “Bow String”	38
Figura 11 – Vista em planta da solução de “fly over” sobre uma auto-estrada.	39
Figura 12 – Corte transversal tipo da solução esquemática do “fly over” sobre uma auto-estrada	40
Figura 13 – “fly over” executado pela AVE.....	41
Figura 14 – Secção Tipo 7B – vias em PUEC - Vãos até 25 m	43

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Quadro de Materiais	44
Quadro 2 – Extensão das Pontes e Viadutos	45
Quadro 3 – Quadro de Pontes e Viadutos – Solução A.....	46
Quadro 4 – Quadro de Pontes e Viadutos – Solução B.....	47
Quadro 5 – Quadro de Pontes e Viadutos– Solução C.....	48
Quadro 6 – Quadro de Pontes e Viadutos – Variantes e Interligações.....	49
Quadro 7 – Quadro de Pontes e Viadutos – Ligação a Canelas.....	50

1 INTRODUÇÃO

Foi decidido pelo Governo incluir a construção da Linha de Alta Velocidade Porto-Lisboa no PNI 2030, com o desígnio de reforçar a coesão territorial, através do reforço da conectividade dos territórios e da atividade económica. A construção desta nova linha no Eixo Porto-Lisboa permitirá segregar os tráfegos rápidos e lentos, reduzindo os tempos de viagem e aumentando a capacidade para passageiros e mercadorias. Esta nova linha para tráfego de passageiros será projetada para alta velocidade (doravante AV) e viabilizará um tempo de percurso de 1h15 entre Porto-Campanhã e Lisboa-Oriente.

Esta nova ligação ferroviária será desenvolvida em três fases, articuladas com a Linha do Norte, sendo construída numa primeira fase entre Porto e Soure, próximo de Pombal, e numa segunda fase estendida até à Linha do Norte, no Carregado, e numa terceira fase ligando a LAV no Carregado a Lisboa, através de uma linha independente a construir a norte da Linha do Norte. Este empreendimento está a cargo da IP- Infraestruturas de Portugal.

A IP, decidiu então atualizar os Estudos Prévios, realizados pela ex-RAVE, entre 2004 e 2012, visando definir os corredores que serão avaliados nos Estudos de Impacte Ambiental (EIA), para obtenção das correspondentes Declarações de Impacte Ambiental (DIA) favoráveis para a Fase 1 - Porto / Soure.

Nos anteriores Estudos Prévios desenvolvidos pela ex-RAVE, o troço Porto / Soure encontrava-se subdividido nos seguintes lotes:

- Lote E_1º Trecho - Vila Nova de Gaia / Estação de Campanhã
- Lote A - Aveiro / Vila Nova de Gaia
- Lote B - Soure / Mealhada

Essa subdivisão foi ajustada aos objetivos atuais do empreendimento, o que passa pela incorporação do trecho Vila Nova de Gaia – Estação de Campanhã, no Lote A e pela alteração das designações dos lotes, pelo que as novas designações passaram a ser as seguintes:

- Lote A – Aveiro (Oiã) / Porto (Campanhã)
- Lote B - Soure / Aveiro (Oiã)

A atualização dos Estudos Prévios para a Fase 1 - Porto / Soure, teve por base os estudos anteriormente desenvolvidos pela ex-RAVE, respeitando todos os restantes pressupostos e requisitos do atual empreendimento, sendo um dos principais a adoção da bitola ibérica de 1668 mm, em vez da bitola de 1435 mm, adotada nos estudos da ex-RAVE.

A atualização do Estudo Prévio do Lote A manteve os mesmos eixos estruturantes dos traçados, que são as Soluções A e B, embora com algumas alterações, decorrentes das novas localizações do início e do final do lote, e do surgimento de variantes de traçado e de novas interligações entre as Soluções A e B.

A fronteira entre os Lotes B e A, que corresponde ao início do Lote A, foi deslocada cerca de 1,3 km para norte. Quanto ao final do Lote A, que no estudo prévio da ex-RAVE, se localizava no encontro sul da ponte de São João, foi agora deslocado para a estação de Campanhã, situada na margem norte do rio Douro. Os finais das Soluções A e B foram deslocados do encontro sul da ponte de São João para um ponto comum, localizado a sul da nova estação de Santo Ovídio.

Adicionalmente, foi criada uma nova ligação ferroviária à Linha do Norte, na zona de Canelas, de modo a permitir aceder à estação de Aveiro atual.

Foram estudadas variantes aos traçados anteriormente desenvolvidos pela ex-RAVE, de modo a ter em contas, essencialmente, a identificação de novos conflitos territoriais devidos ao crescimento da ocupação urbana e a novas condicionantes resultantes dos atuais PDM's dos municípios atravessados, tendo resultado as seguintes situações:

- Variantes que substituíram os traçados originais das Soluções A ou B do E.P. da ex-RAVE, como foram os casos seguintes:
 - O traçado atual da Solução A, entre o pk 1+500 e o pk 6+000, apresenta um afastamento de cerca de 100 a 150 metros em relação ao original.
 - Variante da Solução B, entre o pk 6+100 e o pk 14+036, para evitar a afetação da ERSUC, o que levou à aproximação da LAV em relação à autoestrada A1.
 - Variante da Solução B, entre o pk 39+314 e o pk 57+599, em Arada, Maceda e Esmoriz, para minimização das afetações destes núcleos urbanos, o que foi conseguido aproximando a LAV da autoestrada A29.
- Novos traçados alternativos às Soluções A ou B, mantendo-se os traçados originais das soluções do E.P. da ex-RAVE, como são os casos seguintes:
 - Variante de Monte Mourão, com uma extensão de 6.170 m, que é uma alternativa à Solução A, entre o pk 43+700 e o pk 49+887, posicionada a poente desta, logo mais próxima da A29, de modo a evitar interferir com as zonas industrial e habitacional de Monte do Outeiro.
 - Variante de Vila Nova de Gaia, com 14.660 m de extensão, que é uma alternativa à Solução A, entre o pk 51+500 e o pk 66+320, que permite minimizar as afetações de núcleos urbanos em Serzedo e em Vilar do Paraíso.
- Interligações entre as Soluções A e B, tendo-se mantido as previstas no estudo original, embora num dos casos com ajustes no traçado, a que se adicionou uma nova ILBA, sendo a situação final a seguinte:
 - ILBA de São João de Loure, com 5.078 m de extensão, que constitui uma nova interligação, entre o pk 10+142 da Solução B e o pk 15+096 da Solução A.
 - ILBA de Canelas (anteriormente designada ILBA12), que é uma interligação já prevista no estudo original, ligando o pk 18+696 da Solução B ao pk 25+356 da Solução A.

- ILAB de Loureiro- o estudo original previa a interligação ILAB12, que foi modificada para minimizar as afetações na localidade de Loureiro, passando por isso a designar-se ILAB de Loureiro, que agora liga o pk 27+722 da Solução A ao pk 31+187 da Solução B.
- ILBA de Ovar- interligação com 7.186 m, que une o pk 33+765 da Solução B, com o pk 47+200 da Solução A, o que permite desviar a LAV de uma zona localizada entre a A1 e a A29, onde a Câmara de Ovar tem prevista a construção de um centro empresarial e de um parque fotovoltaico.
- Traçados alternativos em Vila Nova de Gaia:
 - Dado que as Soluções originais A e B não permitem a passagem na zona de Santo Ovídio, em Vila Nova de Gaia, localização escolhida para uma nova estação LAV subterrânea, houve necessidade de estudar novos traçados passando por este local e ligando à estação de Campanhã, apenas sendo viável a solução seguinte:
 - Solução C - ligando a estação de Santo Ovídio à estação de Campanhã através de uma nova travessia do rio Douro, localizada cerca de 200 metros a montante da ponte de São João.

O presente documento refere-se ao estudo preliminar das Obras de Arte Especiais: Ponte e Viadutos, desenvolvido no âmbito da atualização do Estudo Prévio da Ligação Ferroviária de Alta Velocidade Porto / Lisboa – Troço Aveiro (Oia) – Porto (Campanhã), designado por Lote A. Não faz parte deste documento o estudo da Ponte sobre o Rio Douro que é apresentado em documento autónomo no Tomo 2.1.2.

O estudo das pontes e viadutos, desenvolvido sobre traçados à escala 1:5000, teve como base a atualização das soluções desenvolvidas nos estudos da ex-RAVE. Neste documento são igualmente tidos em conta aspetos como execução, durabilidade, manutenção, interferências com a funcionalidade de obras adjacentes e impacto estético.

Na implantação das obras, e para a avaliação dos constrangimentos geométricos e territoriais, foi tida em conta a cartografia disponível à escala 1:5000 e ainda ortofotos, que datam de 2021.

Assim, tendo em consideração a atual fase do estudo e partindo da definição das pontes e viadutos feita no estudo de traçados, procedeu-se a uma análise de tipologias mais adequadas para as estruturas ferroviárias, tomando em consideração aspetos como:

- Permeabilidade transversal da via, no caso de cruzamentos com os cursos de água a diferentes níveis, e/ou o cruzamento com elementos da rede nacional rodoviária ou ferroviária;
- Aspetos ambientais;
- Topografia do Terreno (altura dos aterros), sobre o qual se desenvolve o traçado ferroviário;
- Características geotécnicas das fundações (capacidade portante) da plataforma ferroviária.

2 NORMATIVOS E LEGISLAÇÃO APLICÁVEL

Os Eurocódigos integram a maioria das normas e recomendações existentes, pelo que foram considerados como as principais diretivas para definição de ações e critérios de dimensionamento.

Sempre que aplicável, foram consideradas as especificações da documentação técnica prescrita pela Union Internationale des Chemins de Fer (UIC) e pela própria IP nas suas obras de arte e relativas a conceção, fundações, estruturas, proteções, durabilidade e equipamento diverso, como exigências mínimas a cumprir nestas obras.

Assim, no desenvolvimento dos estudos e projetos foi observado o estipulado na seguinte regulamentação:

- a) Normas Europeias e Eurocódigos Estruturais (utilizadas as versões em vigor)
- Eurocódigo 0 – Bases para o Projeto de Estruturas
 - Bases para o Projeto de Estruturas (NP EN1990)
 - Anexo A2 – Aplicação para Pontes (EN1990-AnnexA2)
 - Eurocódigo 1 – Ações em Estruturas
 - Parte 1-1 – Pesos Específicos, Pesos Próprios e Sobrecargas (NP EN1991-1-1)
 - Parte 1-3 – Ação da Neve (NP EN1991-1-3)
 - Parte 1-4 – Ação do Vento (NP EN1991-1-4)
 - Parte 1-5 – Ação da temperatura (NP EN1991-1-5)
 - Parte 1-6 – Ações durante a execução (NP EN1991-1-6)
 - Parte 1-7 – Ações de acidente (NP EN1991-1-7)
 - Parte 2 – Ações de Tráfego em Pontes (NP EN1991-2)
 - Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão
 - Parte 1-1 – Regras Gerais e Regras para Edifícios (NP EN1992-1-1)
 - Parte 2 – Pontes de Betão (NP EN1992-2)
 - Eurocódigo 3 – Projeto de Estruturas de Aço
 - Parte 1-1 – Regras Gerais e Regras para Edifícios (NP EN1993-1-1)
 - Parte 1-5 – Elementos Estruturais constituídos por Placas (NP EN1993-1-5)

- Parte 1-6 – *Strength and Stability of Shell Structures* (Resistência e Estabilidade de Estruturas Laminares) (EN1993-1-6)
- Parte 1-8 – Projeto de Ligações (NP EN1993-1-8)
- Parte 1-9 – Fadiga (NP EN1993-1-9)
- Parte 1-10 – Tenacidade dos Materiais e Propriedades Segundo a Espessura (NP EN1993-1-10)
- Parte 2 – *Steel Bridges* (Pontes de Aço) (EN1993-2)
- Eurocódigo 4 – Projeto de Estruturas Mistas Aço-Betão
 - Parte 1-1 – *General Rules and Rules for Buildings* (Regras Gerais e Regras para Edifícios) (EN1994-1-1)
 - Parte 2 – *General Rules and Rules for Bridges* (Regras Gerais e Regras para Pontes) (EN1994-2)
- Eurocódigo 7 – Projeto Geotécnico
 - Parte 1 – Regras Gerais (NP EN1997-1)
- Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos
 - Parte 1 – Regras Gerais e Regras, Ações Sísmicas e Regras para Edifícios (NP EN1998-1)
 - Parte 2 – *Bridges* (Pontes) (EN1998-2)
 - Parte 5 – Fundações, estruturas de suporte e aspetos geotécnicos (NP EN1998-5)
- NP EN 206-1 - Betão. Parte 1: Desempenho, especificação, produção e conformidade;
- NP EN 13670 – Execução de Estruturas em Betão.
- EN 1337-1, EN 1337-2 e EN 1337-3 – *Structural Bearings* (Aparelhos de Apoio)
- EN 15129 – *Seismic Devices* (Dispositivos Sísmicos)
- b) UIC – Union Internationale des Chemins de Fer – Recomendações
 - UIC 717 - Recommendations for the design of bridges to satisfy track requirements and reduce noise emissions;
 - UIC 719 - Earthworks and track bed construction for railway lines;
 - UIC 772-1 - Standard principles for the use of bearings made from various materials for railway bridges;

- UIC 772-2 - Code for the use of rubber bearings for rail bridges;
- UIC 774-1 - Recommendations for the fatigue design of railway bridges in reinforced and prestressed-concrete;
- UIC 774-2 - Distribution of axle-loads on ballasted railway bridges;
- UIC 774-3 - Track - bridge Interaction. Recommendations for calculations;
- UIC 776-1 - Loads to be considered in railway bridge design;
- UIC 776-2 - Design requirements for rail-bridges based on interaction phenomena between train, track and bridge;
- UIC 776-3 - Deformation of bridges;
- UIC 777-1 - Measures to protect railway bridges against impacts from road vehicles, and to protect rail traffic from road vehicles fouling the track;
- UIC 777-2 - Structures built over railway lines - Construction requirements in the track zone;
- UIC 779-1 - Effect of the slipstream of passing trains on structures adjacent to the track.

c) Instruções Técnicas IP

- IT.OAP.001 - Impermeabilização de Tabuleiros em Pontes e Viadutos;
- IT.OAP.002 - Condicionamentos para Projetos de Passagens Inferiores Rodoviárias ao Caminho-de-ferro;
- IT.OAP.003 – Condicionamentos para Projetos de Passagens Superiores Rodoviárias ao Caminho-de-ferro;
- IT.GER.020 - Proteção em Passagens Superiores ao Caminho-de-ferro;
- GR.IT.GER.002-v6 – Retorno da Corrente de Tração, Terras e Proteções;
- GR.IT.CAT.034 - Linhas Aéreas Tração Elétrica Ferroviária 25 kV 50 Hz;
- Nota Técnica de Obras de Arte Especiais, Obras de Arte Correntes e Túneis.

d) Especificações Técnicas de Interoperabilidade, designadamente a ETI para o subsistema “infraestrutura” do sistema ferroviário da União Europeia.

3 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

3.1 Ações

As ações permanentes e variáveis foram quantificadas a partir dos valores constantes do Eurocódigo 1.

Resumem-se seguidamente as ações mais relevantes a considerar no projeto para a plataforma tipo com 14m de largura.

3.1.1 Ações Permanentes

▪ Pesos específicos:

Peso específico do betão armado	25 kN/m ³
Peso específico do betão leve	18 kN/m ³
Peso específico do aço em estruturas	77 kN/m ³
Peso específico do betão betuminoso	24 kN/m ³
Peso específico do balastro	18 kN/m ³
Peso específico do solo.....	19 kN/m ³

▪ Restantes cargas permanentes:

Balastro - 9.1m x 0.5m x 18kN/m ³	82.0 kN/m
Impermeabilização - 9.1m x (0.2 kN/m ² + 0.04mx24 kN/m ³).....	11.0 kN/m
Via férrea	12.5 kN/m
Guarda-corpos metálicos + cornijas	10.0 kN/m
Enchimento passeios 2 x 0.9m x 0.2m x 18 kN/m ³	6.5 kN/m
Muretes caleiras	10.0 kN/m
Tampas caleiras	2.0 kN/m
Total.....	134.0 kN/m

3.1.2 Retração

O efeito da retração será contabilizado de acordo com o preconizado no Anexo 1 do EC2:

i) Extensão uniforme:

$$\varepsilon_{cs}(t-t_s) = \varepsilon_{cso} \beta(t-t_s)$$

ii) Retração de referência (ε_{cso}):

$$\varepsilon_{cso} = [160 + \beta_{sc} (90 - f_{cm})] \times 10^{-6} [-1.55 (1 - (RH/100)^3)], \text{ p/ } 40\% < RH < 99\%$$

$$\text{com } \beta_{sc} = 5$$

iii) Evolução da retração no tempo:

$$\beta_s(t - t_s) = \left(\frac{t - t_s}{0.035h_o^2 + t - t_s} \right)^{0.5}, \text{ com } h_o = \frac{2A_c}{u}$$

Para o cálculo dos esforços devidos à retração, considera-se que, por se tratar de uma ação lenta, será utilizado um módulo de elasticidade ajustado igual a metade do valor do módulo utilizado na análise elástica ($E_c = 50\% \times E_{c,28}$).

3.1.3 Fluência

As ações devidas à fluência serão quantificadas de acordo com o preconizado no Anexo 1 do EC2. A extensão do betão $\varepsilon_{co}(t, t_o)$ no instante t devido à aplicação de uma tensão σ_c no instante t_o é obtida por:

$$\varepsilon_{co}(t - t_o) = \sigma_c(t_o) F(t, t_o)$$

em que se designa $F(t, t_o)$ a função de fluência, dada por:

$$\Phi(t, t_o) = \frac{1}{E_c(t_o)} + \frac{\phi(t, t_o)}{E_c}, \text{ sendo:}$$

$E_c(t_o)$ = módulo de elasticidade à idade do carregamento;

E_c = módulo de elasticidade do betão aos 28 dias;

$f(t, t_o)$ = coeficiente de fluência dado por:

$$f(t, t_o) = f_o \beta_c(t, t_o), \text{ com } \phi_o = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.103 \sqrt[3]{h_o}} \right) \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \frac{1}{0.1 + t_o^{0.20}}$$

$$\beta_c(t, t_o) = \left(\frac{t - t_o}{\beta_h + (t - t_o)} \right)^{0.3}, \text{ sendo } \beta_h = 1.5 \times \left(1 + (0.012 \text{ HR})^{18} \right) \times h_o + 250 \leq 1500 \text{ dias}$$

onde: f_o é o coeficiente de fluência de referência;

$\beta_c(t, t_o)$ representa a evolução da fluência no tempo.

Para o cálculo dos esforços devidos à fluência, considera-se que, por se tratar de uma ação lenta, será utilizado um módulo de elasticidade ajustado igual a metade do valor do módulo utilizado na análise elástica ($E_c = 50\% \times E_{c,28}$).

