

Três viadutos em betão pré-esforçado em linhas ferroviárias de alta velocidade atravessando zonas montanhosas



Francisco Millanes Mato¹



António Adão da Fonseca²



Miguel Ortega Cornejo³



Helder Figueiredo⁴



João Adão da Fonseca⁵

RESUMO

Apresentam-se as concepções de três viadutos inseridos na linha ferroviária de alta velocidade do País Basco entre Vitoria, Bilbao e San Sebastián. As obras localizam-se na província de *Gipuzkoa*, no lanço *Bergara-Bergara*. O traçado da plataforma de via dupla foi concebido para tráfego misto e para uma velocidade máxima de circulação de 250 km/h.

Os três viadutos, *Olzaileko*, *Altzeta* e *Lamiategi*, situam-se numa zona montanhosa de difícil acesso, pelo que se adoptaram soluções em betão executadas “in situ” em detrimento de soluções pré-fabricadas.

Todos os viadutos têm tabuleiros contínuos em betão pré-esforçado com vãos correntes de 40 m e vãos extremos entre 30 m e 35 m e com alturas de pilares compreendidas entre 20 m e 35 m. Os tabuleiros são constituídos por uma viga-caixão monocelular com uma altura total de 2,75 m, a qual corresponde a uma relação altura/vão de 1/14,5. A viga é pré-esforçada longitudinalmente por cabos parabólicos nas almas e por cabos rectos situados na laje superior. Os tabuleiros são fixos longitudinalmente a um dos encontros dado que a consideração do ponto fixo nos pilares não permite a materialização da rigidez necessária para as acções de arranque e frenagem.

A execução dos tabuleiros realiza-se tramo-a-tramo com juntas construtivas a 1/5 do vão, recorrendo a cimbre ao solo em *Olzaileko* e *Altzeta*, e a um cimbre autolançável em *Lamiategi*.

PALAVRAS-CHAVE

Alta velocidade, viaduto ferroviário, viga-caixão, cimbre autolançável

¹ Ideam, SA - general@ideam.es; Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, España

² Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda - adaodafonseca@adfconsultores.com; FEUP, Univ. do Porto, Portugal

³ Ideam, SA - miguel.ortega@ideam.es; Escuela Politécnica; UEM, Madrid, España.

⁴ Adão da Fonseca – Engenheiros Consultores, Lda - helder.figueiredo@adfconsultores.com

⁵ Ideam, SA - joao.adao@ideam.es

1. INTRODUÇÃO

Neste artigo apresentam-se as soluções desenvolvidas para três viadutos, *Olzaileko*, *Altzeta* e *Lamiategi*, situados na província de *Gipuzkoa*, no lanço *Bergara-Bergara* da linha de alta velocidade (LAV) do País Basco entre Vitoria, Bilbao e San Sebastián. O referido lanço inclui ainda um quarto viaduto projectado pelos autores, o viaduto de Deba. Este viaduto não será, no entanto, abordado nesta comunicação dado que se trata de um viaduto com tabuleiro misto aço-betão. Na Fig. 1 apresenta-se uma planta de implantação do lanço *Bergara-Bergara*.

