



GRUPO DE ESTRUCTURAS
ESCUELA SUPERIOR DE INGENIEROS
DEPARTAMENTO DE MECÁNICA DE MEDIOS CONTINUOS
UNIVERSIDAD DE SEVILLA



TESIS DOCTORAL

INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA
EN EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE PUENTES
SOMETIDOS AL PASO DE TRENES DE ALTA VELOCIDAD

Antonio Martínez de la Concha

Programa de Doctorado: Diseño Avanzado en Ingeniería Mecánica

Directores: Fernando Medina Encina
Hector Cifuentes Bulté

Sevilla, mayo 2017



GRUPO DE ESTRUCTURAS
ESCUELA SUPERIOR DE INGENIEROS
DEPARTAMENTO DE MECÁNICA DE MEDIOS CONTINUOS
UNIVERSIDAD DE SEVILLA



TESIS DOCTORAL

INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA
EN EL ANÁLISIS DINÁMICO DE PUENTES SOMETIDOS AL
PASO DE TRENES DE ALTA VELOCIDAD

Antonio Martínez de la Concha

Programa de Doctorado: Diseño Avanzado en Ingeniería Mecánica

Directores: Fernando Medina Encina
Hector Cifuentes Bulté

Sevilla, mayo 2017

A mi familia

Resumen

Esta tesis se enmarca dentro del estudio del comportamiento dinámico de puentes de ferrocarril derivado del paso sobre ellos de trenes a grandes velocidades. Tiene una clara vocación práctica ya que, partiendo de la investigación de la influencia de la interacción suelo-estructura en el fenómeno vibratorio involucrado, propone las pautas a seguir en la confección de modelos que permitan caracterizar la respuesta de puentes reales para su diseño o actualización.

En el desarrollo de la misma se determina, mediante los correspondientes estudios paramétricos, la influencia de las principales variables implicadas en el comportamiento dinámico del puente: la modelización estructural, tipo de análisis, tamaño de la zona de terreno a modelizar, tamaño de los elementos, etc.

A partir de modelos confeccionados siguiendo dichas pautas se pone de relieve la importancia que adquiere en el análisis la interacción suelo-estructura.

Se realiza una verificación de la metodología en base a un ensayo experimental a fin de validar la precisión del método.

Con dicha metodología se realiza un estudio pormenorizado del comportamiento de viaductos de luces pequeñas que son especialmente sensibles a los fenómenos resonantes.

Agradecimientos

Ahora más que nunca he comprendido que la formación es un proceso que no tiene fin y que es muy difícil sin la colaboración de las personas que te rodean, por eso sé que este momento no es más que un punto y seguido en el camino a recorrer, aunque sin duda un punto importante y es hora de pararse a agradecer la ayuda recibida.

Parece lógico empezar el agradecimiento por mis maestros, el problema es que después de tantos años la lista es interminable, a pesar de ello no puedo seguir sin hacer una mención especial a Jaime y Pepón, cuya ayuda trascendió el ámbito académico, y a Ramón q.e.p.d. que después del consabido “a ver tú que has hecho” te orientaba en la lucha diaria con la informática.

Me quedo sin palabras a la hora de agradecer a mi amigo Fernando su cariño, su apoyo, sus consejos,... Es sin duda la persona más importante en este camino desde hace más de tres décadas. Ha sido mi maestro, mi compañero y mi amigo.

La ayuda de mis compañeros ha sido inestimable. Como el camino ha sido largo, la ayuda ha sido mucha, y también muchos los compañeros que me la prestaron, no podré nombrarlos a todos. Sólo hace un momento recordaba con Luis la tensión previa a la entrega de mi primer proyecto fin de carrera y la colaboración del propio Luis, Rafa y Orlando para poder llevar a buen fin el proyecto. Gracias. Y a mi primo Juan que me cubría las espaldas y me ayudaba todo lo que podía y más en aquella época maravillosa que compartimos en La Palmilla.

