

## PUENTE DE FERROCARRIL SOBRE EL RÍO TARNAVA (RUMANÍA)

### Ricardo RICO RUBIO

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
K2 Estudio de Ingeniería, S.L.  
[rrico@k2ingenieria.es](mailto:rrico@k2ingenieria.es)

### Jorge CASCALES FERNÁNDEZ

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
K2 Estudio de Ingeniería, S.L.  
[jcascales@k2ingenieria.es](mailto:jcascales@k2ingenieria.es)

### Sergio COUTO WÖRNER

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
K2 Estudio de Ingeniería, S.L.  
[scouto@k2ingenieria.es](mailto:scouto@k2ingenieria.es)

## RESUMEN

El Puente sobre el Río Tarnava se encuadra en la obra de rehabilitación de la línea de ferrocarril Brasov – Simeria, tramo Sighisoara-Coslariu, en Rumanía. Esta línea pertenece al IV Corredor Paneuropeo, de doble vía y con una velocidad de proyecto de 160km/h.

El nuevo puente cruza sobre el Río Tarnava próximo a la ciudad de Sighisoara mediante una estructura de un único vano, 125m de luz y un ancho total de 15,6m. La configuración del tablero es de doble arco vertical en celosía metálico y tablero inferior, cuyos elementos principales lo forman dos vigas-tirante longitudinales metálicas. La plataforma del tablero entre arcos tiene un ancho de 9,20 para dar alojamiento a la doble vía, resuelta con una tipología mixta compuesta por vigas transversales, dos largueros y una losa de hormigón conectada a los elementos metálicos. Paseos peatonales situados en los extremos de la sección completan el tablero.

**PALABRAS CLAVE:** Puente de ferrocarril, arco, celosía, acero, comportamiento dinámico, Rumanía.

### 1. Descripción de la solución inicial

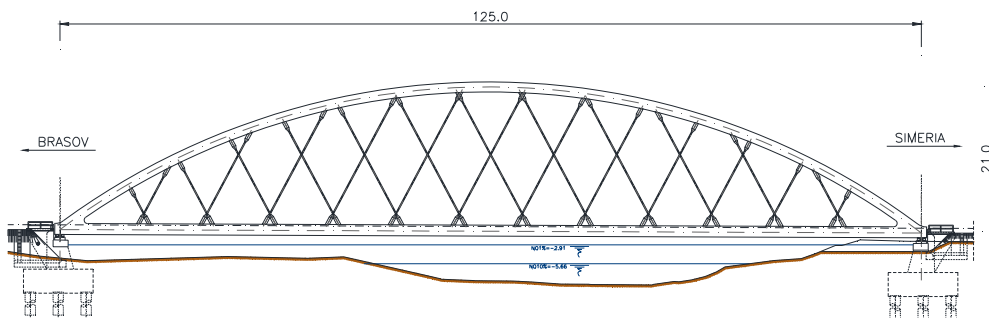
El proyecto inicial para cruzar el Río Tarnava, encargado por la Compañía Nacional del Ferrocarril de Rumanía (CFR) a la consultora local Viotop, consistió en un puente con doble arco de tablero inferior, 125m de luz y 15,32m de anchura con distribución de péndolas tipo network.

La separación transversal entre ejes de arcos es de 10,0m, suficiente para alojar dos vías con 4,20m de intereje y permitir el gálibo mínimo horizontal indicado por la normativa rumana.

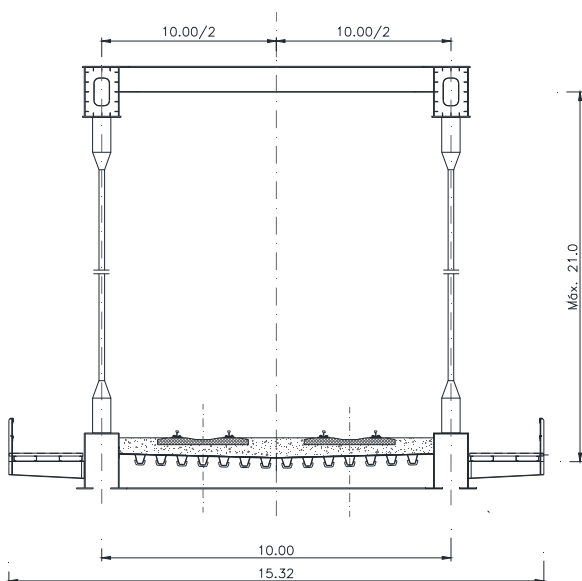
Los arcos, de 21m de flecha, se encontraban formados por cajones metálicos de 1,46m de canto y 1,10m de anchura, mientras que el tablero lo formaban dos tirantes metálicos con sección en “pi” de 1,60m de canto, vigas transversales con intereje de 3,05m y losa ortótropa sobre la que se dispone la doble vía sobre balasto. Sendos voladizos metálicos alojan los paseos peatonales por el exterior de los arcos.