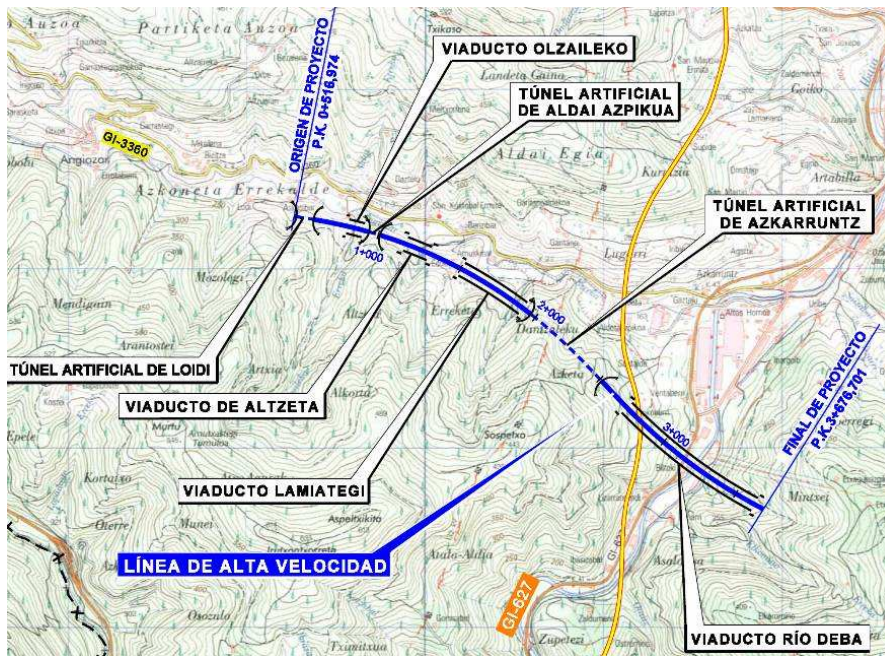


Figura 1. Planta de implantação do lanço Bergara-Bergara

Os viadutos situam-se numa zona montanhosa de difícil acesso e caracterizada por encostas de forte inclinação e por vegetação densa.

O traçado da plataforma de via dupla foi concebido para tráfego misto e para uma velocidade máxima de circulação de 250 km/h. A plataforma, com 14,0 m de largura total, é constituída por duas vias de bitola internacional separadas 4,70 m entre eixos e ladeadas por zonas de serviço onde se colocam o sistema de electrificação da via (postes de catenária e condutas de cabos) e os dois passeios com 0,80 m de largura.

2. CONDICIONAMENTOS DO PROJECTO

2.1 Condicionamentos hidráulicos

A disposição dos pilares teve como condicionante principal a necessidade de respeitar a capacidade de escoamento hidráulico das pequenas linhas de água que afluem ao rio *Angiozar*. Assim, em todos os viadutos, os fustes dos pilares dispuseram-se fora da zona de afectação da cheia de 500 anos e da zona de Domínio Público Hidráulico de 5,0 m.

2.2 Condicionamentos geológicos e geotécnicos

A zona atravessada pelos viadutos caracteriza-se pela presença de três zonas com características geomecânicas distintas:

- uma primeira zona ZG1, de fraca capacidade portante, formada por solos de aterro e/ou aluviões argilosos ou areníticos, e que ocorre em profundidades que variam entre 1,5 m e os 5,0 m;
- uma segunda zona ZG2, formada por formações rochosas do período Cretácico Superior e com elevado grau de meteorização;
- uma terceira zona ZG3, formada por formações rochosas do período Cretácico Superior com elevada capacidade portante e baixo grau de meteorização.

A diferenciação das zonas ZG2 e ZG2 baseou-se unicamente no seu grau de meteorização dado que em termos geológicos ambas contêm material rochoso do mesmo período geológico.

Todas as fundações de pilares e encontros realizam-se na formação rochosa ZG3, tendo a solução adoptada em cada elemento (fundação directa, fundação directa com enchimento de betão ciclópico ou fundação indirecta por estacas) variado em função da profundidade a que se atingia a rocha firme.

2.3 Condicionamentos sísmicos

De acordo com o zonamento sísmico presente na Norma Espanhola NCSP-07, a aceleração base de projecto é inferior a 0,04 g, pelo que não foi considerada a acção sísmica no projecto dos viadutos.

3. CONCEPÇÃO GERAL

A altura máxima da rasante da linha é de cerca de 20 m nos casos dos viadutos de *Olzaileko* e *Altzeta* e de cerca de 35 m no caso do viaduto de *Lamiategi*.

Em geral, estas alturas conduzem à utilização de tabuleiros hiperestáticos com um ponto fixo situado num dos encontros. Este facto deve-se à necessidade de limitação do deslocamento longitudinal da via a 5 mm para acções de arranque e frenagem quando não se introduzem aparelhos de dilatação de via (ADV). Esta última solução é preferível quando os pilares têm alturas até 15 a 18 m, tendo sido utilizada pelos autores em outros viadutos de alta velocidade [1, 2] com pilares de altura moderada (Fig. 2).