3.1.4 Impulso de Terras

Os impulsos de terras, utilizados no cálculo dos elementos estruturais adjacentes à OA, deverão ser avaliados com base nos coeficientes de impulso ativo ou em repouso, consoante a possibilidade de deformação do elemento em estudo.

Para a verificação das seções em betão armado, deve considerar-se o coeficiente de repouso.

Para o solo envolvente da obra, admite-se os seguintes parâmetros:

$$\gamma_{\text{solo}} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 30^\circ$$

3.1.5 Pré-esforço

As ações hiperstáticas dos cabos deverão ser quantificadas a partir dos valores do pré-esforço/pós-esforço útil.

Os valores do pré-esforço aplicados devem ser considerados a partir dos valores máximos do pré-esforço na origem P_o , tendo em conta as limitações de tensão nos cabos indicadas pela regulamentação em vigor:

- Limitação das tensões de pós-esforço na origem com o macaco em serviço:

$$\sigma_{po} \leq 0.75 f_{puk}$$

$$\sigma_{po} \leq 0.85 f_{p0.1k}$$

- Limitação das tensões de pós-esforço iniciais após a retirada do macaco:

$$\sigma_{po} \leq 0.70 f_{puk}$$

$$\sigma_{po} \leq 0.80 f_{p0.1k}$$

- Após a dedução de todas as perdas de pós-esforço:

$$\sigma_{po} \geq 0.50 f_{puk}$$

em que f_{puk} e $f_{p0.1k}$ são respectivamente as tensões características de rotura e o limite convencional de proporcionalidade a 0.1% do aço de pós-esforço.

As perdas instantâneas e diferidas nas armaduras de pós-esforço deverão ser recalculadas após conhecimento do sistema de pré-esforço específico a adoptar.

Para as estimativas preliminares pode considerar-se que: $P_o \approx 1.15 \times P_\infty$.

3.1.6 Ações Variáveis

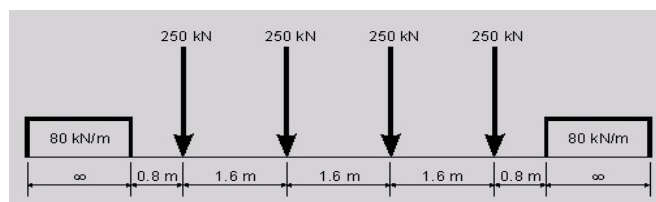
3.1.6.1 Sobrecarga Ferroviária

Nesta fase, não estando ainda definidos os tipos de comboios que irão circular na linha, devem considerar-se três tipos de comboio, de acordo com o preconizado para este tipo de obras:

- O comboio representativo de um tráfego normal, e correspondente ao Load Model 71 do EC1, para análises estáticas ou pseudo-estáticas considerado com os respectivos coeficientes dinâmicos;
- Os comboios tipo de alta velocidade definido no EC1 (Load Model HSLM-A e HSLM-B) correspondentes a composições de passageiros de velocidade mais elevada mas mais leves, a considerar nas análises dinâmicas com as limitações impostas no Anexo E;
- Os dois comboios definidos no Anexo D (Tipo 3 e 4 para comboios de passageiros de alta velocidade) para a verificação à fadiga.

Conhecidas as composições que irão circular na linha as análises dinâmicas deverão incluir essas composições, com coeficientes dinâmicos calculados em conformidade com o Anexo C do EC1.

No Estudo Preliminar, a sobrecarga ferroviária admitida é basicamente o comboio-tipo LM71.



Essa carga é afetada do coeficiente dinâmico, definido de acordo com o EC1 que é função do vão e das exigências de manutenção da linha. Considera-se nesta fase uma linha com manutenção standard.

a) Fator de Classificação

Na aplicação do nº 6.3.2 – Modelo de carga LM71 e nº 6.3.3 – Modelo de carga SW/0 2, o valor característico das cargas verticais deverá ser multiplicado pelo fator de classificação $\alpha = 1,33$.

b) Coeficiente Dinâmico

Para efeitos da definição do coeficiente dinâmico de acordo com o nº 6.4.5.2 da EN 1991-2 deverá considerar-se o coeficiente Φ_3 correspondente à “manutenção corrente”.

Foram ainda consideradas as restantes ações específicas de pontes ferroviárias indicadas no EC1, aplicadas em simultâneo com as cargas verticais, nomeadamente:

- Força centrífuga força horizontal, atuando em direção normal ao eixo da via em curva, atuando 1.80 m acima da cabeça do carril e considerando o raio máximo da curva, velocidade de 350km/h e o fator de redução preconizado para o LM71;
- Força de lacete força horizontal, atuando em direção normal ao eixo da via, ao nível do carril, com o valor de 100 kN, na posição e sentido mais desfavorável;
- Força de arranque força longitudinal uniformemente distribuída ao longo do carril, com o valor de 33kN/m para os comboios tipo com um valor total máximo de 1000 kN;
- Força de frenagem força longitudinal uniformemente distribuída ao longo do comprimento carregado com o valor de 20kN/m para os comboios tipo LM71 e HSLM com um valor total máximo de 6000 kN.

Tratando-se de uma linha com vias múltiplas, a sobrecarga ferroviária deve ser ainda considerada nos impulsos de terras como uma carga uniformemente distribuída na plataforma com o valor de 30 kN/m².

3.1.6.2 Variações Térmicas Uniforme e Diferencial

Obras de betão

Em fase de estudo preliminar considerou-se:

Variação uniforme no tabuleiro $\pm 15^{\circ}\text{C}$

Variação diferencial no tabuleiro $+ 10^{\circ}\text{C}$ (valor nominal)

Coeficiente de dilatação térmica $10 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$

3.1.6.3 Ação do Vento Transversal sobre a Ponte e sobre o Material Circulante

- O vento atua nas três direções:
 - A direção X corresponde à direção transversal;
 - A direção Y corresponde à direção longitudinal;
 - A direção Z corresponde à direção vertical, perpendicular ao tabuleiro e com sentido inverso ao da gravidade.

- Não se consideram simultaneamente as duas direções horizontais, pelo que se tem:
 - Vento X + Vento Z
 - Vento Y + Vento Z
- A ação do vento é definida de acordo com:
 - Tipo de Terreno a determinar obra a obra
 - $v_b = 27.0$ m/s – vento de referência para a Zona A

3.1.6.4 Ações Sísmicas

- Zonas sísmicas consoante o concelho em que se localiza a obra (Anexo nacional do EC8);
- Coeficientes de comportamento (nas análises simplificadas) a avaliar de acordo com o sistema estrutural;
- Devem considerar-se os impulsos adicionais que podem gerar-se nos encontros e muros (diagramas invertidos) devidos às ações sísmicas.

3.1.6.5 Ações em Passeios e Guarda-Corpos

Carga vertical uniformemente distribuída com 2 kN/m^2 ou carga concentrada de 10 kN nos passeios e carga horizontal uniformemente distribuída aplicada ao nível superior da guarda com 1 kN/m .

3.1.6.6 Ações de Acidente

Para contemplar situações de acidente evitando o colapso de parte substancial da estrutural deverão verificar-se duas situações:

- **Descarrilamento de um comboio que se mantém entre muros guarda-balastro (Verif. dos ELU de Resistência):**
Esta ação deve ser simulada através da ação simultânea de dois grupos de cargas hipotéticas (pontuais e lineares) correspondentes à ação do comboio LM71 multiplicado por 1.4 atuando fora dos carris em qualquer ponto entre muros nos termos e cumprindo os limites indicados no EC1 (§ 6.7).
- **Descarrilamento de um comboio que atinge o bordo do tabuleiro (Verif. do ELU de Estabilidade da estrutura ou de colapso do bordo do tabuleiro):**

Para a verificação da estabilidade da estrutura, no todo ou em parte, e evitar o colapso do bordo do tabuleiro numa situação de descarrilamento, deve considerar-se uma carga vertical linear de 112 kN/m atuando em 20m no bordo do tabuleiro, conforme especifica o EC1 (§ 6.7).

3.2 Verificação aos Estados Limites Últimos (ELU)

Os Estados Limites Últimos visam garantir a segurança da estrutura, dos equipamentos e dos utilizadores.

De acordo com a regulamentação nacional, a verificação da segurança em relação aos Estados Limites Últimos (ELU) deve ser feita em termos de esforços com base na condição:

$$S_d \leq R_d$$

em que S_d e R_d designam respetivamente os valores de dimensionamento do esforço atuante e do esforço resistente.

No que se refere à análise sísmica devem considerar-se as disposições do Eurocódigo 8.

3.2.1 Situação Geral

De um modo geral, para a verificação aos ELUs utiliza-se a seguinte combinação fundamental:

$$S_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{gi} S_{Gi,k} + \gamma_q \left[S_{Qi,k} + \sum_{j=1}^m \psi_{0j} S_{Qj,k} \right]$$

em que:

$S_{Gi,k}$ - esforços resultantes de ações permanentes consideradas com os seus valores caraterísticos.

$S_{Qi,k}$ - esforço resultante da ação variável base tomada com o seu valor caraterístico.

$S_{Qj,k}$ - esforços resultantes das restantes ações variáveis tomadas com os seus valores caraterísticos.

3.2.2 Situação Sísmica

No caso da ação variável de base ser a ação sísmica a combinação obtém-se da expressão:

$$S_d = \sum_{i=1}^n S_{Gi,k} + S_{EK} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qj,k}$$

em que:

S_{EK} - valor do esforço da ação sísmica;

ψ_{2j} são os coeficientes associados aos valores quase permanentes ($\psi_{2j} S_{Qj,k}$) das restantes ações variáveis.

3.2.3 Situação de Acidente

No caso de se tratar de uma combinação de acidente:

$$S_d = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Fa} + \sum_{j=2}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

3.2.4 Verificação à Fadiga

A verificação à fadiga é particularmente importante nas obras ferroviárias. De um modo geral e para todo o tipo de obras (em betão, em aço ou mistas) a verificação consiste em balizar a flutuação de tensões na estrutura, dentro de limites perfeitamente definidos nos regulamentos ou Eurocódigos aplicáveis a esse tipo de obras.

Uma verificação rigorosa obriga uma análise dinâmica recorrendo aos comboios definidos para o efeito no Anexo D do EC1. Caso se conheçam as composições a circular na via deverão adicionalmente considerar-se também os comboios reais, com efeitos ampliados pelos coeficientes dinâmicos calculados a partir da velocidade de projeto (majorada) nos termos do Anexo C do EC1. A verificação consiste em comparar para o nº de ciclos associado à vida útil da estrutura, o valor da flutuação da tensão na obra com o valor resistente obtido de curvas logarítmicas S-N do material (que nos dão o intervalo de tensão resistente em função do nº de ciclos) dividido por um coeficiente minorativo γ_{fat} .

O cálculo simplificado do intervalo de tensões permitido (ou do coeficiente de dano equivalente) para a fadiga em pontes ferroviárias e cada material é definido nos Eurocódigos EC2, EC3 e EC4 e seus anexos, respetivamente para as estruturas de betão armado pré-esforçado, aço e mistas, a partir:

- do tipo de estrutura – sistema estrutural e geometria;
- do volume de tráfego;
- do nº de vias;
- da vida útil a considerar.

A verificação é normalmente feita admitindo 100 anos de vida útil.

No caso das estruturas de betão, por exemplo, é proposta uma forma simplificada de verificação no capítulo 3 do Anexo NN (NN.3).

A combinação para a verificação da fadiga obtém-se de:

$$S_d = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \gamma_q \psi_1 S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{2j} S_{Qjk} + S_{Fat}$$

em que S_{Fat} é o valor condicionante associado do esforço associado à ação variável cíclica considerada para a fadiga (valor raro) e as restantes siglas tem o significado expresso nos parágrafos anteriores.

Na Verificação aos ELU, Os coeficientes de segurança γ_{gi} e γ_q , a aplicar respetivamente para ações permanentes e variáveis são:

- peso próprio da estrutura _____ $\gamma_g=1.35$ ou 1.00 (conforme mais desfavorável)
- pré-esforço _____ $\gamma_g=1.00$
- restantes cargas permanentes _____ $\gamma_g=1.35$ ou 1.00 (conforme mais desfavorável)
- impulsos (laterais) de terras _____ $\gamma_q=1.5$ ou 0.0
- ação devido ao tráfego ferroviário _____ $\gamma_q=1.45$ ou 0.0
- restantes ações variáveis _____ $\gamma_q=1.5$ ou 0.0
- ações de acidente _____ $\gamma_q=1.0$ ou 0.0

Os coeficientes de redução ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 devem ser considerados de acordo com o preconizado no Eurocódigo 0.

Ação	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas ferroviárias	0.8	0.6	0.4 ou 0
Sobrecargas em passeios	0.8	0.6	0.4 ou 0
Ações Térmicas	0.6	0.6	0.5
Ações do vento	0.75	0.5	0

3.3 Verificação aos Estados Limites de Serviço ou Utilização (ELS)

Os Estados Limites de Serviço ou Utilização (ELS) visam garantir:

- A funcionalidade dos elementos estruturais e equipamentos durante a sua vida útil e por inerência a sua durabilidade;
- O conforto dos utilizadores;
- Uma adequada aparência à obra.

De acordo com a regulamentação, a verificação da segurança em relação aos ELS deve ser feita em termos da grandeza física (ação ou efeito) em causa, por forma a garantir que esteja balizada entre os limites impostos pela norma ou recomendação.

Em relação aos Estados Limites de Serviço (ELS) ou de Utilização, devem ser considerados os seguintes estados:

- Estado Limite de Descompressão (estruturas de BAP);
- Estado Limite de Abertura de Fendas (estruturas de BA, BAP e mistas aço/betão);
- Estados Limites de Deformação
 - flecha vertical absoluta;
 - deslocamento longitudinal (interação estrutura-via);
 - rotações absolutas;
 - empenamento;
- Estados Limites de Vibração
 - frequências de vibração vertical, transversal e longitudinal;
 - aceleração vertical;
- Estado Limite de Compressão.

3.3.1 Estado Limite de Descompressão

A combinação a considerar na Verificação da Descompressão de acordo com os Eurocódigos deve ser definida nos documentos de aplicação nacional.

Em Portugal, nas obras ferroviárias tradicionais de B.A.P. impõe-se para a Combinação Frequente de Ações, de acordo com as diretivas da Infraestruturas de Portugal, o que corresponde a um nível de exigência acima do preconizado.

Complementarmente deve exigir-se pelo menos que, quando a sobrecarga considerada é o comboio de Alta Velocidade (comboio real ou Load Model HSLM), a verificação da Descompressão seja feita considerando a combinação rara, opção essa que garantirá desde logo um melhor comportamento à fadiga e de um modo geral à deformação.

3.3.2 Estado Limite de Abertura de Fendas

Para a Verificação da Abertura de Fendas impõe-se a:

- Combinação frequente de ações nos elementos em B.A.P. limitando a abertura a um valor máximo de 0.2 mm por razões de durabilidade da obra ferroviária;
- Combinação quase-permanente de ações nos elementos em BA limitando a abertura a 0.3 mm.

3.3.3 Estados Limites de Deformação

3.3.3.1 Deformação Vertical (Flecha)

A verificação da deformação vertical para tabuleiros ferroviários é feita, nesta fase, impondo a compensação da flecha a longo prazo para as ações permanentes (considerando a ação do pré-esforço+contra-flechas) e uma flecha instantânea inferior ao preconizado no EC0 e EC1 para obras com tabuleiro em viga contínua à passagem de um único veículo LM71, garantindo-se assim o conforto dos passageiros.

Em termos práticos, a aplicação da regra nesta fase preliminar corresponde à limitação da flecha devida à sobrecarga a **L/2500**, nas condições expostas. Nas fases seguintes o valor poderá ser afinado considerando um comboio real (a afinar nas fases seguintes dos estudos).

3.3.3.2 Deslocamento Longitudinal (Interação Estrutura-Via)

O deslocamento longitudinal permitido à estrutura é ditado pelo estudo da interação estrutura-via, que se admite por ora seja balizada pela Recomendação UIC 774-3. Devem limitar-se

- a variação da amplitude das juntas de dilatação;
- o movimento de translação relativo entre carris e tabuleiro;
- os movimentos absolutos de translação e rotação do tabuleiro nas juntas;
- as tensões nos carris, por efeito indireto da estrutura através do balastro.

Face à complexidade do comportamento de alguns dos elementos envolvidos, nomeadamente do balastro e dos aparelhos de apoio, é imperativa a consideração de um modelo não linear, com integração passo a passo, que permita uma adequada simulação do comportamento real daqueles elementos considerando as ações mais significativas que interessam ao problema e anteriormente explicitadas nomeadamente:

- frenagem – considerada numa das vias de acordo com o EC1;
- arranque – considerada em simultâneo com a frenagem de acordo com o EC1;
- temperatura – considera-se uma variação de temperatura de ± 35 °C para quantificar o diferencial carris-tabuleiro;
- ação vertical – considerou-se o esquema de cargas Load Model 71 do EC1.

Em termos práticos e, de acordo com o exposto no capítulo 1.7.2 da UIC774-3, os resultados desta análise informática devem provar que:

- o deslocamento horizontal relativo entre carris e tabuleiro devido à ação conjunta da frenagem e arranque não deve exceder 4mm;
- o deslocamento horizontal absoluto do tabuleiro devido à ação conjunta da frenagem e arranque não deve exceder 5mm;
- o deslocamento horizontal relativo entre as arestas superiores da extremidade do tabuleiro e do estribo devido à flexão vertical gerada pela passagem dos comboios tipo considerando o coeficiente dinâmico não deve exceder 8mm;
- a tensão de compressão nos carris devida à variação de temperatura, à frenagem + arranque e à flexão do tabuleiro devida ao comboio tipo não deve exceder 72N/mm²;
- a tensão de tração nos carris devida à variação de temperatura, à frenagem + arranque e à flexão do tabuleiro devida ao comboio tipo não deve exceder 92N/mm².

3.3.3.3 Rotações Absolutas e Mínimo Raio de Curvatura

Cumprindo os Eurocódigos, a deformação angular relativa entre 2 vãos do tabuleiro na zona dos apoios devida à sobrecarga ferroviária não deve exceder 0.0015 rad.

Por outro lado a deformada não deve apresentar raios de curvatura superiores a 9500m para vãos simplesmente apoiados e 17500m para vãos contínuos.

3.3.3.4 Empenamento

A deformação vertical relativa (empenamento ou *'twist'*) entre as duas fibras longitudinais subjacentes aos 2 carris de uma via (afastadas de 1,435m corresponde à bitola) devida à s/c ferroviária não deve exceder os 1.5mm por cada 3m de via.