Se plantean arriostramientos en “k” en prácticamente toda la longitud de los arcos generando así una celosía en planta.

El tablero se apoya sobre dos estribos de escasa altura y cimentación pilotada. Una configuración habitual de apoyos POT permite fijar longitudinalmente el tablero en el estribo E-1 y liberarlo en el estribo E-2.



**Figura 1. Alzado de la solución inicial**



**Figura 2. Sección transversal de la solución inicial**

## 2. Condicionantes y criterios de diseño de la nueva solución

La UTE adjudicataria de la obra encarga a k2 Ingeniería un nuevo proyecto que optimice la solución inicial en lo que respecta al comportamiento estructural (estático, dinámico, fatiga, etc.), facilidad de ejecución y cuantías de acero estructural.

Los condicionantes, criterios de diseño y mejoras respecto al proyecto inicial son los siguientes:

### 2.1. Invariantes de proyecto

Los requisitos de partida marcados por la Administración para el nuevo diseño del puente han sido:

- Un único vano de 125m de luz para salvar el cauce ordinario del río
- Tipología de arco metálico de tablero inferior
- Gálibo mínimo horizontal entre arcos de 9,20m
- Resguardo vertical de 1,0m sobre el nivel de avenida de 500 años
- Mantener en lo posible el diseño de estribos del proyecto inicial

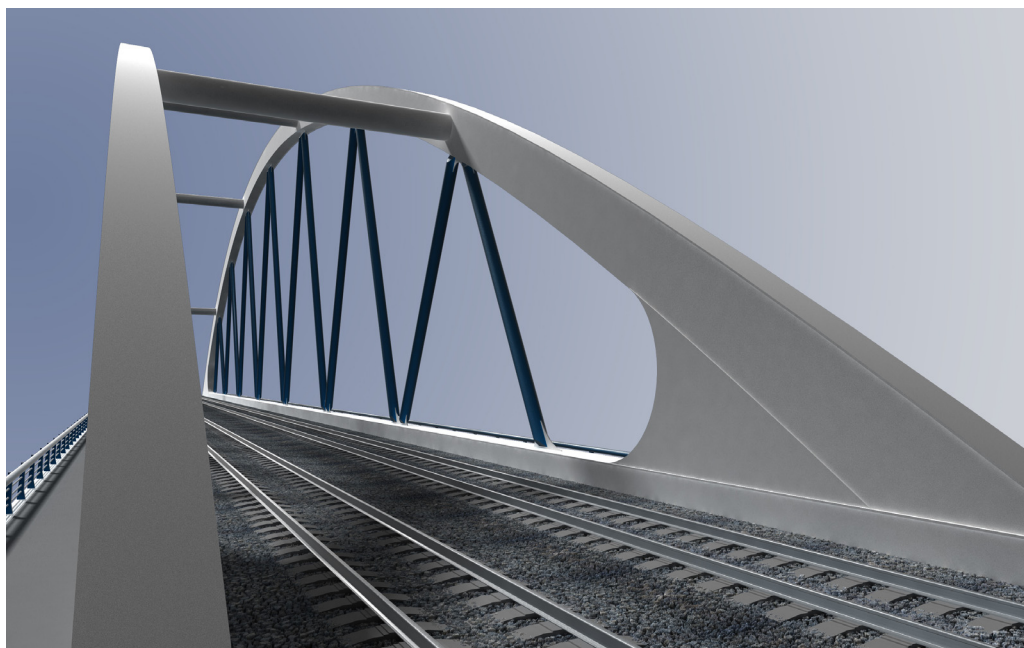
## 2.2. Esquema longitudinal y configuración de péndolas

El diseño del tablero se ha regido por criterios de rigidez. Así, se opta por un esquema en celosía para hacer frente de forma más eficaz a las sobrecargas asimétricas y se dota al tablero de más canto que a los arcos con la intención de filtrar estas cargas y reducir la flexión en arcos.

Se observa que la configuración de péndolas flexibles tipo network planteada inicialmente supone que, para diversas hipótesis de cálculo, varias péndolas entren en compresión con la consiguiente pérdida de rigidez del tablero frente a cargas asimétricas. Otro inconveniente de esta tipología es la complejidad de su puesta en carga y el control adecuado de los sucesivos tesados necesarios.