Figura 2. Viaduto sobre o rio Genil na LAV Córdoba-Málaga, constituído por vãos isostáticos de 48,0 m e com um comprimento total de 1390 m

Adoptando uma solução hiperestática para o tabuleiro e um ponto fixo num encontro, é necessário colocar um ADV no extremo móvel para limitar as tensões na via assegurando assim a sua estabilidade. A utilização deste aparelho pode ser dispensada para comprimentos de dilatação inferiores a 90 m, sem cálculo justificativo da estabilidade da via, e para comprimentos algo superiores (até 110 m) desde que a solução seja justificada com uma análise de interacção via-estrutura.

A utilização de soluções pré-fabricadas, seja através de vigas U pré-fabricadas ou vigas-caixão, ou de soluções com vigas metálicas, foi abandonada na fase de estudo prévio pelas difíceis condições de acesso ao local, inviabilizando o transporte e colocação de elementos de grandes dimensões. Por outro

lado, altura da rasante no caso do viaduto de *Lamiategi* (acima dos 30 m) exigiria a utilização de meios de elevação especiais que teriam grandes dificuldades de acesso e de montagem.

Relativamente ao processo construtivo dos tabuleiros, analisaram-se as possibilidades de construção por deslocamentos sucessivos (Fig. 3) ou tramo-a-tramo com cimbra ao solo ou cimbra autolanzável (Fig. 4).



Figura 3. Viaduto sobre o rio Cinca, LAV Madrid – Barcelona [3]



Figura 4. Viaduto de Salobral, LAV Madrid – Valladolid [4]

No caso dos viadutos de *Olzaileko* e de *Altzeta*, o seu pequeno desenvolvimento total (100 m e 140 m, respectivamente) torna pouco interessante, de um ponto de vista económico, a construção por deslocamentos sucessivos ou com cimbra autolanzável. Por isso se propõe construir os tabuleiros com cimbra apoiado no solo nos vãos correntes e com um cimbra porticado nas zonas localizadas sobre as linhas de água.

No caso do viaduto de *Lamiategi*, o seu desenvolvimento total (425 m) e a sua maior altura ao solo tornam viável a construção por cimbra autolanzável, solução que permite também melhorar os tempos de construção. A solução por deslocamentos sucessivos foi afastada dado o reduzido espaço disponível atrás dos encontros para o parque de execução do tabuleiro.

4. DESCRIÇÃO DOS VIADUTOS

A proximidade dos três viadutos, bem como a sua integração num único lanço, levou ao desenvolvimento de uma solução estrutural comum, tanto em termos da morfologia de tabuleiro e pilares como em termos dos vãos adoptados. Essa opção permite ainda obter a máxima rentabilização dos processos de construção na perspectiva de optimização dos tempos e custos de execução.

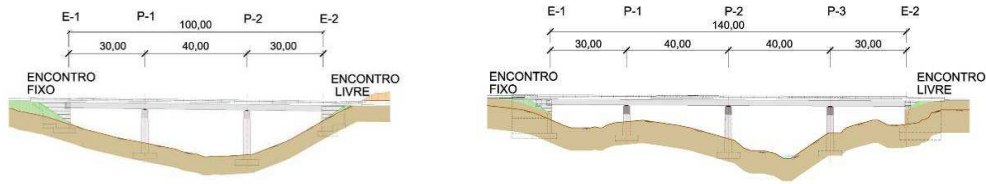
Foram analisados na fase de estudo prévio vários vãos tipo tendo-se finalmente adoptado um vão tipo de 40 m, visto ser o vão que melhor se adequa aos condicionalismos hidráulicos, referidos no ponto 2.1, e geométricos dos vales atravessados.

No Quadro 1 são descritas as principais características dos três tabuleiros.

Quadro 1. Características principais dos tabuleiros

Viaduto	Vãos	Desenvolvimento total (m)	Altura máxima de pilares (m)
<i>Olzaileko</i>	30,0 + 40,0 + 30,0	100,0	19,15
<i>Altzeta</i>	30,0 + 2×40,0 + 30,0	140,0	18,10
<i>Lamiategi</i>	30,0 + 9×40,0 + 35,0	425,0	31,0

Na Fig. 5 apresentam-se os alçados dos três viadutos.



