

Trabajo de Fin de Grado Ingeniería Civil

Estudio dinámico comparativo de puentes ferroviarios de luces cortas con diferentes tipologías

Autor: Cristian Nieto Pareja

Tutor: Antonio Martínez de la Concha

**Grupo de Estructuras
Dpto. Teoría de Mecánica de los Medios
Continuos y Teoría de Estructuras
Escuela Técnica Superior de Ingeniería
Universidad de Sevilla**

Sevilla, 2021



Trabajo de Fin de Grado
Ingeniería Civil

Estudio dinámico comparativo de puentes de ferrocarril de luces cortas con diferentes tipologías

Autor:
Cristian Nieto Pareja

Tutor:
Antonio Martínez de la Concha
Profesor titular

Dpto. de Teoría de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras
Escuela Técnica Superior de Ingeniería
Universidad de Sevilla
Sevilla, 2021

Trabajo de Fin de Grado: Estudio dinámico comparativo de puentes de ferrocarril de luces cortas con diferentes tipologías

Autor: Cristian Nieto Pareja

Tutor: Antonio Martínez de la Concha

El tribunal nombrado para juzgar el Proyecto arriba indicado, compuesto por los siguientes miembros:

Presidente:

Vocales:

Secretario:

Acuerdan otorgarle la calificación de:

Sevilla, 2021

El Secretario del Tribunal

A mi familia

A mis amigos

Agradecimientos

La publicación de este trabajo supone la culminación de una etapa universitaria que sin duda ha estado marcada por su dureza y el sacrificio, pero que, ante todo, percibo ahora con una gran satisfacción y con la certeza de haber tomado el camino correcto. No podría permitirme cerrar este capítulo de mi vida sin dedicar unas líneas a todos aquellos que intervinieron de algún u otro modo a que hoy esté aquí.

En primer lugar, gracias a mi familia. Gracias papá, gracias Lucía, gracias abuela. Vuestro apoyo incondicional y vuestro calor desde la distancia, ya sea hasta Sevilla o hasta Milán, me impulsaron a continuar y sin duda estoy en lo cierto al afirmar que sin vosotros esto no hubiera sido posible. Mamá, gracias también a ti, sé que estarías orgullosa.

Gracias a mis amigos, a los de toda la vida y a los nuevos que me llevo de este viaje. Agradeceros vuestra ayuda a nivel académico, pero sobre todo a nivel moral, por aportar esa parte de alegría y distracción que consiguió allanar el camino. En especial, gracias a Ángel, ya que durante estos años te convertiste en un pilar esencial.

Por último, gracias a los profesores del grado. Parafraseando a uno de ellos, maestros en aptitudes e instructores en actitudes. Por supuesto, querría finalizar mencionando a Antonio Martínez De la Concha, mostrarle mi admiración por su pasión y actividad docente, y agradecerle su tiempo y dedicación para la redacción de este trabajo.

Resumen

El desarrollo de la alta velocidad en los trenes actuales ha traído consigo nuevos requerimientos en el diseño de las estructuras ferroviarias y, en especial, de sus puentes. En efecto, los fenómenos de resonancia, debidos a la sollicitación periódica de los ejes del vehículo junto a las irregularidades de la vía y ruedas, adquieren una mayor entidad conforme se incrementa la velocidad de paso, y pueden derivar en amplificaciones considerables de la respuesta de la estructura que pongan en peligro su integridad, o interfieran en la seguridad y confort del pasajero.

Por ello, las normativas actuales de diseño de puentes ferroviarios prescriben la obligatoriedad de llevar a cabo cálculos dinámicos más exhaustivos, que consideren las situaciones de carga debidas a todos los posibles trenes y a todas las posibles velocidades de paso.

En este documento se lleva a cabo un conjunto de análisis dinámicos para varios puentes de diferentes luces que presentan las tipologías más habituales en estructuras ferroviarias: sección cajón, puente tipo losa, sección doble T y sección artesa. Para los dos últimos casos, el estudio se completa con la introducción de modelos de puentes con vanos discontinuos.

Los resultados obtenidos en cuanto a desplazamientos y aceleraciones en el punto del vano central bajo la vía cargada permiten realizar un estudio de la influencia del incremento de la velocidad de circulación, de la reducción de la longitud de la estructura y de la continuidad o no entre vanos del puente, extrayendo finalmente las conclusiones que llevan a caracterizar el comportamiento dinámico de las distintas tipologías.

Abstract

The development of the present high-speed rails has brought about new requests relating to the design of railway structures, and specially of bridges. Indeed, resonance phenomena, due to periodic load applied by the train together with the existing irregularities at the tracks and wheels, will take a greater importance as speed of circulation increases. At last, it may lead to noteworthy amplifications of the structural response and to a potential failure.

Therefore, current regulations force designers of railway bridges to carry out more exhaustive dynamics calculations which must take into account all the load combinations due to all possible vehicles and all possible passing speeds.

In this document, a set of dynamic analyses for bridges with different spans is carried out considering the most common cross-sections: box-girder deck, slab deck, and multiple girder decks, which will be also modeled as non-continuous bridges.

Results about displacements and accelerations (calculated under the loaded rails at the middle of the central span) allow for performing an evaluation of the influence of increasing the speed of the train, of a reduction of the span length and of the construction of continuous or non-continuous bridges; in order to highlight the structural typology with a more appropriate behaviour.

Agradecimientos	ix
Resumen	x
Abstract	xi
Índice	xii
Índice de Tablas	xiv
Índice de Figuras	xvi
Notación	xx
1 Introducción	11
1.1. <i>Objetivos y Contenido del Trabajo</i>	11
1.2. <i>Historia del Puente Ferroviario</i>	12
1.3. <i>Motivación del Trabajo</i>	13
1.3.1. <i>Respuesta Estática</i>	13
1.3.2. <i>Respuesta Dinámica ante el paso del tren A3</i>	13
2 Aspectos Normativos	15
2.1 <i>Metodología</i>	15
2.1.1 Coeficiente de Impacto Envolvente	16
2.1.2 Coeficiente de Impacto para los Trenes Reales	16
2.1.3 Coeficiente de Impacto Envolvente extendido a estructuras no resonantes	17
2.1.4 Cálculo Dinámico mediante Integración directa en el tiempo con Cargas Móviles	17
2.1.4.1 Resolución mediante el método de Elementos Finitos	18
2.1.4.2 Superposición Modal	19
2.1.4.3 Respuesta de una viga Biapoyada	19
2.1.4.4 Respuesta de una viga isostática ante un tren de cargas	21
2.1.4.5 Número de modos de vibración a considerar	22
2.1.5 Cálculo Dinámico mediante la Impronta Dinámica del tren	22
2.1.6 Cálculo Dinámico mediante Integración directa en el tiempo con Interacción Vehículo-Estructura	22
2.1.7 Cálculo Dinámico con Interacción Suelo-Estructura	23
2.2 <i>Requisitos sobre los ELS</i>	23
2.3 <i>Fenómeno Resonante</i>	23
3 Modelización	27
3.1 Modelización de las Cargas	28
3.2 <i>Puentes de Sección Cajón</i>	33
3.2.1 Particularidades del Modelo de Sección Cajón	33
3.3 Puentes Tipo Losa	34
3.3.1 Modelo de Emparrillado	35
3.3.2 Particularidades del Modelo del Puente Losa	36
3.4 Puentes de Sección Doble T	38
3.4.1 Particularidades del Modelo de Sección Doble T	39
3.5 Puentes de Sección Artesa	40

3.5.1	Particularidades del Modelo de Sección Artesa	41
4	Presentación y análisis de resultados	42
4.1.1	Análisis de Resultados de Puentes de Sección Cajón	47
4.2.1	Análisis de Resultados para los Puentes Tipo Losa	53
4.3.1	Análisis de Resultados para los Puentes Continuos con Sección Doble T	60
4.4.1	Análisis de Resultados de los Puentes Discontinuos con Sección Doble T	66
4.5.1	Análisis de Resultados de los Puentes Continuos con Sección Artesa	72
4.6.1	Análisis de Resultados de los Puentes Discontinuos con Sección Artesa	78
4.7	<i>Análisis de los resultados por longitud del vano</i>	79
4.7.1	Puentes de Luces Largas	79
4.7.2	Puentes de Luces Cortas	79
4.7.3	Comentario de Resultados	80
5	Conclusiones	82
6	Desarrollos futuros	84
ANEXO I. Planos		85
Referencias		90

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Respuesta estática y dinámica junto al coeficiente de impacto para la estructura modelo.	14
Tabla 2. Longitudes de los puentes analizados.	27
Tabla 3. Definición de las cargas muertas actuantes sobre la plataforma.	30
Tabla 4. Características de los trenes HSLM tipo A.	31
Tabla 5. Canto y altura del aligeramiento en los modelos de sección cajón.	33
Tabla 6. Canto y diámetro del aligeramiento en los modelos de sección tipo losa.	35
Tabla 7. Inercia a flexión y torsión para los elementos transversales del modelo de emparrillado.	38
Tabla 8. Canto de las secciones estructurales doble T.	39
Tabla 9. Canto de los modelos de sección artesa para las diferentes luces del vano central.	40

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Viaducto Arroyo del Valle perteneciente a la línea Madrid -Valladolid.	12
Figura 2. Respuesta dinámica en la sección central de la estructura ante el paso del tren A3.	14
Figura 3. Equilibrio en un elemento infinitesimal de una viga isostática	19
Figura 4. Primeros modos de vibración y frecuencias naturales de una viga isostática.	21
Figura 5. Factor de amortiguamiento de un puente según su luz	24
Figura 6. Factor de amplificación dinámica en función de la frecuencia natural, de excitación y del factor de amortiguamiento.	24
Figura 7. Flecha máxima ante el paso del tren A3 a diferentes velocidades.	26
Figura 8. Esquema de la plataforma ferroviaria y sus elementos.	28
Figura 9. Reparto de la carga desde la traviesa hasta la plataforma.	30
Figura 10. Definición geométrica de los trenes dinámicos universales tipo A.	31
Figura 11. Representación gráfica de la carga dinámica aplicada por un tren.	32
Figura 12. “Time History Function” para el tren dinámico A3 en un vano de 20 metros.	32
Figura 13. Modelo junto a los apoyos para el puente de 20 metros de luz central.	34
Figura 14. Diagramas de axiles en el modelo de sección losa y 50 metros de longitud.	36
Figura 15. Modelo de puente losa con una longitud de 50 metros.	37
Figura 16. Tensiones tangenciales en la sección real y esfuerzos equivalentes en el modelo de emparrillado	37
Figura 17. Sección transversal del modelo del puente de vigas con sección doble T de 25 m. de luz central	39
Figura 18. Modelo del puente de sección artesa con una longitud total 62 metros.	40
Figura 19. Desplazamientos máximos del puente con sección cajón de 45 metros de vano central.	42
Figura 20. Desplazamientos máximos del puente con sección cajón de 35 metros de vano central.	43
Figura 21. Desplazamientos máximos del puente con sección cajón de 25 metros de vano central.	43
Figura 22. Desplazamientos máximos del puente con sección cajón de 20 metros de vano central.	44
Figura 23. Desplazamientos máximos del puente con sección cajón de 15 metros de vano central.	44
Figura 24. Aceleraciones máximas del puente con sección cajón de 45 metros de vano central.	45
Figura 25. Aceleraciones máximas del puente con sección cajón de 35 metros de vano central.	45
Figura 26. Aceleraciones máximas del puente con sección cajón de 25 metros de vano central.	46
Figura 27. Aceleraciones máximas del puente con sección cajón de 20 metros de vano central.	46
Figura 28. Aceleraciones máximas del puente con sección cajón de 15 metros de vano central.	47
Figura 29. Coeficiente de impacto para las distintas longitudes de vano en función del tren de carga.	48
Figura 30. Coeficiente de impacto para los distintos trenes de carga en función de la longitud del vano.	48
Figura 31. Desplazamientos máximos del puente con sección losa de 45 metros de vano central.	49
Figura 32. Desplazamientos máximos del puente con sección losa de 35 metros de vano central.	49
Figura 33. Desplazamientos máximos del puente con sección losa de 25 metros de vano central.	50

Figura 34. Desplazamientos máximos del puente con sección losa de 20 metros de vano central.	50
Figura 35. Desplazamientos máximos del puente con sección losa de 15 metros de vano central.	51
Figura 36. Aceleraciones máximas del puente con sección losa de 45 metros de vano central.	51
Figura 37. Aceleraciones máximas del puente con sección losa de 35 metros de vano central.	52
Figura 38. Aceleraciones máximas del puente con sección losa de 25 metros de vano central.	52
Figura 39. Aceleraciones máximas del puente con sección losa de 20 metros de vano central.	53
Figura 40. Aceleraciones máximas del puente con sección losa de 15 metros de vano central.	53
Figura 41. Coeficiente de impacto para las distintas longitudes de vano en función del tren de carga.	54
Figura 42. Coeficiente de impacto para los distintos trenes de carga en función de la longitud del vano.	55
Figura 43. Desplazamientos máximos del puente de vigas con sección doble T de 45 metros de vano central.	55
Figura 44. Desplazamientos máximos del puente de vigas con sección doble T de 35 metros de vano central.	56
Figura 45. Desplazamientos máximos del puente de vigas con sección doble T de 25 metros de vano central.	56
Figura 46. Desplazamientos máximos del puente de vigas con sección doble T de 20 metros de vano central.	57
Figura 47. Desplazamientos máximos del puente de vigas con sección doble T de 15 metros de vano central.	57
Figura 48. Aceleraciones máximas del puente de vigas con sección doble T de 45 metros de vano central.	58
Figura 49. Aceleraciones máximas del puente de vigas con sección doble T de 35 metros de vano central.	58
Figura 50. Aceleraciones máximas del puente de vigas con sección doble T de 25 metros de vano central.	59
Figura 51. Aceleraciones máximas del puente de vigas con sección doble T de 20 metros de vano central.	59
Figura 52. Aceleraciones máximas del puente de vigas con sección doble T de 15 metros de vano central.	60
Figura 53. Coeficiente de impacto para las distintas longitudes de vano en función del tren de carga.	60
Figura 54. Coeficiente de impacto para los distintos trenes de carga en función de la longitud del vano.	61
Figura 55. Desplazamientos máximos del puente de vigas discontinuo con sección doble T de 45 metros.	61
Figura 56. Desplazamientos máximos del puente de vigas discontinuo con sección doble T de 35 metros.	62
Figura 57. Desplazamientos máximos del puente de vigas discontinuo con sección doble T de 25 metros.	62
Figura 58. Desplazamientos máximos del puente de vigas discontinuo con sección doble T de 20 metros.	63
Figura 59. Desplazamientos máximos del puente de vigas discontinuo con sección doble T de 15 metros.	63
Figura 60. Aceleraciones máximas del puente de vigas discontinuo con sección doble T de 45 metros.	64
Figura 61. Aceleraciones máximas del puente de vigas discontinuo con sección doble T de 35 metros.	64
Figura 62. Aceleraciones máximas del puente de vigas discontinuo con sección doble T de 25 metros.	65
Figura 63. Aceleraciones máximas del puente de vigas discontinuo con sección doble T de 20 metros.	65
Figura 64. Aceleraciones máximas del puente de vigas discontinuo con sección doble T de 15 metros.	66
Figura 65. Coeficiente de impacto para las distintas longitudes de vano en función del tren de carga.	66
Figura 66. Coeficiente de impacto para los distintos trenes de carga en función de la longitud del vano.	67
Figura 67. Desplazamientos máximos del puente de vigas con sección artesa de 45 metros de vano central.	67
Figura 67. Desplazamientos máximos del puente de vigas con sección artesa de 45 metros de vano central.	68
Figura 68. Desplazamientos máximos del puente de vigas con sección artesa de 25 metros de vano central.	68
Figura 69. Desplazamientos máximos del puente de vigas con sección artesa de 20 metros de vano central.	69
Figura 70. Desplazamientos máximos del puente de vigas con sección artesa de 15 metros de vano central.	69

Figura 71. Aceleraciones máximas del puente de vigas con sección artesa de 45 metros de vano central.	70
Figura 72. Aceleraciones máximas del puente de vigas con sección artesa de 35 metros de vano central.	70
Figura 73. Aceleraciones máximas del puente de vigas con sección artesa de 25 metros de vano central.	71
Figura 74. Aceleraciones máximas del puente de vigas con sección artesa de 20 metros de vano central.	71
Figura 75. Aceleraciones máximas del puente de vigas con sección artesa de 15 metros de vano central.	72
Figura 76. Coeficiente de impacto para las distintas longitudes de vano en función del tren de carga.	72
Figura 77. Coeficiente de impacto para los distintos trenes de carga en función de la longitud del vano.	73
Figura 78. Desplazamientos máximos del puente de vigas discontinuo con sección artesa de 45 metros.	73
Figura 79. Desplazamientos máximos del puente de vigas discontinuo con sección artesa de 35 metros.	74
Figura 80. Desplazamientos máximos del puente de vigas discontinuo con sección artesa de 25 metros.	74
Figura 81. Desplazamientos máximos del puente de vigas discontinuo con sección artesa de 20 metros.	75
Figura 82. Desplazamientos máximos del puente de vigas discontinuo con sección artesa de 15 metros.	75
Figura 83. Aceleraciones máximas del puente de vigas discontinuo con sección artesa de 45 metros.	76
Figura 84. Aceleraciones máximas del puente de vigas discontinuo con sección artesa de 35 metros.	76
Figura 85. Aceleraciones máximas del puente de vigas discontinuo con sección artesa de 25 metros.	77
Figura 86. Aceleraciones máximas del puente de vigas discontinuo con sección artesa de 20 metros.	77
Figura 87. Aceleraciones máximas del puente de vigas discontinuo con sección artesa de 15 metros.	78
Figura 88. Coeficiente de impacto para las distintas longitudes de vano en función del tren de carga.	79
Figura 89. Coeficiente de impacto para los distintos trenes de carga en función de la longitud del vano.	77
Figura 91. Coeficiente de impacto máximos en función de la longitud del vano y la tipología estructural.	80
Figura 92. Aceleraciones máximas en función de la longitud del vano y para las diferentes tipologías estructurales.	81

Notación

IAPF	Instrucción de Acciones a considerar en Puentes de Ferrocarril
AVE	Alta Velocidad Española
HSLM	High Speed Load Model
HA	Hormigón Armado
ϕ	Coefficiente de Impacto
$\delta(x)$	Desplazamientos Verticales en un punto de la estructura
L	Longitud del puente
L_ϕ	Longitud determinante del puente
c	Canto de la sección estructural
f_0 / ω_0	Frecuencia natural
f_D	Frecuencia de excitación
T	Periodo de la vibración
v	Velocidad
E	Módulo de elasticidad del material
I	Inercia de la sección estructural
I_t	Inercia a flexión transversal de la sección estructural
I_{xx}	Inercia a torsión de la sección estructural
d'	Espesor superior entre el aligeramiento y la cara externa para puentes losa
d''	Espesor inferior entre el aligeramiento y la cara externa para puentes losa
γ	Peso específico del material
$\gamma(t)$	Vector de amplitudes modales
$\phi(x)$	Vector de modos de vibración
K	Matriz de rigidez
M	Matriz de masa
C	Matriz de amortiguamiento
ξ	Factor de amortiguamiento
F_k	Solicitación nominal aplicada por cada eje del tren de carga
d_k	Separación entre ejes del tren de cargas
P(t)	Carga dinámica aplicada por un tren en función del tiempo
g	Gravedad (9.81 m/s ²)
\emptyset	Diámetro

e	Espesor
Sen	Función seno
Cos	Función coseno
Senh	Función seno hiperbólico
Cosh	Función coseno hiperbólico
m	Metros
cm	Centímetros
mm	Milímetros
km/h	Kilómetros por hora
m/s ²	Metros por segundo al cuadrado
MPa	Megapascales
kN	Kilonewton
kN/m ³	Kilonewton por unidad de volumen
kN/m	Kilonewton por unidad de longitud
Hz	Hercios

1 INTRODUCCIÓN

1.1. Objetivos y Contenido del Trabajo

Las técnicas constructivas actuales hacen posible la ejecución de puentes ferroviarios de características muy variadas y de prácticamente cualquier tipología. Sin embargo, el comportamiento de estas estructuras ante las cargas ocasionadas por el paso de los trenes suele presentar algunas particularidades que lo distinguen.

El objetivo de este trabajo consiste, por tanto, en el estudio de las respuestas dinámicas de las tipologías estructurales más comunes para puentes ferroviarios, analizando los posibles fenómenos resonantes que se produzcan para determinadas velocidades de paso, así como los efectos de llevar a cabo una reducción en la longitud de los vanos o de ejecutar o no puentes de vigas con continuidad longitudinal.

Este *primer capítulo* pretende dar un breve repaso a la historia del ferrocarril y servir de introducción al problema dinámico asociado a estas estructuras. Para enfatizar su importancia se presenta un modelo de puente sencillo para el cual se calculan las respuestas estáticas y dinámicas.

El *segundo capítulo* introduce el nivel de conocimiento actual acerca de la materia, perfectamente recapitulado en la *Instrucción de Acciones a considerar en Puentes de Ferrocarril (IAPF)*. Más concretamente se abordarán las metodologías admitidas en dicha normativa, su fundamento teórico y situaciones de aplicación, así como los criterios funcionales que marcan la buena operatividad de estas estructuras. Por último, se incluye una referencia al fenómeno resonante que logre dar una explicación al mismo.

El *capítulo 3* sirve de presentación de los modelos de los diferentes tipos de puentes que se han analizado, haciendo un especial hincapié en las características de las secciones estructurales empleadas y en las particularidades de cada modelo.

El *capítulo 4* está destinado a la exposición de los resultados obtenidos para cada tipología mediante la introducción de los gráficos resultantes acerca de los desplazamientos y aceleraciones ante el paso de los distintos tipos de trenes a diferentes velocidades. Finalmente se incluye además un conjunto de comentarios que permiten analizar y comparar los resultados en función de la tipología estructural y la longitud del puente.

El apartado anterior lleva a resaltar las conclusiones más relevantes que se pueden extraer de los distintos modelos, las cuales se presentan en el *capítulo 5*.

Por último, el *capítulo 6* introduce una serie de líneas de desarrollo futuro mientras que como *Anexos* se incluyen los planos de las secciones estructurales empleadas, para que sirvan de complemento gráfico a lo expuesto en las secciones predecesoras.

1.2. Historia del Puente Ferroviario

Se podría afirmar que los puentes son el producto de su propia historia, ya que a lo largo del tiempo su construcción siempre se ha nutrido del aprendizaje acerca de las tipologías, materiales, tecnologías de construcción y, por supuesto, fallos de diseño de sus antecesores. Es por ello por lo que resulta conveniente llevar a cabo en este punto un breve repaso de los puentes ferroviarios, que nos permita comprender con mayor claridad el panorama actual.

El ferrocarril tal y como lo conocemos hoy en día tiene su origen en Inglaterra en la segunda década del siglo XIX. El primer ferrocarril español apareció en Cuba en 1837 (línea La Habana-Güines), pero no sería hasta mediados de siglo cuando comenzaría a extenderse en la Península Ibérica, constituyendo la línea Barcelona-Mataró la primera vía férrea en construirse y dando comienzo a una época de expansión de la red ferroviaria por todo el territorio español [1].

Desde el proyecto de esta primera línea ya se puso de manifiesto la importancia y la necesidad de ejecución de los puentes en este tipo de obras. En un primer momento, la tecnología existente llevó a la construcción de puentes de madera o de fábrica, que con la llegada de la revolución industrial fueron rápidamente desplazados por estructuras metálicas de mayores prestaciones y menor coste. La aparición del hormigón como material de construcción de puentes ferroviarios no se produjo hasta la segunda década del siglo XX, presentando una clara vinculación con el desarrollo de nuevas líneas en la red ferroviaria española [2].

Otro hito relevante que marcó la historia del ferrocarril en España fue la inauguración en 1992 de la línea Madrid-Sevilla que supuso el punto de partida en la creación de la red de *Alta Velocidad Española (AVE)*, al mismo tiempo que se otorgaba al tráfico ferroviario de un papel mucho más trascendental en el panorama nacional y transformaba el concepto de trayectos de largo recorrido. Pero ese incremento de la velocidad de los trenes y la reforzada funcionalidad de estas líneas estuvo acompañado inevitablemente de una actualización de las normativas que rigen su proyecto, con las que se prescribió la obligatoriedad de llevar a cabo los cálculos dinámicos necesarios para la consideración de los posibles efectos resonantes en estas estructuras [2].



Figura 1. Viaducto Arroyo del Valle perteneciente a la línea Madrid -Valladolid [3].

Por otro lado, una idea sencilla acerca de los puentes podría llevar a asimilarlos como elementos estructurales que permiten sobrepasar algún obstáculo durante el trazado de la obra civil, principalmente depresiones del terreno. A diferencia de los puentes en carretera, los vehículos ferroviarios restringen en gran medida las características geométricas del puente, que deben estar en consonancia con los condicionantes del trazado de la vía. Es por ello por lo que este tipo de estructuras presentan grandes limitaciones en lo que respecta a la sección transversal, radios en planta o pendiente, al mismo tiempo que los convierte en elementos imprescindibles para la extensión de la red ferroviaria a zonas donde la orografía se vuelve abrupta [4].

Asimismo, las cargas derivadas del tráfico ferroviario suelen ser de mayor magnitud y presentar una clara componente dinámica, que lleva asociada una amplificación de los esfuerzos en la estructura y, por tanto, un diseño más exhaustivo. Es por ello por lo que las normativas ferroviarias imponen grandes exigencias en lo que

respecta a la deformabilidad de la vía, con una estrecha relación sobre la seguridad durante el trayecto y el confort de los usuarios.

1.3. Motivación del Trabajo

Con el objetivo de subrayar la importancia de llevar a cabo un análisis dinámico en cualquier estructura civil, y en especial en un puente ferroviario, se pretende en este apartado la elaboración de un estudio de un modelo muy simple de un puente, del cual se obtendrán los resultados estáticos y dinámicos a fin de compararlos.

La estructura se trata de un puente isostático de 20 m de luz simplemente apoyado en ambos extremos, con una sección maciza cuadrada de $1 \times 1 \text{ m}^2$ de hormigón con una resistencia a compresión característica de 40 MPa y que estará sometido a la sollicitación correspondiente al “Tren Dinámico Universal A3”, definido en el *apéndice C.1.1 de la Instrucción IAPF*. Dicho tren presenta un total de 16 vagones de pasajeros con una longitud de 20 metros, una distancia entre ejes de los bogies de 2 metros y una carga nominal por eje que alcanza los 180 kN.

1.3.1. Respuesta Estática

Como caso de carga más desfavorable se considerará la situación en la que dos vagones intermedios se encuentren sobre el puente de estudio, de modo que los ejes de estos se encuentren a una distancia de 1 metro desde el centro del vano.

De esta forma, la sollicitación actuante está compuesta por dos cargas puntuales de 180 kN asociadas a cada eje, que equivalen a una carga en el centro del vano de 360 kN.

La flecha resultante es fácilmente calculable para el caso de una barra isostática por medio de las siguientes expresiones:

$$w_s \left(x = \frac{L}{2} \right) = \frac{P * L^3}{48 * E * I} = \frac{360 \text{ kN} * (20 \text{ m})^3}{48 * 30891050 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0.083 \text{ m}^4} = 2.34 \text{ cm}$$

$$w_{pp} \left(x = \frac{L}{2} \right) = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I} = \frac{5 * 25 \text{ kN} * (20 \text{ m})^4}{384 * 30891050 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0.083 \text{ m}^4} = 2.03 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12} * b * h^3 = \frac{1}{12} * 1 * 1^3 = 0.083 \text{ m}^4$$

$$E_c = 8500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8} \text{ (MPa)} = 8500 \sqrt[3]{48} = 30891.05 \text{ MPa} \quad [5]$$

1.3.2. Respuesta Dinámica ante el paso del tren A3

Para analizar la respuesta dinámica del puente isostático se considera el paso del tren de carga A3 a una velocidad de 280 km/h. Como simplificación del modelo no se tendrán en cuenta las posibles irregularidades de la vía ni la existencia de una plataforma ferroviaria, de modo que la masa total de la estructura está constituida únicamente por su peso propio. El factor de amortiguamiento del puente se estima en un 2%.

El estudio del modelo conduce a una clara amplificación de la respuesta como consecuencia del paso continuado de los ejes del tren sobre la estructura. Los resultados en cuanto a desplazamientos se presentan en la siguiente ilustración, en la que se puede observar una flecha máxima de la sección central que alcanza los 23.93 cm.

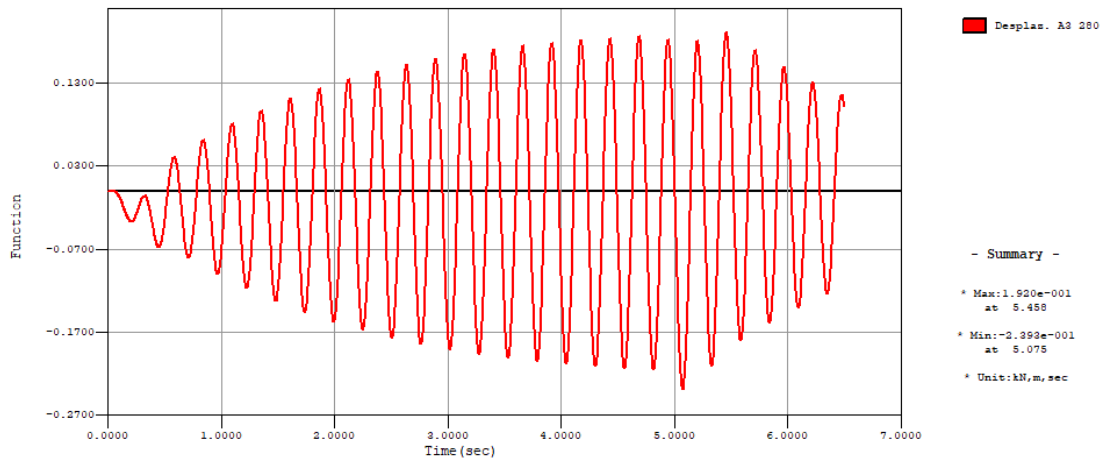


Figura 2. Respuesta dinámica en la sección central de la estructura ante el paso del tren A3 a 280 km/h.

Si se establece ahora la relación con el desplazamiento obtenido para la situación de cargas estática, la diferencia es evidente, siendo posible calcular un parámetro clave en el cálculo dinámico como es el coeficiente de impacto, definido como el cociente entre la respuesta estática y la dinámica.

Flecha Estática (mm)	Flecha Dinámica (mm)	Coefficiente de Impacto
4.37	23.93	5.475

Tabla 1. Respuesta estática y dinámica junto al coeficiente de impacto para la estructura modelo.

A la vista de los resultados obtenidos en este apartado, se puede concluir con total seguridad que el cálculo dinámico constituye un paso crucial en el diseño de estructuras ferroviarias. Los efectos de estas cargas se materializan por medio de una amplificación de la respuesta tanto en deformaciones como en esfuerzos, que incluso puede suponer el fallo de la estructura o el cese de su operatividad.

2 ASPECTOS NORMATIVOS

El proyecto de puentes ferroviarios de nueva construcción está regido en España por la “*Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (LAPF)*”, independientemente de su tipología, material de construcción o velocidad de proyecto de la vía. En la misma, se establecen los criterios generales de comprobación de los diferentes Estados Límite, tanto Últimos como de Servicio, para garantizar una vida útil de la estructura férrea de al menos 100 años.

Por otra parte, se expone además el compendio de cargas a considerar para su dimensionamiento, junto con su tipología, sus valores característicos y los puntos de aplicación. Para el presente trabajo, y teniendo en cuenta el objetivo final acerca de la realización de un análisis dinámico de los diferentes modelos, únicamente será necesario la consideración de las cargas de peso propio, de las cargas muertas de los diferentes elementos que conforman la superestructura (se tendrán en cuenta como masas modales) y, lógicamente, la carga dinámica que constituye la sobrecarga de uso debido al paso de los vehículos ferroviarios.

Para la definición de las cargas muertas se ha tomado una plataforma estándar siguiendo las indicaciones establecidas en la *IGP-5 (Instrucciones y recomendaciones para la redacción de proyectos de plataforma)* de ADIF, cuyos valores característicos se introducirán en el *capítulo III*.

Asimismo, las acciones que derivan del tráfico ferroviario presentan una clara componente dinámica como consecuencia de la variación del punto de aplicación de la carga a lo largo del tiempo y de la longitud de la estructura. Esa naturaleza móvil de las cargas verticales transmitidas por las ruedas a la plataforma suele presentarse como una excitación periódica debido a la separación uniforme de los ejes y una velocidad de paso que puede considerarse como constante.

Incluso si la frecuencia de sollicitación se aproximase a las frecuencias naturales del puente se podrían obtener resultados en cuanto a deformaciones y esfuerzos que dictasen considerablemente de los obtenidos a partir del estudio estático de las cargas de peso propio transmitidas por el tren y que, ciertamente, supondrían una sobrestimación de la seguridad de la estructura.

De acuerdo con la *LAPF*, se establece que los efectos dinámicos se analizarán considerando el paso los distintos trenes que puedan circular por la línea a diferentes velocidades de paso y en intervalos de 10 km/h, desde la mínima (20 km/h) hasta una velocidad máxima igual a 1.2 veces la velocidad de proyecto (420 km/h). Se supondrá el tráfico sobre una de las vías únicamente como la situación de análisis más desfavorable (se toma la vía más próxima a la pantalla acústica en todos los modelos llevados a cabo).

2.1 Metodología

La normativa propone diferentes metodologías para llevar a cabo el cálculo dinámico en función de algunos aspectos tales como la tipología de puente, la velocidad de proyecto y las frecuencias naturales. Sea cual sea el procedimiento seguido, como resultado final del cálculo dinámico se podrán estimar los movimientos máximos de la estructura y con ellos el llamado coeficiente de impacto. Dicho factor se define como la relación entre la sollicitación dinámica máxima debido a todos los posibles trenes y velocidades de circulación, y la sollicitación estática debido al tren *UIC71* en la posición más desfavorable.

$$\phi = \frac{S_{din,real}^{ideal}}{S_{est,tipo}} (1 + r\phi'')$$

Donde el último término hace referencia a la influencia de las irregularidades de la vía y de las ruedas.

En general se puede suponer una proporcionalidad entre solicitaciones y desplazamientos del puente, por lo que el coeficiente de impacto se podrá calcular más fácilmente como el cociente entre el desplazamiento vertical máximo que experimenta la estructura y el desplazamiento estático máximo.

$$\phi = \frac{\text{máx } \delta_{din,real}}{\delta_{est,tipo}}$$

Como se verá, para ciertas estructuras el coeficiente de impacto se puede obtener de forma sencilla mediante expresiones analíticas, lo cual conduce a un diseño de la estructura simplificado mediante la modelización de las cargas dinámicas como cargas estáticas mayoradas por dicho factor.

A lo largo del tiempo, ligadas al desarrollo del tráfico ferroviario, han aparecido diferentes metodologías para la realización del cálculo dinámico de este tipo de infraestructuras. Las normativas tradicionales no prescribían incluso la obligatoriedad acerca de la consideración de estas solicitaciones y los procedimientos existentes entonces estaban basados en la definición de envolventes de cargas derivadas de la experiencia y en la determinación de factores de amplificación de los resultados estáticos [6].

Sin embargo, la aparición de estructuras ferroviarias de mayor entidad y sobre todo de la alta velocidad, ha restringido considerablemente el uso de los procedimientos anteriores y obligado al desarrollo de nuevas técnicas de análisis basadas en un cálculo dinámico más exhaustivo que abarquen el estudio de todas las posibles tipologías de trenes a todas las posibles velocidades de paso.

Las metodologías para el cálculo dinámico que están incluidas en la *IAPF* son las siguientes:

2.1.1 Coeficiente de Impacto Envolvente [7]

Desarrollada en primera instancia en el *UIC Code 776-1 R (1979)* [8], esta metodología permite calcular fácilmente el coeficiente de impacto a partir de expresiones analíticas que dependen esencialmente del parámetro conocido como “longitud determinante del puente (L_ϕ)”. En contraposición, su ámbito de aplicación está limitado al conjunto de tipologías estructurales, frecuencia naturales y velocidades de paso que han servido de base para su obtención.

La comprobación de la estructura consistirá, por tanto, en la verificación de los estados límite últimos mayorando la sollicitación estática del tren de cargas *UIC71* por dicho coeficiente de impacto. Se asume que los puentes analizados con esta metodología no presentarán fenómenos resonantes, por lo que no se requiere una comprobación de las limitaciones impuestas para las aceleraciones del tablero.

El coeficiente de impacto para vías de alta velocidad ($v > 200 \text{ km/h}$) se estimará como:

$$\phi = \frac{1.44}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.82 \in (1, 1.67)$$

2.1.2 Coeficiente de Impacto para los Trenes Reales [7]

Constituye un método más desarrollado puesto que permite el cálculo de un coeficiente de impacto particular para cada uno de los trenes que conforman la envolvente del caso anterior. A su vez, se distinguen dos procedimientos de cálculo en función de la tipología del puente: por un lado, se encuentra la metodología mediante expresiones analíticas, que estiman el coeficiente de impacto a partir de la velocidad máxima del tren y de la longitud determinante ya mencionada.

Dicho coeficiente se podría descomponer como la contribución debida a las cargas dinámicas (ϕ_d) más la

contribución como consecuencia de las irregularidades presentes en la vía (ϕ_i), que a falta de cálculos más precisos se pueden estimar como:

$$\phi = \phi_d + \phi_i = (1 + \varphi') + (r * \varphi'')$$

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \quad \text{con } K = \text{mín} \left(\frac{V}{2 L \varphi f_0}; 0.76 \right)$$

$$\varphi'' = \text{mín} \left(\frac{V}{22}; 1 \right) * \left[0.56 e^{-(0.1 L \varphi)^2} + 0.5 \left(\frac{L \varphi f_0}{80} - 1 \right) e^{-(0.05 L \varphi)^2} \right]$$

También se presenta la opción mediante cálculo dinámico con trenes reales definidos en el *apéndice C.3. de la IAPF* para velocidades menores a 220 km/h y que es aplicable únicamente a puentes clasificados como no convencionales.

El procedimiento de obtención del coeficiente de impacto es la ya conocida expresión que relaciona la máxima respuesta obtenida entre todos los trenes analizados para todas las posibles velocidades de paso y la respuesta estática.

$$\phi = \frac{\text{máx } \delta_{din}}{\delta_{est, tipo}}$$

2.1.3 Coeficiente de Impacto Envolvente extendido a estructuras no resonantes [7]

Este método surge del intento de obtención de expresiones sencillas y razonables para la estimación de un coeficiente de impacto aplicable a puentes de mayor longitud y velocidades de paso superiores a los 200 km/h.

Como resultados de diversos estudios experimentales se incluye en la normativa vigente este procedimiento que se basa en admitir que, dada una relación entre V/f_0 que satisfaga los límites establecidos en función de la masa y longitud del puente, se puede obviar el cálculo dinámico y sustituirlo por un cálculo estático mayorado por el coeficiente de impacto calculado con alguno de los métodos anteriores.

Sin embargo, es solo aplicable a un conjunto muy acotado de estructuras que presenten una capacidad resonante reducida, tales como puentes isostáticos no enviados o marcos bajo terraplenes.

2.1.4 Cálculo Dinámico mediante Integración directa en el tiempo con Cargas Móviles [7]

Esta metodología se basa en la resolución del sistema matricial de ecuaciones diferenciales que definen el problema de la dinámica de una estructura de N-grados de libertad, bajo la sollicitación aplicada directamente por las ruedas sobre los carriles de la plataforma, sin que se tenga en consideración la interacción vehículo-estructura y por tanto obviando los sistemas de suspensión primaria y secundaria de los mismos.

El ámbito de aplicación se muestra mucho más amplio, puesto que no existen restricciones respecto a velocidades de paso, frecuencia o masas mínimas y a la tipología del puente en estudio.

Así, en el caso de puentes cuyo comportamiento se pueda asemejar a modelos isostáticos sencillos se podrá llevar a cabo un análisis modal de la estructura a partir del cálculo de las frecuencias naturales y sus respectivos modos de vibración, suponiendo un comportamiento elástico-lineal de esta. Por el contrario, cuando la complejidad del puente se incrementa, como es el caso de los modelos analizados durante este trabajo, el cálculo dinámico seguirá el mismo procedimiento pero empleando el método de elementos finitos para su resolución.

2.1.4.1 Resolución mediante el método de Elementos Finitos [9]

La metodología de elementos finitos está ampliamente extendida y hoy en día constituye una herramienta fundamental en la resolución de multitud de problemas de ingeniería. Su base teórica consiste en una doble discretización de la estructura:

- Por un lado, el medio continuo se representa mediante un conjunto de nodos que constituyen una malla.
- Asimismo, una discretización análoga de las variables de estudio, ya sean desplazamientos, fuerzas, presiones, etc. Se realizará por medio de funciones de interpolación de expresiones matemáticas conocidas que permitirán aproximar los valores de estas variables.

De este modo se alcanza un modelo simplificado de la estructura, que pasa de estar formado por infinitos puntos a un conjunto finito de ellos en los que se concentran las variables conocidas y las incógnitas del problema, por lo que el sistema de ecuaciones que gobierna el comportamiento de la estructura también se reduce considerablemente.

Dada una estructura sometida a unas cargas dependientes del tiempo, el principio de los trabajos virtuales establece la igualdad entre los trabajos internos y los trabajos externos, en los que se deberán tener en cuenta la contribución de las fuerzas inerciales.

$$\int \delta \varepsilon \sigma dV + \int \delta u \rho \ddot{u} dV = \int \delta u f dS + \int \delta u X dV$$

De acuerdo con los principios mencionados para el método de los elementos finitos, el campo de desplazamientos se puede expresar en función de los desplazamientos en los nodos y las funciones de interpolación $N(x)$:

$$u(x, t) = N(x) u^e(t)$$

$$\ddot{u}(x, t) = N(x) \ddot{u}^e(t)$$

$$\int (\delta u^e)^T B^T C B u^e dV + \int (\delta u^e)^T N^T \rho N \ddot{u}^e dV = \int (\delta u^e)^T N^T f dS + \int (\delta u^e)^T N^T X dV$$

Donde B representa la matriz que contiene las derivadas de las funciones de interpolación, C una matriz que se define a partir de la ley de comportamiento del material, ρ es la masa por unidad de longitud del elemento y δu^e representa un campo de desplazamientos virtual en equilibrio con las cargas de superficie (f) y volumétricas (X).

$$\left[\int B^T C B dV \right] u^e + \left[\int N^T \rho N dV \right] \ddot{u}^e = \int N^T f dS + \int N^T X dV$$

La ecuación anterior se corresponde con la ecuación de equilibrio para un elemento que, extrapolándola al conjunto de la estructura, da lugar a la expresión general de la dinámica de estructuras (sin considerar amortiguamiento) analizada con el método de elementos finitos.

$$M\ddot{u}^e + Ku^e = F(t)$$

La matriz de masa congruente M suele diagonalizarse ya que supone un menor tiempo computacional y permite la adición de las masas no estructurales de forma más sencilla.

Por su parte, la consideración del amortiguamiento podría realizarse de forma análoga teniendo en cuenta las fuerzas viscosas en la ecuación de equilibrio que establece el Principio de los Trabajos Virtuales. Sin embargo, la estimación de esta propiedad estructural suele ser compleja y normalmente se recurre a la metodología propuesta por *Rayleigh* para la definición de una matriz de amortiguamiento proporcional a las matrices de masa y de rigidez.

$$C = \alpha M + \beta K$$

2.1.4.2 Superposición Modal [10]

Una estructura real está conformada por múltiples grados de libertad que conducen a la definición de un sistema de n ecuaciones para el estudio del problema dinámico, que se puede expresar matricialmente como sigue:

$$M\ddot{u}(x, t) + C\dot{u}(x, t) + Ku(x, t) = p(x, t)$$

El análisis modal de una estructura consiste en la resolución de la expresión anterior en condiciones de vibración libre y sin amortiguamiento ($C=0$), tratándose básicamente en un problema de autovalores y autovectores que conducen a la obtención de las frecuencias naturales y modos de vibración respectivamente. Se presentan estas como dos propiedades intrínsecas de una estructura que permiten caracterizar su comportamiento dinámico.