También tengo que agradecer su hospitalidad, su colaboración y su amistad a mis compañeros de Granada, Raúl, Mario, Sergio, Benito, Alex,... nunca habría conseguido mi título de ICCP “a distancia” sin ellos.

Centrados en el trabajo de la tesis tengo que agradecer la colaboración prestada por Pedro Galvín, Antonio Romero, Emmanuela Moliner, y María D. Martínez-Rodrigo que son los autores de la información experimental que uso. Especialmente significativa ha sido la ayuda de Pedro, que más allá de la información siempre se mostró colaborador en todo lo que necesité.

También estoy agradecido a mis alumnos Antonio Joaquín García Suárez por su colaboración en los modelos de encepados, a David Suescum Morales por su ayuda con

los modelos de puentes de luces cortas, a Juan Gabriel García Díaz a pesar de que el trabajo en el que me ayuda no podrá quedar incorporado en esta tesis por cuestiones de plazo.

En este apartado también tiene cabida mi hijo Juanito que colaboró con el modelo de Catia que mi hijo Manuel me ayudó a mallar. Y aunque parezca mentira, he de agradecer lo mucho que he aprendido de elementos finitos en conversaciones por Skype con Manuel.

A Héctor le quiero agradecer su especial colaboración en la última etapa, su comprensión, su apoyo y su transigencia por aguantarme día tras día en este despacho que compartimos. Quiero agradecerle que comparta su experiencia, y su ayuda presente y futura en este mundo universitario en el que poco a poco me voy incorporando.

También agradezco los consejos de Pilar que siempre tiene la habilidad de poner sobre la mesa algún detalle que se me escapaba, y los de Andrés con una visión más pragmática de los problemas, y los del resto de mis compañeros de pasillo Mario, Luis y Antonio.

Por último y no por ello menos importante es, ha sido y será el apoyo, la complicidad y la comprensión de Manoli. Gracias, gracias, gracias.

Índice de Contenidos

LISTA DE FIGURAS.....	XIII
LISTA DE TABLAS.....	XXI
1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....	1
1.1. Antecedentes.....	3
1.2. La resonancia y la alta velocidad	4
1.3. Reseña histórica	6
1.4. Contribuciones recientes	10
1.5. Métodos de cálculo, referencias normativas.....	12
1.6. Modelos habitualmente empleados en la práctica profesional	14
1.7. Objetivo de esta tesis.....	15
1.8. Contenido de la Tesis Doctoral.....	17
2. FORMULACIÓN BÁSICA.....	19
2.1. Método de integración directa en el tiempo con cargas móviles	21
2.1.1. Integración directa en el tiempo del modelo completo (Newmark)	21
2.1.2. Integración modal	24
2.2. Análisis de la interacción suelo-estructura. Propagación de ondas	27
3. MODELOS PARA LA CALIBRACIÓN DE LA METODOLOGÍA.....	31
3.1. Descripción de los modelos	33
3.1.1. Modelos de cimentaciones directas	33
3.1.2. Modelos de encepados de pilotes.....	37
3.2. Resultados y discusión de los resultados	40
3.2.1. Zapata aislada	40
3.2.2. Interferencia entre dos zapatas próximas.....	53
3.2.3. Modelos de encepados de pilotes.....	61
4. VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL.....	69
4.1. Descripción de la estructura	71

4.2.	Descripción del modelo numérico	73
4.3.	Calibración del modelo	78
4.4.	Resultados y discusión	88
5.	VIADUCTOS TIPO	95
5.1.	Descripción de los modelos	98
5.1.1.	Tablero aislado	98
5.1.2.	Modelo completo con cimentaciones directas.....	105
5.1.3.	Modelo completo con cimentaciones profundas	109
5.2.	Resultados y discusión de los resultados	110
5.2.1.	Tablero Aislado.....	110
5.2.2.	Modelo completo con cimentaciones directas.....	113
5.2.3.	Modelo completo con cimentaciones profundas	124
6.	PUNTES DE PEQUEÑA LONGITUD.....	132
6.1.	Descripción de los modelos	135
6.2.	Resultados y discusión de los resultados	137
6.2.1.	Modelos de tablero aislado	137
6.2.2.	Modelos completos	142
7.	CONCLUSIONES.....	153
7.1.	Aportaciones Originales.....	158
7.2.	Desarrollos Futuros	158
8.	REFERENCIAS.....	161