Como alternativa se ha planteado una configuración de péndolas rígidas, tubulares, formando una celosía tipo Warren y capaces de absorber esfuerzos de compresión moderados. De esta manera se hace frente de forma más eficaz a las sobrecargas asimétricas, se reduce el número de elementos que conforman el tablero y se facilita la unión entre tablero y arcos.

Se ha preferido evitar las péndolas de escasa longitud próximas a la unión arco-tirante, pues suponen un punto crítico, no evitan las flexiones positivas que se producen en la viga-tirante en las proximidades a los apoyos. En su lugar se ha planteado unir el arranque del arco con el tirante con chapas a modo de almas para compatibilizar desplazamientos en esta zona y reducir sustancialmente los momentos flectores del tirante.

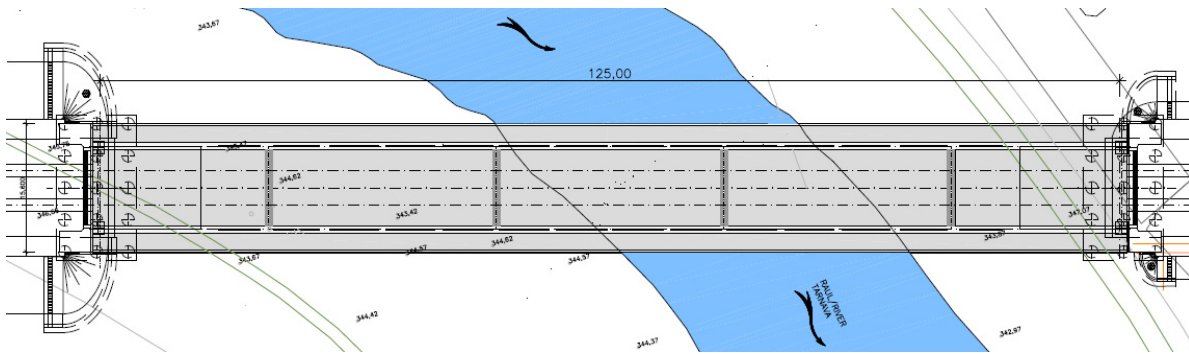


**Figura 3. Visualización de la solución definitiva**

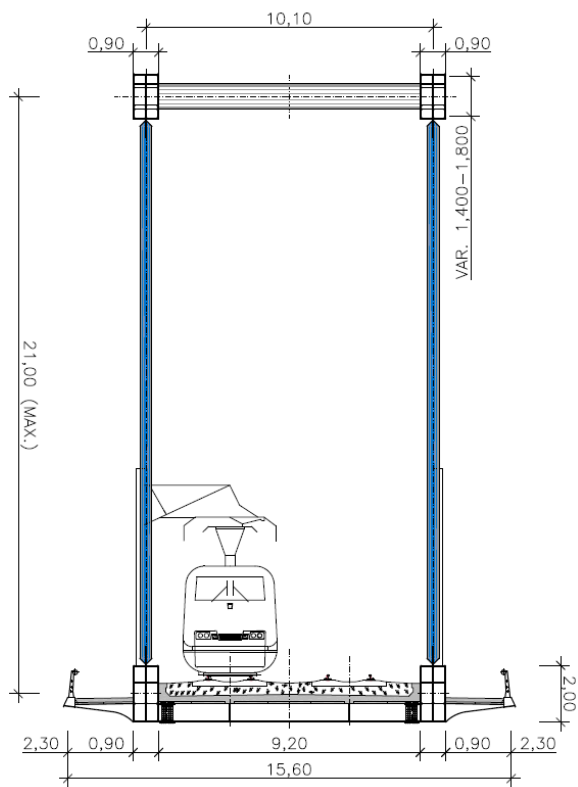
La flecha de los arcos es de 21,0m, correspondiente a una relación flecha/luz de 1/16. Un cajón metálico, sin rigidización longitudinal, de 0,90m de anchura, canto variable (1,40m – 1,80m) y directriz parabólica de segundo grado forma cada uno de los arcos.

Las vigas tirante que equilibran el trabajo longitudinal se materializan también mediante cajones metálicos exentos de rigidización longitudinal, de 0,90m de anchura y 2,00m de canto. La configuración de celosía la completan las péndolas tubulares de 431,8mm de diámetro exterior.