La propiedad de ortogonalidad de los autovectores respecto a las matrices de rigidez (K) y de masa (M) permiten simplificar el análisis dinámico a partir del empleo de la superposición modal, por la cual la respuesta de la estructura se puede expresar a partir de una combinación lineal de las amplitudes modales $\gamma(t)$ asociadas a cada modo de vibración $\phi(x)$. De esta forma se pasa de un sistema de N -ecuaciones a N -ecuaciones linealmente independientes y asociadas a cada uno de los N -grados de libertad de la estructura, lo cual es sumamente ventajoso principalmente debido al hecho de que la respuesta dinámica se puede expresar con suficiente precisión con solo un pequeño número de dichos autovectores.

$$m_I \ddot{\gamma}_I(t) + c_I \dot{\gamma}_I(t) + k_I \gamma_I(t) = \phi_I(x) F(x, t)$$

$$\ddot{\gamma}_I(t) + 2\xi_I w_I \dot{\gamma}_I(t) + w_I^2 \gamma_I(t) = \phi_I(x) \frac{F(x, t)}{m_I}$$

2.1.4.3 Respuesta de una viga Biapoyada [11]

Una viga biapoyada constituye una estructura isostática sencilla que permite asimilar el comportamiento de muchos puentes ferroviarios reales. Sea el siguiente modelo unidimensional sobre el cual se aplica una carga distribuida dependiente del tiempo se puede obtener la ecuación que gobierna la respuesta dinámica a partir de establecer las ecuaciones de equilibrio vertical y de momentos en un elemento infinitesimal.

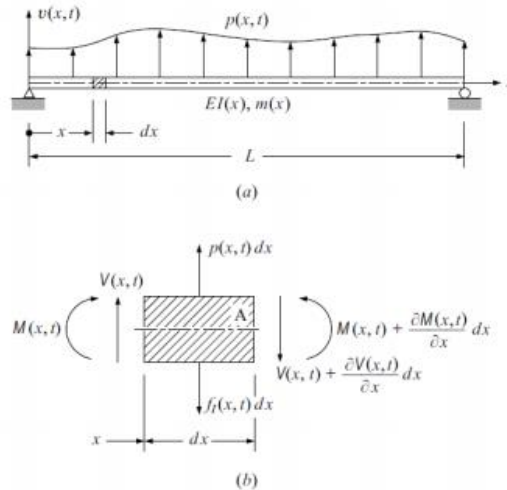


Figura 3. Equilibrio en un elemento infinitesimal de una viga isostática [11].

La ecuación de equilibrio vertical en la rebanada conduce a la siguiente relación, en la que el último término hace referencia a la fuerza inercial que introduce el diferencial de masa:

$$V(x, t) - V(x, t) - \frac{\partial V(x, t)}{\partial x} dx + p(x, t) dx - m(x) dx \frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial t^2} = 0$$

$$\frac{\partial V(x, t)}{\partial x} + p(x, t) - m(x) \frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial t^2} = 0$$

El equilibrio de momentos en el elemento infinitesimal, tras eliminar los términos de segundo orden, conduce a la típica relación entre momento flector y cortante:

$$\frac{\partial M(x, t)}{\partial x} = -V(x, t)$$

La combinación de ambas ecuaciones de equilibrio permite alcanzar la ecuación que gobierna la respuesta de una viga biapoyada sometida a una carga variable, tanto en el tiempo como en el espacio.

$$-\frac{\partial^2 M(x, t)}{\partial x^2} + p(x, t) - m \frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial t^2} = 0$$

$$M(x, t) = EI \frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial x^2}$$

$$m \frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial t^2} + \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(EI \frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial x^2} \right) = p(x, t)$$

Mediante la aplicación de la propiedad de superposición modal es posible expresar la respuesta de la estructura como la combinación lineal de los modos de vibración $\phi(x)$ por su amplitud modal $\gamma(t)$, de forma que los desplazamientos de esta se descomponen en dos componentes que recogen la variabilidad espacial y temporal respectivamente.

$$u(x, t) = \gamma(t)\phi(x)$$

A continuación, se introduce la relación anterior en la expresión general que rige la dinámica de una viga biapoyada para la situación de vibración libre y sin amortiguamiento, y se modifica dicha ecuación dividiendo por la amplitud modal $\gamma(t)$, los modos de vibración $\phi(x)$ y la rigidez a flexión EI (se consideran las propiedades mecánicas constantes en toda la estructura).

$$m\phi(x) \frac{\partial^2 \gamma(t)}{\partial t^2} + \gamma(t) EI \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\frac{\partial^2 \phi(x)}{\partial x^2} \right) = p(x, t) = 0$$

$$\frac{m}{EI \gamma(t)} \frac{\partial^2 \gamma(t)}{\partial t^2} + \frac{1}{\phi(x)} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\frac{\partial^2 \phi(x)}{\partial x^2} \right) = p(x, t) = 0$$

La única forma de garantizar la igualdad, ya que son derivadas parciales de diferente orden y respecto a variables distintas, es que ambos términos sean igual a una constante y de signo contrario. Esto conlleva la consecución de 2 ecuaciones diferenciales independientes y fácilmente resolubles.

$$\frac{m}{EI \gamma(t)} \frac{\partial^2 \gamma(t)}{\partial t^2} = -\frac{1}{\phi(x)} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\frac{\partial^2 \phi(x)}{\partial x^2} \right) = R^2$$

$$m \frac{\partial^2 \gamma(t)}{\partial t^2} - R^2 \xi(t) = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial^4 \phi(x)}{\partial x^4} + R^2 \phi(x) = 0 \quad (2)$$

La primera ecuación conduce a la expresión análoga a la que rige la respuesta de una estructura sin amortiguamiento ante una situación de vibración libre:

$$\gamma(t) = A \cos \left(\sqrt{\frac{R^2 EI}{m}} t \right) + B \operatorname{sen} \left(\sqrt{\frac{R^2 EI}{m}} t \right)$$

$$w = \sqrt{\frac{R^2 EI}{m}}$$

Por su parte, la ecuación (2) tiene como solución una expresión del tipo:

$$\phi(x) = A1 \cos(ax) + A2 \operatorname{sen}(ax) + A3 \cosh(ax) + A4 \operatorname{senh}(ax)$$

La obtención de los parámetros A, B y Ai de las ambas expresiones se puede llevar a cabo mediante la imposición de las condiciones iniciales y de contorno respectivamente, aunque en el caso de $\phi(x)$ será necesaria la normalización del modo de vibración.

Con esta operación se alcanzan los dos parámetros que definen el comportamiento dinámico de la viga biapoyada recta con densidad y rigidez constante en toda su longitud, como son:

- Modo de vibración i (normalizado): $\phi_i(x) = \text{sen} \left(\frac{i\pi}{L} x \right)$
- Frecuencia natural del modo i: $w_i = \sqrt{\frac{\left(\frac{i\pi}{L}\right)^4 EI}{m}}$

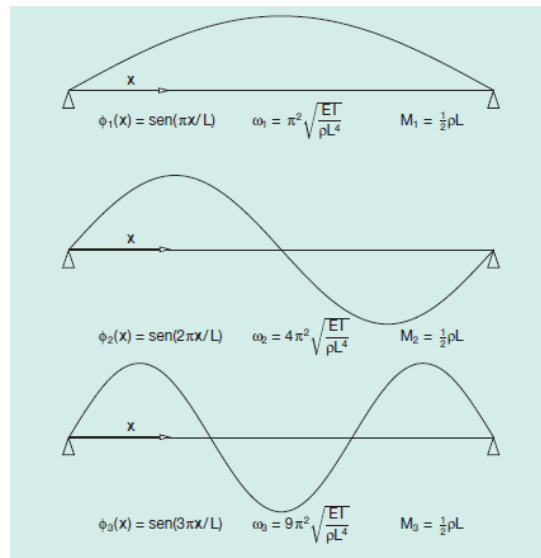


Figura 4. Primeros modos de vibración y frecuencias naturales de una viga isostática [7]

El procedimiento posterior a la realización del análisis modal consta de la obtención de las amplitudes modales y con ellas de la aplicación de la superposición modal para alcanzar la respuesta de la estructura, ya sea en desplazamientos, velocidades o aceleraciones mediante la derivada temporal de las amplitudes modales.

2.1.4.4 Respuesta de una viga isostática ante un tren de cargas

La sollicitación real que transmite el paso de un tren no está conformada por las cargas ejercidas por cada eje de forma independiente y con un punto de aplicación que evoluciona desde un extremo a otro de la estructura. Más bien estas sollicitaciones deben modelizarse de forma conjunta puesto que, para determinados rangos de velocidad y de separaciones entre ejes, se puede dar un acoplamiento de las oscilaciones y derivar en efectos resonantes de cierta entidad.

Para un tren constituido por N-ejes que transmiten una carga de valor F_K y con una distancia a la entrada del puente en el momento inicial " s_K ", las ecuaciones desacopladas que resultan de la superposición modal para cada grado de libertad se expresan ahora como:

$$\ddot{\gamma}_i(t) + 2\xi_i w_i \dot{\gamma}_i(t) + w_i^2 \gamma_i(t) = \sum_{K=1}^n \phi_i(vt - s_K) \frac{F_K(x, t)}{m_i}$$

La respuesta en desplazamientos obtenida a partir de la consideración de los ejes del vehículo ferroviario será:

$$u(x, t) = \sum_{i=1}^n \gamma_i(t) \phi_i(x)$$

2.1.4.5 Número de modos de vibración a considerar [10]

Como se ha puesto de manifiesto, la superposición modal permite simplificar considerablemente el cálculo dinámico de una estructura gracias a la propiedad de ortogonalidad de las matrices de masa y de rigidez, de modo que la respuesta dinámica se puede expresar consecuentemente como un sumatorio de las amplitudes modales por los modos de vibración.

El problema radica en que una estructura presenta tantos modos de vibración como grados de libertad y para los modelos que se analizan en este trabajo resulta un número elevado (del orden del número de nodos por 6 grados de libertad cada uno), por lo que el coste computacional se incrementa.

Sin embargo, es conocido que solo algunos de los modos de vibración presentan una gran influencia en la respuesta de la estructura y que esta se puede aproximar con una precisión aceptable empleando un pequeño porcentaje de estos. Esa influencia se puede cuantificar por medio de la definición de la masa movilizada por el modo:

$$M_{ei} = \frac{(\phi_i^T M d)^2}{\phi_i^T M \phi_i} = \frac{\gamma_i^2}{M_i}$$

Donde d es un vector que describe la dirección de la excitación y por tanto igual a un vector de ceros salvo en la componente correspondiente al grado de libertad de desplazamiento vertical.

La teoría clásica de la dinámica de estructuras suele establecer el límite de los modos de vibración a considerar en aquel para el cual la masa movilizada acumulada supera el 90 % de la masa total del sistema.

$$\hat{M}_{ei} = \frac{\sum_{j=1}^i M_{ej}}{\sum_{j=1}^N M_{ej}} \geq 90\%$$

2.1.5 Cálculo Dinámico mediante la Impronta Dinámica del tren [7]

La impronta de un tren hace referencia a la huella o señal que provoca su paso sobre una determinada estructura, y que en definitiva marca su “agresividad” hacia la misma. Esta metodología se basa en el análisis a partir de expresiones analíticas de la vibración libre producida en los puentes ferroviarios tras el paso del tren, con el fin de obtener un límite superior a la respuesta de la estructura.

Así, el valor máximo de la aceleración en el puente se podría aproximar como:

$$a_{m\acute{a}x} = \frac{2}{M} * A(K) * G(\lambda)$$

Donde el término $G(\lambda)$ es conocido como la impronta dinámica del tren propiamente dicha, ya que es independiente de la estructura y solo depende de la distribución de cargas en el vehículo y su amortiguamiento.

Por su parte el término $A(K)$ se denomina línea de influencia dinámica y es función de la longitud, frecuencia natural y amortiguamiento del puente, así como del rango de velocidades analizadas.

2.1.6 Cálculo Dinámico mediante Integración directa en el tiempo con Interacción Vehículo-Estructura

Hasta este punto, las diferentes metodologías presentadas han considerado que las cargas transmitidas por los trenes son función del tiempo en lo que respecta a su posición, pero no a su valor, asumido como constante. Un análisis más preciso debería considerar la variabilidad de estas sollicitaciones que se produce por la existencia de sistemas de suspensión en estos vehículos, entre otros factores. Si bien es cierto que la introducción en los modelos de estos mecanismos de disipación de energía supone la obtención de resultados considerablemente menores y por tanto el emplear las metodologías anteriores está del lado de la seguridad [12].

La Instrucción *IAPF* permite consideración de la interacción vehículo-estructura por medio de dos tipos de modelos en función de su complejidad [7]. En primer lugar, se presentan los modelos completos como aquellos en los que se modelizan:

- La suspensión primaria entre ruedas y bogie, y la suspensión secundaria entre bogie y vehículo, caracterizados por su rigidez y su amortiguamiento.
- Las masas no suspendidas correspondientes a las ruedas y las masas suspendidas de la caja del vehículo.
- La geometría de bogie y del vehículo.

Por su parte se encuentran los modelos simplificados en los que la interacción vehículo-estructura solo tiene en cuenta la suspensión primaria y las masas suspendidas y no suspendidas.

2.1.7 Cálculo Dinámico con Interacción Suelo-Estructura

Las directrices establecidas en la *IAPF* permiten la modelización de los puentes ferroviarios con la consideración de apoyos de rigidez infinita que restrinjan completamente los movimientos en ciertos grados de libertad.

Sin embargo, los apoyos de las estructuras reales están conformados por pilas y estribos que a su vez se cimientan sobre el terreno subyacente, siendo conveniente su consideración en el comportamiento global del puente puesto que intervienen aportando una determinada rigidez, masa y amortiguamiento.

Se puede concluir por tanto que el terreno se presenta como un elemento significativo en la definición de la respuesta de la estructura. Su importancia ha sido ampliamente ensalzada en los últimos años, especialmente en el ámbito de las estructuras ferroviarias, con el objetivo de analizar su influencia sobre su comportamiento dinámico y la obtención de metodologías basadas en elementos finitos que incluyan dicha interacción suelo-estructura, con publicaciones tales como (Galvín, P et al 2017) [13] y (Martínez De la Concha, A. 2017) [14]

2.2 Requisitos sobre los ELS

El diseño de puentes de ferrocarril lleva consigo la obligatoriedad del cumplimiento de los Estados Límite Últimos (referentes al agotamiento o fallo de la estructura) y de Servicio (relativos a la funcionalidad del puente), que se definen en la *Instrucción IAPF*.

En el ámbito de este trabajo solo se considerarán aquellos ELS correspondientes a deformaciones y vibraciones causadas por la acción dinámica del paso del tren, que establecen limitaciones que permiten garantizar una circulación de los vehículos ferroviarios en buenas condiciones de seguridad y confort para los pasajeros.

La aceleración máxima vertical que puede experimentar el tablero se fija en 0.35g para vías sobre balasto, esto es, 3.43 m/s².

Para su obtención se realizará un cálculo dinámico mediante la metodología de integración temporal, en la que considerarán todos los *trenes de carga HSLM* para todas las velocidades de paso posibles.

2.3 Fenómeno Resonante

El comportamiento real de un puente ante el paso de un vehículo ferroviario tiene una clara componente dinámica que puede acarrear la aparición de efectos resonantes en los puentes ferroviarios y, como consecuencia, la amplificación de los desplazamientos y los esfuerzos a la que se encuentren sometidos, siendo posible que se produzcan alteraciones considerables en la vía que dificulten la circulación en buenas condiciones de seguridad. Dicho comportamiento dinámico vendrá determinado por [7]:

- El carácter móvil de la sollicitación, cuyo punto de aplicación se desplaza a lo largo del puente con una determinada velocidad.
- La acción repetitiva de los diferentes ejes del tren sobre la estructura.
- La presencia de irregularidades en la vía y en las ruedas del vehículo.

A la hora de caracterizar la respuesta dinámica de cualquier puente existen un conjunto de factores, tanto relativos a la propia estructura como a la sollicitación aplicada, que intervienen en su obtención.

Por una parte, se podrían destacar como parámetros estructurales los siguientes:

- Amortiguamiento (ζ), entendido este como la capacidad de disipación de energía por parte de la estructura y que, por tanto, hace referencia a la celeridad para retomar a la posición de equilibrio ante una determinada perturbación.

Se trata de un parámetro intrínseco a la estructura y que puede ser cuantificado para puentes en servicio mediante métodos experimentales tales como el “*Método de Decremento Logarítmico*”. En puentes de nueva construcción la propia instrucción *IAPF* establece un límite inferior para la estimación del factor de amortiguamiento ($\xi = \frac{c}{c_r} = \frac{c}{2 m w}$) en función de la tipología y de la luz de la estructura, de modo que para los modelos llevados a cabo se ha tomado siempre un valor igual al 2%:

TIPO DE PUENTE	LUZ [m]	LÍMITE INFERIOR DE ζ [%]
Puentes de acero y mixtos	$L < 20$	$0,5 + 0,125 (20 - L)$
	$L \geq 20$	0,5
Puentes de hormigón estructural	$L < 20$	$2,0 + 0,1 (20 - L)$
	$L \geq 20$	2,0

Figura 5. Factor de amortiguamiento de un puente según su luz [6]

La influencia del amortiguamiento en la respuesta dinámica adquiere un papel realmente notable cuando las frecuencias de excitación se aproximan a las frecuencias propias de la estructura. En la ilustración siguiente se muestra la representación del factor de amplificación dinámica para diferentes valores del factor de amortiguamiento, siendo evidente el efecto adverso que origina una disminución de dicho parámetro en una estructura.

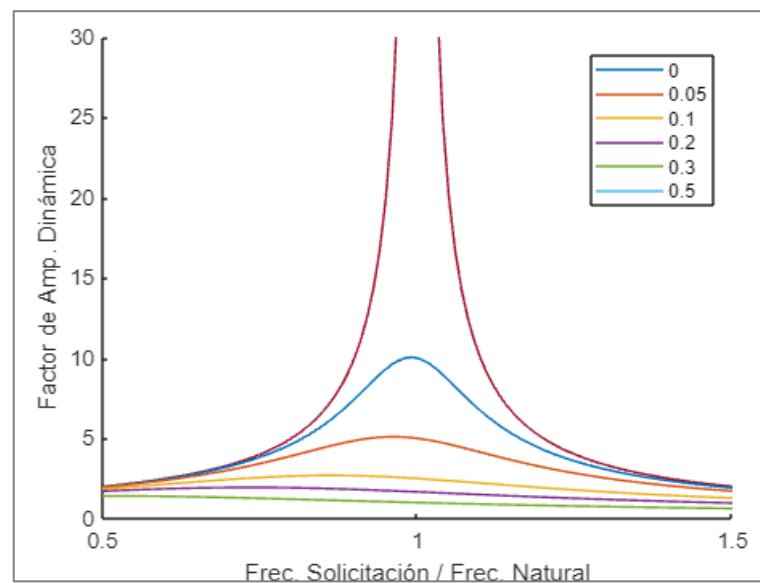


Figura 6. Factor de amplificación dinámica en función de la frecuencia natural, de excitación y del factor de amortiguamiento.

- Frecuencia natural (w_0), conocida esta como la frecuencia de vibración de una estructura ante una situación de vibración libre y ligada a su masa y rigidez.

Será necesaria la consideración de las masas no estructurales procedentes de los elementos de la superestructura como, por ejemplo, el balasto o los carriles, que incrementan el peso total del puente, pero no modifican su rigidez al carecer de funcionalidad resistente.

- Número de vanos y luces: La distribución de los apoyos en una estructura también tiene una influencia reseñable, así como la continuidad entre vanos.

Por un lado, es bien conocido que la acción actuante sobre uno de los vanos es contrarrestada por la rigidez de los vanos contiguos y, por tanto, la respuesta se ve reducida.

A su vez, el disminuir la longitud de estos vanos también tiene consecuencias desfavorables. En efecto, cuando la luz se reduce por debajo de la separación entre ejes del tren se producirá más fácilmente el acoplamiento entre el movimiento oscilatorio de la estructura y la carga aplicada. En cambio, para una situación con múltiples ejes en un mismo vano, los efectos resonantes asociados a cada carga se cancelarán parcialmente entre sí.

Por otro lado, las características de las solicitaciones tienen una relevancia de igual magnitud, puesto que de ellas dependerá el diseño del puente y la definición de los parámetros anteriores.

Las cargas aplicadas por los vehículos ferroviarios se transmiten desde los ejes hacia los carriles y posteriormente hacia la estructura resistente propiamente dicha. El movimiento del vehículo provoca que el punto de aplicación varíe en función del tiempo y de la velocidad de avance, lo cual lleva a la definición del parámetro conocido como longitud de onda:

$$\lambda = \frac{v}{f_o} \quad \text{siendo } f_o = \frac{2\pi}{w_o}$$

A su vez, la distancia entre ejes es una cualidad propia de cada tren y por tanto bien conocida. De hecho, la *instrucción IAPF* la define claramente en su *Apéndice C* acerca de las características de los diferentes trenes de carga a emplear para el análisis dinámico.

Por consiguiente, para un determinado puente ferroviario con una frecuencia natural f_o , se puede afirmar que los efectos resonantes en la estructura ante el paso de un tren con un espaciamiento entre ejes d_k , se podrán esperar para una velocidad de paso tal que:

$$\lambda = \frac{v}{f_o} = \frac{d_k}{i} \quad \text{con } i = 1, 2, \dots$$

De esta forma, la anterior expresión determina un compendio de velocidades críticas para las cuales la respuesta del puente se amplifica y los esfuerzos a los que se ve sometido alcanzan sus valores pico.

La igualdad planteada en dicha ecuación se interpreta a partir de su explicación física: la solicitación de un vehículo ferroviario se puede descomponer en las N-cargas transmitidas por los N-ejes, que se suceden con un desfase temporal igual al periodo de la solicitación ($T = d_k/v$). Por ello, cuando los periodos (o frecuencias) coinciden se produce un acoplamiento de las respuestas causadas por cada eje, provocando una amplificación de la respuesta global de la estructura que se conoce como resonancia.

Un razonamiento análogo al anterior para el caso de puentes de nueva construcción podría llevar a concluir que, para unos trenes de carga concretos con sus espaciamientos entre ejes y una velocidad máxima definida por el trazado de la vía, el dimensionamiento dinámico del puente consistiría, a grosso modo, en la elección de una sección estructural y de un material tales que posibiliten que la frecuencia natural de la estructura (f_o) se aleje de las frecuencias de la solicitación (f_D); y en la comprobación de que, en aquellos casos en los que los fenómenos resonantes adquieran cierta magnitud, la amplificación de los esfuerzos pueda ser asumida por la estructura sin que se vean menguadas las condiciones óptimas de seguridad y confort del pasajero [15].

Ejemplo 1. En el ejemplo de aplicación que se introdujo en el apartado 1.3. se modelizó el paso de un tren de carga A3 a una velocidad de 280 km/h sobre una estructura isostática de 20 metros de longitud y cuya primera frecuencia natural es 3.93 Hz. Dicho tren presenta una separación entre ejes también igual a 20 metros.

Se puede comprobar que el cociente de la velocidad entre la frecuencia natural da lugar a una longitud de onda prácticamente igual a 20 metros, lo cual explicaba la aparición de una deformación tan elevada en la estructura. De hecho, si se representa la flecha máxima en función de la velocidad de paso se puede corroborar que una velocidad de paso de 140 km/h da lugar a efectos resonantes, aunque de mucha menor magnitud puesto que se corresponde con la mitad de la distancia entre ejes.

$$\lambda = \frac{v}{f_0} = \frac{280 \frac{\text{km}}{\text{h}} * 1000/3600}{3.93 \frac{1}{\text{s}}} = 19.77 \text{ m} \approx 20 \text{ m}$$

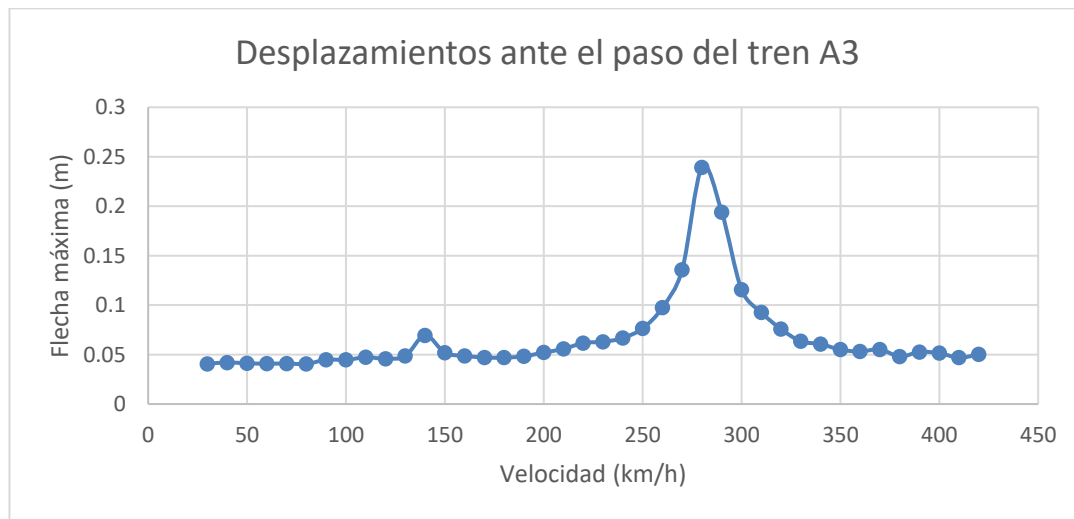


Figura 7. Flecha máxima ante el paso del tren A3 a diferentes velocidades.

3 MODELIZACIÓN

Como se ha comentado en el apartado anterior, la respuesta dinámica y en particular los posibles efectos resonantes en una estructura dependen en gran medida de las características mecánicas de esta, que determinarán su frecuencia natural.

A fin de llevar a cabo un estudio comparativo de la respuesta ante el paso de un vehículo ferroviario, se ha procedido a modelizar las siguientes tipologías de puentes:

- Puente de sección cajón monocelular.
- Puente losa con aligeramiento.
- Puente de vigas con sección “Doble T”.
- Puente de vigas con sección artesa.

En todos ellos se ha considerado un hormigón HA-40 y una morfología longitudinal constituida por una viga continua en 3 vanos, de forma que la luz de los vanos extremos se corresponde con el 75 % de la luz del vano central. Con el objetivo de analizar también la influencia de la luz del puente y corroborar la amplificación de la respuesta en luces más cortas, los modelos se repitieron para diferentes longitudes totales:

Longitud del Puente (m)	Luz del Vano Central (m)	Luz del Vano Extremo (m)
112	45	33.5
88	35	26.5
62	25	18.5
50	20	15
38	15	11.5

Tabla 2. Longitudes de los puentes analizados.

Asimismo, para las dos últimas tipologías de puente mencionadas, el estudio se ha completado con sendos modelos del vano central de forma independiente, constituyendo estos una mejor aproximación a los puentes reales tipo viga que suelen presentar una discontinuidad entre vanos.

Por otra parte, el hecho de incrementar la longitud del puente lleva asociado un aumento del peso y, por tanto, la necesidad de un ajuste conveniente de la rigidez a flexión de la estructura, que se logrará mediante una variación de los cantos de las diferentes secciones estructurales tal que se cumpla siempre con una misma relación de esbeltez (canto/luz). Un mayor detalle acerca la morfología transversal se expondrá en los apartados relativos a cada tipología de puente.

Finalmente, cabe destacar que el análisis dinámico de los diferentes puentes se llevará cabo siguiendo la metodología conocida como “Barrido de Velocidades”, por la cual se examinará la situación de carga más desfavorable para el conjunto de trenes patrón definidos en la *IAPF* mediante un estudio de la respuesta dinámica ante velocidades de paso variables que comprenden entre los 20 km/h (situación cuasiestática) y un límite superior igual a 1.2 veces la velocidad máxima de proyecto, en intervalos de 10 km/h [7]

La obtención de los resultados en cuanto a desplazamientos y aceleraciones máximas se llevará a cabo en un punto del tablero situado en la sección central y bajo el eje del carril cargado.

3.1 Modelización de las Cargas

Las solicitaciones consideradas en los diferentes modelos se pueden clasificar en 3 grupos generales:

- Por un lado, se encuentra el peso propio de la estructura que se calcula directamente a partir del peso específico del material constituyente del puente (Hormigón con $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$) y que constituye la carga muerta de mayor magnitud, llegando incluso a representar porcentajes de hasta el 80%-90% sobre las solicitaciones totales.

Este hecho justifica la afirmación de que el objetivo fundamental durante el diseño de un puente es la disposición óptima del material, dimensionando para ello una sección estructural que aporte la suficiente capacidad resistente como para asegurar el cumplimiento de los Estados Últimos, pero que al mismo tiempo presente la cantidad mínima de material y, por consiguiente, el mínimo peso propio.

- Asimismo, la vía lleva consigo un conjunto de elementos de instalaciones complementarias que hacen posible la circulación del tren. Estos se encuentran incluidos en el *capítulo II de la Instrucción IAPF* y deben ser considerados en los modelos de los puentes como masas no estructurales, erradicando su importancia en el hecho de que suponen un incremento de la masa de la estructura, pero no de su rigidez, con la consiguiente alteración del análisis modal.

Para la determinación de los valores característicos de estas cargas, que posteriormente se transformaran en los diversos modelos a masas modales, se ha tomado una plataforma patrón definida en el documento *IGP-5 de ADIF* [16]. De esta forma queda definida la morfología transversal de la superestructura por una plataforma de 14 metros de ancho, con una doble vía sobre balasto para ambos sentidos de la circulación y cuyos ejes se encuentran a 2.35 metros del eje longitudinal del puente.

Los elementos que componen dicha plataforma son, por tanto, la capa de balasto, los muretes guardabalasto, las traviesas y carriles, el cableado eléctrico, las piezas de borde, una pantalla acústica y una barandilla. Su disposición queda reflejada en la siguiente ilustración. Por simplicidad en los modelos, no se ha considerado la existencia de postes de electrificación, cuyas características y localización a lo largo del puente presentan una enorme variabilidad en las vías reales.

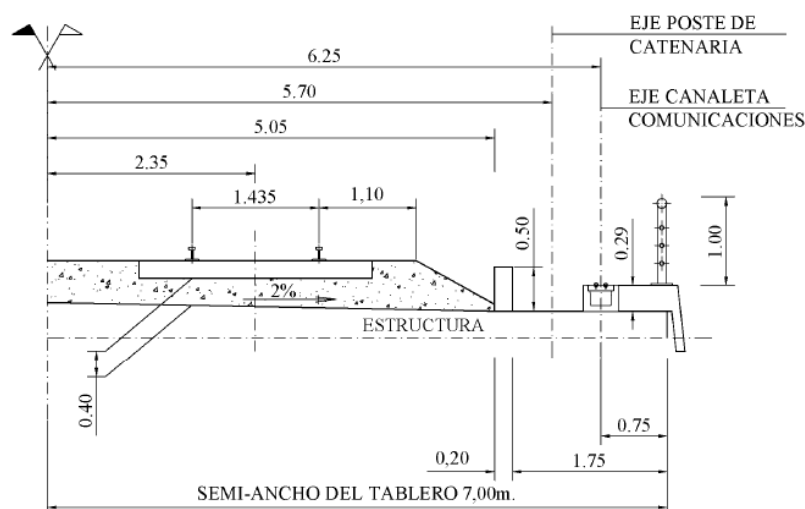


Figura 8. Esquema de la plataforma ferroviaria y sus elementos [14].

Se describen a continuación las características del conjunto de cargas que intervienen en los modelos:

- a) Balasto: Se considerará una capa de balasto como apoyo de las traviesas con un ancho de 10.1 m, un peso específico de 18 kN/m³ y un espesor, que se supone constante e igual a 50 cm.
- b) Muretes Guardabalasto: Se trata de dos piezas de hormigón que se sitúan a ambos laterales de la banqueta de balasto con el objetivo de retenerlo y mantener la integridad de la capa. Presentan unas dimensiones de 0.5x0.2 m² y una excentricidad de 5.15 m respecto al eje del tablero.
- c) Pantalla acústica, que se coloca en uno de los lados de la plataforma, con una altura de 2.5 m y que supone una carga distribuida de 0.343 kN/m.
- d) Barandilla: Sistema de protección que se ejecuta sobre las piezas de borde en el lado contrario a la pantalla, compuesto por perfiles metálicos IPN-100 cada 2 m y de 1 m de altura, a los cuales se sueldan 3 perfiles tubulares de Ø50 y uno superior de Ø100. De este modo la carga distribuida equivalente de la barandilla se establece en 0.257 kN/m.
- e) Canaletas y Cableado, para los cuales se adopta un peso por unidad de longitud de 3 kN/m [16].
- f) Traviesas, Carriles y elementos de sujeción, definidos todos para un ancho de vía internacional de 1435 mm y que se modelizan con una carga equivalente de 6.4 kN/m distribuida a lo largo del eje de cada vía [16].
- g) Piezas de Borde, dispuestas a ambos extremos del tablero convenientemente ancladas y con un peso por unidad de longitud de 7.51 kN/m.

CARGAS MUERTAS APLICADAS SOBRE LA PLATAFORMA

1. BALASTO			2. MURETE GUARDABALASTO		
		Carga (kN/m)			Carga (kN/m)
Peso Específico (kN/m ³)	18	90.90	Peso Específico (kN/m ³)	25	2.5
Espesor (m)	0.5		Altura (m)	0.5	
Ancho (m)	10.1		Ancho (m)	0.2	
Excentricidad (m)	0		Excentricidad (m)	5.15	

3. PANTALLA ACÚSTICA			4. BARANDILLA		
		Carga (kN/m)		Peso (kg/m)	Carga (kN)
Densidad (kg/m ³)	100	0.343	IPN-100 cada 2 m	8.3	0.081
Peso Específico (kN/m ³)	0.98 1		Tubo Ø100 e=5 mm	11.7	0.230
Espesor (m)	0.14		3 x Tubo Ø50 e=3 mm	3.43	0.202
Altura (m)	2.5		Carga Distribuida Equivalente (kN/m)	0.257	
Excentricidad (m)	6.9		Excentricidad (m)	6.9	

5. CONDUCTOS Y CABLEADO		Carga (kN/m)
Peso Específico (kN/m ³)	3	3
Excentricidad (m)	6.25	

7. PIEZA DE BORDE		Carga (kN/m)
Área (m ²)	0.30	7.513
Excentricidad (m)	6.91	
Peso Específico (kN/m ³)	25	

6. TRAVIESAS Y CARRIL		Carga (kN/m)
Traviesas (kN/m)	5.2	6.4
Carril (kN/m)	1.2	
Excentricidad (m)	2.35	

Tabla 3. Definición de las cargas muertas actuantes sobre la plataforma.

Para algunos de los puentes analizados ha sido necesario la distribución de la carga sobre los elementos que componen el correspondiente modelo. En los casos en el que la sollicitación se debía repartir sobre varios elementos se calculó la parte proporcional a cada uno, obtenida a partir de su proyección sobre el tablero, que se ejecutó con una relación 1H:4V de acuerdo con lo estipulado en la *IAPF*:

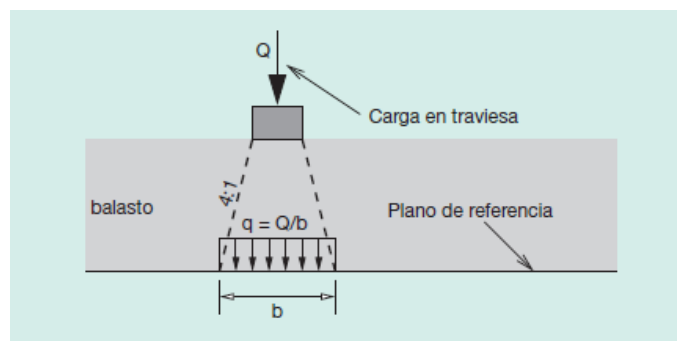


Figura 9. Reparto de la carga desde la traviesa hasta la plataforma [8].

Por su parte la carga dinámica aplicada también se podrá distribuir longitudinalmente a lo largo de 3 traviesas contiguas, de forma que la pieza central absorba el 50 % de la carga y las dos externas el 25% restante, considerándose una separación entre traviesas de 60 cm [8].

- Tren de Cargas Móviles

El análisis dinámico de los puentes objeto de estudio debe dar lugar a la obtención de la envolvente de las respuestas de todos los posibles trenes que tengan previsto su paso por la estructura. Por ello, en el *Apéndice C de la IAPF* se establece la obligatoriedad del uso de los modelos de carga HSLM para el diseño de puentes en vías de alta velocidad, con los cuales se garantiza el tener cubierto los efectos dinámicos que puedan producir para los trenes reales actuales.

Más concretamente, el "Tren Dinámico Universal-A" será el empleado en los modelos expuestos en este trabajo puesto que resulta de aplicación para luces superiores a los 7 metros. Consta de un conjunto de 10 trenes de carga de tipo articulado con dos locomotoras en cada extremo, que se diferencian en el número de coches de pasajeros que lo constituyen, la carga por eje transmitida a través de las ruedas y el espaciamiento longitudinal entre dichos ejes [8].

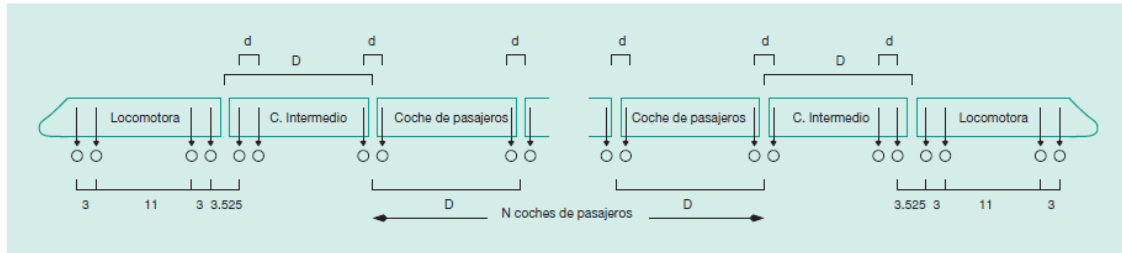


Figura 10. Definición geométrica de los trenes dinámicos universales tipo A [8].

Los valores de dichos parámetros a partir de los cuales quedan definidos las 10 clases de trenes se presnetan en la próxima tabla:

TREN	NÚMERO DE COCHES DE PASAJEROS	LONGITUD DEL COCHE	DISTANCIA ENTRE EJES DE UN BOGIE	CARGA NOMINAL POR EJE	Longitud del comboy
	N	D (m)	d (m)	P (kN)	(m)
A1	18	18	2.0	170	401.05
A2	17	19	3.5	200	402.05
A3	16	20	2.0	180	401.05
A4	15	21	3.0	190	398.05
A5	14	22	2.0	170	393.05
A6	13	23	2.0	180	386.05
A7	13	24	2.0	190	401.05
A8	12	25	2.5	190	391.05
A9	11	26	2.0	210	379.05
A10	11	27	2.0	210	392.05

Tabla 4. Definición de los 10 trenes HSLM tipo A [8].

Retomando el razonamiento del capítulo acerca del fenómeno resonante, se puede concluir que los análisis dinámicos contemplarán todas las posibles combinaciones de carga, es decir, todas las composiciones de velocidad de paso y espaciamento que puedan provocar fenómenos de resonancia para una estructura con unas frecuencias naturales conocidas. Esto es, para cada tipología de puente se introducirán 410 situaciones de carga distintas (10 trenes de carga con 41 velocidades de paso diferentes para cada uno) por medio de las llamadas “Time History Function” de *MIDAS*.

La sollicitación de un vehículo ferroviario consiste consecuentemente en una carga puntual que se aplica repetidamente sobre un mismo punto y cada un cierto intervalo de tiempo que depende de la velocidad de paso. Para la modelización de este tipo de cargas en un modelo de elementos finitos se sigue la metodología conocida como “escalones de carga”, según la cual se deben crear una serie de nodos con separaciones cada metro y que representan el eje del carril cargado.

Tomando un extremo del puente como posición inicial del primer eje del tren, básicamente a los nodos se le asigna una determina sollicitación en función del tiempo $P(t)$ que varía linealmente en una longitud de dos metros y toma valor máximo en su pico. De este modo, sobre un nodo de la estructura solo actuará la carga ferroviaria

para los intervalos de tiempo en los que exista un eje del tren entre el nodo anterior y posterior.

En las ilustraciones siguientes se puede observar una representación gráfica de los escalones de carga junto a la “Time History Function” correspondiente al tren de carga A-3 para una velocidad de 200 km/m y un vano de 20 metros, y en la que la mayor concentración de pulsos en las partes inicial y final se debe al paso de las locomotoras del vehículo. La segunda imagen permite resaltar el reparto de la carga del tren longitudinalmente en las traviesas de la vía, de forma que el valor pico que se alcanza (126 kN) viene dado por la contribucion de la traviesa central y las extremas.

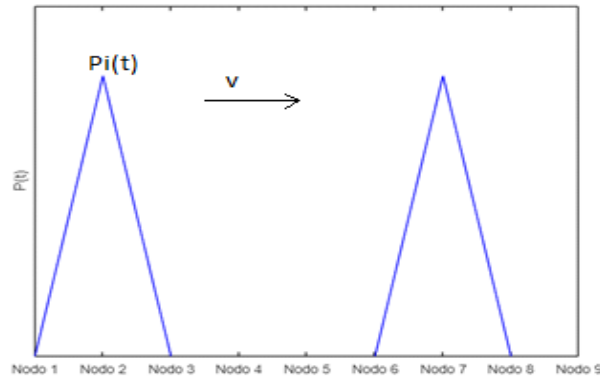


Figura 11. Representación gráfica de la carga dinámica aplicada por un tren.

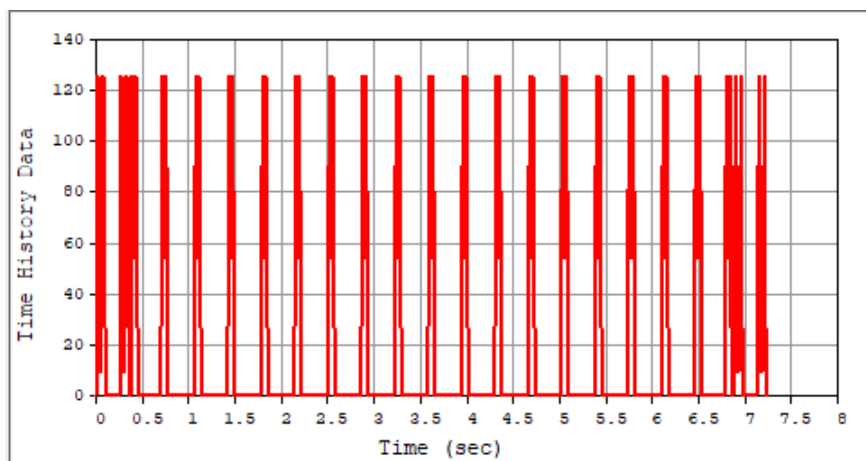


Figura 12. “Time History Function” para el tren dinámico A3 en un vano de 20 metros.

Para la definición de estas funciones de carga se ha hecho uso de una hoja Excel en la que se introducen los datos relativos a cada estructura en cuanto a designación de los nodos de aplicación de la sollicitación ferroviaria, el amortiguamiento y el número de modos a estudiar para la obtención de la respuesta dinámica. Asimismo, se establece una duración de estudio igual al 120% del tiempo de paso, de forma que se contemple además la parte en la que únicamente algunos de los ejes se encuentran sobre el puente e incluso la situación en condiciones de vibración libre.