Lista de Figuras

Figura 1.1. Registro de desplazamientos y aceleraciones en puente de 25 m al paso del tren A-10 a 370 km/h.....	5
Figura 1.2. Dibujo a Lápiz de J.R. Brow de la inauguración del ferrocarril Stockton-Darlington, Nordeste de Inglaterra, el 27 de septiembre de 1825, que muestra al tren atravesando el Skerne cerca de Darlington.	6
Figura 3.1. Geometría del modelo de zapata aislada.....	34
Figura 3.2. Geometría del modelo de interferencia de zapatas.	36
Figura 3.3. Geometría del modelo de encepado de pilotes	38
Figura 3.4. Descensos máximos bajo la zapata en los modelos de zapata aislada.	43
Figura 3.5. Registros de desplazamientos bajo las zapatas.	43
Figura 3.6. Ascensos máximos en la base de las zapatas.....	44
Figura 3.7. Desplazamientos máximos bajo la zapata en relación a la proporción de masas terreno / cimiento	45
Figura 3.8. Desplazamientos máximos bajo la zapata para distintos pasos de integración.	46
Figura 3.9. Desplazamientos máximos bajo la zapata según el número de modos empleados.....	47
Figura 3.10. Desplazamientos máximos bajo la zapata en función del tamaño de los elementos finitos.....	48
Figura 3.11. Desplazamientos máximos bajo la zapata en función de la duración de la carga.....	50
Figura 3.12. Movimientos máximos bajo la zapata aislada para un impulso de larga duración.....	53
Figura 3.13. Modelo para el estudio de la interferencia entre zapatas.	54
Figura 3.14. Respuesta de la zapata no cargada según el análisis con el método de Newmark.....	55

Figura 3.15. Respuesta de la zapata no cargada según el análisis según Abaqus / Explicit	55
Figura 3.16. Respuesta de la zapata no cargada según el análisis con el método HHT..	56
Figura 3.17. Modelo para el estudio de la influencia del tamaño in la interferencia entre zapatas.....	58
Figura 3.18. Respuesta de la zapata no cargada para distintos tamaños del modelo.	59
Figura 3.19. Movimientos verticales de los centros de las zapatas tras sendos impulsos decalados.....	60
Figura 3.20. Tipos de mallas.....	62
Figura 3.21. Desplazamientos bajo encepado para los dos tipos de malla.	63
Figura 3.22. Movimiento de la base del encepado para varios tamaños del modelo.	64
Figura 3.23. Movimiento de la base del encepado para varias densidades del hormigón	65
Figura 3.24. Desplazamientos máximos para distintas relaciones de masas terreno / cimiento.....	66
Figura 3.25. Movimiento de la base del encepado para impulsos de larga duración.	67
Figura 3.26. Descensos máximos del encepado bajo impulsos largos para distintas relaciones de masas.	67
Figura 4.1. Situación del puente Arroyo Bracea II.....	71
Figura 4.2. Vistas del puente Arroyo Bracea II.....	72
Figura 4.3. Sección transversal del tablero del puente Arroyo Bracea II.	73
Figura 4.4. Vista del modelo completo del puente Arroyo Bracea II.	74
Figura 4.5. Modelo del tablero del puente Arroyo Bracea II.....	75
Figura 4.6. Vista del modelo de pila y estribos del puente Arroyo Bracea II.....	76
Figura 4.7. Vista del modelo del terreno del puente Arroyo Bracea II.....	76
Figura 4.8. Vista del modelo de la conexión del tablero con las pilas del puente Arroyo Bracea II.....	78
Figura 4.9. Disposición de las cargas durante la prueba de carga del puente Arroyo Bracea II.....	79