Figuras 5a. e 5b. Alçados dos viadutos de Olzaileko e Altzeta

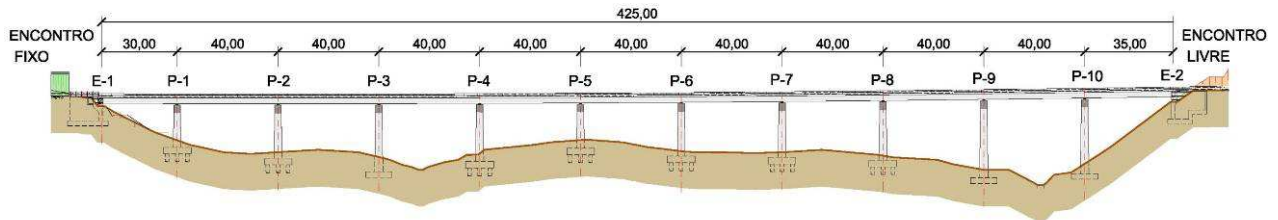


Figura 5c. Alçado do viaduto de Lamiatagi

3.1 Tabuleiros

Os tabuleiros são constituídos por uma viga contínua em caixão monocelular com uma altura total de 2,75 m, a qual corresponde a uma relação altura/vão de 1/14,5.

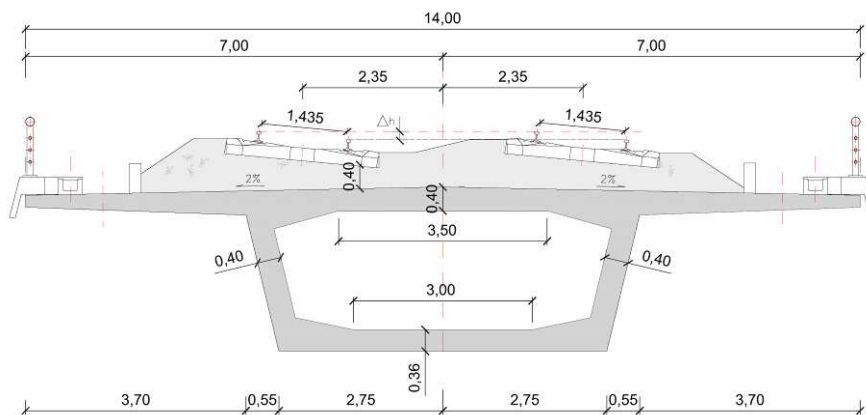


Figura 6. Corte pelo meio vão do tabuleiro

A forma trapezoidal da viga-caixão foi definida de forma a otimizar a flexão transversal da laje do tabuleiro. As almas da viga-caixão variam entre 0,40 m e 0,50 m, tendo sido dimensionadas para se adequarem aos esforços transversos e torsões e, ao mesmo tempo, permitirem a disposição de cabos e ancoragens de pré-esforço.

A geometria das lajes superior e inferior são constantes ao longo do tabuleiro, permitindo assim uma uniformização de armaduras e de cofragens. O aligeiramento interior da secção previu reforços nos cantos de forma a melhorar o seu comportamento em termos de flexão transversal e de esforço rasante, assim como para permitir a disposição de ancoragens de pré-esforço.

A otimização das almas e da laje de fundo conduziu à adopção de um betão de classe de resistência C50/60.

O apoio nos pilares é feito através de aparelhos de apoio esféricos livres no sentido longitudinal do tabuleiro, dado que este é fixo a um encontro. No sentido transversal, em cada pilar existem um apoio fixo e um apoio livre.

O acesso ao interior da viga-caixão é realizado através de aberturas circulares Ø800 na laje de fundo, localizadas nas extremidades do tabuleiro. Estas aberturas estão também consideradas em cada pilar de forma a permitir a inspeção dos aparelhos de apoio.

3.1.1 Pré-esforço longitudinal

A viga-caixão é pré-esforçada longitudinalmente por cabos parabólicos nas almas e por cabos rectos situados na laje superior na zona próxima dos apoios. O esticamento dos cabos de pré-esforço é aplicado nas secções de união de tramos a 1/5 do vão (Fig. 7) e numa única fase. São utilizadas unidades de 24T15 nas almas e de 7T15 e 9T15 na laje superior.