3.2. Puentes de Sección Cajón

Se ha llevado a cabo la modelización de 5 puentes de sección cajón monocelular con una morfología longitudinal constante en la que no varía ni el canto ni la inercia, a excepción de las secciones correspondientes a los estribos de los extremos y las pilas intermedias en las que se introducen sendos diafragmas macizos con un aligeramiento rectangular. La longitud total de la estructura se divide en 3 vanos que sigue la ya mencionada distribución de luces 75%-100%-75%.

Las características geométricas que definen la sección estructural son:

- Ancho total de 14 metros con dos alas en voladizo de 3.5 metros cada una, lo cual deriva en que el cajón intermedio tiene un ancho de 7 metros, en una distribución 25%-50%-25%.
- La losa superior tiene un espesor variable entre los 20 cm de la parte externa hasta los 35 cm en el eje central de la sección.
- Espesor de las almas constante para todos los modelos e igual a 50 cm.
- La losa inferior cuenta con un espesor de 24 cm.
- Por su parte, el canto total de la sección depende de la luz del puente en cuestión, de forma que se cumpla siempre con la misma relación de esbeltez $L/c=14.2$ (establecida a partir de la referencia del viaducto de Rielves [17]):

Luz Vano Central (m)	Canto (m)	Altura Aligeramiento(m)
15	1.06	0.50
20	1.42	0.66
25	1.77	0.82
35	2.47	1.25
45	3.18	1.6

Tabla 5. Canto y altura del aligeramiento en los modelos de sección cajón.

El uso de este tipo de secciones tiene como mayores ventajas la gran capacidad para soportar los momentos tanto positivos como negativos, la gran rigidez a torsión aportada por la condición de sección cerrada y, por tanto, una considerable facultad para hacer frente a cargas excéntricas como son las cargas ferroviarias [18]

3.2.1 Particularidades del Modelo de Sección Cajón

Para los puentes de sección cajón se han efectuado modelos unidimensionales con elementos de 1 metro de longitud y con la creación de dos tipos de secciones estructurales: secciones huecas y diafragmas.

La consideración de las condiciones de contorno se realizó mediante la introducción de nodos auxiliares en la base de las secciones macizas situadas en los cuatro apoyos de las estructuras, de modo que queden localizados a 0.75 m de la cara externa de las almas. Se restringe el movimiento vertical en todos los nudos creados, en una fila longitudinal compuesta por 4 nudos se elimina también la libertad de desplazamiento en dirección transversal y, finalmente, impidiendo el desplazamiento longitudinal en uno de los nudos de los estribos se imposibilita el movimiento de las estructuras como mecanismo.

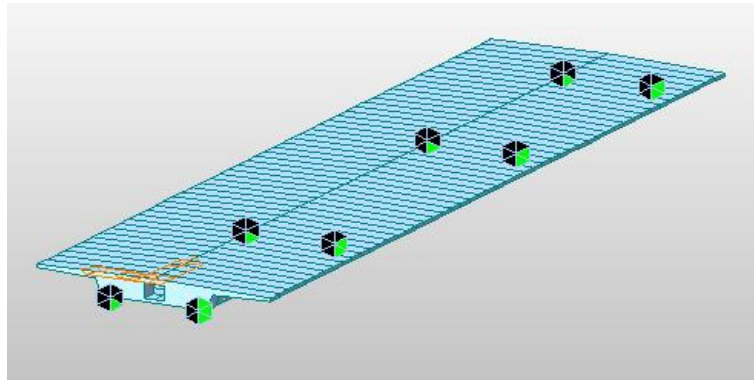


Figura 13. Modelo junto a los apoyos para el puente de 20 metros de luz central.

La operación se completa mediante la definición de los llamados “Rigid Links” que conectan dichos nudos con el correspondiente nudo superior de la estructura, de forma que queden restringidos los desplazamientos relativos entre los mismos y se conceda a los diafragmas un movimiento como sólido rígido.

Por otra parte, las cargas muertas presentes en la plataforma se introducen como cargas por unidad de longitud para cada uno de los elementos definidos. El objetivo real de la introducción de estas solicitaciones es su consideración en la matriz de masa (M) de la estructura, para lo cual lleva a cabo su transformación en masa modales mediante la herramienta “Load to Masses” de *MIDAS*.

Para la consideración de las cargas dinámicas debido al paso del tren, se procede a la creación de nudos adicionales situados a 2.35 metros del eje longitudinal del puente y con separaciones cada metro. De nuevo, para solidarizar los desplazamientos de estos nuevos nudos con los de la estructura, se ejecutan los respectivos “Rigid Links” con los nudos contiguos de cada sección.

3.3 Puentes Tipo Losa

Para las mismas 5 longitudes de los puentes se han repetido los modelos con el empleo en este caso de una sección tipo losa que presenta 3 aligeramientos circulares. La morfología longitudinal sigue siendo constante a lo largo de los 3 vanos, mientras que transversalmente se pueden destacar las siguientes características:

- El ancho total de la plataforma es de 14 metros con dos alas en voladizo de 3.70 metros cada una, lo cual significa que el ancho restante de la zona intermedia es de 6.6 metros.
- La losa superior tiene un espesor variable, incrementándose desde los 20 cm de la parte externa hasta los 50 cm en el comienzo de las alas de la sección. A lo largo de la cara superior la plataforma se ejecuta con un bombeo del 2%.
- Los aligeramientos presentan un diámetro variable en función del canto de la sección y se distribuyen tal que el aligeramiento central se sitúa en el eje longitudinal de la sección y guardando el mismo recubrimiento con las caras superior e inferior. Los otros dos aligeramientos se localizan en la misma cota que el central y con una distancia del eje longitudinal igual a 90 cm a cada lado.
- Por su parte, el canto total de la sección depende de la luz del puente en cuestión, de forma que se cumpla siempre con la misma relación de esbeltez $L/c=15.8$ [19]:

Luz Vano Central (m)	Canto (m)	Ø Aligeramiento(m)
15	0.85	0.60
20	1.27	0.93
25	1.58	1.16
35	2.22	1.40
45	2.85	1.40

Tabla 6. Canto y diámetro del aligeramiento en los modelos de sección tipo losa.

Los puentes losa suelen ejecutarse por hormigonado in situ, lo cual permite una gran adaptabilidad para acoplarse al trazado de la vía y favorece el diseño de puentes contiguos que logran disminuir los momentos flectores en la estructura.

La incorporación de aligeramientos se debe a la idea de lograr una reducción del peso global, que se erige como la solicitud más importante. En particular, los aligeramientos cilíndricos suponen un peso y una rigidez mayor que con aligeramientos prismáticos, pero al mismo tiempo favorecen el hormigonado de la sección. Asimismo, los espesores resultantes entre dichos aligeramientos y las caras externas de las secciones suelen ser suficientes como para que no se produzcan agotamientos por cortante en las almas o por punzonamiento en los apoyos [18].

3.3.1 Modelo de Emparrillado

Los puentes losa presentan un comportamiento que se puede asimilar al de una placa bidimensional, en la que las cargas aplicadas se distribuyen por medio de esfuerzos en ambas direcciones. En cuanto a la incorporación de aligeramientos se puede establecer un límite en su área igual al 60% del área total de la sección, de modo que si no se supera se asume que los aligeramientos no tienen una gran influencia en la rigidez de la sección y, por tanto, el tablero sigue presentando un comportamiento como placa. En cambio, para aligeramientos superiores el comportamiento se asemeja más al de una sección cajón multicelular.

El estudio de esta tipología de puentes se puede llevar a cabo con modelos de elementos finitos que representen el comportamiento longitudinal y transversal de la estructura. Sin embargo, existen modelos más simplificados como son los llamados “modelos de emparrillado”, que consisten en la discretización del tablero en un conjunto de vigas longitudinales que concentren la rigidez longitudinal del mismo y una serie de vigas transversales con una función análoga. Sin embargo, cabe destacar que se pretende modelizar el comportamiento de un elemento bidimensional con elementos unidimensionales, entre los cuales existen algunas diferencias evidentes. En primer lugar, la naturaleza de una placa exige que los torsores y curvaturas en las direcciones ortogonales de un elemento de esta sean idénticas, lo cual no tiene por qué cumplirse en un entramado de barras. Además, los momentos en elementos unidimensionales dependen únicamente de la curvatura en la misma dirección, mientras que la ecuación de equilibrio de una placa pone de manifiesto la interferencia entre las curvaturas en direcciones ortogonales.

No hay que olvidar que se tratan de modelos simplificados que permiten obtener resultados aproximados del comportamiento del tablero, pero suficientemente precisos, especialmente al estudiar efectos globales como la flexión longitudinal del puente bajo las cargas dinámicas de los trenes. En contraposición, los análisis locales de, por ejemplo, los puntos de aplicación de cargas puntuales alcanzan una mayor dispersión respecto a la respuesta real.

Una buena modelización de tablero llevaría a que ambas estructuras presenten una deformación similar ante la misma situación de carga. Además, los esfuerzos calculados para las barras unidimensionales deberían coincidir con las resultantes de las tensiones en las partes del tablero que cada barra representa.

Las bases teóricas que rigen la creación del emparrillado son [20]:

- La disposición de las barras que componen el emparrillado debe tener en cuenta la distribución de las fuerzas y tensiones en el tablero original, así como la presencia de elementos tales como diafragmas o vigas en puentes mixtos o puentes de vigas rectas. En este sentido se colocarán además barras

longitudinales que pasen por los apoyos del tablero y en los ejes de las almas de las secciones para contemplar el flujo de tensiones tangenciales que se produce en la estructura real.

- Separación uniforme de las barras tanto longitudinales como transversales salvo en puntos críticos de la estructura como las zonas de los apoyos o puntos de aplicación de la carga, en los que se puede densificar su número para plasmar de forma más precisa la respuesta estructural.
- En general, para puentes rectos las barras del emparrillado se colocarán en ángulos rectos.
- Las cargas distribuidas sobre el tablero a lo largo del ancho correspondiente a cada barra se modelizan como cargas concentradas en los elementos del emparrillado.
- Para modelizar correctamente el puente real, las barras transversales llevarán asociada una rigidez equivalente y un peso nulo (la masa total de la estructura ya está contemplada con las vigas longitudinales).
- Al representar la estructura real mediante barras longitudinales y transversales adquiere una gran importancia la situación de los centros de gravedad en el modelo para el cálculo de los esfuerzos, y que estos se asemejen los más posible a los esfuerzos reales.

Efectivamente, cuando se divide la sección estructural en un conjunto de vigas longitudinales (sirva de ejemplo una pasarela con dos vigas doble T que sustentan un tablero superior), cada una de ellas presentará un centroide propio que no tiene por qué coincidir con el eje principal de la sección original. En la modelización se debe procurar mantener la posición real de los elementos generados, introduciendo para ello los “offsets” necesarios.

De esta forma, cuando se somete a un emparrillado a flexión simple, un criterio para su verificación será la comprobación de que las barras que lo componen soporten esfuerzos axiales. Esto es, aquellos elementos que tengan un centro de gravedad por encima del de la sección estructural estarán completamente en compresión para un momento positivo y viceversa. En la siguiente imagen se ilustra precisamente ese hecho con la representación de los diagramas de axil para el caso del puente losa de 88 metros de longitud total.

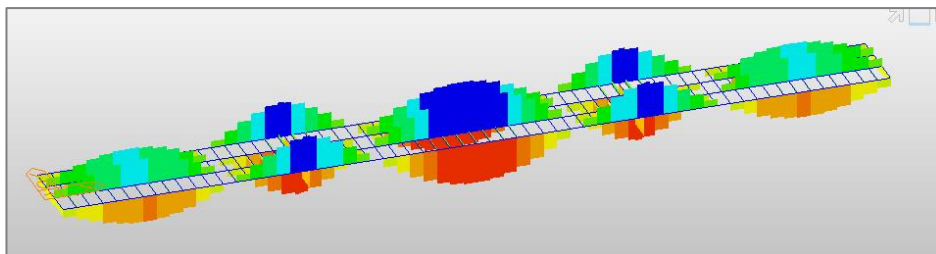


Figura 14. Diagramas de axiles en el modelo de sección losa y 50 metros de longitud.

3.3.2 Particularidades del Modelo del Puente Losa

El modelo de emparrillado del puente losa está conformado por:

- Cuatro vigas longitudinales constituidas por las regiones existentes entre los aligeramientos del puente con elementos cada 1 metro. Las dos centrales están constituidas por una sección tipo PSC-MID mientras que las 2 externas consideran las alas del tablero y presentan una sección tipo PSC-HALF.
- Un entramado de vigas transversales con separaciones cada metro y a las que se les asigna una sección tipo I genérica y un material de peso cero. Para los elementos correspondientes a los apoyos se introducen secciones rectangulares de 1 metro de ancho y una altura igual a canto.

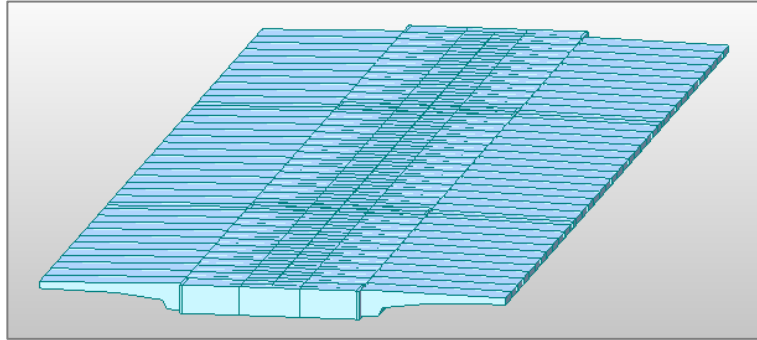


Figura 15. Modelo de puente losa con una longitud de 50 metros.

En cuanto a las rigideces de las vigas resultantes se pueden realizar las siguientes consideraciones [20]:

- Para el caso de flexión longitudinal, la resultante de las tensiones normales en las vigas longitudinales se aproxima con bastante exactitud a la distribución real del tablero. En cambio, para el cortante que aparece como consecuencia de esa tensión, los flujos de tensiones tangenciales a lo largo de las almas dependen en gran medida del área a cortante considerada, es decir, de cómo se lleven a cabo los cortes en el puente losa real. Los resultados calculados ganarán exactitud si los centros de gravedad de las vigas longitudinales se acercan al eje principal de inercia de la sección real, lo cual se puede lograr realizando las divisiones tal que todas las vigas presenten áreas similares de la losa superior e inferior.
- Para la flexión transversal en secciones multicelulares se debe introducir una inercia equivalente que se asociará a las vigas transversales del modelo y que sigue la siguiente expresión:

$$I_t = \frac{h^2 d' d''}{(d' + d'')} \text{ por unidad de longitud}$$

Donde h es la distancia entre los centros de ambas losas mientras que d' y d'' son respectivamente los espesores entre el aligeramiento y la cara superior e inferior.

- Una sección multicelular sometida a torsión experimenta un flujo de tensiones tangenciales a lo largo de las losas y almas, especialmente sobre el perímetro externo. La misma situación en el caso de un emparrillado es resistida a través de la aparición de momentos torsores en las barras longitudinales y de cortantes de signo contrario a cada lado del emparrillado que representan el flujo de tensiones tangenciales en las almas y que deben equilibrarse con sendos torsores también en las barras transversales.

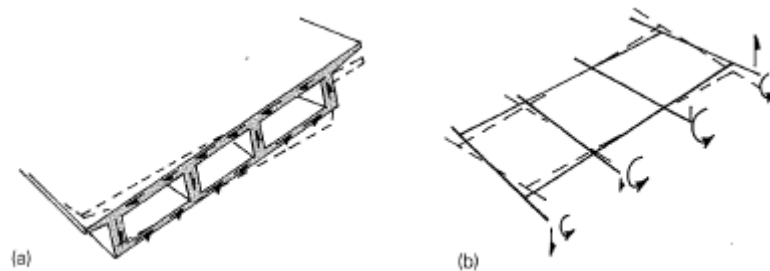


Figura 16. Tensiones tangenciales en la sección real y esfuerzos equivalentes en el modelo de emparrillado [20].

Para la inercia a torsión se obtiene un valor equivalente a aplicar en los elementos transversales:

$$I_{xx} = \frac{2 h^2 d' d''}{(d' + d'')} = 2 I_t$$

Siendo el valor anterior la mitad de la constante de torsión de St. Venant de una sección hueca. En efecto, se demuestra que, en un modelo de emparrillado equivalente, la mitad de la contribución a

torsión es aportada por los elementos longitudinales y la otra mitad por los cortantes verticales, esto es, por las barras transversales.

- Por tanto, las rigideces equivalentes que se introducen para los elementos transversales en los distintos modelos son:

Luz Vano Central (m)	c (m)	d' (m)	d''(m)	It (m4)	Ixx (m4)
15	0.73	0.13	0.13	0.0346	0.0693
20	1.10	0.17	0.17	0.1029	0.2057
25	1.37	0.21	0.21	0.1971	0.3941
35	1.81	0.41	0.41	0.6716	1.3432
45	2.13	0.72	0.72	1.6333	3.2666

Tabla 7. Inercia a flexión y torsión para los elementos transversales del modelo de emparrillado.

Por otro lado, se crean nodos adicionales para la introducción de las condiciones de contorno en el modelo, que serán análogas a las definidas para los modelos de sección cajón con el objetivo de evitar el movimiento como mecanismo de la estructura.

La introducción de las masas modales se lleva a cabo por medio de un reparto de la carga sobre las 4 vigas longitudinales, de forma que a cada una le corresponda la parte de la sollicitación que gravita sobre la zona del tablero asociada. Esto es, las cargas externas tales como el peso de las piezas de borde se concentrarán plenamente en los elementos exteriores, por su parte la carga muerta del balasto se distribuye en los 4 elementos.

Para la introducción de las cargas ferroviarias se sigue un procedimiento análogo, sabiendo que la carga se reparte en el ancho de la traviesa y de aquí al tablero con una relación 1H:4V. Finalmente, se introduce la sollicitación dinámica sobre los nudos que se encuentran bajo el carril cargado (sin necesidad de la creación de nudos adicionales), asociando a cada elemento longitudinal la carga proporcional a la proyección sobre su parte del tablero. Queda definida con una distribución del 70% para la viga externa y un 30% para los elementos longitudinales contiguos.

3.4 Puentes de Sección Doble T

Los modelos de sección doble T se han calculado considerando la continuidad y discontinuidad de las vigas en los dos apoyos centrales a fin de comparar los resultados. Las características de la sección transversal son:

- Cada puente está constituido por 5 vigas doble T sobre las cuales se encuentra un tablero con canto variable: 30 cm en la parte externa hasta los 42 cm en eje longitudinal de la sección, con un bombeo del 2% en la cara superior.
- Las vigas se encuentran separadas una distancia de 2.8 metros en una disposición simétrica respecto al eje central, de modo que existe una pequeña parte del tablero en voladizo de 70 cm a cada lado.
- Las vigas de todos los puentes presentan un alma superior de 1.4 metros de ancho, un alma inferior de 1 metro y un alma de 20 cm. Los espesores de las almas van incrementándose desde los 7 cm y los 11 cm respectivamente hasta la unión con el alma.
- La longitud del alma, y por tanto el canto total de la sección, dependen de la luz del vano central del puente en cuestión, manteniéndose siempre una misma relación $\text{canto}/\text{luz}=13.2$ (tomando como referencia el viaducto Arroyo Bracea II [21]).

Luz Vano Central (m)	Canto (m)
15	1.14
20	1.45
25	1.76
5	2.39
45	3.01

Tabla 8. Canto de las secciones estructurales doble T

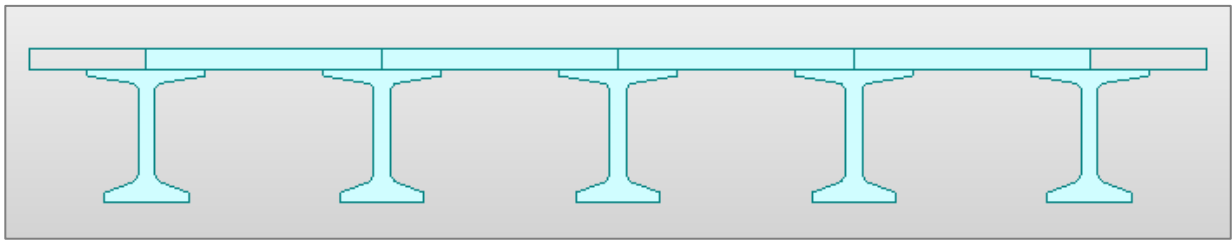


Figura 17. Sección transversal del modelo del puente de vigas con sección doble T de 25 metros de luz central.

La idea de que la mayor carga actuante sobre un puente es el peso propio se ha puesto de manifiesto en este escrito en numerosas ocasiones. Para soportar la flexión longitudinal se puede recurrir a puentes losa como los modelizados en el apartado anterior, en los que la rigidez longitudinal se distribuye en todo el ancho del tablero, o a puentes de vigas, en las que dicha rigidez se concentra en ciertas líneas paralelas simplemente aumentando su canto. La primera ventaja que se deduce es una reducción de material y de peso, así como una mayor facilidad constructiva que se materializa en el empleo de vigas prefabricadas. La separación transversal de las vigas vendrá determinada por la magnitud de las solicitaciones y la rigidez de la losa superior, así de la existencia o no de elementos de arriostramiento [18]

3.4.1 Particularidades del Modelo de Sección Doble T

El puente de vigas doble T se puede modelizar mediante un modelo de emparrillado bastante evidente, conformado por las 5 vigas doble T que se colocan longitudinalmente con elementos cada metro y por vigas transversales de un metro de ancho que representan la losa superior del puente e igualmente con peso nulo.

El tablero del puente es el encargado de resistir la flexión transversal y las vigas que lo representan proporcionan una resultante de tensiones normales bastante aproximada la real, por lo que no es necesario modificar su inercia a flexión.

En cambio, no ocurre lo mismo para la inercia a torsión. En efecto, el flujo de tensiones tangenciales en el tablero debido a un momento torsor se distribuye a lo largo de todo el perímetro externo de forma que las resultantes horizontales y verticales son del mismo orden. Al dividir el tablero en un conjunto de vigas longitudinales, éstas solo soportan las tensiones tangenciales horizontales, por lo que se introducirá una inercia equivalente de torsión igual a la mitad de la inercia real de la sección introducida [20].

Por otro lado, la introducción de las cargas muertas se realiza en esta ocasión en los elementos transversales que representan el tablero del puente, para posteriormente transformarlas en masas modales. Las cargas de ferrocarril se asocian, de forma análoga a los puentes losa anteriores, en los nudos ya creados correspondientes a la segunda y tercera viga longitudinal (tomando como referencia el lateral donde se encuentra la pantalla acústica), de modo que la distribución queda en un 85.1% y un 14.9% respectivamente.

3.5 Puentes de Sección Artesa

Otra sección estructural de gran aplicación en los puentes de ferrocarril es la sección de viga artesa. Se repiten los modelos de los 5 puentes con longitudes de 112, 88, 62, 50 y 38 metros para el estudio de la respuesta de esta tipología estructural, realizando modelos adicionales para el caso en el que los puentes quedan definidos por vigas discontinuas e isostáticas en cada uno de los vanos. La sección transversal de los modelos analizados durante este apartado tiene las siguientes características:

- Cada sección está constituida por dos vigas artesa sobre las que se apoya una losa superior con un canto variable desde los 25 a los 40 cm en la parte central.
- Los ejes de las vigas artesa se encuentran a una distancia de 3.25 metros desde la sección central, de modo que la longitud libre entre ellas en la zona contigua al tablero es 1.8 metros.
- La parte en voladizo del tablero mide 1.4 metros en cada lateral.
- El espesor de las almas es de 20 cm mientras que el de la losa inferior alcanza los 22.5 cm.
- Se establece una relación de esbeltez igual a 11.5 (calculada a partir de la referencia del viaducto sobre el Río Blanco [22]). La obtención de las diferentes secciones que corresponden a cada uno de los puentes se realiza a partir de aumentar la longitud de las almas.

Luz Vano Central (m)	Canto (m)
15	1.45
20	1.85
25	2.25
35	3.05
45	3.85

Tabla 9. Canto de los modelos de sección artesa para las diferentes luces del vano central.

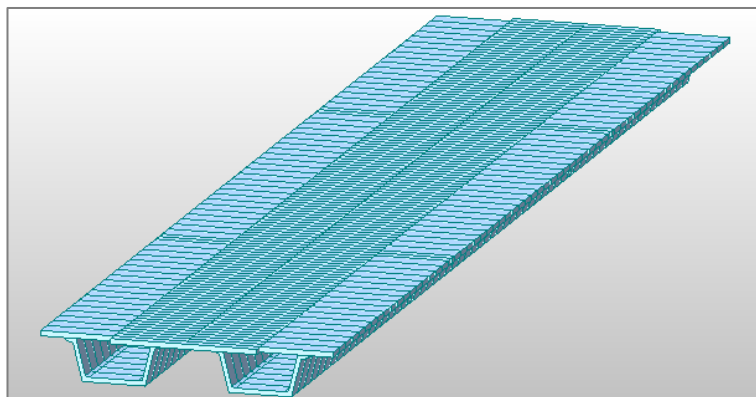


Figura 18. Modelo del puente de sección artesa con una longitud total 62 metros.

La comparación entre los puentes de vigas tipo doble T o sección artesa conduce a concluir que los segundos presentan una capacidad resistente superior ya que resultan más eficaz a la hora de soportar las tensiones tangenciales, con una especial rigidez a torsión al constituir una sección cerrada. Como contraposición, suelen ser más pesadas, de mayor tamaño y de coste superior a las vigas doble T. La disposición de estas vigas artesa dependerá de la sollicitación actuante, estando claro que para el caso de las cargas ferroviarias deben situarse bajo los carriles para que la transmisión de las cargas sea lo más rápida posible [18]

3.5.1 Particularidades del Modelo de Sección Artesa

Los puentes de viga artesa se representan fácilmente por medio de modelos de emparrillado de únicamente dos vigas longitudinales con elementos generados cada metro y con vigas transversales que se obtienen a partir de divisiones del tablero con anchura unitaria.

El mayor inconveniente en estos modelos fue la necesidad de creación de las secciones de viga artesa debido a que no están incluidas en el catálogo de *MIDAS*, por lo que se hizo uso de la herramienta “Sectional Property Calculator” del propio programa para introducir las de forma manual. En cuanto a los elementos transversales se introdujo de nuevo una inercia equivalente igual a la mitad de la real.

Las condiciones de contorno se introducen por medio de 8 apoyos que quedan situados en los centros de las vigas artesa. Como en los casos anteriores, todos los apoyos restringen el movimiento vertical, la fila bajo el carril no cargado impide además el movimiento transversal y finalmente, uno de los apoyos de los extremos limita también el movimiento longitudinal del puente.

La introducción de las cargas muertas se realiza sobre los elementos transversales y las cargas dinámicas del paso del tren se introducen completamente en los elementos de la viga longitudinal bajo el carril cargado.

4 PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

En el presente apartado se presenta un análisis de los resultados obtenidos para las diferentes tipologías, del cumplimiento del límite de aceleraciones establecido por *IAPF* y de la aparición de fenómenos resonantes y el rango de velocidades crítico.

En primer lugar, se muestran los gráficos con los resultados relativos a desplazamientos y aceleraciones máximas para cada tipología estructural, incluyendo a continuación un comentario sobre los mismos. Finalmente, se añade un apartado acerca de las diferencias que se extraen de realizar un análisis comparativo según la longitud de la estructura.

Para todas las tipologías estructurales, los resultados que se presentan a continuación han sido obtenidos para el punto del puente que se encuentra en la sección central y bajo el eje de la vía por la que circula el tren, esto es, a una distancia de 2.35 metros del eje longitudinal de la estructura y en el lado donde se encuentra instalada la pantalla acústica. Dichos resultados se corresponden con la respuesta máxima obtenida durante el movimiento oscilatorio que experimenta la estructura, en el periodo de tiempo que transcurre entre el momento inicial en el que el vehículo entra en el puente y el instante en el que sale por un punto situado a 1.2 veces la longitud total del mismo.

4.1 Puentes de Sección Cajón

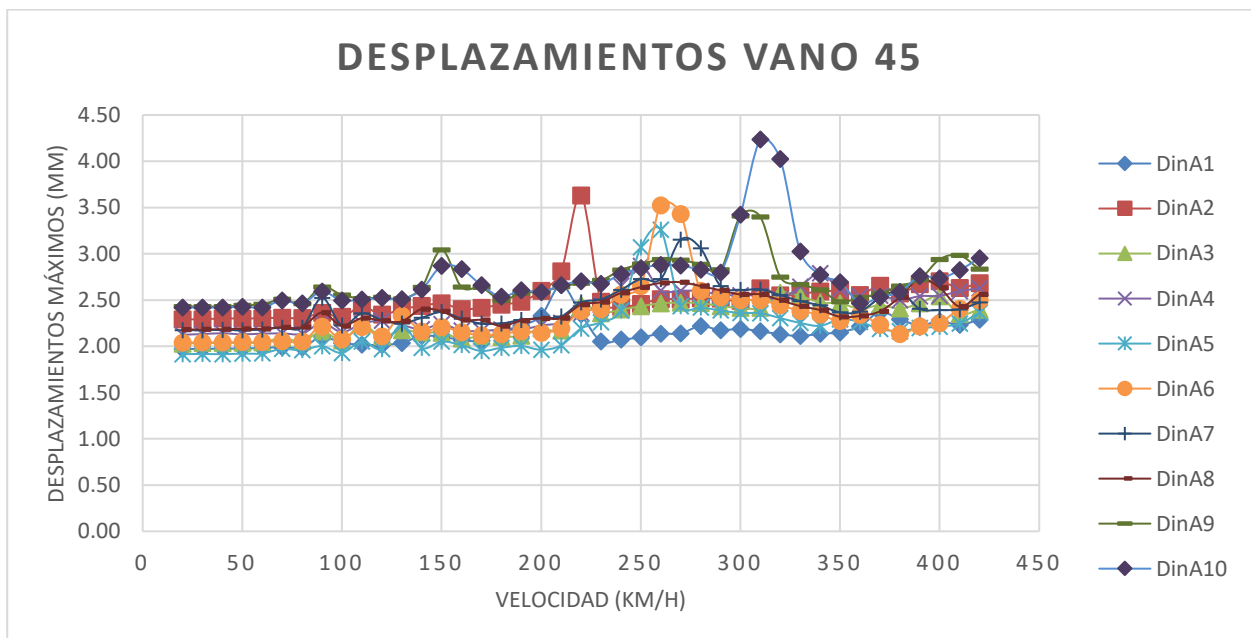


Figura 19. Desplazamientos máximos del puente con sección cajón de 45 metros de vano central.

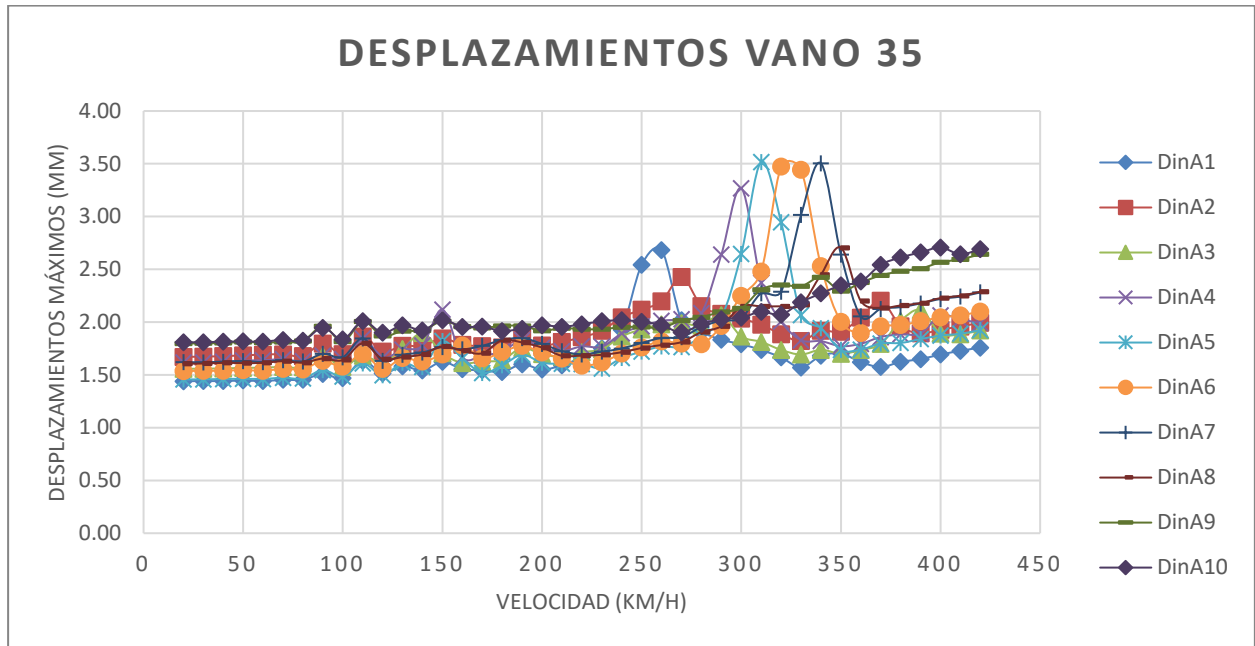


Figura 20. Desplazamientos máximos del puente con sección cajón de 35 metros de vano central.

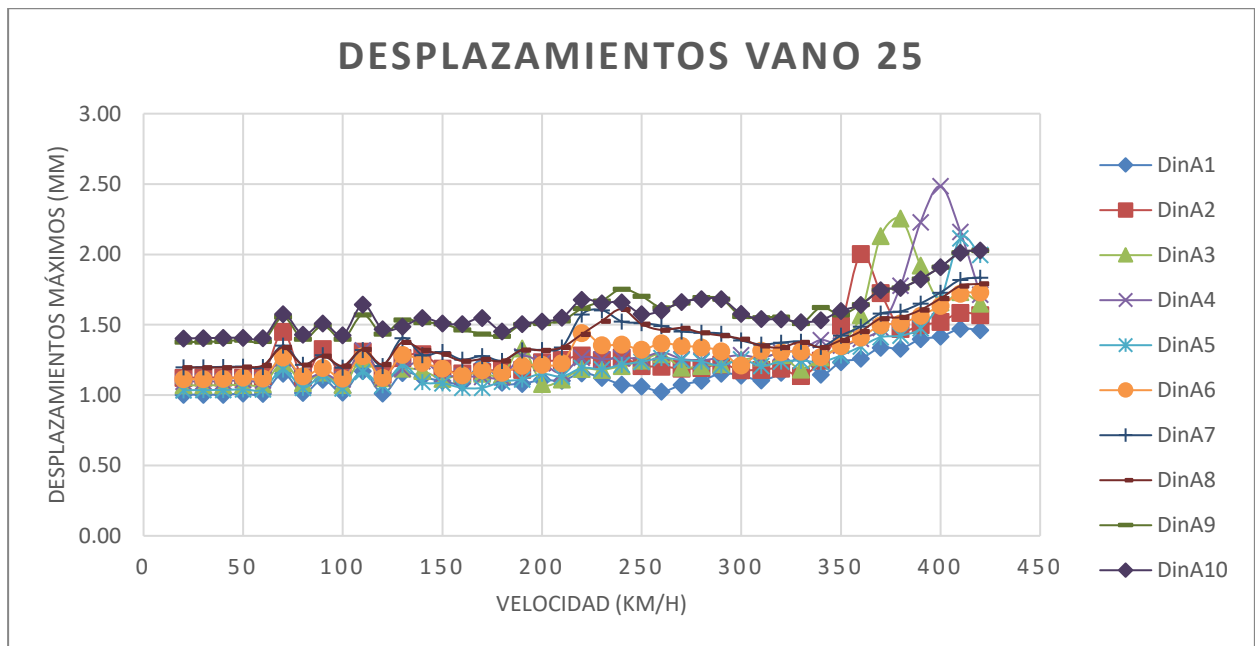


Figura 21. Desplazamientos máximos del puente con sección cajón de 25 metros de vano central.

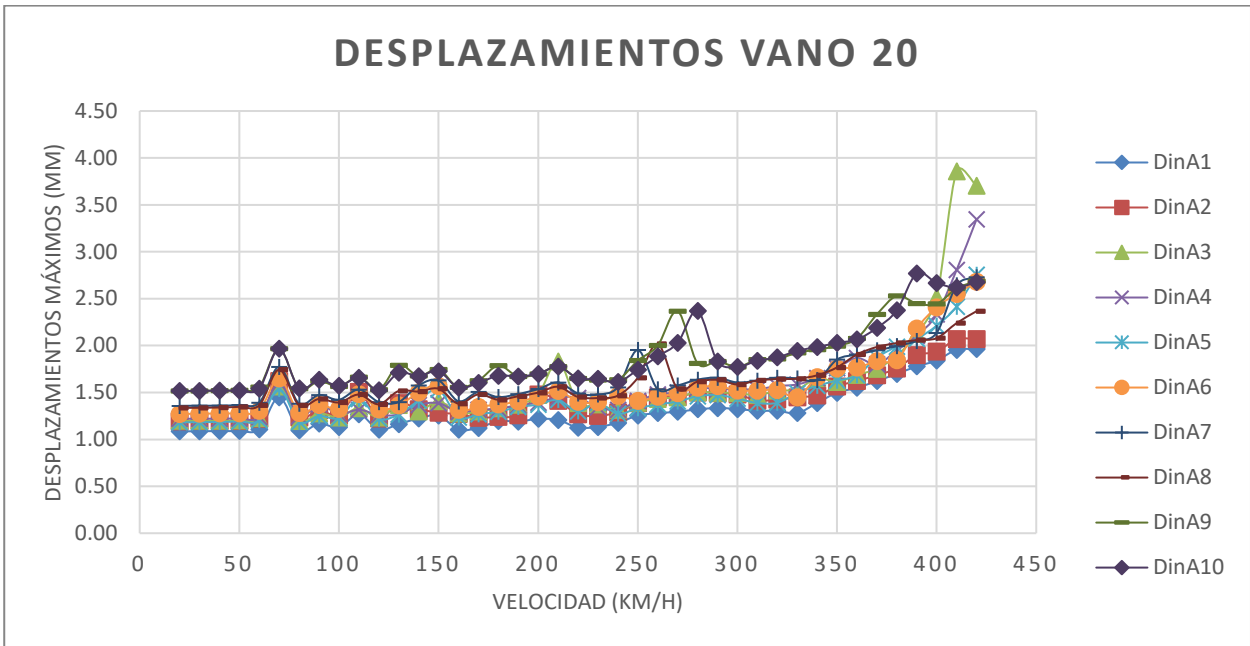


Figura 22. Desplazamientos máximos del puente con sección cajón de 20 metros de vano central.

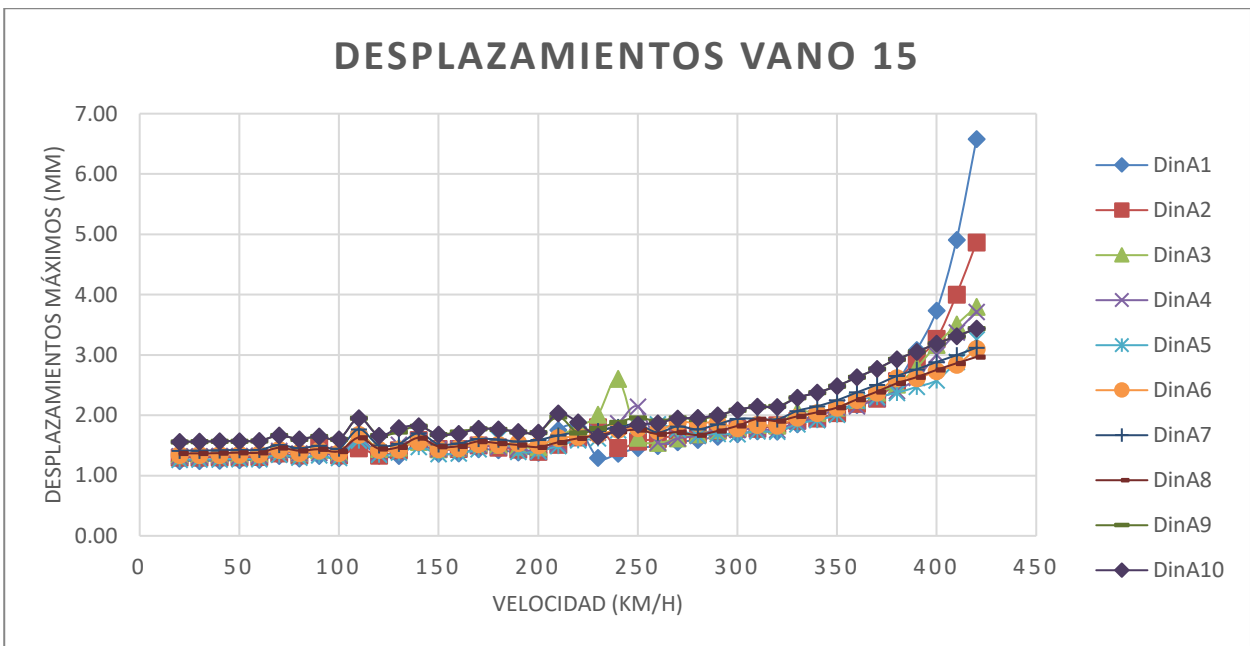


Figura 23. Desplazamientos máximos del puente con sección cajón de 15 metros de vano central.

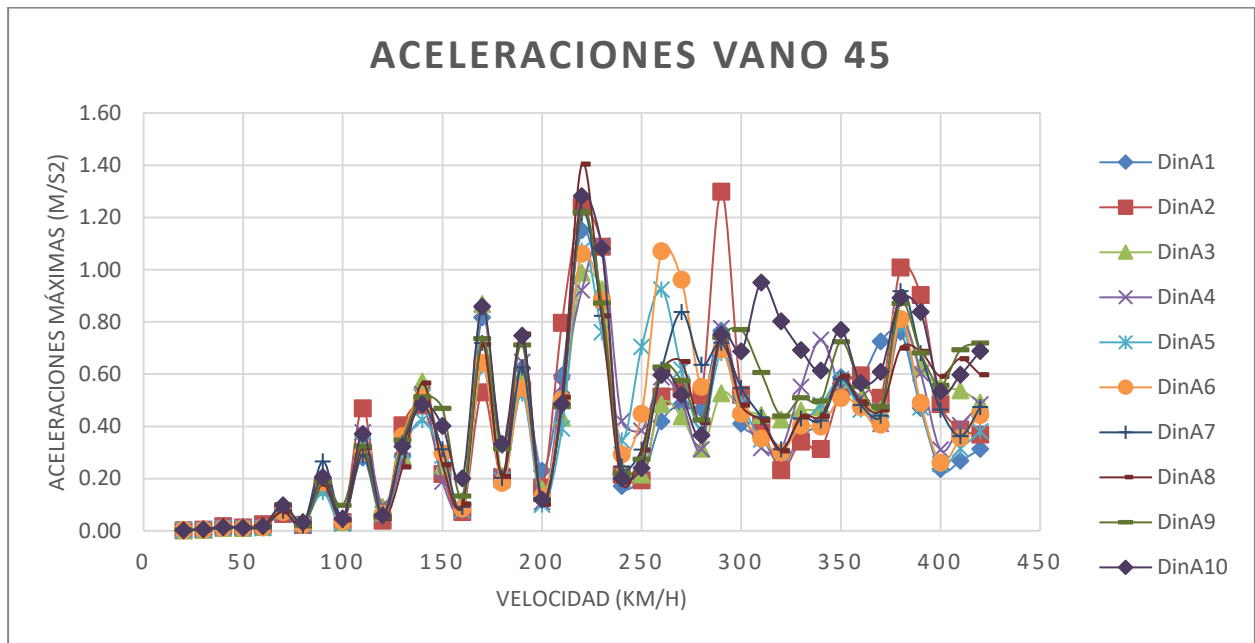


Figura 24. Aceleraciones máximas del puente con sección cajón de 45 metros de vano central.