Figura 4.10. Posición de los puntos de instrumentación durante la prueba de carga del puente Arroyo Bracea II.....	80
Figura 4.11. Flechas en el centro de vano del puente Arroyo Bracea II antes de la calibración.	81
Figura 4.12. Flechas en estribo del puente Arroyo Bracea II antes de la calibración.	81
Figura 4.13. Flechas en pila del puente Arroyo Bracea II antes de la calibración.....	82
Figura 4.14. Flechas en el centro de vano del puente Arroyo Bracea II tras la calibración.	83
Figura 4.15. Primer modo de vibración vertical del puente Arroyo Bracea II.	84
Figura 4.16. Segundo modo de vibración vertical del puente Arroyo Bracea II.	84
Figura 4.17. Flechas del modelo para la prueba de carga dinámica a 30 km/h	86
Figura 4.18. Flechas del modelo para la prueba de carga dinámica a 100 km/h	87
Figura 4.19. Imágenes de la estructura real ensayada.	89
Figura 4.20. Posición de los puntos de toma de datos durante el ensayo experimental.	89
Figura 4.21. Geometría de los trenes del ensayo experimental.....	90
Figura 4.22. Aceleraciones en el punto 4 al paso del Talgo 350.	90
Figura 4.23. Aceleraciones en el punto 5 al paso del Talgo 350.....	91
Figura 4.24. Aceleraciones en el punto 6 al paso del Talgo 350.	91
Figura 4.25. Aceleraciones en el punto 4 al paso del ICE 350.....	91
Figura 4.26. Aceleraciones en el punto 5 al paso del ICE 350.....	92
Figura 4.27. Aceleraciones en el punto 6 al paso del ICE 350.....	92
Figura 4.28. Modo 14 del modelo numérico.....	93
Figura 5.1. Viaducto tipo.	97
Figura 5.2. Sección del tablero.	97
Figura 5.3. Capitel y sección de la pila.....	98
Figura 5.4. Modelo de la sección transversal.	99
Figura 5.5. Modelo del tablero.	100

Figura 5.6. Modelo de masas.	100
Figura 5.7. Definición gráfica del tren Dinámico Universal-A (Distancias en metros)	102
Figura 5.8. Cuadro C.1 de IAPF-07.....	103
Figura 5.9. Esquema de aplicación de las cargas en el modelo.....	103
Figura 5.10. Reparto de una carga puntual sobre traviesa a través del balasto.....	104
Figura 5.11. Reparto longitudinal de la carga en cada instante.	105
Figura 5.12. Modelo de pila.	106
Figura 5.13. Modelo de la conexión fuste zapata	106
Figura 5.14. Modelo del estribo.....	107
Figura 5.15. Modelo de viaducto sobre cimentaciones superficiales.	107
Figura 5.16. Modelo de viaducto sobre cimentaciones profundas.....	109
Figura 5.17. Descensos máximos en el modelo de tablero aislado por superposición modal.....	111
Figura 5.18. Descensos máximos en el modelo de tablero aislado por integración directa	112
Figura 5.19. Descensos máximos del viaducto con cimentación superficial. Análisis con 12 modos.	114
Figura 5.20. Descensos máximos del viaducto con cimentación superficial. Análisis con 25 modos.	115
Figura 5.21. Descensos máximos del viaducto con cimentación superficial. Análisis con 50 modos.	116
Figura 5.22. Descensos máximos del viaducto con cimentación superficial. Análisis con 100 modos.....	117
Figura 5.23. Descensos máximos del viaducto con cimentación superficial. Análisis con 200 modos.	118
Figura 5.24. Descensos máximos del viaducto con cimentación superficial. Análisis con 300 modos.	119
Figura 5.25. Descensos máximos del viaducto con cimentación superficial. Terreno con $V_s = 100$ m/s.	121