3.3.3.5 Frequências de Vibração

Os critérios definidos no EC0 e no EC1, correspondentes a exigências de conforto e estabilidade da via, consistem em impor que a frequência de vibração vertical do tabuleiro estivesse dentro dos limites impostos no EC1, que para a velocidade de 350 km/h e um vão equivalente (L_ϕ) dependente do vão e do tipo e geometria da seção transversal recomenda-se o cumprimento da condição:

$$23.58 \times L_\phi^{-0.592} \leq f(\text{Hz}) \leq 94.76 \times L_\phi^{-0.748}$$

Para um módulo tipo de 180m com 50m de vão máximo a frequência deveria ficar contida entre aprox. entre 2 e 4 Hz.

Por outro lado, e ainda por razões de estabilidade da via, a frequência transversal da obra não deve exceder 1.2Hz.

3.3.3.6 Aceleração Vertical

Por análise dinâmica, a elaborar nos termos definidos no Ec1 por razões de conforto e estabilidade da via, deve comprovar-se que a aceleração vertical do tabuleiro não excede os 3.5m/s^2 à passagem das composições.

3.3.3.7 Compressão Máxima

Por fim, na Verificação à compressão máxima, para além de se impor que a tensão máxima de compressão no betão não exceda $0.60 f_{ck}$ para a combinação característica de ações, recomenda-se, para evitar deformações excessivas por fluência, que o valor da tensão máxima no betão não exceda os $0.45 f_{ck}$ para o valor quase permanente das ações.

4 CONDICIONAMENTOS

4.1 Condicionamentos Estruturais e Geométricos

Em termos estruturais os condicionamentos refletem-se ao nível:

- do sistema estrutural;
- da geometria de toda a estrutura, de um modo geral;
- das ações;
- da rigidez/ deformabilidade;
- da durabilidade.

No que se refere ao sistema estrutural importa desde logo referir que se considera como dado de projeto, a utilização de uma via balastrada e carril longo soldado, o que condiciona fortemente as ações permanentes, a distância entre juntas estruturais e a rigidez longitudinal da estrutura.

Na definição da geometria das plataformas e das próprias soluções, os condicionamentos ferroviários são particularmente importantes, devido aos gabaris horizontais inerentes a estas vias e à disposição das vias e funcionalidade dos equipamentos (caleiras, maciços, postes de catenária e outros) que cumprem disposições rigorosas.

A plataforma dos tabuleiros correntes (duas vias) é definida por:

½ distância entre-vias	2.35m
Distância de segurança entre o eixo da via e o muro guarda-balastro	2.20m
Passadiço, incorporando guardas	<u>2.45m</u>
Largura de ½ plataforma	7.00m
	<u> x 2</u>
Largura total da plataforma.....	14.00m

Quanto ao traçado, o fato de

- em planta o valor limite mínimo do raios ser de cerca de 5.000m;
- em perfil, os raios mínimos serem de cerca de 32.000 e as inclinações máximas de 25‰;

torna as obras praticamente retas, mas, em regra, muito extensas, o que condiciona de forma expressiva a sua conceção estrutural e o seu processo construtivo. O comprimento elevado das obras induz à consideração de estruturas moduladas, para automatização de procedimentos e rentabilização de equipamentos.

Ainda no que se refere às ações, são particularmente condicionantes as ações da frenagem que, face aos comprimentos das obras, atingem valores muito significativos, obrigando a cuidados especiais na conceção do sistema estrutural e das ligações entre o tabuleiro e os pilares.

A deformabilidade deste tipo de estruturas é extremamente condicionada por razões de conforto e de adequado comportamento dinâmico.

Referindo-nos concretamente aos deslocamentos longitudinais, a maior ou menor compatibilização entre os movimentos da estrutura e da via, dita:

- o tipo de sistema estrutura/via – juntas frequentes na estrutura e carril contínuo ou juntas afastadas na estrutura e carril descontínuo com aparelhos de dilatação de via sobre as juntas estruturais;
- o número e posicionamento das juntas de dilatação e consequentemente o número e dimensão dos módulos do tabuleiro.

Para permitir o recurso ao carril longo soldado, de acordo com as recomendações o comprimento dilatável da estrutura não pode ser superior a 90m -100m. Se os pontos fixos da estrutura forem centrados podem assim conseguir-se módulos de com comprimento até 180m -200m, servindo cada junta metade deste comprimento (o que obriga à duplicação das juntas sobre os pilares de transição). Cumprindo este requisito pode estender-se à zona de viaduto a solução de carril longo soldado adotada na plena via, dispensando-se os aparelhos de dilatação de via (ADs), como convém.

4.2 Condicionamentos Ferroviários e Rodoviários

No Volume 0.3 – Traçado de Via e Superestrutura, Tomos 3.1 (eixos LAV) e 3.2 (eixos das ligações à LN de Canelas), são descritas as soluções de traçado estudadas, abordando-se os condicionamentos de traçado associados à adoção de obras de arte especiais - pontes e viadutos - bem como das obras de arte correntes de maior relevância, as quais são apresentadas autonomamente no Tomo 2.5 – Obras de Arte Correntes.

O perfil transversal tipo para via dupla sobre obras de arte apresenta uma largura total de 14,00 m. Esta largura comporta duas vias de 1,668 m de bitola, com uma distância entre eixos de 4,70 m, assente sobre balastro, com pendentes de balastro de 3H/2V. A largura total para implantação do balastro e da via propriamente dita é de 9,10 m e é limitada pelos muretes guarda-balastro. A plataforma completa-se, em cada um dos lados, com um murete guarda-balastro, o soco para apoio dos postes de catenária, a caleira, o passadiço de serviço e o guarda-corpos, totalizando cada conjunto 2.45 m de largura e perfazendo-se assim os 14,00 m de largura total do tabuleiro.

No caso das Ligações à Linha do Norte, cujo perfil transversal apenas comporta uma via, a largura total da obra de arte é de 8.70m, que é composta por uma faixa central balastrada de 4.40m tendo, de um lado o murete guarda-balastro, o soco para apoio dos postes de catenária, a caleira, o passadiço de serviço e o guarda-corpos, totalizando 2.15 m de largura, sendo do outro lado suprimido o soco para apoio dos postes de catenária mas mantendo a mesma largura. Desta forma a obra perfaz uma largura total de 8.70m.

As seções estruturais comportaram, deste modo, a via ferroviária bem como a estrutura da própria catenária. As zonas das consolas permitem acomodar os passadiços, os quais são ladeados exteriormente pela viga de bordadura encimada por um guarda-corpos e interiormente, por uma caleira na qual poderão ser incorporados tubos de polietileno semi-rígidos destinados a passagem de cabos.

A superfície dos passadiços será inclinada a 2% para o interior dos tabuleiros. Estes serão dotados dos dispositivos de drenagem e impermeabilização necessários para evitar que se formem sobre eles toalhas de água nocivas, quer à sua conservação, quer à circulação ferroviária.

4.3 Condicionamentos Geotécnicos

Os condicionamentos geotécnicos têm como base o Estudo Geológico e Geotécnico constante do Tomo 1.7 deste Estudo Prévio ferroviário, no qual é apresentado o reconhecimento geral do cenário geotécnico ao longo de cada solução, bem como é apresentado e justificado o tipo de fundação prevista para cada ponte ou viaduto. No quadro geral das obras são apresentados os tipos de fundação consideradas nas Pontes e Viadutos de cada solução de traçado.

Considerou-se como critério na definição da tipologia das fundações que se deveria incrementar o custo de cada obra, quando a informação geotécnica apontar para fundações indiretas em mais de 30% dos pilares, o que na prática se traduziu por indicar nos quadros de caracterização das obras em causa que a sua fundação em geral é do tipo indireto.

Refere-se que a presente fase de estudos não teve como objetivo o estudo específico das condições de fundação das obras de arte, mas sim a caracterização geológico-geotécnica preliminar dos terrenos interessados, obtendo-se uma estimativa quanto ao tipo mais provável de fundação. O tipo de fundação apresentado para cada obra corresponde, portanto apenas à aferição feita no referido Tomo 1.7 - Geologia e Geotecnia, sendo previsível que, em face de dados específicos relativos às condições geológicas e geotécnicas dos terrenos interessados, venham a sofrer alterações em fases mais adiantadas de estudo.

4.4 Condicionamentos Hidráulicos

Na definição geral respeitante à implantação das obras de arte especiais, em ponte ou viaduto, a zona de atravessamento do Rio Vouga e da baixa aluvionar do vale do Vouga são, sem dúvida, a condicionante hidráulica particular mais importante, em qualquer das soluções de traçado.

Embora não se esperem velocidades significativas sobre o leito de cheia, de acordo com o estabelecido no estudo de Drenagem, apresentado no Tomo 1.1 – Terraplenagem e Drenagem, há que assegurar o escoamento em situação de cheia. Desse modo, resultou que toda a baixa aluvionar do rio Vouga será transposta em viaduto, de modo a garantir a menor interferência possível no escoamento dos caudais de cheia.

A solução estrutural da Ponte sobre o rio Vouga e viadutos de acesso foi também condicionada pelo nível de máxima cheia. Este fato levou à adoção de vãos relativamente pequenos (~25 m) para os viadutos de acesso à ponte e a um vão na ordem dos 90m, em cada alternativa de traçado, sobre o rio Vouga, de modo a evitar a implantação de pilares no leito menor do rio. De qualquer modo o estudo hidrológico e hidráulico realizado demonstrou a suficiência da seção de vazão.

No que respeita às restantes pontes e viadutos das diversas soluções de traçado, de modo a evitar o estrangulamento das seções de vazão causado pela implantação dos encontros, preconizou-se que os mesmos se localizassem a cotas superiores à cota de cheia.

No que respeita à implantação dos pilares, estes devem ser implantados sempre que possível fora dos leitos menores e/ou das galerias ripícolas das linhas de água atravessadas. Nos desenhos de cada obra é apresentada a localização em planta dos apoios, de acordo com este critério.

Os condicionamentos hidráulicos de todo o traçado estão descritos no Tomo 1.8- Hidrologia e e no Tomo 1.1 – Terraplenagem e Drenagem.

4.5 Condicionamentos Estéticos e de Integração Paisagística

Em regra, os viadutos desenvolvem-se em zonas de fraca ocupação urbana. As obras muito expostas pela proximidade de aglomerados urbanos ou por transporem ou serem paralelas a vias rodoviárias com algum significado, obrigarão a cuidados estéticos particulares no desenvolvimento do seu projeto. Isto deve acontecer a partir das fases subsequentes a este Estudo, onde o rigor dos elementos de base é maior e o volume de informação a tratar baixa substancialmente, permitindo um tratamento obra a obra quando a situação o justifica. De facto, a proposta de soluções esteticamente mais arrojadas deve ser sempre acompanhada de um estudo económico comparativo com outras soluções, para uma decisão adequada.

Nesta fase, contudo, procuraram-se na medida do possível, soluções económicas, mas esteticamente equilibradas.

4.6 Condicionamentos Ambientais

Os principais condicionamentos ambientais estão na maioria dos casos associados às travessias de linhas de água por meio de pontes.

Para as obras que se localizam em ambiente mais urbano, acrescem ainda as condicionantes relacionadas com o ruído e vibrações.

O Estudo de Impacte Ambiental irá recomendar quais as medidas de minimização do ruído gerado pela circulação de tráfego ferroviário que deverão ser adotadas ao longo do traçado. O Estudo Acústico irá definir as zonas onde será necessária a colocação de barreiras acústicas.

Quando as zonas definidas incluírem trechos em viaduto, deverá ser garantido o reforço do tabuleiro para a colocação das barreiras acústicas. A solução mais usada para as barreiras acústicas sobre viadutos é constituída por painéis refletor de acrílico com pouca espessura. A fixação das barreiras deverá ser efetuada em substituição do guarda-corpos, conforme desenho esquemático que se apresenta na figura seguinte:

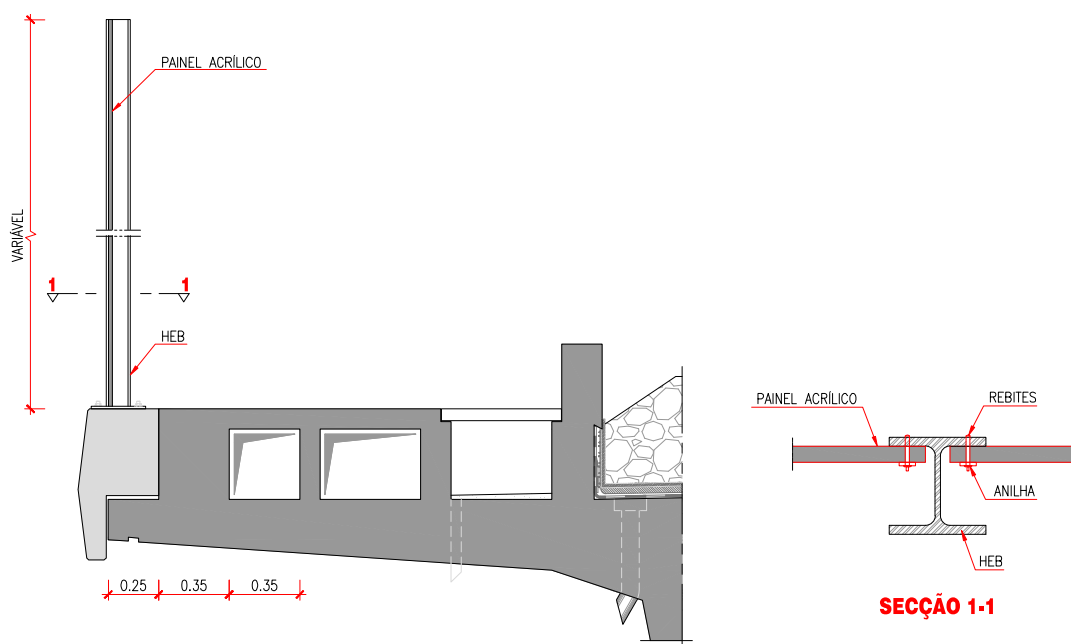


Figura 1 – Esquema de Implantação das Barreiras Acústicas

No que se refere às vibrações, o estudo específico irá definir também quais os viadutos onde será necessário considerar medidas de mitigação do efeito das vibrações (normalmente sob a forma de manta anti-vibrátil em toda a extensão e largura do viaduto).

4.7 Outros Condicionamentos

No desenvolvimento dos projetos e face aos elevados custos de interrupção ou perturbação da exploração dos comboios de alta velocidade, deve existir sempre a preocupação de assegurar um elevado nível de qualidade e durabilidade das obras, nomeadamente na definição dos materiais, dos procedimentos para a sua aplicação em obra, na escolha e fabrico em obra ou unidade industrial dos equipamentos e na definição de todos os sistemas de proteção e manutenção da obra.

Devem proibir-se materiais e componentes que requeiram manutenção assídua e recomenda-se a monitorização dos elementos por forma a avaliar, de forma assídua ou contínua, a sua degradação no tempo.

Nos sistemas e equipamentos comuns às obras tradicionais devem exceder-se sempre os parâmetros mínimos normalmente exigidos.

Devem por fim definir-se sistemas de proteção complementar, como sejam a impermeabilização do tabuleiro e a proteção dielétrica de todas as peças metálicas, nomeadamente as armaduras estruturais (passivas e ativas), as juntas e os aparelhos de apoio, evitando a sua corrosão precoce por influência dos campos eletromagnéticos, o que deve ser feito por isolamento ou implementação de uma rede de terras adequada.

5 DESCRIÇÃO GERAL DAS SOLUÇÕES

5.1 Introdução

Na escolha do tipo de soluções estruturais das obras de arte, nesta fase do estudo, foi preocupação fundamental a adoção de soluções padronizadas por forma a conseguir-se uniformidade e, consequentemente, economia nas obras a construir. Aliás, qualquer abordagem que não passasse por uma tipificação de soluções careceria de sentido, em face da escala a que o estudo se desenvolve. Por outro lado, há toda a conveniência em adotar superestruturas contínuas, não só pelo seu melhor comportamento em face dos efeitos diferidos e pela sua melhor resistência e rigidez global, mas também pela eliminação de descontinuidades estruturais, as quais são inconvenientes perante ao tráfego ferroviário de alta velocidade. Assim, identificaram-se seis tipos de soluções estruturais para Pontes e Viadutos:

- Tipo 1A – solução estrutural com vãos correntes de 25 m com tabuleiros em laje maciça ou nervurada;
- Tipo 1B - solução estrutural com vãos correntes de 32.5 m com tabuleiros em laje maciça ou nervurada;
- Tipo 2 - solução estrutural com vãos correntes de 45 m com tabuleiros em viga caixão de seção constante;
- Tipo 3 - solução estrutural com vãos correntes de 60 m com tabuleiros em viga caixão de seção constante;
- Tipo 4 - solução estrutural com vãos da ordem dos 100 m com tabuleiro em viga caixão de seção variável;
- Tipo 5 - solução estrutural com vãos até 135m m com tabuleiro do tipo “bow-string”;
- Tipo 6 - solução estrutural de pórticos tipo “fly over” para atravessamento de vias existentes com grande viés. Dentro destas, subdividiu-se em cinco sub-tipos consoante o tipo de via atravessada:
 - 6A - atravessamento de auto-estradas;
 - 6B - atravessamento de estradas;
 - 6C - atravessamento da Linha do Norte em via dupla;
 - 6D - atravessamento da LAV em via dupla;
 - 6E - atravessamento da Ligação à Linha do Norte em via única.
- Tipo 7 – soluções estruturais para casos especiais:
 - 7A- tabuleiro de largura variável, com vãos até 25 m;
 - 7B- tabuleiros em zonas de PUEC’ s, com vãos até 25 m;
 - 7C - tabuleiros em zonas de PUEC’ s, com vãos até 45 m, não aplicável a este Lote;
 - 7D - tabuleiros em zonas de PUEC’ s, do tipo “bow-string” com vãos até 135 m.

A opção por cada um dos tipos indicados foi ditada por aspetos relacionados sobretudo com a orografia, nomeadamente pela altura a que as obras se desenvolvem acima do solo e pelas dimensões dos vales a transpor, nos casos de atravessamentos de cursos de água. Em algumas obras foram adotados mais que um tipo de solução estrutural.

A solução estrutural do Tipo 6 poderá, pontualmente, ser de difícil execução sobre uma via de comunicação importante em funcionamento, por poder condicionar a operação rodoviária, pelo que carece de aprovação pela entidade responsável pela exploração da via, o que poderá levar à necessidade da adoção de estruturas com tipologias diferentes do referido.

No ponto seguinte discutem-se algumas questões técnicas específicas de obras ferroviárias para tráfego de alta velocidade, as quais condicionarão o desenvolvimento das soluções. No ponto posterior descrevem-se as soluções consideradas e justifica-se a opção em cada caso específico.

5.2 Aspetos Particulares para Tráfego de Alta Velocidade

5.2.1 Diferença de rigidez na transição plataforma/obra de arte

A variação de rigidez entre a superestrutura apoiada em obra de arte e em aterro é, sem dúvida, um dos pontos chave para a correta exploração e conservação da via. Neste sentido haverá que implementar soluções técnicas apropriadas entre a obra de arte e os aterros de aproximação, de modo a reduzir os assentamentos diferenciais e assegurar a variação progressiva da rigidez da fundação da via.