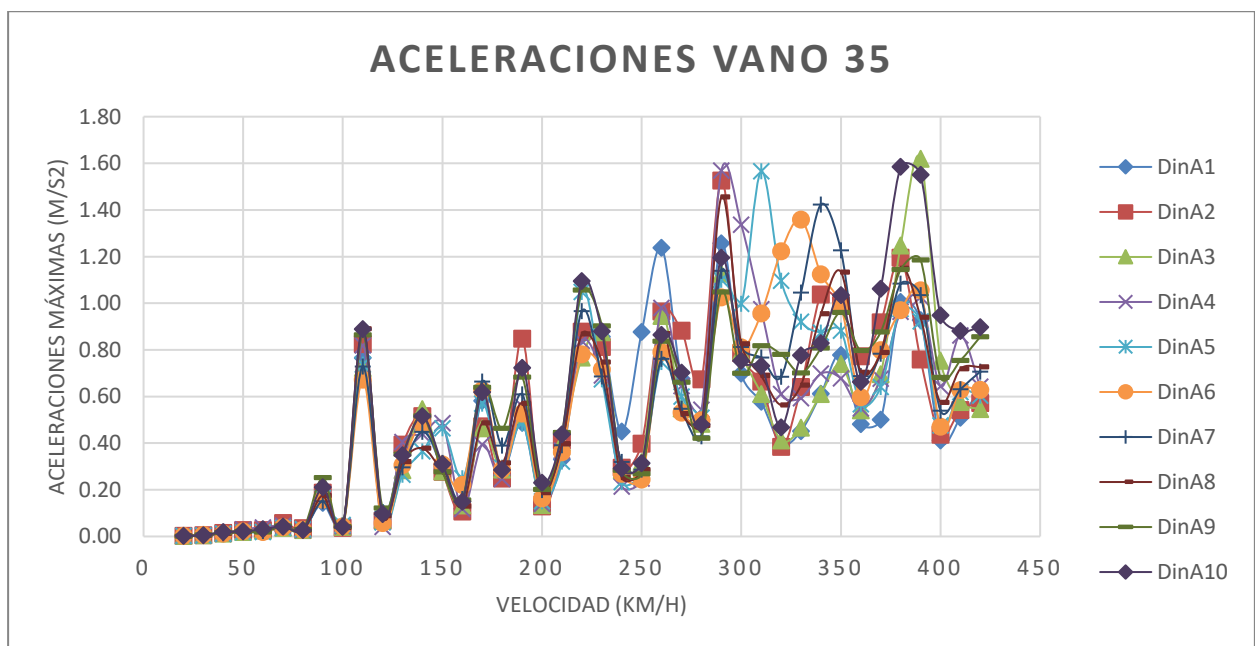


Figura 25. Aceleraciones máximas del puente con sección cajón de 35 metros de vano central.

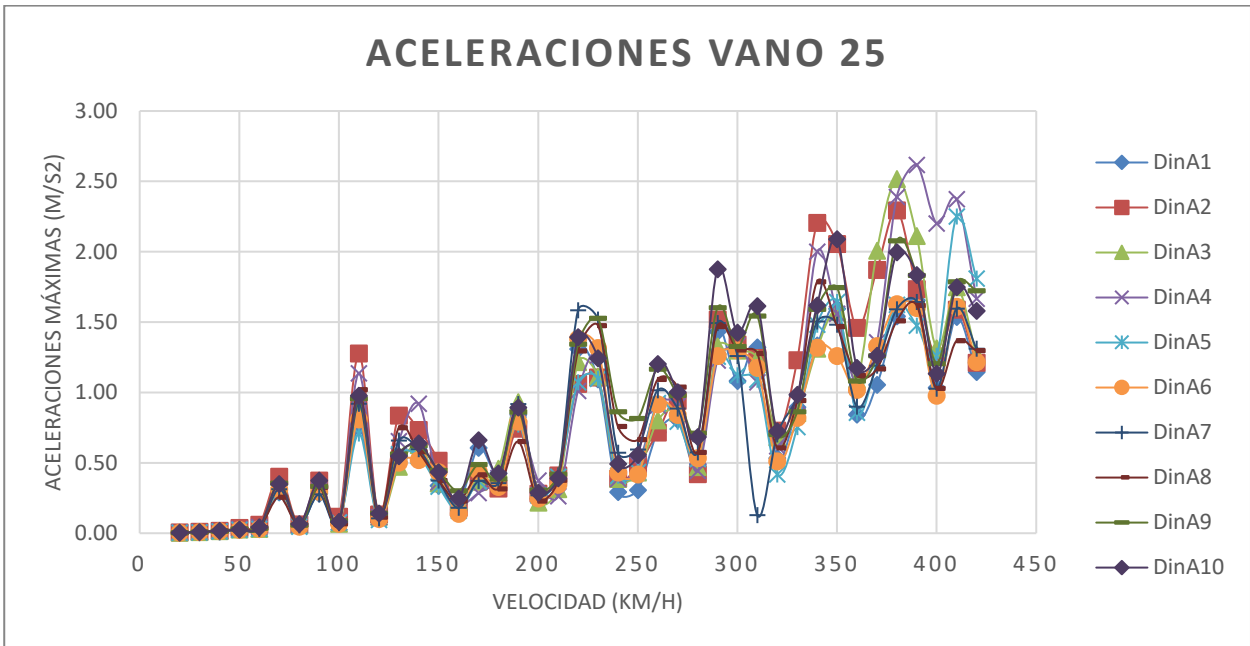


Figura 26. Aceleraciones máximas del puente con sección cajón de 25 metros de vano central.

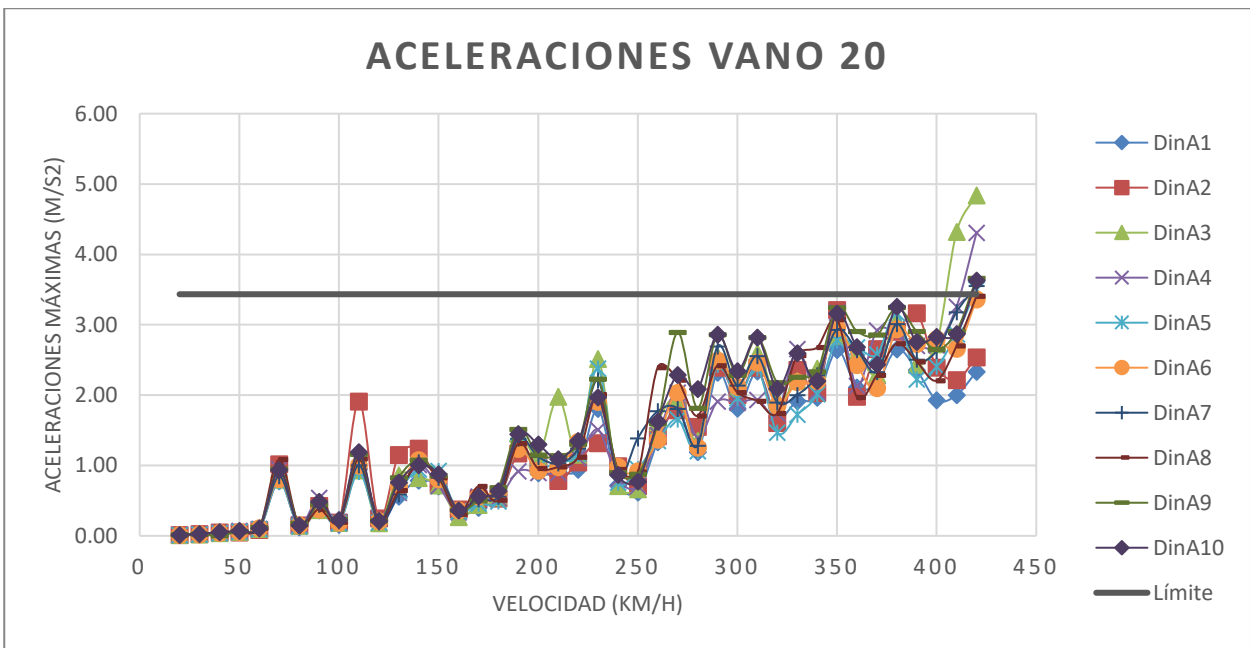


Figura 27. Aceleraciones máximas del puente con sección cajón de 20 metros de vano central.

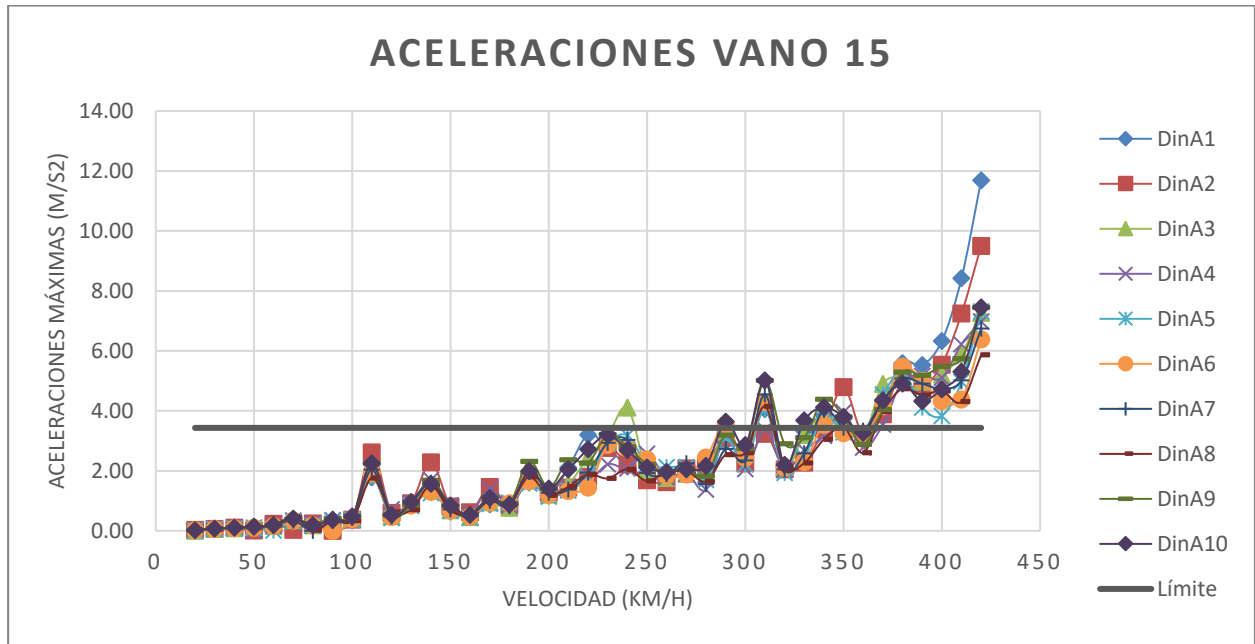


Figura 28. Aceleraciones máximas del puente con sección cajón de 15 metros de vano central.

4.1.1 Análisis de Resultados de Puentes de Sección Cajón

Los resultados en cuanto a desplazamientos son bastante aceptables para todos los tipos de trenes, velocidades de paso y longitudes de vano. En los vanos mayores se producen algunos picos asociados a velocidades concretas pero la cuantía del movimiento no es excesiva. Por su parte, la reducción de la longitud del vano lleva asociada una clara tendencia creciente de los desplazamientos que se concreta en amplificaciones para ciertos trenes que se alejan del valor medio y que se producen para velocidades mayores conforme disminuye la longitud de la estructura.

Por otro lado, los gráficos de aceleraciones presentan un trazado muy oscilante, aunque siempre entre valores bajos. Únicamente para los vanos más pequeños de 20 y 15 metros de luz central se supera la aceleración límite de 3.43 m/s^2 que establece la *IAPF*, en el primer caso solo para velocidades muy acotadas a partir de los 400 km/h, mientras que para el puente de menor longitud sí se rebasa para un mayor número de situaciones de carga y prácticamente siempre que la velocidad es superior a 300 km/h.

El análisis de esta tipología estructural se completa con la presentación de los gráficos que representan el coeficiente de impacto en función del tipo de tren HSLM y de la longitud del vano central, calculado a partir de la relación entre la respuesta dinámica máxima y la respuesta estática (para la situación de paso a 20 km/h).

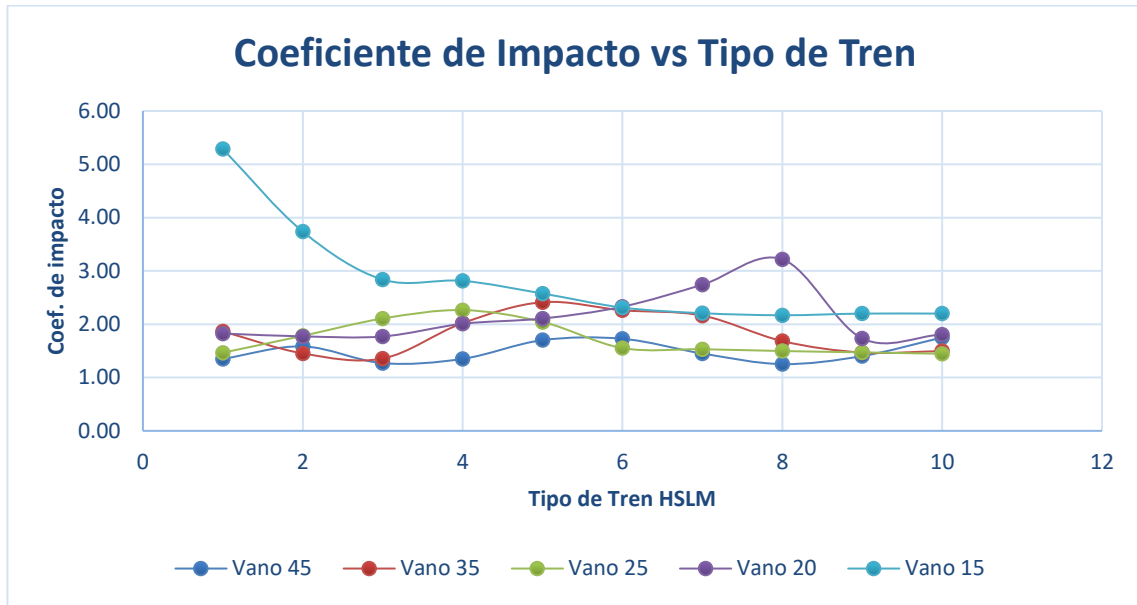


Figura 29. Coeficiente de impacto para las distintas longitudes de vano en función del tren de carga.

Se pone de manifiesto que son los puentes de menor luz los que experimentan mayores efectos resonantes. Destaca también como el puente de 15 metros de vano central presenta una respuesta peor ante los primeros trenes de carga HSLM, de menor distanciamiento entre ejes, mientras que para el vano de 20 metros las separaciones críticas de los ejes toman valores superiores.

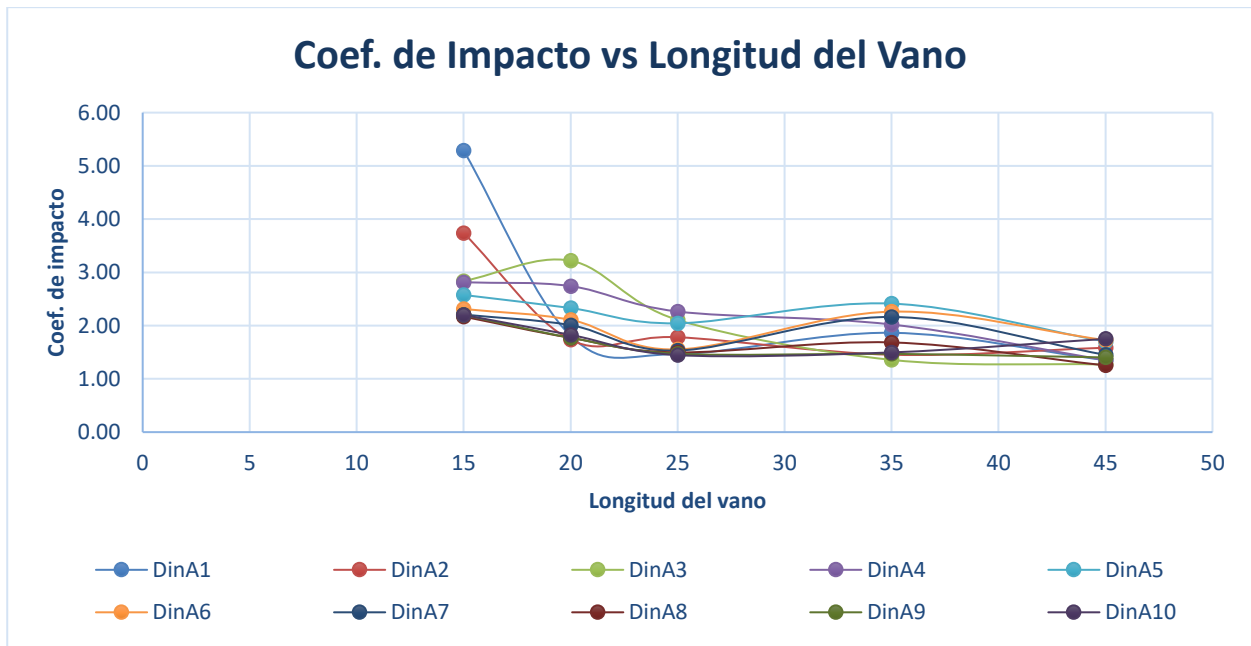


Figura 30. Coeficiente de impacto para los distintos trenes de carga en función de la longitud del vano.

Del análisis del gráfico anterior se puede destacar el hecho de que no se producen grandes amplificaciones del coeficiente de impacto al incrementar la longitud del vano salvo para los trenes DINA1 y DINA2, cuyas separaciones entre ejes son respectivamente de 18 y 19 metros y por tanto son las más próximas a los 15 metros del puente más corto.

4.2 Puentes Tipo Losa

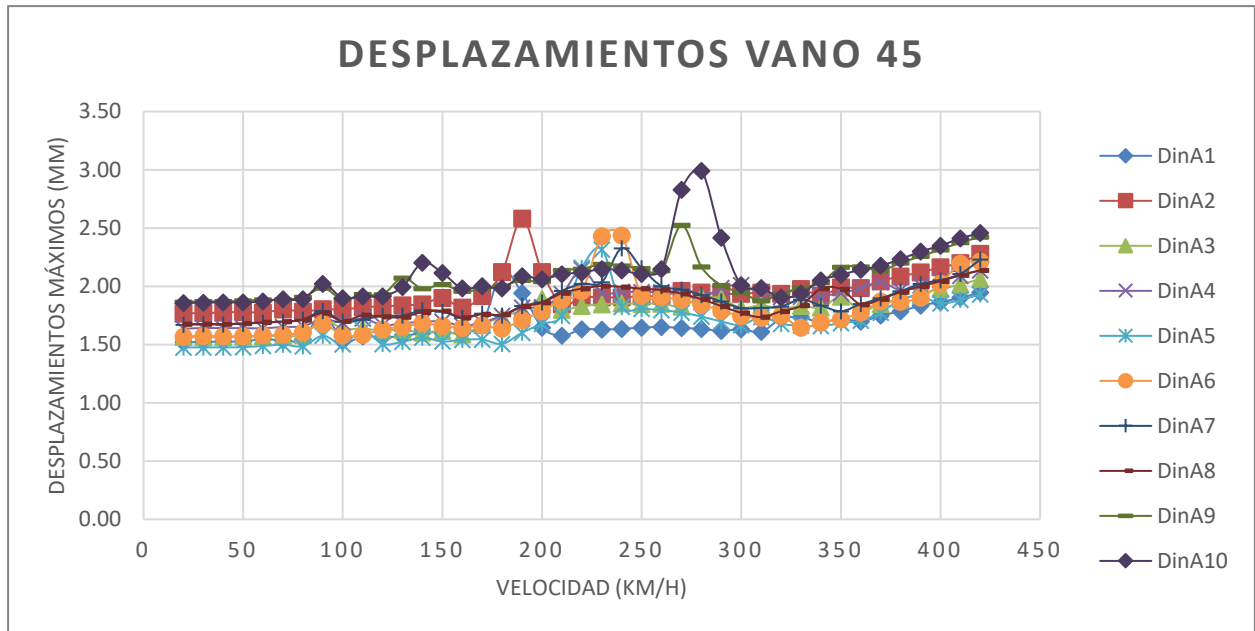


Figura 31. Desplazamientos máximos del puente con sección losa de 45 metros de vano central.

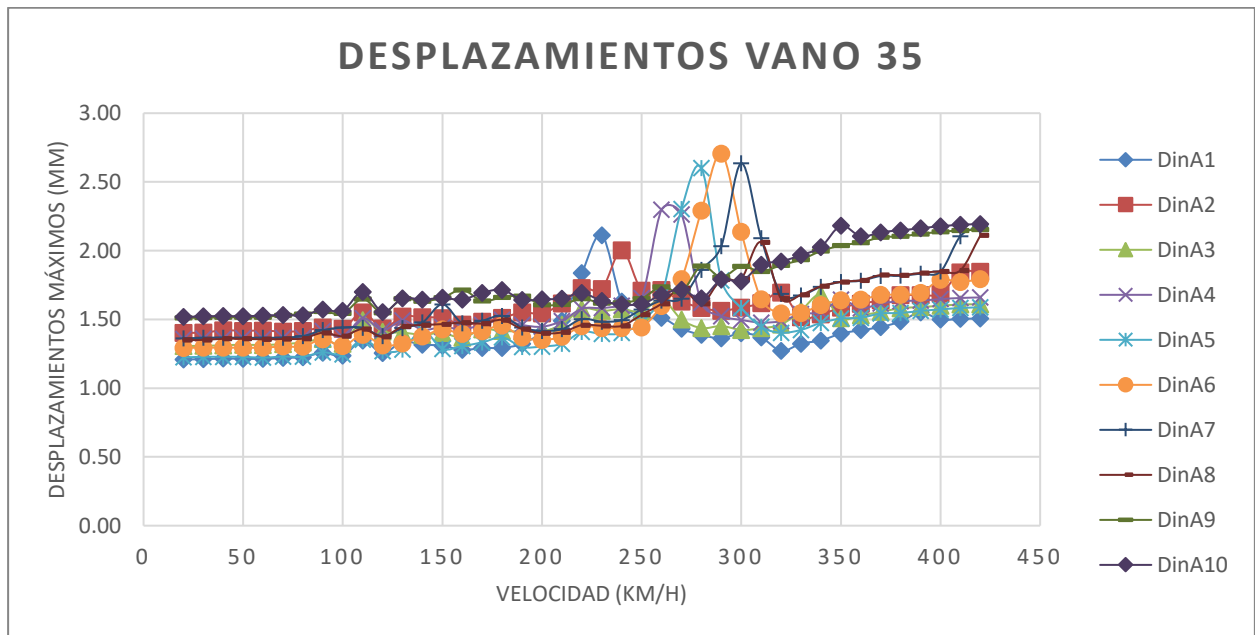


Figura 32. Desplazamientos máximos del puente con sección losa de 35 metros de vano central.

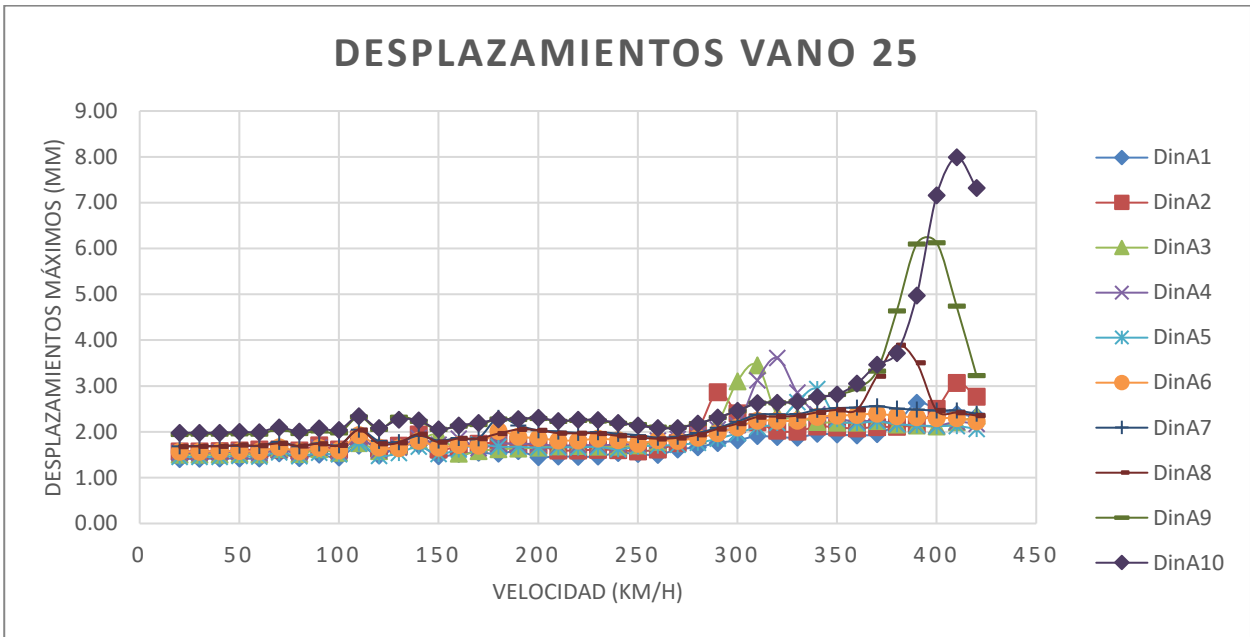


Figura 33. Desplazamientos máximos del puente con sección losa de 25 metros de vano central.

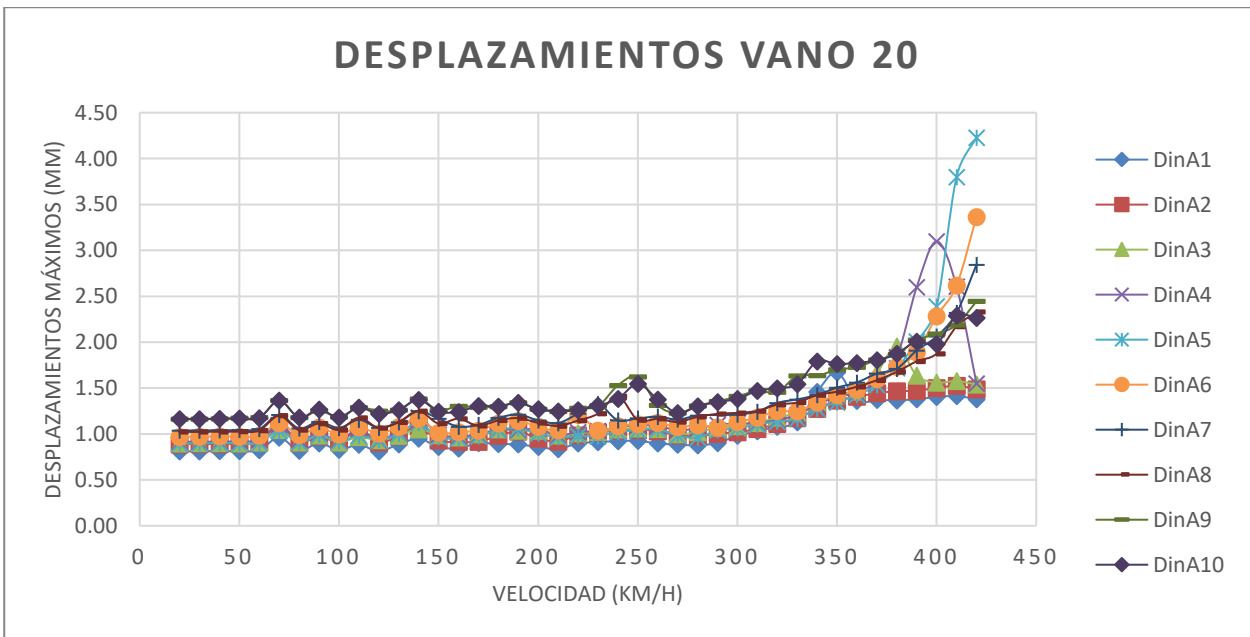


Figura 34. Desplazamientos máximos del puente con sección losa de 20 metros de vano central.

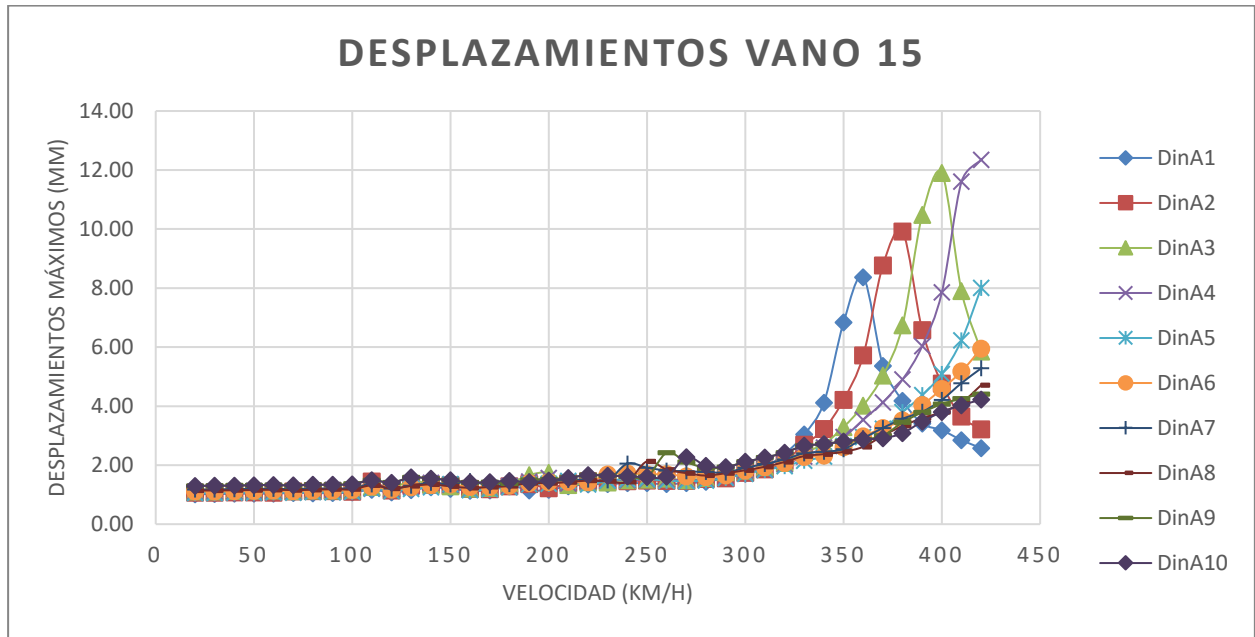


Figura 35. Desplazamientos máximos del puente con sección losa de 15 metros de vano central.

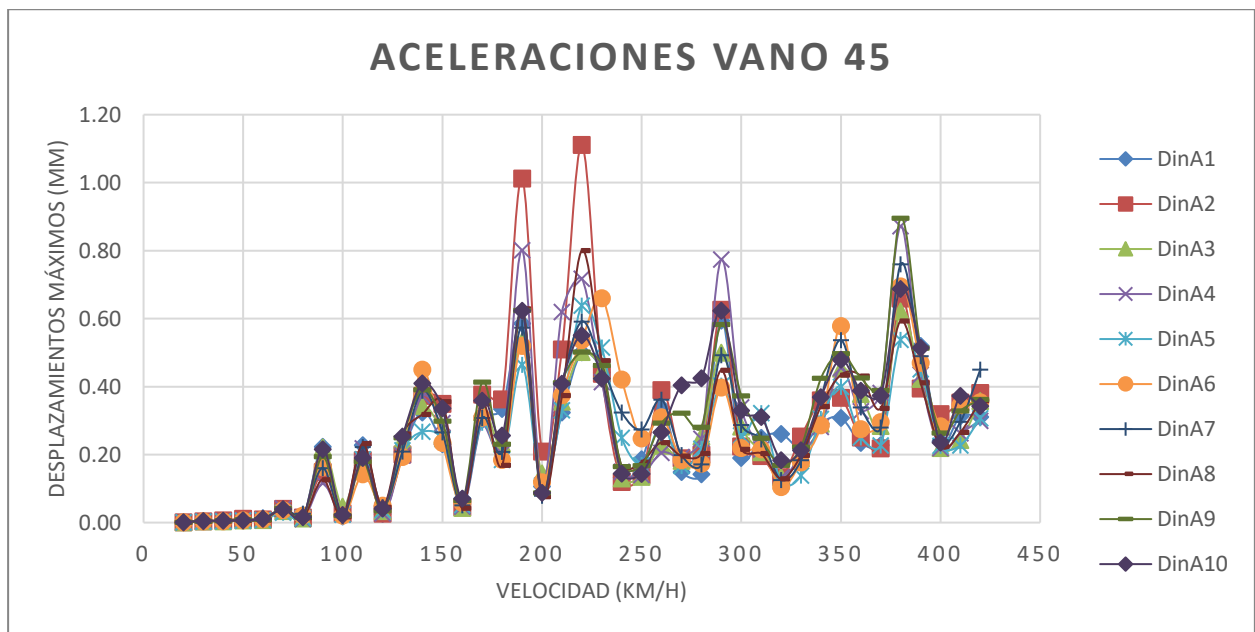


Figura 36. Aceleraciones máximas del puente con sección losa de 45 metros de vano central.

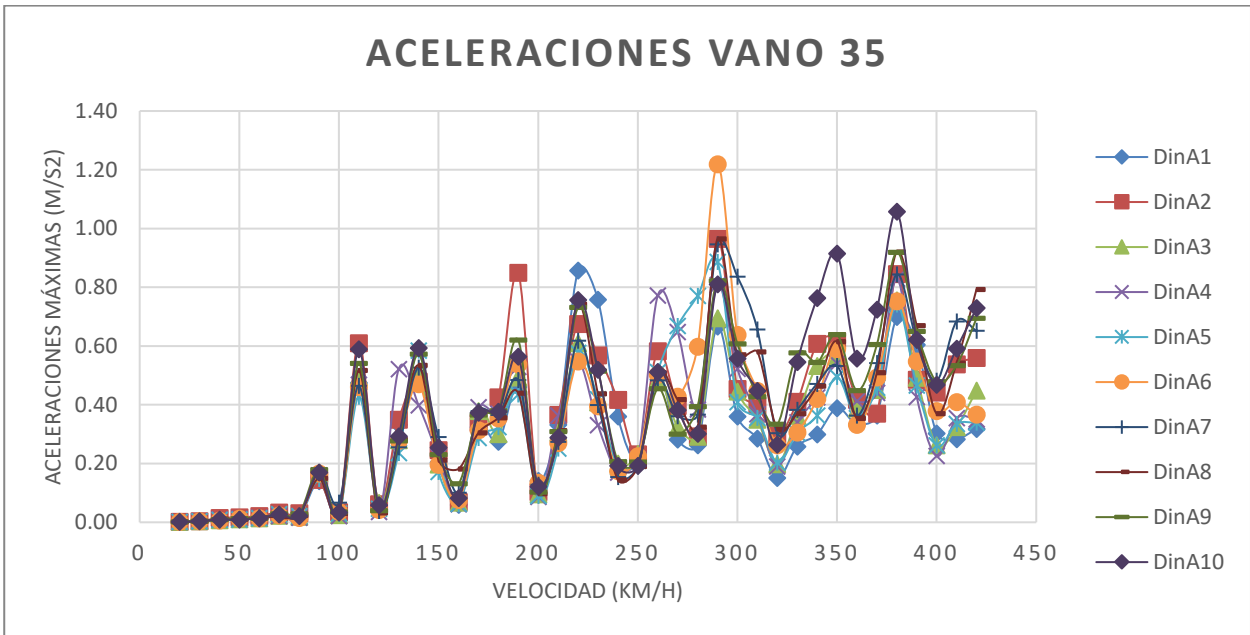


Figura 37. Aceleraciones máximas del puente con sección losa de 35 metros de vano central.

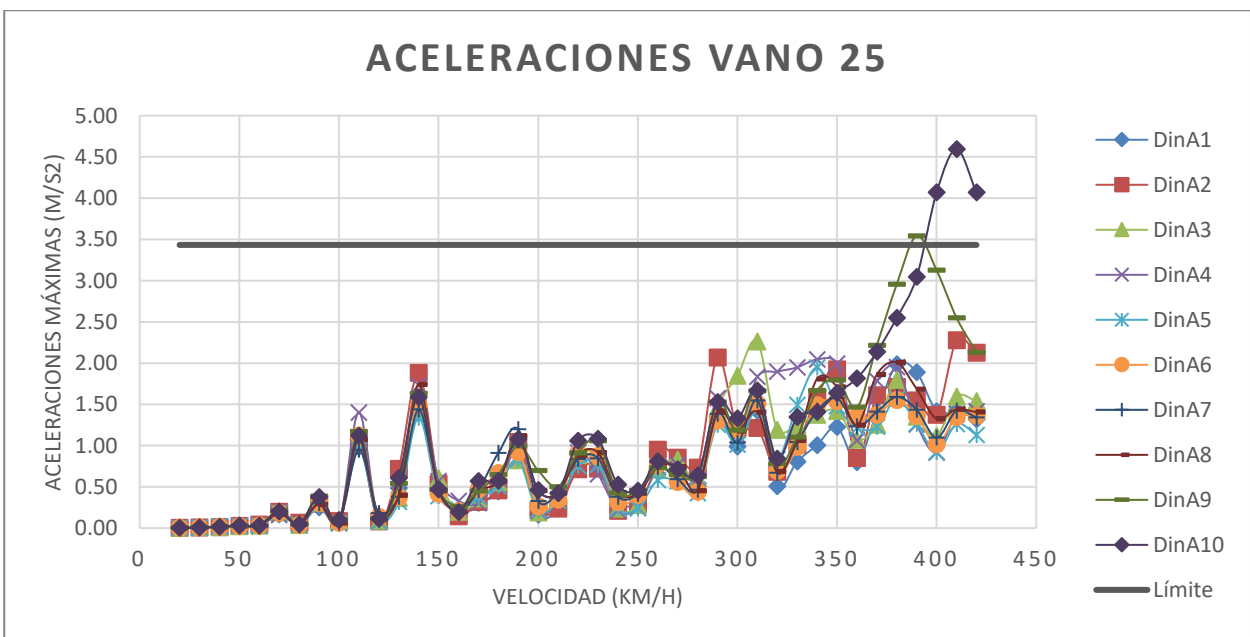


Figura 38. Aceleraciones máximas del puente con sección losa de 25 metros de vano central.

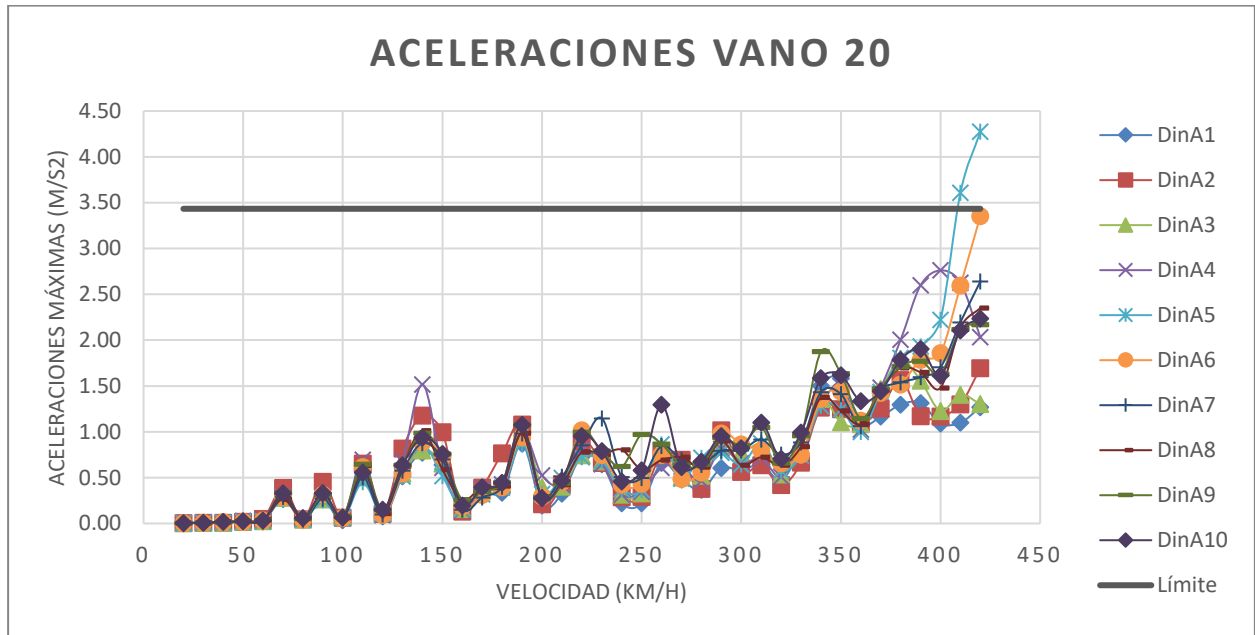


Figura 39. Aceleraciones máximas del puente con sección losa de 20 metros de vano central.

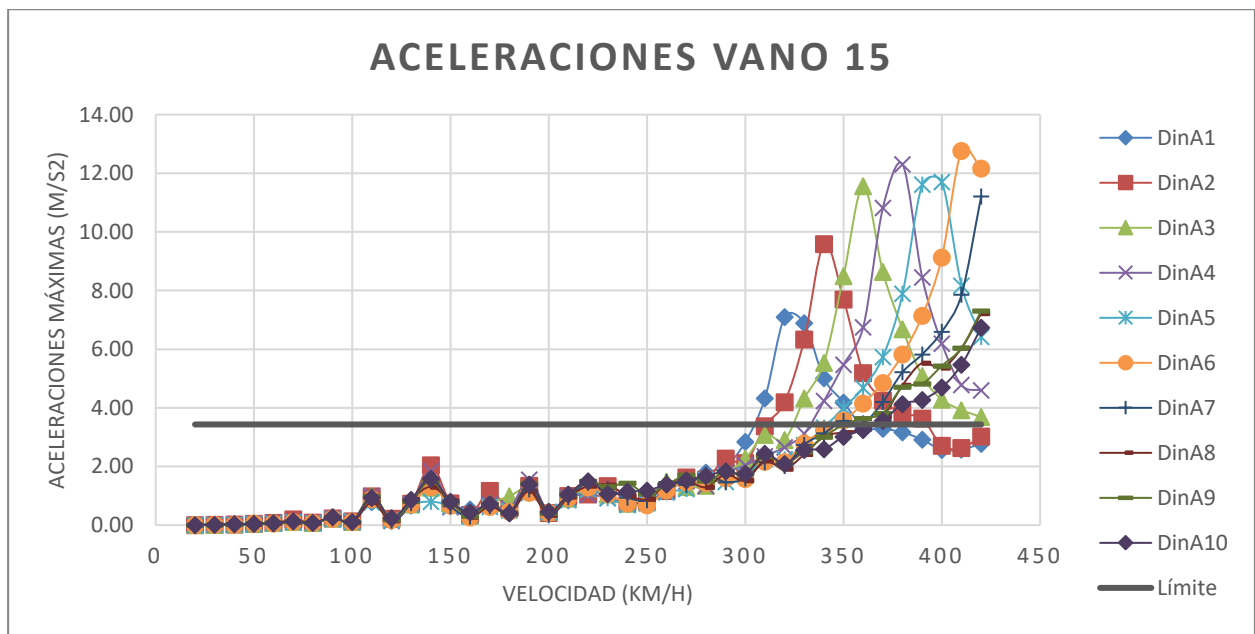


Figura 40. Aceleraciones máximas del puente con sección losa de 15 metros de vano central.

