

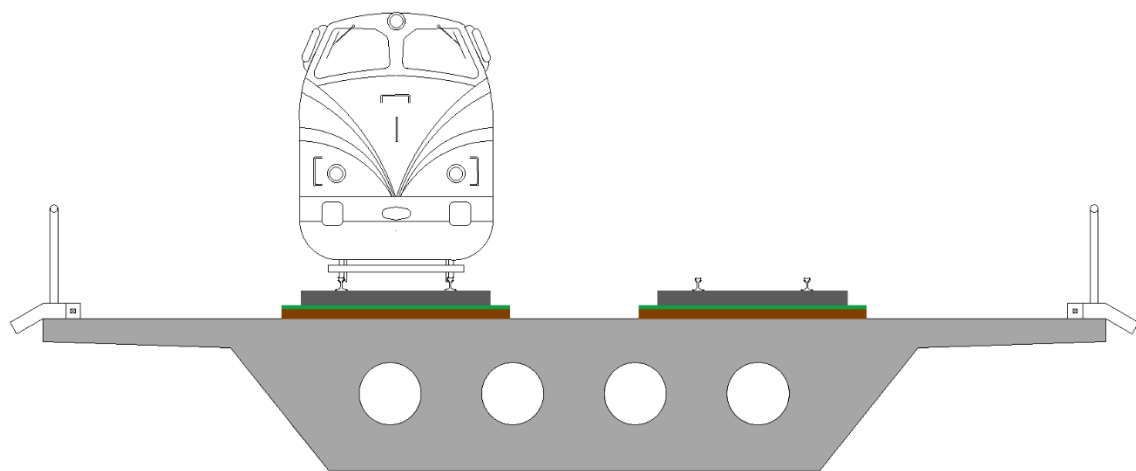


POLITÉCNICA

**ETSI CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID**



TRABAJO FIN DE MÁSTER



Estudio de la influencia del tipo de vía en los puentes de alta velocidad de vía doble considerando efectos de torsión

Autor: Pablo Mariscal Santana

**Tutor: Carlos Zanuy Sánchez
Gonzalo Sanz-Diez de Ulzurrun Casals**

2023/24

MÁSTER EN INGENIERÍA DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



INDICE

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN Y ALCANCE	1
1.1. Introducción	1
1.2. Objetivos	2
1.3. Contenido del documento	2
CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE	4
2.1. Fenómenos dinámicos en el ferrocarril.....	4
2.1.1. Carga móvil única.....	4
2.1.2. Conjunto de cargas móviles.....	5
2.2. Métodos de cálculo	6
2.2.1. Cálculo dinámico con cargas móviles	7
2.2.2. Cálculo dinámico con interacción vehículo-estructura	8
2.2.3. Impronta dinámica	9
2.3. Instrucciones y normas del proyecto	10
2.3.1. Categorías de línea.....	10
2.3.2. IAPF	10
2.3.3. Eurocódigo 1	12
2.4. Infraestructura de vías.....	13
2.5. Estudio tipológico de puentes cortos de ferrocarril	14
2.5.1. Análisis de diferentes secciones de puente.....	15
2.5.2. Análisis de la sección media.....	16
2.6. Trenes de alta velocidad	18
CAPÍTULO 3. MODELO NUMÉRICO	21
3.1. Introducción	21
3.2. Metodología.....	22
3.3. Descripción de los modelos numéricos	25
3.3.1. Tipología de elementos finitos utilizados.....	25
3.3.2. Acciones	27
3.3.3. Casos analizados.....	28
3.4. Descripción del modelo de vía de balasto	28
3.5. Descripción del modelo de vía en placa	30
3.5.1. Vía en placa monolítica	31
3.5.2. Vía en placa independiente.....	33



CAPÍTULO 4. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	35
4.1. Introducción	35
4.2. Primeros modos de vibración	35
4.3. Resultados dependientes del tiempo	37
4.3.1. Vía sobre balasto	38
4.3.2. Vía en placa monolítica	40
4.3.3. Vía en placa independiente.....	41
4.4. Resonancia en los modelos	43
CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS	45
5.1. Introducción	45
5.2. Influencia del tipo de vía	46
5.2.1. Análisis en el tablero del puente.....	47
5.2.2. Giros	50
5.3. Resultados en los carriles.....	52
5.4. Influencia de la rigidez en los apoyos.....	53
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES	57
6.1. Introducción	57
6.2. Conclusiones.....	57
6.3. Estudios futuros	58
Referencias	59
Apéndice A.....	61
Apéndice B.....	66
Apéndice C.....	69



INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Respuesta CDV de puente isostático. $L = 20$ m bajo carga móvil aislada. $P = 225$ kN, $V = 200$ km/h y 360 km/h. (a) Desplazamiento tablero. (b) Aceleraciones tablero (Martínez González 2022)	5
Figura 2: Evolución desplazamiento vertical del CDV. $L=20$ m. Tren Talgo. (a) $v=200$ km/h. (b) $v=360$ km/h. (Martínez González 2022).....	6
Figura 3: Esquema del modelo con cargas móviles.	8
Figura 4: Respuesta en puente debido a la interacción vehículo estructura: (a) velocidad no resonante; (b) velocidad resonante.	9
Figura 5: Valores mínimos de L/δ por condiciones de confort del viajero, en función de la velocidad de proyecto (V). (Ministerio de Fomento 2007).	12
Figura 6: Giro a flexión en los apoyos.	12
Figura 7: Sección tipo de la vía en balasto. (Barkhordari et al. 2019)	13
Figura 8: Sección transversal de vía doble (ADIF 2011).	14
Figura 9: Secciones tipo estudiadas: (a) losa maciza; (b) losa aligerada; (c) vigas artesas; (d) sección cajón.....	15
Figura 10: Datos de Inercia a torsión – Luz de diferentes secciones tipo: (1) Torroja Ingeniería 2013; (2) Barrios Fragoso, E. 2017; (3) Manterola, J. et al. 1999; (4) Oliva et al. 2013; (5) Carnero, D. et al. 2020; (6) Manterola, J. et al. 2012; (7) Fhecor, 2012; (8) J.A. del Valle et al. 2010; (9) I. Pardo et al. 2011; (10) F. Millanes et al. 2016.	16
Figura 11: Propiedades mecánicas de secciones de vía doble de alta velocidad ferroviaria.	17
Figura 12: Esquema gráfico del tren Dinámico Universal-A. (Ministerio de Fomento 2007).....	19
Figura 13: Esquema Talgo (superior) y AVE (inferior). (Renfe).....	20
Figura 14: Modelo 3D representación de uniones longitudinales: (a) MEF vía sobre balasto; (b) MEF vía en placa.....	23
Figura 15: Esquema longitudinal de los modelos de elementos finitos: (a) Vía sobre balasto; (b) Vía en placa monolítica; (c) Vía en placa independiente	24
Figura 16: Sección tipo del puente con vía sobre balasto.....	29
Figura 17: Esquema del MEF de la vía sobre balasto.	30
Figura 18: Sección tipo del puente con vía en placa: (a) Monolítica; (b) Independiente.	31
Figura 19: Esquema del MEF de la vía en placa monolítica.	32
Figura 20: Esquema del MEF de la vía en placa independiente.....	33
Figura 21: Modos de vibración propios de la estructura. Vía sobre balasto. $L=25$ m....	36
Figura 22: Modo torsional: (a) Ejes X-Y; (b) Ejes Z-Y.	37
Figura 23: Resultados para $L=25$ m. Vía sobre balasto. Tren Talgo. $V=200$ km/h y 360 km/h: (a) Flecha en tablero; (b) Aceleración en tablero; (c) Flecha en carril; (d) Aceleración en carril.....	39
Figura 24: Giro a torsión en el centro de vano del puente. $L=25$ m. Vía sobre balasto. Tren Talgo. $V=200$ km/h y 360 km/h.	39



Figura 25: Resultados para L=25 m. Vía en placa monolítica. Tren Talgo. V=200 km/h y 360 km/h: (a) Flecha en tablero; (b) Aceleración en tablero; (c) Flecha en carril; (d) Aceleración en carril..... 40

Figura 26: Giro a torsión en el centro de vano del puente. L=25 m. Vía en placa monolítica. Tren Talgo. V=200 km/h y 360 km/h..... 41

Figura 27: Resultados para L=25 m. Vía en placa independiente. Tren Talgo. V=200 km/h y 360 km/h: (a) Flecha en tablero; (b) Aceleración en tablero; (c) Flecha en carril; (d) Aceleración en carril..... 42

Figura 28: Giro a torsión en el centro de vano del puente. L=25 m. Vía en placa independiente. Tren Talgo. V=200 km/h y 360 km/h. 43

Figura 29: Desplazamiento vertical (a) y aceleración (b) en centro de vano para un caso de resonancia. L=20 m. Vía sobre balasto. Tren AVE. V=200 km/h y 350 km/h. 44

Figura 30: Desplazamiento vertical (a) y aceleración (b) en centro de vano para un caso de resonancia. L=20 m. Vía sobre balasto. Tren HSML-A1. V=320 km/h y 360 km/h. 44

Figura 31: Desplazamientos y aceleraciones pico en el CDV del puente. L=25 m. Tipología de vías: (a) balasto; (b) placa monolítica; (c) placa independiente..... 46

Figura 32: Limitación de la deformada vertical para el confort del usuario según la luz del puente en función de la velocidad. 47

Figura 33: Envolventes de deformaciones verticales del tablero en el CDV del puente. 48

Figura 34: Envolventes de aceleraciones verticales del tablero en el CDV del puente.. 48

Figura 35: Envolventes de los giros máximos en el CDV..... 50

Figura 36: Envolventes de los giros máximos en los apoyos..... 51

Figura 37: Envolventes de deformaciones verticales del carril en el CDV del puente. . 52

Figura 38: Envolventes de aceleraciones verticales del carril en el CDV del puente. ... 53

Figura 39: Desplazamiento vertical en centro de vano. L=15 m (a, c, e) y L=30 m (b, d, f). Tren Talgo. V=330 km/h. k_1 , k_2 55

Figura 40: Resultados de los desplazamientos verticales en el centro de vano. L=15 m. Tren Talgo. V=330 km/h. k_1 , k_2 . t [4-8 s]..... 55

Figura 41: Envolventes de flechas y aceleraciones en el centro de vano del puente. L=15 m (a, c) y L=30 m (b, d). Variación de rigidez (k_1 y k_2). 56

Figura 42: Propiedades mecánicas de la sección de losa maciza. 62

Figura 43: Propiedades mecánicas de la sección de losa aligerada. 63

Figura 44: Propiedades mecánicas de la sección de vigas artesas..... 64

Figura 45: Propiedades mecánicas de la sección cajón. 65

Figura 46: Estudio de la tipología de la sección del tablero para una luz de 30 m según el tipo de vía. Resultados obtenidos: (a) Desplazamiento vertical máximo normalizado del tablero en el CDV; (b) Aceleración máxima del tablero en el CDV; (c) Desplazamiento vertical máximo normalizado del carril en el CDV; (d) Aceleración máxima del carril en el CDV; (e) Rotación máxima en CDV; (f) Rotación máxima en apoyos. 68



INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Aplicación de los métodos de cálculo. IAPF (Barrios Fragoso 2017, Ministerio de Fomento 2007).....	7
Tabla 2: Parámetros variables de los diferentes trenes HSLM-A. (Ministerio de Fomento 2007).....	19
Tabla 3: Distancia al primer eje de la composición (l_k) y la carga de cada eje (F): (a) Talgo; (b) AVE. (Ministerio de Fomento 2007).....	20
Tabla 4: Análisis comparativo vigas BEAM4 y BEAM3.	26
Tabla 5: Variables del modelo para el estudio con la sección media.	28
Tabla 6: Variables del modelo para el estudio de diferentes secciones.....	28
Tabla 7: Elementos, materiales y propiedades de las componentes de la vía sobre balasto.	30
Tabla 8: Elementos, materiales y propiedades de las componentes de la vía en placa monolítica.	32
Tabla 9: Elementos, materiales y propiedades de las componentes de la vía en placa independiente.....	33
Tabla 10: Listado de frecuencias de los modos propios de vibración menores de 30 Hz.	35

NOTACIÓN

A	Área
C	Amortiguamiento
C_b	Coefficiente de amortiguamiento de balasto
C_e	Coefficiente de amortiguamiento de estribos
E	Módulo de elasticidad
E_c	Módulo de elasticidad del hormigón
E_s	Módulo de elasticidad del acero
I	Momento de inercia
J	Inercia a torsión
K	Rigidez vertical
K_e	Rigidez de estribos
L	Longitud de vano
M	Masa
P	Carga móvil
V	Velocidad del tren
a	Aceleración en el tablero
a_r	Aceleración en los carriles
b	Ancho de la sección
b_p	Ancho de la placa
c	Coefficiente de balasto
h	Canto de la sección
h_p	Canto de la placa



f_0	Primera frecuencia natural
$f(t)$	Vector de fuerzas (cargas móviles)
v	Desplazamiento vertical en el tablero
v_r	Desplazamiento vertical en los carriles
y_g	Centro de gravedad de la sección
β	Coefficiente beta de Rayleigh
ξ	Índice de amortiguamiento
ϕ	Envolvente del coeficiente de impacto
ϕ'	Incremento dinámico
ϕ''	Efecto dinámico debido a las irregularidades de la vía y las ruedas del vehículo
ν	Coefficiente de Poisson
ρ	Densidad

ACRÓNIMOS

AV	Alta velocidad
CDV	Centro de vano
HP	Hormigón pretensado
HSLM	High Speed Load Model
IAPF	Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril
TFM	Trabajo de Fin de Máster
MEF	Modelo de Elementos Finitos



RESUMEN

El desarrollo de modos de transporte que combinan un reducido impacto ambiental con rapidez, seguridad y comodidad para el viajero, ha impulsado a los países occidentales a apostar por la alta velocidad ferroviaria. Estos avances en la ingeniería ferroviaria han resultado en la implementación de nuevas tipologías de vía que difieren de la convencional vía sobre balasto, compuesta por una capa de balasto sobre la cual descansan las traviesas que sostienen los carriles mediante las fijaciones. En particular, se han desarrollado nuevos diseños de vía en placa, que se presentan como una solución eficaz caracterizada por bajos costes de mantenimiento, gran estabilidad y una elevada calidad geométrica.

Uno de los factores más significativos en el diseño de puentes ferroviarios son los efectos dinámicos generados por las cargas móviles de los trenes. El reconocimiento de la importancia de la respuesta dinámica se remonta a los inicios del desarrollo del ferrocarril, y esta se ha acentuado con el avance de la alta velocidad, debido al posible acoplamiento entre la frecuencia de excitación generada por el tren y las frecuencias propias de la estructura, lo cual puede suponer una respuesta resonante de la interacción vía-estructura.

En el presente TFM se ha realizado un estudio numérico del comportamiento de puentes de alta velocidad de vía doble ante los efectos dinámicos considerando tanto la flexión como la torsión. Para ello, se han modelado puentes de trenes de alta velocidad mediante modelos de elementos finitos en ANSYS. A partir de los 5508 modelos calculados, se realiza un análisis para determinar qué tipo de vía es óptimo para longitudes de vano de 15, 20, 25 y 30 m. Además de la vía sobre balasto, se estudian las vías en placa monolítica, que consiste en una losa continua de hormigón armado ejecutada en obra; y el sistema de vía en placa independiente, formado por placas de hormigón prefabricadas separadas del tablero mediante una manta elastomérica.

Los viaductos estudiados están formados por tableros de 14 m de ancho en los que hay una vía para cada sentido de circulación. Los esfuerzos dinámicos de torsión en los sistemas de alta velocidad se activan cuando los trenes pasan por una de las vías, debido a la excentricidad de las vías con respecto al eje del puente, con velocidades en el rango de 200 y 360 km/h.

Los resultados de los modelos utilizados para el análisis han incluido los desplazamientos y las aceleraciones en el centro de vano del puente, tanto del tablero como de la vía. Además, se ha estudiado la influencia de los giros en los apoyos y en el centro de vano. Los análisis y resultados obtenidos demuestran que los sistemas de vía en placa pueden ser una solución efectiva para reducir los efectos dinámicos en puentes ferroviarios a velocidades altas en vanos cortos. A partir del estudio realizado en los apoyos del puente, se comprueba que la influencia de la rigidez en los apoyos de puentes de vanos cortos es notablemente alta para vía en placa.



ABSTRACT

The development of transportation modes that combine low environmental impact with speed, safety, and comfort for travelers has led Western countries to invest in high-speed rail. These advances in railway engineering have resulted in the implementation of new track types that differ from the conventional ballast track. It consists of a layer of ballast on which the sleepers rest, holding the rails through fastenings. New slab track designs have been developed, presenting an effective solution characterized by minimal maintenance costs, high stability, and elevated geometric quality.

One of the most significant factors in the design of railway bridges is the dynamic effects generated by the moving loads of trains. The importance of dynamic response has been recognized since the early days of railway development. It has been accentuated with the advancement of high-speed rail due to the potential coupling between the excitation frequency generated by the train and the natural frequencies of the structure. This effect can lead to a resonant response of the track-structure interaction.

In this TFM (Master's Thesis), a numerical study of the behaviour of high-speed double-track railway bridges under dynamic effects, considering both bending and torsion, has been conducted. High-speed train bridges have been modeled using finite element models in ANSYS. Based on the 5,508 calculated models, an analysis has been conducted to decide which type of track is best for span lengths of 15, 20, 25, and 30 meters. Besides the ballast track, the study examines monolithic slab tracks, consisting of a continuous reinforced concrete slab cast in place, and the independent slab track system, formed by prefabricated concrete slabs separated from the deck by an elastomeric layer.

The viaducts studied consist of decks 14 meters wide, each with a track for one direction of travel. The dynamic torsion stresses in high-speed systems are activated when trains pass on one of the tracks, due to the eccentricity of the tracks concerning the bridge axis, with speeds ranging from 200 to 360 km/h.

The results of the models used for the analysis included displacements and accelerations at the midspan of the bridge, for both the deck and the track. Additionally, the influence of rotations at the supports and the midspan was studied. The analyses and results obtained show that ballastless track systems can be an effective solution to reduce dynamic effects on railway bridges at high speeds in short spans. From the study conducted on the bridge supports, it is verified that the influence of support stiffness on short-span bridges is notably high for ballastless track.



AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero expresar mi más sincero agradecimiento a mis dos tutores, Carlos Zanuy y Gonzalo Sanz. Al asignarme el presente TFM me propusieron un doble reto. En primer lugar, enfrentarme a la programación en ANSYS mediante un lenguaje de código APDL, que, gracias a la orientación, apoyo y paciencia de ellos, he conseguido desarrollar. En segundo lugar, mediante este TFM, me plantearon la oportunidad de realizar por primera vez un trabajo de investigación. Sus comentarios, consejos y dedicación me han servido para aprender y seguir formándome como Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Agradezco a la Fundación Agustín de Betancourt, por la financiación recibida que me ha permitido colaborar con el departamento, lo que ha facilitado que pueda haber desarrollado este Trabajo de Fin de Máster.

Quiero agradecer también el apoyo y confianza que me han transmitido siempre mis padres y mis hermanos. Ellos han vivido, sufrido y sobre todo disfrutado cada uno de los objetivos que he ido consiguiendo durante mi etapa universitaria. Asimismo, quiero agradecer su apoyo constante a Ana, la persona que más cree en mí y me anima a enfrentarme a cualquier reto que se me ponga delante.

Gracias a mis amigos de siempre, que, a lo largo de mis años en la universidad, han entendido que no podía sacar tanto tiempo para ellos como me hubiese gustado, y a mis amigos del instituto, por motivarme a seguir siendo ingeniero. Además, me gustaría agradecer a los que empezaron siendo compañeros de clase en la universidad y pronto se convirtieron en amigos con los que he compartido tantas alegrías.

Por último, no me quiero olvidar de mis compañeros del Grupo de Ingeniería Estructural, que desde el primer día que llegué me han incluido como uno más. Especialmente, quiero destacar la ayuda y consejos de mi compañera y amiga Belén, que gracias al préstamo de su ordenador se ha conseguido reducir el tiempo total de cálculo computacional de los modelos.

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN Y ALCANCE

1.1. Introducción

Los avances continuos en el ámbito de la ingeniería ferroviaria, concretamente debido al crecimiento de la alta velocidad, han propiciado la aparición de diversas formas de vías, distintas de la convencional vía sobre balasto, consistente en una capa de balasto sobre la cual descansan las traviesas que sostienen los carriles. En particular, se han desarrollado nuevos diseños de vía en placa sin balasto, los cuales se presentan como una solución eficaz caracterizada por bajos costes de mantenimiento, gran estabilidad y una elevada calidad geométrica. Dada su relevancia práctica, resulta esencial evaluar si la estructura de la vía (con balasto o con placa) puede afectar al comportamiento estructural de los puentes ferroviarios y el confort de los viajeros.

Los estudios previos del Grupo de Ingeniería Estructural (Martínez González 2022, Martínez et al. 2023), se han centrado en puentes de vía única, que es la tipología más representativa de viaductos ferroviarios en zonas de orografía complicada (por ejemplo, Galicia o Asturias). Dichos estudios han supuesto el punto de partida para el presente TFM, y han confirmado que la introducción de vía en placa puede mejorar el comportamiento dinámico del puente en comparación con puentes con vía en balasto. Los estudios anteriores se han llevado a cabo en paralelo a la primera aplicación práctica real de instalación en España de un sistema de vía en placa prefabricada sobre viaductos, en los accesos de alta velocidad ferroviaria a Galicia y Asturias.

Sin embargo, en zonas de orografía no abrupta, el tablero suele incorporar las dos vías en un ancho de 14 m. Tales viaductos son objeto del presente TFM, teniendo en cuenta que a los anteriores efectos de flexión hay que añadir la influencia de la torsión. La cuantificación de su importancia es uno de los objetivos de este TFM. El estudio se centra en viaductos isostáticos cortos, con luces entre 15 y 30 m, que pueden tener una sensibilidad importante a los efectos dinámicos producidos por la circulación de trenes de alta velocidad. Además de vía en balasto, se analizan dos tipos de vía en placa, diferenciados según su diseño que pueden afectar de manera diferente la respuesta estructural en su conjunto.

Entre las diferentes modalidades de vía en placa destaca en primer lugar el sistema de vía sin balasto monolítica, construida como una losa de hormigón continua en la que se embeben las traviesas y todo el sistema trabaja como un todo uno. También hay otros diseños que son independientes del tablero que consisten en losas prefabricadas cortas flotantes una sobre manta elastomérica, influyendo en el comportamiento estructural.

El análisis del comportamiento dinámico de estos puentes es de elevada importancia. Este permite identificar y mitigar posibles problemas estructurales que podrían afectar a la seguridad y eficiencia de este modo de transporte ferroviario en auge actualmente. Mediante el modelado en un software como ANSYS, se pueden simular diferentes

condiciones de carga, evaluar la respuesta del puente frente a diferentes conjuntos de cargas móviles y entender el comportamiento resonante de estos puentes.

Por otro lado, el estudio de las configuraciones de vía estudiadas proporciona una mayor comprensión de las afecciones de cada sistema al comportamiento dinámico del puente. Esta información contribuirá a la mejora de las infraestructuras ferroviarias de alta velocidad, en proyectos futuros.

1.2. Objetivos

El presente TFM estudia el comportamiento estructural de puentes de alta velocidad de vía doble ante los efectos dinámicos producidos por la presencia de las cargas móviles, considerando tanto la flexión como la torsión. Los viaductos para estudio en el TFM están formados por tableros de 14 m de ancho en los que hay una vía para cada sentido de circulación. Los mencionados esfuerzos dinámicos se producen debido a la excentricidad de las vías con respecto al eje del puente, por lo tanto, estos fenómenos de torsión se activan cuando los trenes circulan por una de las vías, con velocidades de circulación entre 200 y 360 km/h. En resumen, los objetivos son los siguientes:

- Modelar puentes ferroviarios de alta velocidad mediante modelos de elementos finitos en ANSYS, buscando un nivel de precisión que permita evaluar los efectos dinámicos reales que se producen sobre el puente debido al paso del tren de cargas móviles que operan en la red de alta velocidad ferroviaria española. El análisis de la respuesta estructural se realiza mediante simulaciones numéricas que incluyen el comportamiento de los componentes de la vía y el puente (interacción dinámica vía-tablero), con el fin de entender la posible influencia de la tipología de la vía en el comportamiento dinámico de los puentes.
- Estudio de la influencia de los efectos de torsión en diferentes tipologías de las secciones del puente modelado. Aunque la elección del tipo de viga en el diseño de un puente ferroviario viene limitada por la longitud de los vanos, es interesante conocer el comportamiento de las diferentes secciones para una luz intermedia.
- Establecer conclusiones que faciliten la toma de decisiones relevantes sobre el tipo de vía a instalar en los puentes de doble vía de la red de alta velocidad, proponiendo otras posibles líneas de investigación para futuros estudios.

1.3. Contenido del documento

El presente documento queda dividido en seis capítulos, en los que se aporta información detallada sobre el comportamiento dinámico de puentes de doble vía ferroviarios de alta velocidad en España con diferentes tipos de vía.

El capítulo 1 presenta la introducción al TFM, donde se detallan los objetivos principales de la investigación. El capítulo 2 es una recopilación del estado del arte, se incluyen trabajos de ingeniería existentes relacionados con el tema del TFM y se muestran los

parámetros utilizados en el estudio de las secciones de puentes existentes en la red ferroviaria española y el diseño real de los trenes de alta velocidad. Además, al final del documento, el Apéndice A, complementario al capítulo 2, aclara las propiedades mecánicas de cada tipo de sección de la viga puente.

En el capítulo 3, se describe el modelo numérico y la metodología utilizada para el análisis dinámico de puentes ferroviarios sometidos a cargas móviles en el rango de alta velocidad. Se explica la relación entre los modelos numéricos que se emplean en las simulaciones y los esquemas seccionales reales, tanto del tablero como del conjunto de la vía, incluyendo todos sus componentes (carriles, fijaciones, balasto/placa, etc.) con el modelo programado y se describe cada uno de ellos en función del sistema de vía (sobre balasto y en placa monolítica o independiente).

El capítulo 4 muestra los resultados obtenidos y los modos de vibración de algún caso concreto para cada tipo de vía y el capítulo 5 muestra los resultados analizando la envolvente del conjunto de soluciones, teniendo en cuenta todos los parámetros impuestos. Se adjunta un apéndice B, donde se realiza un estudio de la influencia en los efectos dinámicos en función de la elección de la sección tipo de la viga del puente.

El capítulo 6 presenta las conclusiones alcanzadas tras la investigación y se mencionan las posibles líneas de investigación para un futuro.

Por último, en el apéndice C, se muestra una aplicación práctica, realizando la valoración económica del puente.

CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE

2.1. Fenómenos dinámicos en el ferrocarril

En el presente documento, el tema principal estudiado es el fenómeno dinámico debido a las cargas móviles en puentes ferroviarios, incluida la resonancia que puede ser producida por las cargas de los trenes tras su paso y los conceptos que rigen el comportamiento dinámico del sistema ferroviario. Este análisis incluye las características relacionadas con los diferentes tipos de trenes, las particularidades de los puentes y la influencia de la estructura de vía.

La importancia de la respuesta dinámica de los puentes ferroviarios se remonta a los inicios del desarrollo del ferrocarril y se ha acentuado con la implantación de la alta velocidad. La acción ejercida por un tren que circula sobre un viaducto se puede representar mediante un conjunto de cargas puntuales móviles, que reproducen las cargas ejercidas por los ejes del tren, desplazándose por el tablero a la velocidad de circulación. Las cargas móviles pueden producir amplificaciones dinámicas en la respuesta del viaducto. Este fenómeno se debe al acoplamiento entre la frecuencia de excitación producida por las cargas móviles del paso de los trenes y las frecuencias naturales de la estructura del puente. En este sistema, normalmente se excita más de un modo de vibración y por ello la respuesta debe estudiarse como la superposición de varios modos de vibración. En puentes de doble vía, se excitan tanto modos de flexión como de torsión.

Para el cálculo de puentes ferroviarios, se considera la necesidad de obtener la respuesta dinámica en las normativas vigentes (UIC 2006, Ministerio de Fomento 2007), a menudo mediante un coeficiente de impacto que representa el incremento de la respuesta dinámica frente a la estática para una carga móvil. Según la UIC (2006), este coeficiente de impacto se calcula como la envolvente ϕ , donde se incluye el incremento dinámico (φ') que depende de la velocidad y alcanza un valor máximo de $\varphi'=1.32$ y el efecto dinámico debido a las irregularidades de la vía y de las ruedas del vehículo (φ''):

$$\phi = \max (1 + \varphi' + \varphi'') \quad (1)$$

2.1.1. Carga móvil única

Previo a profundizar en el estudio de los efectos producidos por un tren completo de cargas, es necesario definir cómo una sola carga móvil afecta la respuesta dinámica de la estructura. Para comprender este fenómeno, se utiliza la solución de un análisis dinámico presentado por Martínez González (2022) para un puente de 20 m de vano e isostático, sin considerar la interacción vía-puente, sometido a una carga móvil de 225 kN a velocidades de 200 km/h y 360 km/h.

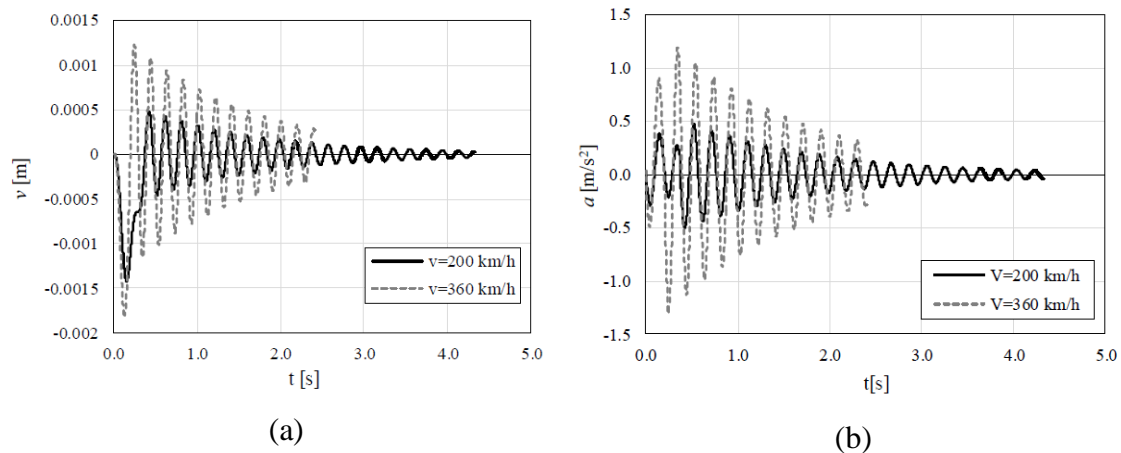


Figura 1: Respuesta CDV de puente isostático. $L = 20$ m bajo carga móvil aislada. $P = 225$ kN, $V = 200$ km/h y 360 km/h. (a) Desplazamiento tablero. (b) Aceleraciones tablero (Martínez González 2022)

En el ejemplo representado en la Figura 1, se obtienen los resultados producidos por la carga móvil única de 225 kN utilizando el método de integración numérica en el tiempo completo. La Figura 1 representa dichos resultados en dos gráficos. A la izquierda (a), se muestran los desplazamientos y a la derecha (b), las aceleraciones verticales en el CDV del puente cuando la carga puntual cruza el puente. En ambos gráficos se trazan, mediante diferentes líneas, los resultados obtenidos para velocidades de 200 y 360 km/h.