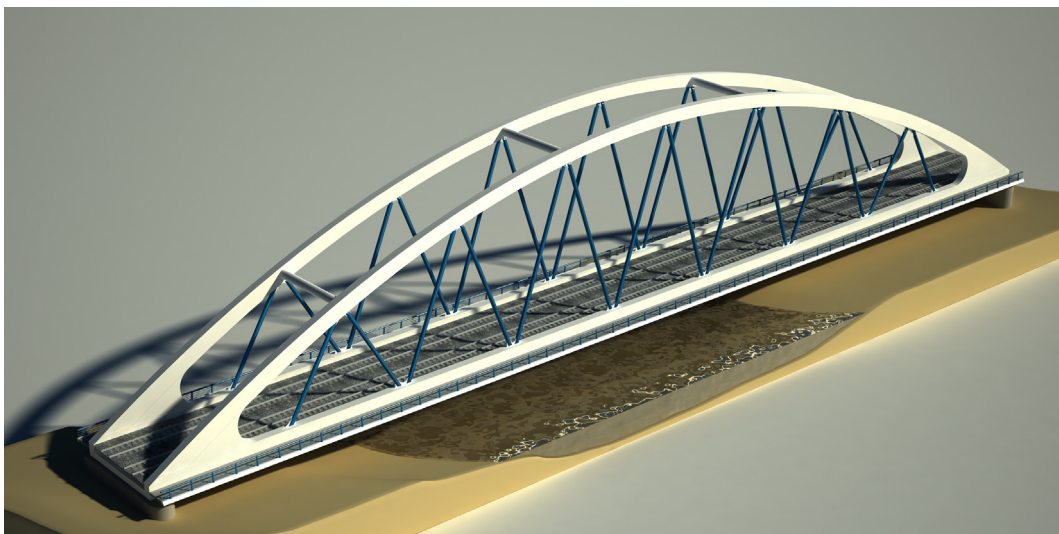
La estabilidad transversal de los arcos se confía a cuatro arriostramientos transversales tubulares de 900mm de diámetro exterior.



**Figura 4. Vista en planta de la estructura**



**Figura 5. Sección transversal del tablero**



**Figura 6. Visualización de la solución definitiva**

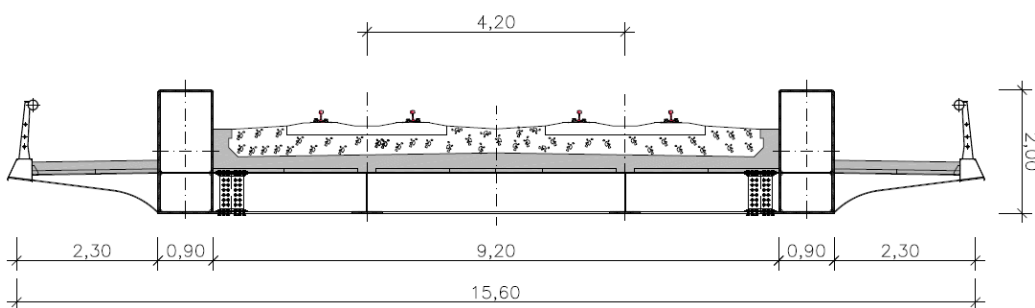
### 2.3. Plataforma del tablero

Se ha considerado que existen mejores soluciones para materializar la plataforma de puentes de ferrocarril que la losa ortótropa del proyecto inicial. La correcta ejecución de este tipo de elementos es muy compleja, siendo además fuente frecuente de aparición de fisuras por fatiga ya que:

- La carrera de tensiones es elevada
- La categoría de los detalles de fatiga es reducida
- Hay un elevado número de puntos susceptibles de aparición de fisuras (soldaduras, groeras, etc.)
- Existe un gran número de uniones soldadas que se han de realizar en la ubicación definitiva del puente, sobre el río, las cuales requieren de una ejecución muy cuidada.
- Hay que realizar in situ las soldaduras en el contorno entre chapa ortótropa y almas de vigas transversales, empalmes de rigidizadores, empalmes de chapa superior, etc., lo que hace que la ejecución sea laboriosa y lenta, siendo además necesario realizar un control que garantice la calidad de las soldaduras.

Un problema añadido a esta tipología de tableros es que su escasa masa y rigidez hacen a la estructura más sensible a los problemas dinámicos, generando aceleraciones superiores a las permitidas.

La alternativa planteada en el proyecto definitivo es la de un tablero mixto, la cual aporta más ventajas que la losa ortótropa además de evitar los problemas indicados en los párrafos anteriores. Un condicionante importante para el diseño de la plataforma es el canto transversal disponible, ya que es requisito el mantener un resguardo mínimo de 1,0m sobre el nivel de avenida de 500 años. Esto implica que el máximo canto disponible para las vigas transversales es de 0,98m manteniendo un espesor de balasto mínimo de 0,30m entre traviesas y vigas transversales.