4.2.1 Análisis de Resultados para los Puentes Tipo Losa

Los resultados en desplazamientos de los puentes losa llevan a concluir que los vanos más largos no tienen problema por deformaciones excesivas, incluso en los casos en los que la velocidad de paso y la separación entre ejes producen una amplificación de la respuesta. Si bien es cierto que estos fenómenos resonantes empiezan a tomar importancia en los puentes de menor luz, en los que, para velocidades elevadas de más de 300 km/h, se producen picos considerables en la respuesta y para todos los trenes, que llegan incluso a cuadruplicar los resultados promedio y a alcanzar valores elevados para el puente de 50 metros.

La respuesta en cuanto a aceleraciones en la sección central comienza siendo muy fluctuante en los vanos más largos, pero sin tomar valores muy variables. Es a partir de bajar de los 25 metros de vano cuando comienzan a

darse fenómenos resonantes de mayor magnitud, que logran rebasar la aceleración permitida. Esta deficiencia es considerablemente más llamativa en el puente con menor longitud, en el que prácticamente todos los trenes experimentan una amplificación del orden de 3 veces dicho límite para alguna velocidad entre los 300 km/h y los 420 km/h.

Asimismo, cabe destacar que, en los puentes más largos, las amplificaciones de la aceleración que se producen para las velocidades más bajas coinciden bastante bien con los distintos trenes de carga analizados, mientras que la reducción de la longitud del vano lleva a una mayor dispersión en estos picos de la respuesta. Esa amplificación tiene lugar a menor velocidad con trenes de menor separación entre ejes y viceversa, lo que está en consonancia con el acoplamiento de las frecuencias de excitación y de la estructura.

Si se calcula el coeficiente de impacto y se representa gráficamente para los distintos tipos de trenes y longitudes de los puentes se obtienen las siguientes ilustraciones:

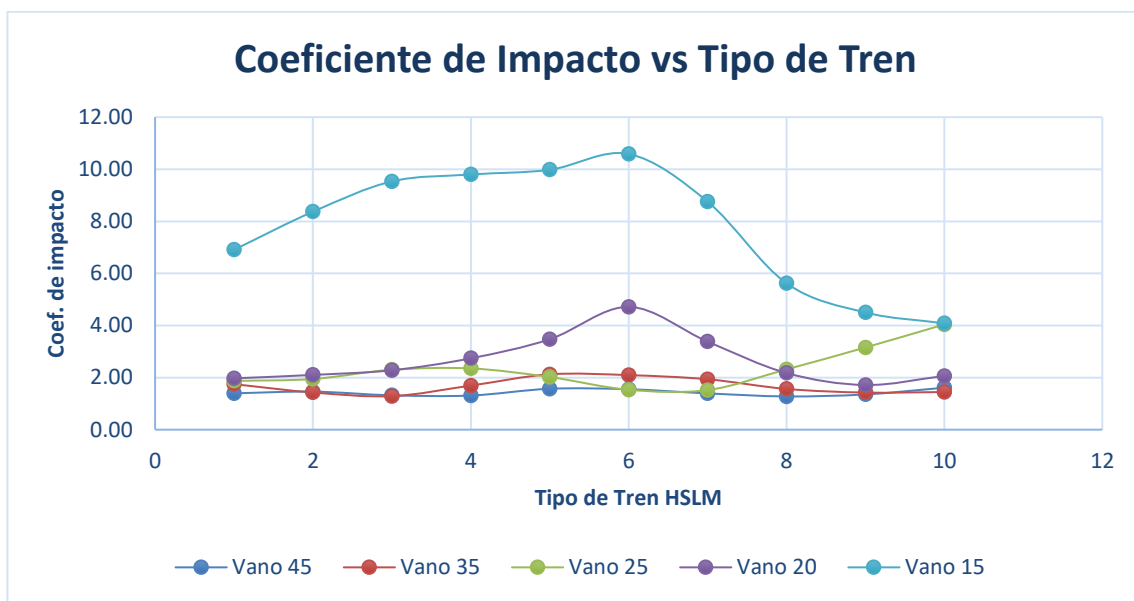


Figura 41. Coeficiente de impacto para las distintas longitudes de vano en función del tren de carga.

El coeficiente de impacto viene a reiterar el hecho de que los puentes de gran longitud no tienen problemas exagerados en cuanto a efectos resonantes, los cuales adquieren una vital importancia en luces cortas y, en especial en este caso de sección losa, para la estructura de 15 metros de vano central, en el que los resultados dinámicos llegan a ser de un orden superior a los estáticos.

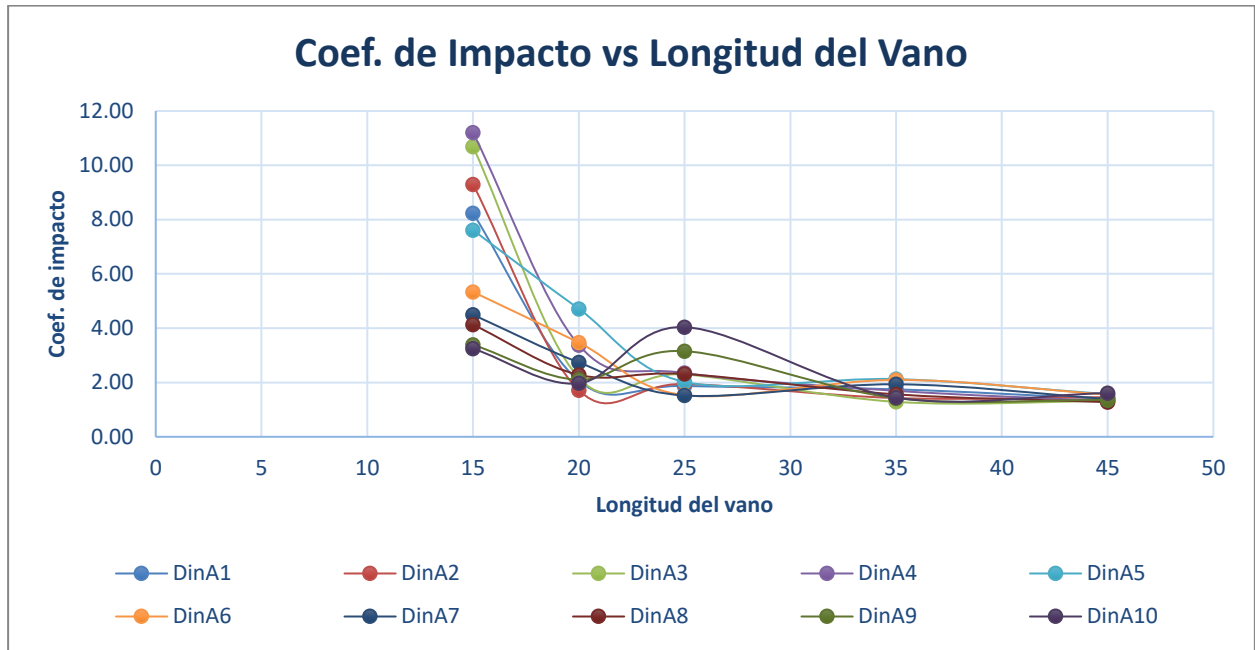


Figura 42. Coeficiente de impacto para los distintos tipos de trenes en función de la longitud del vano.

Por su parte, la representación del coeficiente de impacto en función de la longitud del vano lleva a varias conclusiones. Por un lado, en los vanos más largos, el coeficiente de impacto es aproximadamente constante para todos los trenes y del orden de 2. Sin embargo, a medida que se reduce la longitud se puede observar una clara amplificación de este, que es realmente notable para el puente de 15 metros de luz central.

Resalta también el hecho de que, para dicha estructura, los mayores valores del coeficiente de impacto se den para los trenes de carga con una menor separación entre ejes, mientras que para el puente de 25 metros de luz central son los trenes DINA6 a DINA10 los que conducen a una mayor respuesta.

4.3 Puentes Continuos con Sección Doble T

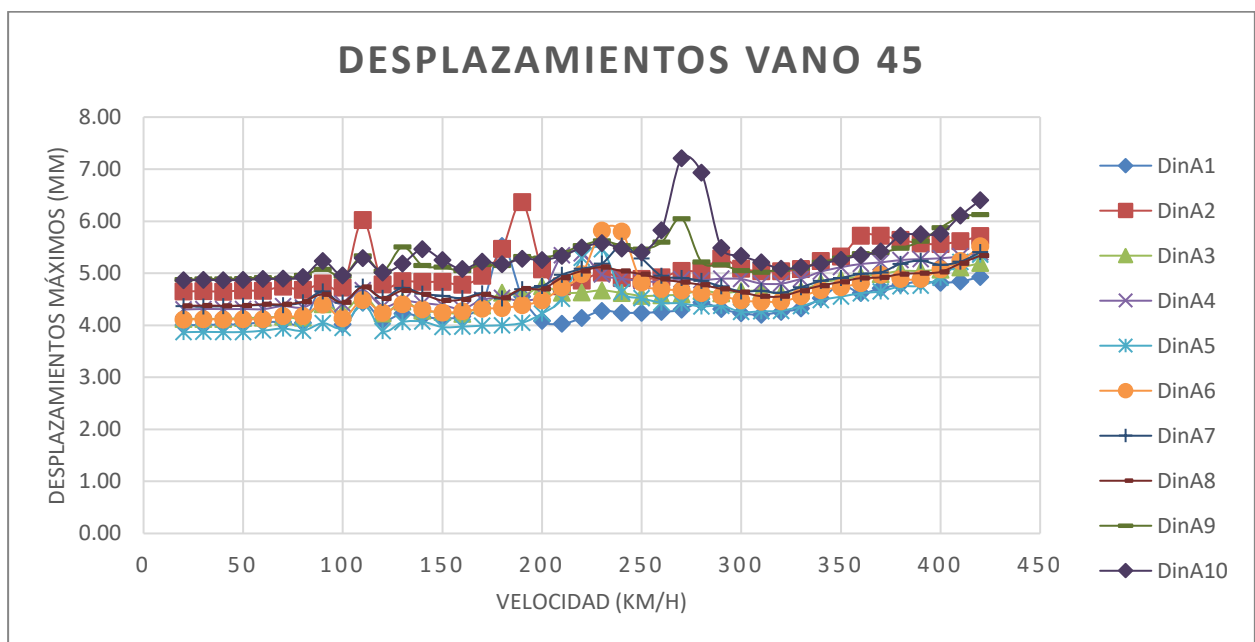


Figura 43. Desplazamientos máximos del puente de vigas con sección doble T de 45 metros de vano central.

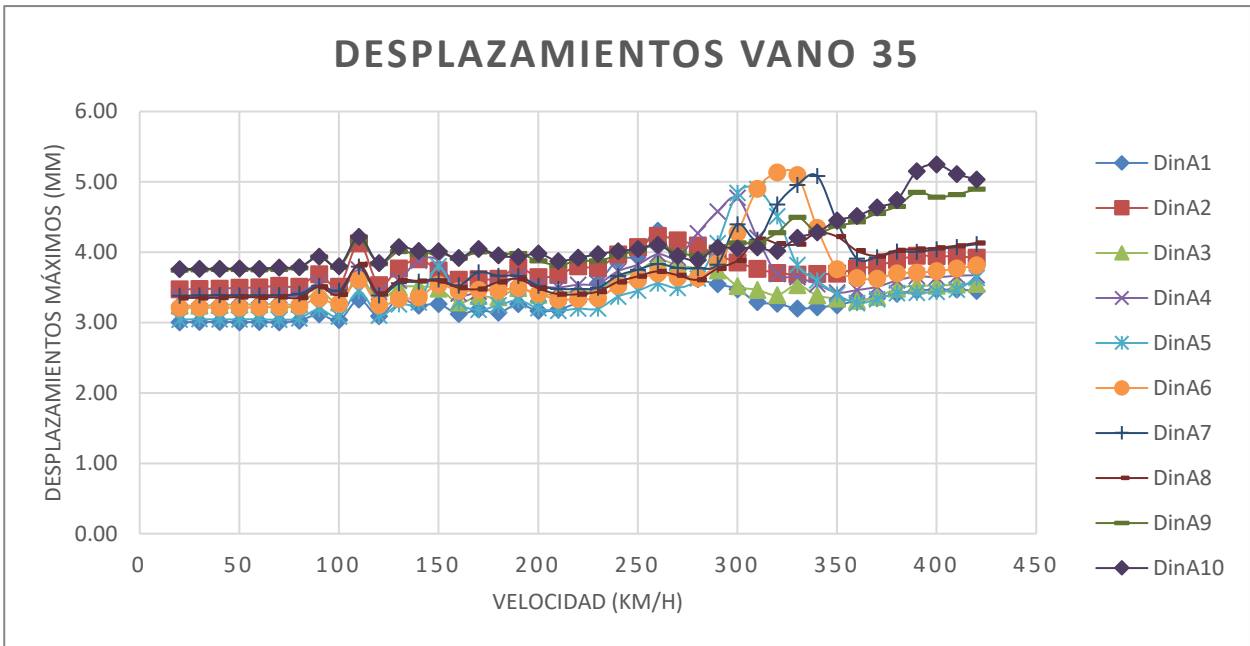


Figura 44. Desplazamientos máximos del puente de vigas con sección doble T de 35 metros de vano central.

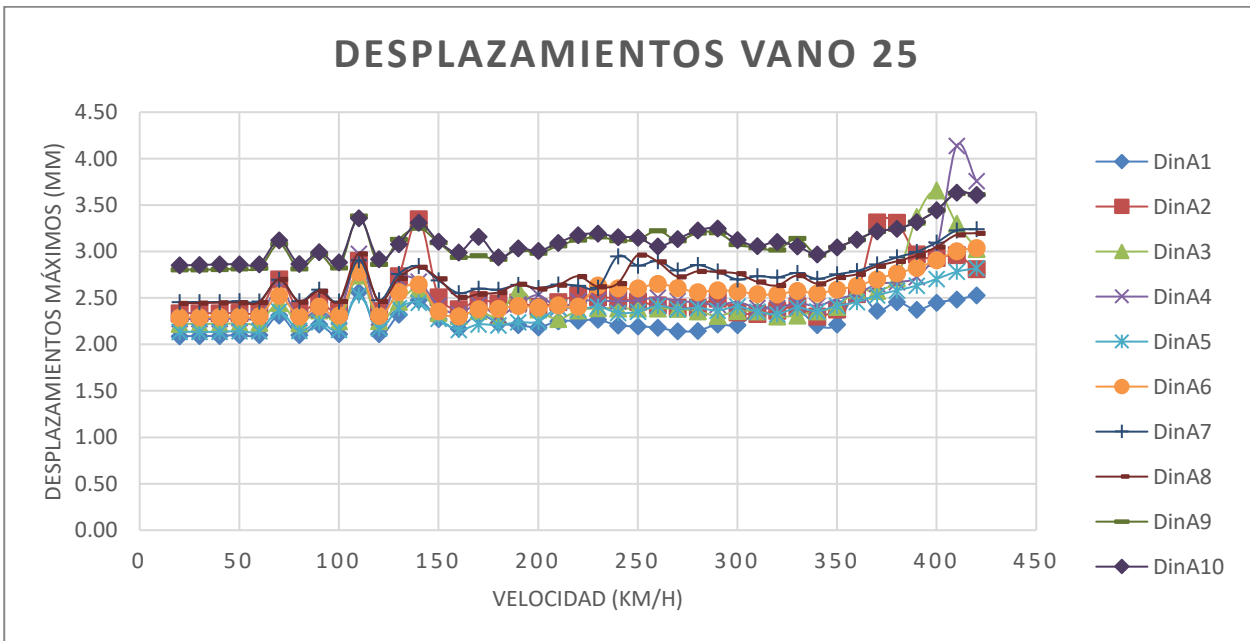


Figura 45. Desplazamientos máximos del puente de vigas con sección doble T de 25 metros de vano central.

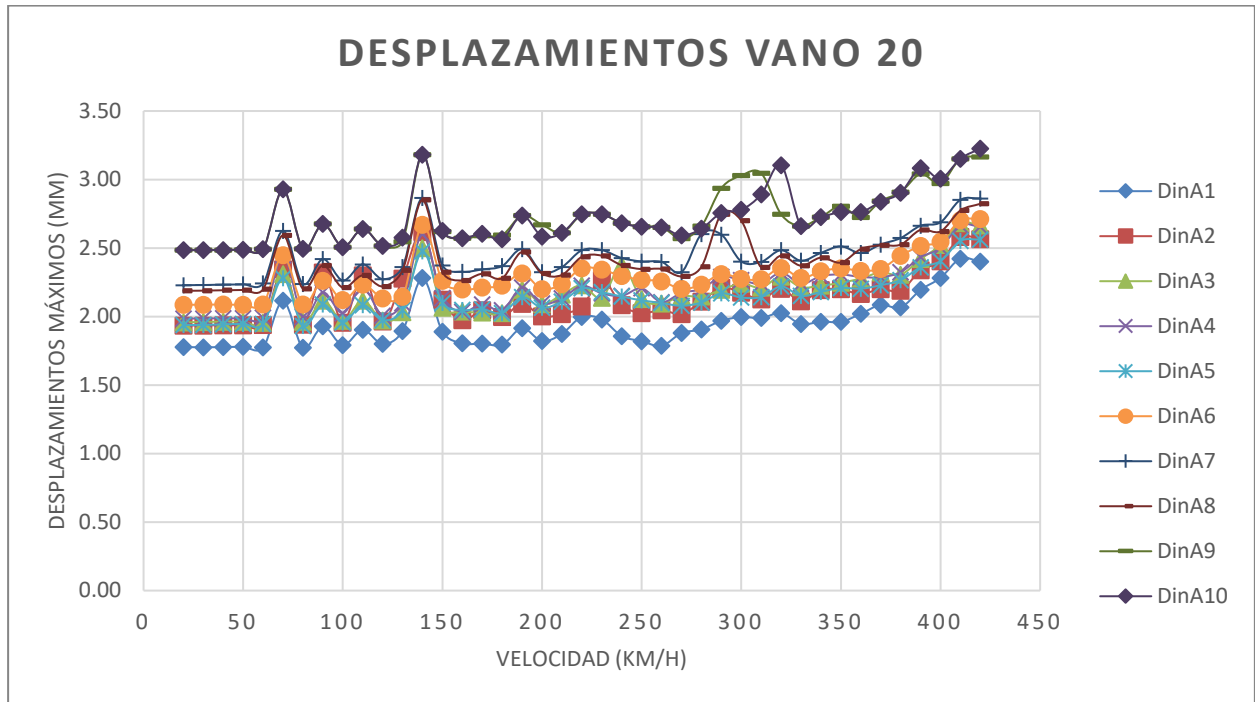


Figura 46. Desplazamientos máximos del puente de vigas con sección doble T de 20 metros de vano central.

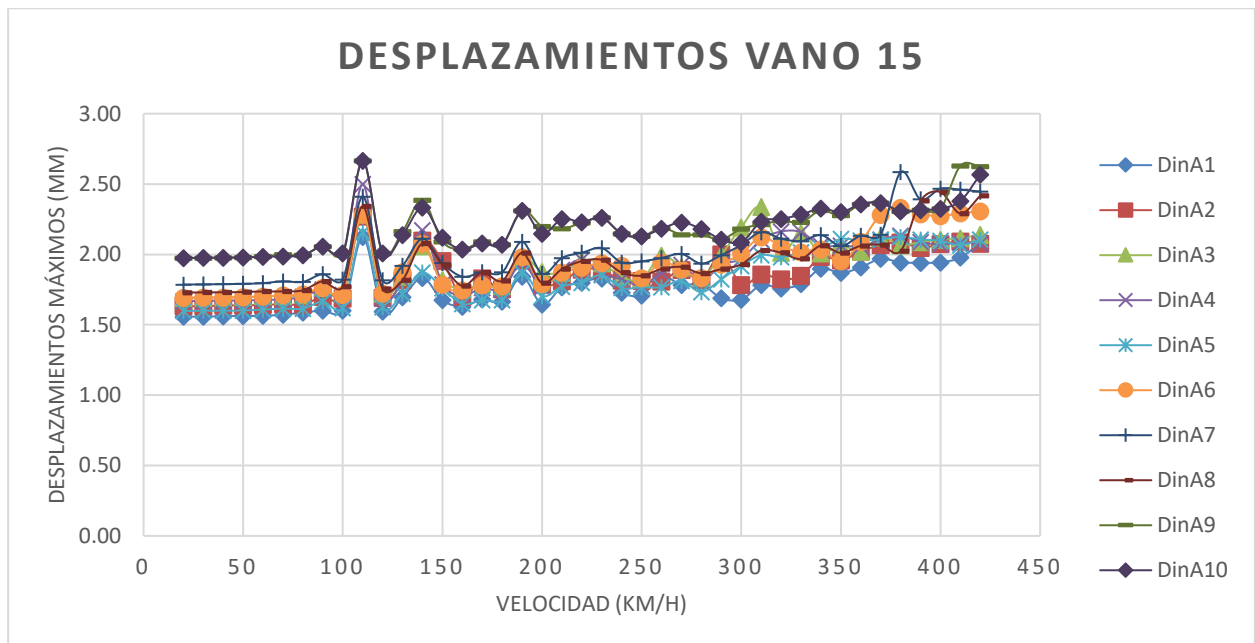


Figura 47. Desplazamientos máximos del puente de vigas con sección doble T de 15 metros de vano central.

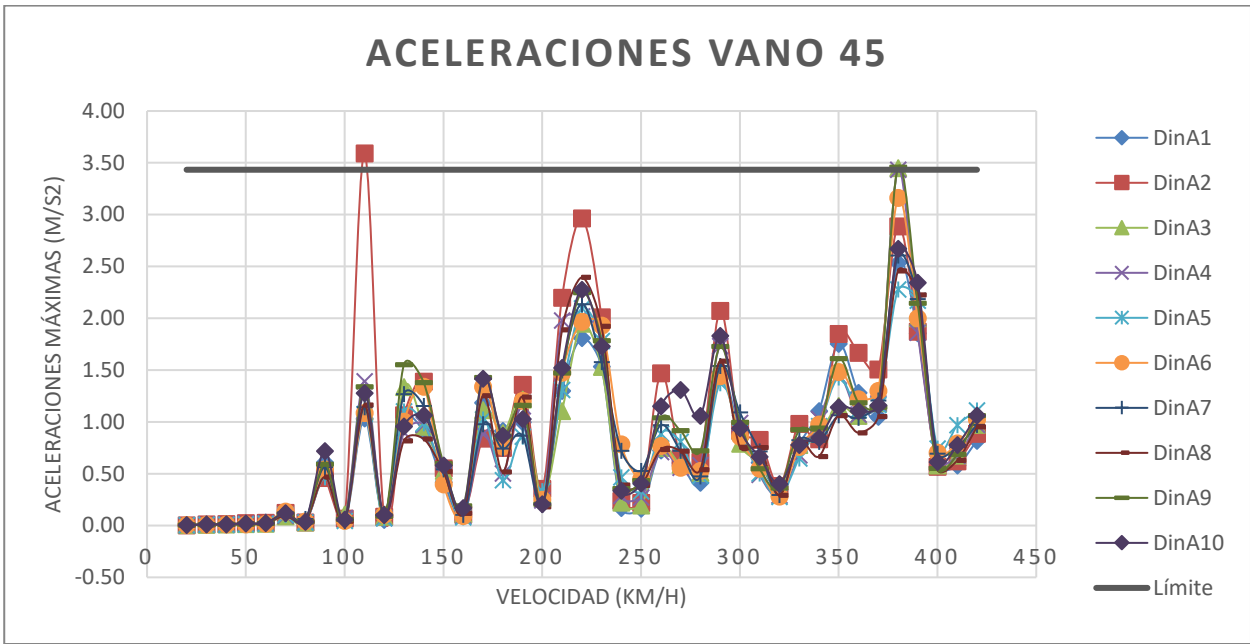


Figura 48. Aceleraciones máximas del puente de vigas con sección doble T de 45 metros de vano central.

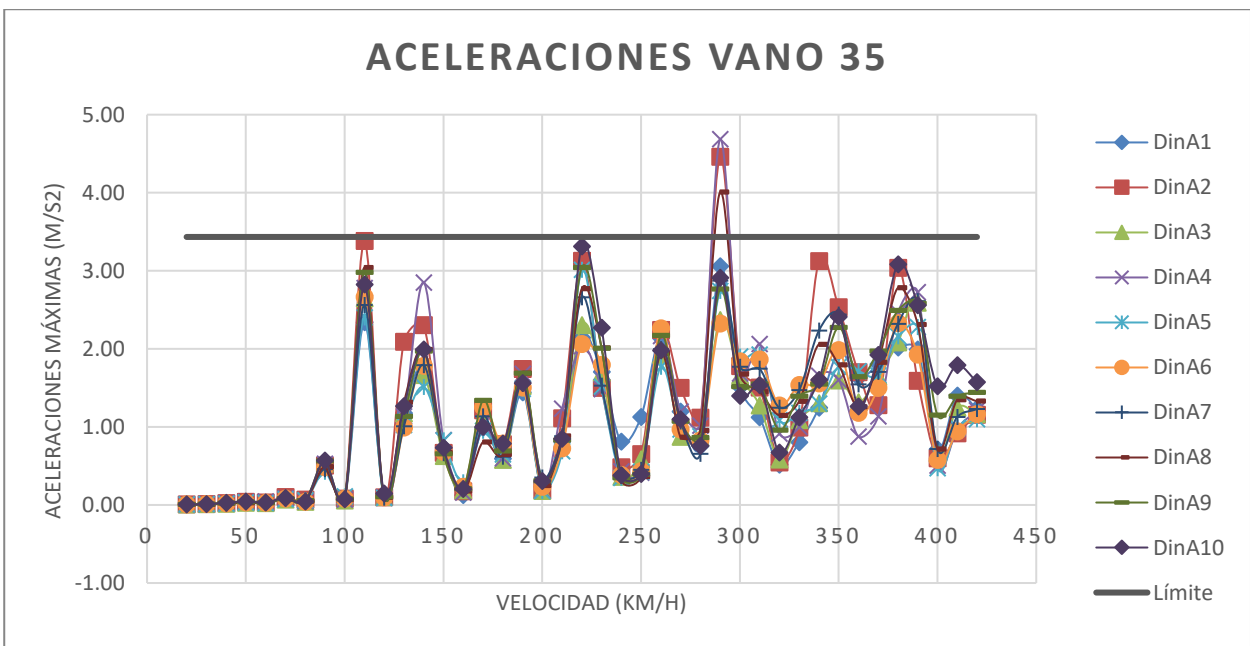


Figura 49. Aceleraciones máximas del puente de vigas con sección doble T de 35 metros de vano central.

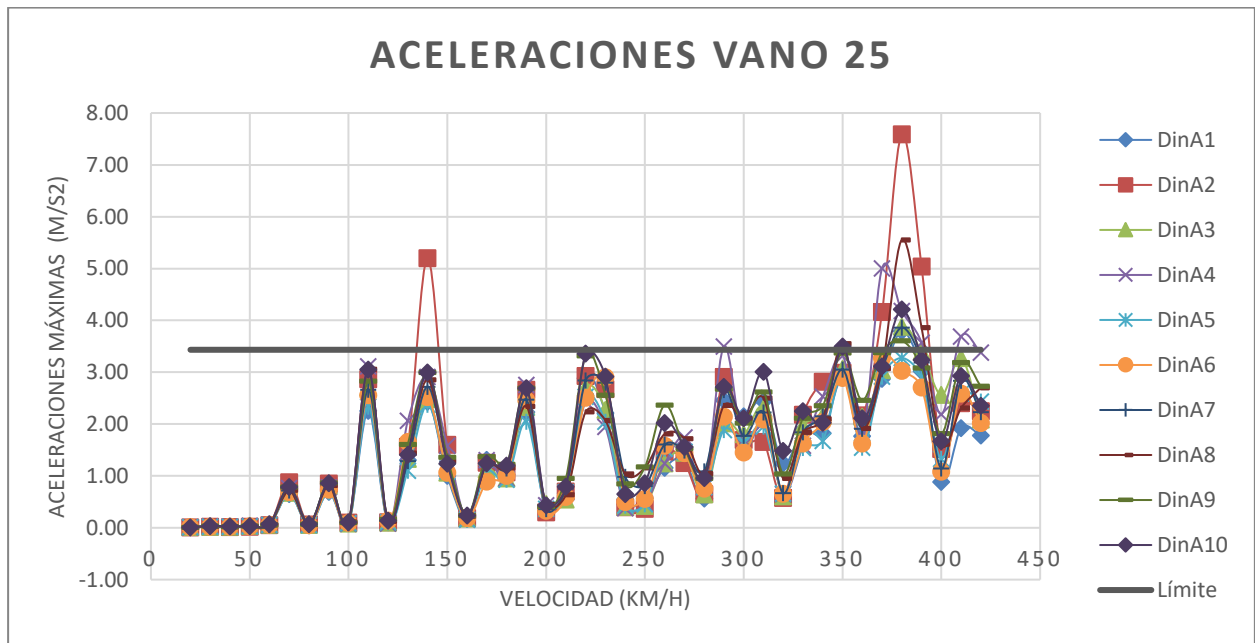


Figura 50. Aceleraciones máximas del puente de vigas con sección doble T de 25 metros de vano central.

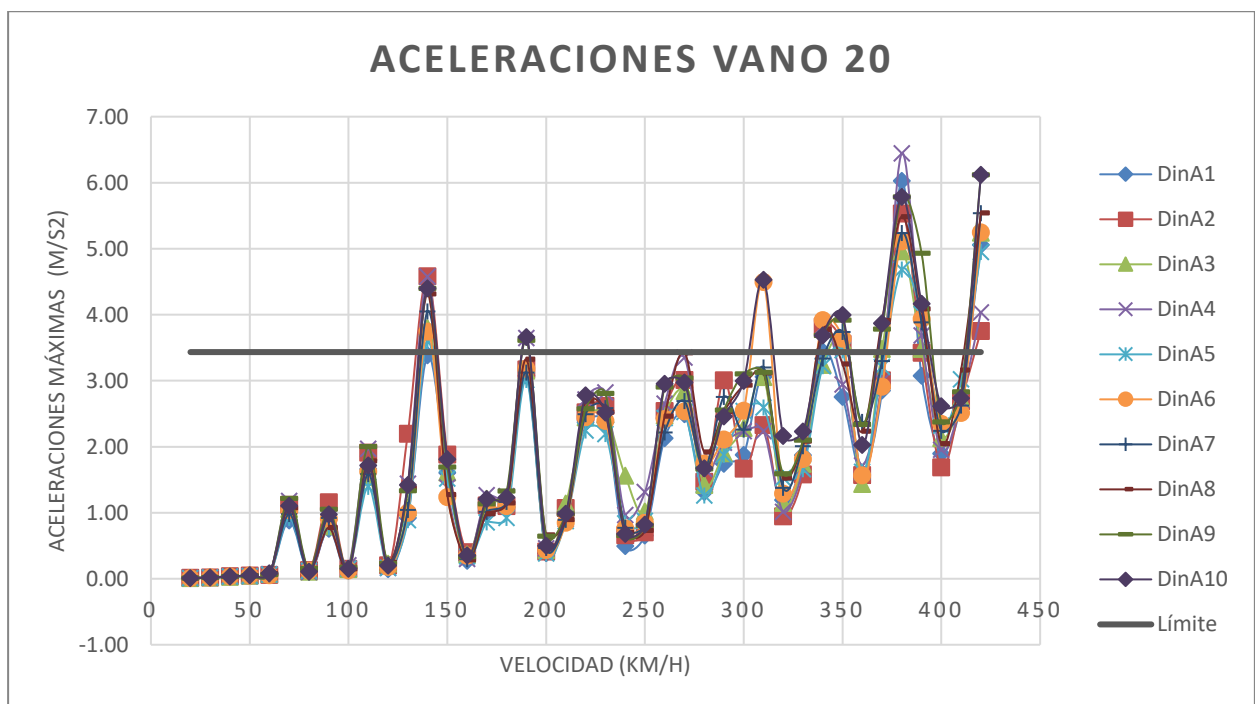


Figura 51. Aceleraciones máximas del puente de vigas con sección doble T de 20 metros de vano central.

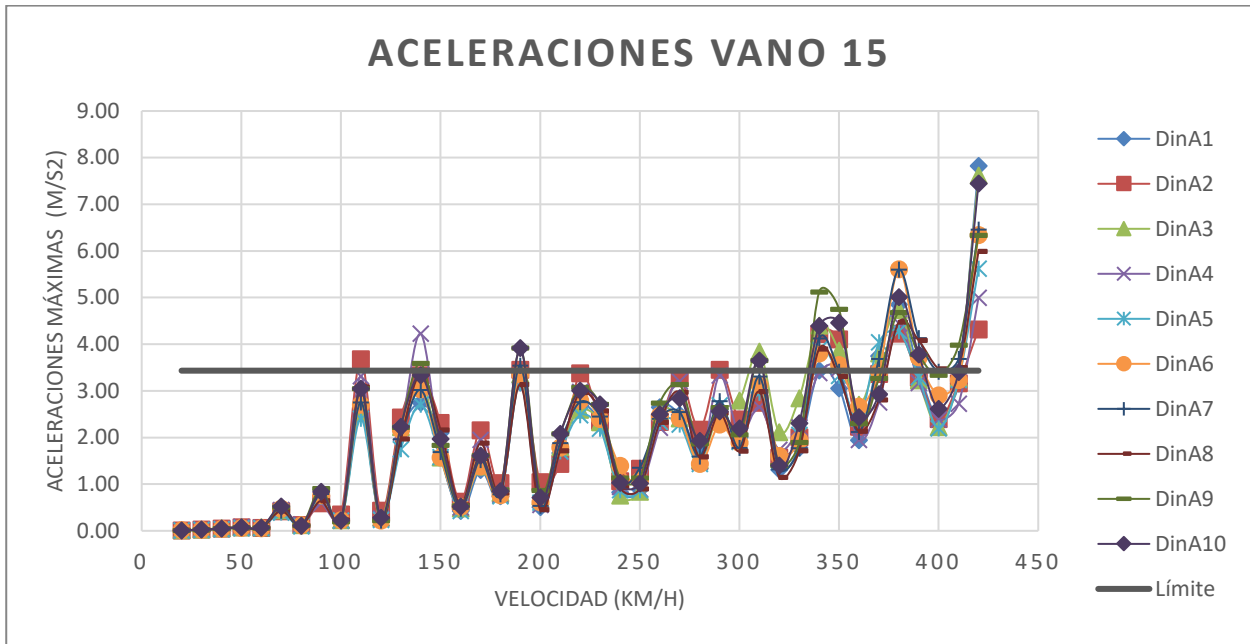


Figura 52. Aceleraciones máximas del puente de vigas con sección doble T de 15 metros de vano central.

4.3.1 Análisis de Resultados para los Puentes Continuos con Sección Doble T

Se puede observar que los desplazamientos presentan valores relativamente bajos que se van incrementado ligeramente con el aumento de la velocidad. Asimismo, los efectos resonantes se concentran para algunas situaciones de paso claramente diferenciadas.

Las aceleraciones presentan picos claramente perceptibles para todos los puentes. Para ciertas velocidades y trenes se supera el valor límite establecido en la *IAPF*, incrementándose el número de casos conforme disminuye la longitud del vano como es lógico, de forma que para los puentes más cortos la superación de dicho límite se extiende por prácticamente todo el espectro.

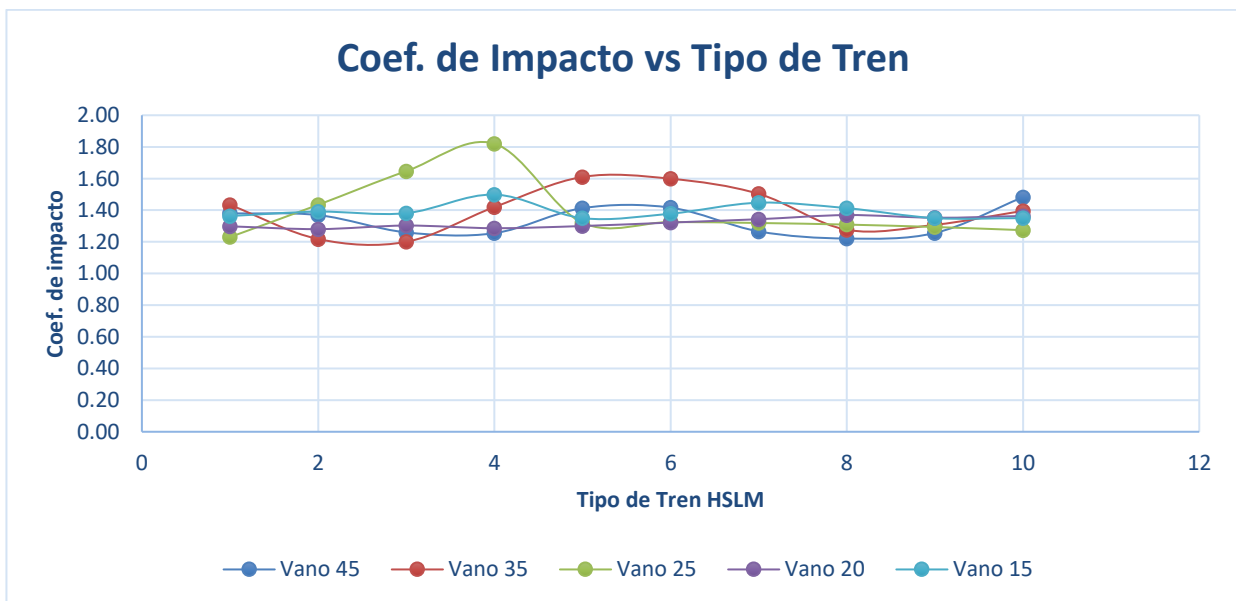


Figura 53. Coeficiente de impacto para las distintas longitudes de vano en función del tren de carga.

Los coeficientes de impacto obtenidos con secciones Doble T toman valores relativamente bajos y muy similares en todos los vanos, lo cual indica que no se producen grandes amplificaciones con respecto a la respuesta estática y que los efectos resonantes no son significantes.

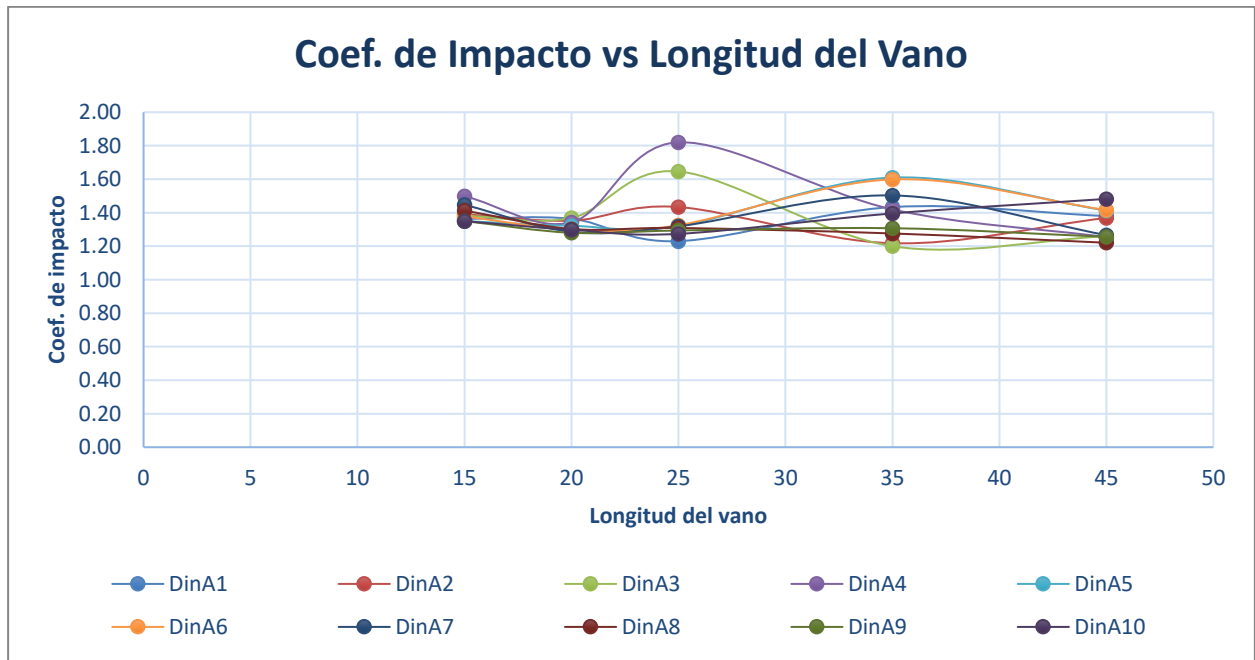


Figura 54. Coeficiente de impacto para los distintos tipos de trenes en función de la longitud del vano.

El análisis según la longitud del vano muestra, por un lado, una unificación de los coeficientes de impacto que se obtienen en las luces más cortas, mientras que existe una mayor dispersión en función del tipo de tren para las luces superiores, que incluso presentan unos efectos resonantes más notables.

4.4 Puentes Discontinuos con Sección Doble T

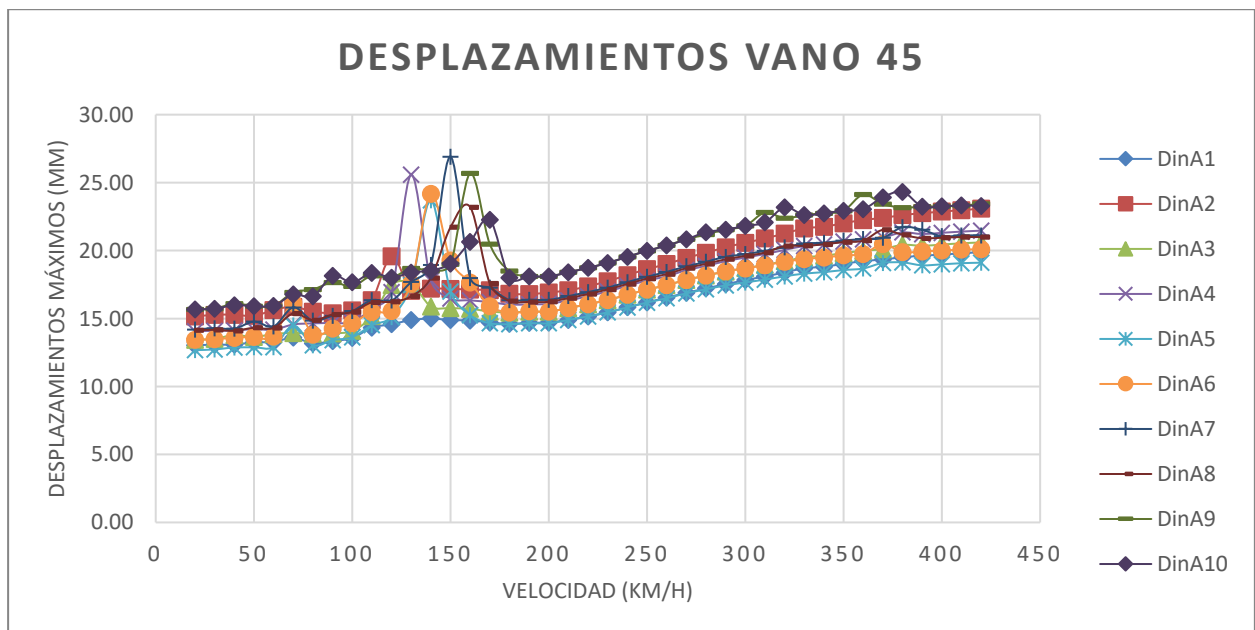


Figura 55. Desplazamientos máximos del puente de vigas discontinuo con sección doble T de 45 metros de longitud.