Como se puede observar, la respuesta del puente se compone de una fase estacionaria inicial, que corresponde al tiempo durante el cual la carga está sobre el puente, seguida de una fase de vibraciones libres cuando la respuesta se disipa debido al amortiguamiento. También se observa que el modo que gobierna la respuesta es principalmente el primer modo vertical.

En cuanto a la influencia de la velocidad, los gráficos muestran que tanto la deflexión como la aceleración son mayores a 360 km/h que a 200 km/h.

2.1.2. Conjunto de cargas móviles

En este caso se considera un tren competo, el tren Talgo de alta velocidad, sobre el mismo puente que el definido en el subapartado anterior. La acción de un tren implica el paso de cargas consecutivas que se desplazan a cierta velocidad. En la Figura 2 (a) se muestran los desplazamientos verticales para los tres tipos de vía obtenidos en función del tiempo, para el paso del vehículo móvil a una velocidad de 200 km/h. En esa misma figura, en el gráfico de la derecha (b), se incluye los resultados del mismo parámetro, pero para una velocidad de 360 km/h.

Cabe destacar que todas las fuerzas de los ejes del Talgo son iguales (170 kN), con una distancia entre ejes de 13,14 m en los vagones, y distancias más cortas en las locomotoras. Por lo tanto, es un tren que, para puentes cortos, las vibraciones pueden tener comportamientos de resonancia.

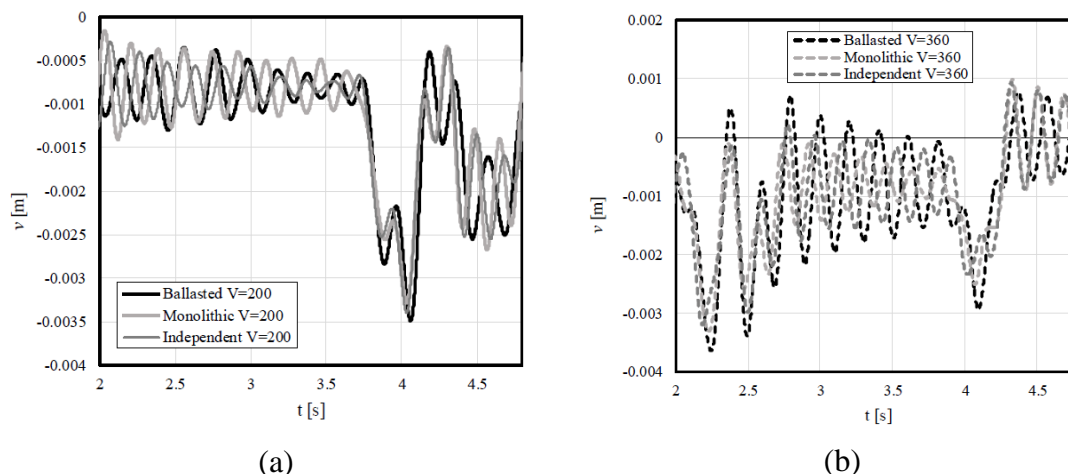


Figura 2: Evolución desplazamiento vertical del CDV. $L=20$ m. Tren Talgo. (a) $v=200$ km/h. (b) $v=360$ km/h. (Martínez González 2022)

La interpretación de la resonancia consiste en que la frecuencia de aplicación de cargas cíclicas debidas a la separación de los ejes del tren esté aproximadamente relacionada con la frecuencia natural de la estructura, en este caso 5 Hz. Otra manera de entender este fenómeno es mediante la longitud de onda de la excitación. La resonancia puede producirse cuando la separación entre los ejes del tren (longitud característica) coincida con un múltiplo de entero de dicha longitud de onda. Por ello, para velocidades superiores a los 200 km/h y con distancias entre ejes de los trenes reales de entre 13 y 26 m, pueden aparecer efectos resonantes.

La resonancia es el fenómeno más perjudicial debido a las cargas dinámicas que una estructura puede experimentar y como se ha demostrado, puede no ocurrir a las más altas, sino a aquellas en las que la combinación de la velocidad del tren y la separación de bogies hace que la frecuencia de la carga tenga relación con la frecuencia natural de la estructura. En conclusión, la amplitud de la oscilación aumenta con cada ciclo resonante. Este es el motivo por el cual, normalmente los puentes cortos son los más críticos a sufrir efectos resonantes y el análisis de estos es objeto de este TFM.

La expansión y crecimiento de la alta velocidad ferroviaria exigía considerar el efecto de la resonancia en el diseño de los puentes de la red. A partir del año 2002, en España se incorporó este concepto a las normas de cálculo de puentes, IAPF-07 (Ministerio de Fomento 2007) y EN 1991-2: Eurocódigo 1 (CEN 2002).

2.2. Métodos de cálculo

El cálculo dinámico tiene como objetivo la determinación de la respuesta cinemática de la estructura en función del tiempo (desplazamientos, velocidades y aceleraciones), así como los esfuerzos asociados a dichos movimientos. Con estos datos se verifica la seguridad de la estructura frente a los estados límite últimos, así como su funcionalidad y la seguridad del tráfico en los estados límite de servicio. La normativa vigente donde se describen los métodos de cálculo en puentes de ferrocarril es la norma nacional IAPF-07 (Ministerio de Fomento 2004). En la Tabla 1 se presentan las

aplicaciones de cada método de cálculo definido en la normativa. Se observa que no todos los métodos de cálculo son capaces de mostrar los eventuales efectos resonantes del fenómeno, aspecto de elevada importancia en el presente documento. Por ello, en el desarrollo de este apartado, se describen los procedimientos de cálculo dinámico que valoran el comportamiento resonante.

Método de cálculo		Limitaciones			
		Velocidad (km/h)	Frec. Propia de flexión	Tipología estructuras	Resonancia
Coeficiente de impacto	Envolvente	< 220	Límites superior e inferior	Convencionales	No
	Trenes reales	< 220	-	Convencionales	No
	Extendido (otras estructuras)	Específicas	Límite superior	Específicas	No
Integración directa en el tiempo	Cargas móviles	Cualquiera	Cualquiera	Isostáticos e hiperestáticos	Sí
	Interacción vehículo-estructura	Cualquiera	Cualquiera	Isostáticos e hiperestáticos	Sí
Impronta dinámica		Cualquiera	Cualquiera	Isostáticos	Sí

Tabla 1: Aplicación de los métodos de cálculo. IAPF (Barrios Frago 2017, Ministerio de Fomento 2007)

2.2.1. Cálculo dinámico con cargas móviles

Para analizar los efectos dinámicos de los puentes ferroviarios debidos al paso de trenes, se utiliza el procedimiento más general, que consiste en la integración de la respuesta estructural completa a lo largo del tiempo. El esquema de carga se caracteriza por un conjunto de cargas móviles representativas de los ejes del tren (Figura 3). La principal ventaja de este método de cálculo es su validez tanto para situaciones con resonancia como sin ella, ofreciendo un modelo con un nivel de precisión adecuado para la mayoría de los casos, sin estar limitada la velocidad del tren. Asimismo, la disponibilidad de programas de cálculo avanzados y ordenadores potentes en la actualidad permite realizar estos cálculos con relativa facilidad.

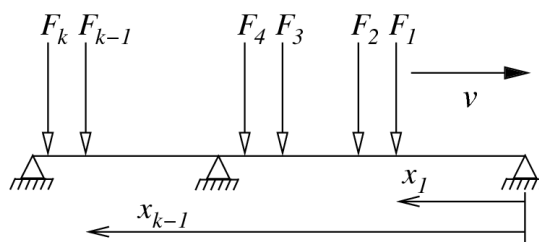


Figura 3: Esquema del modelo con cargas móviles.

Para la realización de este cálculo existen diferentes procedimientos como puede ser la integración directa completa en el tiempo para todos los grados de libertad del modelo de elementos finitos o una solución más sencilla mediante el análisis modal. La discretización lineal de modelo estructural diseñado genera un sistema de ecuaciones diferenciales como el siguiente:

$$M \cdot \ddot{v}(t) + C \cdot \dot{v}(t) + K \cdot v(t) = f(t) \tag{2}$$

M: Matriz de masas. C: Matriz de amortiguamiento. K: Matriz de rigidez.

v : Vector de desplazamientos

$f(t)$: vector de fuerzas (cargas móviles).

El problema que presenta la integración completa es que implica un coste computacional debido a la necesidad de utilización de programas informáticos para el cálculo estructural. Por ello, una solución que agiliza el problema es la reducción de grados de libertad mediante un análisis modal. Este proceso se basa en un cálculo inicial de los modos normales de vibración y de sus frecuencias propias, para seleccionar únicamente los modos significativos, dando lugar a un conjunto reducido que puede integrarse manualmente. Para el caso de un puente simplemente apoyado, hay casos en los que se precisa de un único modo de vibración, simplificando considerablemente el problema. Sin embargo, normalmente hay más de un modo de flexión con frecuencia inferior a 30 Hz, además de los modos de torsión que se excitan cuando las cargas son excéntricas con respecto al eje del tablero, que por otro lado es el objetivo del presente TFM. Hay que tener en cuenta que los procedimientos basados en el análisis modal parten de la hipótesis de comportamiento lineal de la estructura.

2.2.2. Cálculo dinámico con interacción vehículo-estructura

Un tema significativo al tratar el comportamiento dinámico de los puentes ferroviarios es la interacción entre el vehículo del tren y la estructura. Este método considera las cargas transmitidas por las ruedas de los carriles, en una integración en el tiempo de las ecuaciones dinámicas, incluyendo la consideración de los mecanismos de suspensión de los vehículos, es decir, la masa, rigidez y amortiguadores del tren. El resultado de estos modelos proporciona un ajuste más preciso que los modelos de cargas puntuales, pero son más complejos, y requieren de datos de los vehículos que muchas veces son desconocidos.

Las solicitaciones dinámicas implican normalmente una reducción de la respuesta del puente debido a los mecanismos que facilitan la disipación de energía, llamados amortiguadores, o aquellos que intercambian energía, suspensiones. Esta diferencia es relevante en puentes isostáticos de luces cortas, en un rango de 10 a 30 m, donde se pueden llegar a reducir hasta un 30% los desplazamientos y las aceleraciones.

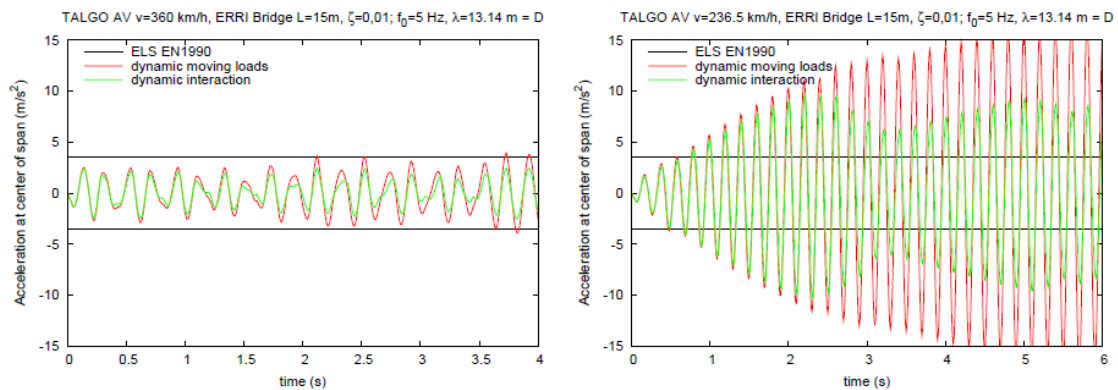


Figura 4: Respuesta en puente debido a la interacción vehículo estructura: (a) velocidad no resonante; (b) velocidad resonante.

Por ejemplo, en la Figura 4, Goicolea (2007) presenta las aceleraciones de un puente de 15 m de luz, considerando ahora modelos de interacción con modelización del vehículo. Se observa que incluso en la velocidad resonante (b), a pesar de la notable disminución de las aceleraciones con respecto al caso de cargas móviles, estas son mayores que el límite aceptado. Para casos no resonantes (a), los efectos de interacción no suelen ser determinantes en el cálculo. Debido a la dificultad de disponer de los datos de los vehículos relativos a su distribución de masas, amortiguadores y muelles, es muy recomendable hacer modelos de interacción vía-estructura, en los cuales las cargas son el conjunto de cargas puntuales moviéndose a la velocidad del tren, pero haciendo que estas cargas actúen sobre los carriles, de forma que los componentes de la vía distribuyen las cargas dinámicas al tablero. Tales modelos de interacción vía-estructura son los que se van a usar en este TFM.

2.2.3. Impronta dinámica

Hay una alternativa a los métodos de cálculo con resolución completa en el tiempo. Este procedimiento se centra en el estudio de puentes simplemente apoyados, que pueden representarse mediante un único modo de vibración. La impronta dinámica de un tren se puede interpretar como una función que caracteriza el efecto dinámico de un tren sobre un puente. Incluye posibles fenómenos resonantes y no tiene en cuenta la interacción vehículo-estructura, ni limitaciones de frecuencias o velocidades.

2.3. Instrucciones y normas del proyecto

2.3.1. Categorías de línea

El RD 1434/2010 (Ministerio de Fomento 2010) tiene como objetivo establecer las condiciones necesarias para lograr la interoperabilidad del sistema ferroviario en la Red Ferroviaria de Interés General, en consonancia con la Directiva 2004/49/CE sobre la seguridad de los ferrocarriles comunitarios. En el Anexo I, se especifican entre otros elementos, las diferentes líneas del sistema ferroviario español que forman parte del sistema ferroviario transeuropeo de alta velocidad, redes cuyo análisis y entendimiento es objeto del presente TFM. Se considera línea de alta velocidad aquella que permite circular a una velocidad igual o superior a:

- 200 km/h para una línea clásica especialmente acondicionada.
- 250 km/h para líneas de nueva construcción.

Sin embargo, se prevé la creación de nuevas subcategorías de redes y vehículos para que la interoperabilidad resulte rentable.

Las categorías ETI de línea se definen mediante un código de tráfico o la combinación de varios de ellos. Para cada categoría se establecen diferentes niveles de prestación y los requisitos varían de una a otra.

El nivel de prestaciones de los códigos de tráfico se caracteriza por los siguientes parámetros: gálibo, carga por eje, velocidad de la línea (máxima velocidad de los trenes rápidos y mínima de los lentos), longitud útil de andén (solo para códigos de tráfico de pasajeros) y longitud permitida del tren (solo para código de tráfico de mercancías).

Los valores definidos para gálibo y carga por eje se consideran requisitos mínimos, ya que controlan directamente los trenes que pueden circular. Por otro lado, los valores de velocidad de la línea, longitud permitida del tren y longitud útil del andén indican el rango de valores normalmente aplicados para los diferentes tipos de tráfico, sin imponer restricciones directas al tráfico que puede circular por la línea.

Actualmente, la mayoría de las líneas pertenecientes a Adif Alta Velocidad están clasificadas como categoría D4. Por lo tanto, se limita la masa máxima por eje en 22.5 t, la masa máxima por metro en 8 t/m. Además, pueden existir restricciones específicas que afecten a ciertos tramos y líneas.

2.3.2. IAPF

En España, la normativa previa a la actual para puentes de ferrocarril era la Instrucción de Acciones para Puentes de Ferrocarril de 1974. Esta regulación quedó obsoleta durante la construcción de las líneas de alta velocidad a partir de los años noventa. No fue hasta el año 2007 que se publicó la IAPF-07 (Ministerio de Fomento 2007), aunque su redacción data del año 2000. Esta normativa es similar o comparte gran parte de su contenido con el Eurocódigo 1 UNE-EN 1991-2:2003.

En este apartado se establecen las restricciones para las deformaciones dinámicas y aceleraciones en los tableros de los puentes. Estas limitaciones se dividen dos categorías según si se relacionan con la seguridad de la circulación, que garantizan la conservación de la geometría y la continuidad de la vía, además del contacto rueda-carril, o si tienen relación con el confort del usuario:

- Aceleración vertical del tablero.
- Alabeos del tablero y alabeo total.
- Deformación vertical (en función de la velocidad de proyecto de la línea) y deformación horizontal del tablero.
- Vibración transversal del tablero.
- Giro transversal del tablero.

A continuación, se mencionan las limitaciones que condicionan el análisis de los puentes de vía doble con cargas móviles excéntricas. Cabe destacar que estas tienen en cuenta el hecho de que algunos efectos de las acciones se reducen con el mantenimiento de la infraestructura, estas pueden ser los efectos de la fluencia o los asentamientos en cimentaciones.

Aceleración vertical del tablero (a_{\max})

Se comprueba la aceleración vertical máxima del tablero, que para los modelos planteados se ubican en el centro de vano, bajo el carril cargado. Las restricciones que impone la normativa son:

$$a_{\max} \leq 0.35g \text{ en puentes de vía con balasto}$$

$$a_{\max} \leq 0.5g \text{ en puentes de vía en placa}$$

En este estudio se ha tomado el valor de la gravedad como $g = 10 \text{ m/s}^2$

Estas limitaciones se han establecido para que no se produzcan supuestos efectos indeseables en la vía con un coeficiente de seguridad igual a 2, dado que se supone que, aproximadamente, la descompactación del balasto se produce para aceleraciones mayores a $0.7g$, donde el balasto pierde cohesión interna; mientras que el despegue de la placa se produce para $1g$.

Deformación vertical del tablero

Al igual que en el caso anterior, para esta variable, las comprobaciones se hacen en el eje de la vía cargada, suponemos más desfavorable. La normativa establece restricciones con respecto al desplazamiento vertical máximo del tablero y al giro vertical máximo del mismo. La limitación de la flecha total máxima del tablero será:

$$\text{Flecha máxima} \leq L/600; \text{ para } L \text{ la longitud de cada vano.}$$

Con respecto al confort de los viajeros, la IAPF-07 establece límites adicionales para las aceleraciones máximas del tren que depende de la velocidad de circulación del tren. De forma simplificada, la forma de comprobar el confort de los viajeros que permite la IAPF-07 es mediante una limitación a la flecha máxima del puente que es función de la

velocidad y la luz. En la Figura 5 se definen los valores mínimos del cociente entre la longitud del vano y la deformación vertical máxima (Figura 4.3. IAPF-07).

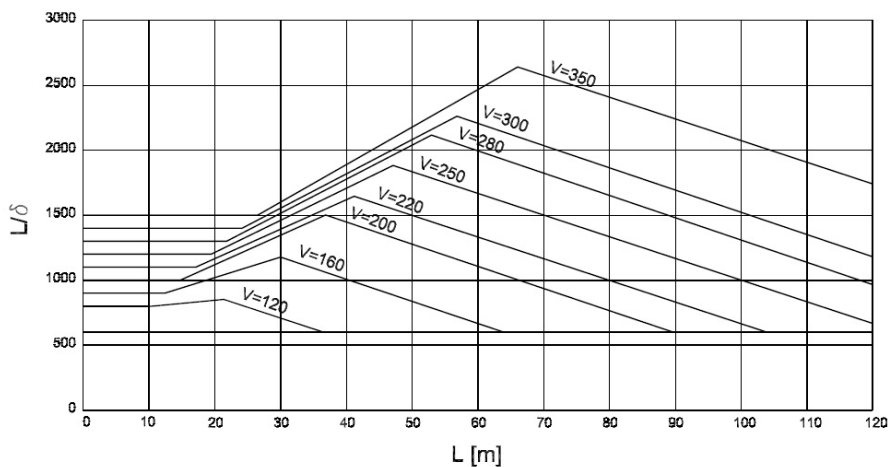


Figura 5: Valores mínimos de L/δ por condiciones de confort del viajero, en función de la velocidad de proyecto (V). (Ministerio de Fomento 2007).

Las limitaciones con respecto al giro vertical máximo del tablero en sus apoyos se definen en función del tipo de vía. Este es el giro debido a la flexión del puente (ver Figura 6) y debido a las sobrecargas de uso y a los efectos térmicos, considerando el caso más desfavorable:

- Vías sobre balasto: $\theta \leq 6.5$ mrad
- Vías en placa: $\theta \leq 5$ mrad

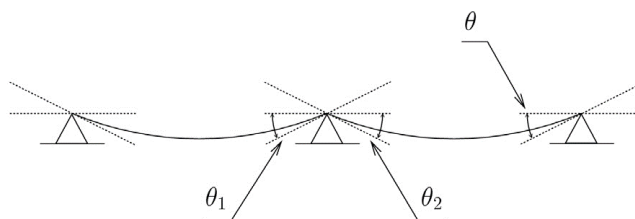


Figura 6: Giro a flexión en los apoyos.

Giro transversal del tablero

Esta comprobación es debido al movimiento a torsión y se realiza alrededor de un eje longitudinal de cualquier sección transversal del tablero (θ_t), debido a las sobrecargas de uso, cargas de viento y a los efectos térmicos, considerando el caso más desfavorable:

$$\theta_t \leq 1.3 \text{ mrad}$$

2.3.3. Eurocódigo 1

Los Eurocódigos incorporan los resultados de las investigaciones de la UIC sobre los efectos dinámicos en puentes ferroviarios. En estas versiones actualizadas, se han distinguido claramente las acciones de la especificación de los límites que definen los

ELS y ELU. Las disposiciones de estos Eurocódigos están en consonancia con la normativa española comentada en el apartado anterior, compartiendo parte de su contenido.

2.4. Infraestructura de vías

La influencia de la infraestructura de la vía en el impacto dinámico de las cargas móviles sobre los puentes de la que es objeto el presente TFM requiere una descripción previa de los distintos tipos de vía. El desarrollo tecnológico en el sector de la ingeniería de vía ha permitido la implantación de sistemas de vía en placa en los puentes, aprovechando las ventajas geométricas y la reducción de mantenimiento que aporta con respecto a la vía sin balasto, teniendo como desventajas su mayor coste inicial de construcción o las dificultades relativas al reemplazo en caso de averías. La elección del diseño de cada tipo de vía depende de la necesidad en función de proyecto desarrollado.

Históricamente, el sistema utilizado mayoritariamente era la vía con balasto. Este está formado por una base de cimentación y sub-balasto, sobre la que se ubica el balasto, que recibe los esfuerzos del tren a través de las traviesas. Estas, que fueron en un principio de madera y ahora de hormigón, son las encargadas de mantener el ancho de vía y donde se sitúan las fijaciones que aportan el amortiguamiento a los carriles. Entre las ventajas que aporta la vía en balasto destaca la óptima capacidad de drenaje, que ayuda a mantener la estabilidad de la vía, o la distribución eficaz de cargas debido a su carácter granular, su coste moderado de construcción, la gran experiencia existente o la facilidad de su mantenimiento (aunque necesario). En la Figura 7 se muestra una sección tipo de vía en balasto.

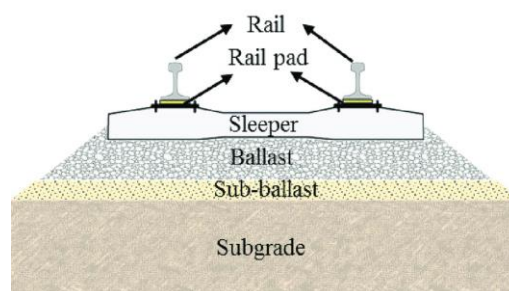


Figura 7: Sección tipo de la vía en balasto. (Barkhordari et al. 2019)

La vía en placa se empezó aplicando en túneles, reduciendo así la necesidad de mantenimiento periódica que exige el balasto y su uso ha ido creciendo con el auge de la alta velocidad y la apuesta política por impulsar el transporte ferroviario. Este sistema puede estar formado por un conjunto de capas que conforman un pavimento sobre el que se apoyan los carriles, o por una losa continua de hormigón en la que se puede embeber elementos prefabricados como traviesas (generalmente bi-bloque) o por losas cortas de hormigón apoyadas sobre una capa de mortero de nivelación. La variedad de tipologías comerciales de vía en placa es muy amplia, y en distintos manuales se pueden encontrar criterios para su clasificación (Esveld, 2001, UNE-EN 16432-1). Para reducir el ruido y

mitigar las vibraciones que aportan las cargas móviles, en ocasiones se incluye una capa elastomérica intermedia que rodea la losa de hormigón.

2.5. Estudio tipológico de puentes cortos de ferrocarril

Este TFM modeliza el comportamiento dinámico de puentes cortos ferroviarios, por ello, resulta interesante conocer los tipos de puentes utilizados en España, teniendo en cuenta las diferentes secciones de estos. Las primeras líneas de alta velocidad española se desarrollaron en los años 90 comenzando con la línea Madrid-Sevilla y posteriormente la línea Madrid-Barcelona. Estas líneas se diseñaron mayoritariamente sobre balasto, exceptuando algún caso puntual en túneles, donde se optó por la vía en placa, debido a las ventajas que esta aporta con respecto a la estabilidad y el mantenimiento de la vía.

La evolución de las nuevas líneas de alta velocidad ferroviaria española, desde la línea Madrid-Sevilla hasta la actualidad, ha derivado en el desarrollo de la vía en placa hasta su reciente instalación en viaductos, en las líneas de acceso a Galicia y Asturias. Esta tecnología, utilizada tradicionalmente en túneles con sistemas de losa continua con traviesas bi-bloque embebidas, se ha adaptado con éxito a puentes con uso de placas cortas prefabricadas pretensadas.

La sección tipo dominante en tableros ferroviarios consiste en una sección cajón de 14 m de ancho, sobre la cual se implanta la superestructura con dos vías. Esta suele apoyarse sobre pilas o estribos mediante los apoyos tipo POT, que permiten movimientos controlados y absorben las deformaciones del sistema. Una sección tipo de referencia se muestra en la Figura 8, que define ADIF en la normativa *IGP-3 "Instrucciones y recomendaciones sobre trazado"* (ADIF 2011). En ella, se puede observar detalles de la geometría de la sección, que garantizan la seguridad de operación ferroviaria.

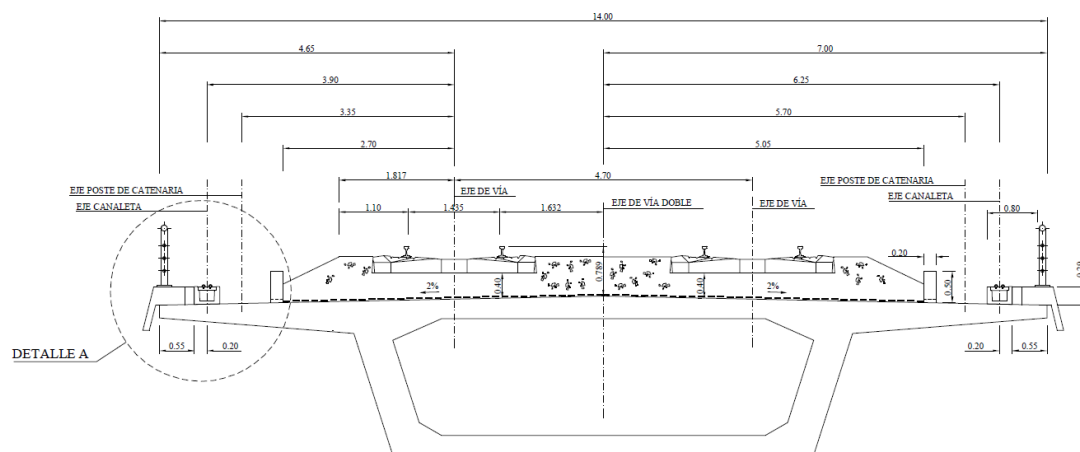


Figura 8: Sección transversal de vía doble (ADIF 2011).

La operativa para el análisis de las propiedades de las secciones tipo utilizadas en el modelo de este TFM ha consistido, en primer lugar, en la determinación de las propiedades mecánicas individuales de cada tipología de sección del puente. Estas propiedades se obtienen a partir de un estudio de secciones transversales de puentes reales

y mediante la extrapolación basada en la relación luz-canto (L/c) conocida. Para ello, se han analizado un total de 52 puentes.

Las tipologías estudiadas incluyen la sección de losa maciza, la sección de losa aligerada, las vigas artesas y la sección cajón. En segundo lugar, se ha obtenido mediante ajuste por mínimos cuadrados la curva de regresión correspondiente a la sección media de las tipologías descritas. Las propiedades mecánicas derivadas de estas gráficas son las utilizadas para hacer el análisis general del TFM.