**Figura 7. Sección transversal del tablero**

Así, la plataforma de la nueva solución se compone de un emparrillado metálico formado por vigas transversales y un larguero ubicado bajo cada vía con un canto de 66cm.

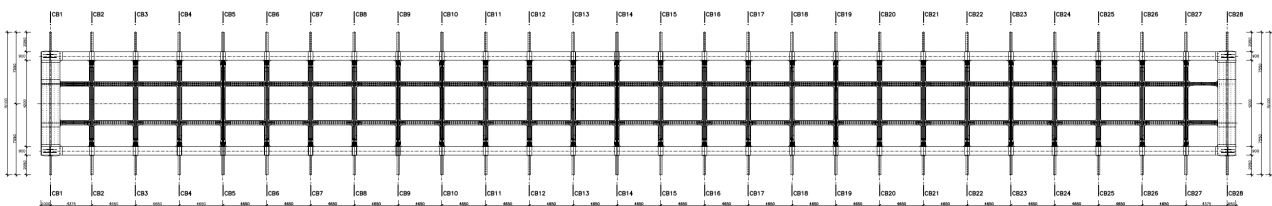
La disposición de los largueros en el tablero mejora en gran medida el comportamiento dinámico ya que dota a la plataforma de mayor rigidez y reduce la magnitud de las aceleraciones verticales. Las vigas longitudinales se hacen más importantes todavía en esta estructura debido a que el

canto disponible para las vigas transversales es estricto. La menor rigidez a flexión de las vigas transversales implica que los efectos resonantes se produzcan a velocidades menores.

Además, los largueros colaboran con las vigas-tirante en el comportamiento global del tablero, posibilitando la reducción de acero en éstas, y colaboran con la transmisión de las cargas de frenado hacia el estribo fijo.

Las vigas transversales tienen una sección armada “doble T” de canto constante (al igual que los dos largueros) e intereje de 4,65m. Sobre estos elementos se disponen prelasas prefabricadas y se hormigona la losa con un espesor máximo de 32cm (losa + prelasas). Las ventajas de esta solución son las siguientes:

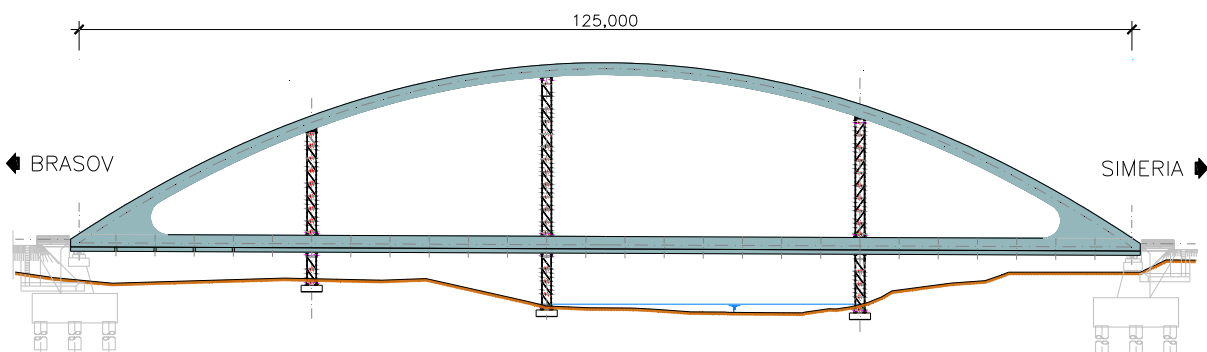
- Facilidad de construcción. La ejecución de este tipo de tablero se realiza sin necesidad de emplear elementos auxiliares de apeo, encofrados, etc. Durante el proceso seguido en la fabricación de la plataforma del tablero, una vez instaladas las vigas transversales y longitudinales metálicas no será necesario realizar ninguna soldadura con el puente situado en su situación definitiva.
- La losa de hormigón dota al tablero de mayor rigidez, por lo que reducen las deformaciones locales y los niveles de aceleraciones máximas. Al aumentar la masa se mejora el comportamiento dinámico.
- Resulta más económico que la losa ortótropa.



**Figura 8. Vista en planta del emparrillado metálico del tablero**

## 2.4. Aspectos constructivos

El proceso constructivo planteado en el proyecto inicial consiste en la ejecución de 12 pilas provisionales, situando varias de ellas sobre el cauce, para realizar el montaje del tablero metálico sobre éstas. En la solución definitiva se propone mantener el esquema de procedimiento constructivo pero reduciendo en gran medida el número de pilares provisionales, minimizando en todo lo posible la afección al cauce.