Figura 5.26. Descensos máximos del viaducto con cimentación superficial. Terreno con $V_s = 300$ m/s.	121
Figura 5.27. Descensos máximos del viaducto con cimentación superficial. Terreno con $V_s = 575$ m/s.....	122
Figura 5.28. Descensos máximos del viaducto con cimentación superficial. Terreno con $V_s = 800$ m/s.....	122
Figura 5.29. Descensos máximos del viaducto con cimentación profunda. Análisis con 300 modos.....	125
Figura 5.30. Descensos máximos del viaducto con cimentación profunda. Análisis con 400 modos.	125
Figura 5.31. Descensos máximos del viaducto con cimentación profunda. Análisis con 500 modos.....	126
Figura 5.32. Descensos máximos del viaducto con cimentación profunda. Análisis con 600 modos.	126
Figura 5.33. Desplazamientos máximos en función del espesor del estrato superficial.	128
Figura 5.34. Evolución del descenso máximo con la rigidez del terreno para cada espesor del estrato superficial.....	129
Figura 5.35. Coeficientes de impacto en función del espesor del estrato superficial. ...	130
Figura 5.36. Evolución del coeficiente de impacto con la rigidez del terreno para cada espesor del estrato superficial.....	130
Figura 6.1. Sección transversal tipo de los tableros de puentes de luces cortas.....	134
Figura 6.2. Modelo completo de puente de luz corta.	136
Figura 6.3. Desplazamientos verticales máximos en un puente de luz corta. Modelo de tablero aislado.	138
Figura 6.4. Respuesta de un puente de pequeña longitud. Modelo de integración directa.	138
Figura 6.5. Coeficiente de impacto para distintas luces. Modelo de tablero aislado.....	139
Figura 6.6. Aceleraciones máximas para distintas luces. Modelo de tablero aislado....	140

Figura 6.7. Desplazamientos verticales máximos en un puente de luz corta. Terreno con $V_s = 200$ m/s. Análisis con 200 modos.....	142
Figura 6.8. Desplazamientos verticales máximos en un puente de luz corta. Terreno con $V_s = 200$ m/s. Análisis con 500 modos.....	143
Figura 6.9. Desplazamientos verticales máximos en un puente de luz corta. Terreno con $V_s = 400$ m/s. Análisis con 200 modos.	143
Figura 6.10. Desplazamientos verticales máximos en un puente de luz corta. Terreno con $V_s = 400$ m/s. Análisis con 500 modos.	144
Figura 6.11. Desplazamientos verticales máximos en un puente de luz corta. Terreno con $V_s = 750$ m/s. Análisis con 200 modos.....	144
Figura 6.12. Desplazamientos verticales máximos en un puente de luz corta. Terreno con $V_s = 750$ m/s. Análisis con 500 modos.....	145
Figura 6.13. Coeficientes de impacto y aceleraciones máximas en función de la luz para distintos terrenos.....	146
Figura 6.14. Diferencias relativas de los resultados mediante análisis modal e integración directa.....	147
Figura 6.15. Coeficiente de impacto. Modelo de tablero aislado vs Modelo con terreno de $V_s = 200$ m/s.....	148
Figura 6.16. Aceleraciones máximas. Modelo de tablero aislado vs Modelo con terreno de $V_s = 200$ m/s.	148
Figura 6.17. Coeficiente de impacto. Modelo de tablero aislado vs Modelo con terreno de $V_s = 400$ m/s.	149
Figura 6.18. Aceleraciones máximas. Modelo de tablero aislado vs Modelo con terreno de $V_s = 400$ m/s.	149
Figura 6.19. Coeficiente de impacto. Modelo de tablero aislado vs Modelo con terreno de $V_s = 750$ m/s.....	150
Figura 6.20. Aceleraciones máximas. Modelo de tablero aislado vs Modelo con terreno de $V_s = 200$ m/s.	150
Figura 6.21. Coeficientes de impacto en función de la luz para los diferentes modelos.	151
Figura 6.22. Aceleraciones máximas en función de la luz para los diferentes modelos.	151