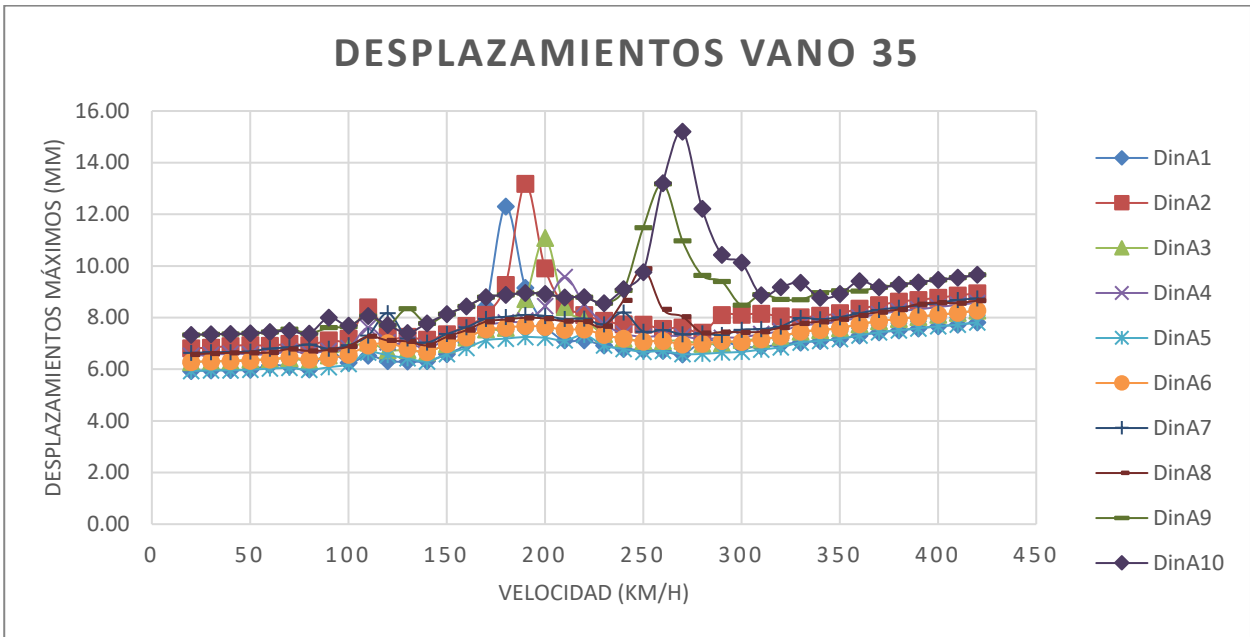


Figura 56. Desplazamientos máximos del puente de vigas discontinuo con sección doble T de 35 metros de longitud.

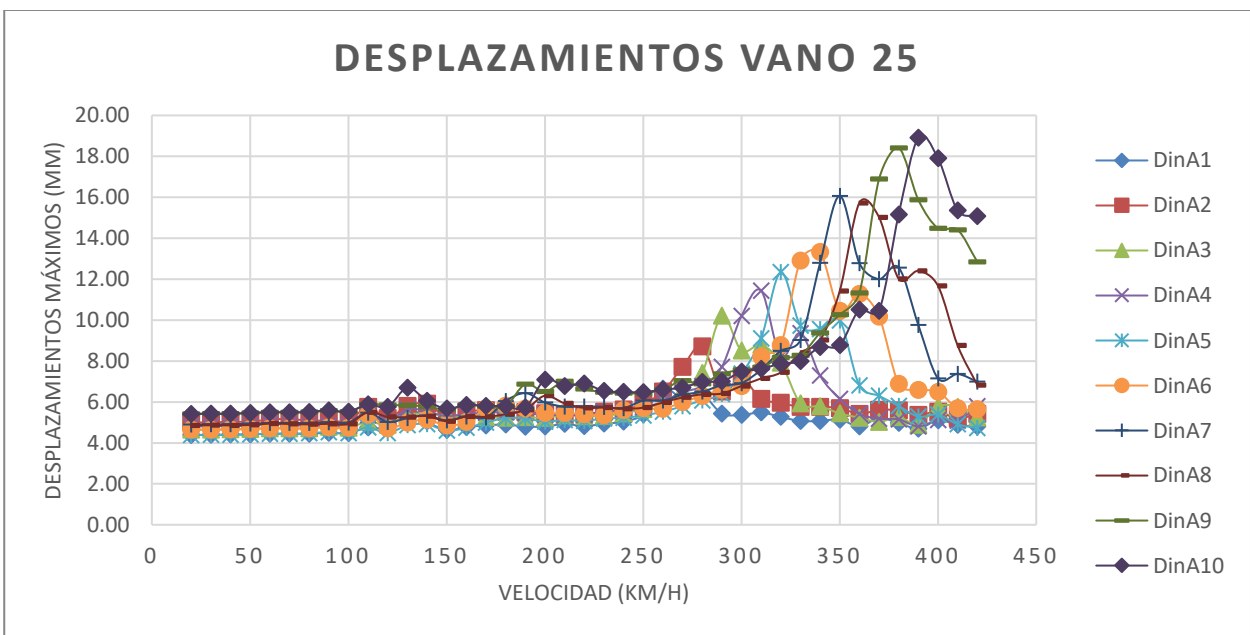


Figura 57. Desplazamientos máximos del puente de vigas discontinuo con sección doble T de 25 metros de longitud.

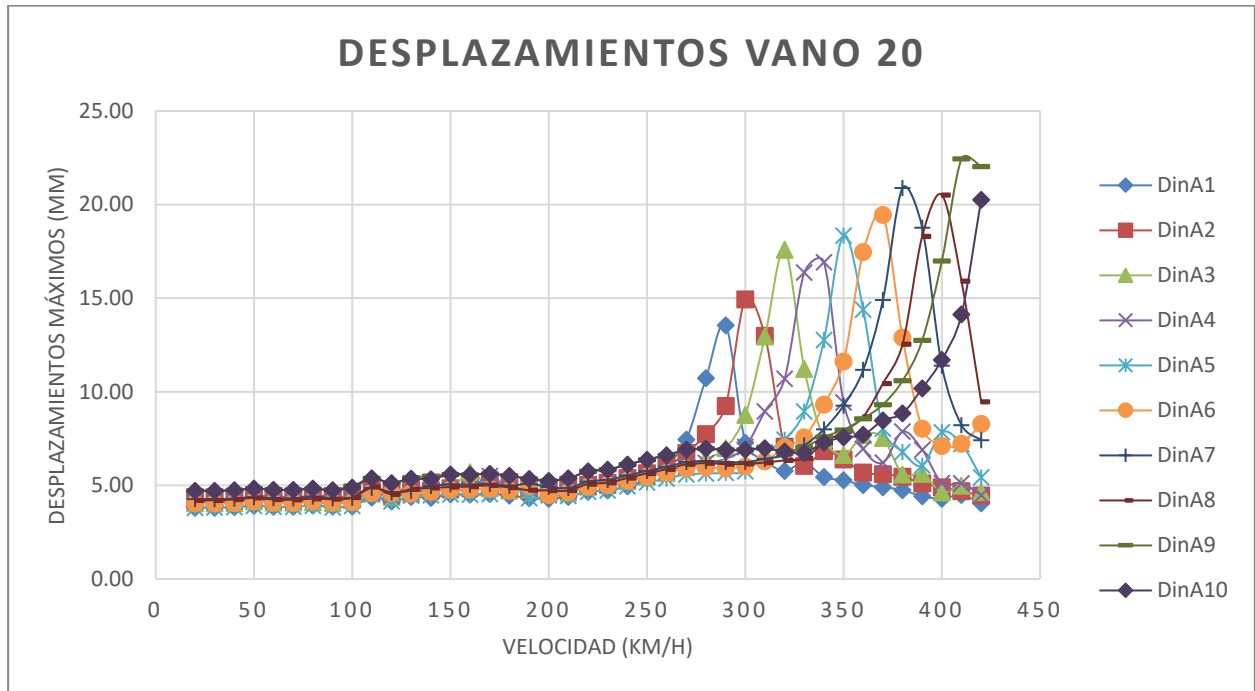


Figura 58. Desplazamientos máximos del puente de vigas discontinuo con sección doble T de 20 metros de longitud.

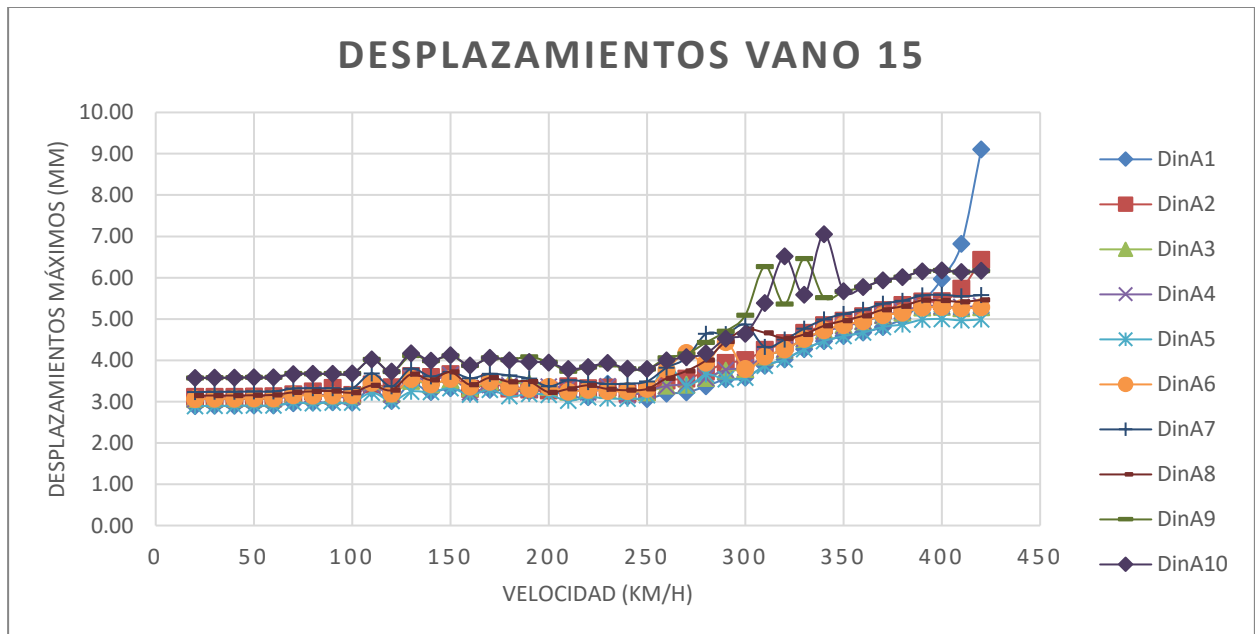


Figura 59. Desplazamientos máximos del puente de vigas discontinuo con sección doble T de 15 metros de longitud.

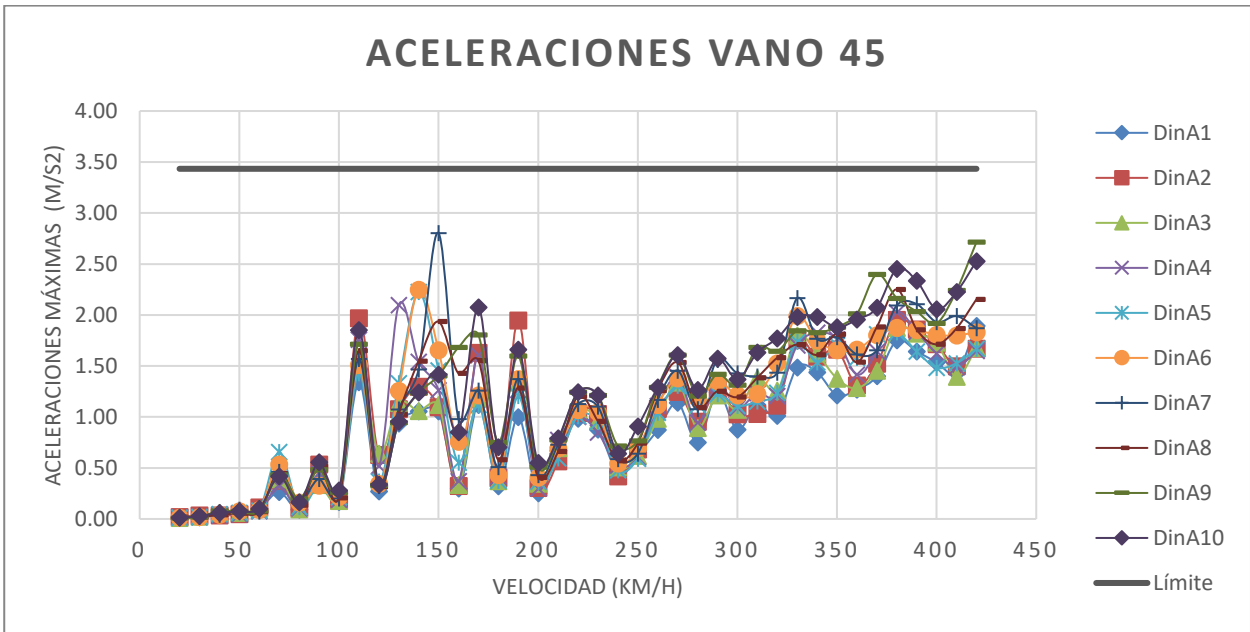


Figura 60. Aceleraciones máximas del puente de vigas discontinuo con sección doble T de 45 metros de longitud.

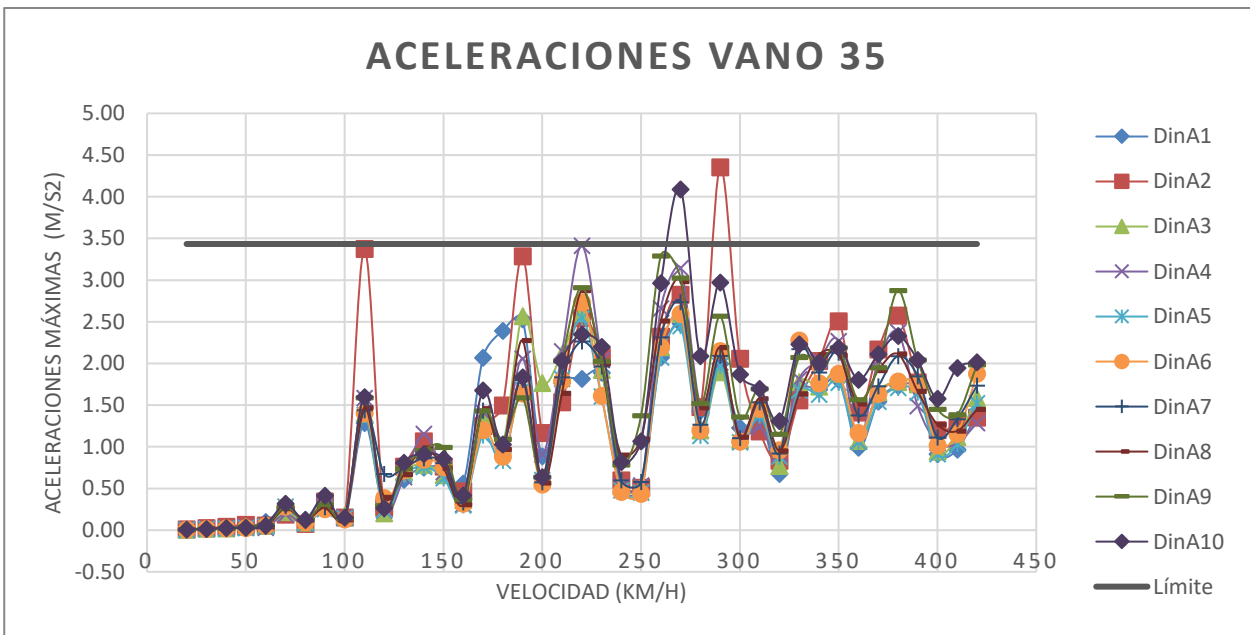


Figura 61. Aceleraciones máximas del puente de vigas discontinuo con sección doble T de 35 metros de longitud.

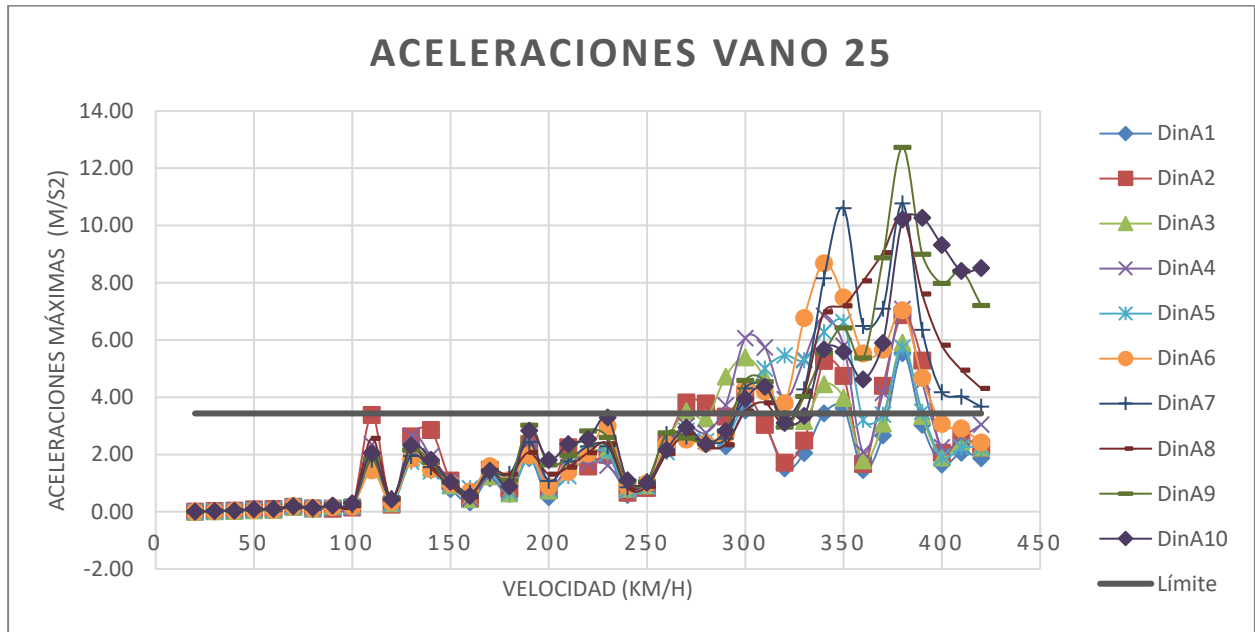


Figura 62. Aceleraciones máximas del puente de vigas discontinuo con sección doble T de 25 metros de longitud.

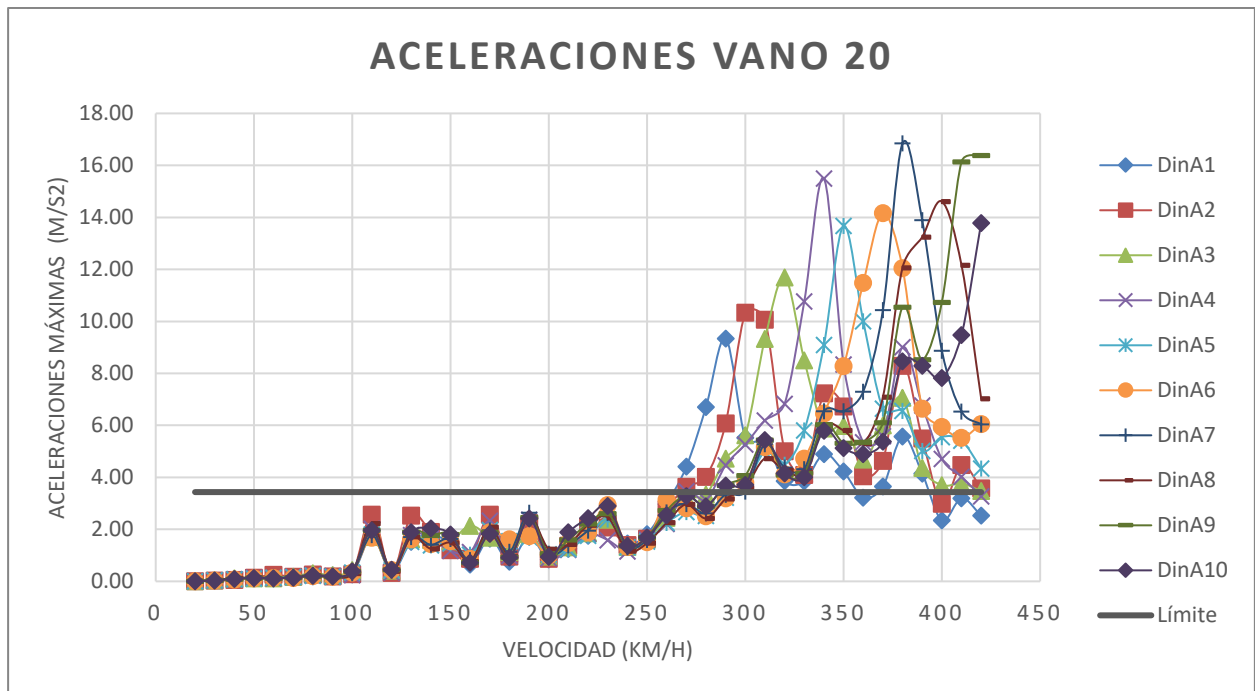


Figura 63. Aceleraciones máximas del puente de vigas discontinuo con sección doble T de 20 metros de longitud.

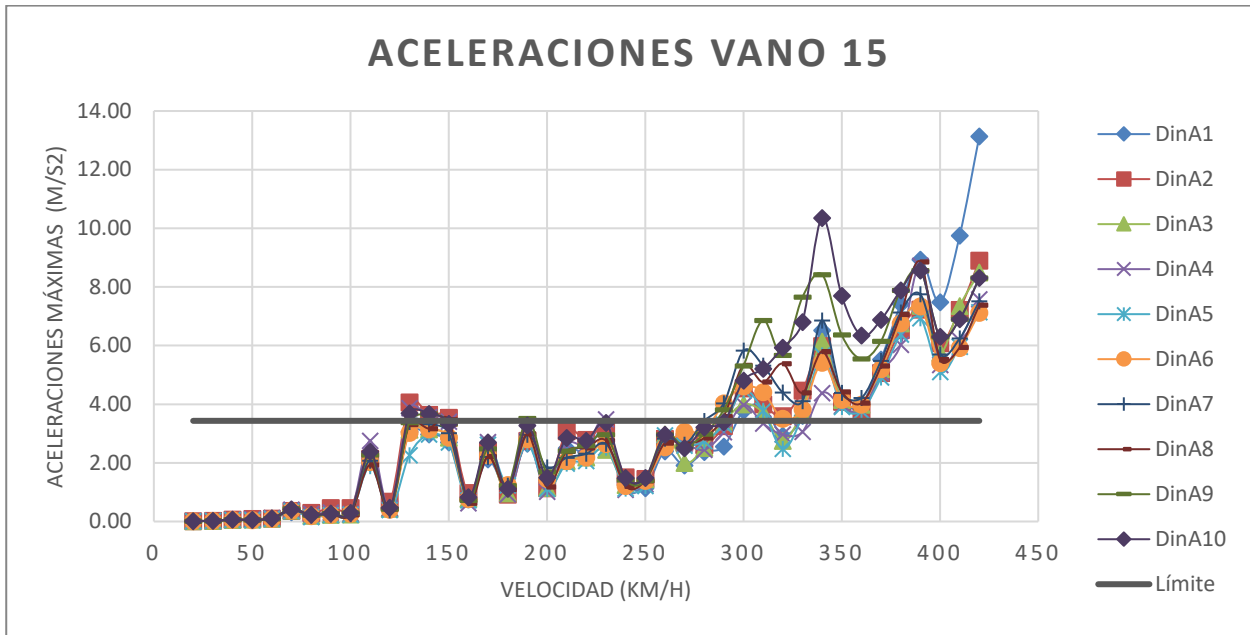


Figura 64. Aceleraciones máximas del puente de vigas discontinuo con sección doble T de 15 metros de longitud.

4.4.1 Análisis de Resultados de los Puentes Discontinuos con Sección Doble T

En los modelos con discontinuidad los valores mínimos de los desplazamientos se reducen conforme también lo hace la longitud del vano. En esta transición también tiene lugar un movimiento de los picos de los desplazamientos hacia las velocidades superiores, llegando incluso, para el caso del puente de 15 metros de longitud, a quedar fuera del rango analizado y no quedar reflejado en los resultados obtenidos para velocidades hasta 420 km/h.

Las aceleraciones tienen un comportamiento similar para las luces mayores pero sus valores se disparan cuando se analizan los puentes de luces cortas, en los que se combina los efectos desfavorables de que las separaciones entre ejes se aproximan a la longitud de la estructura y el hecho de la carencia de vanos contiguos que contrarresten la respuesta.

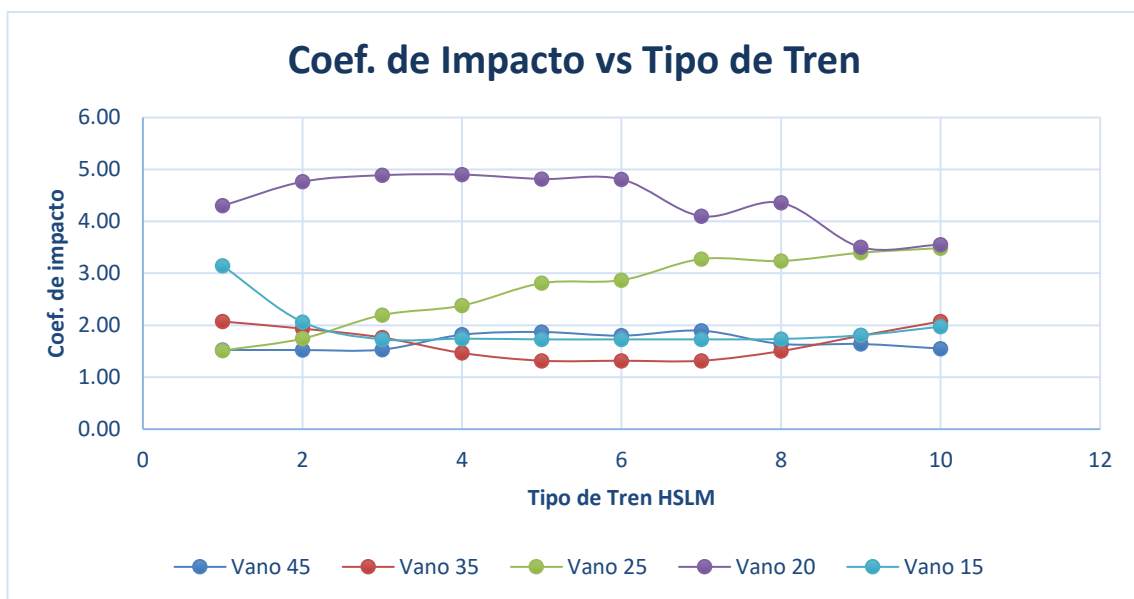


Figura 65. Coeficiente de impacto para las distintas longitudes de vano en función del tren de carga.

El estudio de los vanos centrales de forma independiente conduce a la obtención de coeficientes de impacto que se mantienen bajos para las luces superiores pero que se amplifican notablemente en los puentes de 25 y 20 metros de vano central.

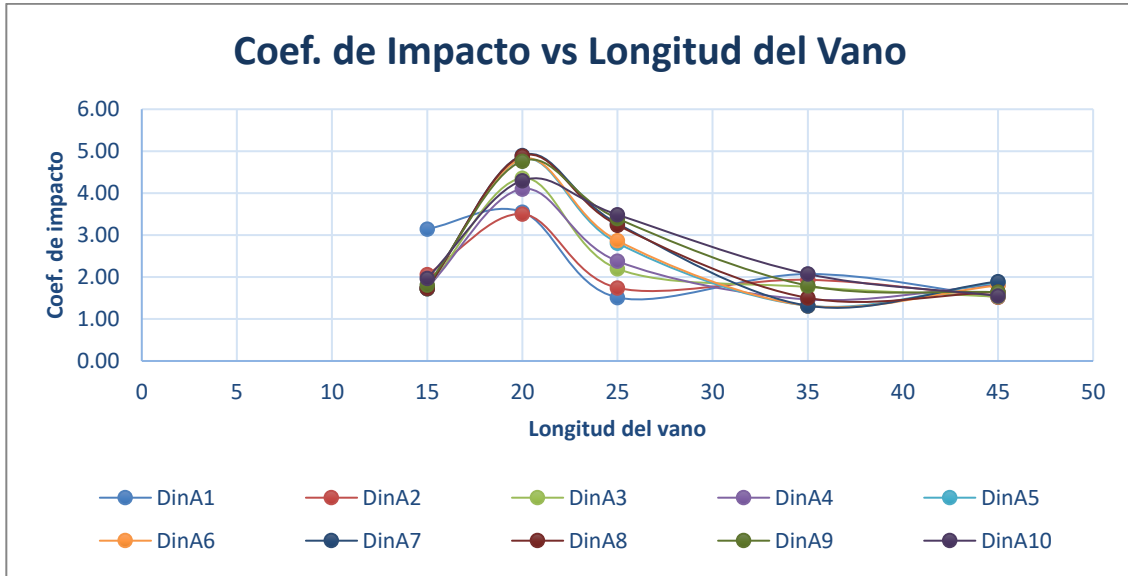


Figura 66. Coeficiente de impacto para los distintos tipos de trenes función del tren de la longitud del vano.

El gráfico anterior viene a reiterar el hecho de que los vanos cortos suponen un aumento considerable de la respuesta de la estructura ante el paso de determinados trenes, que llegan a originar amplificaciones de hasta 5 veces sobre los desplazamientos y esfuerzos de esta.

La reducción que aparece para el puente de menor longitud se debe a que amplificaciones máximas se producen con velocidades superiores a los 420 km/h, que no se han analizado en el trabajo.

4.5 Puentes Continuos con Sección Artesa

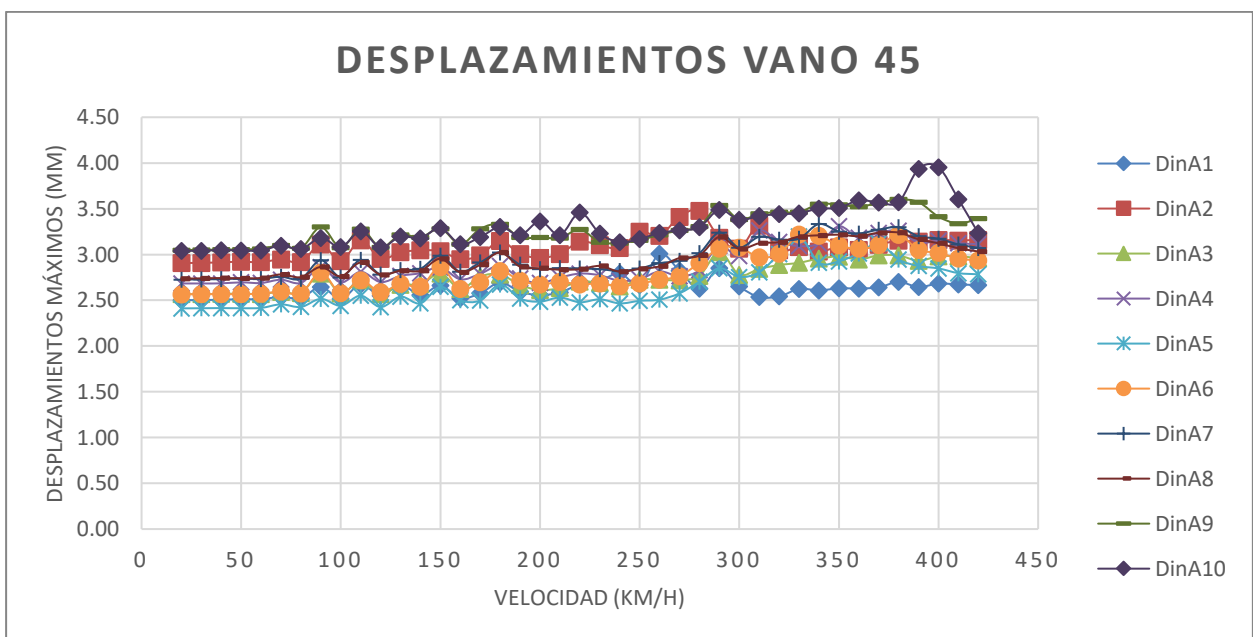


Figura 67. Desplazamientos máximos del puente de vigas con sección artesa de 45 metros de vano central.

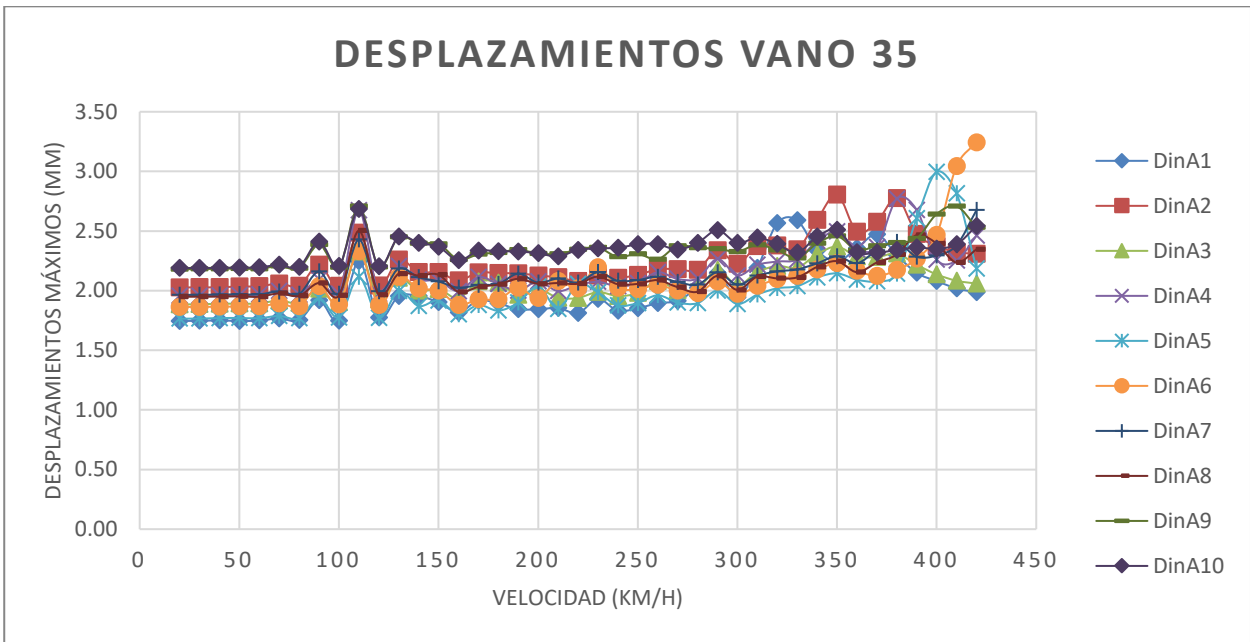


Figura 68. Desplazamientos máximos del puente de vigas con sección artesa de 35 metros de vano central.

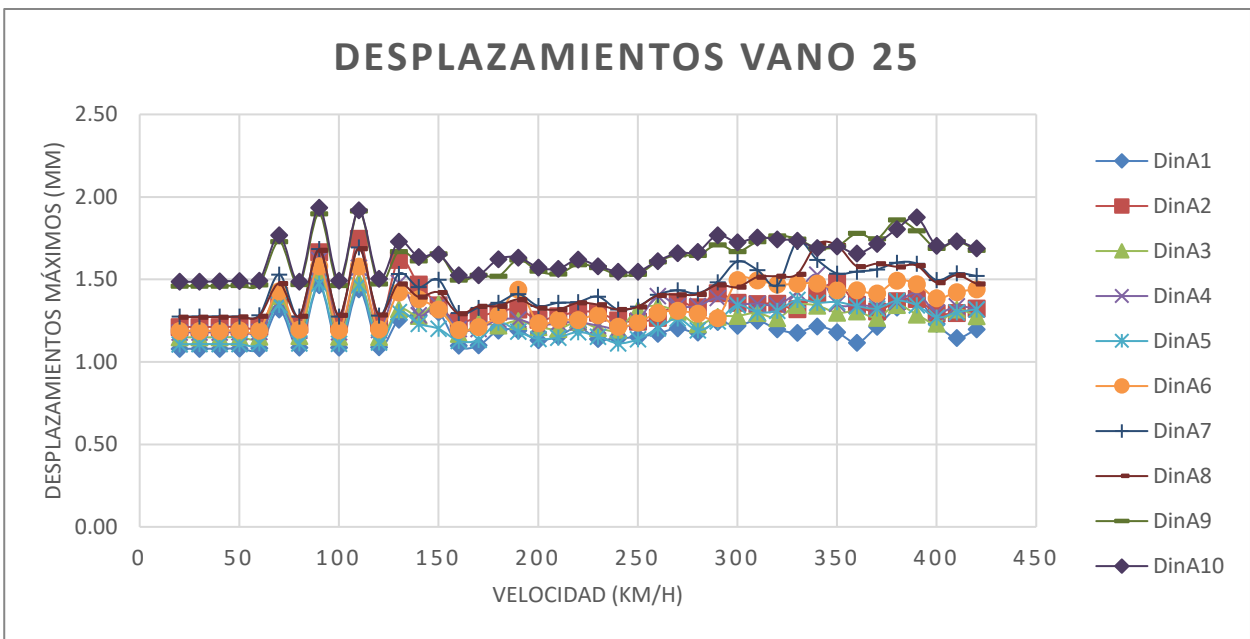


Figura 69. Desplazamientos máximos del puente de vigas con sección artesa de 25 metros de vano central.

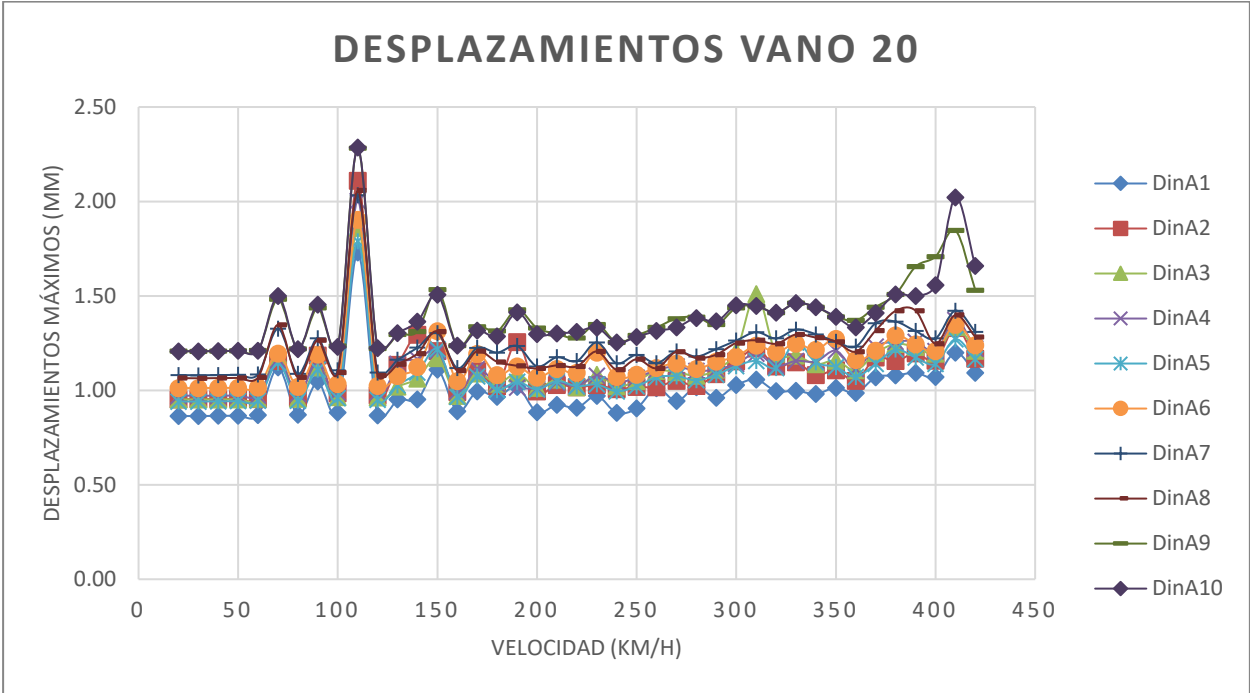


Figura 70. Desplazamientos máximos del puente de vigas con sección artesa de 20 metros de vano central.

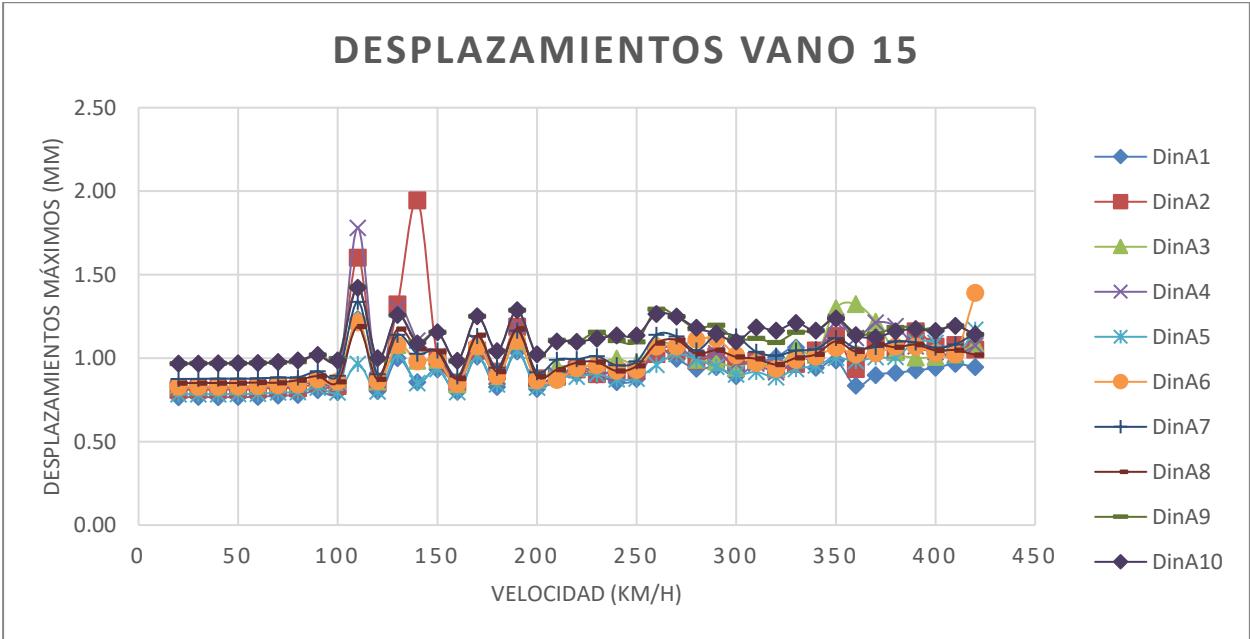


Figura 71. Desplazamientos máximos del puente de vigas con sección artesa de 15 metros de vano central.