Os condicionamentos gerais que interferem no tipo de solução dizem respeito fundamentalmente às características geológicas e geotécnicas dos solos na zona de transição e à altura que o aterro apresenta na ligação aos encontros. As normas UIC-719: Ouvrages en terre et couches d'assise ferroviaires preveem uma gama de cenários geotécnicos para os quais apontam soluções caso a caso, cobrindo situações desde zonas de transição em solos moles argilosos até maciços rochosos.

Assim, dum modo geral, pode, nesta fase dos estudos, prever-se uma solução constituída por uma cunha de aterro técnico de transição com duas zonas de transição de rigidez até ao aterro corrente da via: uma primeira cunha a partir do tardo do encontro constituída por materiais tratados com ligantes hidráulicos, seguida de uma segunda zona em cerca de 20 m de extensão com materiais granulares do leito da via-férrea, na qual, por fim, encaixa o aterro corrente da via. Esta solução vai apontada nas peças desenhadas deste estudo.

A dimensão das cunhas de transição e sua tipologia, não só estão dependentes da altura e do tipo dos solos interessados, tal como referido, como também do fato da sua execução poder decorrer associada à execução da obra de arte ou, numa fase posterior, associada à construção da via-férrea.

Do ponto de vista de custos, as cunhas de transição têm um peso mais significativo nas obras de arte especiais de menor dimensão, pelo que na análise de custos isso deve ser tido em consideração.

A campanha de prospeção geotécnica específica para cada obra deverá ter em conta o reconhecimento dos terrenos numa distância, antes e depois dos encontros, equivalente de 3H a 5H, sendo H, a altura da estrutura na zona de transição.

5.2.2 Encontros

O início e o fim das pontes e dos viadutos deverão ser definidos com base na limitação da altura máxima dos encontros que não deve ser superior a 10m, medida entre o terreno natural e a base do balastro.

Estes encontros são, na generalidade, do tipo cofre, de modo a confinar os aterros da cunha de transição e assim evitar a sua deformação junto à estrutura. São, pois, constituídos por uma viga de estribo apoiada em montantes que serão ligados entre si pela sapata de fundação e pela parede de testa. Incluem ainda acrotérios e pequenos muros para contenção dos aterros de acesso à obra e cunhas de transição de rigidez descritas no ponto anterior.

A espessura dos montantes na ligação à parede de frente alarga em cunha de modo a evitar a flexão da parede de frente devido às elevadas cargas verticais transmitidas pelo tabuleiro. A carga vertical é assim transmitida diretamente à fundação, mesmo na situação de substituição dos aparelhos de apoio, a qual está acautelada pela adoção de dimensões e reforços compatíveis com essa operação.

5.2.3 Juntas de dilatação

Nas obras da alta velocidade há que assegurar o controlo preciso da abertura das juntas e da rotação na zona transição para os encontros, de modo a não engendrar tensões excessivas ao nível dos carris e a limitar os efeitos de “up-lift” nos boggies, sob pena de descarrilamento. Neste sentido há que limitar drasticamente as tolerâncias e as deformações admissíveis nas zonas de junta. É de realçar, que para além das rotações induzidas pelas cargas verticais estáticas, e sobretudo dinâmicas, e variações diferenciais de temperatura e dos deslocamentos longitudinais devido a efeitos de temperatura, retração e fluência, há ainda que considerar movimentos laterais devidos às forças centrífugas, do vento e até mesmo da temperatura.

A distância entre juntas de dilatação, que pode variar entre vinte e algumas centenas de metros, depende de um número significativo de fatores de que se destacam o tipo de junta a adotar e as tipologias estruturais. De facto, as tensões ao nível das ancoragens dos carris não podem exceder determinados limites. No caso de obras de grande extensão, ou se adotam tramos curtos simplesmente apoiados, como é o exemplo dos vãos de 40 a 60 m da escola alemã, ou então adotam-se placas de compensação nas juntas. As placas de compensação são dispositivos que apoiam sobre o encontro e sobre o tabuleiro da obra de arte e que permitem minimizar os efeitos negativos dos deslocamentos verticais derivados das rotações relativas. Estas placas são fixas na direção transversal e permitem os deslocamentos longitudinais.

Naturalmente que toda esta questão tem significado e consequências sobretudo ao nível da manutenção que as juntas exigem. Refira-se a este propósito que outras redes de alta velocidade encaram as juntas de dilatação nos carris como órgãos a evitar a todo o custo, o que conduz, prevalecendo este critério, à adoção de obras de arte de tramos independentes simplesmente apoiados.

5.2.4 Interação Via - Estrutura

A conceção das pontes e dos viadutos ferroviários é largamente condicionada pela interação longitudinal entre a via-férrea e a estrutura, pelo que deve ser prestada a maior atenção a esta condicionante, incluindo a verificação da necessidade de aparelhos de dilatação, logo na fase inicial da conceção.

Preferencialmente as obras de arte devem ser projetadas, de forma a não ser necessário recorrer a aparelhos de dilatação (AD) ou, não sendo de todo possível, no sentido de reduzir ao mínimo o número destes aparelhos, respeitando o definido na ficha 774-3R da UIC.

A necessidade de aplicação de AD's terá que resultar da análise interativa com a especialidade de via, devendo ser privilegiadas as soluções que os evitem.

As soluções propostas apontam no sentido da segmentação do tabuleiro em troços monolíticos que permitem dispensar ADs, contando-se apenas com os pilares para absorver as forças horizontais, em alternativa a uma solução em que se recorria ao uso de bloqueadores oleodinâmicos para o efeito.

Os aparelhos de dilatação de via (ADs), obrigatórios em estruturas contínuas, devem evitar-se, pois acarretam normalmente elevados custos de manutenção. Em termos práticos, a dispensa é permitida se o comprimento dilatável da estrutura for inferior a 90m, pelas razões indicadas em 4.1, dimensão que deve ser verificada e confirmada, fazendo uma análise de interação estrutura-via. Se os pontos fixos da estrutura forem centrados, a distância máxima permitida entre juntas de dilatação da estrutura é da ordem dos 180-200m, devendo contudo o sistema de juntas ser definido por forma a que cada junta absorva apenas a deformação longitudinal correspondente a 90-100m de tabuleiro. Modulando as obras de acordo com este requisito, pode estender-se aos viadutos a solução de carril longo soldado adoptada na plena via, dispensando-se os ADs. De um modo geral, foi esta a opção seguida no presente Estudo Preliminar. Procurou-se generalizar, na medida do possível, o módulo de 180-200m, ajustando a implantação dos apoios à localização dos obstáculos.

.Concomitantemente será, também, efetuada a verificação das tensões instaladas nos carris pelas deformações das Obras de Arte.

5.2.5 RCT+TP

Deve ser garantida a ligação à terra de todos os elementos metálicos, incluindo as armaduras passivas e ativas, tendo de ser cumprido o estipulado em termos do sistema de retorno de corrente de tração e terras e proteções (RCT+TP) no normativo da IP GR.IT.GER.002-v6.

5.2.6 Impermeabilização

Deverá ser prevista a impermeabilização dos tabuleiros, de acordo com a instrução técnica da IP, IT.OAP.001 – Impermeabilização de Tabuleiros em Pontes e Viadutos.

5.2.7 Drenagem

A drenagem do tabuleiro ferroviário será concebida por inclinação transversal e/ou longitudinal da face superior da laje do tabuleiro, e organizando, se necessário, a superfície daquela face superior, em mais de uma água, sendo o transporte da água efetuado por tubos de queda localizados em pilares e encontros. A disposição de tubos de queda deve cingir-se às situações sobre vias ou outras infraestruturas onde a concentração de água seja indesejável, podendo nos restantes casos substituir-se essa solução por tubos de descarga livre, mas dispostos com reduzido afastamento.

A solução deve verificar os seguintes critérios:

- Altura de água acumulada no balastro é inferior a 25 mm para a chuvada com período de retorno de 10 anos;
- Altura de água acumulada no balastro é inferior a 125 mm para a chuvada com período de retorno de 100 anos.

Quaisquer elementos coletores de drenagem que venham, eventualmente, a ser utilizados para o efeito, nunca poderão ser colocados a uma profundidade menor que 0,30m medidos a partir da face inferior das travessas de via, limitação esta independente da sua localização em planta, devido à necessidade de garantir que a atuação das máquinas atacadeiras de via não irão danificar aqueles elementos.

O tardo dos encontros e muros de ala deverão ser drenados para os órgãos de drenagem geral, através da colocação de um sistema de recolha de águas adequado. As caleiras dos aterros adjacentes aos muros de ala ou de avenida, consoante o caso, dever-lhes-ão ficar ligadas, através de armadura adequada, para evitar eventuais assentamentos destes elementos.

O sistema de drenagem do tabuleiro e o encaminhamento das águas para o sistema de drenagem geral deverá ser articulado e integrado no projeto geral de drenagem respectivo.

Nos estribos dos encontros e nos topos dos pilares, devem ser definidas as inclinações necessárias para garantir a drenagem eficiente do topo destes elementos.

5.3 **Tipologia das Obras de Arte Especiais**

Em seguida são apresentadas as soluções estruturais tipo para as pontes e viadutos considerados neste estudo. São apresentadas para as situações de via dupla ferroviária em plena via e via única ferroviária para as ligações à Linha do Norte.

5.3.1 Obras de Arte Especiais – Pontes e Viadutos – Tipo 1A e 1B (vãos de 25m e de 32,5m)

A adoção de tabuleiros em laje maciça ou nervurada revela-se uma solução económica para vãos correntes da ordem dos 25 m e tem sido largamente utilizada em obras deste tipo nas vias ferroviárias de alta velocidade na Europa. Correntemente é utilizada em situações em que se torna necessária a adoção de obras esbeltas por via da necessidade de respeitar condicionamentos relacionados com o gabarito vertical sobre as vias atravessadas. Apresenta ainda outras vantagens, das quais se

destaca a possibilidade de reaproveitamento de cofragens e a facilidade de construção, permitidas pela relativa simplicidade geométrica da seção transversal.

O seu campo de aplicação está, no entanto, limitado a situações em que a construção recorra a cavalete apoiado no solo, o que só se afigura viável quando a altura máxima da rasante não ultrapasse cerca de 20 m. Pontualmente considera-se viável atingir os 25 m de altura máxima. Acresce a esta limitação a necessidade de garantir condições de fundação adequadas aos cavaletes a utilizar.

As soluções deste tipo consistem em tabuleiros contínuos, em betão armado e pré-esforçado longitudinalmente, no caso de obras betonadas “in situ”. Admite-se a adoção de solução em laje maciça aligeirada. Nestes casos admite-se que o vão corrente poderá andar na ordem dos 32.5m.

Na generalidade os pilares serão constituídos por seções de extremidade circular. Estes pilares serão em betão armado, de seção constante ao longo de toda a altura. Sempre que possível o tabuleiro deverá ser monolítico com os pilares na solução betonada “in situ”. Neste ponto descreveram-se os dois sub tipos do tipo 1, o 1A com vãos até 25m, com tabuleiro nervurado de 2.00m de altura, e o 1B com vãos até 32.5m, em laje maciça com 2.50m de altura, cujas seções se apresentam em seguida:

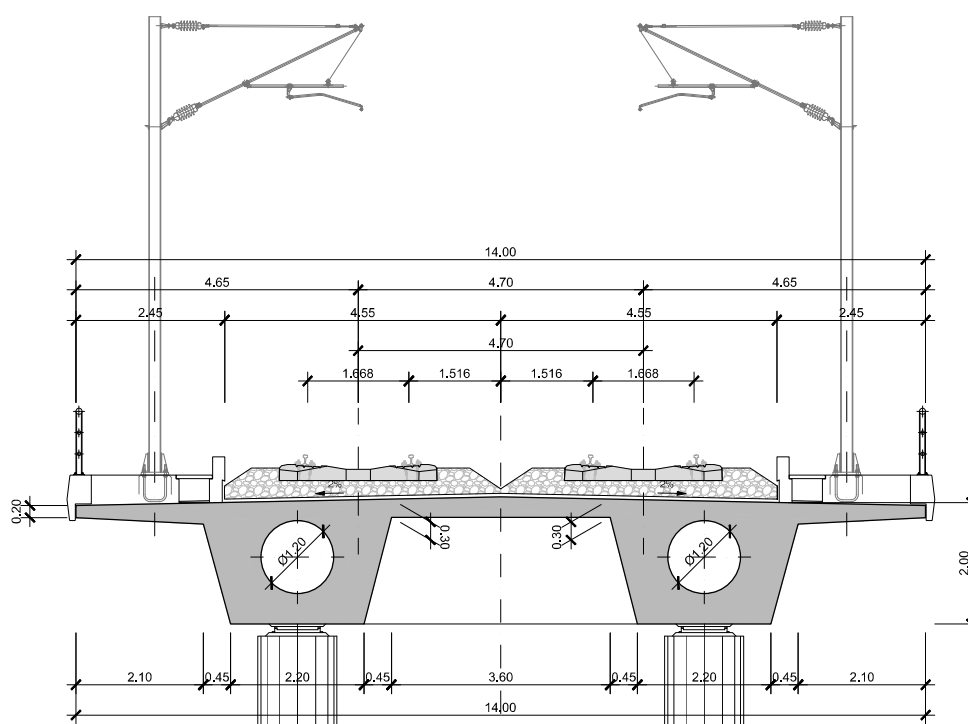


Figura 2 – Secção Tipo 1A – Via dupla – Vãos até 25 m

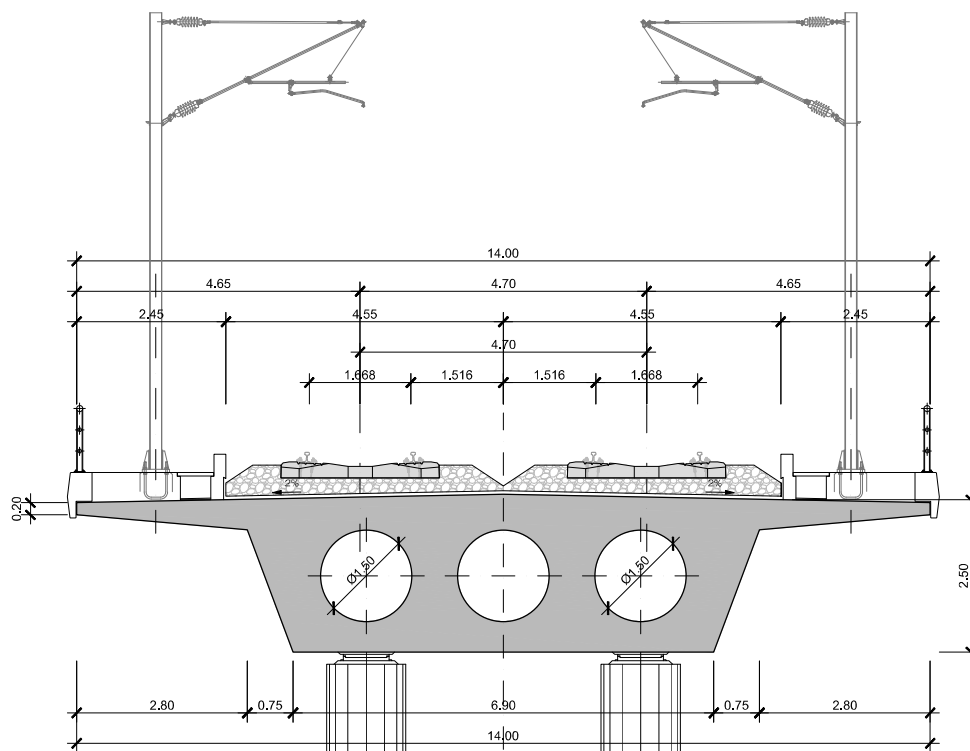


Figura 3 – Secção Tipo 1B — Via dupla Vãos até 32.5 m

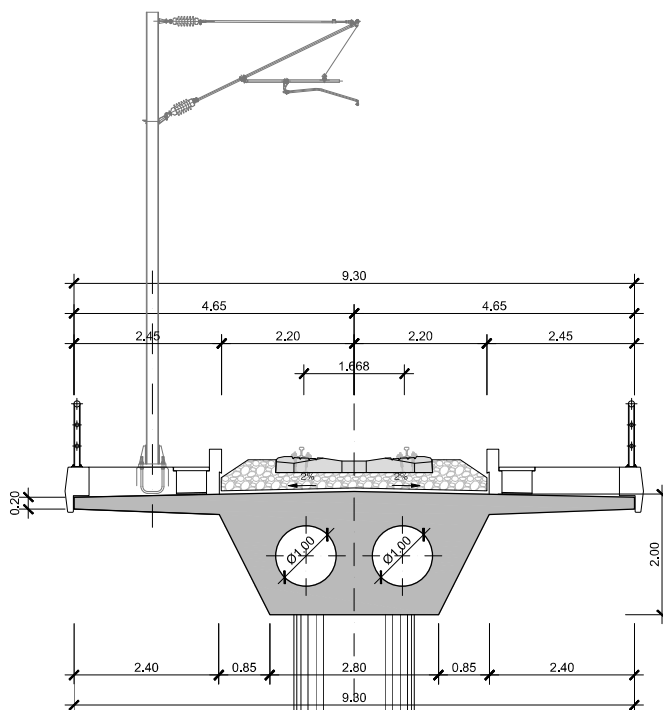


Figura 4 – Secção Tipo 1A — Via única - Vãos até 25m

5.3.2 Obras de Arte Especiais - Pontes e Viadutos – Tipo 2 - Vãos até 45 m

As soluções com tabuleiros em viga-caixão de seção constante e vãos correntes da ordem de 45 m foram adotadas nos casos em que, por via da orografia dos vales a vencer, as rasantes se desenvolvem a alturas em relação ao terreno natural acima de cerca de 20 m e até cerca de 60 m.

Do ponto de vista construtivo, prevê-se que estas obras sejam, em princípio, construídas com recurso a vigas de lançamento. No entanto, o processo de construção pela técnica de lançamento incremental a partir de um dos encontros, poderá vir a revelar-se economicamente viável.

Assim, prevê-se que o tabuleiro, em betão armado pré-esforçado longitudinalmente, apresente uma largura total de 14,0 m e seja constituído por uma viga-caixão unicelular, de inércia constante, com 3,5 m de altura. Em cada tabuleiro a laje superior do caixão prolonga-se lateralmente em duas consolas, de espessura variável, que completam a plataforma. Sobre os apoios, para transmissão das cargas aos pilares, e nos vãos, para rigidificação da seção, os tabuleiros disporão de carlingas transversais.

Em relação aos pilares há a referir que se prevê adotar, sempre que possível, soluções garantindo o monolitismo. Os pilares, em face das alturas que apresentam, serão em geral de seção em caixão de betão armado, garantindo grande rigidez e resistência em serviço e para a fase construtiva.