Figura 6.23. Diferencias relativas entre los modelos con terreno o con el tablero sólo.152

Lista de Tablas

Tabla 3.1. Coeficientes de amortiguamiento de los modelos de zapata aislada.	42
Tabla 3.2. Máximos desplazamientos verticales bajo la zapata en los modelos de zapata aislada.	42
Tabla 3.3. Desplazamientos máximos bajo la zapata según el número de modos empleados.	46
Tabla 3.4. Desplazamientos máximos bajo la zapata en función del tamaño de los elementos finitos.	48
Tabla 3.5. Presión máxima para cada duración del impulso aplicado	49
Tabla 3.6. Desplazamientos máximos bajo la zapata según la duración de la carga.	50
Tabla 3.7. Movimientos máximos bajo la zapata aislada para un impulso de larga duración.	52
Tabla 3.8. Descenso máximo en mm de la zapata no cargada	56
Tabla 3.9. Velocidades de propagación de las ondas y duraciones del recorrido.	57
Tabla 3.10. Dimensiones de los modelos del estudio de la interferencia entre zapatas.	58
Tabla 3.11. Retardos aplicados para distintas rigideces del terreno.	61
Tabla 3.12. Descensos máximos de las zapatas tras los impulsos decalados.	61
Tabla 3.13. Descensos máximos bajo encepado para distintos tamaños de elementos finitos.	63
Tabla 4.1. Características mecánicas de los materiales del puente Arroyo Bracea II.	77
Tabla 4.2. Flechas en mm durante la prueba estática del puente Arroyo Bracea II	80
Tabla 4.3. Flechas máximas en mm en las pruebas dinámicas del puente Arroyo Bracea II.	86
Tabla 5.1. Coeficientes de impacto para los modelos de viaducto con cimentaciones superficiales.	123
Tabla 5.2. Tipos de terreno utilizados en el estrato superficial.	128
Tabla 6.1. Dimensiones de los tableros de los puentes de luces cortas.	135

Tabla 6.2. Características del terreno bajo los puentes de luces cortas.	137
Tabla 6.3. Velocidad crítica de paso de trenes sobre puentes de luces cortas.....	141

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1. Antecedentes

Nada hacía presagiar, durante la primera mitad del siglo XX, el enorme auge y modernización que han experimentado las infraestructuras ferroviarias en el mundo entero, y en nuestro país en particular. Tras una época de gran desarrollo al inicio de la industrialización, poco a poco el transporte ferroviario fue perdiendo cuota de mercado frente a la rapidez de la aviación y la flexibilidad de la carretera. El cambio de tendencia parece venir asociado a la reducción de los tiempos en el transporte de pasajeros y por tanto de la mano de la alta velocidad.

Todo comenzó en Japón en 1964 en el contexto de la celebración de los Juegos Olímpicos de Tokio. Fue entonces cuando por primera vez, a 210 km/h, el conocido como tren bala (por su aspecto aerodinámico) recorría la línea Tokaido Shinkansen, que une las ciudades de Tokio y Osaka. El éxito fue rotundo, y las líneas de alta velocidad de Japón (sistema Shinkansen) se han extendido por todo el país alcanzando en la actualidad más de 3000 km (UIC Passenger Department 2017).

En Europa hubo que esperar hasta 1981 para ver en funcionamiento la primera línea TGV (Trains à Grande Vitesse). Era la línea que conectaba París y Lyon a 260 km/h, y situaba a Francia en la punta de lanza del desarrollo de la Alta Velocidad europea. En Alemania también se experimentó un importante auge en los años 80, no siendo hasta una década más tarde cuando se construyó la primera línea de alta velocidad en España.