**Figura 9. Montaje de tablero y arcos sobre apeos provisionales**

Se ha planteado la realización de todas las vinculaciones de los elementos que forman el entramado metálico de la plataforma (vigas transversales y largueros) mediante tornillos pretensados formando uniones denominadas de “Categoría B: Resistentes al deslizamiento en el Estado Límite de Servicio” por el Eurocódigo 3. De esta manera se evita que se ejecuten soldaduras en la ubicación definitiva del tablero, sobre el cauce del río. Las únicas vigas transversales que se ha planteado unir mediante soldadura a las vigas-tirante son las riostras de estribos, de fácil acceso y mayor solicitud.

Por otro lado, según se ha comentado en apartados anteriores, la ejecución de la losa sobre prelosas colaborantes supone una optimización importante en el proceso de ejecución frente a la losa ortótropa planteada en el proyecto inicial.

## **2.5. Condicionantes dinámicos**

La velocidad de proyecto es de 160km/h, aunque es requisito de la Administración que el comportamiento dinámico se evalúe para una velocidad de 200km/h.

A nivel bidimensional (longitudinal) una estructura de esta tipología no debe presentar problemas dinámicos para esta velocidad, tiene una gran luz y suficiente rigidez como para que las aceleraciones máximas sean admisibles. En cambio, los tableros formados por elementos longitudinales de borde (vigas-tirante) y elementos transversales de pequeña luz, rigideces moderadas y escasa masa, sometidos a la acción directa de los trenes, son susceptibles de sufrir importantes desplazamientos y aceleraciones incluso para velocidades no muy elevadas.

Este hecho se ha tenido muy en cuenta en el diseño del tablero, de forma que se han dispuesto los dos largueros metálicos bajo las vías y se han conectado a la losa de hormigón. La mejora del comportamiento dinámico ha sido la razón principal para su planteamiento.

Se presenta en el apartado 3 un resumen de los resultados obtenidos del cálculo dinámico, alcanzando una aceleración máxima en el tablero de  $1,75\text{m/s}^2$ .

## **2.6. Condicionantes sísmicos**

El puente se sitúa en zona riesgo sísmico moderado, debiendo diseñarse para una aceleración de cálculo de  $0,12g$ .

La acción sísmica no ha sido condicionante en el diseño de la estructura, de forma que tanto la fuerza transversal como la longitudinal es transmitida a los estribos mediante apoyos POT, sin que haya necesidad de disponer elementos especiales de disipación de energía o de aislamiento de la estructura.

La fuerza longitudinal debida al sismo que recoge el estribo fijo es de 5760kN, mientras que la fuerza transversal asciende a 1860kN en cada estribo.

## **2.7. Optimización de materiales**

La cuantía de acero estructural en la solución inicial ascendía a  $675\text{kg/m}^2$  de tablero sin incluir el material de las péndolas. Este valor resulta elevado debido principalmente a la solución de tablero ortótropo.

Las modificaciones realizadas en el proyecto definitivo han sido orientadas, además de a mejorar el comportamiento y la facilidad de construcción, a reducir estas cuantías. Para ello el aspecto más eficiente ha sido el planteamiento del tablero mixto y el cambio de configuración de péndolas.

Se han planteado, además, las dimensiones de las secciones metálicas para que no se supere un espesor de 40mm en las chapas principales. Únicamente se supera este espesor en zonas de refuerzo localizadas sobre apoyos.