Apresenta-se na figura seguinte a seção tipo.

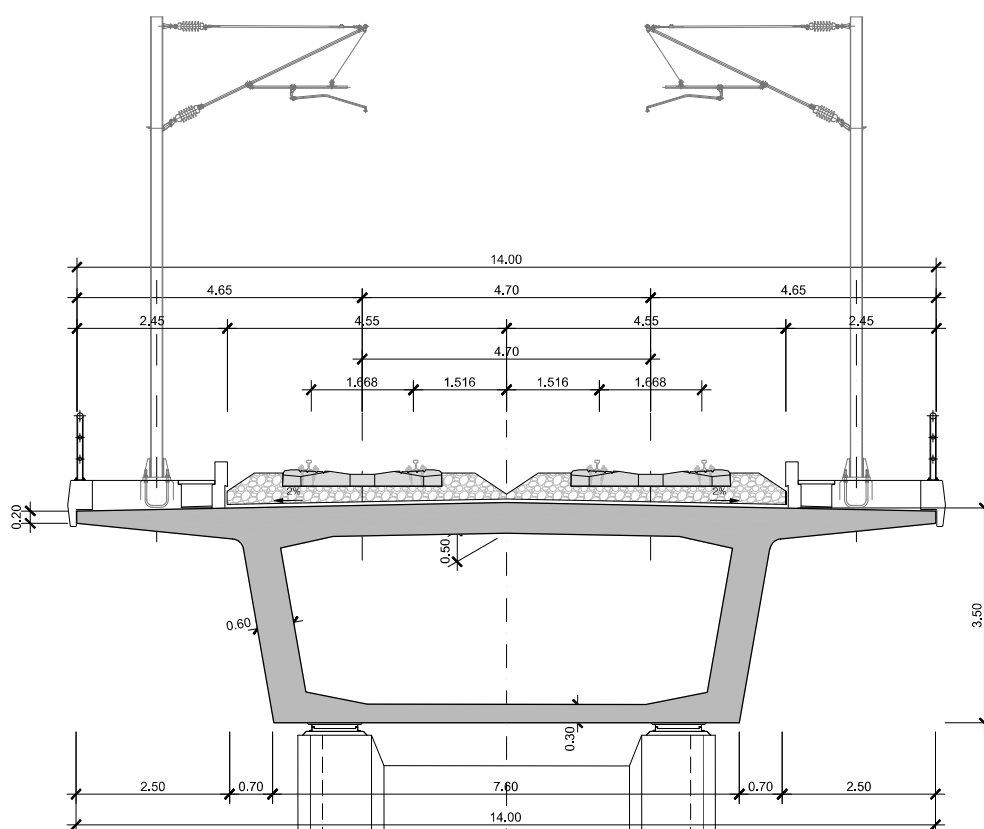


Figura 5 – Secção Tipo 2 – via dupla - Vãos até 45 m

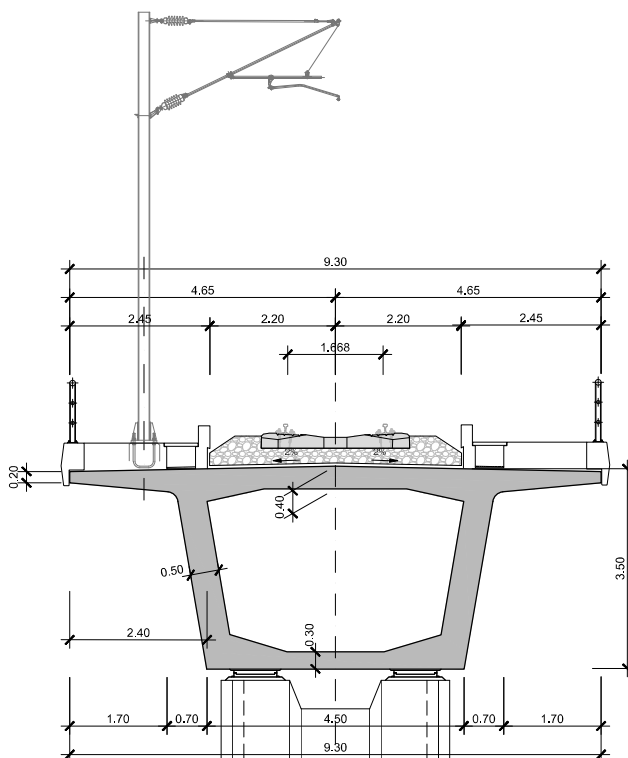


Figura 6 – Secção Tipo 2 – via única - Vãos até 45m

5.3.3 Obras de Arte Especiais - Pontes e Viadutos – Tipo 3 - Vãos até 60 m

As soluções com tabuleiros em viga-caixão de seção constante e vãos correntes da ordem de 60 m foram adotadas nos casos em que, por via da topografia dos vales a vencer, as rasantes se desenvolvem a alturas razoáveis em relação ao terreno natural, ou seja, acima de cerca de 30 m e até alturas de cerca de 90 m.

A adoção de vãos com comprimentos da ordem de 60 m a 70 m, que pela sua dimensão são impraticáveis de construir com recurso a vigas de lançamento e pouco económicos se construídos por avanços, deverão ser construídos com recurso à técnica de lançamento incremental. Repare-se que num empreendimento de grande dimensão e envolvendo um número significativo de obras se pode tornar numa solução rentável, do ponto de vista económico, mesmo para vãos de menor dimensão, em face do grau de industrialização que proporciona.

Assim, prevê-se que o tabuleiro, em betão armado pré-esforçado longitudinalmente, apresente uma largura total de 14,0 m e seja constituído por uma viga-caixão unicelular, de inércia constante, com 4,6 m de altura. Em cada tabuleiro a laje superior do caixão prolonga-se lateralmente em duas consolas, de espessura variável, que completam a plataforma.

Sobre os apoios, para transmissão das cargas aos pilares, e nos vãos, para rigidificação da seção, os tabuleiros disporão também de carlingas transversais.

Os pilares, em face das alturas que apresentam, serão em geral de seção em caixão de betão armado garantindo grande rigidez e resistência em serviço e para a fase construtiva. Na zona de apoio do

tabuleiro foram previstos encabeçamentos de alargamento do fuste do pilar de modo a permitir a plataforma de trabalho para os meios associados ao processo de construção pela técnica de lançamento incremental. Este sistema conduz a que todos apoios sejam materializados por meio de aparelhos de apoio, não havendo por isso, ligações monolíticas entre os pilares e o tabuleiro.

Apresenta-se na figura seguinte a seção tipo.

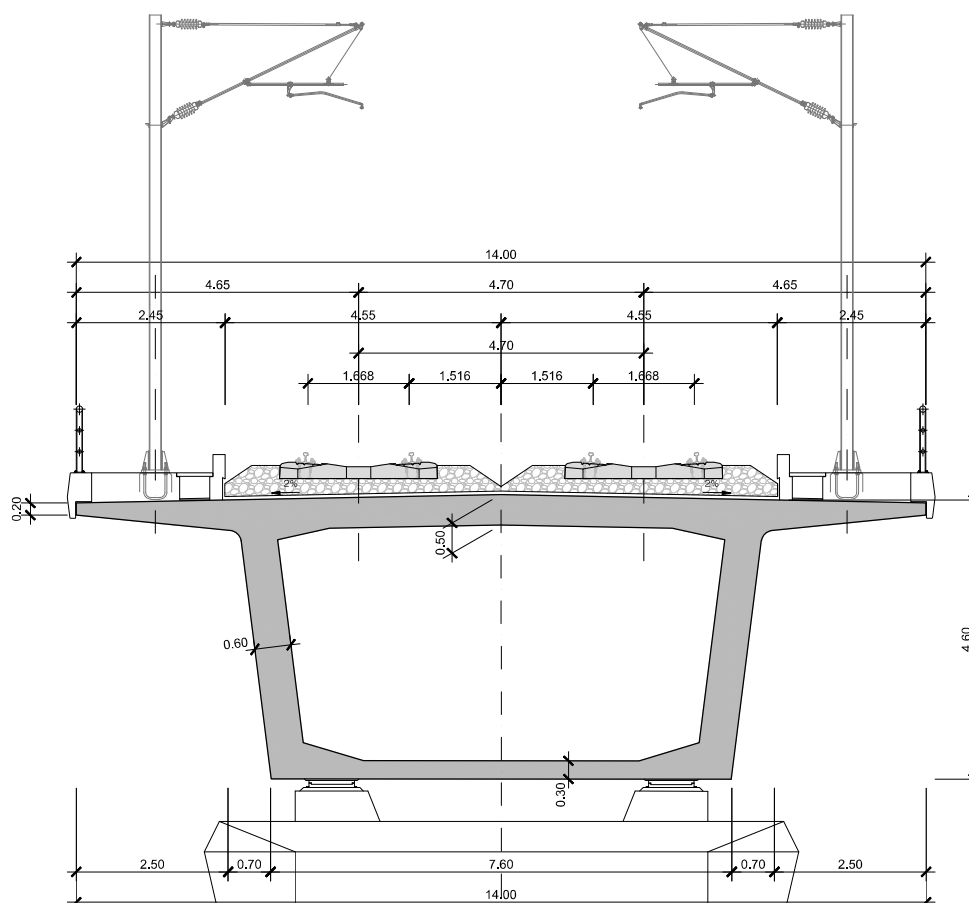


Figura 7 – Secção Tipo 3 – via dupla - Vãos até 60m

5.3.4 Obras de Arte Especiais - Pontes e Viadutos – Tipo 4 - Vãos até 100 m

As soluções com tabuleiros em viga-caixão de seção variável com vãos correntes da ordem de 100 m foram adotadas nos casos em que, por via da orografia dos vales a vencer, as rasantes se desenvolvem a alturas em relação ao terreno natural acima de cerca de 60 m e até alturas de cerca de 120m e sempre que os constrangimentos de ocupação do solo assim o exigiam.

A adoção de vãos com comprimentos desta ordem de grandeza, leva a que estas obras tenham de ser construídos por avanços.

Assim, prevê-se que o tabuleiro, em betão armado pré-esforçado longitudinalmente, apresente uma largura total de 14,0 m e seja constituído por uma viga-caixão unicelular, de inércia variável com

alturas entre 10.0 m na aduela de arranque e 4.50 m na aduela central do vão. Em cada tabuleiro a laje superior do caixão prolonga-se lateralmente em duas consolas, de espessura variável, que completam a plataforma.

Sobre os apoios, para transmissão das cargas aos pilares, e nos vãos, para rigidificação da seção, os tabuleiros disporão também de carlingas transversais.

Os pilares, em face das alturas que apresentam, serão em geral de seção em caixão de betão armado, garantindo grande rigidez e resistência, não só em serviço, mas também na fase construtiva. Na zona de apoio do tabuleiro foram previstos encabeçamentos de alargamento do fuste do pilar de modo a permitir a plataforma de trabalho para os meios associados ao processo de construção pela técnica de lançamento incremental. Este sistema conduz a que todos os apoios sejam materializados por meio de aparelhos de apoio, não havendo por isso, ligações monolíticas entre os pilares e o tabuleiro.

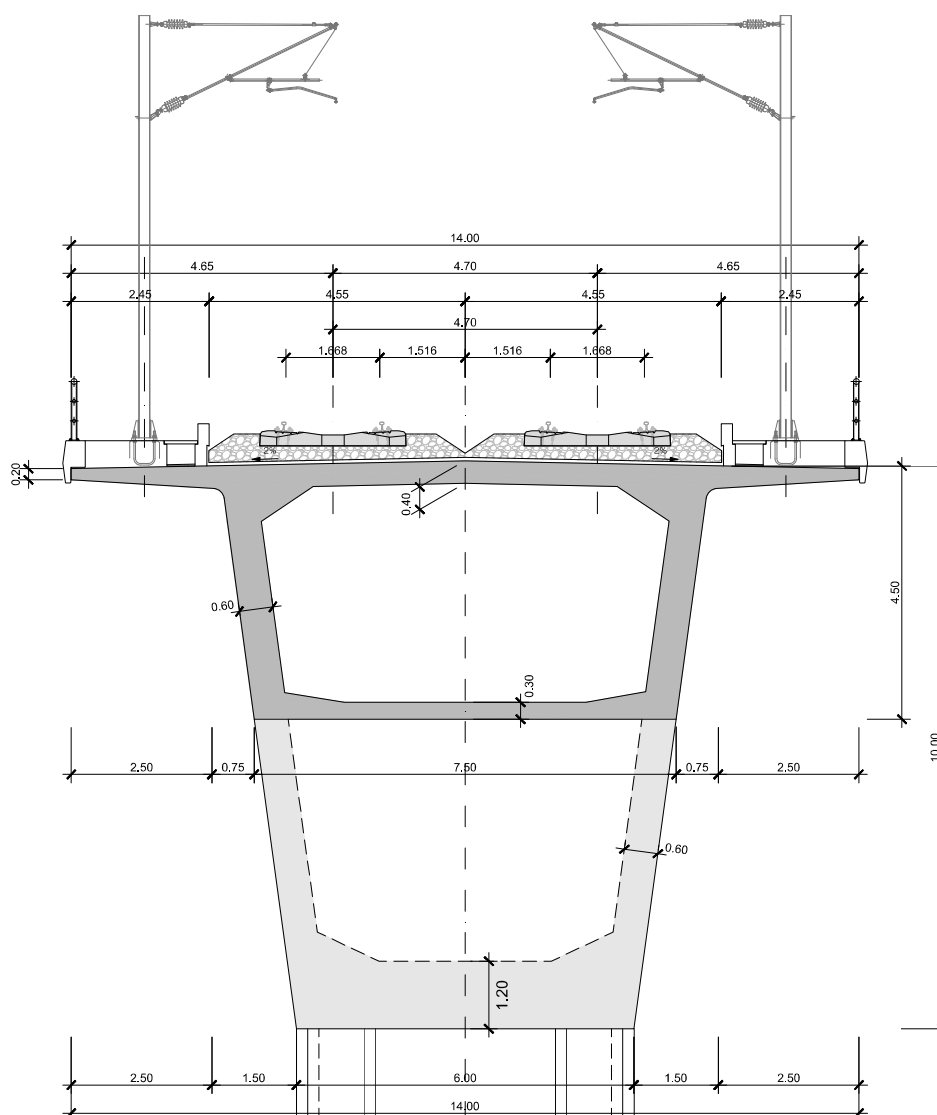


Figura 8 – Secção Tipo 4 – via dupla - Vãos até 100 m

5.3.5 Obras de Arte Especiais - Pontes e Viadutos – Tipo 5 - Vãos até 135 m em “Bow String”

Previu-se a adoção de uma solução estrutural do tipo “bow string”, constituída por arcos metálicos superiores ao tabuleiro, bi-apoiados, estando este suspenso dos arcos por meio de pendurais.

As razões que conduziram a esta solução para autoestradas em exploração com as dificuldades inerentes à interrupção ou basculamento do tráfego, foram as seguintes:

- Impossibilidade, à priori, de consideração de um pilar definitivo no separador central;
- Vão único considerável (aproximadamente 100m) devido ao acentuado viés;
- Gabarit muito reduzido, não permitindo a adopção de tabuleiros com mais de 2.5m/3.0m de altura.

De entre as alternativas estruturais possíveis, a solução do tipo arco superior atirantado apresenta-se como um bom compromisso entre preço, funcionalidade e estética, sendo frequentemente utilizada em linhas internacionais de alta velocidade.

A secção transversal das obras apresenta uma largura de 18.25m, permitindo a obtenção de uma largura livre de 14m para o perfil transversal da Plena Via, sendo a estrutura constituída por:

- Dois caixões metálicos em forma de arco, com raios da ordem dos 70m;
- Duas vigas caixão constituindo os tirantes, com secção transversal aproximadamente rectangular formada por chapas soldadas;
- Vigas transversais correntes, de alma cheia, afastadas de 7.30m;
- Duas carlingas nos alinhamentos de apoio com secção em caixão também formada por chapas soldadas;
- Vigas longitudinais sob os quatro carris, em perfis I de alma cheia com 2m de altura;
- Dois planos de 12 pendurais;
- Laje da plataforma em betão, com espessura máxima da ordem dos 0.30m, ligada por meio de conectores à estrutura metálica do tabuleiro.

Nas extremidades, os arcos apoiam em pilares parede de secção em caixão.

Prevê-se que a estrutura seja fabricada em oficina metalomecânica, por troços com dimensões e peso que permitam o seu transporte, fazendo-se a montagem final numa zona contígua ao local definitivo.

A colocação final poderá ser feita por rotação, lançamento ou ripagem, com recurso eventual a estruturas provisórias.

A repartição de custos normalmente associada a obras deste tipo é de 80% para a estrutura metálica, 10% para a colocação, 5% para a laje de betão e 5% para os acabamentos.

Nas figuras seguintes apresentam-se cortes para esta solução tipo, relativos a via dupla e a via única.