Desde la puesta en servicio de la primera línea de Alta Velocidad Española en 1992, línea Madrid – Sevilla, la evolución ha sido vertiginosa, alcanzando los 3143 km adscritos a ADIF Alta Velocidad en 2015 (ADIF Ministerio de Fomento Gobierno de España n.d.), frente a los 2142 km de Francia o los 1475 km de Alemania. (UIC Passenger Department 2017)

A 1 de abril de 2017 había 37343 km de líneas de alta velocidad en servicio en el mundo, 15884 km en construcción, 3074 km proyectados y 32835 km planificados a largo plazo, lo que supone un total de 89137 km de vías de alta velocidad (UIC Passenger Department 2017), lo que da una idea de la magnitud de la inversión realizada y su repercusión internacional.

El desarrollo de la Alta Velocidad está asociado al nivel económico de los países, y a una distancia entre ciudades a conectar de entre 400 y 1000 km, donde el tren es competitivo frente al avión. Este es el motivo de que en un país desarrollado como USA, donde las distancias entre ciudades son mayores, sólo existan 362 km de líneas de alta

velocidad en el corredor Este (Boston – Nueva York – Washington) y sólo esté prevista la construcción a largo plazo del corredor Sacramento / San Francisco – Los Ángeles.

1.2. La resonancia y la alta velocidad

La mayor velocidad de explotación lleva aparejada la necesidad de dotar a las infraestructuras de la capacidad suficiente para soportar las acciones que este nuevo tipo de tráfico produce. Si bien el peso de los trenes de pasajeros que circulan a altas velocidades es muy inferior al del tren UIC71 (CEN, Comité Europeo de Normalización 2004) que se usa para tipificar la sobrecarga ferroviaria, los efectos de su paso por encima de la estructura pueden resultar más desfavorables.

Las tensiones y deformaciones inducidas en el puente se ven afectadas por el tráfico, en general en sentido desfavorable, por varias razones.

La rápida entrada en carga debida a la velocidad del tráfico asociada a los efectos de inercia de la estructura puede aumentar considerablemente las tensiones y deformaciones respecto de la misma acción de forma estática. Una masa colocada súbitamente sobre un muelle sin amortiguamiento, experimenta una oscilación cuya amplitud es el doble de la deformación estática, lo que supone que las tensiones y las deformaciones en el muelle llegan a duplicar las correspondientes estáticas. (Clough & Penzien 1975)

Por otro lado el paso de sucesivas cargas equidistantes, y por lo tanto con una cadencia similar, puede crear resonancia y amplificar de forma excesiva la respuesta de la estructura. Este efecto se produce cuando la frecuencia de excitación dinámica debida a las cargas o algún múltiplo de la misma, coincide con alguna frecuencia propia de la estructura, ocasionando un acoplamiento entre excitación y respuesta (Domínguez 1980). Esta condición no suele verificarse a velocidades inferiores a 200 km/h para los espaciamentos característicos de los trenes y las frecuencias de vibración de los puentes.(ERRI D214 RP9 2000)

Considerando la distribución espacial de los ejes de un tren, se pueden obtener uno o más espaciamentos característicos de las cargas, λ_k . Ello puede producir resonancia cuando el tren circule a velocidades próximas a las críticas v , para las que alguna frecuencia significativa de la estructura o de alguno de sus elementos, f_0 , sea múltiplo de la frecuencia de aplicación de cargas:

$$f_0 = n \frac{v}{\lambda_k} \quad (n = 1,2,3,\dots) \quad (1.1)$$

Este efecto se observa, por ejemplo, en un puente de 25 m de luz como los que se analizan en esta tesis, cuando circula por él un tren universal A10 del modelo de carga HSLM-A (CEN, Comité Europeo de Normalización 2004) a una velocidad próxima a los 368.9 km/h. La distancia λ_k a la que se repite el paso de cargas de los coches es de 29 m, lo que supone una frecuencia de paso de dichas cargas de 3.53 Hz, que coincide con la primera frecuencia natural de vibración. En la Figura 1.1 se muestra el registro de desplazamientos y aceleraciones a lo largo del tiempo para el paso de dicho tren a 270 km/h. Se aprecia con claridad como ambos se incrementan con cada paso de cada uno de los 13 grupos de cargas de inicio y final de los 11 coches de pasajeros y los dos intermedios.