2.5.1. Análisis de diferentes secciones de puente

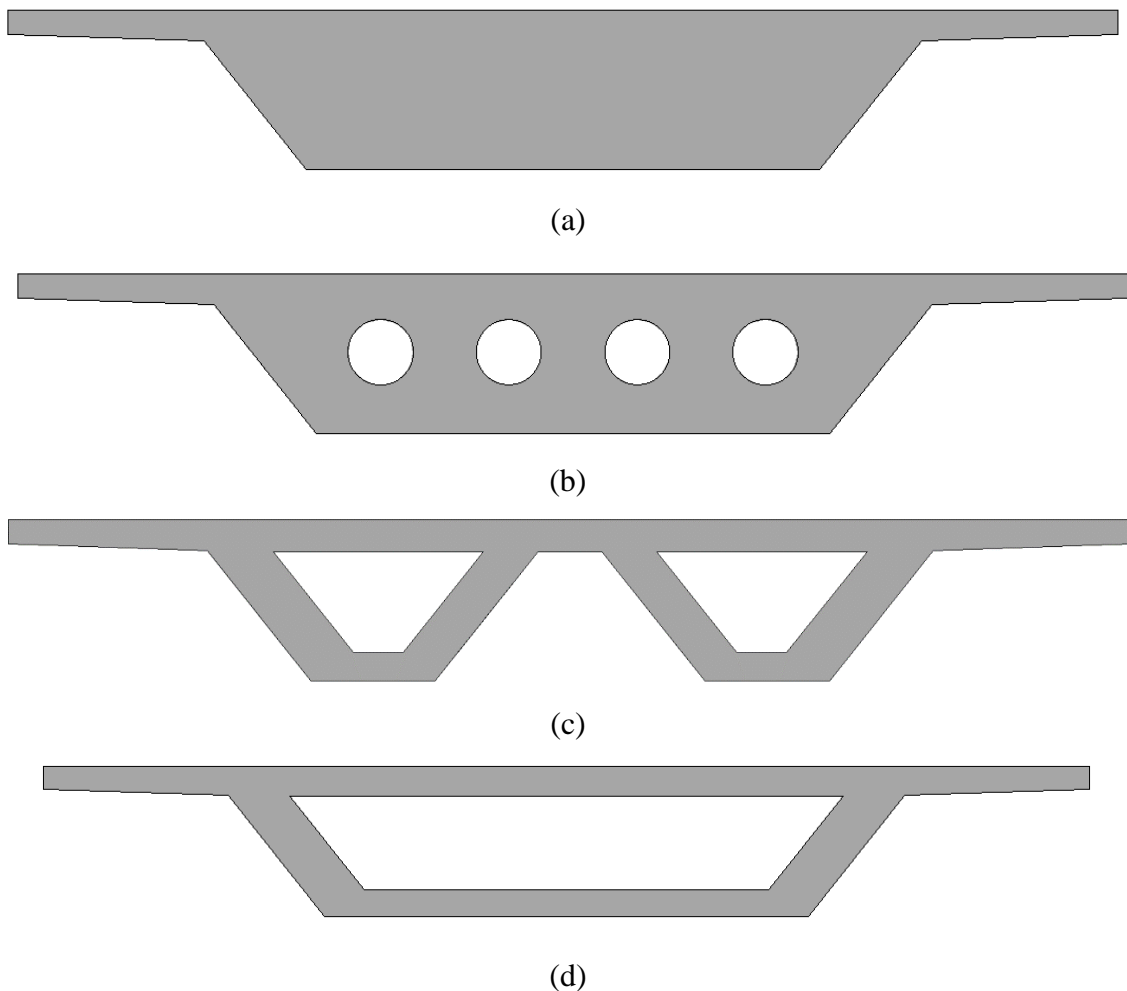


Figura 9: Secciones tipo estudiadas: (a) losa maciza; (b) losa aligerada; (c) vigas artesas; (d) sección cajón.

Las gráficas con las propiedades mecánicas de cada tipo de puente se presentan en el Apéndice A. Las características mecánicas de los puentes tipo losa maciza y aligerada se obtienen a partir de las dimensiones de las estructuras PBF 5.6 y PBF 7.2, respectivamente, del “*Proyecto de construcción de plataforma de línea de alta velocidad Madrid-País Vasco/Frontera francesa, Burgos-Vitoria. Tramo: Fuentebureba-Pancorbo*” (Torroja Ingeniería 2013). También se incluyen los datos de los puentes isostáticos formados por dos vigas artesas, que presenta Eduardo Barrios Fragoso (2017)

en su TFM. Asimismo, para que el análisis englobe un mayor tipo de puentes, incluyendo secciones tipo cajón, se añaden las secciones transversales de puentes hiperestáticos de sección definidas en la *Revista de O. P. N°3386 43-77 (1999)* y en otras literaturas indicadas. En la Figura 9 se muestran las secciones mencionadas.

Para mostrar la combinación de los datos utilizados en el proyecto, se presenta la inercia a torsión de todas las tipologías y su línea de ajuste por regresión (sección media) en la Figura 10. La elección de exponer la gráfica de la inercia a torsión se debe a la importancia que tiene este parámetro en el presente TFM, ya que se estudia la influencia de la torsión en puentes ferroviarios. El resto de las propiedades mecánicas están en el Apéndice A.

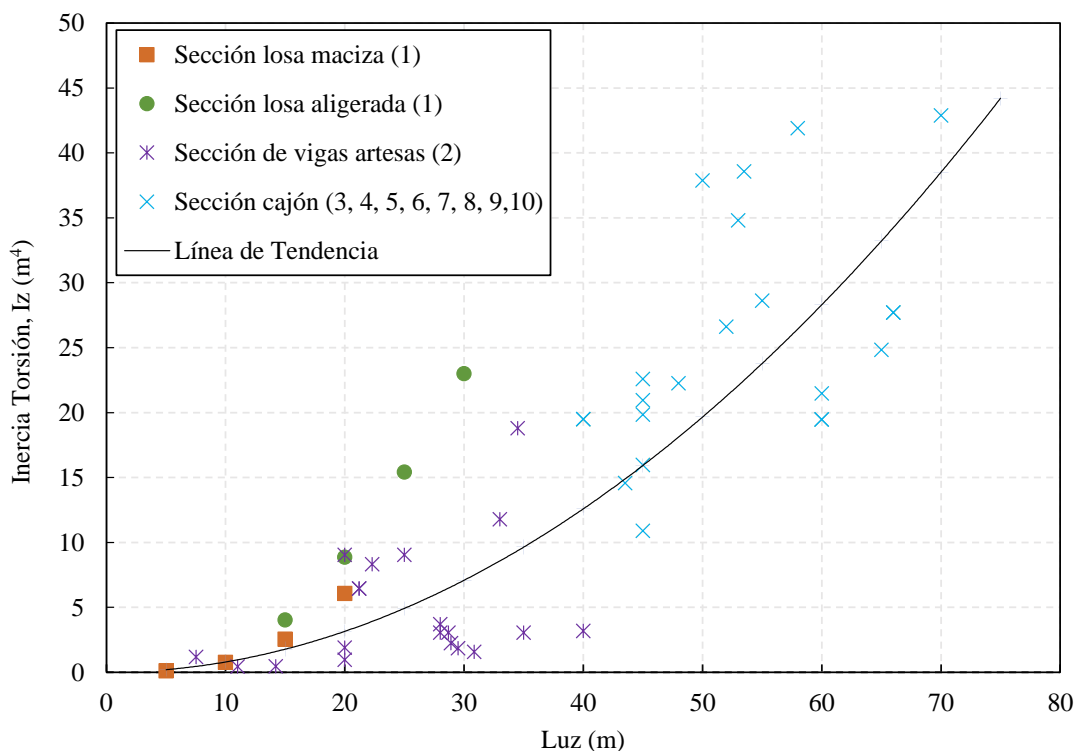


Figura 10: Datos de Inercia a torsión – Luz de diferentes secciones tipo: (1) Torroja Ingeniería 2013; (2) Barrios Fragoso, E. 2017; (3) Manterola, J. et al. 1999; (4) Oliva et al. 2013; (5) Carnero, D. et al. 2020; (6) Manterola, J. et al. 2012; (7) Fhecor, 2012; (8) J.A. del Valle et al. 2010; (9) I. Pardo et al. 2011; (10) F. Millanes et al. 2016.

En el Apéndice A, se observa que el rango de luces de cada tipología varía en función de su alcance y optimización. Por lo tanto, para hacer el estudio de la influencia de la tipología de sección puente se ha valorado tomar una distancia entre pilas que alcance el mayor número de tipologías posible, seleccionando una longitud de vano de 30 m.

2.5.2. Análisis de la sección media

En este apartado se detallan las propiedades de la sección media de todas las tipologías mencionadas previamente, también se definen las fórmulas que se han utilizado en los modelos para definir los parámetros mecánicos de dicha sección. En la Figura 11

se representan las líneas de ajuste por regresión de los cuatro tipos de secciones transversales incluidas en el estudio a partir del ajuste de regresión de tableros, utilizando distintos tipos de guiones en color negro. En color azul, se representa la línea de tendencia que forman el conjunto de todos los datos.

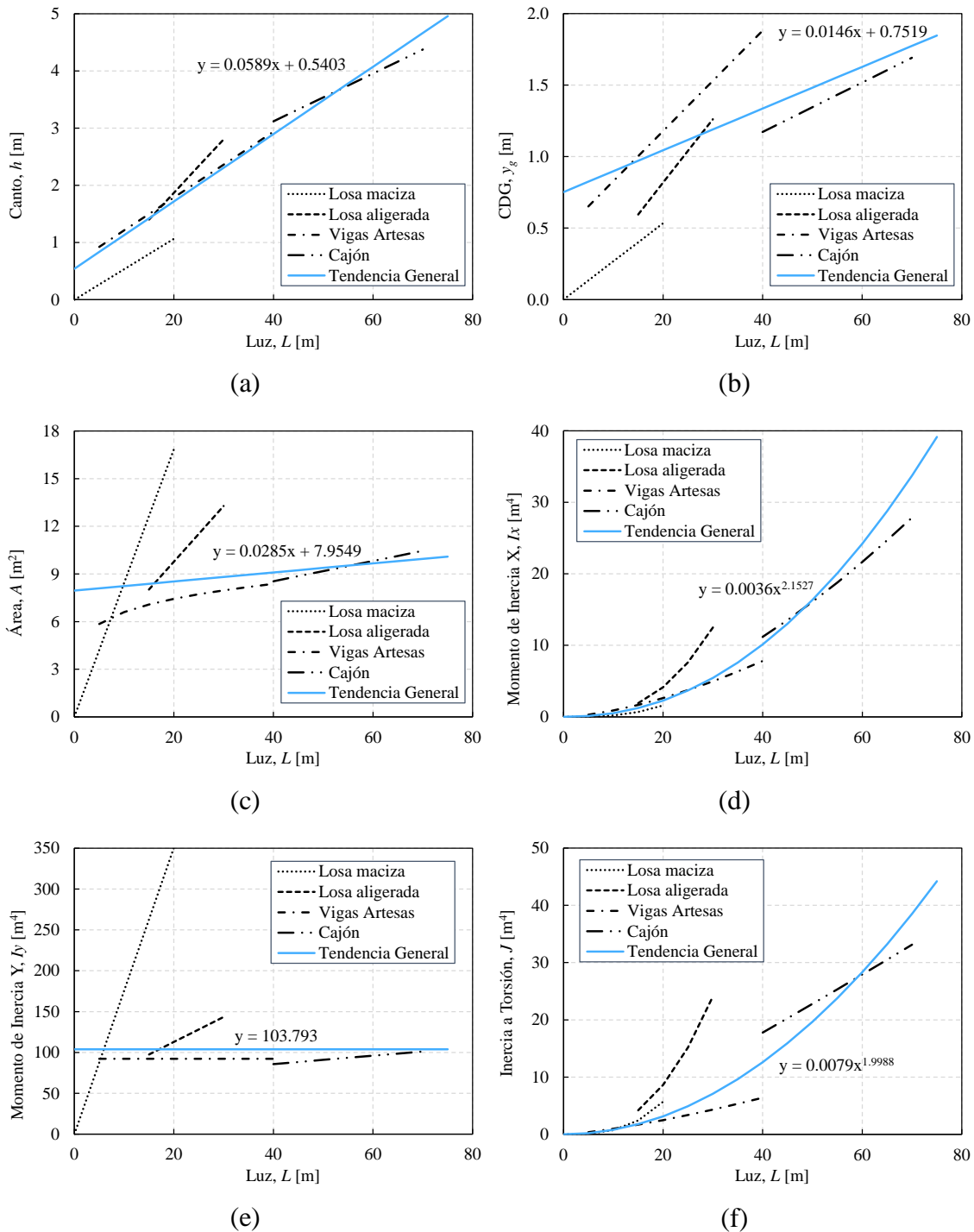


Figura 11: Propiedades mecánicas de secciones de vía doble de alta velocidad ferroviaria.

Se observa que no existe una tendencia clara que relacione las secciones y las propiedades mecánicas, determinadas en función de la longitud de vano. Por este motivo, se decide realizar en primer lugar un análisis conjunto tomando la sección media determinada por

la línea azul. Después, para una luz de vano particular, 30 m, se estudia la influencia de la tipología elegida (ver Apéndice B).

A partir de la Figura 11 se obtienen las siguientes fórmulas de las propiedades mecánicas de la sección media en función de la luz (m). Cabe destacar que para la estimación del momento de inercia según el eje vertical de la sección (eje Y), se ha tomado el valor promedio de todos los datos definidos, dada la dificultad en obtener un ajuste por regresión con un coeficiente de ajuste significativo.

$$\text{Canto (m)} \quad h = 0.0589L + 0.5403 \quad (3)$$

$$\text{Centro de gravedad (m)} \quad y_g = 0.0146L + 0.7519 \quad (4)$$

$$\text{Área (m}^2\text{)} \quad A = 0.0285L + 7.9549 \quad (5)$$

$$\text{Inercia X (m}^4\text{)} \quad I_x = 0.0036L^{2.1527} \quad (6)$$

$$\text{Inercia Y (m}^4\text{)} \quad I_y = 103.793 \quad (7)$$

$$\text{Torsión (m}^4\text{)} \quad J = 0.0079L^{1.9988} \quad (8)$$

2.6. Trenes de alta velocidad

Las cargas dinámicas aplicadas para la realización de los casos de estudio deben incluir la distribución real de las cargas de los trenes y su movimiento a diferentes velocidades. Para ello, la IAPF-07 (Ministerio de Fomento 2007) define en el Apéndice C una clasificación de trenes envolventes y trenes reales.

En primera instancia, apartado C.1, se define una descripción detallada de trenes para líneas interoperables que pertenecen a las redes transeuropeas de alta velocidad. De esta manera, el resultado del cálculo será la envolvente de todos los posibles trenes, para todas las velocidades de circulación, porque como se explica anteriormente, los efectos más solicitantes no se obtienen necesariamente para la velocidad máxima. El modelo utilizado consiste en los HSLM (High Speed Load Model) de acuerdo con la norma UNE-EN 1991-2, que comprende dos familias de trenes.

En el caso de este TFM, para el rango de longitudes de diseño de puentes elegido, entre 15 y 30 m, se centrará el estudio en los denominados Trenes Dinámico Universal-A. Estos quedan definidos por una familia de 10 trenes articulados, donde cada tren está formado por dos locomotoras iguales en todos los casos (una en cabeza, y otra en la cola, respectivamente) y un número variable de coches, con la distancia entre ejes y cargas por eje según se muestra en el esquema de la Figura 12 y la Tabla 2. Los Trenes Dinámico Universal-B, son válidos para trenes de un solo vano de longitud inferior a 7 m, quedando fuera del objeto de estudio del presente documento. La realización de cálculos dinámicos con esta familia HSLM resulta totalmente recomendable, ya que garantiza la interoperabilidad y no supone una penalización para las estructuras.

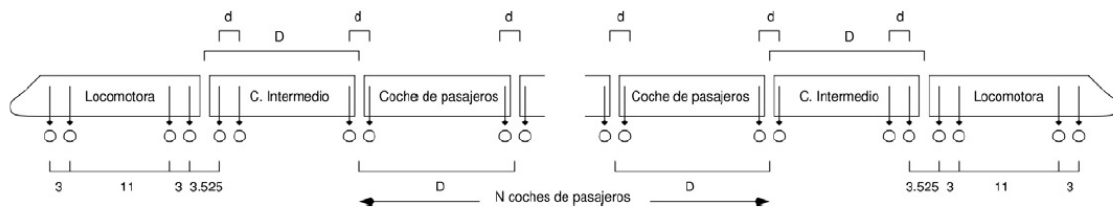


Figura 12: Esquema gráfico del tren Dinámico Universal-A. (Ministerio de Fomento 2007).

Tren	Número de coches de pasajeros N	Longitud del coche D [m]	Distancia entre ejes de un bogie d [m]	Carga nominal por eje P [kN]
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

Tabla 2: Parámetros variables de los diferentes trenes HSLM-A. (Ministerio de Fomento 2007)

Asimismo, en el subapartado C.2 de la IAPF-07, se definen trenes reales de la actualidad en Europa. Estos se presentan en forma de cuadro (Tabla 3) donde se recogen las distancias a partir del primer eje de la composición (l_k) y la carga de cada eje (F). Entre estos trenes, para el presente proyecto se modelan los dos trenes más presentes en la red de alta velocidad española: S-102 Talgo y S-103 AVE (Figura 13). Cabe mencionar que la reciente liberalización del sector del transporte de viajeros por ferrocarril ha permitido la entrada en servicio de nuevos operadores, con trenes que no están contemplados en la normativa vigente. Sería deseable ampliar el análisis a tales trenes.

l_k^a	F^b	l_k^a	F^b
0,00	170,0	183,49	170,0
2,65	170,0	186,14	170,0
11,00	170,0	194,49	170,0
13,65	170,0	197,14	170,0
19,13	170,0	202,62	170,0
28,10	170,0	211,59	170,0
41,24	170,0	224,73	170,0
54,38	170,0	237,87	170,0
67,52	170,0	251,01	170,0
80,66	170,0	264,15	170,0
93,80	170,0	277,29	170,0
106,94	170,0	290,43	170,0
120,08	170,0	303,57	170,0
133,22	170,0	316,71	170,0
146,36	170,0	329,85	170,0
155,33	170,0	338,82	170,0
160,80	170,0	344,29	170,0
163,45	170,0	346,94	170,0
171,80	170,0	355,29	170,0
174,45	170,0	357,94	170,0

(a)

l_k^a	F^b	l_k^a	F^b
0,00	172,1	200,15	172,1
3,00	172,1	203,15	172,1
14,00	170,7	214,15	170,7
17,00	170,7	217,15	170,7
20,28	131,6	220,43	131,6
23,28	131,6	223,43	131,6
38,98	161,9	239,13	161,9
41,98	161,9	242,13	161,9
57,68	169,2	257,83	169,2
60,68	169,2	260,83	169,2
76,38	167,9	276,53	167,9
79,38	167,9	279,53	167,9
95,08	160,5	295,23	160,5
98,08	160,5	298,23	160,5
113,78	167,9	313,93	167,9
116,78	167,9	316,93	167,9
132,48	169,2	332,63	169,2
135,48	169,2	335,63	169,2
151,18	161,9	351,33	161,9
154,18	161,9	354,33	161,9
169,88	131,6	370,03	131,6
172,88	131,6	373,03	131,6
176,16	170,7	376,31	170,7
179,16	170,7	379,31	170,7
190,16	172,1	390,31	172,1
193,16	172,1	393,31	172,1

(b)

Tabla 3: Distancia al primer eje de la composición (l_k) y la carga de cada eje (F): (a) Talgo; (b) AVE. (Ministerio de Fomento 2007)

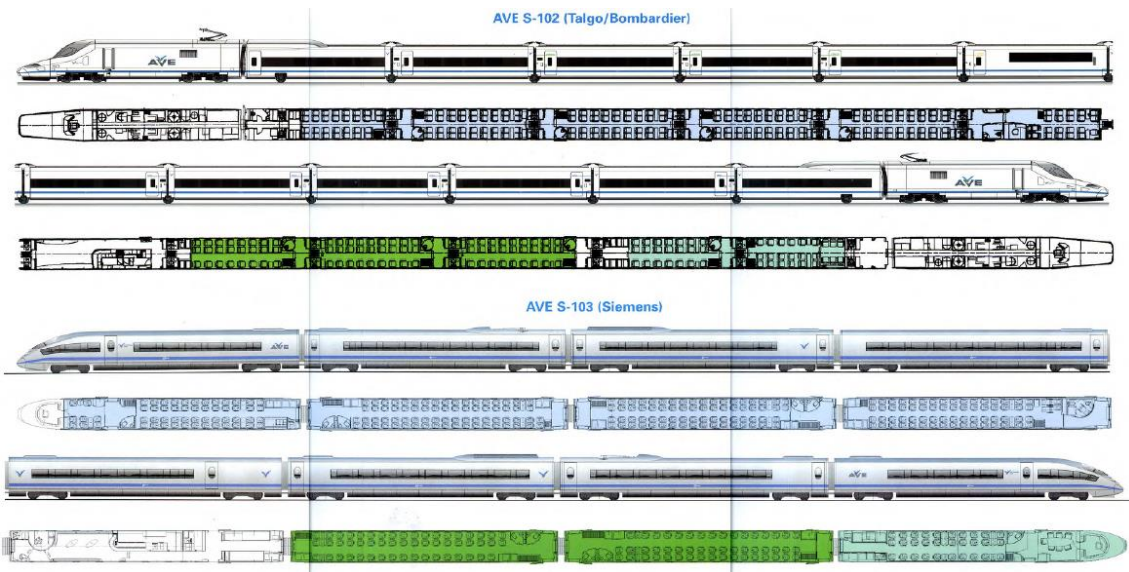


Figura 13: Esquema Talgo (superior) y AVE (inferior). (Renfe)

CAPÍTULO 3. MODELO NUMÉRICO

3.1. Introducción

En el Capítulo 3 del presente TFM, se describen los modelos numéricos utilizados para realizar el análisis dinámico de puentes de vía doble de ferrocarril de alta velocidad. Como se ha justificado anteriormente, los puentes más críticos desde el punto de vista de los efectos dinámicos suelen ser los de tipología isostática y luz corta o media, que son los que se van a modelizar en el presente TFM. Entre las metodologías definidas en el Capítulo 2 para la resolución de problemas dinámicos, se ha elegido el Método de Elementos Finitos con una integración completa en el tiempo. De esta forma, se obtiene la respuesta estructural frente a los modelos de carga de los diferentes trenes utilizados en el estudio.

El análisis se centra en el estudio de los efectos dinámicos verticales provocados por la circulación de los trenes sobre una de las dos vías que conforman el tablero, resultando en una carga descentrada respecto al eje longitudinal del puente. Por tanto, la respuesta estructural del sistema incluye fenómenos de flexión y de torsión del tablero, además de la deformación del resto de los componentes de la vía (carril, sujeciones o fijaciones, capas de balasto o de placa), así como de los apoyos del tablero en los estribos. No se ha considerado la posibilidad de que dos trenes circulen simultáneamente, cada uno por una vía.

Debido a que el objetivo de este trabajo es cuantificar la importancia del tipo de vía incluyendo la influencia de la torsión acoplada con la flexión, se han propuesto tres tipologías de vía para su estudio: una vía sobre balasto y dos disposiciones de vía en placa, diseñadas en función de la conexión de la vía con la estructura del puente:

- Sistema de vía en placa monolíticamente unida al tablero: consistente en una losa de hormigón continua sobre la que se apoyan los carriles, y que está unida rígidamente al tablero del puente, trabajando de forma monolítica. Debido a sus dimensiones, la ejecución de este tipo de vía se realiza in situ y se puede corresponder con tipologías como la Rheda o la BX-AFTRAV, formadas por traviesas bi-bloque embebidas en la losa de hormigón.
- Sistema de vía en placa independiente del tablero: consistente en losas de corta longitud sobre las que se apoyan los carriles, y que incluye una manta elastomérica entre las losas y el tablero del puente, aportando una mayor elasticidad al modelo y mejorando el aislamiento de las vibraciones del sistema. Cabe destacar que las losas utilizadas en este tipo de vía, de 5.10 m cada una con 10 cm de separación entre ellas, son prefabricadas y transportadas desde su punto de fabricación a su ubicación final en la vía. Es una tipología que se puede corresponder con sistemas como el VP-AFTRAV o el WEGH.

Para considerar las cargas que aportan los trenes, se han elegido modelos de cargas móviles tomados de las normativas de diseño. Estos modelos se basan en un conjunto de

separación de ejes en los trenes mencionados en el Capítulo 2 (10 trenes HSLM, Talgo y AVE). Estos modelos de cargas están detallados en la normativa IAPF-07 (Ministerio de Fomento 2007) y el Eurocódigo 1 (CEN 1991). Los modelos implementados incluyen todos los componentes de los tres sistemas de vía analizados, incluyendo la interacción vía-estructura.

Los puentes analizados en el presente TFM son puentes isostáticos con diferentes luces de vano (15, 20, 25 y 30 m). A partir de estos modelos, se busca determinar los resultados de los desplazamientos verticales y las aceleraciones de la sección más exigida estructuralmente del puente, el centro de vano, así como las rotaciones de flexión y torsión en los apoyos del puente.

En el apartado 3.2 del presente Capítulo, se desarrolla la metodología utilizada para la obtención de los modelos, y en el apartado 3.3 se detallan los diferentes elementos empleados, los condicionantes y las características mecánicas de los modelos. En los apartados 3.4 y 3.5 se describen con precisión los modelos para los sistemas con vías sobre balasto y vías en placa respectivamente.

3.2. Metodología

Para el desarrollo del presente trabajo, se ha realizado un estudio completo del efecto de los modelos de cargas móviles de los trenes utilizando el Método de los Elementos Finitos, mediante un análisis lineal elástico con integración completa en el tiempo. Este consiste en la resolución de las ecuaciones dinámicas del movimiento en cada uno de los nodos del modelo completo, obteniendo las soluciones deseadas, en términos de movimientos y aceleraciones en función del tiempo, en las secciones más solicitadas del modelo: centro de vano y apoyos del puente.

Los resultados exportados para el estudio son los desplazamientos verticales en función del tiempo en los nodos seleccionados, cuyas segundas derivadas corresponden a las aceleraciones en dichos nodos, además de las rotaciones o giros en los apoyos del puente. Estos parámetros están limitados por la normativa IAPF-07 (Ministerio de Fomento 2007), en función de los requisitos de confort del viajero, como se desarrolla en el Capítulo 4.

La modelización se ha llevado a cabo con el software ANSYS (2020 R2), programando cada modelo con lenguaje APDL, apoyado con macros en lenguaje VBA que se encargan de lanzar los cálculos consecutivamente y post-procesar la salida de resultados. La evolución de aprendizaje del programa ha sido progresiva, comenzando desde el cálculo de una simple viga de Euler en 2 dimensiones sometida a una carga estática, hasta el desarrollo completo del modelo en 3 dimensiones, donde se incluyen, entre otros, los componentes de la vía con sus respectivos materiales, la estructura y las cargas dinámicas debidas al paso del tren.

El modo de trabajo ha consistido en el desarrollo de modelos paramétricos para facilitar la realización de todos los casos. Para ello, se han separado los modelos computacionales

de entrada de manera paramétrica en cinco partes: luces del puente, velocidades del tren, tipo de vía, modelo de cargas dinámicas del vehículo móvil y extracción de resultados (desplazamiento vertical, aceleración y rotaciones). Estos grupos de parámetros se han combinado entre sí por medio de una macro programada en MS-DOS, para generar los diferentes modelos con los que realizar el análisis posteriormente, una vez se obtienen sus resultados.

Uno de los objetivos durante la fase de desarrollo del modelo era que éste incluyese de manera realista los efectos de torsión generados por el paso de un tren sobre una de las dos vías del tablero, excéntricas con respecto al eje longitudinal del mismo. En un principio se planteó la idea de hacer un sistema plano en 2 dimensiones, introduciendo las cargas móviles como un conjunto de fuerzas verticales y momentos torsores móviles, pero el modelo no captaba los efectos a torsión. Por ello, se decidió diseñar un modelo en 3 dimensiones (ver Figura 14), en el cual la viga que representa el tablero del puente se une rígidamente con barras a los dos conjuntos de elementos laterales que reproducen las dos vías. De esta manera, la vía cargada transmite los esfuerzos de torsión generados por las fuerzas verticales al puente de forma natural, por su propia excentricidad. Para el caso de la vía sobre balasto, longitudinalmente se unen entre sí los nodos del centro de vano del puente y los del carril. Para los casos de vía en placa también se unen los nodos de las losas de hormigón.

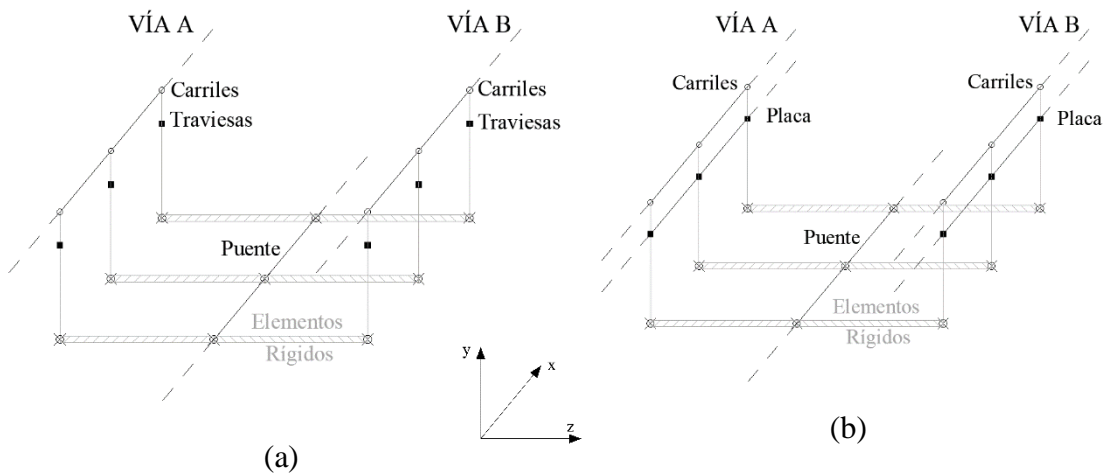


Figura 14: Modelo 3D representación de uniones longitudinales: (a) MEF vía sobre balasto; (b) MEF vía en placa.

En la Figura 15, se representan los perfiles longitudinales de los modelos con los 3 tipos de vías desarrollados, donde se observa que la longitud total del modelo es mayor que la luz del puente. Esto se debe a que se añaden 50 m de terreno a ambos lados del puente para simular la influencia de la circulación del tren sobre los terraplenes, antes de la entrada y después de la salida del vehículo del puente. Mediante esta prolongación se evita que el impacto de la carga en el modelo sea directamente sobre el puente y que los efectos que llegan a la vía sobre el puente cuando el tren todavía no ha llegado al mismo se reproduzcan de forma natural, y lo mismo puede decirse al respecto de la salida del tren del puente. Hay que destacar que se trata de modelos con interacción vía-estructura,

es decir, las fuerzas verticales de los trenes se introducen sobre los carriles, y después son distribuidas al tablero por el conjunto de elementos de la vía.

En los apartados 3.4 y 3.5 se describen los elementos finitos de cada tipología de vía, así como sus propiedades y el resto de condicionantes.