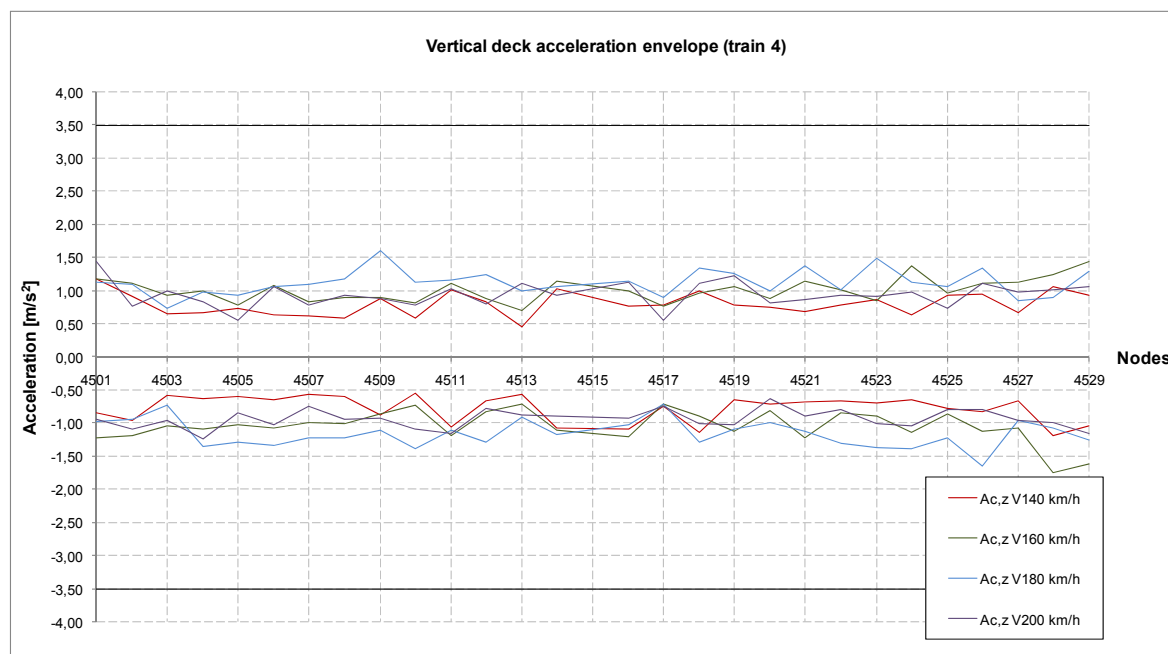
Con el nuevo diseño se dispone un total de 460kg de acero estructural por m<sup>2</sup> de tablero, incluyendo las péndolas tubulares, lo que supone un ahorro superior al 30% en acero estructural a costa de ejecutar una losa de hormigón armado de pequeño espesor.

### 3. Comportamiento dinámico

Para determinar los efectos dinámicos se ha realizado el paso de los trenes 1 a 4 definidos en los Eurocódigos a diferentes velocidades hasta un máximo de 200km/h.

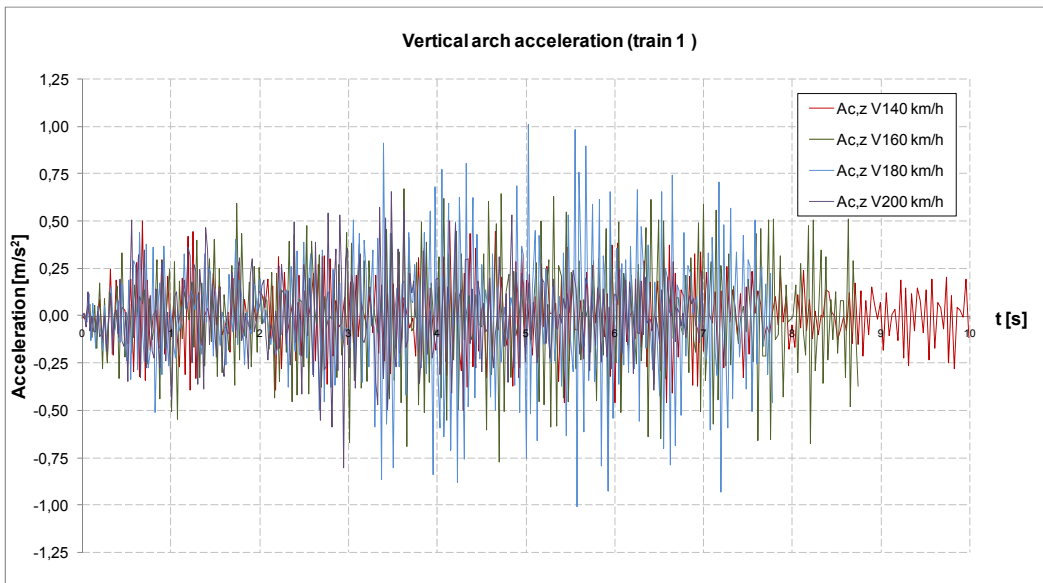
Se ha tenido en cuenta de forma conservadora en el cálculo un amortiguamiento de la estructura  $\zeta=0,50$  %. El número de modos que participan en el cálculo es de 60, comprobando que se moviliza al menos el 90% de la masa y que la frecuencia máxima es inferior a 30Hz.

Los resultados del cálculo muestran que la aceleración máxima vertical del tablero en la zona bajo las vías asciende a 1,68m/s<sup>2</sup> en centro de vano y a 1,75m/s<sup>2</sup> en la zona próxima a estribos, produciéndose éstos para velocidades de 180km/h. Ambos valores se encuentran alejados del límite de 3,50m/s<sup>2</sup> indicado por el Anejo Nacional rumano de los Eurocódigos.