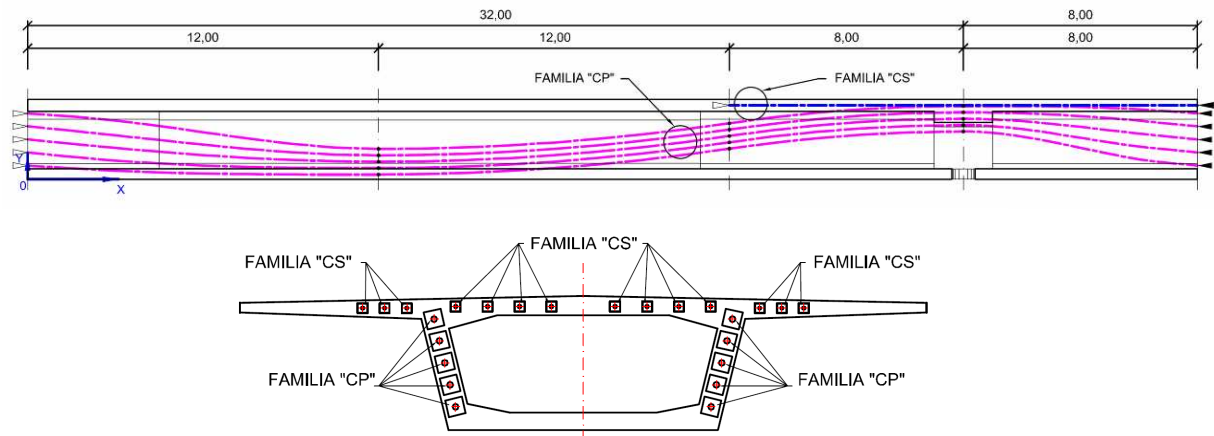


Figura 7. Pré-esforço: alçado longitudinal e corte pela secção de união de tramos

3.1.2 Cálculos justificativos do tabuleiro

O cálculo do tabuleiro envolveu uma análise estática convencional para o conjunto de cargas permanentes e variáveis actuantes sobre o tabuleiro, complementada por uma análise dinâmica do tabuleiro para a passagem de tráfego de alta velocidade. Foi ainda realizada uma análise de fadiga das armaduras passivas e activas do tabuleiro.

A análise dinâmica foi realizada de acordo com as regras definidas nas normas EN1991-2 [5] e IAPF [6]. Foram realizados cálculos com comboios reais e com o modelo de cargas HSLM-A para velocidades até 420 km/h.

A análise visou aferir sobretudo a estabilidade da via e do material circulante, tendo-se obtido os máximos factores de impacto, deslocamentos e acelerações (Fig. 8). Os valores regulamentares são cumpridos em todas as situações.

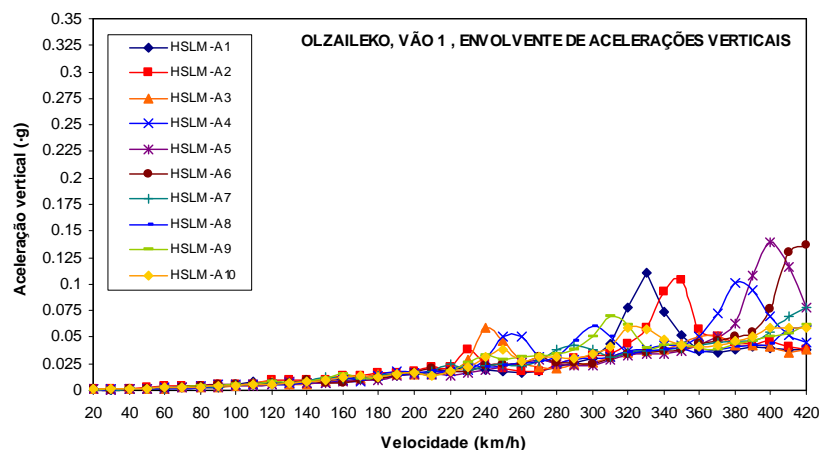


Figura 8. Exemplo de envolvente de acelerações verticais no tabuleiro do viaduto de *Olzaileko*

3.1.3 Fixação longitudinal do tabuleiro

Os tabuleiros são fixos longitudinalmente a um dos encontros por intermédio de batentes formados por aparelhos de neoprene e por barras de aço de alta resistência (Fig. 9). O sistema de fixação é dimensionado para transmitir esforços de compressão (aparelhos de neoprene) e esforços de tracção (barras pré-esforçadas), devidos às acções de arranque e frenagem, de vento longitudinal e de atrito nos aparelhos de apoio. O dimensionamento da fixação evita em qualquer situação a descompressão do aparelho de apoio.