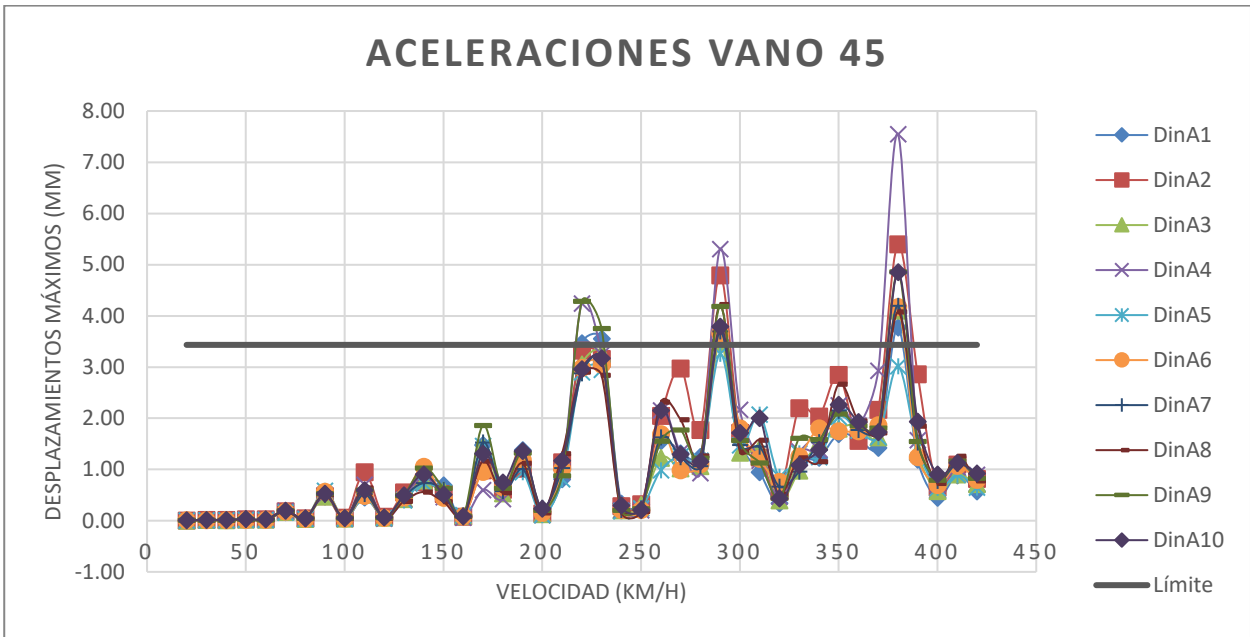


Figura 72. Aceleraciones máximas del puente de vigas con sección artesa de 45 metros de vano central.

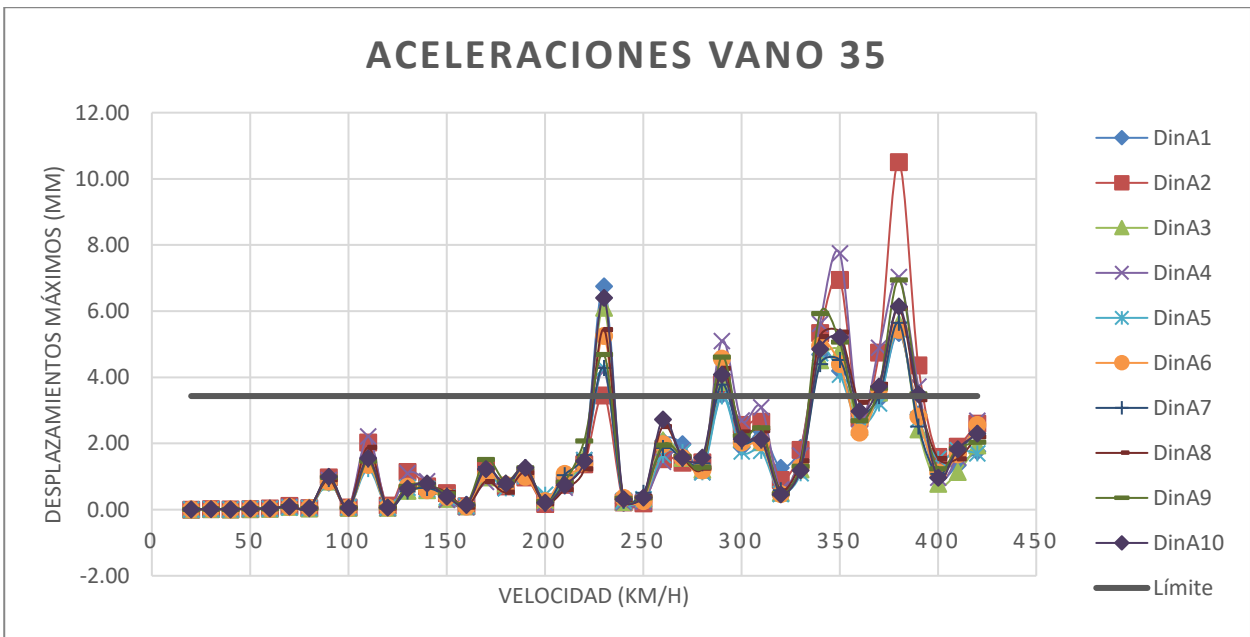


Figura 73. Aceleraciones máximas del puente de vigas con sección artesa de 35 metros de vano central.

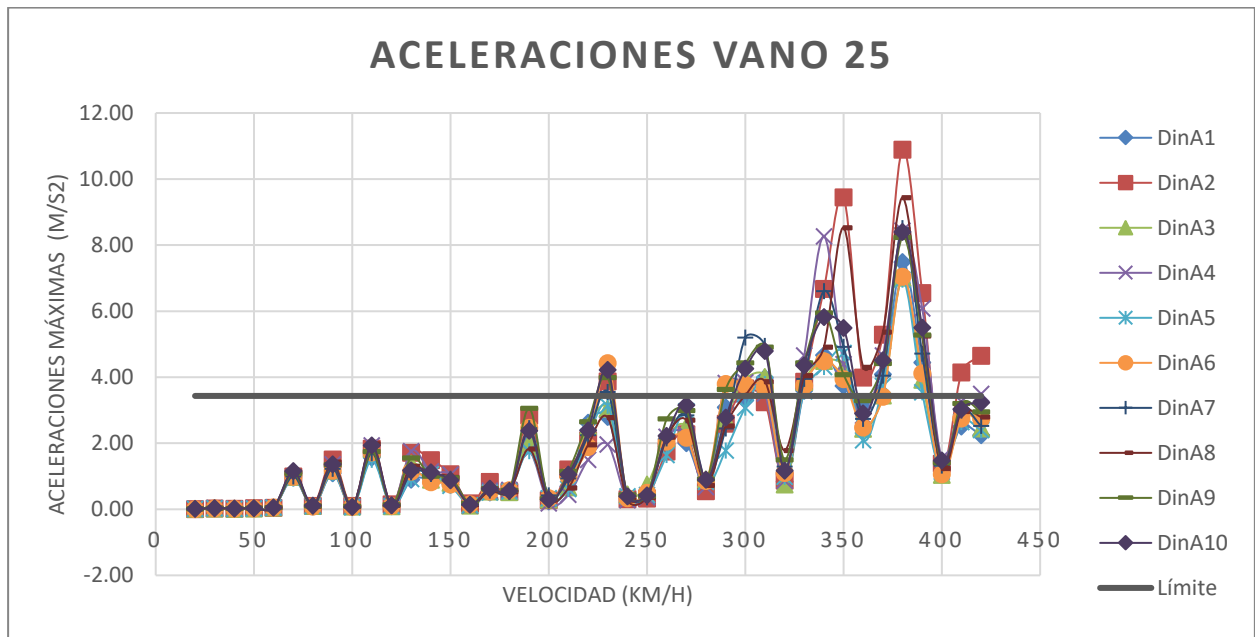


Figura 74. Aceleraciones máximas del puente de vigas con sección artesa de 25 metros de vano central.

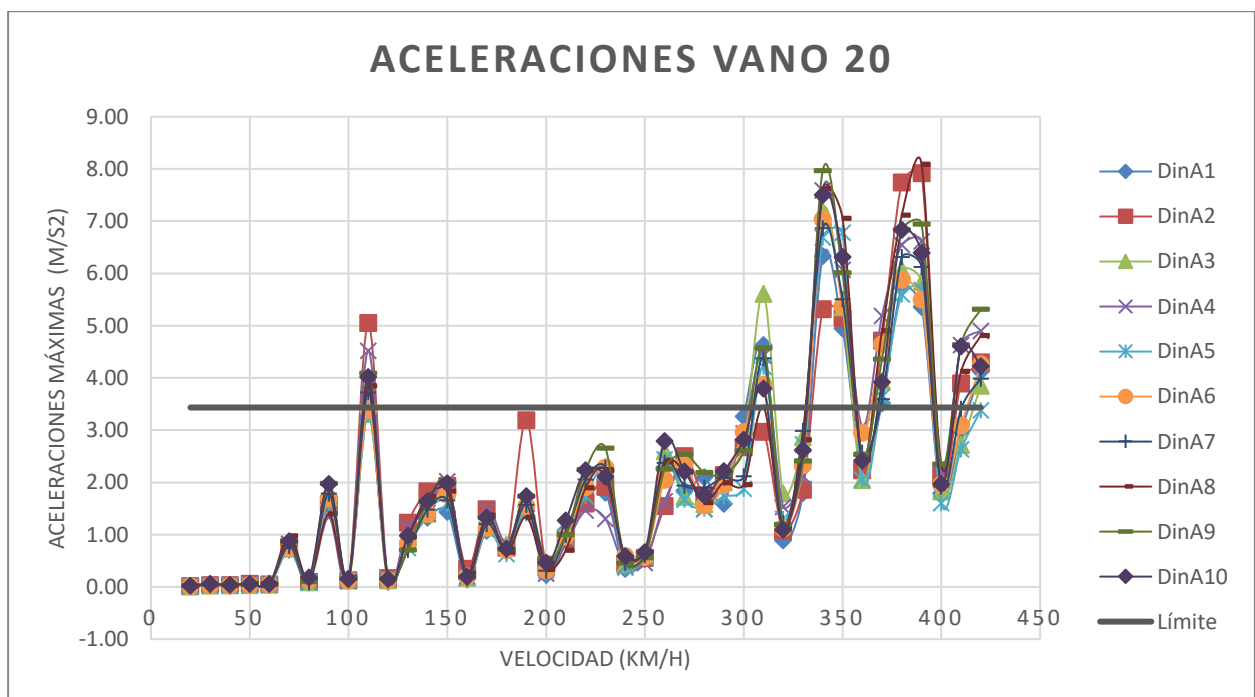


Figura 75. Aceleraciones máximas del puente de vigas con sección artesa de 20 metros de vano central.

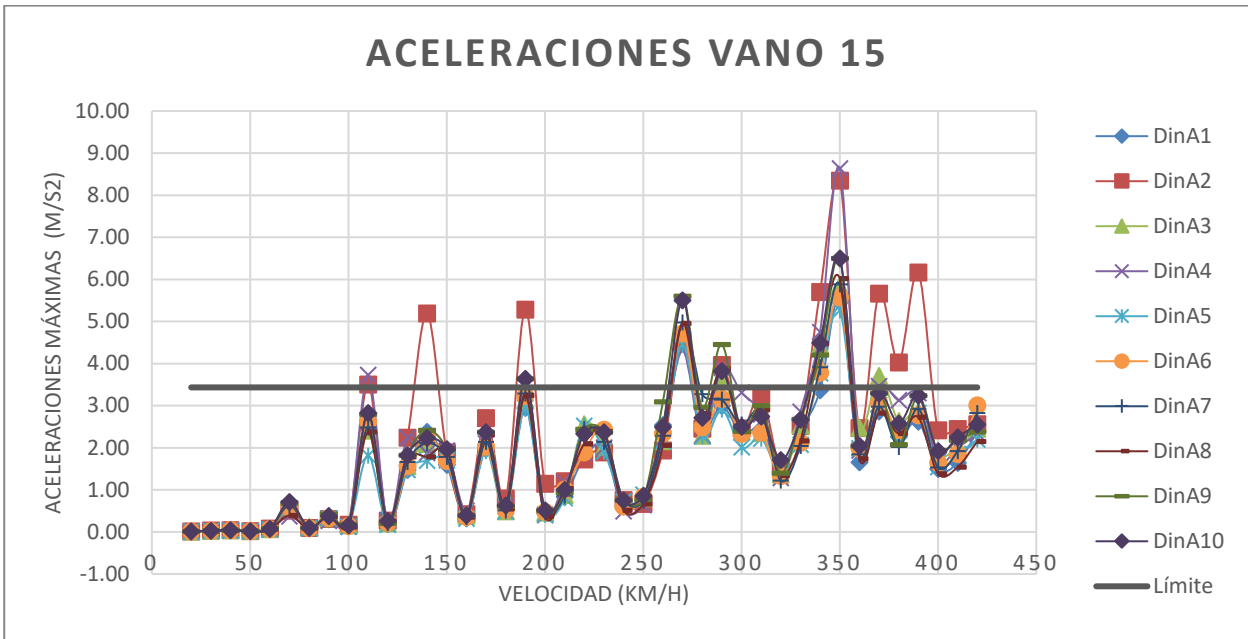


Figura 76. Aceleraciones máximas del puente de vigas con sección artesa de 15 metros de vano central.

4.5.1 Análisis de Resultados de los Puentes Continuos con Sección Artesa

En general, los desplazamientos obtenidos para vigas artesa son bastante buenos ya que presentan valores promedio notablemente bajos y únicamente se producen algunas amplificaciones de baja magnitud para algunas velocidades en torno a los 100-150 km/h.

En cambio, las aceleraciones suponen que se sobrepase los 3.43 m/s² bajo determinadas situaciones de carga en todos los puentes analizados, aunque resalta el hecho de que esas amplificaciones se produzcan en todos los trenes para las mismas velocidades de paso.

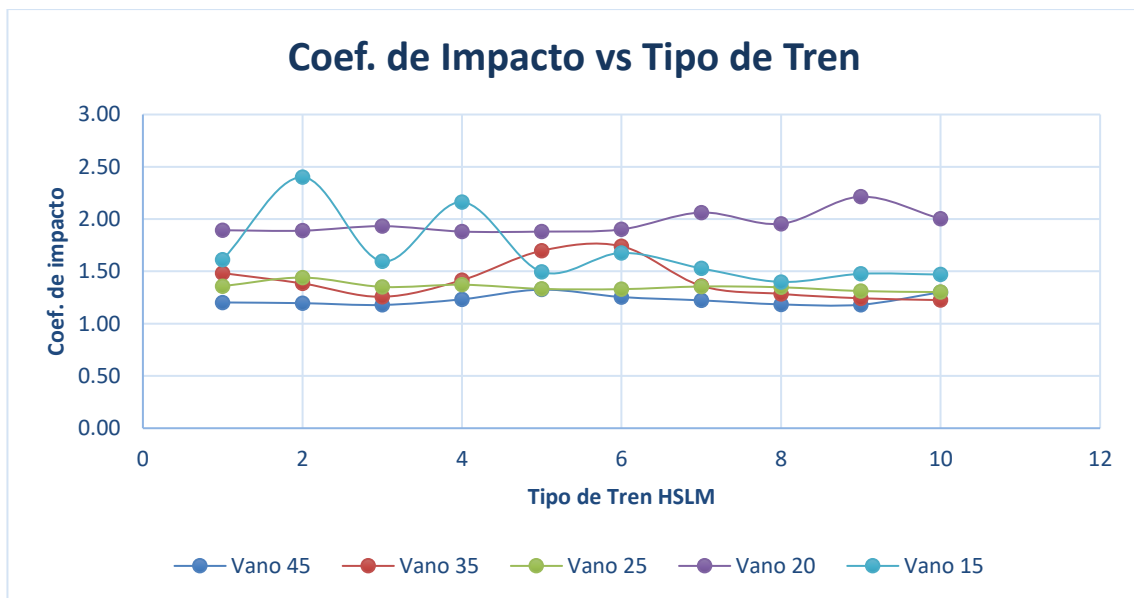


Figura 77. Coeficiente de impacto para las distintas longitudes de vano en función del tren de carga.

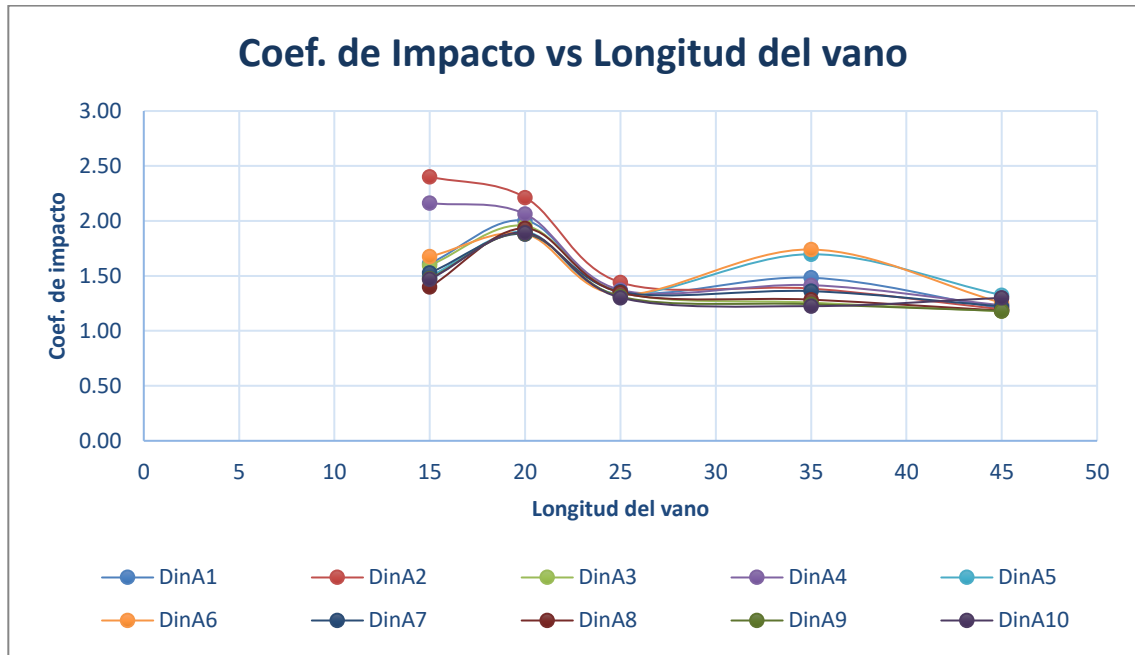


Figura 78. Coeficiente de impacto para los distintos tipos de trenes en función de la longitud del vano.

Los gráficos anteriores muestran unos coeficientes de impacto no excesivamente elevados y que toman valores similares para todos los trenes de carga, a excepción de algunas amplificaciones de mayor entidad que se producen en los puentes de 15, 20 y 35 metros de vano central con algunas situaciones de carga.

4.6 Puentes Discontinuos con Sección Artesa

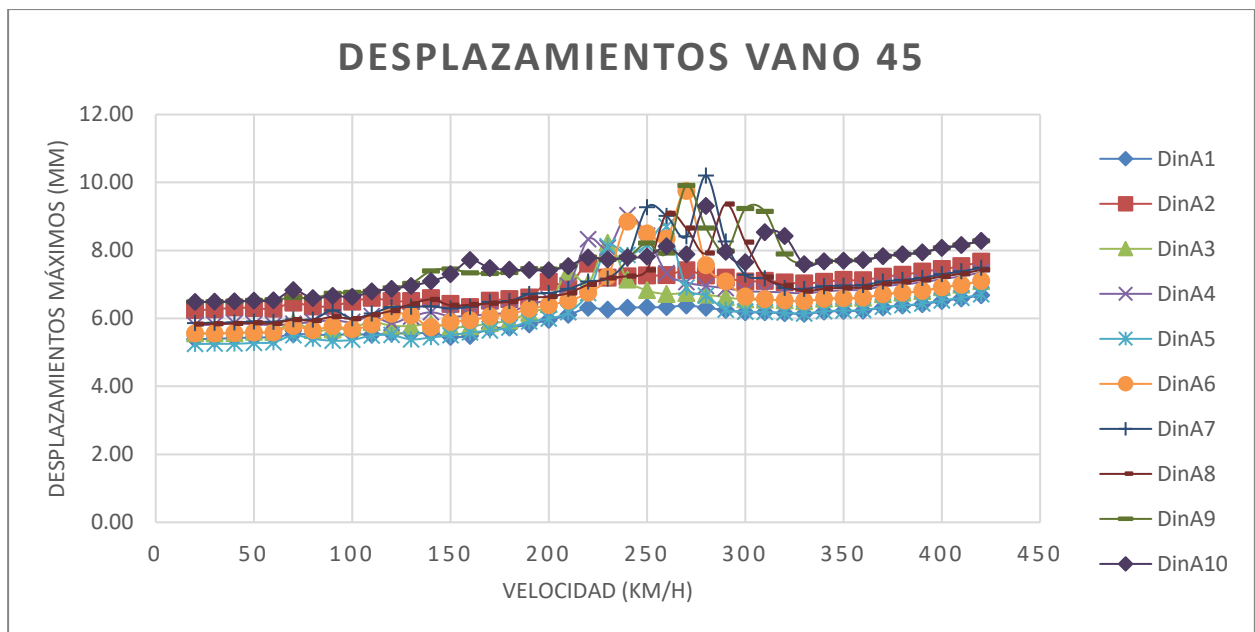


Figura 79. Desplazamientos máximos del puente de vigas discontinuo con sección artesa de 45 metros de longitud.

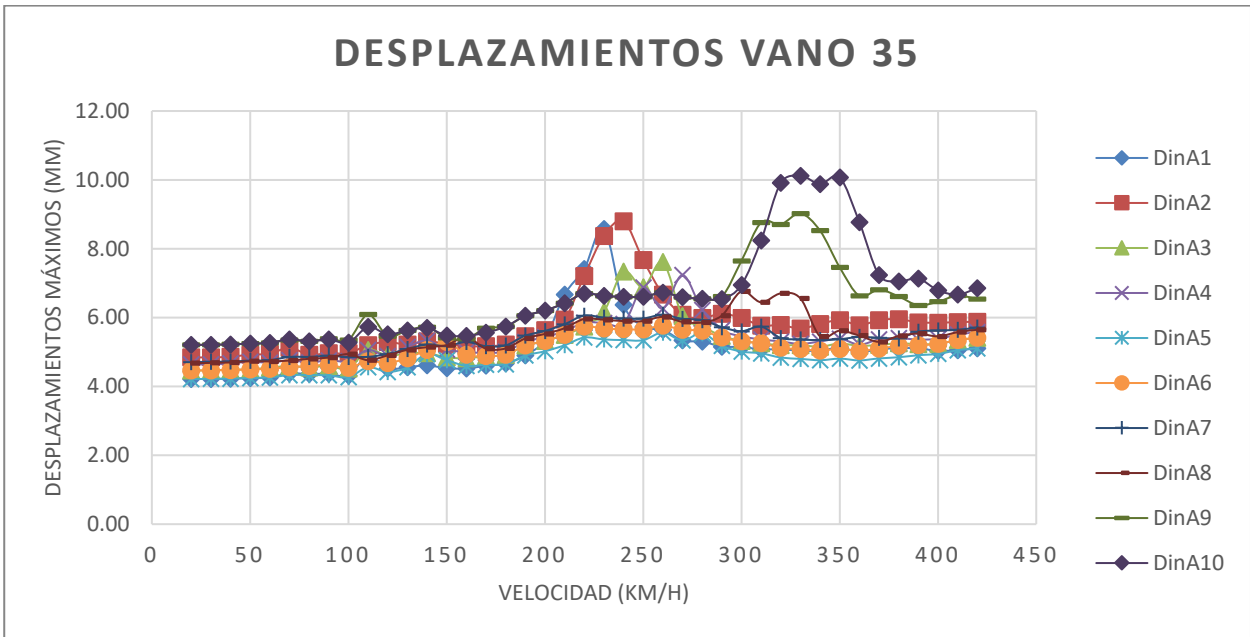


Figura 80. Desplazamientos máximos del puente de vigas discontinuo con sección artesa de 35 metros de longitud.

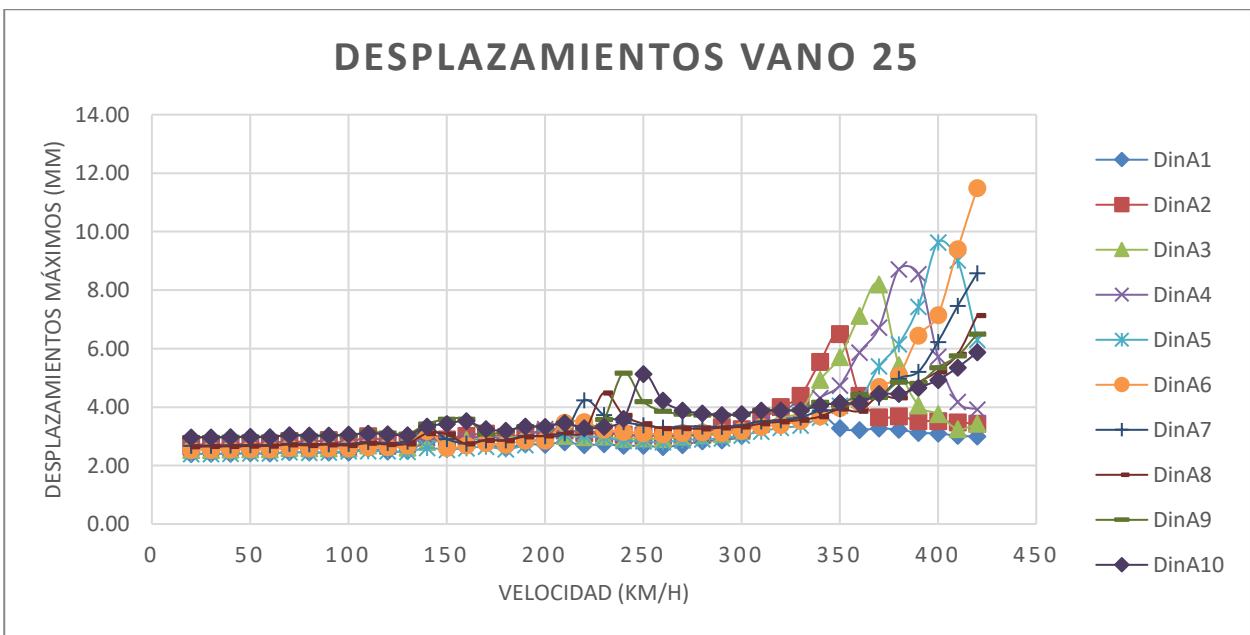


Figura 81. Desplazamientos máximos del puente de vigas discontinuo con sección artesa de 25 metros de longitud.

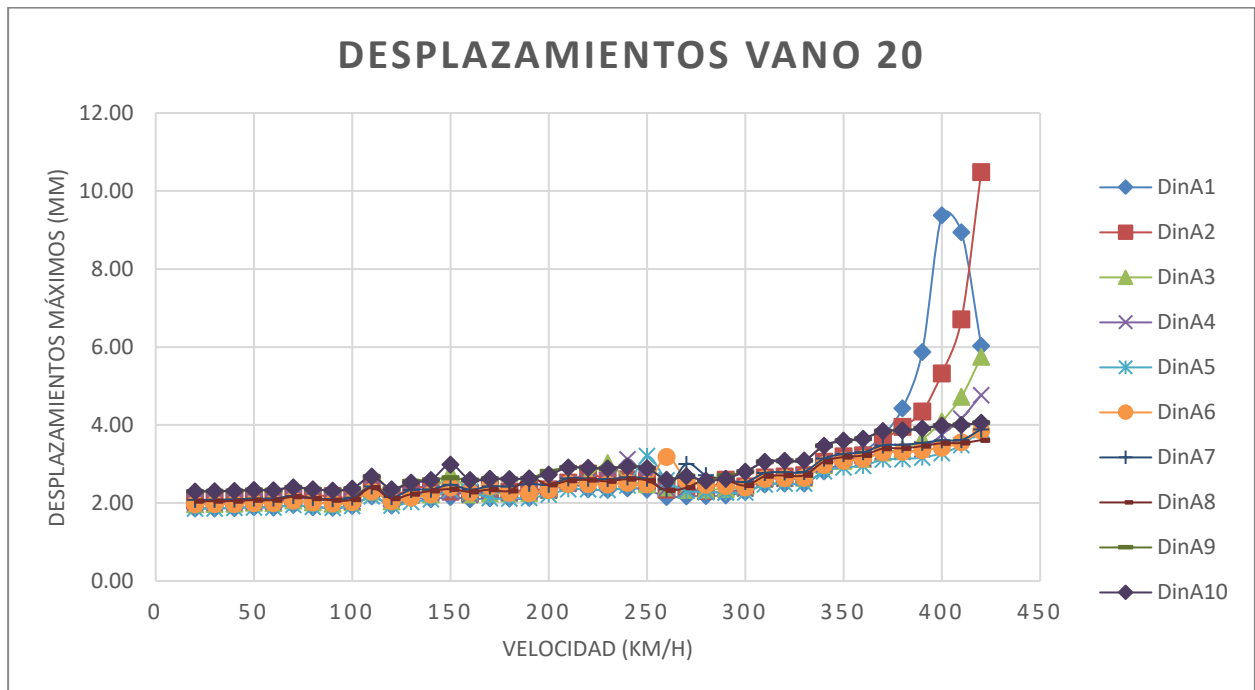


Figura 82. Desplazamientos máximos del puente de vigas discontinuo con sección artesa de 20 metros de longitud.

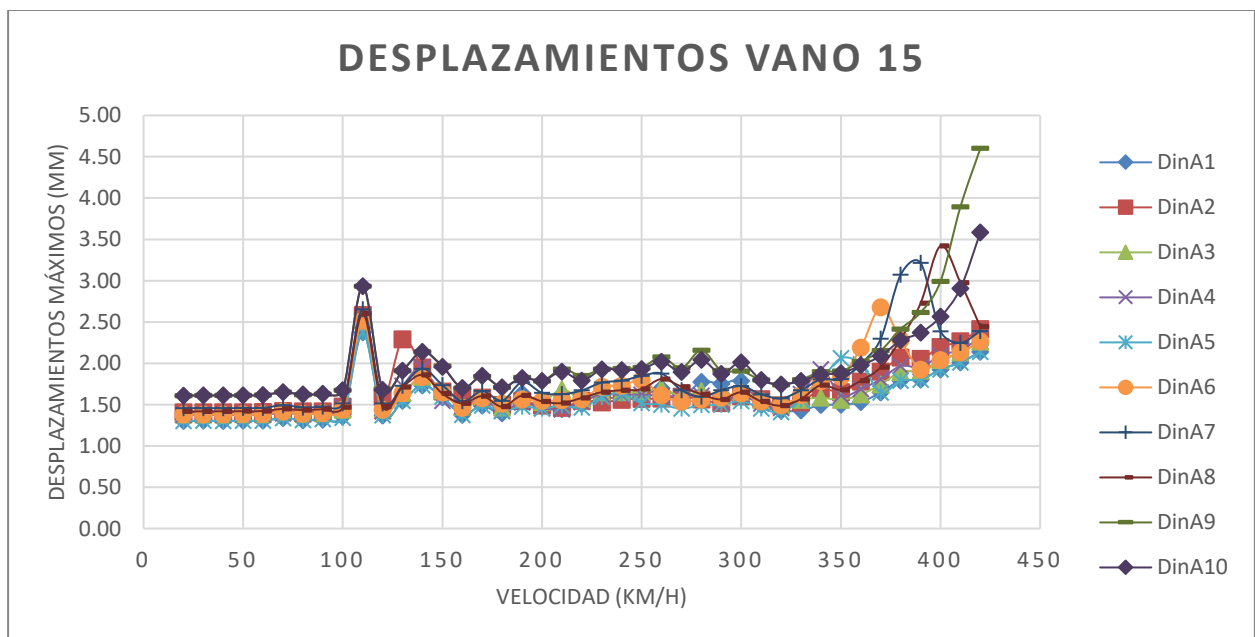


Figura 83. Desplazamientos máximos del puente de vigas discontinuo con sección artesa de 15 metros de longitud.

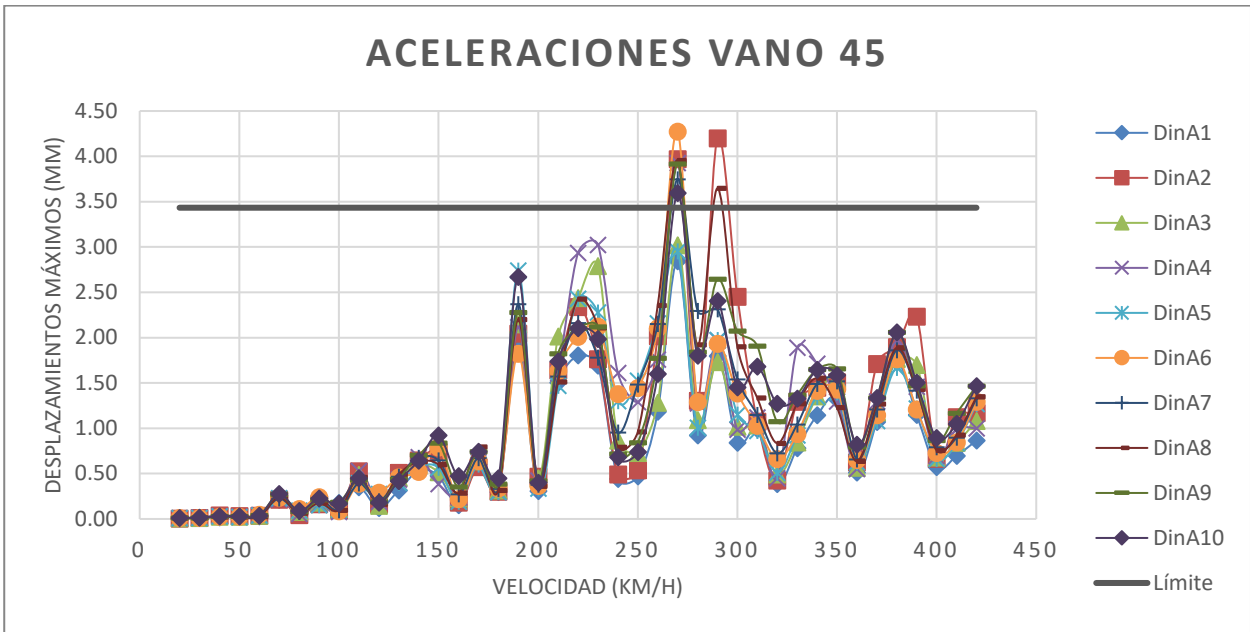


Figura 84. Aceleraciones máximas del puente de vigas discontinuo con sección artesa de 45 metros de longitud.

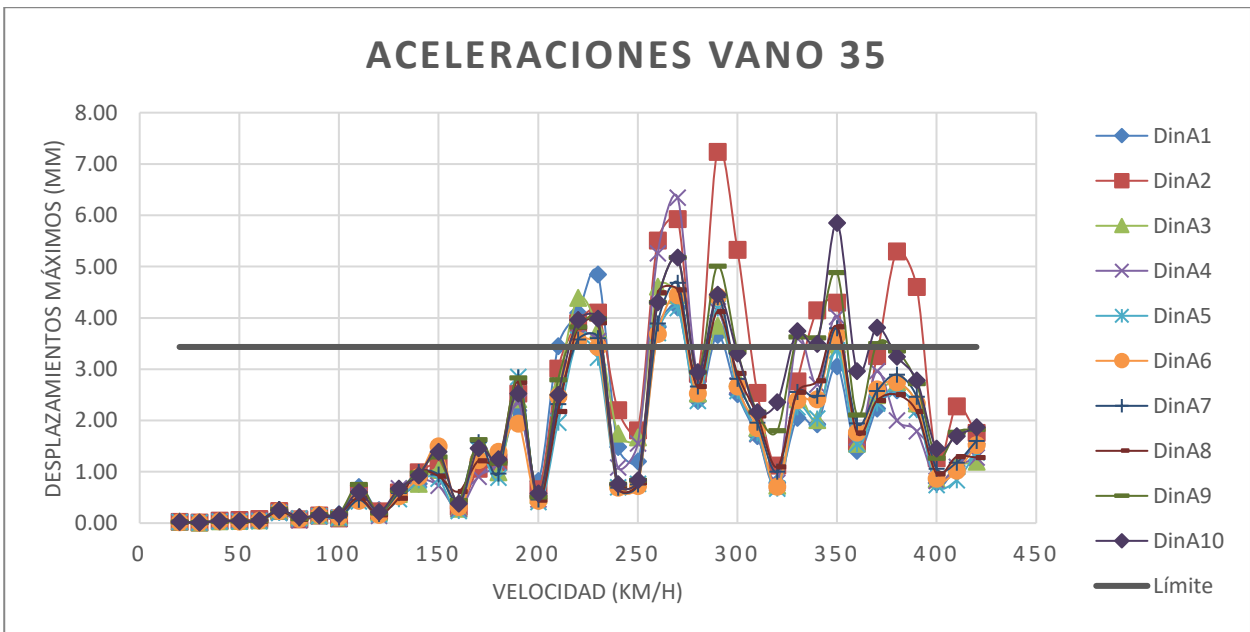


Figura 85. Aceleraciones máximas del puente de vigas discontinuo con sección artesa de 35 metros de longitud.

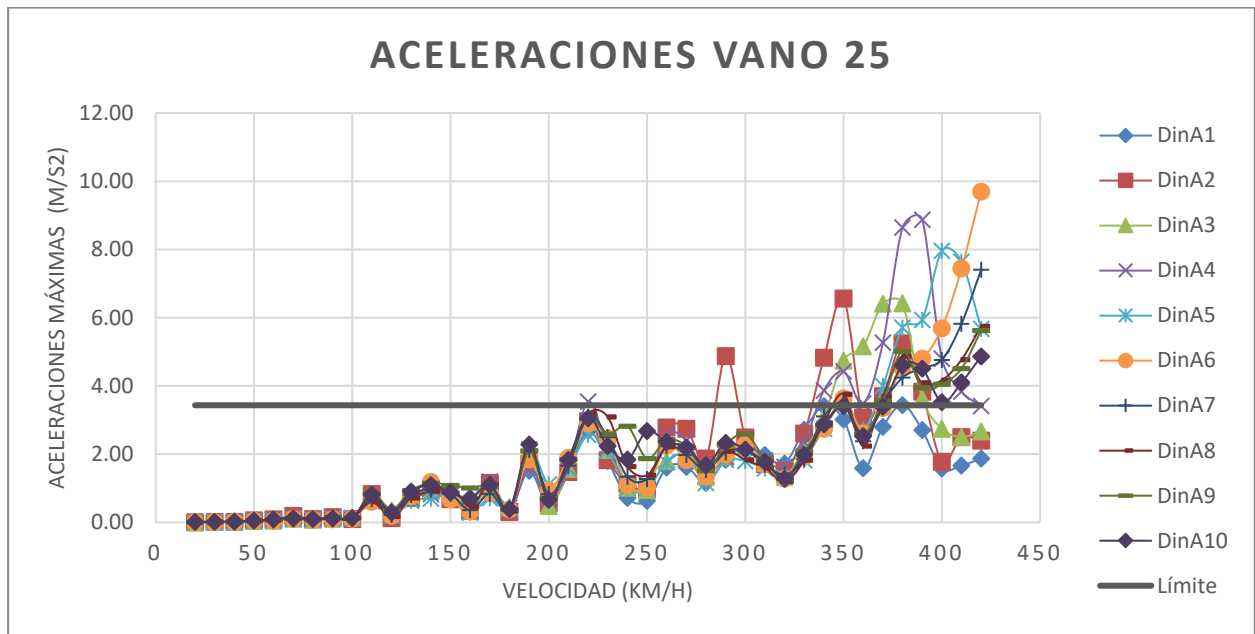


Figura 86. Aceleraciones máximas del puente de vigas discontinuo con sección artesa de 25 metros de longitud.

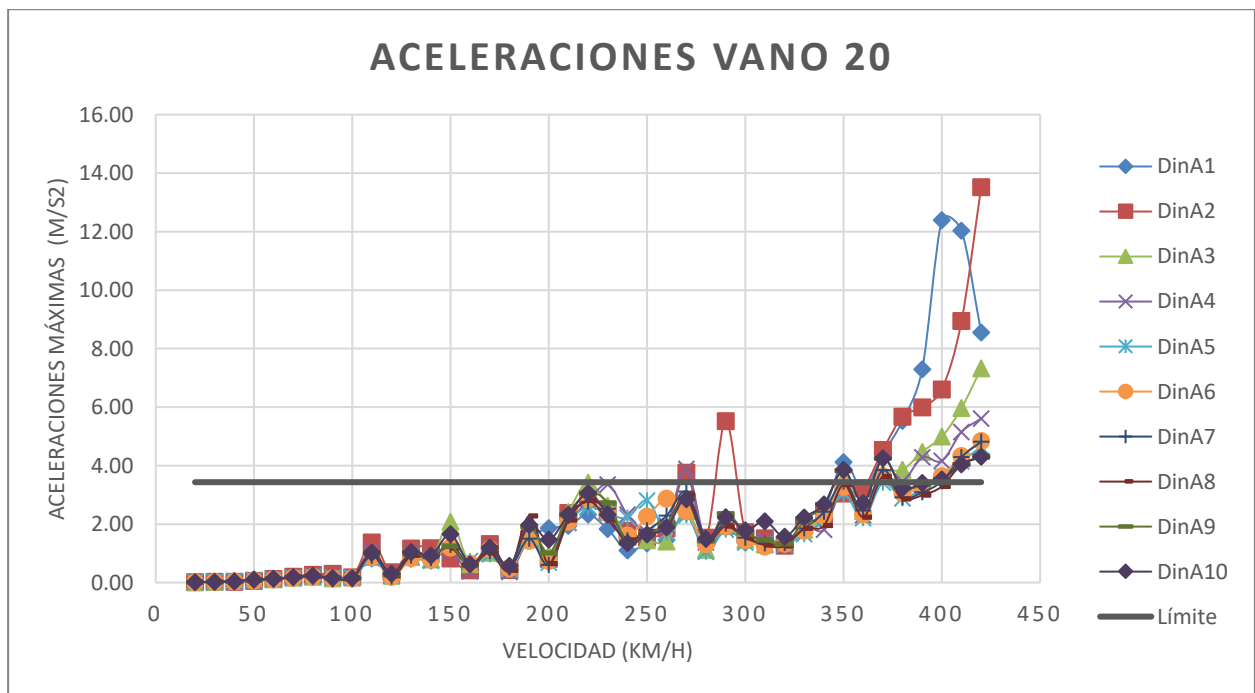


Figura 87. Aceleraciones máximas del puente de vigas discontinuo con sección artesa de 20 metros de longitud.

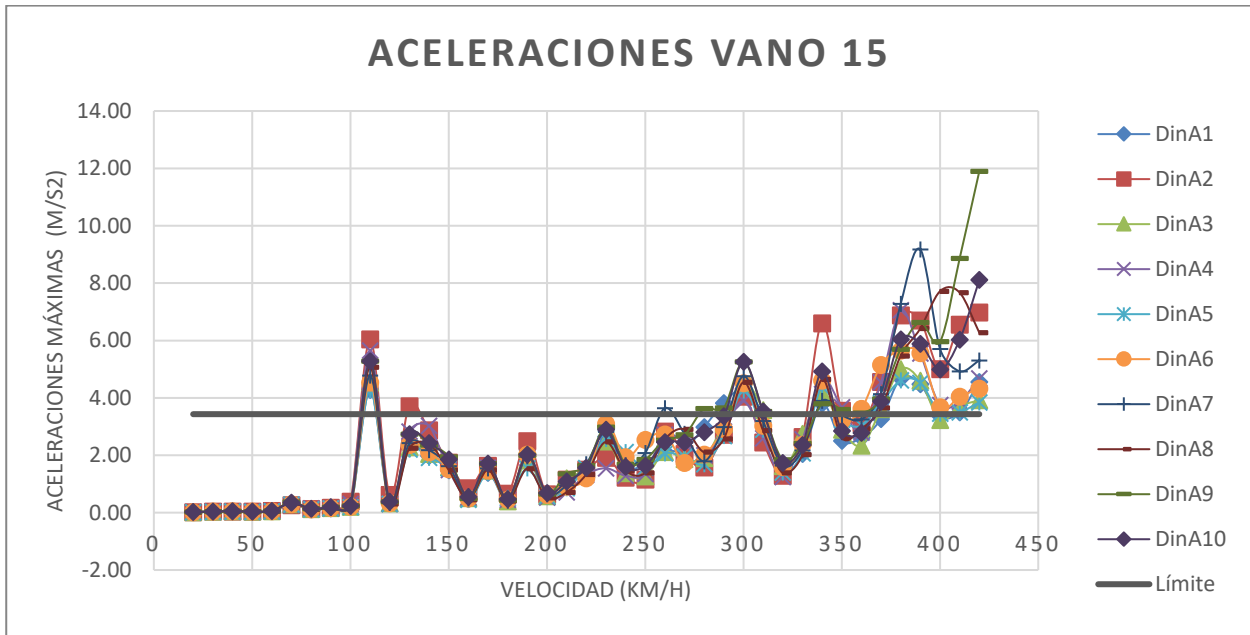


Figura 88. Aceleraciones máximas del puente de vigas discontinuo con sección artesa de 15 metros de longitud.