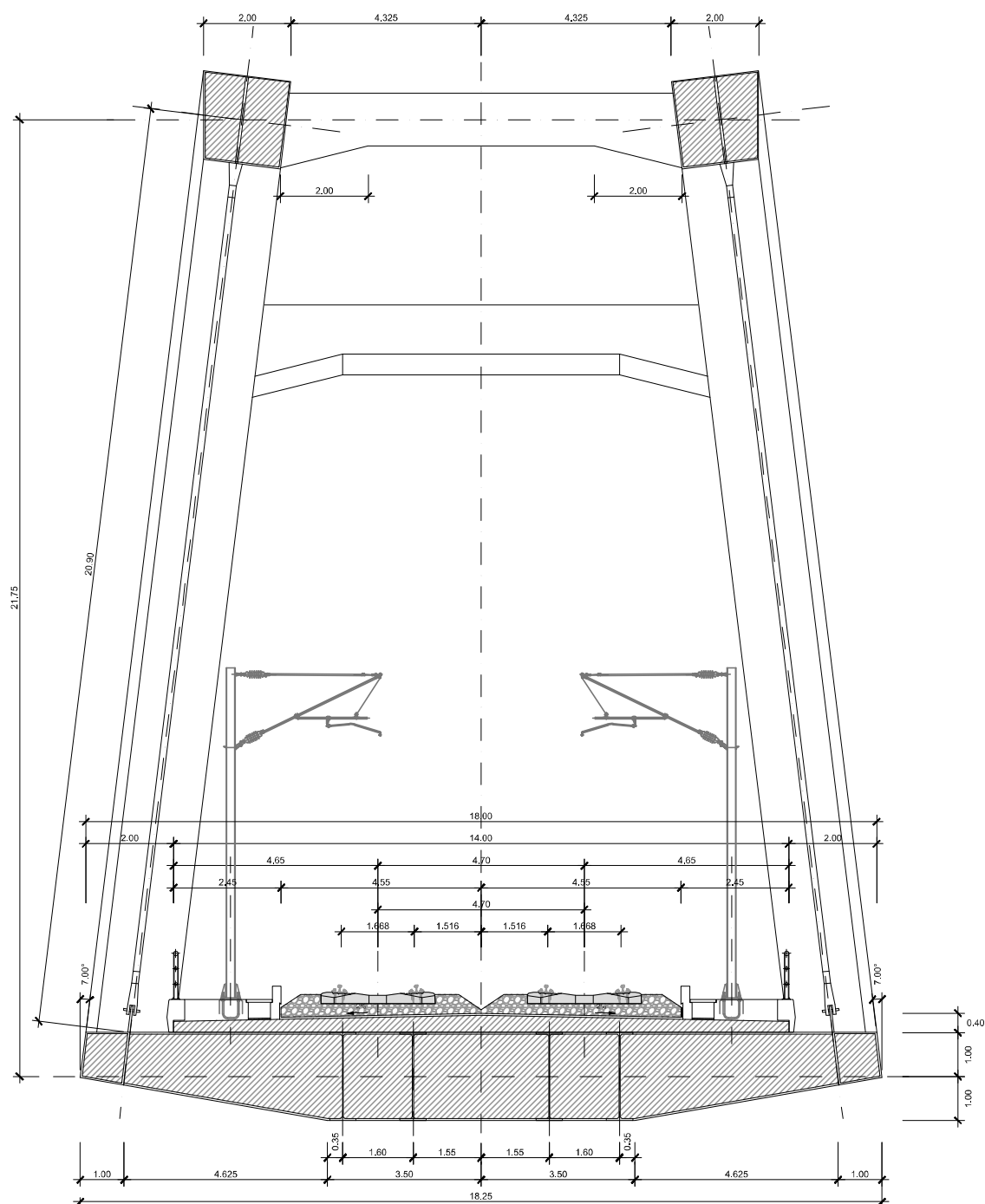


Figura 9 – Secção Tipo 5 – via dupla – Vãos até 135m em “Bow String”

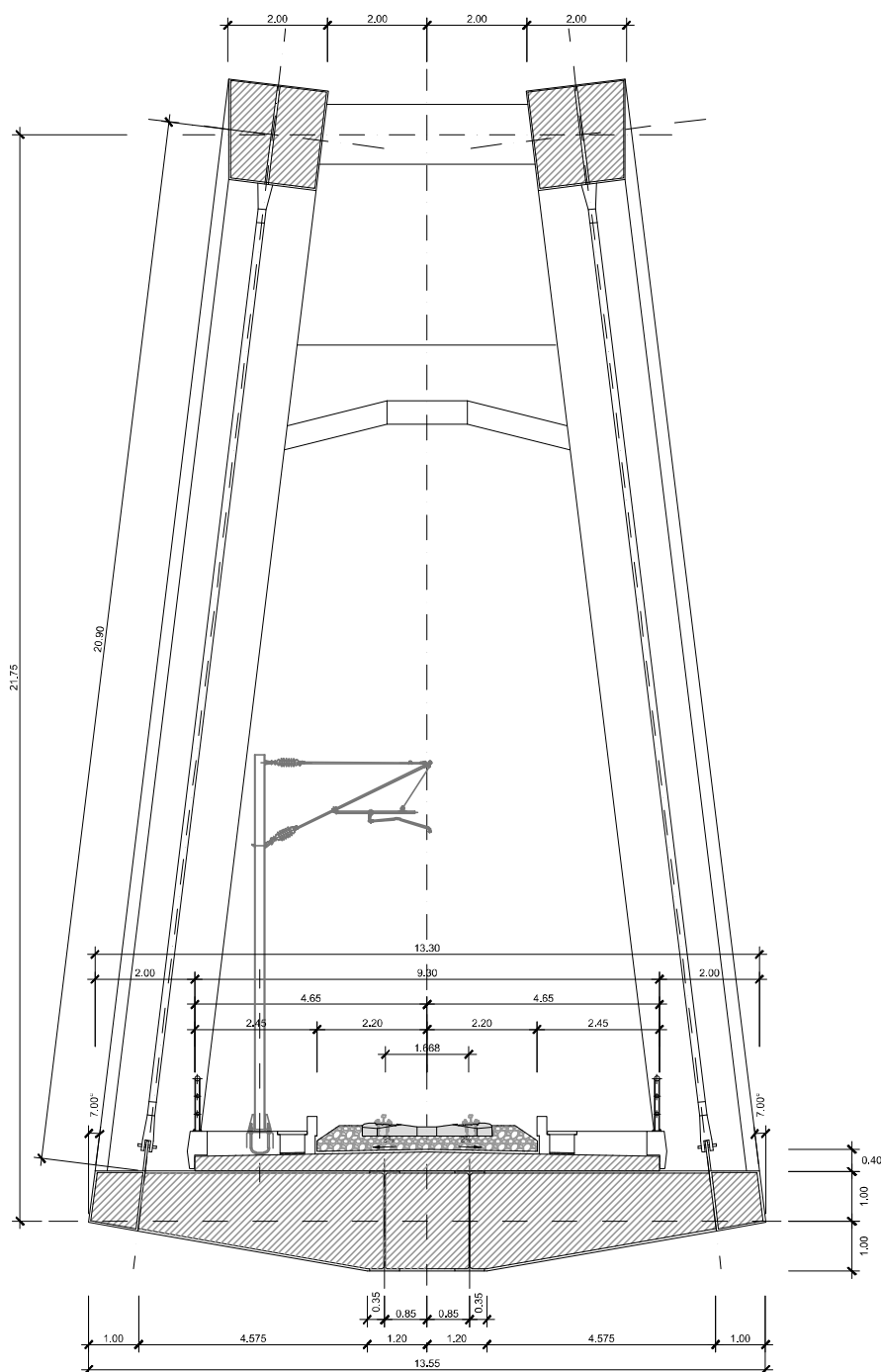


Figura 10 – Secção Tipo 5 – via única - Vãos até 135m em “Bow String”

5.3.6 Obras de Arte Especiais - Pontes e Viadutos – Tipo 6 - Pórticos tipo “fly over” para atravessamento de vias existentes com grande viés

No caso de atravessamento de vias existentes com grande viés, e onde as soluções 1 a 5 não atendem ao comprimento de vão exigido, propõe-se uma solução do tipo “fly-over”, em que o tabuleiro

se apoia em pórticos transversais à via intersetada. Este tipo de solução permite executar estes atravessamentos de forma bastante mais económica quando comparada com obras de tirantes.

A solução estrutural que se propõe compreende um conjunto de pórticos em betão armado pré-esforçado com espaçamento regular da ordem dos 6,0m ortogonais à via inferior e sobre a qual se desenvolve o tabuleiro em laje de betão armado. A ligação aos montantes é rígida, e estes montantes funcionam como elemento rigidificador do conjunto garantindo a absorção dos esforços horizontais, podendo ser constituído por elementos discretos, pilares, ou mais contínuos, tipo pilar-parede.

Estas estruturas “fly-over” propostas inserem-se por vezes no seguimento de viadutos, obrigando a prever o prolongamento da estrutura do portico terminando em porticos de transição, que permitam a compatibilização do “fly over” e o apoio dos tramos dos viadutos adjacente.

Os vãos máximos dos pórticos a considerar serão da ordem dos 20m a 25m, em função do perfil transversal da via atravessada. No caso do atravessamento de autoestradas, cujo perfil transversal total excede os 30.0m, e em que existe um separador central com cerca de 4.00m, à semelhança das soluções adotadas em Espanha na AVE, optou-se por criar um alinhamento de apoio central. Esta solução trará várias vantagens do ponto de vista da economia. Os pilares a colocar no separador central deverão, nesta solução, ficar devidamente protegidos com perfis rígidos do tipo GBA.

O processo construtivo poderá ser realizado com recurso a betonagem “in situ”, com recurso a cavalete apoiado no solo ou caso esta solução construtiva seja inviabilizada pela entidade responsável pela exploração da via atravessada, poderá ser realizada recorrendo a elementos pré-fabricados.

Apresenta-se em seguida uma planta esquemática e um corte tipo para uma solução de “fly over” sobre uma autoestrada, com uma largura total de plataforma de cerca de 39.00m.

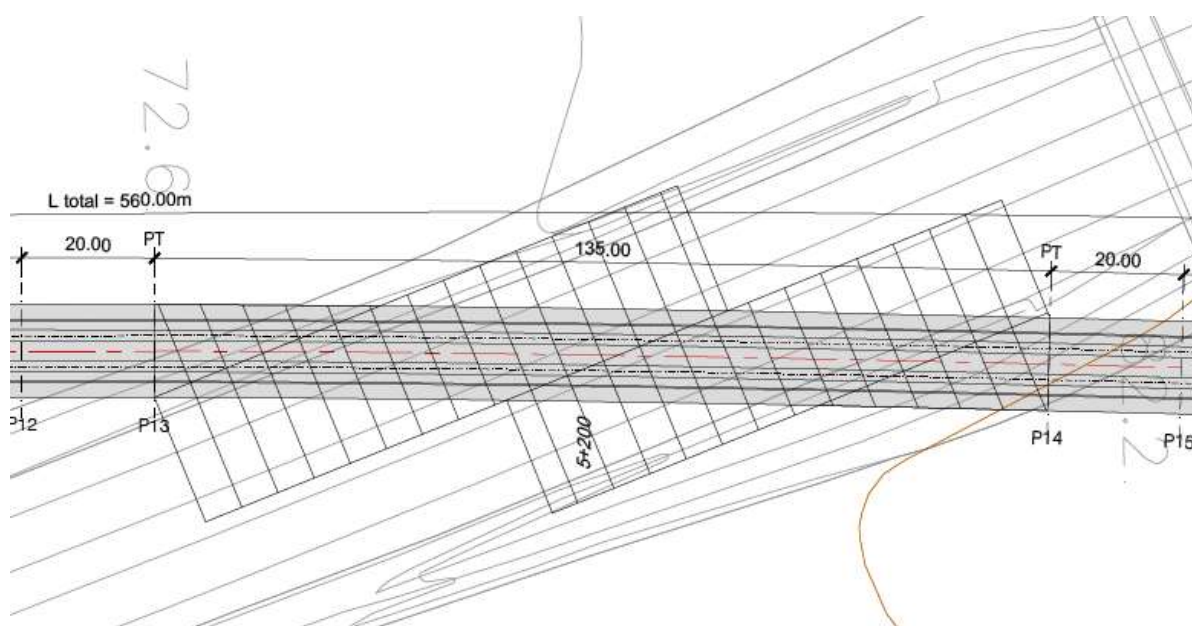


Figura 11 – Vista em planta da solução de “fly over” sobre uma auto-estrada.

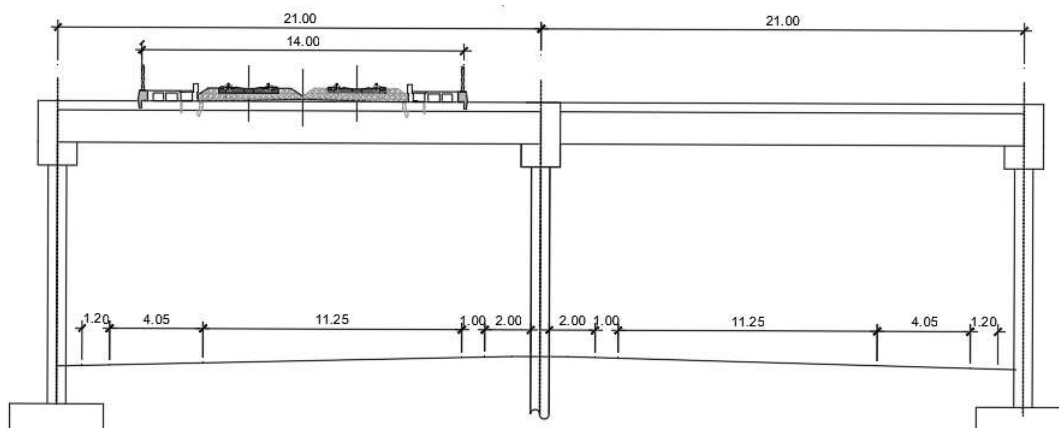


Figura 12 – Corte transversal tipo da solução esquemática do “fly over” sobre uma auto-estrada

A viabilidade desta solução ficará fortemente condicionada no caso de não ser possível a adoção de um alinhamento central de apoio, uma vez que exigirá vãos com comprimentos muito significativos, superiores a 30.0m, bem como pelo fato de ser necessário prolongar a estrutura do fly-over em cerca do dobro da extensão, quando comparado com a solução com apoio central.

Apresenta-se em seguida algumas fotografias de um “fly over” executado pela AVE.

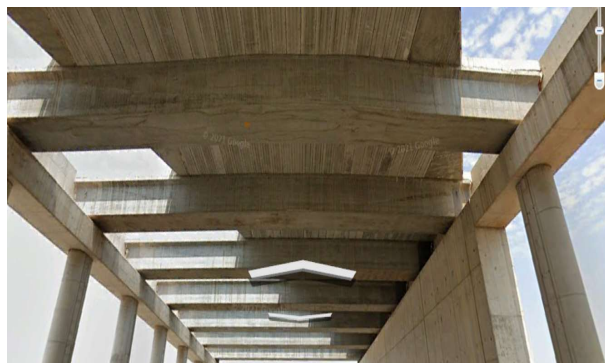


Figura 13 – “fly over” executado pela AVE

Nesta solução é possível observar-se que os pórticos são realizados recorrendo a travessas pré-fabricadas, do tipo Artesa, sobre o qual assenta o tabuleiro executado também recorrendo a vigas pré-fabricadas, desta feita justapostas, complementadas com betonagens in situ nas zonas enviesadas.

5.4 Obras mais significativas

5.4.1 Ponte sobre o Rio Vouga (Soluções A e B)

Com exceção da nova ponte sobre o rio Douro, que é apresentada no Tomo 2.1.2, a obra singular de referência deste lote é, sem dúvida, a Ponte sobre o Rio Vouga, prevista tanto na Solução A como na B, com 1 205 e 1 900 m de extensão, respetivamente.

A travessia do rio Vouga caracteriza-se por se desenvolver numa zona de bacia fluvial, com um leito menor com cerca de 70 m de largura, associada a um vale de baixa aluvionar bastante extenso, com largura total de cerca de 1 200 m a 1 700 m, para os eixos de traçado A e B, respetivamente.

Para além do cenário geotécnico desfavorável, os condicionamentos do ponto de vista ambiental e hidráulico não aconselham a existência de aterros. Assim, preconiza-se, para além da transposição do leito menor do rio, que todo o atravessamento do respetivo vale se realize em obra de arte.

A obra foi dividida em diversos troços, obtendo-se assim o Viaduto de Acesso Sul, a Ponte sobre o Rio Vouga e o Viaduto de Acesso Norte.

Para os viadutos de acesso, a solução prevista para os tabuleiros, com vãos correntes de 25 m de comprimento, resultou dos condicionamentos relativos aos níveis de máxima cheia uma vez que esta solução permite uma menor altura estrutural.

Os pilares serão circulares, um por nervura, de modo a interferir o mínimo possível com a seção de vazão.

Previu-se um tabuleiro, em betão armado pré-esforçado longitudinalmente, com uma largura total de 14,0 m, com perfil transversal de duas nervuras, sendo a laje semelhante ao descrito para obras genéricas de 25 m de vão correntes.

Na Ponte sobre o Rio Vouga, a solução prevista é do tipo “Bow-string”, de vão único com cerca de 90 m. A estrutura é constituída por dois arcos metálicos superiores ao tabuleiro, estando este suspenso dos arcos por meio de pendurais. Os dois arcos estarão ligados ao nível do tabuleiro, por vigas metálicas transversais e por uma laje em betão armado, e, eventualmente, ao nível dos arcos, por elementos de contraventamento, de modo a assegurar a estabilidade transversal dos arcos.

O tabuleiro funcionará como tirante, travando longitudinalmente os arcos, estando previstas quatro longarinas dispostas no alinhamento dos carris da via férrea.

Os pilares de transição entre a Ponte e os Viadutos de Acesso serão em betão armado, e terão um fuste único com geometria alongada.

As fundações são ditadas pelos condicionamentos geológicos e geotécnicos indicados nos quadros apresentados no Tomo 1.7 – Geologia e Geotecnia.

Esta solução estrutural, permite a transposição do leito menor do rio Vouga de uma só vez, de modo a satisfazer os condicionamentos hidráulicos e ambientais relativos a esta obra.

5.4.2 Viaduto de Campanhã (Solução C)

A solução proposta para o Viaduto de Campanhã, com uma extensão de 723 m, corresponde à adoção de tabuleiro em laje nervurada com vãos até 25m em betão armado e pré-esforçado longitudinalmente com um número de nervuras e largura variável por forma a ajustar-se à variação da largura da plataforma na zona de aproximação à estação de Campanhã. Este tabuleiro, com desenvolvimento paralelo ao existente, será apoiado em pilares circulares e executado sobre cimbres ao solo.

O viaduto existente apresenta uma estrutura em betão armado de vãos reduzidos, apoiada em pilares circulares, tipo estacada, prevendo-se uma separação em relação ao novo viaduto, feita por uma junta longitudinal, com exceção dos troços em que se prevê a transposição de diagonais entre viadutos. Estas zonas careceram, em fase posterior, de um estudo mais detalhado e eventual projeto de reforço do viaduto existente, por forma a garantir, em ambas as estruturas, a necessária rigidez que garanta a estabilidade da plataforma ferroviária.

5.4.3 Viadutos do Monte do Outeiro e de Esmoriz (Solução B)

O Viaduto do Monte do Outeiro e o Viaduto de Esmoriz, com 1 680 e 1 225 m de extensão, respetivamente, estão localizados na zona do PUEC (Posto de Ultrapassagem e Estacionamento de Comboios) previsto ao pk 48+190 da Solução B, apresentando um número de vias variável ao longo da sua extensão. Também aqui se adotou um tabuleiro em laje nervurada com vãos até 25m de largura, com 2 a 4 nervuras e largura variável por forma a ajustar-se à variação de largura da plataforma.