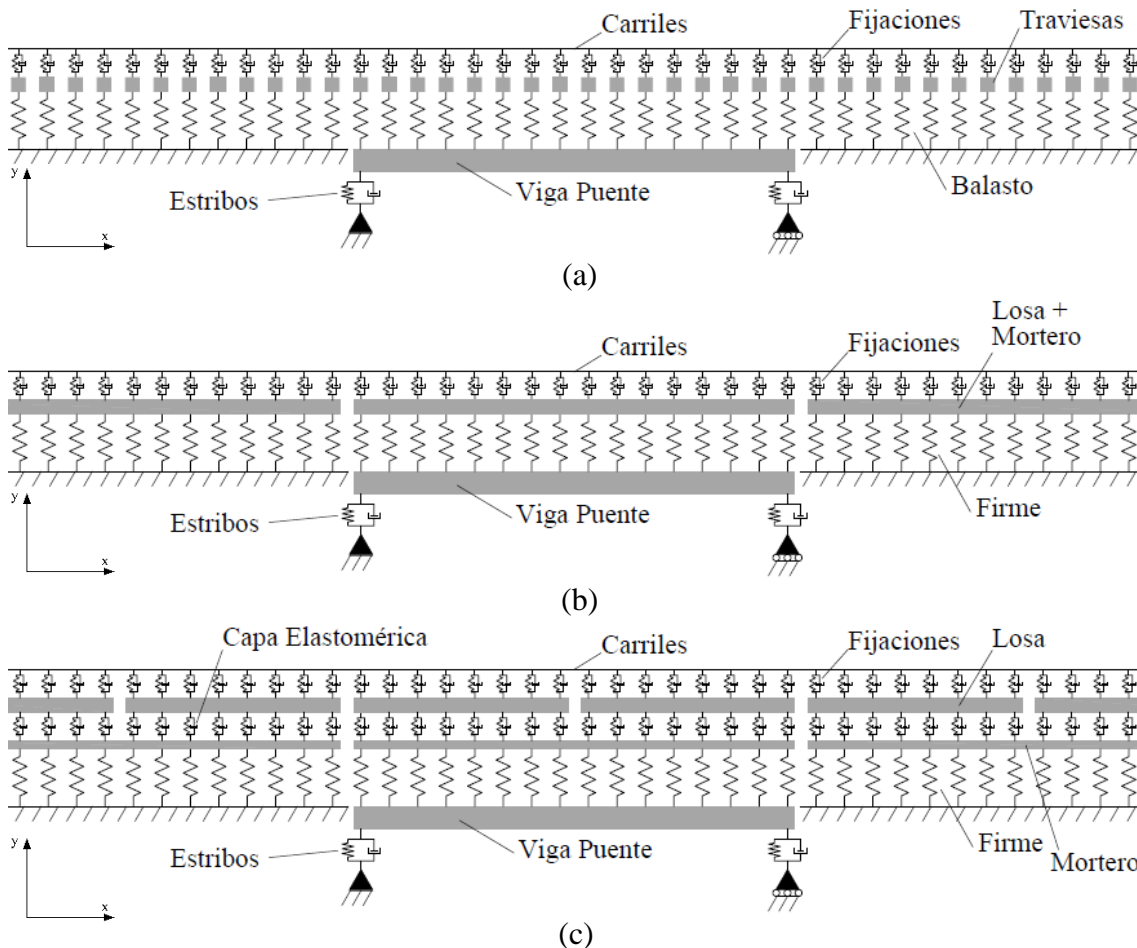


Figura 15: Esquema longitudinal de los modelos de elementos finitos: (a) Vía sobre balasto; (b) Vía en placa monolítica; (c) Vía en placa independiente

Las propiedades mecánicas de los elementos del puente varían en función del tipo de puente y la longitud de sus vanos. En este TFM, se han analizado puentes de vía doble con un ancho superior de 14 m en la sección transversal (Figura 16 y Figura 18), debido a que este valor es comúnmente utilizado en los puentes españoles de vía doble de alta velocidad ferroviaria. Las propiedades mecánicas medias de la sección se determinan mediante los análisis descritos en el apartado 2.5.2 de este documento. Para el estudio general de puentes con diferentes longitudes de vano, se emplean las ecuaciones de ajuste obtenidas en los gráficos (3)-(8) de la Figura 11 a partir del ajuste de regresión de tableros con distintas tipologías. Por otro lado, para el análisis específico de la influencia que puedan tener diferentes tipologías de tablero de puente, se ha llevado a cabo un análisis específico para luces de vano de 30 m, para el cual se utilizan los gráficos y ecuaciones presentados en el Apéndice A.

Las condiciones de contorno del puente que se imponen en el modelo son apoyos simples en los extremos, que coaccionan el movimiento vertical y permiten los giros. En uno de los extremos del puente se restringen los desplazamientos horizontales y verticales y en el opuesto solo el vertical. Además, la coacción al movimiento vertical no ha sido completa, sino que se añaden unos muelles en los estribos que representan la flexibilidad que aportan los apoyos tipo POT, habituales en puentes ferroviarios de alta velocidad. Estos permiten una deformación controlada del apoyo, admitiendo la rotación del apoyo en cualquier eje horizontal, así como la reducción de vibraciones o la resistencia de altas cargas verticales.

El diseño de los apoyos tipo POT ha consistido en unos muelles verticales de rigidez 2400 kN/mm y coeficiente de amortiguamiento igual a 15 kN s/m. Este último valor se ha regulado por los investigadores de este TFM, en base a la experiencia y al decremento logarítmico obtenido en los gráficos de evolución con respecto al tiempo de la flecha en el centro de vano del puente tras el paso del tren. La rigidez se ha calculado para que se corresponda con un movimiento vertical de 0.5 mm frente a las cargas permanentes del tablero de 15 m de luz, según el análisis del apartado 5.4.

En todos los modelos se ha considerado que el material del tablero de los puentes es hormigón pretensado HP-40. La densidad del hormigón del puente se ha modificado en el modelo con respecto a la densidad real del hormigón, ya que se han añadido los elementos no estructurales de la sección tipo: el guardabalasto (caso vía sobre balasto), las impostas, las canaletas de comunicaciones y barandillas (Figura 16). La distancia que se toma para el mallado longitudinal de los elementos varía en función del tipo de vía:

- Vía sobre balasto: separación entre traviesas de 0.60 m.
- Vía en placa: separación entre fijaciones de 0.65 m.

3.3. Descripción de los modelos numéricos

3.3.1. Tipología de elementos finitos utilizados

Para realizar el modelado y análisis de estructuras en ANSYS, en este caso de puentes ferroviarios de doble vía, es necesario definir los elementos finitos empleados para generar la malla. Estos elementos son los componentes fundamentales de la geometría utilizados para modelar fenómenos físicos. Para el desarrollo de este TFM, se han empleado dos tipos de elementos vigas diferentes para modelizar aquellos componentes que trabajan a flexión, según la naturaleza geométrica a definir, cuyas características y aplicaciones vienen resumidos en la Tabla 4.

La viga **BEAM4** es un elemento de viga 3D, que se basa en la teoría de la viga de flexión de Euler y de torsión de Saint Venant. Esta considera la flexión en los dos ejes de la sección del elemento, así como la inercia a torsión de la viga. Por lo tanto, se define por 2 nodos con 6 grados de libertad en cada nodo (desplazamientos y rotaciones en los 3 ejes). Las vigas BEAM4 se utilizan para modelar el tablero del puente, con elementos cuyos nodos están situados en la directriz del tablero a la altura del centro de gravedad,

así como para los elementos viga que unen transversalmente estos nodos y la línea de nodos laterales que reproducen la ubicación de las dos vías bajo el centro de gravedad de los carriles. Los elementos BEAM4 se definen por sus propiedades mecánicas, denominadas constantes reales (“Real constants”) en ANSYS: área, momento de inercia del eje X, momento de inercia del eje Y, ancho, canto e inercia a torsión, y por las características mecánicas de los materiales que componen la viga: módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson, densidad y coeficiente de amortiguamiento.

	Teoría	Dim.	G.D.L.	Aplicaciones
BEAM4	Viga de Euler tridimensional	3D	6: 3 de traslación y 3 de rotación (X, Y, Z)	- Elementos del tablero. - Elementos que unen transversalmente la sección del tablero y las dos vías.
BEAM3	Viga de Euler plana	2D	3: 2 de traslación (X e Y) y 1 de rotación (Z)	- Carriles UIC-60. - Placa y mortero (capas de los sistemas de vía en placa)

Tabla 4: Análisis comparativo vigas BEAM4 y BEAM3.

Por otro lado, la viga BEAM3 consiste en una viga 2D de Euler contenida en el plano XY. Esta se define como un elemento uniaxial formado por 2 nodos, con 3 grados de libertad en cada nodo (desplazamientos en los ejes X e Y, y rotación en el eje Z), la cual puede estar sometida a esfuerzos axiales, cortantes y momentos flectores. Por tanto, no trabaja a torsión. Las vigas BEAM3 se utilizan para modelar los carriles UIC-60 de las vías, concentrando las propiedades mecánicas de los dos carriles de cada vía en el centro de gravedad de cada par de carriles. Además, en los modelos con vía en placa, se utiliza este elemento para modelizar las capas de mortero bajo placa y la placa de hormigón. La viga BEAM3 se define por sus propiedades mecánicas: área, momento de inercia y canto y, por las características mecánicas de los materiales que componen la viga: módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson, densidad y coeficiente de amortiguamiento.

Además de las vigas, los modelos requieren otros elementos, que varían en función de cada sección tipo y se definen a continuación:

MASS23 es un elemento de masa puntual, que se utiliza para representar masas concentradas en nodos específicos. Concretamente se utiliza en este TFM para modelar las traviesas de la sección de vía sobre balasto. Este elemento puede tener hasta 6 grados de libertad, incluyendo desplazamientos y rotaciones en los 3 ejes.

El elemento COMBIN14 es un elemento muelle + amortiguador longitudinal, especialmente útil para el diseño de componentes con comportamientos elásticos y disipativos. Este consiste en un elemento uniaxial, que puede tener 6 grados de libertad en cada nodo. El elemento no tiene masa y está definido por la rigidez del muelle y el coeficiente de amortiguamiento del muelle. Este se utiliza para los elementos elásticos cuya masa es despreciable de los diferentes modelos, como son las fijaciones de la vía sobre balasto o las capas elastoméricas de la vía en placa.

Por último, se utilizan elementos LINK11. Éste es un elemento de barra que trabaja sólo frente a esfuerzos axiales de compresión o tracción, con 2 grados de libertad en cada nodo (desplazamientos en ejes X e Y). Este es adecuado para aplicaciones en las que se transmiten esfuerzos únicamente a lo largo del eje del elemento, en este caso, para modelar la unión puente-superestructura o terreno-superestructura de la vía. Sus propiedades mecánicas se definen mediante el área de la sección transversal, a través de la cual se transmiten las fuerzas, y por su módulo de elasticidad.

3.3.2. Acciones

Las acciones exteriores implementadas en los modelos son las fuerzas verticales de los trenes, cuya distribución de bogies y ejes es responsable de la excitación dinámica de los viaductos. Es necesario analizar los impactos de las cargas de tráfico para todos los trenes comerciales que puedan circular en la línea, teniendo en cuenta el rango de velocidades de cada uno, así como los denominados trenes teóricos envolventes de alta velocidad, HSLM en la terminología de las normativas IAPF-07 (Ministerio de Fomento 2007) o el Eurocódigo 1 (parte 2) (Asociación Española de Normalización 2019). Esto se debe a que, según otros estudios (Goicolea Ruigómez 2007), los efectos de amplificación dinámica no siempre se manifiestan únicamente a la velocidad máxima, sino a la velocidad de acoplamiento de la frecuencia de excitación con las frecuencias propias de la estructura. Asimismo, no se puede garantizar que una posible evolución futura de los trenes comerciales actuales no tenga unas características diferentes y resulte en un efecto dinámico mayor, de ahí el recurso a los trenes envolventes HSLM.

La excitación dinámica de la estructura también puede estar originada por las irregularidades de la vía o de las ruedas de los vehículos. Estas irregularidades no se han considerado en los modelos, ya que se asume que estos defectos son mínimos en líneas ferroviarias con alto mantenimiento. Cualquier efecto puntual puede añadirse a los resultados del modelo utilizando otras formulaciones, como se presenta en el apartado 2.1 de este TFM.

Las cargas móviles analizadas corresponden a los modelos de cargas de los 10 trenes HSLM dinámicos universales-A definidos en la IAPF (Ministerio de Fomento 2007) y que se muestran en el Apartado 2.6 de este documento, junto con los trenes reales Talgo y AVE (Figura 13). Todos los casos se resuelven para los tres tipos de vía estudiados, haciendo pasar por ellas los trenes mencionados en un rango de velocidades entre 200 y 360 km/h, incrementando en intervalos de 10 km/h. Es de importancia destacar que la velocidad del tren determina la discretización temporal del modelo, de forma que se complete la integración completa en el tiempo. El paso de tiempo para la integración lo adapta ANSYS en función de unos requisitos de convergencia predeterminados, en este caso se define un paso de tiempo normal de 0.003 s, mínimo de 0.001 s y máximo de 0.01 s). Finalmente, se le añade un último paso al modelo igual a la mitad del tiempo que tarda el tren en cruzar ambos terraplenes y el puente. De esta manera, se puede simular el amortiguamiento del puente tras el paso del tren, sin que actúe ninguna carga.

3.3.3. Casos analizados

A modo de síntesis, en la Tabla 5 se muestran las variables que definen los distintos casos analizados en el presente TFM. En la Tabla 6 se indican las variables que definen el análisis específico de la influencia de la tipología del tablero para diferentes secciones con vanos de 30 m:

Variables	Valores/Tipos
Velocidad	200-360 km/h, en intervalos de 10 km/h
Luz de Vano	15-20-25-30 m
Tipo de Vía	Vía sobre balasto Vía en placa monolítica Vía en placa independiente
Trenes	10 trenes HSML-A TALGO AVE
Sección tipo puente	Sección media (línea de tendencia)
Rigideces en apoyos	2 (k_1 y k_2)
Modelos totales	4896

Tabla 5: Variables del modelo para el estudio con la sección media.

Variables	Valores/Tipos
Velocidad	200-360 km/h, en intervalos de 10 km/h
Luz de Vano	30 m
Tipo de Vía	Vía sobre balasto Vía en placa monolítica Vía en placa independiente
Trenes	10 trenes HSML-A TALGO AVE
Sección tipo puente	Sección losa maciza Sección losa aligerada Sección cajón Sección vigas artesas
Rigideces en apoyos	1 (k_2)
Modelos totales	2448

Tabla 6: Variables del modelo para el estudio de diferentes secciones.

En los siguientes apartados se detallan los valores utilizados en los parámetros de los elementos que se han definido, en función del diseño de cada sección tipo modelada.

3.4. Descripción del modelo de vía de balasto

El primer modelo de vía a estudiar es la técnica tradicional de la vía sobre balasto (ver Figura 16). Esta consiste en una capa de balasto sobre la que se apoyan las traviesas, las fijaciones y los carriles. En el modelo se observa que, al ser una sección de vía doble,

la carga está excéntrica respecto al eje del puente, produciendo efectos de torsión. El tren de cargas se aplica sobre la denominada “vía A”.

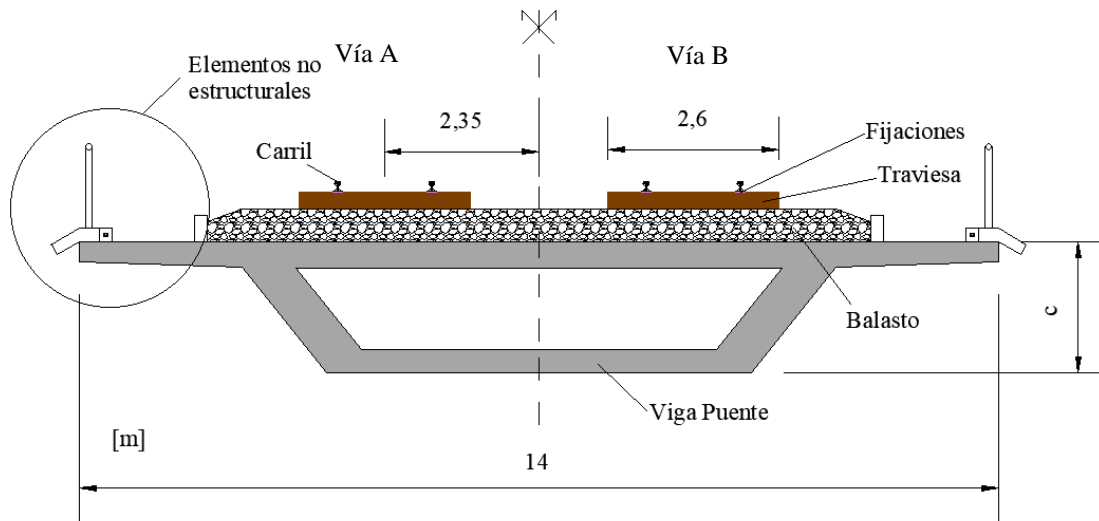


Figura 16: Sección tipo del puente con vía sobre balasto.

Los componentes de la sección transversal se modelan en ANSYS según el esquema de la Figura 17. Definiendo la sección desde la parte superior, se encuentran en primer lugar 2 carriles UIC-60 por cada vía. Estos son vigas de acero modelados por elementos BEAM3. A continuación, se ubican las sujeciones, cuya función es unir las traviesas con los carriles permitiendo cierta elasticidad. Este sistema se introduce utilizando elementos COMBIN14. En siguiente lugar, los elementos que transfieren las cargas de los carriles al balasto y mantienen constante el ancho de vía son las traviesas. Estas se definen mediante los elementos MASS23, separadas a una distancia de 0.6 m en dirección longitudinal y cuya masa está centrada en su centroide. A continuación, se observa la capa de 0.5 m de balasto, representado en ANSYS mediante un elemento uniaxial LINK11, que incluye la masa y el coeficiente de amortiguamiento proporcionados por el balasto. Esta disipación se introduce usando el coeficiente beta de Rayleigh, siendo el coeficiente alfa igual a cero en todos los casos. La estimación del coeficiente beta (β) de Rayleigh, se ha estimado de la siguiente ecuación. Para ello, se considera un índice de amortiguamiento (ξ) del 2% como se indica en la IAPF-07 y una frecuencia (f) aproximada de 5 Hz.

$$\beta = \xi * \frac{2}{w_i + w_f} = \xi * \frac{2}{2 * \pi * f} = 0.02 * \frac{1}{\pi * 5} = 0.0013 \quad (9)$$

El elemento bajo la superestructura es el tablero del puente, objeto de análisis principal. Para su modelado, las cargas superiores se transmiten al nodo central mediante unos elementos rígidos representados con vigas BEAM4. En el centro de gravedad de la sección se concentran las propiedades mecánicas del puente, definidas en los apartados 2.5.1 y 2.5.2 según el caso estudiado. Estos nodos están unidos entre sí mediante elementos BEAM4 (ver Figura 17). Además, en los extremos del puente, se añade la

rigidez y el amortiguamiento proporcionados por los apoyos tipo POT, mediante elementos COMBIN14.

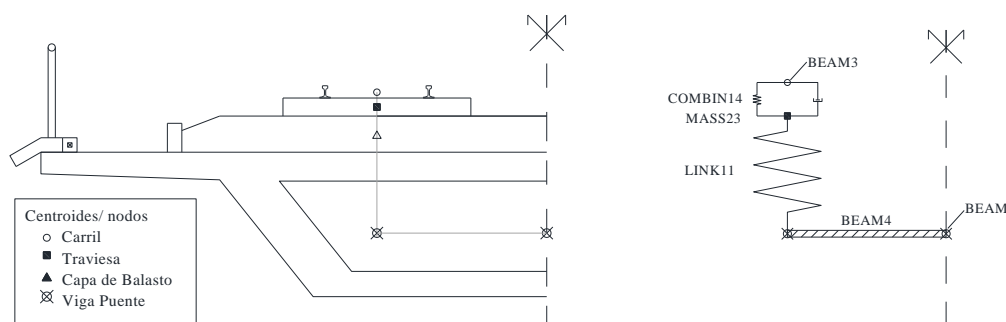


Figura 17: Esquema del MEF de la vía sobre balasto.

En la Tabla 7 se muestran los valores correspondientes a los materiales y a las propiedades mecánicas que se han utilizado para cada componente de la sección tipo de vía sobre balasto:

Componente	Elemento	Material	Propiedades
2 carriles UIC-60	BEAM3	Acero. $E_s = 2.1 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$, $\nu = 0.3$, $\rho = 7.8 \text{ t/m}^3$	$A = 2 \times 76.7 \times 10^{-4} \text{ m}^2$, $I = 2 \times 3038.3 \times 10^{-8} \text{ m}^4$, $h = 0.172 \text{ m}$, $y_g = 0.0809 \text{ m}$
Fijaciones	COMBIN14	-	$K = 150 \text{ kN/mm}$, $C = 30 \text{ kNs/m}$
Traviesa	MASS23	$M = 357.5 \text{ kg}$	-
Balasto	LINK11	$\rho = 1.8 \text{ t/m}^3$	$c = 0.2 \text{ N/mm}^3$, $C_b = 12 \text{ kNs/m}$
Puente	BEAM4	Material Rígido	Definidas en el Apartado 2.5.2
	BEAM4	Hormigón. $E_c = 30 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$, $\nu = 0.2$, $\rho = 2.5 \text{ t/m}^3$ (+ elem. no estruct.), $\beta = 0.0013$	
Apoyo estribos	COMBIN14	-	$K_e = 2400 \text{ kN/mm}$ $C_e = 15 \text{ kNs/m}$

Tabla 7: Elementos, materiales y propiedades de las componentes de la vía sobre balasto.

3.5. Descripción del modelo de vía en placa

En este apartado se describen los modelos con las dos tipologías de vía en placa. Para ello, se sustituye la capa de balasto del apartado anterior por un conjunto de capas consistentes en una losa de hormigón sobre la que se apoyan los carriles y una presolera intermedia de mortero (Figura 18). En el estudio, se asume que las placas tienen la rigidez a flexión dada por su sección transversal, que son infinitamente rígidas en la dirección vertical y no aportan amortiguamiento al modelo.

En el análisis se diferencian dos tipos de vías en placa: vía en placa monolítica, donde la losa de hormigón trabaja monolíticamente con la presolera de mortero y la estructura del puente; y la vía en placa independiente, sistema en el que se incluye una capa elastomérica entre la placa y la presolera sobre el tablero, para independizar su comportamiento a flexión. Cabe mencionar que, para ambos tipos de vías en placa, la rigidez vertical de las fijaciones es considerablemente menor que la utilizadas en el diseño de vía sobre balasto, siendo 50 kN/mm en vía en placa y 150 kN/mm en balasto. En cuanto al modelo, la estructura en ANSYS del puente, los estribos y los terraplenes laterales de acceso es el mismo en todo el estudio, independientemente del tipo de vía utilizado.

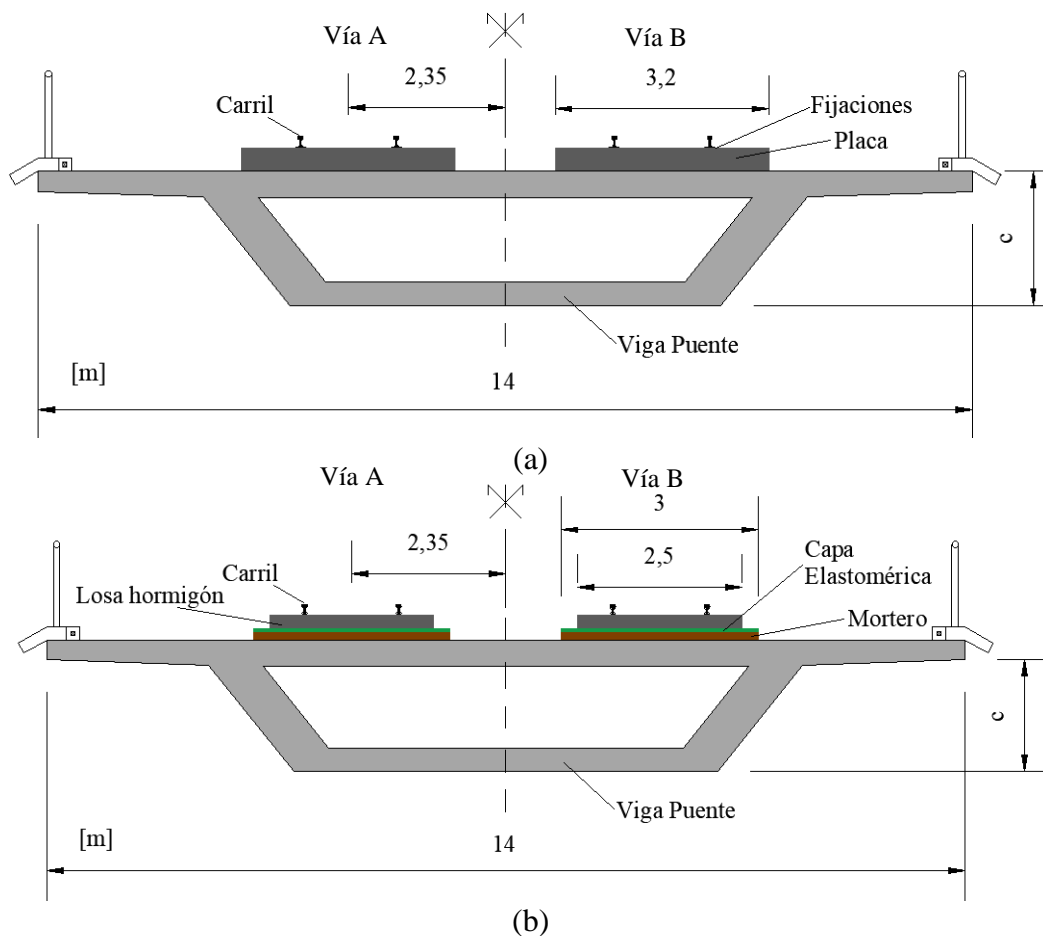


Figura 18: Sección tipo del puente con vía en placa: (a) Monolítica; (b) Independiente.

3.5.1. Vía en placa monolítica

En este primer apartado de vía en placa se define la vía en placa monolítica analizada en el presente estudio. Este sistema de infraestructura ferroviaria se caracteriza por tener una losa de hormigón con una presolera de mortero (u hormigón) unida rígidamente con el puente, lo que permite que se comporte como una unidad estructural. Se considera que la losa no aporta amortiguamiento al sistema definido. Los valores detallados de las propiedades mecánicas y de los materiales se presentan en la Tabla 8.

La placa monolítica que sustituye al balasto está formada por 2 losas, una por vía, de ancho 3.20 m cada una y una altura total de 35 cm. La sección de la placa queda

compuesta por una presolera de 15 cm de mortero sobre los que se apoya la losa de 20 cm de hormigón. El modelo simplificado en ANSYS se representa como nodos en los centroides de los componentes de la sección tipo. Los carriles UIC-60 se definen como BEAM3 y están sujetos por unas fijaciones (COMBIN14) dispuestas longitudinalmente cada 0.65 m. Para la placa, diseñada como un todo uno hormigón-mortero, se utiliza el elemento BEAM3.

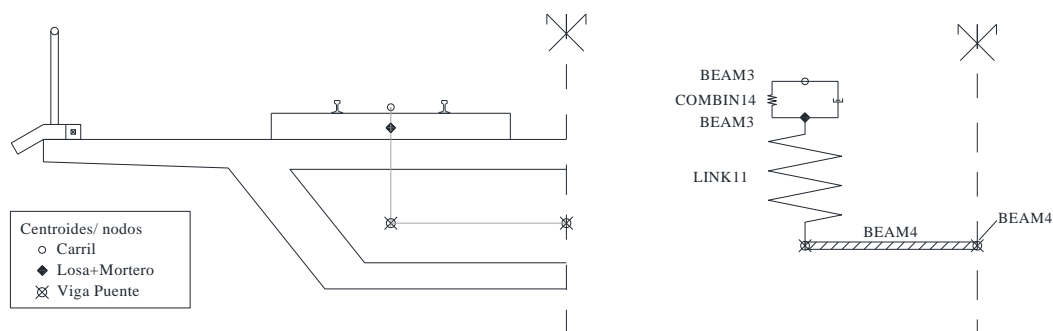


Figura 19: Esquema del MEF de la vía en placa monolítica.

En el perfil longitudinal de la Figura 15 (c), se observa que la losa se extiende sobre la longitud del puente y la de ambos terraplenes. Sin embargo, hay una discontinuidad en los extremos del puente para tener en cuenta las juntas de dilatación, permitiendo que el puente se mueva de manera segura y controlada. Por debajo, el enlace entre la placa y la estructura se realiza mediante el elemento LINK11, definido con una rigidez vertical infinita y la masa de ambas capas sin amortiguamiento.

Componente	Elemento	Material	Propiedades
2 carriles UIC-60	BEAM3	Acero. $E_s = 2.1 \times 10^8$ kN/m ² , $\nu = 0.3$, $\rho = 7.8$ t/m ³	$A = 2 \times 76.7 \times 10^{-4}$ m ² , $I = 2 \times 3038.3 \times 10^{-8}$ m ⁴ , $h = 0.172$ m, $y_g = 0.0809$ m
Fijaciones	COMBIN14	-	$K = 150$ kN/mm, $C = 30$ kNs/m
Placa (losa hormigón + mortero)	BEAM3	Hormigón. $E_c = 30 \times 10^6$ kN/m ² , $\nu = 0.2$, $\rho = 2.5$ t/m ³	$h_p = 0.35$ m, $b_p = 3.20$ m
	LINK11	$\rho = 0$ t/m ³ , $E = \infty$	Área tributaria del asiento del carril.
Puente	BEAM4	Material Rígido	Definidas en el Apartado 2.5.2
	BEAM4	Hormigón. $E_c = 30 \times 10^6$ kN/m ² , $\nu = 0.2$, $\rho = 2.5$ t/m ³ (+ elem. no estruct.), $\beta = 0.0013$	
Apoyo estribos	COMBIN14	-	$K_e = 2400$ kN/mm $C_e = 15$ kNs/m

Tabla 8: Elementos, materiales y propiedades de las componentes de la vía en placa monolítica.

3.5.2. Vía en placa independiente

Por último, se describe en este apartado el modelo con la vía en placa independiente. En este caso, la losa de hormigón no está directamente unida a la estructura del puente como ocurre en el caso de la placa monolítica. Este sistema incluye una capa elastomérica entre la losa de hormigón y la presolera de mortero que lo enlaza con el puente. Esta aporta flexibilidad adicional y mejora el aislamiento de vibraciones y efectos sonoros, absorbiendo en mayor medida los esfuerzos dinámicos generados por el paso de los trenes, mejorando así el confort del viajero. Además, la losa no es continua, sino que es un conjunto de placas con una longitud de 5.10 m cada una, dimensión que permite que se puedan prefabricar y transportar a su ubicación final.