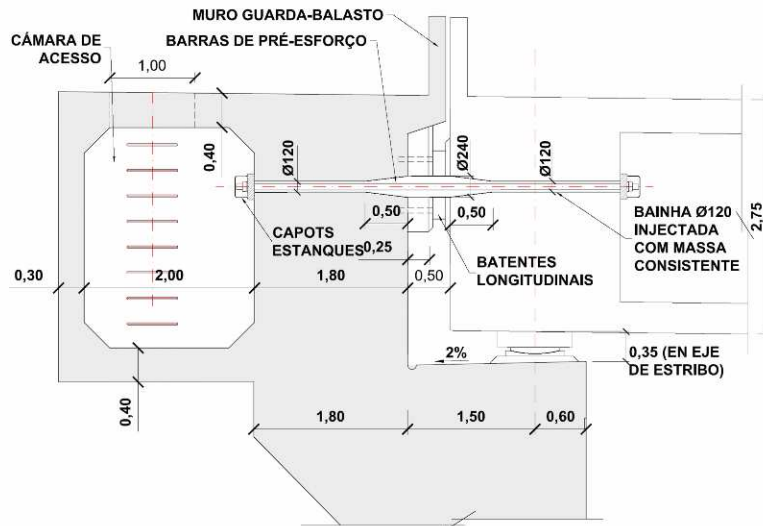


Figura 9. Fixação do tabuleiro ao encontro

A distância entre a face do tabuleiro e o muro frontal do encontro foi fixada em 50 cm de forma a permitir o acesso para inspeção e substituição dos aparelhos de apoio. O acesso à parte frontal do encontro é realizado através de portas laterais.

A aplicação do pré-esforço das barras é realizada no interior de uma câmara localizada na parte anterior do muro frontal, acessível através de um alçapão situado na zona de serviço. As barras são dispostas no interior de bainhas deixadas na betonagem do septo e do muro frontal, as quais são posteriormente enchidas com massa consistente para permitir a sua substituição. Estas bainhas aumentam de diâmetro na zona central para permitir acomodar qualquer pequeno deslocamento relativo ou rotação induzidos por uma operação de substituição de apoios, evitando assim o risco de uma rotura por corte das barras.

3.1.4 Interação via-estrutura

Como foi referido no ponto 2, a adopção deste esquema de fixação do tabuleiro implicou a colocação de aparelhos de dilatação de via sobre os encontros “móveis” dos viadutos de *Alzeta* e de *Lamiategi*. No caso do viaduto de *Olzaileko*, procedeu-se a um estudo completo de interação via-estrutura, de forma a dispensar a utilização desses aparelhos.

Pretendeu-se estimar o aumento de tensões no carril, a deformabilidade relativa entre o carril e o tabuleiro e os deslocamentos nos ADV's quando o sistema carril-estrutura é submetido à acção combinada de acções térmicas e frenagem, sendo esta última aplicada em concomitância com a carga vertical.

Os efeitos reológicos do betão não foram considerados na análise dado que, apesar se serem referidos na norma IAPF, se ter verificado que em vias com um adequado nível de manutenção as operações regulares de reposição de balastro dissipam as tensões originadas pelos movimentos relativos entre tabuleiro e carris.

O modelo desenvolvido segue o esquema clássico para este tipo de estudos e consiste em duas barras contínuas que representam a via e o tabuleiro, ligadas entre si por molas não-lineares que reproduzem o comportamento do balastro. As características destas molas não-lineares foram definidas, tanto na zona carregada como descarregada, através do ponto 6.5.4.4 da EN 1991-2 [5].