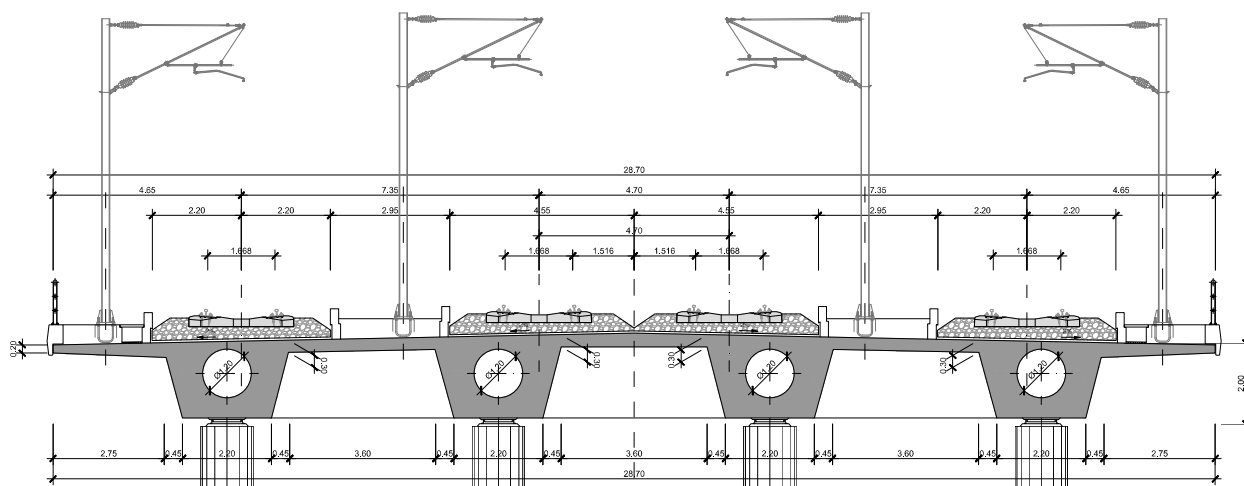


Figura 14 – Secção Tipo 7B – vias em PUEC - Vãos até 25 m

Nos atravessamentos sobre a A29, foi considerado um bow string para uma plataforma com 3 vias. No entanto, esta solução estrutural, apesar das vantagens de não necessitar de apoio no separador central, poderá ser demasiado onerosa, pelo que em alternativa poderá ser considerado uma solução estrutural do tipo fly-over.

6 MATERIAIS E DURABILIDADE

Neste capítulo descrevem-se os materiais a empregar na parte resistente principal da obra. Os materiais a empregar em elementos secundários apresentam-se nos desenhos de projeto.

6.1 Betões (classificados de acordo com a NP EN 206-1)

Quadro 1 – Quadro de Materiais

ELEMENTO	CLASSE DE RESISTÊNCIA	CLASSE DE EXPOSIÇÃO	TEOR DE CLORETOS	D _{MAX} (mm)	CLASSE CONSIST.	REC. (mm)
Regularização de fundações	C 16/20				S3	
Estacas	C 30/37	XC2	Cl 0.40	20	S3/S4	75
Encontros - Fundações	C 30/37	XC2	Cl 0.40	20	S3/S4	45
Encontros - Elevação	C 30/37	XC4	Cl 0.40	20	S3/S4	50
Encontros – Laje de Transição	C 30/37	XC2	Cl 0.40	20	S3/S4	45
Pilares - Fundações	C 30/37	XC2	Cl 0.40	20	S3/S4	45
Pilares - Elevação	C 35/45	XC4	Cl 0.40	20	S3/S4	50
Tabuleiros e Carlingas	C 40/50	XC4	Cl 0.20	20	S3/S4	55
Viga de Bordadura	C30/37	XC4	Cl 0.40	12,5	S3/S4	40

6.2 Aços

- Armaduras para betão armado: A500 NR SD
- Armaduras de pré-esforço: $f_{pk} \geq 1860 \text{ MPa}$; $f_{p0.1k} \geq 1600 \text{ MPa}$

6.3 Classificação das Estruturas de Betão

- Vida Útil da Estrutura (NP EN 206-1 - DNA 5.3.1): Categoria 5 (100 anos)
- Classe Estrutural (EC 2): S6
- Classe de Inspeção (NP EN 13670-1 – Quadro G.1): 3

7 QUADROS RESUMO DAS PONTES E VIADUTOS

Apresenta-se no quadro 2 a extensão total de pontes e viadutos por cada solução de traçado.

Quadro 2 – Extensão das Pontes e Viadutos

SOLUÇÃO DE TRAÇADO	EXTENSÃO TOTAL (m)
SOLUÇÃO A	12,578.50
SOLUÇÃO B	15,576.00
SOLUÇÃO C (não inclui a nova ponte sobre o rio Douro)	723.10
INTERLIGAÇÃO ILBA DE SÃO JOÃO DE LOURE	823.00
INTERLIGAÇÃO ILBA DE CANELAS	1,250.00
INTERLIGAÇÃO ILBA DE LOUREIRO	470.00
ILBA DE OVAR	2,162.50
VARIANTE DE MONTE MOURÃO	2,360.00
VARIANTE DE GAIA	550.00
LIGAÇÃO À LINHA DO NORTE DE CANELAS - SOLUÇÃO A	7,448.00
LIGAÇÃO À LINHA DO NORTE DE CANELAS - SOLUÇÃO B	5,390.00
LIGAÇÃO À LINHA DO NORTE DE CANELAS - ILBA DE CANELAS	4,740.00

Nos quadros 3 a 7 apresentam-se as características geométricas, bem como um conjunto de informações relativas às fundações e ao processo construtivo das obras estudadas para as Soluções A, B e C, para as Variantes e Interligações, e para as Ligações à Linha do Norte. Não se inclui nestes quadros a nova Ponte sobre o rio Douro, que é apresentada num tomo separado, Tomo 2.1.2.

Nas peças desenhadas são apresentados os seguintes desenhos:

- Planta de Localização dos Traçados
- Esboço Corográfico
- Esquema de Alternativas de Traçado
- Perfis Transversais Tipo
- Secções Tipo
- Plantas e Alçados de todas as Pontes e Viadutos
- Quadros de todas as Pontes e Viadutos

Nos desenhos do Traçado em planta e perfil longitudinal, que constam dos tomos 1.1, 3.1 e 3.2, estão também representadas todas as pontes e viadutos.

Quadro 3 – Quadro de Pontes e Viadutos – Solução A

Designação	PK inicial	PK final	Extensão Total (m)	Largura (m)	Nº de vias	Altura máx. (m)	Área do Tabuleiro (m2)	Vãos tipo utilizados (m)	Vão máx. (m)	Secções Tipo	Extensão da Secção (m)	Formação geológica	Prospecção geotécnica	Fundação Indireta (%)	Altura máx. encontros (m)	Processo construtivo
PONTE SOBRE O RIO LARGO	855.0	3055.0	2200.0	14	2	31	30800.0	25 45 60 -	25 45 60 85	1A 2 3 5	345.0 1520.0 180.0 155.0	Al / C4 / C1-2	S201 / S101 / DPSH201 / DPSH101 / S102 / S103 / P202 / PDL201	80%	10.0	Cimbre ao solo Vigas de lançamento ou lançamento incremental Lançamento incremental Torres provisórias e lançamento incremental
PONTE SOBRE A RIBª DOS OLHOS DA AZENHA	4550.0	4720.0	170.0	14	2	21	2380.0	32.5	32.5	1B	170.0	C4	PDL 101 / P103	80%	9.0	Cimbre ao solo
VIADUTO SOBRE A A1/IP1	5150.0	5260.0	110.0	14	2	8	1540.0	-	110	5	110.0	Q / C4	DPSH102	80%	7.5	Torres provisórias e lançamento incremental
PONTE DO BRAGAL	6430.0	6665.0	235.0	14	2	20	3290.0	25	25	1A	235.0	Al / Q / C4	PDL102 / P105	80%	6.5	Cimbre ao solo
PONTE SOBRE O RIO VOUGA	8890.0	10095.0	1205.0	14	2	17.5	16870.0	25 32.5 -	25 32.5 90	1A 1B 5	930.0 185.0 90.0	Al / T	PS103 / S104 / DPSH103 / DPSH104	100%	7.0	Cimbre ao solo Cimbre ao solo Torres provisórias e lançamento incremental
PONTE SOBRE A RIBª DAS ARROTEIAS	13855.0	14155.0	300.0	14	2	23	4200.0	45	45	2	300.0	Al / Q / T	DPSH105	80%	7.0	Vigas de lançamento ou lançamento incremental
PONTE SOBRE A RIBª DO FONTÃO	14720.0	15055.0	335.0	14	2	50	4690.0	45 60	45 60	2 3	155.0 180.0	Al / Q / X	S107 / DPSH106	80%	8.0	Vigas de lançamento ou lançamento incremental Lançamento incremental
VIADUTO SOBRE A A1/IP1	15190.0	15325.0	135.0	14	2	9	1890.0	-	135	5	135.0	Q / X	DPSH107	80%	6.0	Torres provisórias e lançamento incremental
VIADUTO SOBRE A A25/IP5	17116.0	17221.0	105.0	14	2	9	1470.0	32.5	32.5	1B	105.0	X	PS107	80%	5.0	Cimbre ao solo
VIADUTO DA Azª DA CARVALHA	19790.0	19928.0	138.0	14	2	22	1932.0	32.5	32.5	1B	138.0	Al / X	DPSH108	80%	10.0	Cimbre ao solo
VIADUTO DO PILAR BRANCO	22232.0	22370.0	138.0	14	2	14	1932.0	32.5	32.5	1B	138.0	Al / X	DPSH110	80%	5.0	Cimbre ao solo
PONTE SOBRE O RIO JARDIM	22900.0	23177.5	277.5	14	2	20	3885.0	32.5	32.5	1B	277.5	Al / X	DPSH111	80%	6.0	Cimbre ao solo
PONTE SOBRE O RIO ANTUÃ	25345.0	25750.0	405.0	14	2	54	5670.0	32.5 60	32.5 60	1B 3	70.0 335.0	Al / Q / X	DPSH112	80%	9.0	Cimbre ao solo Lançamento incremental
PONTE SOBRE O RIO GONDE	30370.0	30540.0	170.0	14	2	18	2380.0	32.5	32.5	1B	170.0	Al / Q / X	PDL207/P219A	80%	6.0	Cimbre ao solo
PONTE SOBRE O RIO NEGRO	34475.0	35155.0	680.0	14	2	21	9520.0	45	45	2	680.0	Al / X	PDL208 / P222	80%	7.0	Vigas de lançamento ou lançamento incremental
VIADUTO SOBRE A A1/IP1	35540.0	35985.0	445.0	14	2	18	6230.0	45 -	45 110	2 5	335.0 110.0	Q / X	-	80%	10.0	Vigas de lançamento ou lançamento incremental Torres provisórias e lançamento incremental
PONTE SOBRE A RIBª DE Nª SRª DA GRAÇA	38355.0	38610.0	255.0	14	2	28	3570.0	32.5	32.5	1B	255.0	Al / Q / X	P121 / DPSH115	80%	7.0	Cimbre ao solo
PONTE SOBRE A RIBª DE SÃO JOÃO	40020.0	40150.0	130.0	14	2	27	1820.0	45	45	2	130.0	Al / Q / X	DPSH116	80%	5.0	Vigas de lançamento ou lançamento incremental
PONTE SOBRE A RIBª DE CASTER	40660.0	41002.5	342.5	14	2	23	4795.0	32.5	32.5	1B	342.5	AL / Xge	DPSH117 / PS109	80%	6.5	Cimbre ao solo
PONTE SOBRE A RIBª DA REMÔLHA	44560.0	45080.0	520.0	14	2	25	7280.0	45 32.5	45 32.5	2 1B	340.0 180.0	Al / Xyz	DPSH118	80%	6.5	Vigas de lançamento ou lançamento incremental Cimbre ao solo
PONTE SOBRE A RIBª DE BEIRE	46950.0	47370.0	420.0	14	2	21	5880.0	45	45	2	420.0	Al / Xyz	S112 / S113	80%	10.0	Vigas de lançamento ou lançamento incremental
VIADUTO SOBRE A A29/IC1	48900.0	49020.0	120.0	14	2	10.5	1680.0	-	120	5	120.0	Q	DPSH100			Torres provisórias e lançamento incremental
PONTE SOBRE A RIBEIRA DE RIO MAIOR	49527.5	49762.5	235.0	14	2	15	3290.0	32.5	32.5	1B	235.0	Al / Xyz	P101 / S301 / DPSH214	80%	9.0	Cimbre ao solo
PONTE SOBRE A RIBª DE LAMAS	50915.0	51455.0	540.0	14	2	32	7560.0	60 45 -	60 45 120	3 2 5	320.0 100.0 120.0	Al / Xyz	P102	80%	9.8	Lançamento incremental Vigas de lançamento ou lançamento incremental Torres provisórias e lançamento incremental
PONTE SOBRE A RIBª DE SILVADE	52180.0	52735.0	555.0	14	2	17	7770.0	32.5	32.5	1B	555.0	Al / Xyz	DPSH103	80%	9.0	Cimbre ao solo
PONTE SOBRE A RIBª DA GRANJA	57182.0	57794.5	612.5	14	2	22	8575.0	32.5 25	32.5 25	1B 1A	322.5 290.0	Al / Xyz	P201 / DPSH B1 / PB1 / DPSH201 / DPSH A2	80%	8.5	Cimbre ao solo Cimbre ao solo
VIADUTO DO OUTEIRAL	57950.0	58250.0	300.0	14	2	16	4200.0	45 32.5	45 32.5	2 1B	155.0 145.0	Al / Xyz	DPSH202	80%	7.0	Vigas de lançamento ou lançamento incremental Cimbre ao solo
VIADUTO DE VALVERDE	62840.0	64340.0	1500.0	14	2	23	21000.0	25 -	25 90	1A 5	1410.0 90.0	At / Al / γσg	PB6	80%	10.0	Cimbre ao solo Torres provisórias e lançamento incremental

Quadro 4 – Quadro de Pontes e Viadutos – Solução B

Designação	PK inicial	PK final	Extensão Total (m)	Largura (m)	Nº de vias	Altura máx. (m)	Área do Tabuleiro (m2)	Vãos tipo utilizados (m)	Vão máx. (m)	Secções Tipo	Extensão da Secção (m)	Formação geológica	Prospeção geotécnica	Fundação Indireta (%)	Altura máx. encontros (m)	Processo construtivo
PONTE SOBRE O RIO LARGO	870.0	3210.0	2340.0	14	2	26	32760.0	25 45 -	25 45 80	1A 2 4	140.0 2020.0 180.0	Al / C4 / C3-4 / C3 / C1-2	S201 / DPSH201 / DPSH202 / PDL201 / P202	80%	6.0	Cimbre ao solo Vigas de lançamento ou lançamento incremental Avanços sucessivos
PONTE SOBRE O RIO VOUGA	8550.0	10450.0	1900.0	14	2	26	26600.0	25 -	25 90	1A 5	1810.0 90.0	Al / T	S023 / DPSH203 / S204 / DPSH204 /	100%	5.5	Cimbre ao solo Torres provisórias e lançamento incremental
VIADUTO VALE DAS SILVAS	12965.0	13105.0	140.0	14	2	15	1960.0	25	25	1A	140.0	Q/T	P208 / PDL203	80%	9.5	Cimbre ao solo
PONTE SOBRE RIBª DAS ARROTEIAS	13483.0	14028.0	545.0	14	2	33	7630.0	45	45	2	545.0	Al / Q / T	P209 / DPSH205	80%	8.0	Vigas de lançamento ou lançamento incremental
PONTE SOBRE A RIBª DO FONTÃO	14765.0	15395.0	630.0	14	2	48	8820.0	45 -	45 80	2 4	270.0 360.0	Al / Q / T / X	S208 / S209 / S210	80%	10.0	Vigas de lançamento ou lançamento incremental Avanços sucessivos
VIADUTO SOBRE A A25/IP5	16395.0	16590.0	195.0	14	2	9	2730.0	25 -	25 115	1A 5	80.0 115.0	X		80%	8.0	Cimbre ao solo Torres provisórias e lançamento incremental
VIADUTO DO LAGAR	18010.0	18090.0	80.0	28.7	4	20	2296.0	25	25	1A	80.0	Al / X	PDL204	80%	8.0	Cimbre ao solo
VIADUTO DA Azª DA CARVALHA	19900.0	20047.5	147.5	14	2	30	2065.0	32.5	32.5	1B	147.5	Al / X	PDL205	80%	10.0	Cimbre ao solo
VIADUTO DO PORTO DOS CARROS	21450.0	21565.0	115.0	14	2	18	1610.0	32.5	32.5	1B	115.0	Al / X	PDL206	80%	8.5	Cimbre ao solo
VIADUTO DO PILAR BRANCO	21850.0	22175.0	325.0	14	2	18	4550.0	32.5 -	32.5 -	1B 6E	132.5 192.5	Al / X	DPSH206	80%	10.0	Cimbre ao solo Cimbre ao solo e/ou vigas pré-fabricadas
PONTE SOBRE O RIO JARDIM	22730.0	22870.0	140.0	14	2	13	1960.0	25	25	1A	140.0	Al / X	DPSH207	80%	6.5	Cimbre ao solo
PONTE SOBRE O RIO ANTUÁ	24914.0	25409.0	495.0	14	2	44	6930.0	25 45	25 45	1A 2	155.0 340.0	Al / X	DPSH208	80%	10.0	Cimbre ao solo Vigas de lançamento ou lançamento incremental
VIADUTO SOBRE A EN224	27830.0	28050.0	220.0	14	2	9	3080.0	-	80	5	220.0	Q/T		80%	7.5	Torres provisórias e lançamento incremental
PONTE SOBRE O RIO GONDE	30145.0	30260.0	115.0	14	2	16	1610.0	32.5	32.5	1B	115.0	Al / X	PDL106	80%	6.5	Cimbre ao solo
PONTE SOBRE O RIO NEGRO	34145.0	34250.0	105.0	14	2	17	1470.0	32.5	32.5	1B	105.0	Al / X	DPSH114	80%	9.0	Cimbre ao solo
PONTE SOBRE A RIBª DE Nª SRª DA GRAÇA	38065.0	38255.0	190.0	14	2	25	2660.0	45	45	2	190.0	Al / Q / X	DPSH 115	80%	7.5	Vigas de lançamento ou lançamento incremental
PONTE SOBRE A RIBª S JOÃO	39910.0	39988.5	78.5	14	2	18	1099.0	32.5	32.5	1B	78.5	Al / Q / X	DPSH210	80%	10.0	Cimbre ao solo
PONTE SOBRE A RIBª DE CASTER	40440.0	40505.0	65.0	14	2	14	910.0	25	25	1A	65.0	Al / X	DPSH211	80%	7.5	Cimbre ao solo
VIADUTO DE ARADA	43030.0	43340.0	310.0	14	2	12	4340.0	32.5	32.5	1B	310.0	X/Xg		80%	8.0	Cimbre ao solo
PONTE SOBRE A RIBª DO LOUREDO	44015.0	45132.5	1117.5	14	2	42	15645.0	25 32.5 45 60 -	25 32.5 45 60 110	1A 1B 2 3 5	90.0 312.5 335.0 170.0 210.0	Al / Q/ X / Xge	P225 / DPSH212 / PS212 / P226 / S212 / PS213	80%	9.0	Cimbre ao solo (1A) Cimbre ao solo Vigas de lançamento ou lançamento incremental Lançamento incremental Torres provisórias e lançamento incremental
VIADUTO DO MONTE DO OUTEIRO	46300.0	47980.0	1680.0	14 a 21.35 28.7 21.35 14 14	2 a 4	43	30576.0	25 25 - 45 60	25 25 115 45 60	1A 7B 7D 2 3	642.5 265.0 242.5 160.0 370.0	Q / Xyz	DPSH213 / S300 / S213 / PS214	80%	7.0	Cimbre ao solo Cimbre ao solo Torres provisórias e lançamento incremental Vigas de lançamento ou lançamento incremental Lançamento incremental
VIADUTO DE ESMORIZ	48400.0	49625.0	1225.0	21.35 28.7 21.35 14	2 a 4	22	24103.1	25 25 - 32.5	25 25 125 32.5	1A 7B 7D 1B	341.0 240.0 125.0 519.0	Al / Q / Xyz	PS300 / P228 / P100 / PS301 / S301 / DPSH214	80%	7.0	Cimbre ao solo Cimbre ao solo Torres provisórias e lançamento incremental Cimbre ao solo
PONTE SOBRE A RIBª DE LAMAS	50435.0	51130.0	695.0	14	2	37	9730.0	45 60	45 60	2 3	315.0 380.0	Al / Xyz	S214 / S215 / S216	80%	7.5	Vigas de lançamento ou lançamento incremental Lançamento incremental
VIADUTO SOBRE A A41/IC24	54020.0	54100.0	80.0	14	2	21	1120.0	-	80	5	80.0	Xyz		80%	7.0	Torres provisórias e lançamento incremental
VIADUTO DE GUEDIM	54295.0	54750.0	455.0	14	2	20	6370.0	45	45	2	455.0	Al / Xyz	DPSHC2 / PC1 / DPSHC3	80%	10.0	Vigas de lançamento ou lançamento incremental
PONTE SOBRE A RIBª DA GRANJA	57330.0	58167.5	837.5	14	2	29	11725.0	32.5	32.5	1B	837.5	At / Al / Xyz	PB1 / DPSHB2 / DPSHB3	80%	9.5	Cimbre ao solo
VIADUTO DE VALVERDE	62925.0	64275.0	1350.0	14	2	25	18900.0	25 45 -	25 45 105	1A 2 5	290.0 955.0 105.0	Al / yøg	DPSH B4 / PB6	80%	8.0	Cimbre ao solo Vigas de lançamento ou lançamento incremental Torres provisórias e lançamento incremental