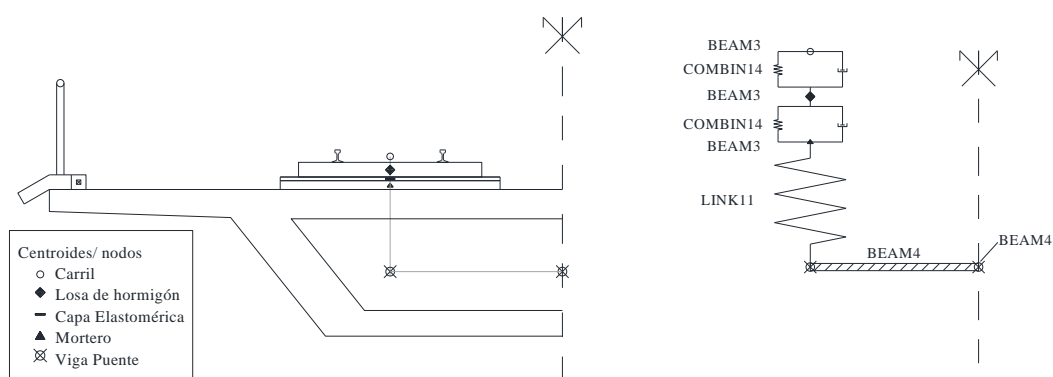


Figura 20: Esquema del MEF de la vía en placa independiente.

Componente	Elemento	Material	Propiedades
2 carriles UIC-60	BEAM3	Acero. $E_s = 2.1 \times 10^8$ kN/m ² , $\nu = 0.3$, $\rho = 7.8$ t/m ³	$A = 2 \times 76.7 \times 10^{-4}$ m ² , $I = 2 \times 3038.3 \times 10^{-8}$ m ⁴ , $h = 0.172$ m, $y_g = 0.0809$ m
Fijaciones	COMBIN14	-	$K = 150$ kN/mm, $C = 30$ kNs/m
Losa hormigón	BEAM3	Hormigón. $E_c = 30 \times 10^6$ kN/m ² , $\nu = 0.2$, $\rho = 2.5$ t/m ³	$h_p = 0.35$ m, $b_p = 3.20$ m
Capa elastomérica	COMBIN14	-	$K = 25$ kN/mm, $\xi = 15\%$ Área tributaria del asiento del carril.
Mortero	BEAM3	Hormigón. $E_c = 30 \times 10^6$ kN/m ² , $\nu = 0.2$, $\rho = 2.5$ t/m ³	$h_{mo} = 0.15$ m, $b_{mo} = 3$ m
	LINK11	$\rho = 0$ t/m ³ , $E = \infty$	Área tributaria del asiento del carril.
Puente	BEAM4	Material Rígido	Definidas en el Apartado 2.5.2
	BEAM4	Hormigón. $E_c = 30 \times 10^6$ kN/m ² , $\nu = 0.2$, $\rho = 2.5$ t/m ³ (+ elem. no estruct.), $\beta = 0.0013$	
Apoyo estribos	COMBIN14	-	$K_e = 2400$ kN/mm $C_e = 15$ kNs/m

Tabla 9: Elementos, materiales y propiedades de las componentes de la vía en placa independiente.

En la Figura 20, se muestran la sección tipo de la vía en placa independiente junto al esquema utilizado para el estudio en ANSYS. Las placas de hormigón tienen un ancho de 2.5 m, al igual que el elastómero que se apoya sobre la presolera de mortero, de 3 m de ancho. En este caso, la losa de hormigón y el mortero se modelan como 2 vigas BEAM3 independientes, separadas mediante el elastómero, que se representa como un elemento de muelle con amortiguamiento (COMBIN14). Al dividir la rigidez de la capa elastomérica entre el área tributaria sobre la que se apoya (ambos datos indicados en la Tabla 9), se obtiene el módulo de balasto en N/mm^3 .

CAPÍTULO 4. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Introducción

El objeto del presente Capítulo es la presentación los resultados obtenidos con los modelos de elementos finitos definidos. Se comienza describiendo el análisis para la obtención de los primeros modos de la estructura, seguido de la exposición de los resultados en función del tiempo para cada tipo de vía. Se destaca el efecto de la resonancia en los parámetros estudiados, la influencia de la rigidez en los apoyos del modelo y se realiza un breve estudio dinámico de las secciones tipo del puente.

4.2. Primeros modos de vibración

En primer lugar, antes de analizar la influencia de los conjuntos de cargas móviles en los puentes, se han obtenido los primeros modos de vibración de la estructura mediante un análisis modal. Este análisis permite extraer las frecuencias naturales de cada modelo puente-vía estudiado y dibujar sus formas modales. Se obtienen mediante una extracción de los autovalores del modelo de elementos finitos. Se incluirán en el estudio los modos cuya frecuencia sea inferior a 30 Hz, ya que estas frecuencias pueden coincidir con los modos propios de los trenes, produciendo el efecto de resonancia en la estructura. Se identifican modos verticales debido a la flexión y a la torsión del puente, producida por las cargas excéntricas.

Los valores de las frecuencias de los primeros modos de vibración de la estructura (menores a 30 Hz), se definen en la Tabla 10, en función del tipo de vía (sobre balasto, placa monolítica, placa independiente) y de las luces de los puentes (15, 20, 25 y 30 m).

		Frecuencias (Hz)					
		L = 15 m			L = 20 m		
		Balasto	Placa Monolítica	Placa Independiente	Balasto	Placa Monolítica	Placa Independiente
Modos	1	6.2115	7.1166	6.6616	4.8684	5.7873	5.4375
	2	13.804	14.810	14.296	11.969	13.139	12.702
	3	21.359	24.888	22.153	17.290	20.663	18.905
	4	-	-	29.909	-	-	29.280

		L = 25 m			L = 30 m		
		Balasto	Placa Monolítica	Placa Independiente	Balasto	Placa Monolítica	Placa Independiente
Modos	1	4.0098	4.6433	4.3737	3.4118	3.8815	3.6621
	2	10.662	11.535	11.167	9.6635	10.345	10.026
	3	14.527	16.888	15.678	12.529	14.296	13.366
	4	27.134	-	25.888	24.042	28.024	24.216

Tabla 10: Listado de frecuencias de los modos propios de vibración menores de 30 Hz.

A partir del listado de la Tabla 10, se pueden hacer algunas comprobaciones de la dinámica del modelo. En primer lugar, partiendo de la ecuación de la frecuencia natural (f_1), que relaciona la rigidez (K) y la masa (M); para una viga simplemente apoyada se considera la siguiente, siendo μ la masa por unidad de longitud:

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} * \sqrt{\frac{K}{M}} = \frac{1}{2L^2} * \sqrt{\frac{EI}{\mu}} \quad (10)$$

La longitud del puente y la frecuencia natural son inversamente proporcionales. Para puentes más largos, la rigidez es menor y la masa indudablemente mayor, favoreciendo que las frecuencias asociadas a los modos propios sean menores. Según los datos obtenidos, al aumentar la longitud del puente disminuyen las frecuencias, por lo tanto, concuerda con lo expresado. Por ejemplo, la frecuencia natural del segundo modo del puente con vía en placa monolítica disminuye desde los 14.81 Hz del puente de $L=10$ m, hasta los 10.345 Hz del caso de 30 m.

Por otro lado, respecto al tipo de vía, la mayor rigidez estructural de la vía en placa en comparación con la vía sobre balasto y la menor masa del sistema, contribuyen a que las frecuencias naturales de la vía en placa sean mayores. Comparando entre ambas vías en placa, monolítica e independiente, observamos que esta última tiene frecuencias naturales menores debido al carácter flexibilizador que aporta la capa elastomérica a este tipo de vía, independizando su rigidez de la del tablero.

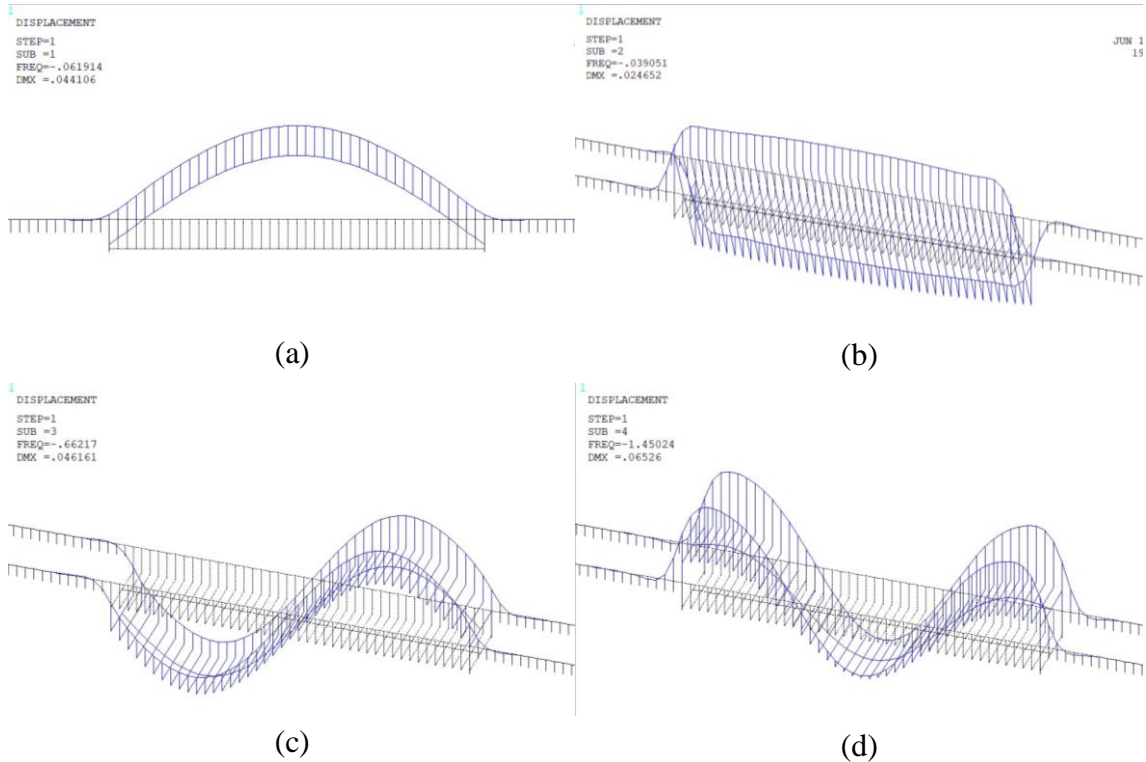


Figura 21: Modos de vibración propios de la estructura. Vía sobre balasto. $L=25$ m.

Los modos de vibración mencionados corresponden a diferentes efectos producidos por el paso de las cargas móviles sobre el puente. Es decir, el modo 1 corresponde en todos

los casos al primer modo de flexión, el modo 2 al primer modo de torsión, el 3 y el 4 son relativos al segundo y tercer modo de flexión, respectivamente. Merece la atención comentar que algunos modos del rango de frecuencias analizado que se obtienen del MEF no se incluyen en el listado de vibraciones estudiado. El motivo se debe a que son producidos por los modos horizontales, lo cuales no se excitan por el paso de las cargas móviles del ferrocarril. Para representarlos gráficamente, en la Figura 21 se eligen los modos del puente en balasto de 25 m de luz. Las primeras vibraciones de las otras estructuras coinciden con la representada, aunque varía el valor de la frecuencia, según el listado de la tabla anterior.

En la Figura 21, se observa que los modos representados en (a), (c) y (d) son debidos a la flexión en la estructura, mostrando los primeros, segundo y tercer modos de flexión del puente, respectivamente. La representación en (b), indica el primer modo a torsión que corresponde al giro del tablero como sólido rígido coaccionado por los apoyos no infinitamente rígidos. Las perspectivas de este modo se muestran en la Figura 22 para comprender adecuadamente el movimiento producido.

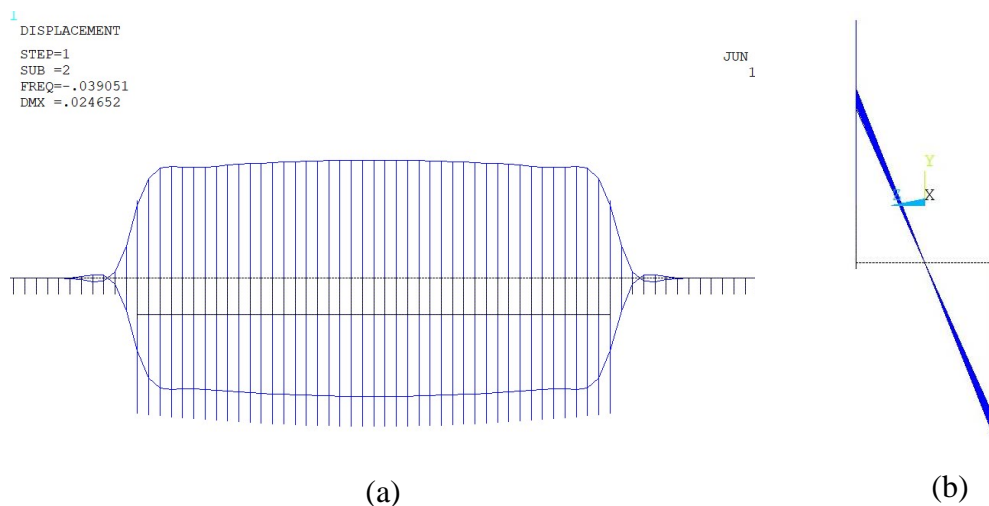


Figura 22: Modo torsional: (a) Ejes X-Y; (b) Ejes Z-Y.

Cabe mencionar que incluso la IAPF-07 especifica que los modos con frecuencias superiores a 30 Hz pueden despreciarse para el cálculo de aceleraciones utilizando un análisis modal. Sin embargo, en este TFM, se decide realizar el cálculo mediante una integración completa en el tiempo buscando aumentar la precisión del modelo en caso de que la interacción vía-estructura excite modos de vibración mayores.

4.3. Resultados dependientes del tiempo

En este apartado se presentan los resultados de los modelos dependientes del tiempo para cada tipo de vía, obteniendo la deformación vertical (flecha) y la aceleración en el centro de vano del puente bajo la vía cargada, tanto en el tablero como en los carriles, así como la rotación a torsión en el centro de vano del puente. Las cargas del tren consideradas consisten normalmente en una o dos composiciones de locomotoras (delantera y trasera) con coches intermedios. Como se muestra en los gráficos de este

apartado, en muchos casos el efecto estructural más determinante es causado por las locomotoras, ya que son más pesadas y la distancia entre sus ejes suele ser más cercana que en el caso de los coches. No obstante, hay excepciones cuando la relación de las distancias entre ejes de los coches y la velocidad de circulación es tal que la frecuencia de excitación del ferrocarril se aproxima a la frecuencia natural de la estructura, resultando en una mayor amplificación dinámica.

La respuesta dinámica de los casos estudiados se muestra mediante gráficos de evolución de los parámetros en función del tiempo (*time history*). Se ha elegido la respuesta del puente de 25 m de vano producido por el paso del tren Talgo-S102, cuyas fuerzas por eje son todas iguales, de valor 170 kN y con 13.14 m de distancia entre los ejes de los vagones, siendo menor la separación en las locomotoras. Las velocidades expuestas son la máxima y mínima del estudio, es decir, 200 y 360 km/h, representadas de color negro continuo y azul discontinuo, respectivamente.

4.3.1. Vía sobre balasto

En la Figura 23 se representan los valores en función del tiempo de los desplazamientos verticales y aceleraciones en el centro de vano del puente, tanto del tablero como de los carriles. Las gráficas muestran picos descendentes que corresponden a las cargas móviles solicitantes de los ejes de los trenes determinados por el final de la primera composición e inicio de la segunda (Apartado 2.6). Además, se observa una disipación de energía proporcionada por los elementos amortiguadores de este sistema, como las fijaciones y el balasto, sobre todo en la fase de oscilaciones libres en la que queda vibrando el puente tras la salida del tren.

La flecha máxima en el tablero del puente debido al paso del tren de alta velocidad Talgo es de -2.71 mm a 200 km/h y -2.20 mm a 360 km/h. La variación de la aceleración en el puente es pequeña para las velocidades estudiadas, alcanzando 0.89 m/s^2 a 200 km/h frente a 0.80 m/s^2 a 360 km/h. Se observa que los valores mostrados en las gráficas son mayores para la velocidad menor y que, además, los desplazamientos y aceleraciones del tren a 200 km/h tienden a aumentar durante el paso de la carga. Este fenómeno, desarrollado con mayor detalle en el Apartado 4.4, se debe a la mayor amplificación dinámica por mayor proximidad a la entrada en resonancia del sistema, como se muestra en la Figura 23.

En cuanto a los resultados en el carril, se observa que la vibración de los desplazamientos verticales (c) es muy similar al gráfico de flechas en el tablero (a), con valores máximos muy parecidos para ambas velocidades, siendo estas de -3.01 mm a 360 km/h y de -3.44 mm a 200 km/h. Sin embargo, en las aceleraciones del carril (d) la influencia de la velocidad es mayor, variando de 35.1 m/s^2 a 360 km/h y de 17.9 m/s^2 a 200 km/h.

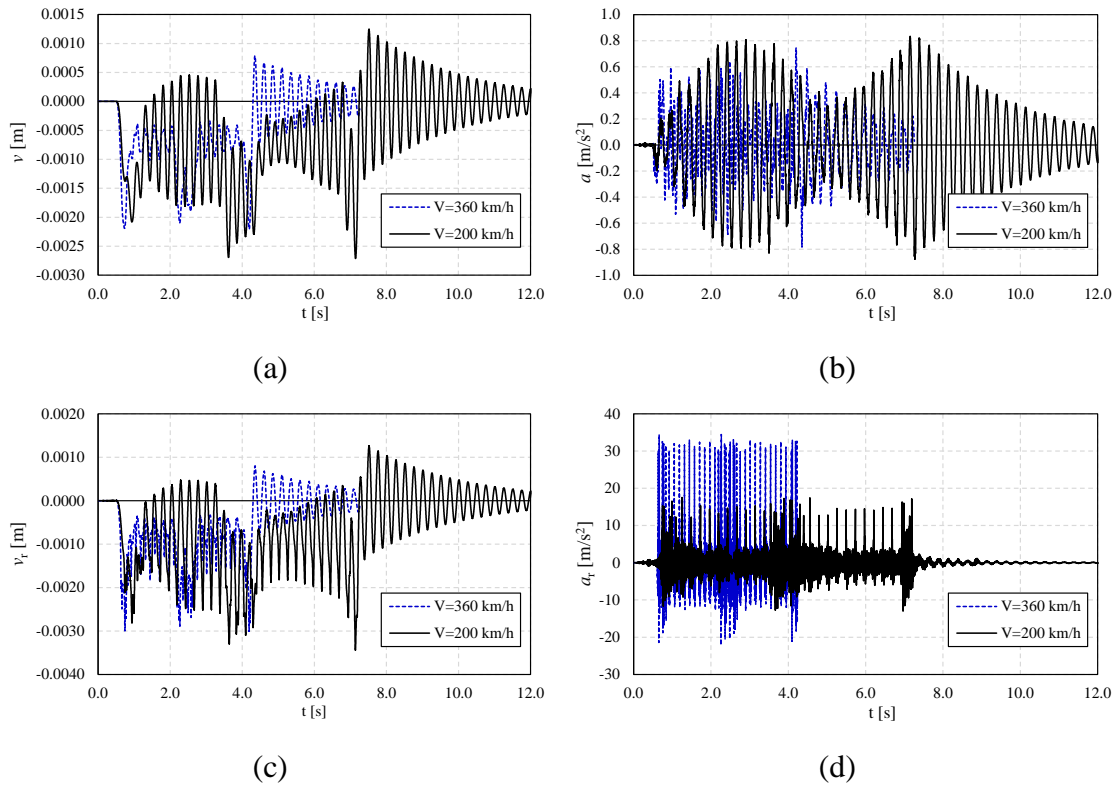


Figura 23: Resultados para $L=25$ m. Vía sobre balasto. Tren Talgo. $V=200$ km/h y 360 km/h: (a) Flecha en tablero; (b) Aceleración en tablero; (c) Flecha en carril; (d) Aceleración en carril.

Otro resultado relevante para valorar la influencia de los efectos de torsión es el giro a torsión en el centro de vano (ϑ_{CDV}). Estas rotaciones se producen por el paso de la carga móvil excéntrica por una de las vías, manteniendo la opuesta libre. El valor de la rotación en el centro de vano se ha obtenido indirectamente a partir de los desplazamientos verticales del puente bajo cada vía ($v_A; v_B$), de acuerdo con la siguiente ecuación, siendo d la separación entre los ejes de las vías:

$$\vartheta_{CDV} = \frac{v_A - v_B}{d} \quad (11)$$

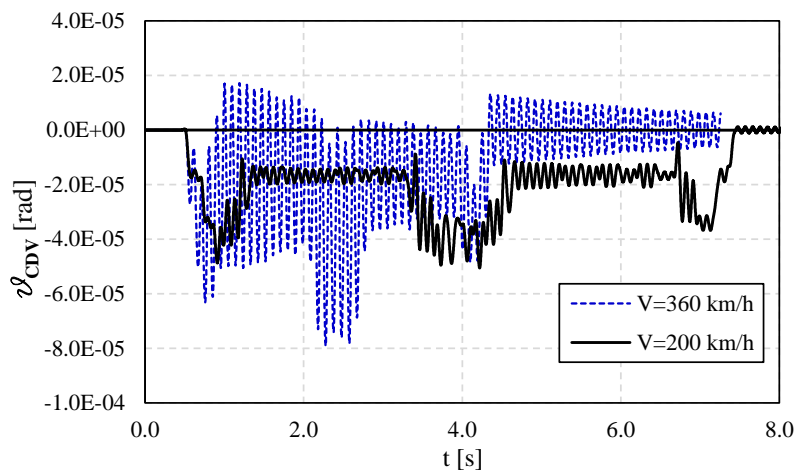


Figura 24: Giro a torsión en el centro de vano del puente. $L=25$ m. Vía sobre balasto. Tren Talgo. $V=200$ km/h y 360 km/h.

Para ambas velocidades mostradas en la Figura 24, el giro torsional se amortigua casi en su totalidad para un tiempo de 8 s. Los valores obtenidos, respectivamente, para velocidades de 200 y 360 km/h, son 0.051 mrad y 0.079 mrad, dentro de las limitaciones establecidas por la IAPF-07, que restringe el giro transversal máximo del tablero en 1.3 mrad, según se define en el apartado 2.3.2.

4.3.2. Vía en placa monolítica

De manera similar a lo realizado para la vía sobre balasto en el subapartado anterior, se han obtenido los diferentes resultados de los desplazamientos verticales y las aceleraciones en el centro del vano a lo largo del tiempo (Figura 25) y las rotaciones debido a torsión también en el punto medio del puente (Figura 26) de la vía en placa monolítica.

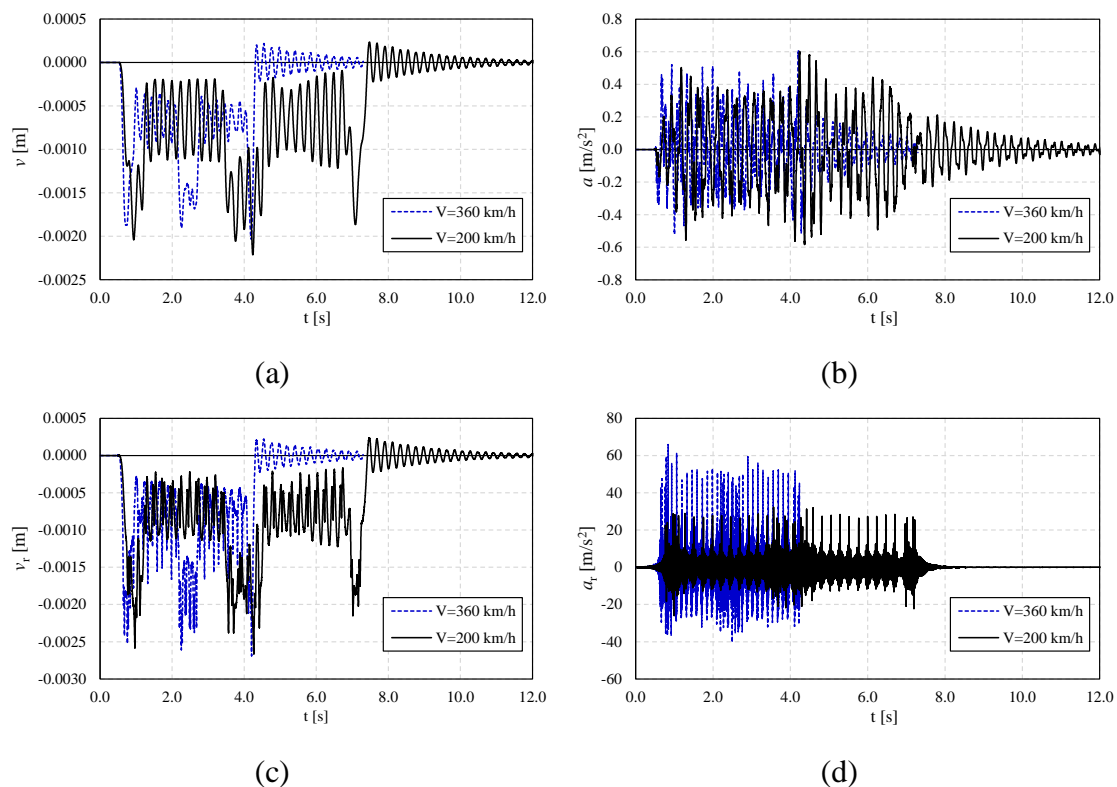


Figura 25: Resultados para $L=25$ m. Vía en placa monolítica. Tren Talgo. $V=200$ km/h y 360 km/h: (a) Flecha en tablero; (b) Aceleración en tablero; (c) Flecha en carril; (d) Aceleración en carril.

Para la vía en placa monolítica, al igual que sucede en el caso de vía sobre balasto, las gráficas muestran picos descendentes indicativos del paso de las locomotoras del tren Talgo, siendo el pico en la parte central de la gráfica la correspondiente al enlace entre el final de la primera composición y el principio de la segunda. Según la Figura 25, se puede concluir que el modelo de vía en placa monolítica muestra una ligera reducción de los efectos dinámicos del puente. Sin embargo, con respecto a los resultados obtenidos en el carril, se observan aceleraciones (d) algo superiores para el caso de la vía sin balasto monolítica. En el Capítulo 5, se analiza de manera más detallada esta comparativa entre los tipos de vías, en función de las envolventes de los 12 trenes estudiados.

En la Figura 25, obtenida por el paso del tren de alta velocidad Talgo, la máxima flecha vertical en el tablero (a) del puente debido al es de -2.21 mm a 200 km/h y de -2.03 mm a 360 km/h. La variación de la aceleración en el puente (b) es prácticamente inexistente para las velocidades estudiadas, alcanzando 0.61 m/s² a 200 km/h frente a 0.62 m/s² a 360 km/h.

En cuanto a los resultados en el carril, se observa que la vibración de los desplazamientos verticales (c) es muy similar a la deflexión del tablero (a), con valores máximos muy parecidos para ambas velocidades: -2.69 mm a 360 km/h y -2.66 mm a 200 km/h. Sin embargo, para la vía en placa monolítica, el resultado que si varía notoriamente debido a la velocidad son las aceleraciones en el carril. Los valores obtenidos en este caso varían desde los 32.9 m/s² a 200 km/h, hasta más del doble para 360 km/h con una aceleración vertical de 17.9 m/s² a.

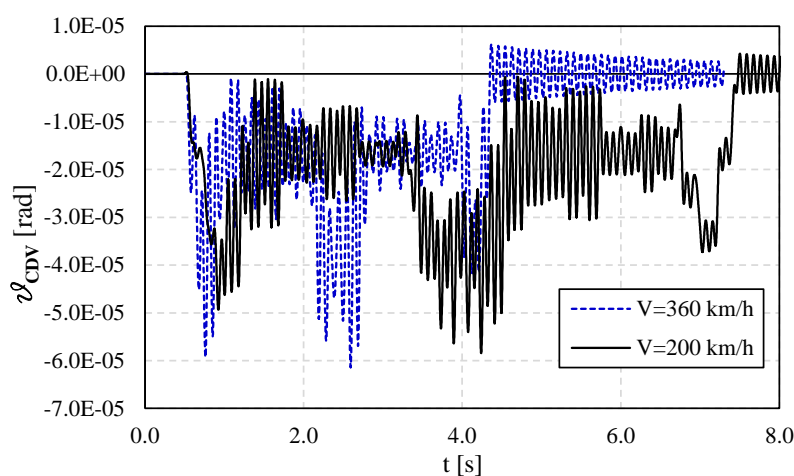


Figura 26: Giro a torsión en el centro de vano del puente. $L=25$ m. Vía en placa monolítica. Tren Talgo. $V=200$ km/h y 360 km/h.

La máxima rotación torsional en el centro de vano (Figura 26) obtenida para velocidades de 200 y 360 km/h, son 0.058 mrad y 0.061 mrad. Aunque los valores máximos son similares al caso de la vía sobre balasto, las vibraciones para el caso de 200 km/h vibran en un mayor rango en el estudio de la vía en placa monolítica, debido a una mayor rigidez de este sistema.

4.3.3. Vía en placa independiente

De forma análoga a lo realizado para las tipologías de vía sobre anteriores, se han obtenido los resultados correspondientes a los desplazamientos verticales y las aceleraciones en el centro del vano a lo largo del tiempo (Figura 27), así como las rotaciones debidas a la torsión en el punto medio del puente (Figura 28) para la vía en placa independiente.

Según la Figura 27, en el caso de la vía independiente, se observa una mayor amplitud de vibración en el desplazamiento vertical del tablero durante el paso del tren a una velocidad de 200 km/h. Además, las aceleraciones en el tablero se mantienen prácticamente

constantes, sin variaciones significativas a la entrada de la segunda composición del tren a la mencionada velocidad, como si sucedía en la vía en placa monolítica. Esto indica un comportamiento resonante en la interacción vía-estructura, debido a la distancia entre ejes de los coches. Este fenómeno, desarrollado con mayor detalle en el Apartado 4.4, se debe a una mayor amplificación dinámica por la entrada en resonancia del sistema.

En cuanto a los resultados en el carril, se obtienen desplazamientos algo mayores con la vía en placa independiente en comparación con los tipos de vía presentados anteriormente (vía sobre balasto y vía en placa monolítica).