Na Fig. 10 encontra-se um diagrama de esforço axial na via obtido para a acção combinada de temperatura, frenagem e sobrecarga vertical.

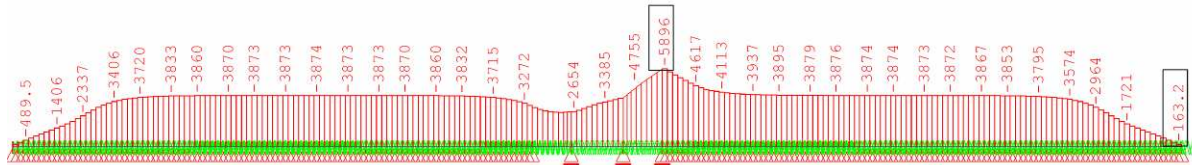


Figura 10. Esforço axial nos carris para a acção combinada de temperatura, frenagem e sobrecarga vertical

A tensão máxima nos carris vale 191,8 MPa (C), à qual corresponde um incremento de tensão com respeito á tensão obtida na zona de via sobre aterro de 65,8 MPa (C), valor inferior ao limite de 72 MPa.

3.2 Pilares

Os pilares são idênticos nos três viadutos, sendo constituídos por fustes rectangulares ocos de dimensão constante na direcção transversal e linearmente variável na direcção longitudinal.

As fundações dos pilares dos viadutos de *Olzaileko* e *Altzeta* são directas por sapatas de 9,0 m × 12,0 m de base e com uma altura de 2,25 m.

No caso do viaduto de *Lamiategi*, a maior profundidade a que se encontra o substrato rochoso firme implicou adoptarem-se fundações indirectas por estacas na maioria dos pilares, existindo apenas 3 alinhamentos com fundação directa. Cada fundação indirecta é constituída por um maciço de fundação de 11,0 m por × 11,0 m em planta e por 8 estacas Ø1500 com comprimentos da ordem dos 10 m.

O dimensionamento da cabeça do pilar foi condicionado pela possibilidade de inspecção e substituição dos aparelhos de apoio, realizada por intermédio de macacos hidráulicos dispostos ao lado dos aparelhos de apoio definitivos (Fig. 11).

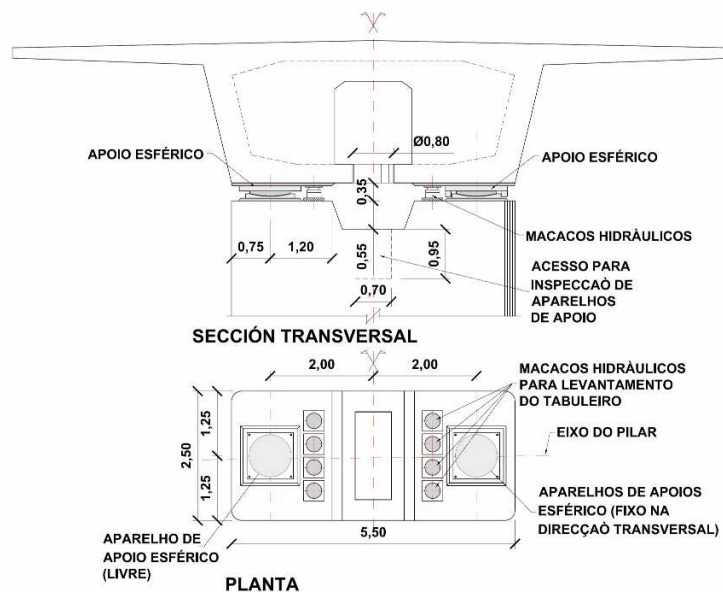


Figura 11. Substituição de aparelhos de apoio em pilares

3.3 Encontros

Os encontros fixos são constituídos por um muro frontal e por dois muros laterais. A parte superior do muro frontal possui uma câmara interna que permite o acesso para inspecção e substituição das barras de pré-esforço (Fig. 9). O muro frontal possui dimensões assinaláveis dado que não se utilizaram contrafortes. Este facto resulta de assim se conseguir uma melhoria nas condições de execução dos blocos técnicos, de importância fulcral neste tipo de estrutura (Fig.12).