Quadro 5 – Quadro de Pontes e Viadutos– Solução C															
Designação	PK inicial	PK final	Extensão Total (m)	Largura (m)	Nº de vias	Altura máx. (m)	Área do Tabuleiro (m2)	Vãos tipo utilizados (m)	Vão máx. (m)	Secções Tipo	Extensão da Secção (m)	Formação geológica	Fundação Indireta (%)	Altura máx. encontros (m)	Processo construtivo
VIADUTO DA CAMPANHÃ	3445.0	4168.1	723.1	variável (min 14)	variável	28	14210.4	25	25	1A	723.1	ym / At	80%	4.3	Cimbre ao solo

Legenda da Formação geológica:

- Al Aluviões
- At Aterro
- Q Depósitos de praias antigas e de terraços fluviais
- C4 Grés de Verba (na zona de Vagos);
Arenitos do Mamodeiro (na zona de Aveiro)
- C3-4 Grés de Oiã
- C3 Grés do Furadouro
- C2 Calcários de Mamarrosa
- C1-2 Grés de Palhaça
- C1 Arenitos de Carrascal
- T Arenitos de Eirol
- X Xistos de Arada- Unidade de Arada
- Xg Xistos anfibolíticos e anfibolitos- Unidade de Arada
- Xge Xistos porfiroblásticos- Unidade de Espinho
- Xyz Migmatitos, gnaisses, micaxistos, xistos luzentes, entre outros- Unidade de Lourosa
- CXG Complexo Xisto-Grauváquico
- γπg Granito da Madalena
- ym Granito do Porto

Legenda das Secções Tipo

- 1A Solução estrutural com vãos correntes de 25 m com tabuleiros em laje maciça ou nervurada
- 1B Solução estrutural com vãos correntes de 32.5 m com tabuleiros em laje maciça ou nervurada
- 2 Solução estrutural com vãos correntes de 45 m com tabuleiros em viga caixão de secção constante
- 3 Solução estrutural com vãos correntes de 60 m com tabuleiros em viga caixão de secção constante
- 4 Solução estrutural com vãos da ordem dos 100 m com tabuleiro em viga caixão de secção variável
- 5 Solução estrutural com vãos até 135m com tabuleiro do tipo “bow-string”
- 6A Pórticos tipo “fly over” para atravessamento de AE com grande viés
- 6B Pórticos tipo “fly over” para atravessamento de Estradas com grande viés
- 6C Pórticos tipo “fly over” para atravessamento da LN com grande viés
- 6D Pórticos tipo “fly over” para atravessamento da LAV com grande viés
- 6E Pórticos tipo “fly over” para atravessamento de Lig. a Canelas com grande viés
- 7A Solução estrutural com vãos correntes de 25 m com tabuleiros em laje maciça ou nervurada de largura variável
- 7B Solução estrutural com vãos correntes de 25 m com tabuleiros em laje maciça ou nervurada com 4 vias

Quadro 6 – Quadro de Pontes e Viadutos – Variantes e Interligações

Designação	PK inicial	PK final	Extensão Total (m)	Largura (m)	Nº de vias	Altura máx. (m)	Área do Tabuleiro (m2)	Vãos tipo utilizados (m)	Vão máx. (m)	Secções Tipo	Extensão da Secção (m)	Formação geológica	Fundação Indireta (%)	Altura máx. encontros (m)	Processo construtivo
INTERLIGAÇÃO ILBA DE SÃO JOÃO DE LOURE															
PONTE SOBRE O RIO VOUGA	0.0	308.0	308.0	14	2	21	4312.0	25	25	1A	308.0	AI / T	80%	7.0	Cimbre ao solo
PONTE SOBRE RIBª DAS ARROTEIAS	3720.0	3935.0	215.0	14	2	17	3010.0	25	25	1A	215.0	AI / Q / T	80%	6.0	Cimbre ao solo
PONTE SOBRE A RIBª DO FONTÃO	4705.0	5005.0	300.0	14	2	47	4200.0	45 60	45 60	2 3	150.0 150.0	AI / Q / X	80%	10.0	Vigas de lançamento ou lançamento incremental Lançamento incremental
INTERLIGAÇÃO ILBA DE CANELAS															
VIADUTO DA Azª DA CARVALHA	1190.0	1510.0	320.0	14	2	30	4480.0	60	60	3	320.0	AI / X	80%	7.5	Lançamento incremental
VIADUTO SOBRE A LIG. DE CANELAS ASCENDENTE	2520.0	2675.0	155.0	14	2	10	2170.0	-	-	6C	155.0	AI / X	80%	10.0	Cimbre ao solo e/ou vigas pré-fabricadas
VIADUTO DO PORTO DOS CARROS	2800.0	2910.0	110.0	14	2	16	1540.0	25	25	1A	110.0	AI / X	80%	6.5	Cimbre ao solo
VIADUTO DO PILAR BRANCO	3400.0	3590.0	190.0	14	3	24	2660.0	25	25	1A	190.0	AI / X	80%	6.5	Cimbre ao solo
PONTE SOBRE O RIO JARDIM	4155.0	4630.0	475.0	14	2	26	6650.0	25 -	25 135	1A 5	340.0 135.0	AI / X	80%	9.5	Cimbre ao solo Torres provisórias e lançamento incremental
INTERLIGAÇÃO ILBA DE LOUREIRO															
VIADUTO SOBRE A A1/IP1	1815.0	2075.0	260.0	14	2	11	3640.0	-	-	6A	260.0	Q	80%	10.0	Cimbre ao solo e/ou vigas pré-fabricadas
PONTE SOBRE O RIO GONDE	2540.0	2750.0	210.0	14	2	23	2940.0	45	45	2	210.0	AI / X	80%	10.0	Vigas de lançamento ou lançamento incremental
ILBA DE OVAR															
PONTE SOBRE O RIO NEGRO	370.0	465.0	95.0	14	2	17	1330.0	25	25	1A	95.0	AI / X	80%	5.3	Cimbre ao solo
VIADUTO DE PORTO LOBOSO	1520.0	1610.0	90.0	14	2		1260.0	45	45	2	90.0	X	80%	9.4	Vigas de lançamento ou lançamento incremental
VIADUTO SOBRE A A29/IC1	2000.0	2130.0	130.0	14	2	10	1820.0	-	130	5	130.0	X	80%	9.7	Torres provisórias e lançamento incremental
VIADUTO SOBRE O NÓ DE OVAR SUL (A29)	2875.0	2975.0	100.0	14	2	10	1400.0	-	100	5	100.0	X	80%	9.9	Torres provisórias e lançamento incremental
PONTE SOBRE A RIBª DE Nª SRª DA GRAÇA	3860.0	4305.0	445.0	14	2	10	6230.0	25 45	25 45	1A 2	255.0 190.0	Q / AI / X	80%	9.5	Cimbre ao solo Vigas de lançamento ou lançamento incremental
VIADUTO SOBRE A A29/IC1 (Ribª do Lagar)	4850.0	5410.0	560.0	14	2	19	7840.0	25 -	25 -	1A 6A	425.0 135.0	Q	80%	7.3	Cimbre ao solo Cimbre ao solo e/ou vigas pré-fabricadas
PONTE SOBRE A RIBª DE S. JOÃO	5720.0	6120.0	400.0	14	2	10	5600.0	25 45	25 45	1A 2	250.0 150.0	Q / AI / X	80%	9.7	Cimbre ao solo Vigas de lançamento ou lançamento incremental
PONTE SOBRE A RIBª DE CASTER	6645.0	6987.5	342.5	14	2	40	4795.0	32.5	32.5	1B	342.5	AI / Xge	80%	6.7	Cimbre ao solo
VARIANTE DE MONTE MOURÃO															
PONTE SOBRE A RIBª DA REMÔLHA	840.0	1425.0	585.0	14	2	31	8190.0	45	45 75	2 5	510.0 75.0	AI / Xyz	80%	9.6	Vigas de lançamento ou lançamento incremental Torres provisórias e lançamento incremental
VIADUTO SOBRE A A29/IC1 (Ribª de Beire)	2765.0	4180.0	1415.0	14	2	40	19810.0	45 - - -	45 100 - -	2 4 6A 6B	1030.0 230.0 100.0 55.0	Q / Xyz	80%	9.8	Vigas de lançamento ou lançamento incremental Avanços sucessivos Cimbre ao solo e/ou vigas pré-fabricadas Cimbre ao solo e/ou vigas pré-fabricadas
VIADUTO SOBRE A A29/IC1	5115.0	5255.0	140.0	14	2	12	1960.0	-	120	5	140.0	Q	80%	8.8	Torres provisórias e lançamento incremental
PONTE SOBRE A RIBª DE RIO MAIOR	5815.0	6035.0	220.0	14	2	19	3080.0	32.5	32.5	1B	220.0	Xyz / AI	80%	9.1	Cimbre ao solo
VARIANTE DE GAIA															
PONTE SOBRE A RIBª DE SILVADE	670.0	1220.0	550.0	14	2	18	7700.0	32.5	32.5	1B	550.0	AI / Xyz	80%	6.5	Cimbre ao solo

Quadro 7 – Quadro de Pontes e Viadutos – Ligação a Canelas

Designação	PK inicial	PK final	Extensão Total (m)	Largura (m)	Nº de vias	Altura máx. (m)	Área do Tabuleiro (m2)	Vãos tipo utilizados (m)	Vão máx. (m)	Secções Tipo	Extensão da Secção (m)	Fundação Indireta (%)	Altura máx. encontros (m)	Processo construtivo
LIGAÇÃO À LINHA DO NORTE DE CANELAS - SOLUÇÃO A														
VIADUTO DE CANELAS (LC_SA_VA)	473.0	2668.0	2195.0	9.3	1	25	20413.5	25 25 -	25 25 -	1A 7A 6C	1740.0 215.0 240.0	80%	8.0	Cimbre ao solo (1A) Cimbre ao solo (1A) Cimbre ao solo e/ou vigas pré-fabricadas (6)
VIADUTO SOBRE A29/IC1 (LC_SA_VA)	3715.0	4465.0	750.0	9.3	1	31	6975.0	45 -	45 105	2 5	645.0 105.0	80%	9.7	Vigas de lançamento ou lançamento incremental Torres provisórias e lançamento incremental
VIADUTO SOBRE A1/IP1 (LC_SA_VA)	5295.0	6020.0	725.0	9.3	1	20	6742.5	25 -	25 -	1A 6A	555.0 170.0	80%	8.9	Cimbre ao solo Cimbre ao solo e/ou vigas pré-fabricadas
VIADUTO DO PILAR BRANCO (LC_SA_VA)	6665.0	6790.0	125.0	9.3	1	17	1162.5	25	25	1A	125.0	80%	6.4	Cimbre ao solo
PONTE SOBRE O RIO JARDIM (LC_SA_VA)	7335.0	7625.0	290.0	9.3	1	21	2697.0	25 45	25 45	1A 2	110.0 180.0	80%	6.0	Cimbre ao solo Vigas de lançamento ou lançamento incremental
VIADUTO DE CANELAS (LC_SA_VD)	1000.0	2437.0	1437.0	9.3	1	25	13364.1	25	25	1A	1437.0	80%	8.0	Cimbre ao solo
VIADUTO SOBRE A29/IC1 (LC_SA_VD)	3700.0	4485.0	785.0	9.3	1	32	7300.5	45 -	45 110	2 5	675.0 110.0	80%	10.0	Vigas de lançamento ou lançamento incremental Torres provisórias e lançamento incremental
VIADUTO SOBRE A1/IP1 (LC_SA_VD)	5305.0	5695.0	390.0	9.3	1	17	3627.0	25 -	25 130	1A 5	260.0 130.0	80%	7.9	Cimbre ao solo Torres provisórias e lançamento incremental
VIADUTO DO PORTO DOS CARROS (LC_SA_VD)	5910.0	6100.0	190.0	9.3	1	22	1767.0	25	25	1A	190.0	80%	7.1	Cimbre ao solo
FLYOVER SOBRE A LAV (LC_SA_VD)	6190.0	6446.0	256.0	9.3	1	12	2380.8	25 -	25 -	1A 6D	125.0 131.0	80%	6.1	Cimbre ao solo Cimbre ao solo e/ou vigas pré-fabricadas
VIADUTO DO PILAR BRANCO (LC_SA_VD)	6735.0	6850.0	115.0	9.3	1	22	1069.5	25	25	1A	115.0	80%	5.4	Cimbre ao solo
PONTE SOBRE O RIO JARDIM (LC_SA_VD)	7455.0	7645.0	190.0	9.3	1	14	1767.0	25	25	1A	190.0	80%	9.0	Cimbre ao solo
LIGAÇÃO À LINHA DO NORTE DE CANELAS - SOLUÇÃO B														
VIADUTO DE CANELAS (LC_SB_VA)	473.0	2648.0	2175.0	9.3	1	15	20227.5	25 25 -	25 25 -	1A 7A 6C	1660.0 255.0 260.0	80%	7.5	Cimbre ao solo (1A) Cimbre ao solo (1A) Cimbre ao solo e/ou vigas pré-fabricadas (6)
VIADUTO DE ESPINHAL (LC_SB_VA)	2980.0	3595.0	615.0	9.3	1	24	5719.5	45	45	2	615.0	80%	8.8	Vigas de lançamento ou lançamento incremental
VIADUTO SOBRE A29/IC1 (LC_SB_VA)	4520.0	4980.0	460.0	9.3	1	16	4278.0	25 -	25 120	1A 5	340.0 120.0	80%	6.0	Cimbre ao solo Torres provisórias e lançamento incremental
VIADUTO DO PORTO DOS CARROS (LC_SB_VA)	5210.0	5375.0	165.0	9.3	1	18	1534.5	25	25	1A	165.0	80%	7.6	Cimbre ao solo
VIADUTO DO PILAR BRANCO (LC_SB_VA)	5715.0	5780.0	65.0	9.3	1	16	604.5	25	25	1A	65.0	80%	7.6	Cimbre ao solo
PONTE SOBRE O RIO JARDIM (LC_SB_VA)	6350.0	6515.0	165.0	9.3	1	14	1534.5	25	25	1A	165.0	80%	6.9	Cimbre ao solo
VIADUTO DE CANELAS (LC_SB_VD)	1000.0	2045.0	1045.0	9.3	1	16	9718.5	25	25	1A	1045.0	80%	6.0	Cimbre ao solo
VIADUTO DE ESPINHAL 1 (LC_SB_VD)	2970.0	3275.0	305.0	9.3	1	23	2836.5	45	45	2	305.0	80%	6.7	Vigas de lançamento ou lançamento incremental
VIADUTO DE ESPINHAL 2 (LC_SB_VD)	3490.0	3630.0	140.0	9.3	1	20	1302.0	25	25	1A	140.0	80%	8.1	Cimbre ao solo
VIADUTO DO PORTO DOS CARROS (LC_SB_VD)	5195.0	5335.0	140.0	9.3	1	12	1302.0	25	25	1A	140.0	80%	7.6	Cimbre ao solo
PONTE SOBRE O RIO JARDIM (LC_SB_VD)	6560.0	6675.0	115.0	9.3	1	12	1069.5	25	25	1A	115.0	80%	5.9	Cimbre ao solo
LIGAÇÃO À LINHA DO NORTE DE CANELAS - ILBA DE CANELAS														
VIADUTO DE CANELAS (LC_ILBA_VA)	465.0	2640.0	2175.0	9.3	1	18	20227.5	25 -	25 -	1A 6C	1925.0 250.0	80%	7.6	Cimbre ao solo Cimbre ao solo e/ou vigas pré-fabricadas
VIADUTO DE ESPINHAL 1 (LC_ILBA_VA)	2990.0	3280.0	290.0	9.3	1	20	2697.0	45	45	2	290.0	80%	6.9	Vigas de lançamento ou lançamento incremental
VIADUTO DE ESPINHAL 2 (LC_ILBA_VA)	3515.0	3605.0	90.0	9.3	1	18	837.0	25	25	1A	90.0	80%	6.0	Cimbre ao solo
VIADUTO DO PORTO DOS CARROS (LC_ILBA_VA)	5185.0	5370.0	185.0	9.3	1	17	1720.5	25	25	1A	185.0	80%	7.3	Cimbre ao solo
VIADUTO DO PILAR BRANCO (LC_ILBA_VA)	5920.0	6110.0	190.0	9.3	1	29	1767.0	25	25	1A	190.0	80%	6.5	Cimbre ao solo
VIADUTO DE CANELAS (LC_ILBA_VD)	990.0	2610.0	1620.0	9.3	1	23	15066.0	25	25	1A	1620.0	80%	6.7	Cimbre ao solo
VIADUTO DO PILAR BRANCO (LC_ILBA_VD)	6140.0	6330.0	190.0	9.3	1	20	1767.0	25	25	1A	190.0	80%	7.5	Cimbre ao solo