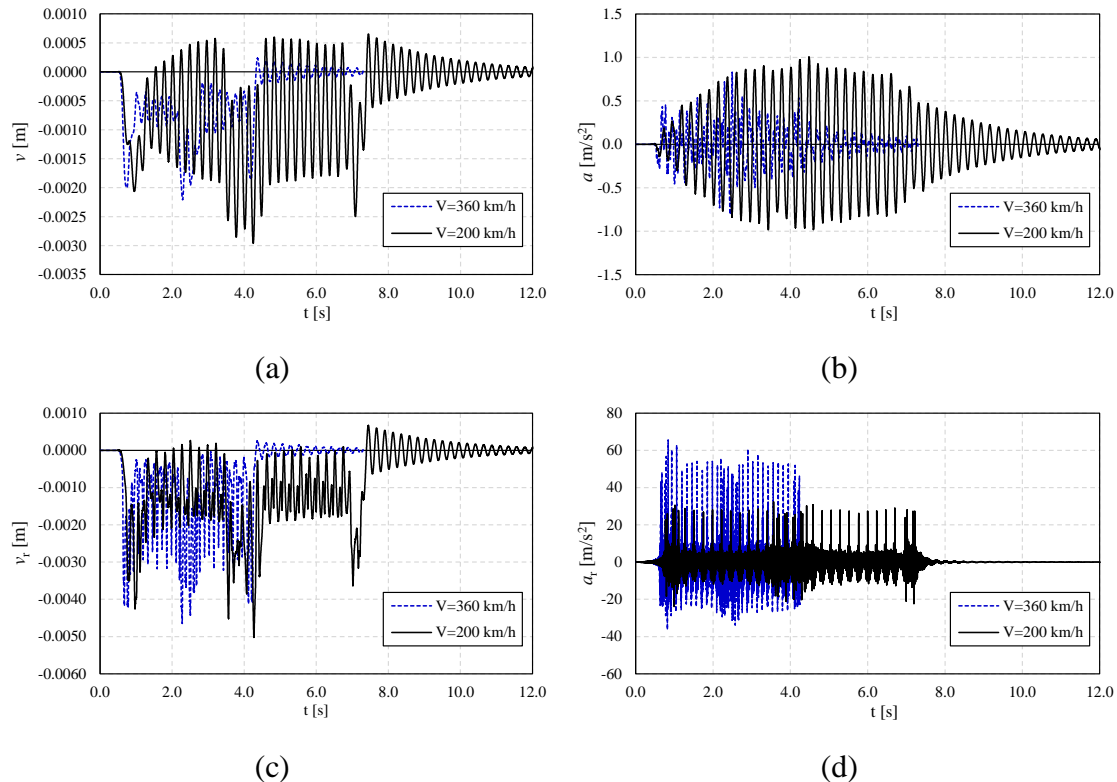


Figura 27: Resultados para $L=25$ m. Vía en placa independiente. Tren Talgo. $V=200$ km/h y 360 km/h: (a) Flecha en tablero; (b) Aceleración en tablero; (c) Flecha en carril; (d) Aceleración en carril.

En la Figura 27, obtenida también como resultado del paso del tren Talgo, la máxima deflexión vertical en el tablero del puente (a) es de -2.96 mm a 200 km/h y de -2.21 mm a 360 km/h. La aceleración en el puente (b) es levemente superior para la velocidad de 200 km/h, alcanzando 1.03 m/s² y frente a 0.84 m/s² para 360 km/h.

En cuanto a los resultados en el carril, se observa que la vibración de los desplazamientos verticales (c) es aproximadamente el doble que la deformación del tablero (a), con valores máximos muy parecidos para ambas velocidades: -4.65 mm a 360 km/h y -5.02 mm a 200 km/h. Sin embargo, para la vía en placa monolítica, las aceleraciones en el carril sí varían notablemente con la velocidad. Los valores obtenidos crecen desde 33 m/s² a 200 km/h hasta cerca del doble, con una aceleración vertical de 66.7 m/s² a 360 km/h.

La rotación torsional máxima en el centro del vano, mostrada en la Figura 28, para las velocidades de 200 y 360 km/h es de 0.046 mrad y 0.077 mrad, respectivamente. Estos valores se encuentran en el mismo orden de magnitud que los resultados obtenidos en los

otros tipos de vías, todos ellos por debajo de la limitación máxima de 1.3 mrad impuesta por la IAPF-07, frente al giro transversal.

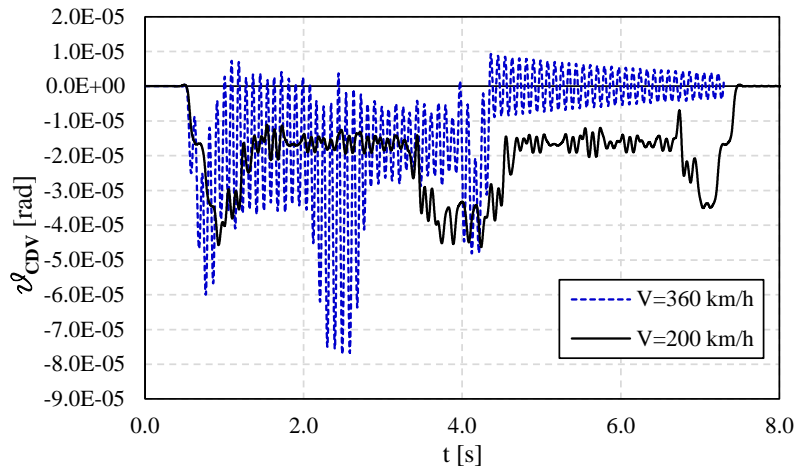


Figura 28: Giro a torsión en el centro de vano del puente. $L=25$ m. Vía en placa independiente. Tren Talgo. $V=200$ km/h y 360 km/h.

4.4. Resonancia en los modelos

La resonancia eventual ocurre cuando la frecuencia propia del sistema vía-estructura coincide con la aportada por el tren rodando a cierta velocidad, conocida esta como velocidad crítica. Dada la primera frecuencia natural (f_0), se puede calcular de (V_{cr}) de cada conjunto de cargas en función de la separación de cargas (l), tal y como se define en el artículo de Martínez et al. (2023):

$$V_{cr} = l \cdot f_0 \tag{12}$$

La determinación de las velocidades críticas en función de cada tipo de vía no es el objetivo de este documento. En cambio, es relevante mostrar la respuesta dinámica resultante de estas situaciones resonantes. Para ello, se muestra en primer lugar las gráficas de los desplazamientos verticales y las aceleraciones en el centro de vano en función del tiempo (Figura 29) para el otro tren real del estudio, el tren S-103 AVE, respecto al puente de 20 m de luz sobre vía en balasto.

En la Figura 29 se observan las respuestas a velocidades de 200 y 350 km/h. En cuanto al desplazamiento máximo en el centro de vano, se destaca un aumento significativo, pasando de 1.81 mm en 200 km/h a 6.17 mm en 350 km/h, es decir, más de tres veces. Asimismo, la aceleración máxima en el puente asciende debido a la resonancia, de 0.96 m/s^2 a 5.12 m/s^2 , para 200 y 350 km/h respectivamente. De esta forma, se demuestra que el efecto producido por los ejes de la locomotora no siempre es el más crítico. Dependiendo del caso, la resonancia puede tener un mayor impacto en la operación ferroviaria, como sucede en este ejemplo.

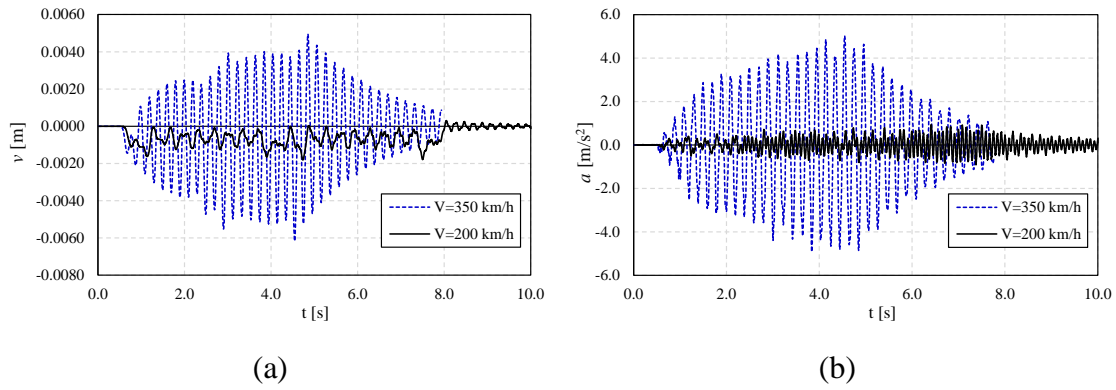


Figura 29: Desplazamiento vertical (a) y aceleración (b) en centro de vano para un caso de resonancia. $L=20$ m. Vía sobre balasto. Tren AVE. $V=200$ km/h y 350 km/h.

En la Figura 30, se presenta un ejemplo donde la velocidad máxima de 360 km/h, utilizada para este estudio, no es la que produce los mayores efectos sobre el tablero. Para ilustrar esto, se ha simulado el paso de un modelo de tren HSML-A1 sobre un puente de 20 m de luz con vía en balasto. La gráfica muestra que la entrada en resonancia del vehículo a velocidad de 320 km/h genera desplazamientos y aceleraciones en el centro de vano del puente que son más del doble del impacto causado por el tren a 360 km/h.

De este modo, se evidencia que la velocidad crítica puede ser inferior a la máxima permitida en la vía. Este aspecto es crítico durante la explotación de la línea, ya que, en estos casos, no sería suficiente con reducir la velocidad para evitar que el sistema entre en resonancia.

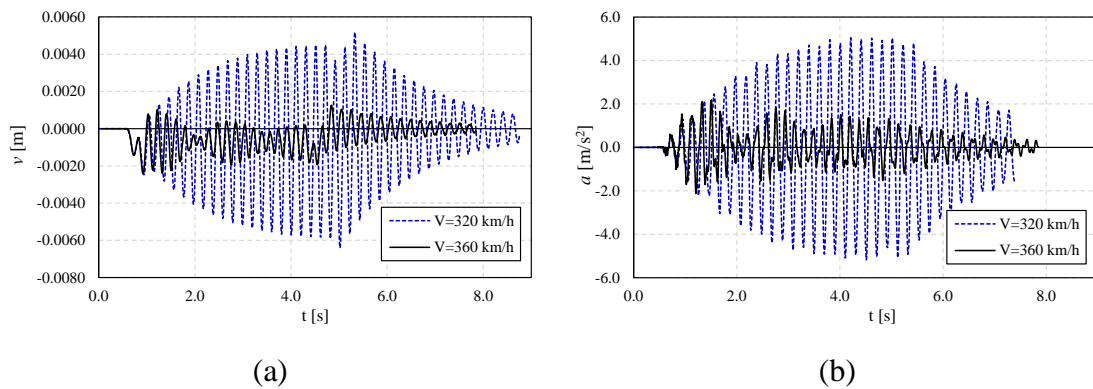


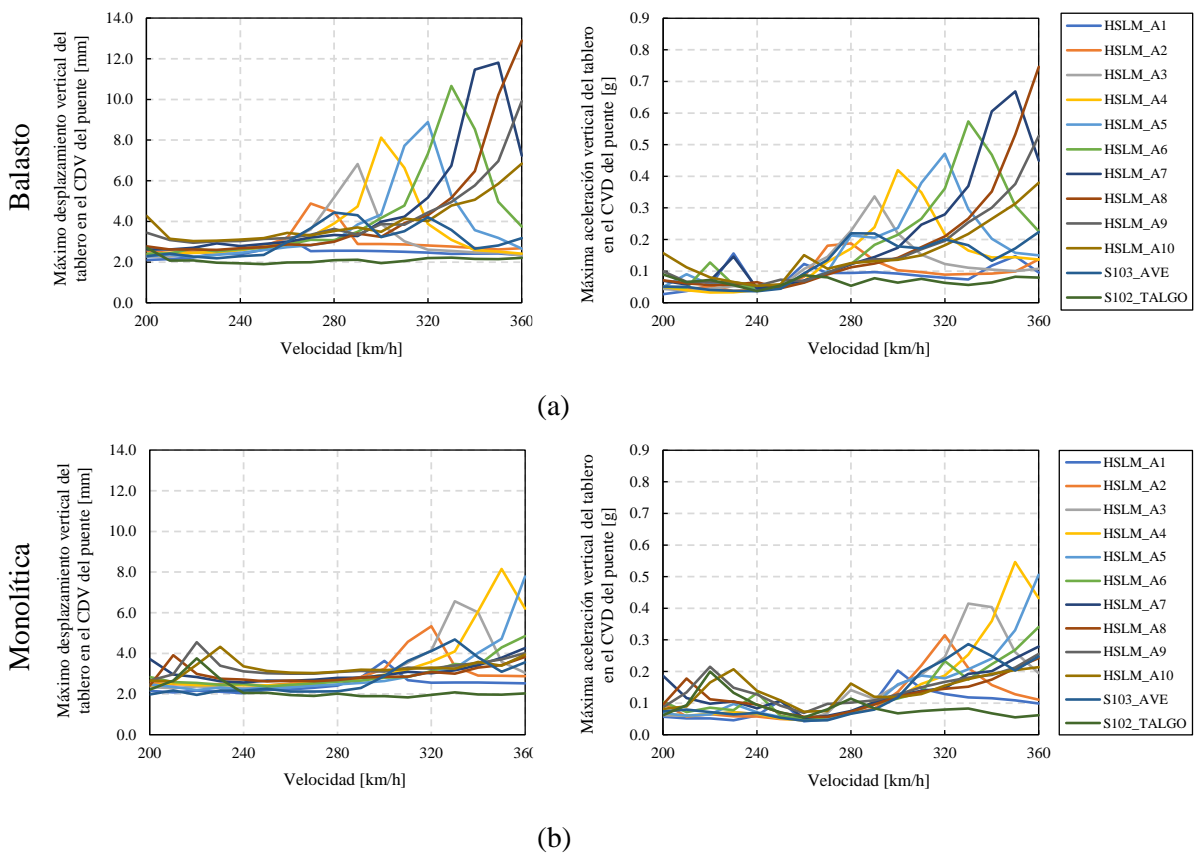
Figura 30: Desplazamiento vertical (a) y aceleración (b) en centro de vano para un caso de resonancia. $L=20$ m. Vía sobre balasto. Tren HSML-A1. $V=320$ km/h y 360 km/h.

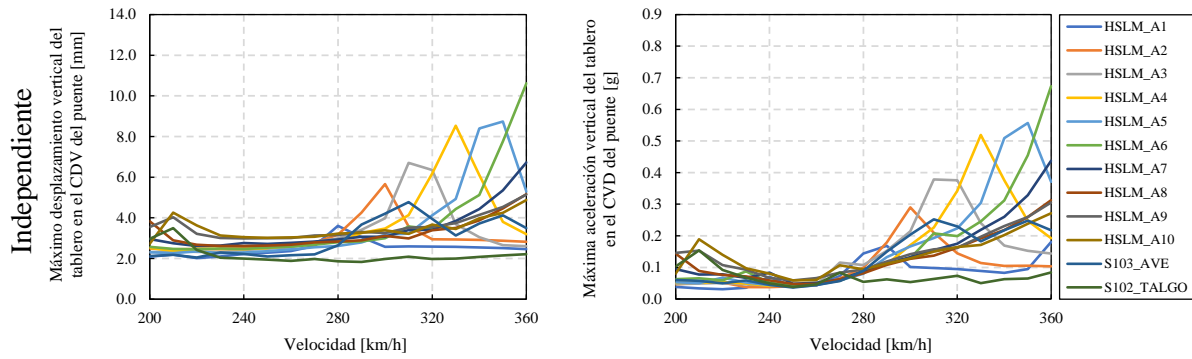
CAPÍTULO 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1. Introducción

En este Capítulo se desarrolla el análisis de los resultados presentados anteriormente. Para considerar los 2448 modelos ejecutados, formados a partir de los 3 tipos de vías, 12 trenes, 4 longitudes de vano y 17 velocidades (ver Tabla 5), se calculan las curvas envolventes (para este primer estudio solo se tiene en cuenta una rigidez en los apoyos de valor $k=2400$ kN/mm). Estas tienen la capacidad de proporcionar los peores efectos (máximos desplazamientos y aceleración en el centro de vano), representando así el valor crítico de la serie de trabajo. Los análisis realizados se centran en la influencia en la dinámica del tipo de vía, de la rigidez en los apoyos, de la sección tipo del puente y de los carriles.

Como ejemplo, los valores máximos del tablero se han representado en la Figura 31 para una longitud de vano de $L = 25$ m. En esta, se puede observar que cada tren produce la mayor excitación a diferentes velocidades lo cual es una consecuencia del acoplamiento de la configuración de los ejes y la velocidad de circulación con la frecuencia natural de la estructura, el efecto de resonancia, como se discutió en el Apartado 4.4.





(c)

Figura 31: Desplazamientos y aceleraciones pico en el CDV del puente. $L=25$ m. Tipología de vías: (a) balasto; (b) placa monolítica; (c) placa independiente.

En la Figura 31, se observa que se obtienen efectos dinámicos significativos en el puente de longitud de vano de 25 m con vía sobre balasto para velocidades de tren superiores a 260 km/h, mientras que los desplazamientos y aceleraciones se reducen si se sustituye la vía sobre balasto por vía sin balasto (ya sea monolítica o independiente). Para velocidades inferiores, en un rango entre 200-240 km/h las dos tipologías de vías en placa presentan picos, motivo por el cuál para estas luces y velocidades comentadas es óptimo disponer de vía sobre balasto. No obstante, estos picos indican valores máximos que no superan los límites establecidos en las normas de diseño.

El objeto de este estudio no se centra en una longitud de puente particular, como es el caso del ejemplo anterior ($L=25$ m), sino que se precisa profundizar en el comportamiento de la dinámica del puente según varias longitudes de vano. Para ello, como se menciona anteriormente, se han obtenido curvas envolventes para todos los casos simulados a partir de los resultados máximos producidos por cada tren, que se muestran en los siguientes apartados de este Capítulo.

5.2. Influencia del tipo de vía

El cálculo de resultados en función del tiempo, ver Capítulo 4, se ha realizado para todos los casos estudiados. A partir de estos datos, se analizan los valores máximos de desplazamientos y aceleraciones del tablero en el centro de vano en función del tipo de tren y la velocidad de circulación para cada configuración de puente (longitud del vano y tipo de vía).

Para este análisis, se valoran los resultados con respecto a las limitaciones desarrolladas en los códigos de diseño estructural, como se indica en el Apartado 2.3. Estas normativas garantizan la seguridad de circulación y el confort del usuario. Las limitaciones respecto a la seguridad se definen en términos del desplazamiento ($L/600$) y de la aceleración vertical máxima (0.35g para vía sobre balasto y 0.5g para vía en placa), ambos en el CDV del tablero del puente.

Además, como se ha mencionado previamente, los códigos de diseño estructural también definen límites con el objetivo de garantizar el confort de los usuarios. Esto viene definido concretamente en la IAPF-07 y es más estricto para el desplazamiento del puente que $L/600$. Aunque en la Figura 5 se presentaron gráficamente las limitaciones de la deformación vertical respecto a la velocidad de circulación y a la longitud del vano, en la Figura 32 se representan las curvas de umbral de confort utilizadas en el estudio para las cuatro longitudes de puente analizadas. Se observa claramente que, a mayor longitud de vano, más exigente es la limitación de la deformación vertical, para el confort del usuario.

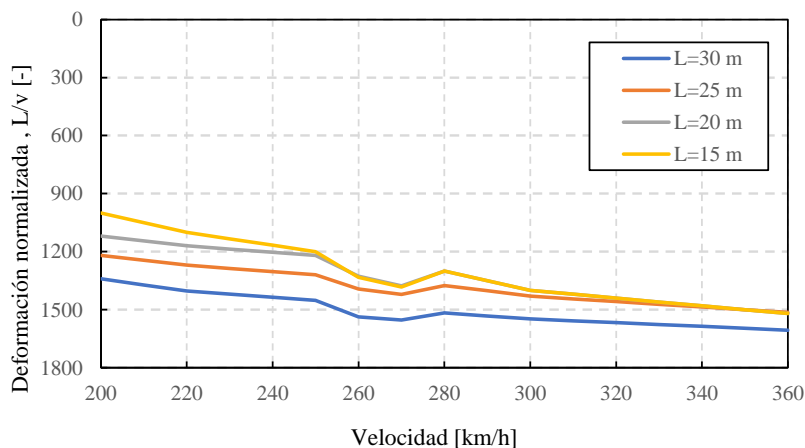


Figura 32: Limitación de la deformada vertical para el confort del usuario según la luz del puente en función de la velocidad.

Por lo tanto, para un estudio preciso, en las envolventes relativas a desplazamientos se requieren que se incluyen tanto la limitación que garantiza la seguridad como la relativa al confort del viajero.

5.2.1. Análisis en el tablero del puente

En los gráficos de la Figura 33 y la Figura 34, la deformación en el centro de vano se ha normalizado en función de la longitud del vano (L/v) y la aceleración en función de la aceleración de la gravedad (g). En términos generales, estas gráficas muestran que los mayores desplazamientos y aceleraciones se obtienen en los modelos con vía sobre balasto. Esto sugiere que el uso de la vía en placa puede ser beneficioso, aunque hay excepciones.

En cuanto a los dos sistemas de vía en placa, los resultados de los modelos presentan deformaciones y aceleraciones en el centro de vano del tablero similares. Al comparar ambos modelos, se observa que la vía en placa monolítica presenta menores desplazamientos a la vez que las aceleraciones máximas son mayores. Esto posiblemente esté relacionado con la contribución a la rigidez del sistema de la vía en placa.

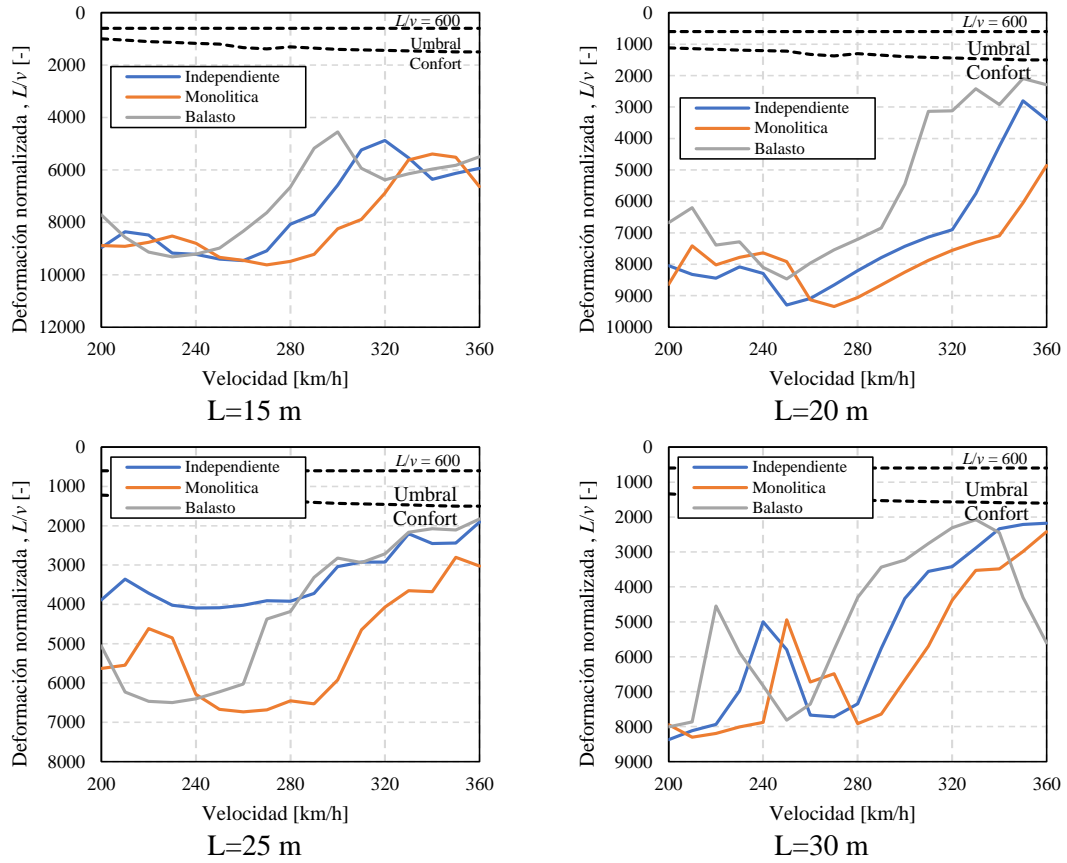


Figura 33: Envolturas de deformaciones verticales del tablero en el CDV del puente.

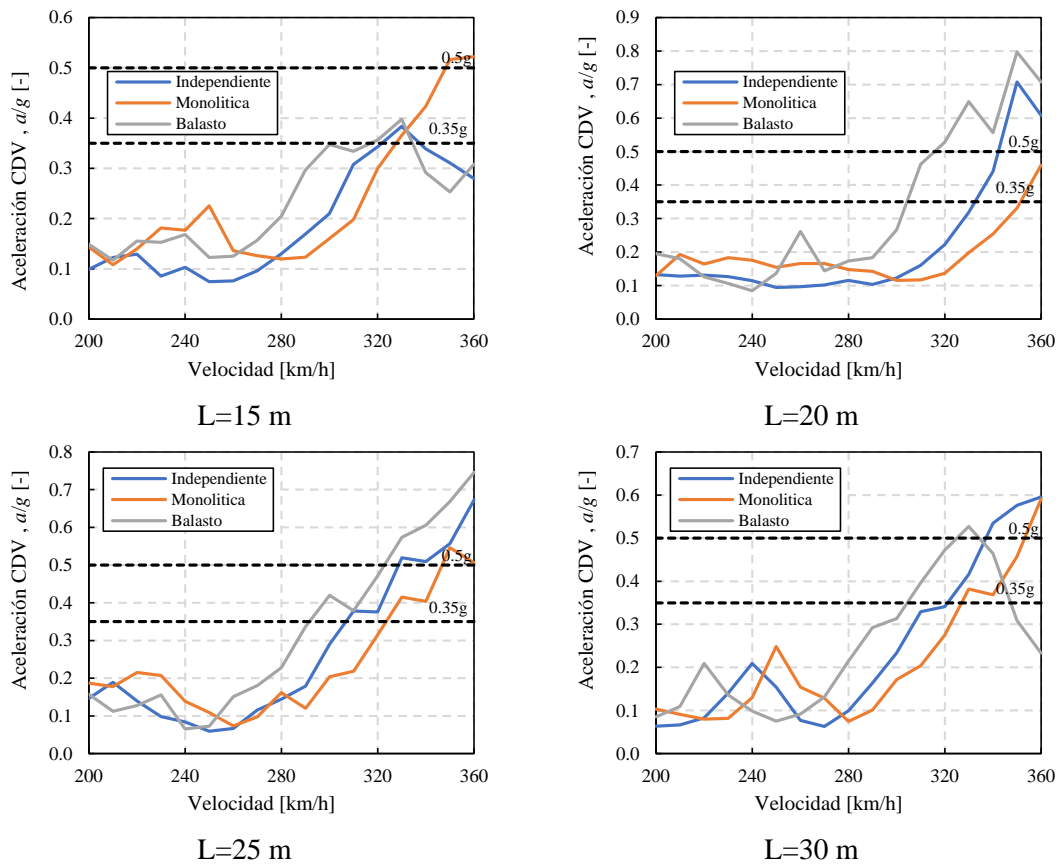


Figura 34: Envolturas de aceleraciones verticales del tablero en el CDV del puente.

Para el puente de longitud de vano $L=15$ m, la deformación en el CDV del tablero aumenta significativamente en el modelo con vía sobre balasto a partir de velocidades de 250 km/h. En el caso de las vías en placa, los desplazamientos aumentan notablemente a partir de los 280 km/h. Para esta luz, ningún tipo de vía alcanza los límites de deformaciones de confort del usuario y seguridad establecidos.

Para velocidades más elevadas, superiores a 350 km/h, la aceleración del modelo de vía en placa monolítica supera el límite de seguridad establecido. Aunque la vía sobre balasto cumple las condiciones para velocidades muy altas, entre 330 y 360 km/h, los efectos dinámicos del sistema en velocidades intermedias que se obtienen indican que podrían producirse amplificaciones dinámicas excesivas, ya que las aceleraciones en el tablero sobrepasan las restricciones para la vía sobre balasto, 0.35g. Por lo tanto, el modelo de vía en placa independiente es el que presenta mejores respuestas dinámicas en puentes de 15 m de luz, aceptando cualquier velocidad de diseño.

Para el puente con una longitud de vano de $L = 20$ m, el desplazamiento en el centro del vano del puente aumenta significativamente para velocidades superiores a 250 km/h en los tres tipos de vía. Sin embargo, en ningún caso se sobrepasa el umbral de comodidad. Las aceleraciones en el centro del vano del puente superan el límite de comodidad (0.35g) para velocidades superiores a 300 km/h en el caso de la vía sobre balasto, mientras que el límite de comodidad (0.5g) solo se alcanza para velocidades superiores a 350 km/h con sistemas de vía en placa independiente. La vía en placa monolítica no alcanza los límites establecidos para las velocidades de los trenes de alta velocidad, siendo así el modelo óptimo para esta luz.

En el puente de 25 m, los resultados muestran que, tanto en términos de deformaciones como de aceleraciones del tablero en el CDV, la vía con balasto presenta una menor respuesta dinámica para velocidades moderadas (200-250 km/h). Sin embargo, para velocidades superiores, la vía en placa monolítica tiene una respuesta dinámica menor que las placas independientes, aunque ambas alcanzan la limitación de aceleración vertical impuesta por la IAPF-07 (0.5 g).

Para las longitudes de vano, de 30 m, los resultados son muy similares al puente de 25 m. Destaca la reducción significativa de la respuesta dinámica de las vías sobre balasto para velocidades superiores a 330 km/h. Esta tendencia también se observa en los puentes con longitudes de vano más cortas, aunque de manera menos pronunciada. Por ello, deben ser considerada longitudes de vano elevadas.

Merece la pena señalar que el límite de las aceleraciones de 0,5g para puentes con vía en placa está puesto en duda por varios investigadores. Tal valor está fundamentado en la aparente pérdida de contacto entre el vehículo y la vía, y el consiguiente descarrilo, con aceleraciones de 1g en el tablero, con un factor de seguridad de 2. Ferreira et al. (2024) han llevado a cabo simulaciones numéricas con interacción vehículo-carril y han mostrado que no existe una correlación entre la superación de tal límite y la pérdida de contacto entre el carril y las ruedas del vehículo, por lo que la verificación de tal límite no estaría justificada. En ese caso, se confirmaría claramente la mejora del

comportamiento dinámico del puente que se obtiene con sistemas de vía en placa frente a vía en balasto.

5.2.2. Giros

Para la realización precisa del estudio del tipo de vía a diseñar en puentes de alta velocidad, se han determinado los giros máximos en el CDV y en los apoyos, según cada tipo de vía.

En la Figura 35 se observa que, para todas las longitudes de vano estudiadas, los valores máximos de los giros en el CDV debido a la torsión son inferiores a las limitaciones impuestas por la IAPF-07, 1.3 mrad (ver 2.3.2). Aunque se muestran picos puntuales, principalmente en la vía sobre balasto y para velocidades elevadas en la vía en placa monolítica, los valores máximos alcanzan aproximadamente 1/6 el valor límite. Por ello, los giros máximos a torsión en el CDV no suponen un factor crítico para este tipo de puentes. En este caso, se considera cargada una única vía sin incluir otras acciones, como los efectos térmicos o el viento.