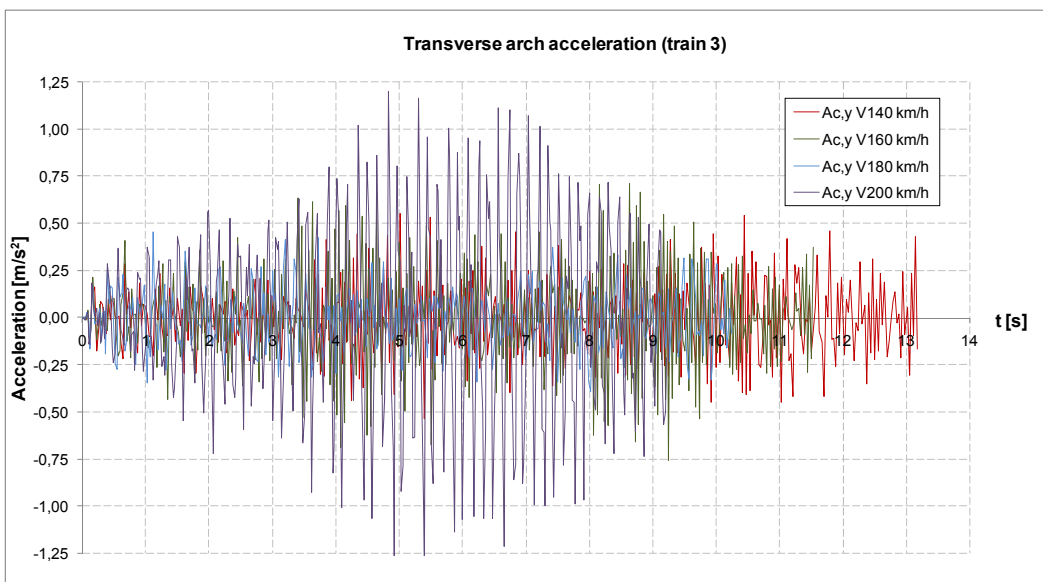


**Figura 10. Máxima aceleración vertical del tablero para diferentes velocidades de paso del tren 4**

Se ha querido evaluar el comportamiento de los arcos frente al paso de los diferentes trenes. Las máximas aceleraciones y deformaciones obtenidas toman valores de magnitud admisible según se puede apreciar en las figuras mostradas a continuación. La máxima aceleración vertical y transversal observada en la clave de arcos es de 1,0m/s<sup>2</sup> y de 1,25m/s<sup>2</sup> respectivamente.



**Figura 11. Máxima aceleración vertical en clave de arcos. Tren 1**



**Figura 12. Máxima aceleración transversal en clave de arcos. Tren 3**

#### 4. Construcción

Según se ha comentado anteriormente el montaje longitudinal de tablero y arcos se realiza en su posición definitiva mediante tres familias de apeos provisionales.

Las vigas transversales se montan con grúas y se vinculan con el tirante mediante uniones atornilladas, evitando de esta manera realizar estas soldaduras en la posición definitiva del tablero.

La ejecución del tablero se completa con la colocación de las prelosas prefabricadas, ferrallado y hormigonado de la losa de hormigón.

Actualmente se encuentran en ejecución los estribos del puente. Se muestran a continuación dos imágenes correspondientes a esta fase en las que se puede apreciar la realización de pruebas de carga sobre pilotes y el ferrallado del alzado de uno de los estribos.



**Figura 12. Prueba de carga sobre pilotes**



**Figura 13. Ferrallado de encepado y alzado de estribo**

## 5. Conclusiones

Se considera que la experiencia adquirida por la ingeniería y construcción española en lo que respecta a estructuras de ferrocarril en los últimos años, así como la propia de K2 Ingeniería en el diseño de celosías metálicas para ferrocarril, ha dado sus frutos en el caso concreto del Puente sobre el Río Tarnava, rediseñando una estructura con mejor comportamiento, tanto estático como dinámico, mayor facilidad de construcción, menor afección medioambiental y menor consumo de materiales.

## 6. Relación de participantes

PROPIEDAD: C.F.R. Compañia Națională de Căi Ferate (Rumanía)

CONSTRUCTORA: "Asocierea FCC, Alpine, Azvi, sectiunea Sighisoara – Ate"

Jefe de Obra: Rogelio Sabate (FCC)

Oficina Técnica: Miguel Ángel Fuentes (Azvi)

PROYECTO: K2 Estudio de Ingeniería

SUPERVISIÓN DEL PROYECTO: Ionut Racanel (Universitatea Tehnica de Constructii Bucuresti)