4.6.1 Análisis de Resultados de los Puentes Discontinuos con Sección Artesa

Del estudio de los vanos centrales de forma aislada se concluye por un lado el hecho de que los desplazamientos no alcanzan valores muy elevados y que los picos se concentran en las velocidades mayores. Por su parte las aceleraciones siguen mostrando efectos de resonancia muy concentrados en ciertas velocidades para los vanos de mayor longitud, aunque tiende a extenderse a un mayor rango y de valores más altos conforme se reduce la separación entre apoyos.

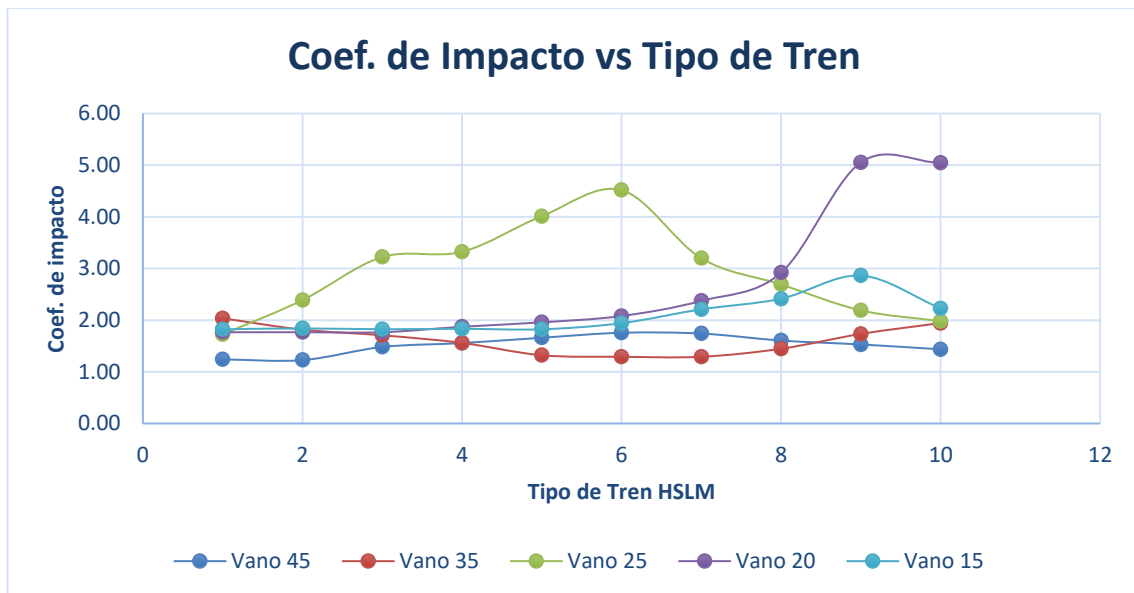


Figura 89. Coeficiente de impacto para las distintas longitudes de vano en función del tren de carga.

Los puentes isostáticos de viga artesa presentan para los vanos superiores unos efectos resonantes aceptables que se caracterizan por un coeficiente de impacto siempre por debajo de 2. Para las luces de 25 y 20 metros la respuesta se amplifica considerablemente.

En cambio, el vano de 15 metros conduce a una respuesta intermedia que se amplifica únicamente con los trenes de carga de mayor separación entre ejes.

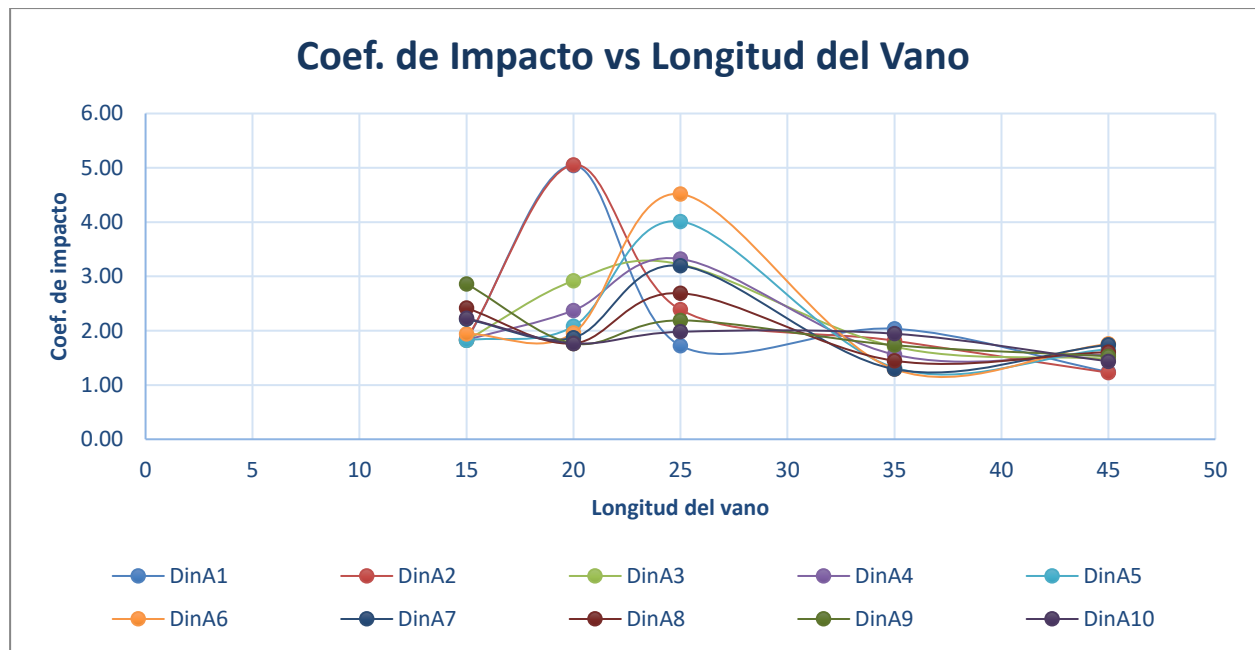


Figura 90. Coeficiente de impacto para los distintos tipos de trenes en función de la longitud del vano.

Por otro lado, la representación de los coeficientes de impacto en función de la luz del vano muestra una gran dispersión en los valores obtenidos para cada tren de carga, que destaca especialmente en los vanos intermedios debido esencialmente a que no ha quedado incorporado en el análisis el rango de velocidades críticas del puente de menor longitud.

4.7 Análisis de los resultados por longitud del vano

4.7.1 Puentes de Luces Largas

Los puentes de mayor luz se caracterizan por presentar una respuesta en desplazamientos aceptable, en la que las amplificaciones respecto a la flecha estática no son considerables salvo para un conjunto muy bajo de velocidades de paso. Los máximos desplazamientos se producen en los puentes de viga doble T al presentar una menor rigidez de flexión longitudinal.

Por su parte, los resultados en aceleraciones muestran una clara distinción entre las tipologías de puentes: en primer lugar, las secciones cajón y puentes losa presentan unas características mecánicas tales que los efectos resonantes que se originan no logran sobrepasar el límite establecido por la *IAPF* y alcanzan valores muy bajos. En cambio, en los puentes de vigas, el paso de los trenes lleva a una amplificación de la respuesta que supone el incumplimiento de dicho límite, en especial para los puentes de viga artesana en los que los picos se acentúan debido a sus mayores frecuencias naturales, que se aproximan a las frecuencias de excitación sobre la estructura.

4.7.2 Puentes de Luces Cortas

La respuesta en desplazamientos presenta conclusiones opuestas para las luces cortas: todas las tipologías comienzan presentando flechas de valores bajos para las velocidades de paso más bajas. Sin embargo, los puentes tipo cajón y losa alcanzan amplificaciones muy considerables en las velocidades de paso superiores, rango en el que la respuesta crece exponencialmente. Esto no ocurre en los puentes de vigas, en los cuales la flecha estática es mayor debido a su menor rigidez a flexión, pero los desplazamientos mantienen valores

similares salvo algunos picos asociados a velocidades de paso intermedias.

Las aceleraciones que se producen en todos los puentes suponen que se sobrepase la aceleración máxima permitida por la *LAPF* para ciertos trenes. Si bien es cierto que para los puentes de viga cajón y losa este hecho se da principalmente en las velocidades de paso superiores, mientras que para las otras dos tipologías los efectos resonantes se reparten a lo largo de todo el espectro.

4.7.3 Comentario de Resultados

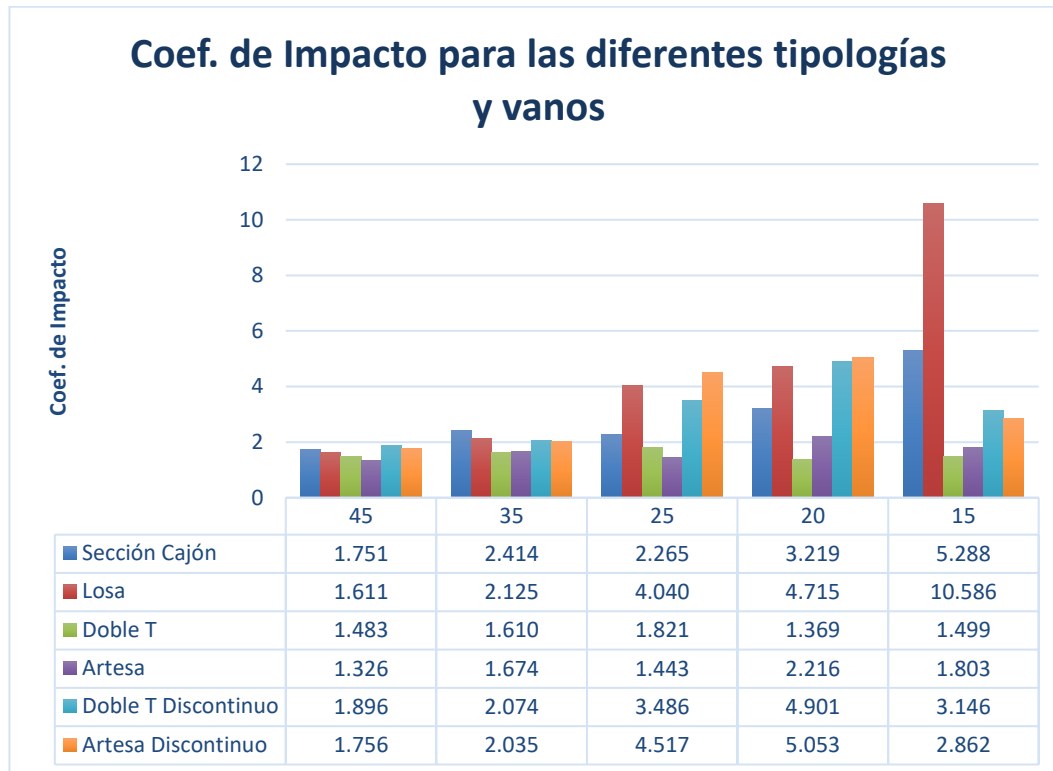


Figura 91. Coeficiente de impacto máximos en función de la longitud del vano y la tipología estructural.

La gráfica anterior muestra el coeficiente de impacto máximo obtenido para todos los trenes de carga analizados y que se representa en función de la longitud del vano central y de la tipología estructural para que permita su comparación.

En primer lugar, destaca el hecho de que los puentes de vigas con continuidad entre vanos presentan siempre los valores más bajos, es decir, no se ven afectados por grandes efectos resonantes. Al analizar el resto de las tipologías, para los vanos superiores se obtienen resultados del mismo orden.

En cambio, conforme se reduce la longitud del puente, las secciones tipo cajón y losa experimentan una considerable amplificación en el coeficiente de impacto, lo cual indica que los efectos dinámicos adquieren una gran relevancia, especialmente en los puentes de menor vano. Este mismo hecho se repite también en los puentes de vigas isostáticos.

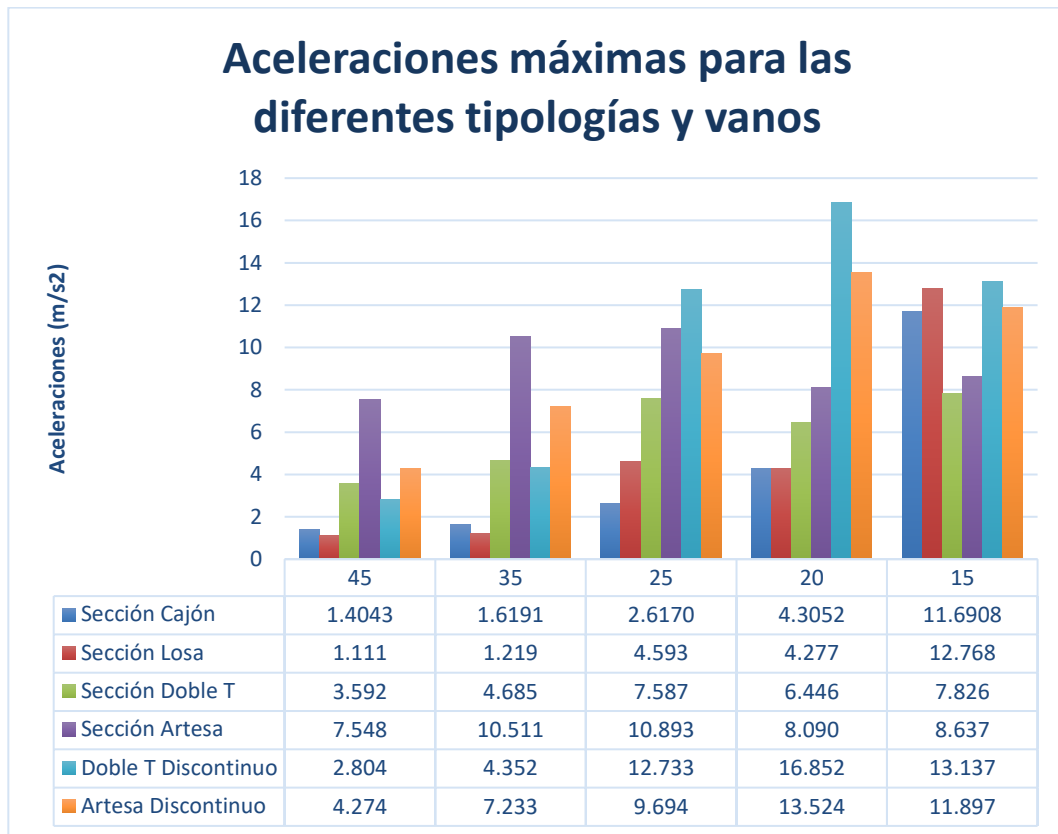


Figura 92. Aceleraciones máximas en función de la longitud del vano y para las diferentes tipologías estructurales.

Por su parte, la figura 92 constituye un gráfico homólogo, pero con la representación de las aceleraciones máximas obtenidas para el paso de todos los trenes.

Por un lado, se observa que los puentes tipo losa y de sección cajón tienen una respuesta bastante similar en todas las luces, que comienza siendo bastante baja en los puentes más largos, pero sufre una importante amplificación al llegar al puente de menor longitud.

Comparando los puentes de vigas se concluye que la sección artesa lleva asociada una mayor respuesta en cuanto a aceleraciones en las luces mayores, pero que se iguala bastante con la respuesta de la sección doble T conforme se reduce la longitud. Asimismo, son los puentes continuos los que presentan ahora unas aceleraciones menores en comparación con los puentes isostáticos.

5 CONCLUSIONES

Los resultados del capítulo anterior y posterior análisis llevan a la enumeración del siguiente conjunto de conclusiones:

- La primera deducción que radica de la elaboración de este trabajo es subrayar de nuevo la importancia del análisis dinámico en las estructuras ferroviarias, en las que se ha puesto de manifiesto mediante la obtención de los resultados en diferentes tipologías la magnitud de la amplificación de los desplazamientos y esfuerzos en relación con la solución del cálculo estático. Asimismo, la tipología estructural y la distribución de los vanos tienen una repercusión fundamental en dichos resultados puesto que definen propiedades tan significativas como las frecuencias naturales y los modos de vibración
- Los puentes de sección cajón, para las luces analizadas, presentan unas características mecánicas que conducen a una respuesta en desplazamientos y aceleraciones bastante aceptable en las luces mayores. Aparecen efectos resonantes destacables únicamente en el modelo de menor luz y para un rango de velocidades muy acotado, por encima de los 350 km/h.
- Los puentes con sección tipo losa comienzan presentando un comportamiento dinámico admisible en las luces superiores pero los efectos resonantes se disparan al disminuir la longitud, llegando a alcanzar un valor del coeficiente de impacto del orden del doble respecto a la sección cajón en el caso de la estructura de 50 metros de longitud.
- Los puentes de sección doble T suponen un ahorro de material, pero una rigidez insuficiente, ya que se obtienen mayores deformaciones para todos los vanos y velocidades de paso.
- En comparación, los puentes de viga artesa continuos presentan menor deformabilidad, pero una respuesta en aceleraciones bastante elevada que se produce para todas las longitudes de vano y que se concentra en las velocidades de paso intermedias, siendo más evidente esa diferencia con respecto a la sección doble T en los puentes más largos.
- La comparación entre los puentes de vigas continuos e isostáticos muestra un comportamiento similar para los vanos de mayor longitud, obteniéndose aceleraciones algo superiores para los modelos con continuidad. Este hecho se invierte para las luces más cortas, donde es la respuesta de los puentes discontinuos la que se amplifica de forma sustancial, provocando que se exceda el límite sobre las aceleraciones establecido por *IAPF* tanto para velocidades bajas como altas.
- En general, los puentes de luces mayores presentan unos efectos resonantes de mucha menor entidad. La reducción de los vanos lleva consigo un menor número de ejes actuando de forma simultánea sobre el puente y por tanto una considerable amplificación de la respuesta que se produce para todas las tipologías. En el caso de los puentes losa y cajón se concentran únicamente en el intervalo de velocidades más altas mientras que los puentes de vigas incumplen dicho límite para unos rangos mucho más amplios.
- Para las luces mayores los coeficientes de impacto toman valores similares con todas tipologías estructurales, pero empiezan a diferir conforme se reduce la longitud del puente. Los puentes de vigas continuos presentan en cualquier caso la menor amplificación mientras que para las luces intermedias las tipologías más desfavorables son los puentes de vigas discontinuos y losa. Finalmente, para el vano de 15 metros, son los puentes losa y cajón los que llevan asociados coeficientes de impacto mayores,

llegando incluso el primer tipo a duplicar el coeficiente obtenido para las secciones cajón.

- Para las velocidades de proyecto habituales, los puentes isostáticos de 15 metros de longitud de sección doble T y artesa presentan un mejor comportamiento en relación a los puentes inmediatamente superiores, al desplazarse los fenómenos resonantes a velocidades más altas.
- Para la misma tipología estructural, los puentes continuos tienen asociado un coeficiente de impacto menor en comparación con los discontinuos. Además, presentan menores aceleraciones para las luces cortas, pero mayores en los puentes más largos.

6 DESARROLLOS FUTUROS

Los modelos presentados a lo largo de este trabajo permiten esclarecer el conocimiento acerca del comportamiento dinámico de las tipologías estructurales que se vienen empleando en la actualidad en los puentes ferroviarios. Los resultados alcanzados son lo suficientemente aceptables en el sentido de que se aproximan a la respuesta real y cumplen con las especificaciones establecidas por la *IAPF* para el cálculo dinámico, pero cabe recordar que son modelos simplificados en los que no todos los elementos que intervienen en el comportamiento estructural se han tenido en cuenta.

Por ello, las líneas de desarrollo futuro están orientadas a complementar los resultados obtenidos mediante la incorporación de aspectos tales como los siguientes:

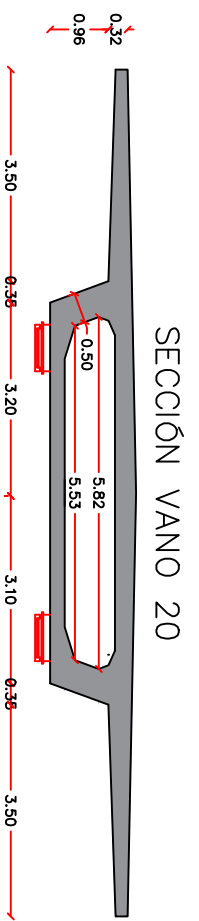
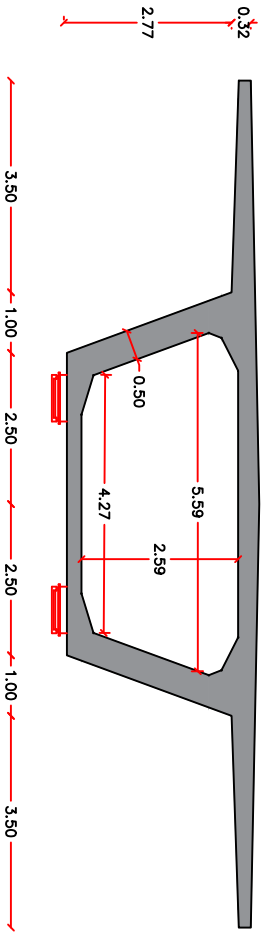
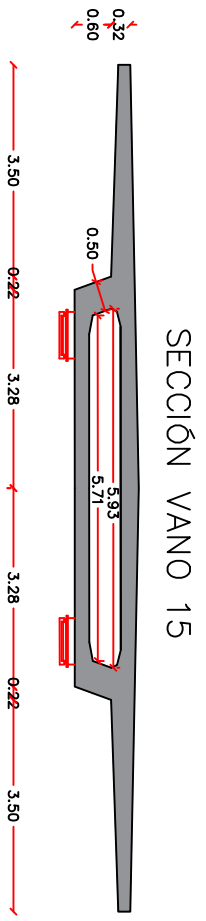
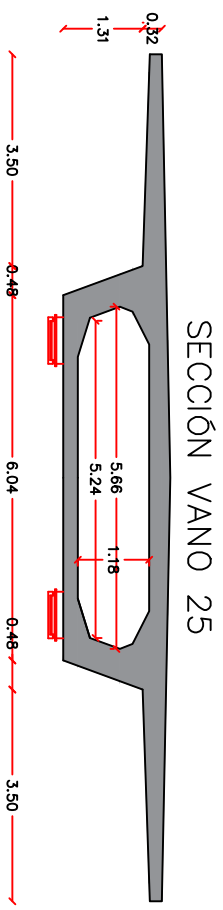
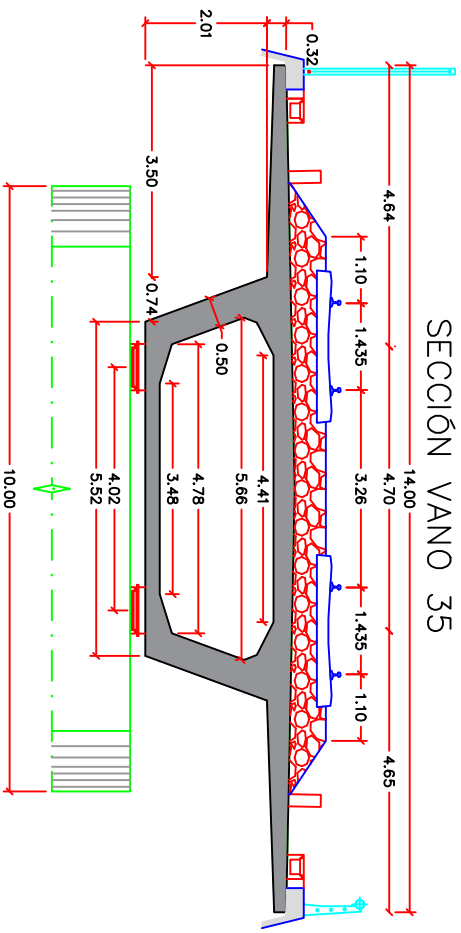
- El paso de los trenes sobre la estructura se ha considerado únicamente a partir de la aplicación directa sobre los carriles de una carga nominal por eje de valor constante en el tiempo. Sin embargo, los vehículos reales cuentan con sistemas de suspensión primarios y secundarios que suponen un amortiguamiento de la carga y por tanto una variabilidad de esta.

Por otro lado, como masas modales se han considerado únicamente el peso propio y las cargas muertas de los elementos de la superestructura., obviándose en cambio la masa correspondiente al vehículo ferroviario. Su consideración deja de ser despreciable a medida que se reduce la longitud del puente y el peso del tren empieza a acercarse al peso total de la estructura.

- En segundo lugar, las condiciones de contorno impuestas a los modelos restringen totalmente ciertos movimientos del tablero. Sin embargo, las estructuras reales se apoyan sobre unas pilas y unos estribos, que a su vez son soportados por el terreno, contando todos ellos con una determinada rigidez y amortiguamiento con su correspondiente influencia sobre la respuesta dinámica del puente. Por tanto, la interacción suelo-estructura sería otro aspecto a tener en cuenta.

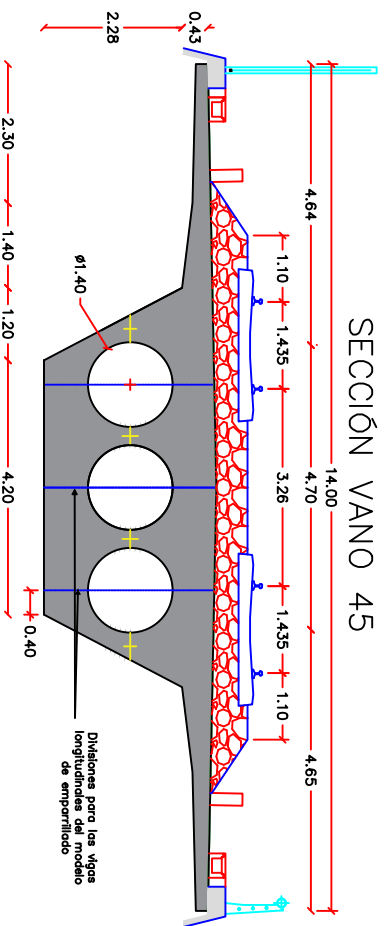
ANEXO I. PLANOS

Luz Vano Central (m)	Canto (m)	Altura Aligeramiento(m)
15	1.06	0.50
20	1.42	0.66
25	1.77	0.82
35	2.47	1.25
45	3.18	1.6

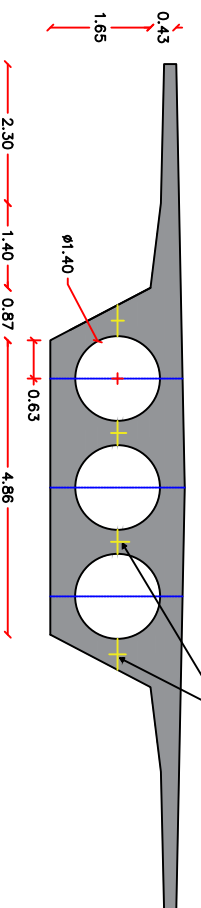


TÍTULO	TRABAJO DE FIN DE GRADO		PLANO N°
AUTOR	CRISTIAN NIETO PAREJA		01
ESCALA	1:125		
FECHA	JUNIO 2021		
	MODELOS DE PUENTES CON SECCIÓN CAJÓN		

SECCIÓN VANO 45

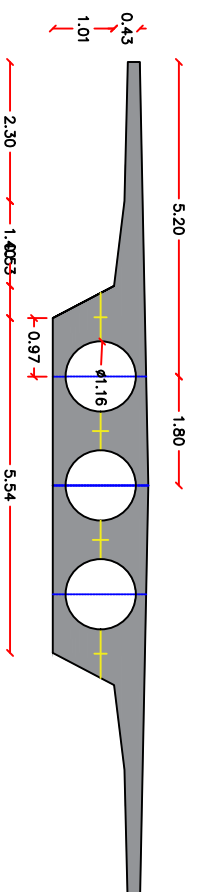


SECCIÓN VANO 35

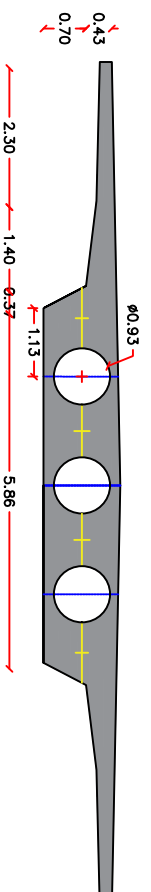


Luz Vano Central (m)	Canto (m)	ϕ Aligeramiento(m)
15	0.85	0.80
20	1.27	0.93
25	1.58	1.16
35	2.22	1.40
45	2.85	1.40

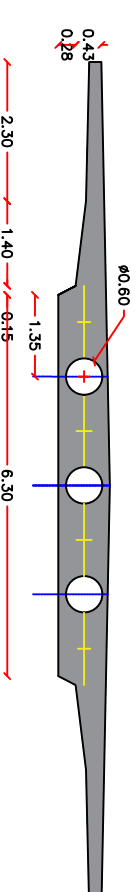
SECCIÓN VANO 25



SECCIÓN VANO 20

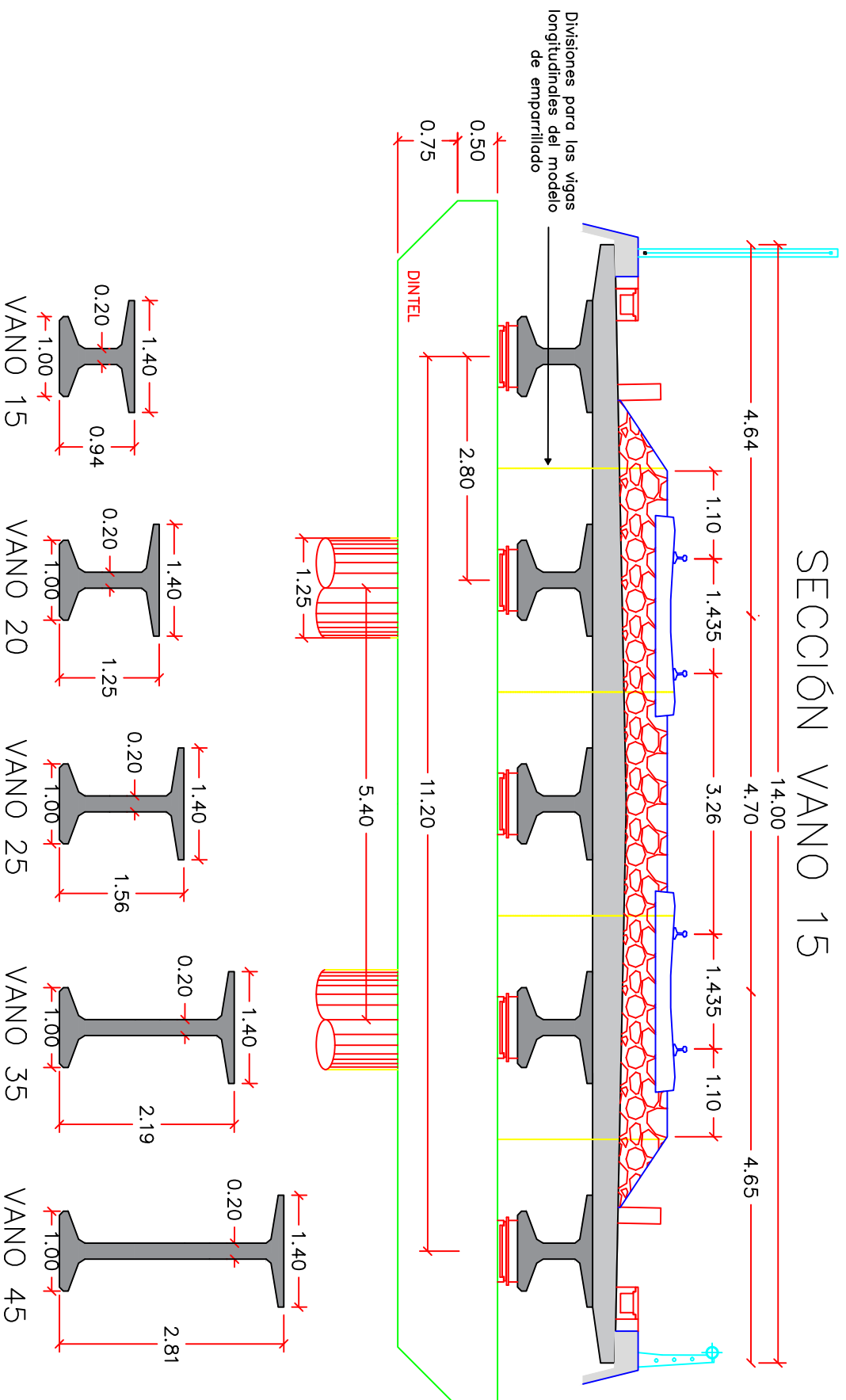


SECCIÓN VANO 15



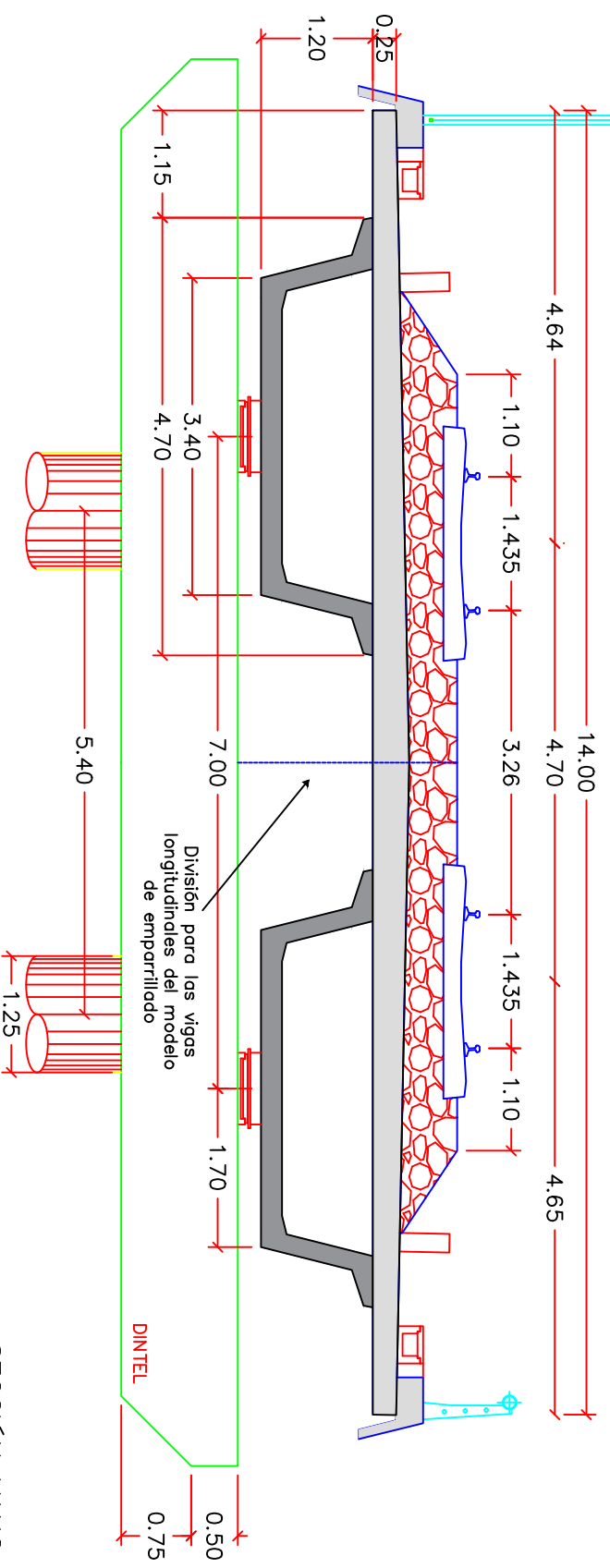
TÍTULO	TRABAJO DE FIN DE GRADO		PLANO N°
AUTOR	CRISTIAN NIETO PAREJA		02
ESCALA	1:125	PLANO	
FECHA	JUNIO 2021	MODELOS DE PUENTES TIPO LOSA	

SECCIÓN VANO 15

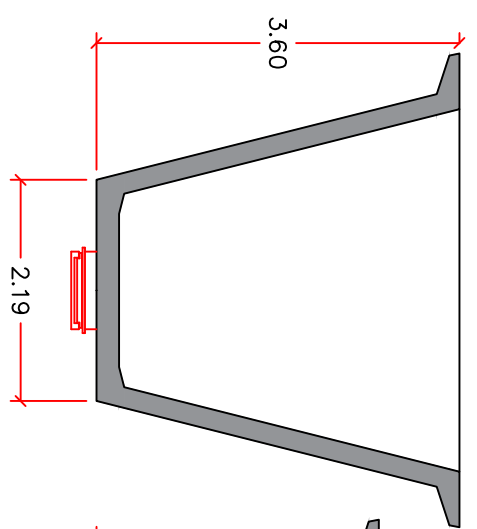


TÍTULO	TRABAJO DE FIN DE GRADO		PLANO N°
AUTOR	CRISTIAN NIETO PAREJA		03
ESCALA	1:75	PLANO	
FECHA	JUNIO 2021		
	MODELOS DE PUENTES DE VIGAS DE SECCIÓN DOBLE T		

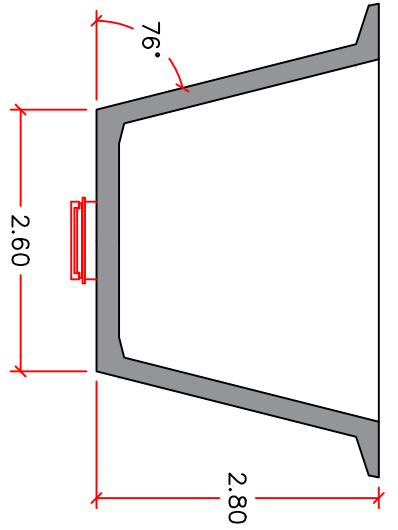
SECCIÓN VANO 15



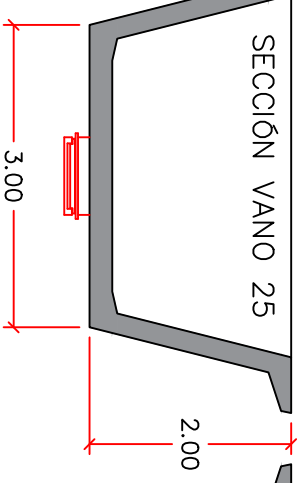
SECCIÓN VANO 45



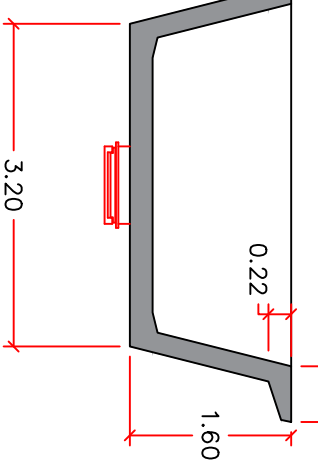
SECCIÓN VANO 35



SECCIÓN VANO 25



SECCIÓN VANO 20



TÍTULO	TRABAJO DE FIN DE GRADO		PLANO N°
AUTOR	CRISTIAN NIETO PAREJA		
ESCALA	1:75	PLANO	
FECHA	JUNIO 2021	MODELOS DE PUENTES DE VIGAS DE SECCIÓN ARTESA	
			04

REFERENCIAS

- [1] Wikipedia. (6 de Junio de 2021). *Historia del ferrocarril en España*. https://es.wikipedia.org/wiki/Historia_del_ferrocarril_en_Espa%C3%B1a
- [2] Vía Libre, La revista del Ferrocarril. (5 de Febrero de 2005). *Historia y legado patrimonial de los puentes ferroviarios de España*. <https://www.vialibre-ffe.com/noticias.asp?not=1169>
- [3] Mariano Álvaro. (2007). *Viaducto Arroyo del Valle en la LAV Madrid-Segovia-Valladolid* [Imagen]. Wikipedia. https://es.wikipedia.org/wiki/Viaducto_Arroyo_del_Valle
- [4] Manterola, J. (2005). Capítulo 11: Puentes de Ferrocarril. En *Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción II*. Madrid.
- [5] EHE. (2008). *Instrucción de hormigón estructural*. Madrid: Ministerio de Fomento.
- [6] Olmedo Gaya, A. (2001). *Estudio histórico del ferrocarril desde la perspectiva de sus normas reguladoras* [Congreso]. Universidad de Granada.
- [7] Ministerio de Fomento. (2010). *Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril*. Madrid: Ministerio de Fomento
- [8] UIC Code 776 - 1 R. (1979). Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails. Union Internationale des Chemins de Fer (UIC).
- [9] Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L. & Zhu, J.Z. (2013). *The finite elements method: its basis and fundamentals*. Elsevier Butterworth-Heinemann.
- [10] Romero Ordóñez, A & Galvín Barrera, P & Solís Muñoz, M. (2020). *Apuntes para el Análisis de Estructuras*. Sevilla: Escuela Técnica Superior de Ingeniería, Universidad de Sevilla.
- [11] Clough, R. & Penzien, J. (1995). *Dynamics of structures* (3 ed.). Berkeley. EE. UU.: Computers & Structures.

- [12] Romero Ordoñez, A & Galvín Barrera, P & Domínguez, J. (2012) Comportamiento dinámico de viaductos cortos considerando la interacción vehículo-vía-estructura-suelo. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*. Vol. 28, pp. 55-63.
- [13] Galvín, P et al. (2017). Experimental analysis of Arroyo Bracea II bridge in Madrid-Sevilla high-speed railway line: Dynamic response of the structure and effect of soil properties.
- [14] Martínez De la Concha, A. (2017). *Influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento dinámico de puentes sometidos al paso de trenes de alta velocidad*. [Tesis doctoral]. Universidad de Sevilla.
- [15] Domínguez Barbero, J. (2001). *Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: métodos de cálculo y estudio de la resonancia* [Tesis Doctoral]. Universidad Politécnica de Madrid.
- [16] IGP-5. (2011). *Instrucciones y recomendaciones para redacción de proyectos de plataforma*. Madrid: ADIF.
- [17] Viaducto E-4 sobre FFCC / N403 / A40. Proyecto constructivo de la línea de Alta Velocidad Madrid – Extremadura / Frontera Portuguesa. Tramo: Madrid – Oropesa. Subtramo: Rielves – Carmena (Toledo). Plataforma. Carmen Rivadeneira Ruiz. (2012). Ministerio de Fomento
- [18] Manterola, J. (2005). *Puentes. Apuntes para su diseño, cálculo y construcción I*. Madrid.
- [19] Viaducto E-2 sobre el arroyo Rielves. Proyecto constructivo de la línea de Alta Velocidad Madrid – Extremadura / Frontera Portuguesa. Tramo: Madrid – Oropesa. Subtramo: Rielves – Carmena (Toledo). Plataforma. Carmen Rivadeneira Ruiz. (2012). Ministerio de Fomento
- [20] Hambly, E.C. (1991). *Bridge Deck Behaviour* (2 ed). E & FN SPON.
- [21] Viaducto sobre el Arroyo Bracea II. Proyecto constructivo del Nuevo Acceso Ferroviario de Andalucía. Tramo Mascarague - El Emperador. Plataforma. Mariano Correas. (1990). Ministerio de Fomento.
- [22] Viaducto sobre el Río Blanco. Proyecto de construcción de la línea ferroviaria transversal de Andalucía. Tramo: Osuna-Aguadulce. *Viaducto sobre el Río Blanco*. Francisco Muñoz Almonte. (2003). Ministerio de Fomento.