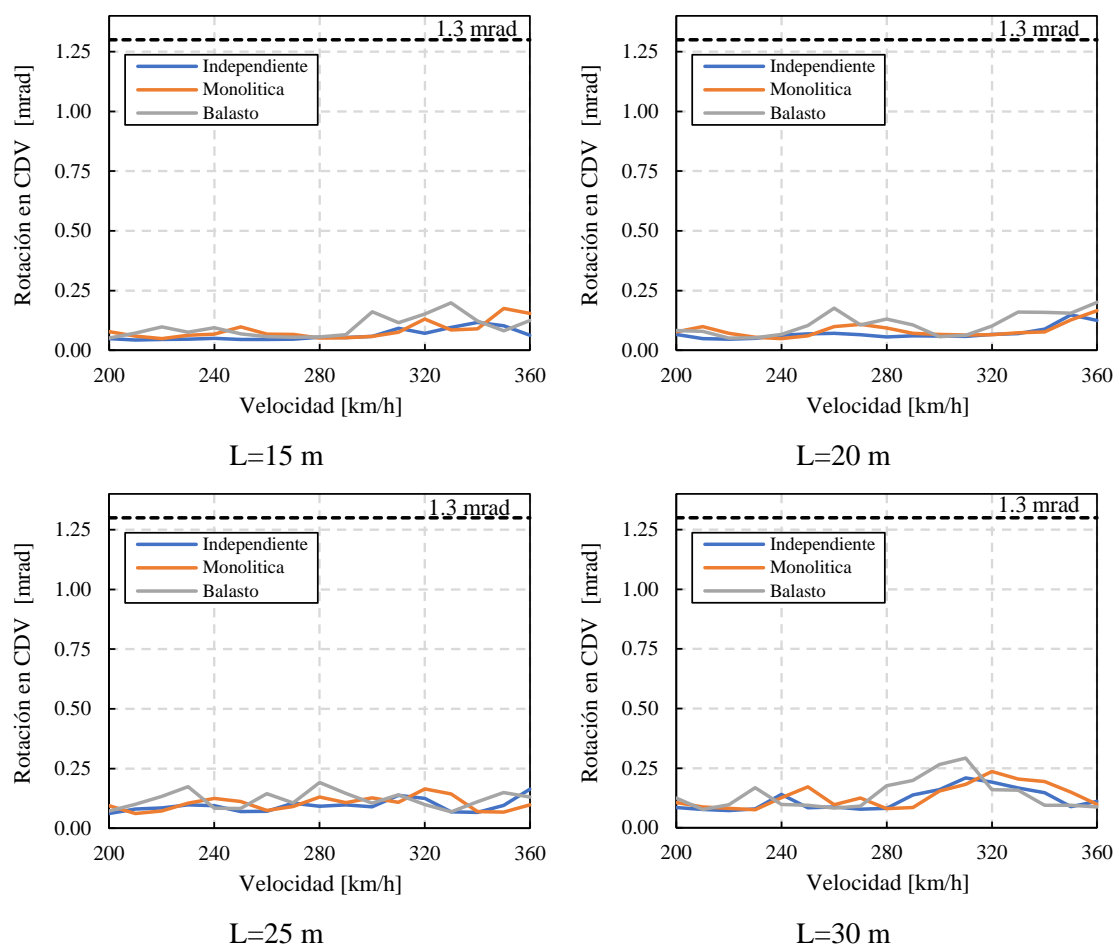


Figura 35: Envolventes de los giros máximos en el CDV.

Las limitaciones respecto al giro vertical máximo debido a la flexión en los apoyos se definen en la IAPF-07. Estas restricciones dependen del tipo de vía, siendo más limitada para vías en placa que para balasto, 5 mrad y 6.5 mrad, respectivamente. En la Figura 36,

se observa una tendencia similar de los tres tipos de vía, para todas las luces, donde hay un crecimiento del giro en los apoyos debido a la flexión para mayores velocidades de paso del tren, con la presencia de picos puntuales. No obstante, al aumentar la longitud de los vanos, los modelos vía-estructura son más flexibles, observándose un incremento en el giro máximo a flexión en los apoyos. En todos los casos, la vía sobre balasto es la más sensible a los giros en los apoyos, pero se muestra un alto nivel de seguridad respecto a ambas restricciones.

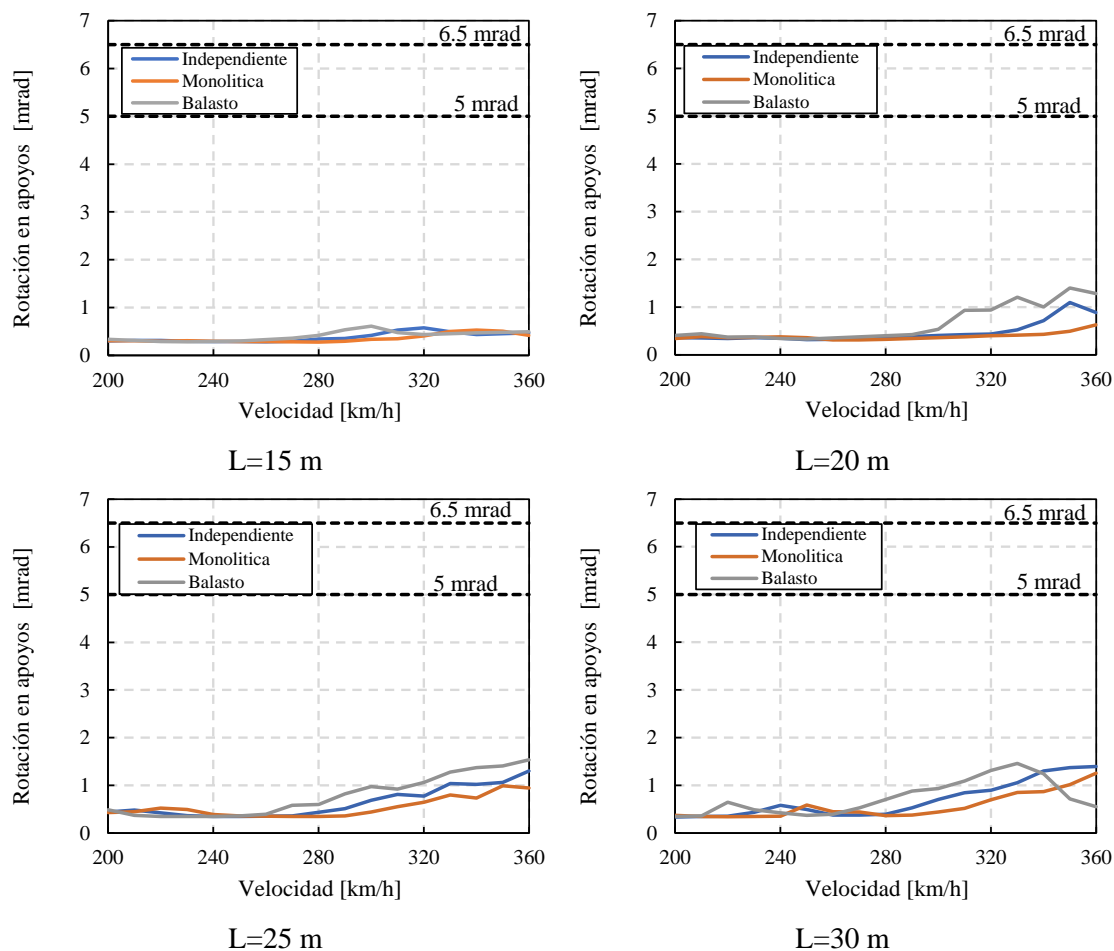


Figura 36: Envolturas de los giros máximos en los apoyos.

En base a los resultados obtenidos, se observa que la influencia de los trenes comerciales (Talgo y AVE), no tienen una influencia significativa en los efectos dinámicos de los puentes de alta velocidad, a diferencia de los estudios realizados en vía única (Martínez et al. 2023). En el caso del presente estudio con puentes en vía doble, son los trenes envolventes HSML los que ejercen un mayor impacto en los modelos. Por lo tanto, debido a que estos trenes representan las situaciones más desfavorables, los resultados del este documento presumiblemente se encuentran del lado de la seguridad frente a cargas reales.

5.3. Resultados en los carriles

Las envolventes de las deformaciones y las aceleraciones del carril se muestran en este apartado. En la Figura 37, se observa que los mayores desplazamientos verticales en los carriles se obtienen en la vía en placa independiente o en la vía sobre balasto, en función de la velocidad y la longitud de vano. Cuando estos parámetros son menores, la vía en placa independiente es la que presenta mayores deformaciones, pero a medida que se aumenta la velocidad y sobre todo la luz del vano, la vía sobre balasto supera a la independiente.

Los menores desplazamientos obtenidos con la vía en placa monolítica se explican por el comportamiento vertical conjunto del puente y la vía en placa, lo que significa que los carriles solo están separados de la vía en placa por las fijaciones. En la vía sobre balasto y la vía en placa independiente, los carriles están más aislados del puente por las capas elásticas intermedias (capa de balasto y manta elastomérica, respectivamente), permitiendo así un mayor movimiento de estos.

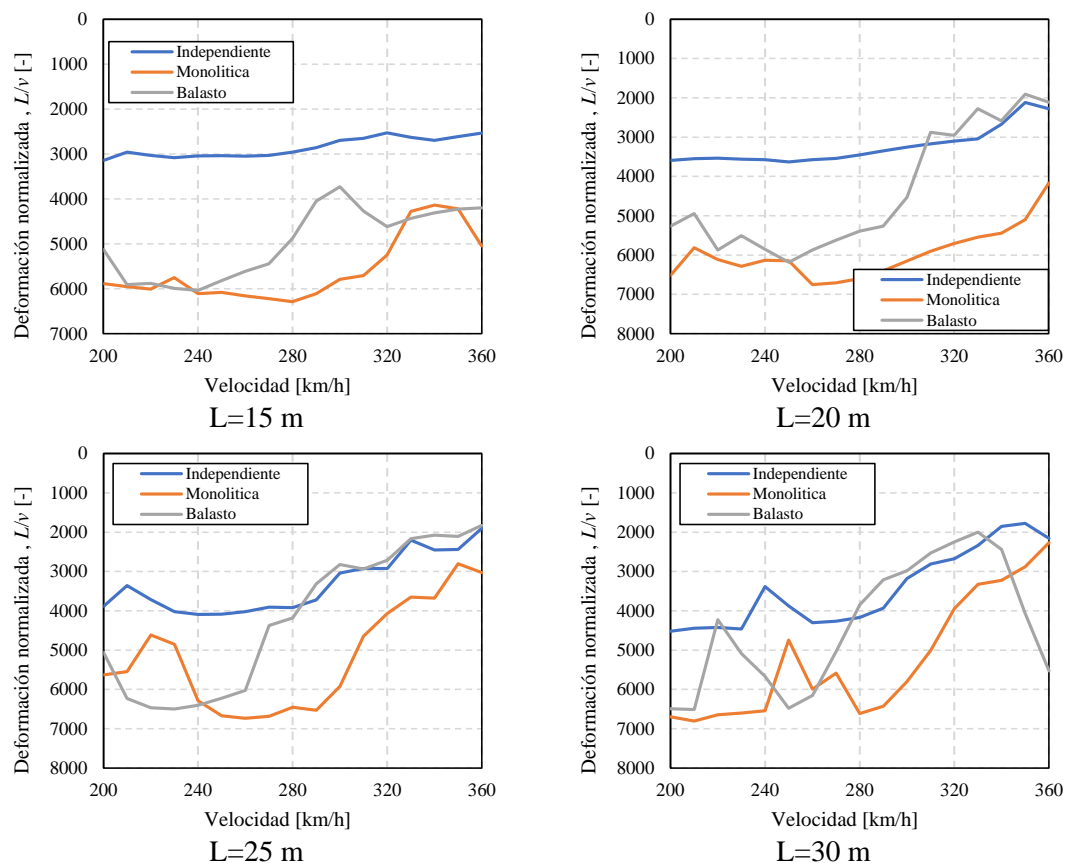


Figura 37: Envolventes de deformaciones verticales del carril en el CDV del puente.

En cuanto a las aceleraciones verticales, la Figura 38, muestra que la vía sobre balasto es el sistema con las menores aceleraciones en los carriles para los 4 casos de longitudes de vano. Por otro lado, los resultados de los sistemas de vía en placa muestran aceleraciones en los carriles bastante similares. Aunque las aceleraciones en los carriles pueden parecer altas, están dentro del margen de seguridad con respecto a otros modelos que consideran explícitamente la suspensión y las oscilaciones del tren, según Martínez et al. 2023. Además, la importancia de verificar el confort de los usuarios a través de criterios basados

en deformaciones y aceleraciones en la viga del puente ha sido confirmada por autores que consideran la interacción tren-vía-puente. Esta comprobación se realiza en el apartado 5.2.1.

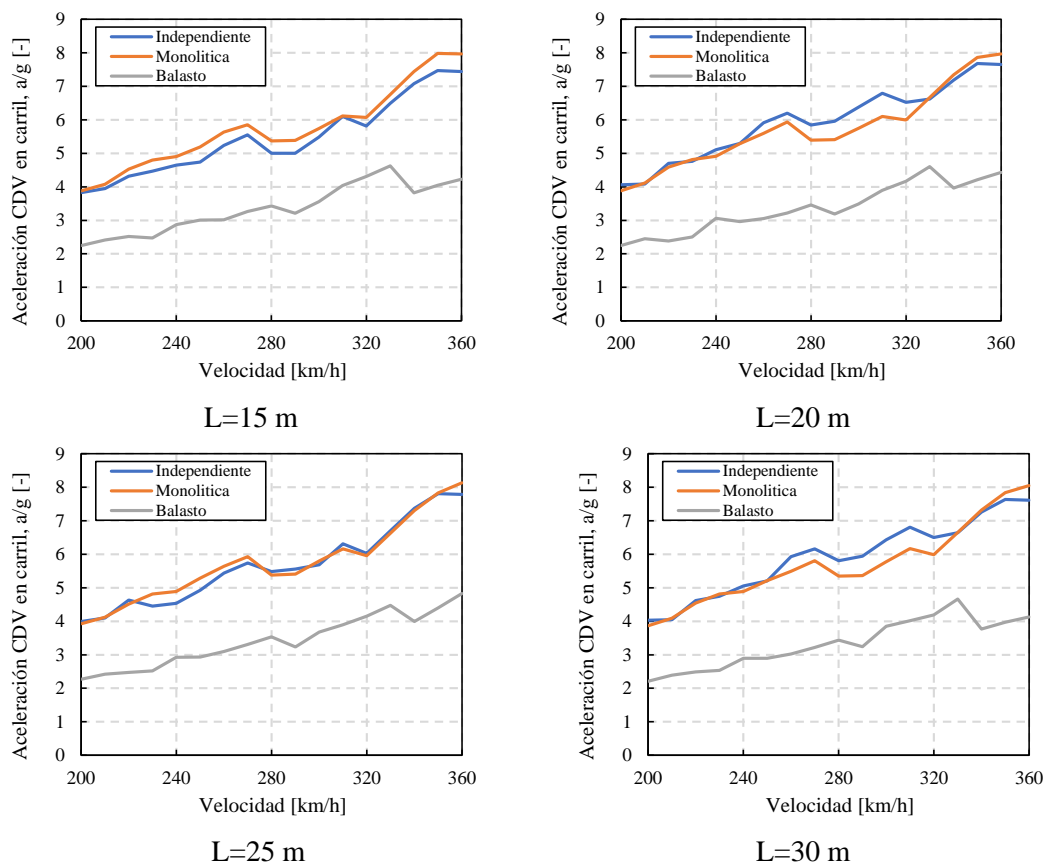


Figura 38: Envoltentes de aceleraciones verticales del carril en el CDV del puente.

5.4. Influencia de la rigidez en los apoyos

Los puentes ferroviarios de alta velocidad, por lo general, se apoyan en pilas y estribos con sistemas tipo POT. Estos permiten guiar los movimientos y absorben las deformaciones longitudinales del puente. Su utilización contribuye a la seguridad y durabilidad de las estructuras. Ante la falta de documentación, el diseño de los apoyos tipo POT ha supuesto un reto en este TFM. El coeficiente de amortiguamiento se ha estimado igual a 15 kN s/m. Por su parte, la rigidez vertical de estos apoyos se ha calculado para que corresponda con un movimiento vertical de 0.5 mm frente a las cargas permanentes del tablero de 15 m de luz, estimando un valor para este parámetro de 2400 kN/mm.

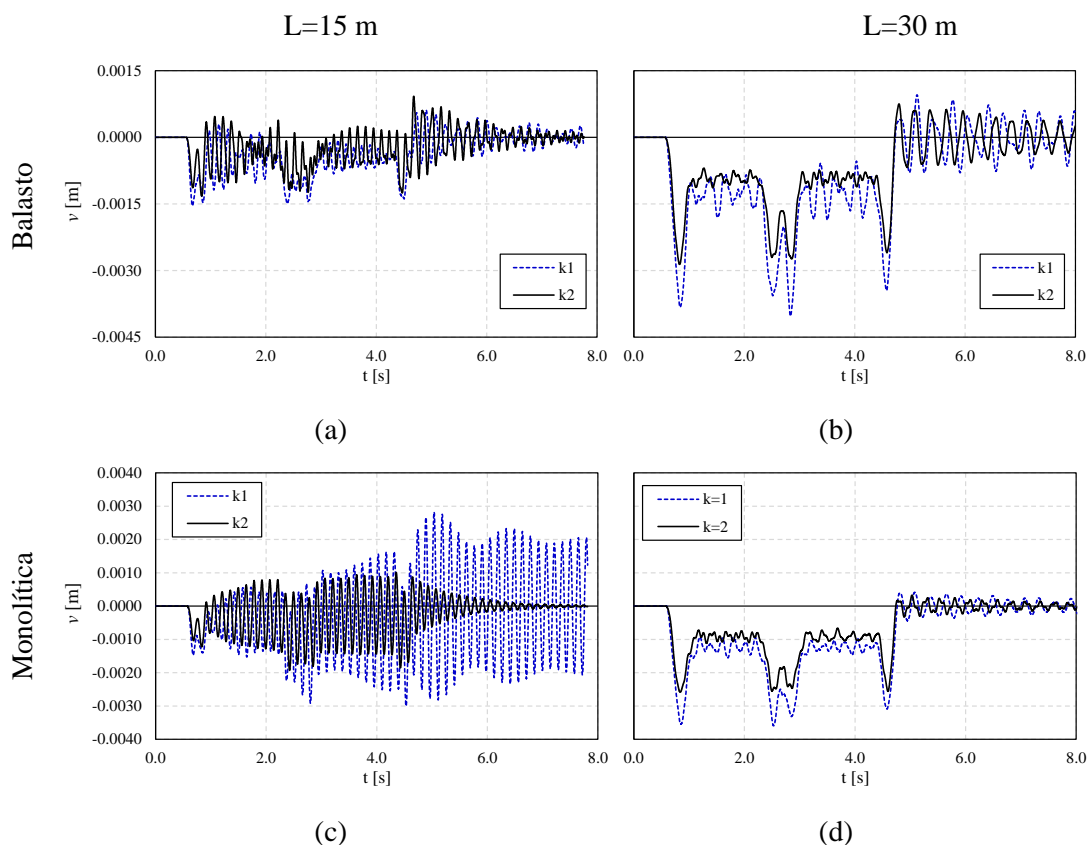
Tras la realización del análisis de los modos de vibración, sección 4.2, se ha identificado un modo debido a la deformación de los apoyos (modo torsional). Por este motivo, se considera que la rigidez vertical en el apoyo puede tener influencia considerable en el comportamiento dinámico. Por esto, resulta de interés analizar en detalle este parámetro.

Adicionalmente a los resultados presentados en el capítulo 4, en el presente apartado se analiza el efecto de emplear apoyos con una menor rigidez vertical. Para ello, se considera una rigidez con un valor de 1/5 de la empleada anteriormente. Esta rigidez equivaldría a la de un apoyo que se deforma verticalmente 2 mm debido a las cargas permanentes del puente de 15 m, en vez de los 0.5 mm correspondientes a la rigidez anterior. En total se han analizado 2448 modelos con la nueva rigidez, de acuerdo con las configuraciones definidas en la Tabla 5.

La notación de las rigideces en el estudio es k_1 para la rigidez menor y k_2 para la rigidez mayor, esta última es la rigidez utilizada en la definición de los modelos analizados en el capítulo 4. Los valores de las rigideces de este apartado quedan definidos como sigue:

- $k_1 = 480 \frac{kN}{mm}$
- $k_2 = 5 * k_1 = 2400 \frac{kN}{mm}$

En la Figura 39, se realiza un análisis comparativo de la evolución en el tiempo de los desplazamientos verticales en el centro de vano del puente para los 3 tipos de vías, para las dos rigideces asignadas a los apoyos. Además, se analiza la influencia de este parámetro para diferentes longitudes de puente, 15 y 30 m.



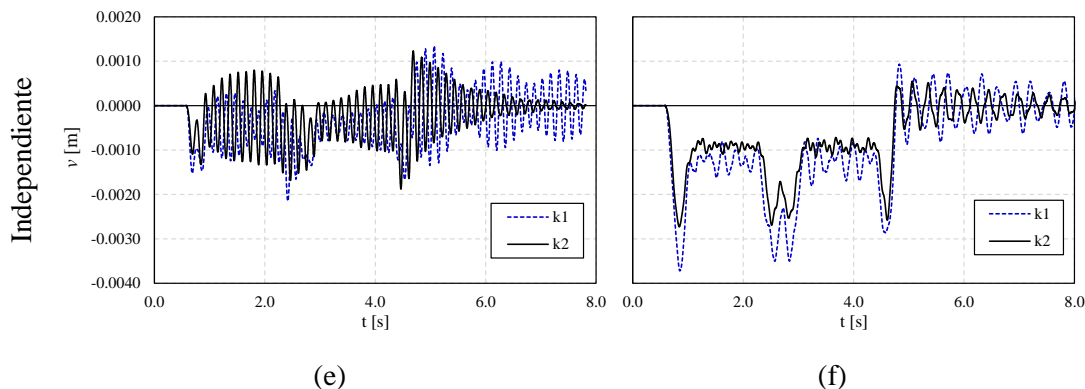


Figura 39: Desplazamiento vertical en centro de vano. $L=15$ m (a, c, e) y $L=30$ m (b, d, f). Tren Talgo. $V=330$ km/h. k_1 , k_2 .

En el análisis de los resultados de la Figura 39 para el tablero de 30 m de luz, se observa que las deformaciones máximas alcanzadas son aproximadamente un 30% mayores en los modelos con menor rigidez de apoyos (k_1). Esto se cumple en todos los tipos de vía. A pesar de esto, los registros temporales de los desplazamientos del CDV de este tablero mantienen un comportamiento similar a lo largo del tiempo, para ambas rigideces de los apoyos.

En los puentes de longitudes menores (15 m) la respuesta depende del tipo de vía. El puente con vía sobre balasto muestra un comportamiento similar con ambas rigideces. Sin embargo, en los casos de vía en placa, el modelo con una menor rigidez en los apoyos muestra un desplazamiento máximo entre un 30 y 150% mayor. La mayor discrepancia entre las respuestas se observa en la fase de vibración libre, especialmente en el puente con vía monolítica, en que se observa que apenas hay amortiguamiento. Analizando los modelos se ha observado que esta vibración libre se corresponde con el modo de vibración 2, Figura 21(b) y Figura 22. En este modo principalmente trabajan los apoyos, con poca capacidad de amortiguamiento. Esto explica por qué la vibración libre es mucho mayor en la vía monolítica y apenas perceptible en la vía sobre balasto.

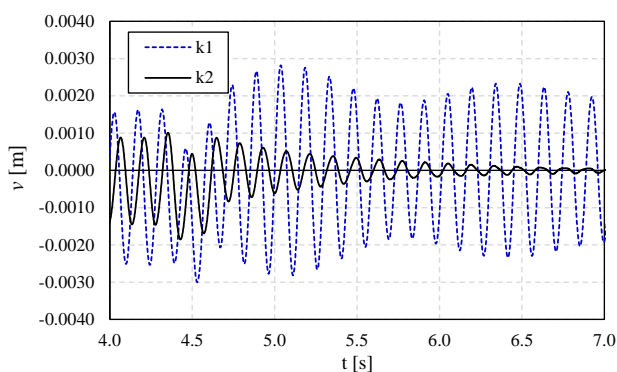


Figura 40: Resultados de los desplazamientos verticales en el centro de vano. $L=15$ m. Tren Talgo. $V=330$ km/h. k_1 , k_2 . t [4-8 s].

Para ilustrar este efecto con mayor detalle, se presenta la Figura 40, donde se muestra la deformación máxima en el centro de vano cuando el tren sale de la vía y el puente vibra sin estar sometido a esfuerzos. En esta figura se puede observar que para el caso de la

rigidez mayor (k_2) la función tiene una tendencia decreciente, en cambio, si se dispone la rigidez menor (k_1) el sistema no amortigua, debido al modo de vibración por los apoyos.

Tras estudiar un caso particular en función del tiempo, se decide realizar el análisis empleando envolventes de los valores máximos considerando todos los trenes y velocidades de paso (entre 200 y 360 km/h), análogas a las presentas en el apartado 5.2. El estudio se ha enfocado en los desplazamientos verticales y la aceleración en el centro de vano para las luces extremas del estudio, 15 y 30 m. Estas envolventes se presentan en la Figura 41.

A los puentes con luces menores les afecta mucho más el valor de rigidez definida en los apoyos. En las gráficas de la Figura 41 (a) y (c), relativas a las envolventes de desplazamientos verticales y aceleraciones en el tablero del vano de 15 m se identifican varios aspectos. En primer lugar, destaca la presencia de numerosos picos en las vías en placa, cuando se establece la rigidez menor rigidez (k_1) debido a la activación del modo de vibración 2, como se ha discutido en párrafos anteriores. Además, en la vía sobre balasto se presenta un fenómeno de resonancia significativa con la rigidez menor para velocidades mayores de 330 km/h.

Sin embargo, los puentes con luces mayores el efecto de rigideces en apoyos se observa que es menor. Se observan picos locales a velocidades entre bajas y medias (200-240 km/h), tanto para aceleraciones como desplazamientos.

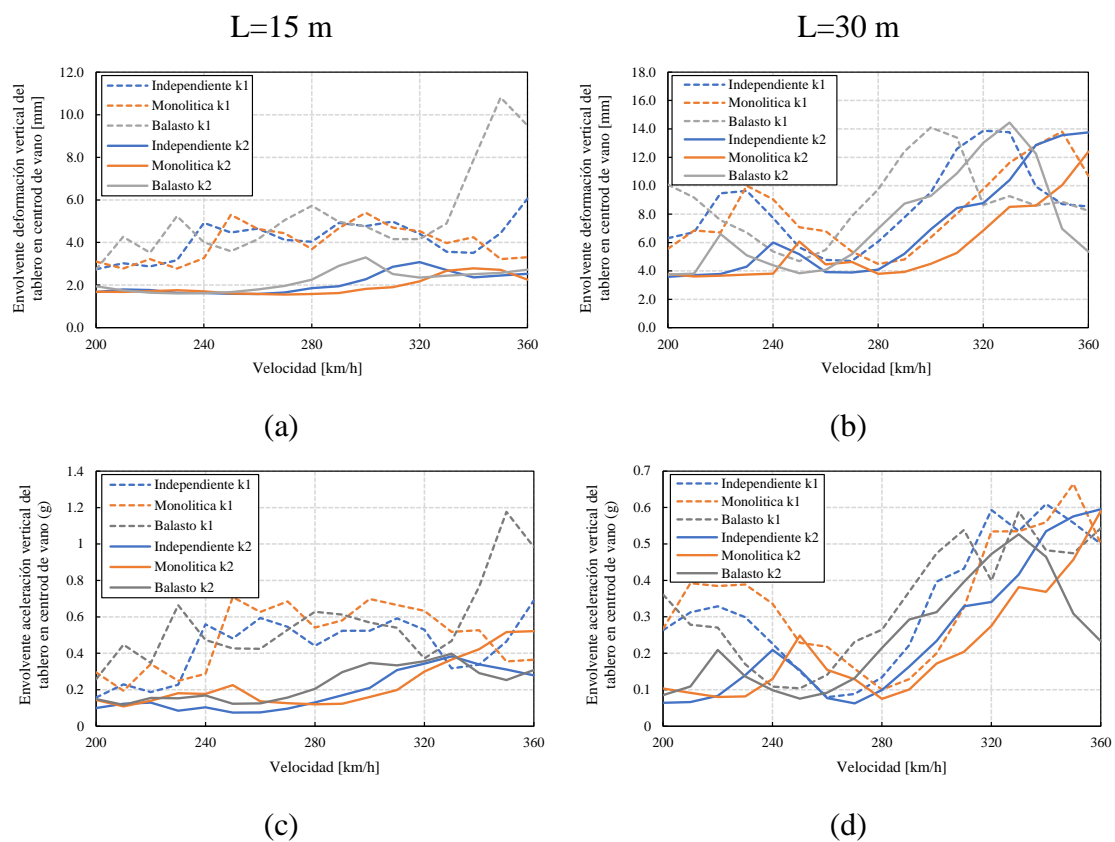


Figura 41: Envolventes de flechas y aceleraciones en el centro de vano del puente. L=15 m (a, c) y L=30 m (b, d). Variación de rigidez (k_1 y k_2).

CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES

6.1. Introducción

En el presente capítulo, se presentan las conclusiones obtenidas del estudio realizado y se indican posibles líneas de investigación a desarrollar en un futuro. La investigación se ha centrado en el análisis del comportamiento dinámico de puentes ferroviarios de alta velocidad en vía doble, sometidos a cargas verticales móviles de trenes, orientado a la influencia de la tipología de vía.