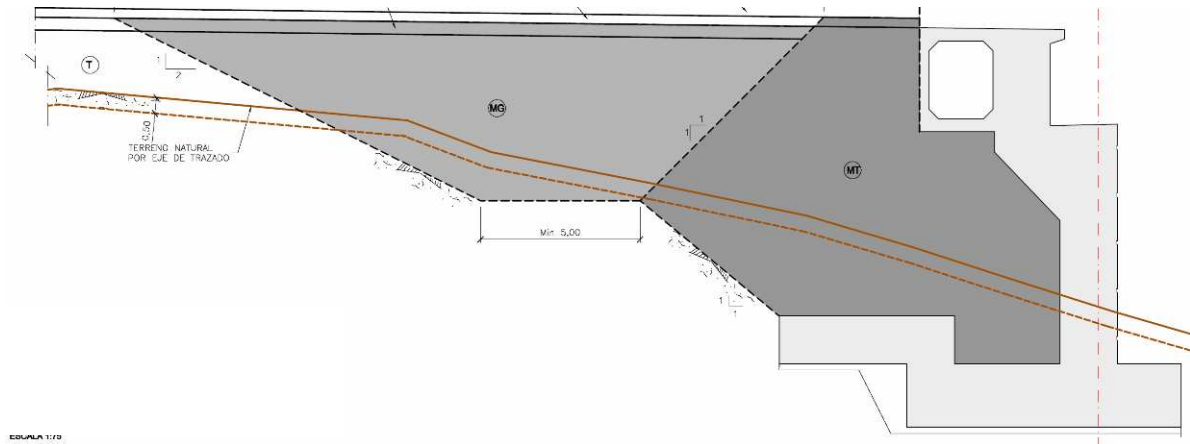


Figura 12. Bloco técnico do encontro E1 de Olzaileko

No caso dos encontros das extremidades com aparelhos de dilatação de via, adoptaram-se encontros tipo cofre com laje superior e paredes intermédias. O encontro é então fechado e o bloco técnico inicia-se após a parede posterior. Esta concepção visa minimizar os possíveis assentamentos de terreno na zona de colocação do ADV.

4. CONCLUSÕES

A concepção geral dos viadutos teve em consideração diversos condicionalismos hidráulicos e geométricos dos vales atravessados, tentando-se obter uma solução que fosse tecnicamente viável e económica, e que se integrasse no local.

A utilização de uma solução comum aos três viadutos, tanto em termos da uniformidade visual de tabuleiros e pilares como em termos dos vãos utilizados, tipo de pré-esforço e processo construtivo, permite uma optimização dos tempos e custos de execução.

O projecto deste tipo de estruturas deve ter em especial atenção a sua durabilidade e a manutenção dos seus equipamentos, assegurando que estes são inspeccionáveis e substituíveis.

O cálculo deste tipo de viadutos deve atender às suas especificidades, cuidando tanto das verificações estruturais do próprio tabuleiro como da estabilidade da via e do material circulante.

REFERÊNCIAS

[1] MILLANES, F. [et al.] - Viaductos sobre el río Jalón (2238 m) y sobre el río Ginel (1147 m) en la LAV Madrid-Barcelona. Congreso Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural. Puentes y Estructuras de Edificación. 2002.

[2] PASCUAL, J.; VIARTOLA, L.M. - Viaducto sobre el río Genil, en la LAV Córdoba-Málaga. III Congreso de Puentes y Estructuras de Edificación de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón

Estructural. Las Estructuras del siglo XXI: Sostenibilidad, Innovación y Retos del Futuro. Volumen 3. pp. 1971-1984. Ed. ACHE. 2005.

[3] FERNANDEZ, J. A. [et al.] - Viaducto empujado sobre el río Cinca en la Línea de Alta Velocidad Zaragoza-Lleida. I Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural (ACHE). 1999.

[4] MILLANES, F. [et al.] - Viaductos singulares para las L.A.V. IV Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural. 2008.

[5] EN 1991-2.2003, Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Acções de tráfego em pontes. CEN. Bruxelas.

[6] IAPF. 2008, Instrucción sobre las acciones a considerar en puentes de ferrocarril. Ministerio de Fomento. Madrid.