6.2. Conclusiones

A partir de los resultados obtenidos en este TFM, se pueden extraer las conclusiones más relevantes del estudio y las aportaciones a la dinámica de puentes ferroviarios de vía doble:

- La tipología de vía puede desempeñar un papel significativo en puentes ferroviarios de alta velocidad. En líneas generales, para velocidades moderadas (200-250 km/h) la vía sobre balasto presenta una menor respuesta dinámica, además las vías en placa presentan picos, aunque de valores que no superan los límites de las normativas de diseño. Para velocidades de diseño mayores (250-360 km/h) se observa una reducción de desplazamientos y aceleraciones al disponer la vía en placa frente a la de balasto. Comparando las tipologías de vía en placa, se determina que la vía en placa monolítica muestra menores desplazamientos y mayores aceleraciones, debido posiblemente a la contribución a la rigidez de este sistema. Por ello, para luces cortas donde la vía monolítica supera el límite de 0.5g, se recomienda disponer de vía en placa independiente. Sin embargo, para luces mayores, donde aumenta la flexibilidad del sistema, la vía en placa monolítica puede ser interesante. Por lo tanto, al igual que sucede en la flexión (Martínez et al. 2023), los sistemas de vía en placa pueden ser una solución efectiva para reducir los efectos dinámicos en puentes ferroviarios de alta velocidad de vano corto. A ello hay que sumar las dudas respecto de la necesidad de comprobar que la aceleración no sea superior a 0,5g (Ferreira et al. 2024).
- La investigación determina que los giros tanto a torsión en el CDV como a flexión en los apoyos son considerablemente inferiores con respecto a las limitaciones impuestas por la IAPF-07, por lo que se considera que no afectan a la dinámica del puente. Con respecto a las tipologías de vía, destaca una mayor sensibilidad frente a los giros en la vía sobre balasto, pero en ningún caso se alcanzan las restricciones mencionadas. No obstante, en el estudio no se analizan otras acciones (efectos térmicos o viento), que si tiene en cuenta la normativa. Aunque estas pueden incrementar la respuesta dinámica del giro, debido al alto nivel de seguridad mostrado frente a las restricciones es probable que en ningún caso estas nuevas acciones sean determinantes.

- En el análisis de la influencia de la rigidez de los apoyos se determina que para puentes con luces mayores (30 m), las deformaciones máximas son aproximadamente un 30% mayores en los modelos con menor rigidez en los apoyos, con la presencia de algún pico local a velocidades bajas. Sin embargo, para puentes más cortos (15 m), el efecto de la rigidez en los apoyos depende del tipo de vía. En la vía sobre balasto, el comportamiento es similar para ambas rigideces; en cambio, en la vía en placa una menor rigidez provoca unos desplazamientos verticales máximos, en la fase de vibración libre, de entre un 30 y 150 % mayores. Esta diferencia se debe a la baja capacidad de amortiguamiento en el modo de vibración 2, particularmente en la vía monolítica.

6.3. Estudios futuros

A continuación, se mencionan los posibles estudios con los que se podría continuar la investigación de este TFM, para comprender de manera más precisa los efectos dinámicos en puentes ferroviarios de vía doble de alta velocidad:

- La liberalización del transporte ferroviario de viajeros de alta velocidad en España (Renfe 2020), ha permitido la entrada de operadores privados que, en algunos casos, introducen sus propios trenes. Un ejemplo es Ouigo, que introduce un tren de alta velocidad de doble altura, nuevo en la red ferroviaria española. Es interesante realizar un estudio detallado de cómo afecta este tren de cargas en los puentes modelados, así como los trenes de mercancías, que debido a que no alcanzan la velocidad mínima del estudio (200 km/h) no han sido considerados en el análisis de este TFM.
- Realizar un estudio más detallado de la influencia que tienen las diferentes secciones de puente en las respuestas dinámicas del sistema. Se propone ampliar el análisis llevado a cabo en el Apéndice B de este TFM, estudiando más en detalle la respuesta dinámica de cada una de las tipologías.
- Evaluar los efectos dinámicos del paso simultáneos de 2 trenes sobre un puente de vía doble, cada uno en una vía, variando los tiempos de entrada en el puente de cada uno de ellos. Determinar la situación crítica y comparar esos resultados con los del presente TFM.
- Analizar diferentes tipologías especiales de puentes como puentes arco, colgantes, atirantados, etc.
- Desarrollar modelos para situaciones particulares que supongan una dificultad operativa. Un ejemplo de ello son los casos de condiciones climatológicas adversas, teniendo en cuenta los efectos del viento sobre infraestructura y tren o la carga de la nieve.
- Verificar las limitaciones de flecha en el CDV, de giro de transversal (torsión) y de los giros en los apoyos considerando la concomitancia del paso de un tren con otras acciones (tren estacionado, viento y los efectos térmicos).

Referencias

- ADIF. (2011). *IGP-3 "Instrucciones y recomendaciones sobre trazado"*.
- ADIF. (2021). *NAV 7-1-0.7*.
- Asociación Española de Normalización. (2019). *UNE-EN 1991-2:2019. Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 2: Cargas de tráfico en puentes*.
- Barkhordari, Pegah, Roberto Galeazzi, Alejandro de Miguel, y Ilmar Santos. (2019). *Identification of Behavioural Models for Railway Turnouts Monitoring*. Obtenido de https://www.researchgate.net/figure/Railway-track-cross-section-with-highlighted-components_fig2_336552261
- Barrios Fragoso, E. (2017). *El análisis de las secciones transversales permite calcular las propiedades mecánicas de los puentes ferroviarios de vía única en función de la longitud de la luz. Trabajo de Fin de Máster, E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos (UPM)*.
- Carnero, D., Rocha, J., Alonso, A. y Cavero, P. (2020). Ejecución de los viaductos de acceso del viaducto de Almonte. *Hormigón y Acero 71*, 111-129.
- F. Millanes Mato et al. (2016). El viaducto sobre el río Deba en la «Y-Vasca» de alta velocidad. *Hormigón y Acero 67(280)*, 287–308.
- Ferreira G, Montenegro P, Andersson A, Henriques AA, Karoumi R, Calçada R. (2024). *Critical analysis of the current Eurocode deck acceleration limit for evaluating running safety in ballastless railway bridges*. *Engineering Structures*, 312, 118127.
- Fhecor. (2012). *Eje Atlántico Alta Velocidad. Viaducto de Sar. Tramo Rialíño-Padrón, A Coruña, España*.
- Goicolea Ruigómez, J. M. (2007). *La consideración de los fenómenos dinámicos en el proyecto de puentes ferroviarios*. https://w3.mecanica.upm.es/papers/cordoba_JMGoicolea.pdf.
- I. Pardo, M.J. Pantaleón, O.R. Ramos, G. Ortega y J.M. Martínez. (2011). Viaductos sobre Río Deza y Anzo 2. *Hormigón y Acero Volumen 62, n° 259*, 61-74 .
- J.A. del Valle, A. Carriazo, J.M. Simón-Talero y P. Chico. (2010). Viaducto sobre el río Ulla. *Hormigón y Acero Volumen 61, n° 258*, 7-23.
- Manterola Armisén, J.; Astiz Suárez, M. A.; Martínez Cutillas, A. (1999). Línea de Alta Velocidad Madrid-Frontera Francesa (Monográfico). *Revista de Obras Públicas N°3386*, 43-77.

- Manterola, J.; Martínez, A.; Navarro, J.A.; Martín, B. (2012). Puente arco de ferrocarril sobre el embalse de Contreras en la línea de alta velocidad Madrid-Levante. *Hormigón y Acero Volumen 63 n° 264*, 5-29.
- Martínez González, E.P. (2022). *Effects of moving loads on railway bridges considering the structure of railway track. Trabajo de Fin de Máster, E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos (UPM)*.
- Martínez, E.P., Ulzurrun, G.S.D., Zanuy, C. (2023). Influence of Track Typology on the Dynamic Response of Short-Span High-Speed Railway. *Bridges*, <https://doi.org/10.33586/hya.2023.3120>. *Hormigón y Acero*, 74(301), 7-20.
- Ministerio de Fomento. (2007). *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril (IAPF-07)*.
- Ministerio de Fomento. (2010). *Real Decreto 1434/2010, de 5 de noviembre, sobre interoperabilidad del sistema ferroviario de la Red Ferroviaria de interés general*.
- Oliva Quecedo, J.; Ancochea Nodal, T.; Goicolea Ruigómez, J.M.; Astiz Suárez, M.Á. (2013). *Model updating del modelo dinámico del viaducto de Villanueva del Jalón*.
- Renfe. (2020). *Renfe. ¿Qué pasa con la liberalización?* Obtenido de <https://www.renfe.com/es/es/grupo-renfe/sociedades/renfe-viajeros/viajeros-conocenos/liberalizacion>
- Torroja Ingeniería, Adif. (2013). *Proyecto de construcción de plataforma de línea de alta velocidad Madrid - País Vasco/Frontera francesa, Burgos -Vitoria. Tramo: Fuentebureba - Pancorbo*.
- UIC. (2006). *Fiche UIC 776-1R: Charges a prendre en consideration dans le calcul des ponts-rails. Union Internationale des Chemins de Fer*.

Apéndice A.

Propiedades mecánicas de diferentes secciones tipo del puente.

A.1. Sección losa maciza

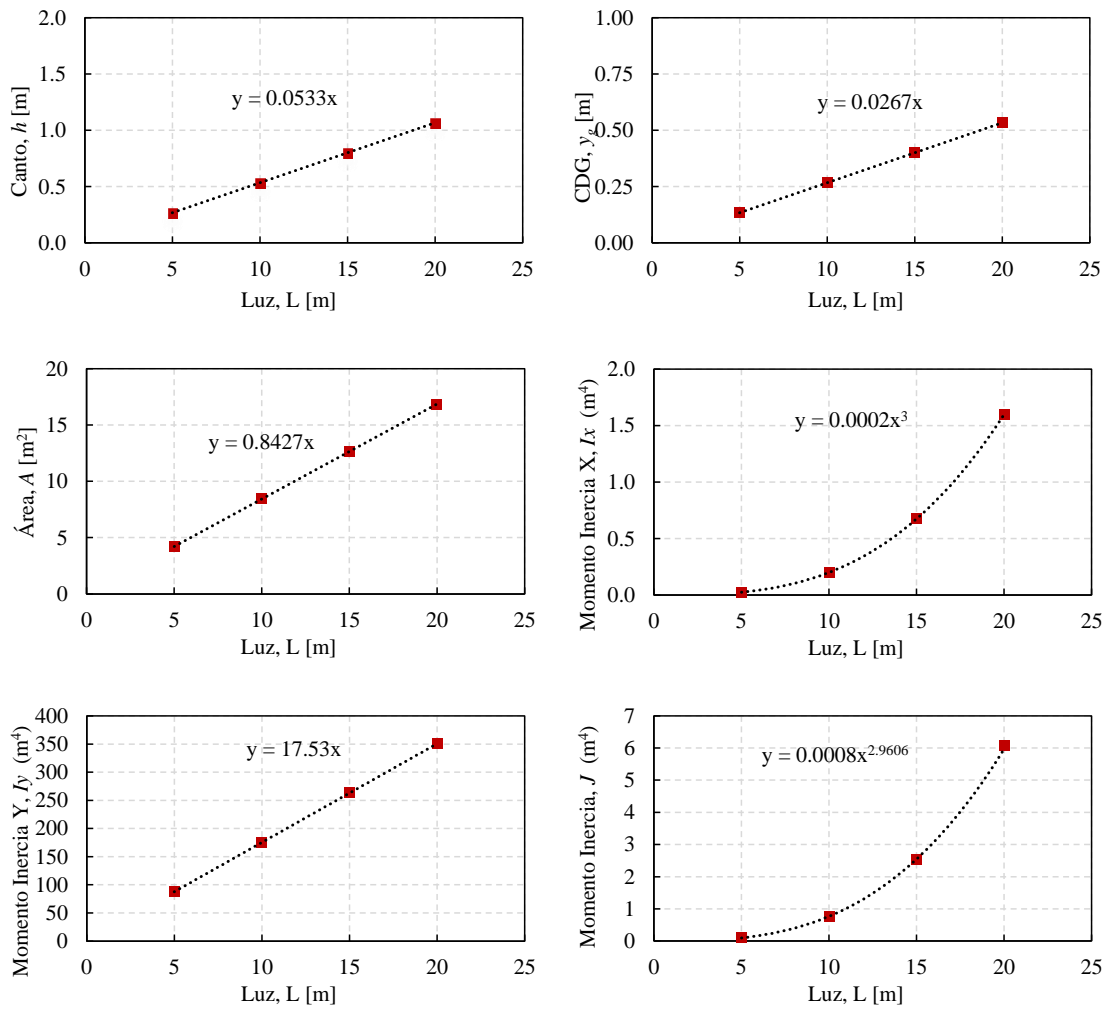


Figura 42: Propiedades mecánicas de la sección de losa maciza.

A.2. Sección losa aligerada

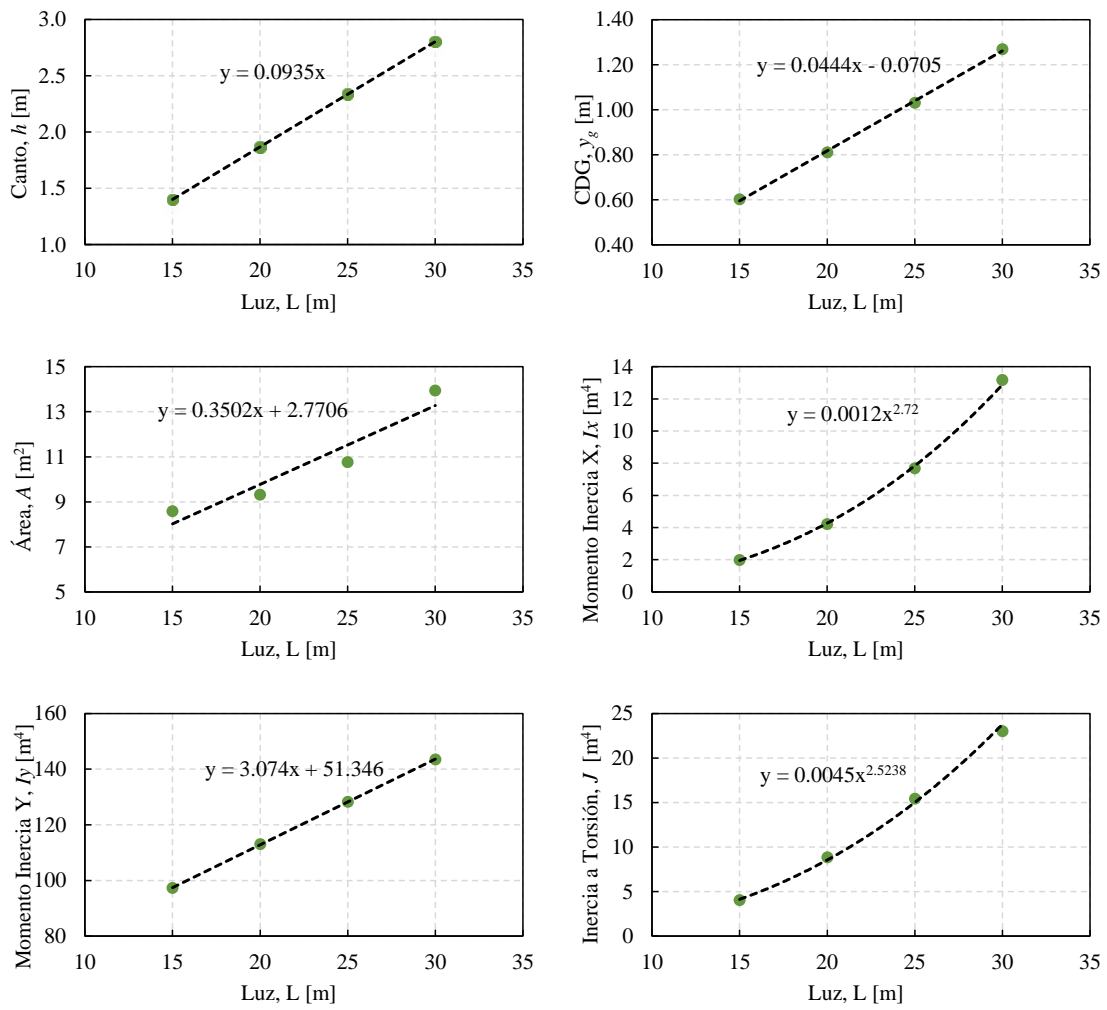


Figura 43: Propiedades mecánicas de la sección de losa aligerada.

A.3. Sección vigas artesas

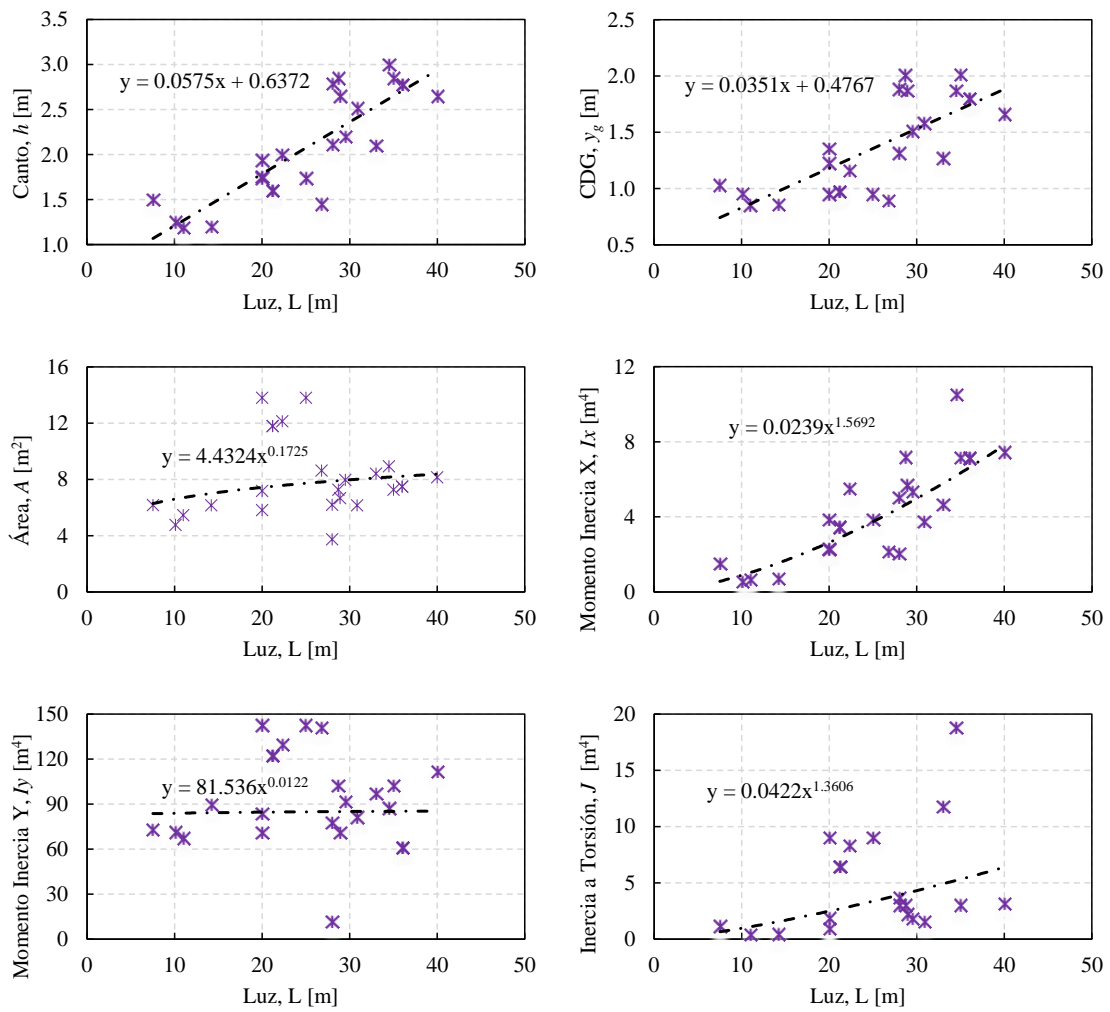


Figura 44: Propiedades mecánicas de la sección de vigas artesas.

A.4. Sección cajón

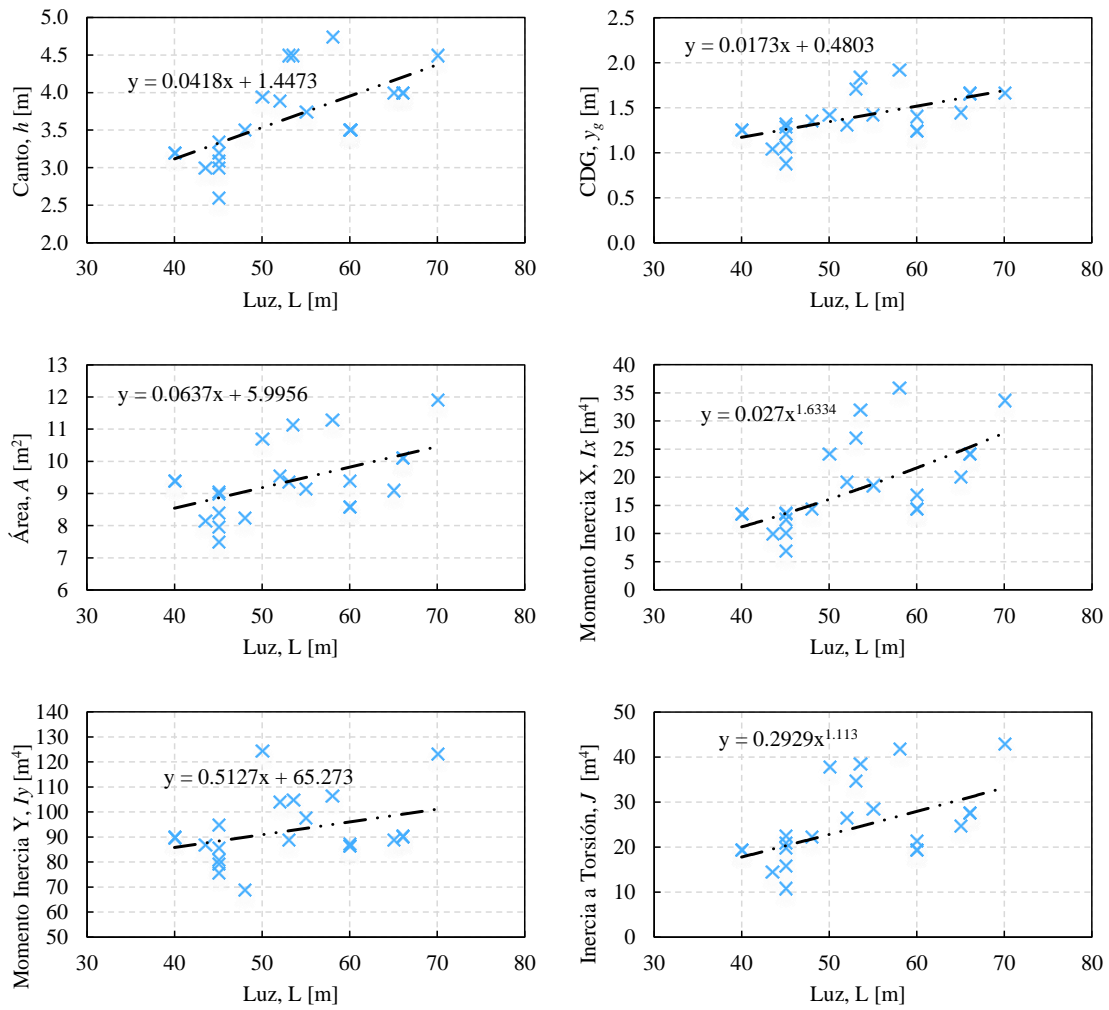
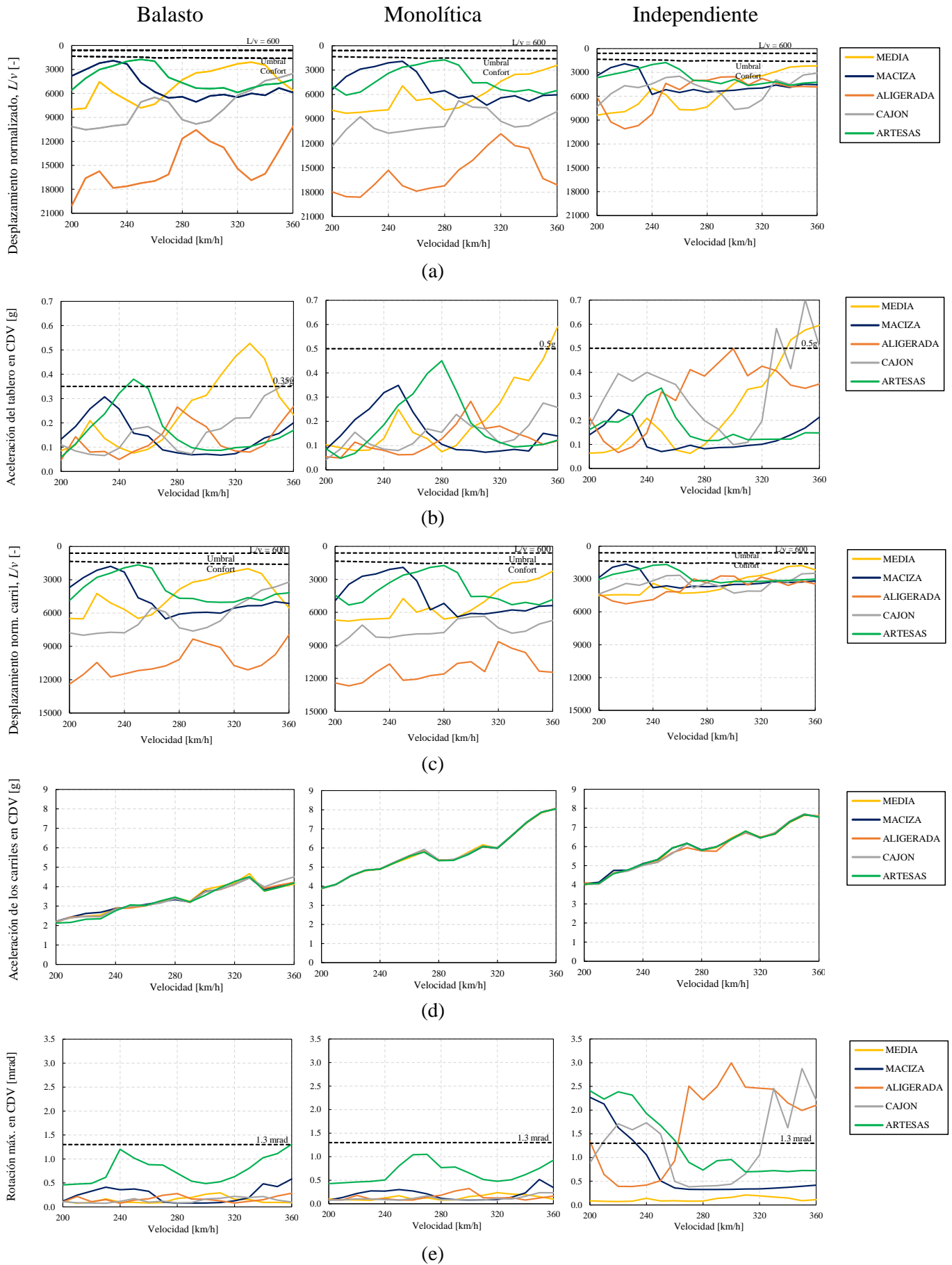
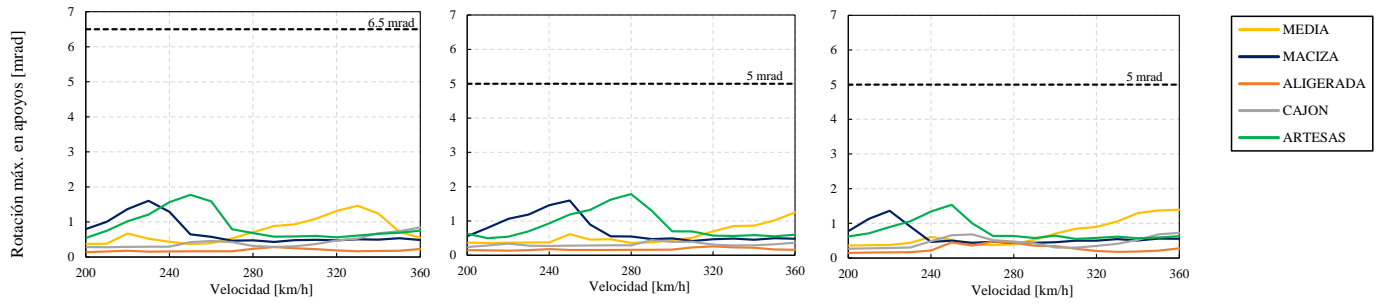


Figura 45: Propiedades mecánicas de la sección cajón.

Apéndice B.

Estudio de la sección tipo de la viga puente.





(f)

Figura 46: Estudio de la tipología de la sección del tablero para una luz de 30 m según el tipo de vía.
 Resultados obtenidos: (a) Desplazamiento vertical máximo normalizado del tablero en el CDV; (b) Aceleración máxima del tablero en el CDV; (c) Desplazamiento vertical máximo normalizado del carril en el CDV; (d) Aceleración máxima del carril en el CDV; (e) Rotación máxima en CDV; (f) Rotación máxima en apoyos.

Apéndice C.
Aplicación práctica.

C.1. Introducción

La aplicación práctica se centra en un viaducto de vía en placa con un único vano de 15 m de longitud, simulando una situación de la red de alta velocidad española. El tipo de vía en placa considerado para el viaducto de esta aplicación práctica es la vía en placa monolítica, que consiste en una losa de hormigón armado con traviesas bi-bloque embebidas. Se realiza una valoración económica del puente y se muestra un plano completo de este.

La sección tipo transversal consiste en una viga aligerada con una losa de hormigón B355 W60M, espaciadas cada 60 cm. Esto elimina las juntas intermedias entre el hormigón y la losa, evitando así la aparición de grietas y problemas de durabilidad a medio y largo plazo. La traviesa bi-bloque, que está conectada por una armadura en celosía, minimiza la superficie de contacto entre el hormigón de la losa y la traviesa, lo cual podría ser uno de los puntos más débiles del sistema ante los efectos dinámicos. Además, se incrementa la superficie de contacto de la armadura con el hormigón de la losa.

C.2. Valoración económica

En el siguiente cuadro se hace un presupuesto aproximado de la construcción de un puente 15 m de longitud con losa aligerada.

RESUMEN DE PRESUPUESTO		
Aplicación Práctica		
RESUMEN	IMPORTE	%
Plataformas.....	113985.51	30.41
Cimentación estructural.....	97347.71	25.97
Materiales.....	79542.34	21.22
Armazón estructural.....	24259.38	6.47
Suelos.....	11247.73	3
Barandillas.....	47863.37	12.77
Tuberías.....	250.30	0.07
Modelos genéricos.....	301.37	0.08
PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL	374 797.71	
21% IVA	78707.52	
PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN	453 505.23	

Asciende el presupuesto a la expresada cantidad de CUATROCIENTOS CINCUENTA Y TRES MIL QUINIENTOS CINCO con VEINTITRÉS CÉNTIMOS

C.3. Planos