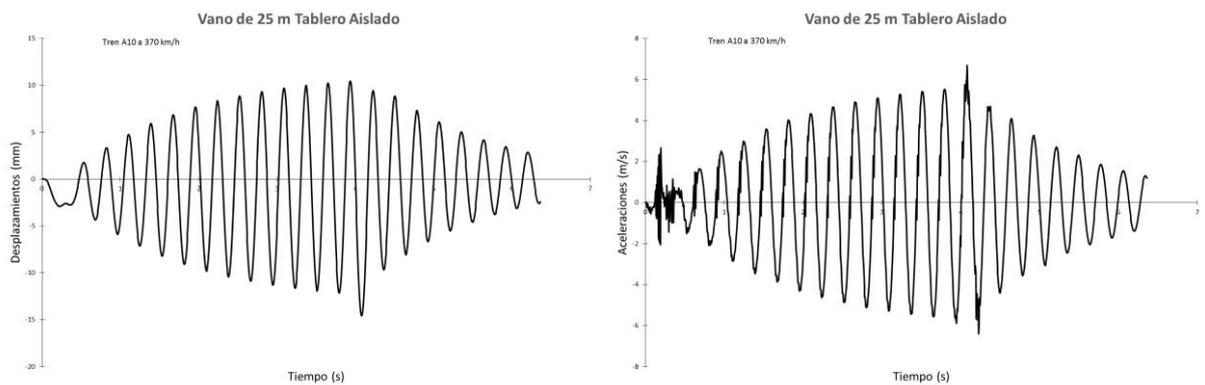


Figura 1.1. Registro de desplazamientos y aceleraciones en puente de 25 m al paso del tren A-10 a 370 km/h

Existe otra velocidad de paso que produce grandes deformaciones y que no está asociada a la distancia entre ejes sino a la velocidad (Frýba 2001)

$$v = \frac{2f_i L}{i} \quad (i = 1, 2, 3, \dots) \quad (1.2)$$

En la expresión anterior L es la longitud del vano y f_i es la i -ésima frecuencia natural. Esta velocidad, no obstante, no tiene interés práctico ya que adopta valores muy altos respecto de las velocidades habituales de operación.

La respuesta resonante puede generar esfuerzos superiores a los admisibles de proyecto y alterar las condiciones de circulación del tráfico, al crear cambios inaceptables en la geometría de la vía, o vibraciones excesivas en los vehículos ferroviarios (Ministerio de Fomento 2010).

Un ejemplo de estos efectos se produjo poco después de la puesta en servicio de la línea de alta velocidad Paris – Lyon, donde la Société National de Chemains de Fer (SNCF) detectó comportamientos anómalos, tal como se recoge en (ERRI D214 RP9

2000). En las revisiones ordinarias de mantenimiento se comprobaba que parte del balasto había sido proyectado fuera del tablero en puentes isostáticos con luces comprendidas entre 14 y 20 m, y debido a ello era necesario aumentar la frecuencia de las operaciones de mantenimiento, con el consiguiente incremento de costes.

El análisis llevado a cabo detectó que se producía la situación asociada a la ecuación 1.1, y la consiguiente resonancia.

Concretamente, tal y como comenta Museros (Museros 2002), uno de los puentes de 17.42 m de luz tenía una frecuencia natural de 3.82 Hz, por lo que siendo la distancia entre bogies del TGV 18.7 m, se produce una velocidad crítica, para $n = 1$ en la expresión 1.1, de 257.16 km/h, muy cercana a los 260 km/h que era la velocidad de explotación de la vía.

Como consecuencia de ese fenómeno se alcanzan niveles de aceleraciones de 7 a 8 m/s (0.7 a 0.8 g) que producen la degradación del balasto, el deterioro de la alineación de la vía y una mayor fisuración de las estructuras, que a su vez produce un descenso en la frecuencia natural y por tanto de la velocidad a la que se produce el fenómeno.

1.3. Reseña histórica

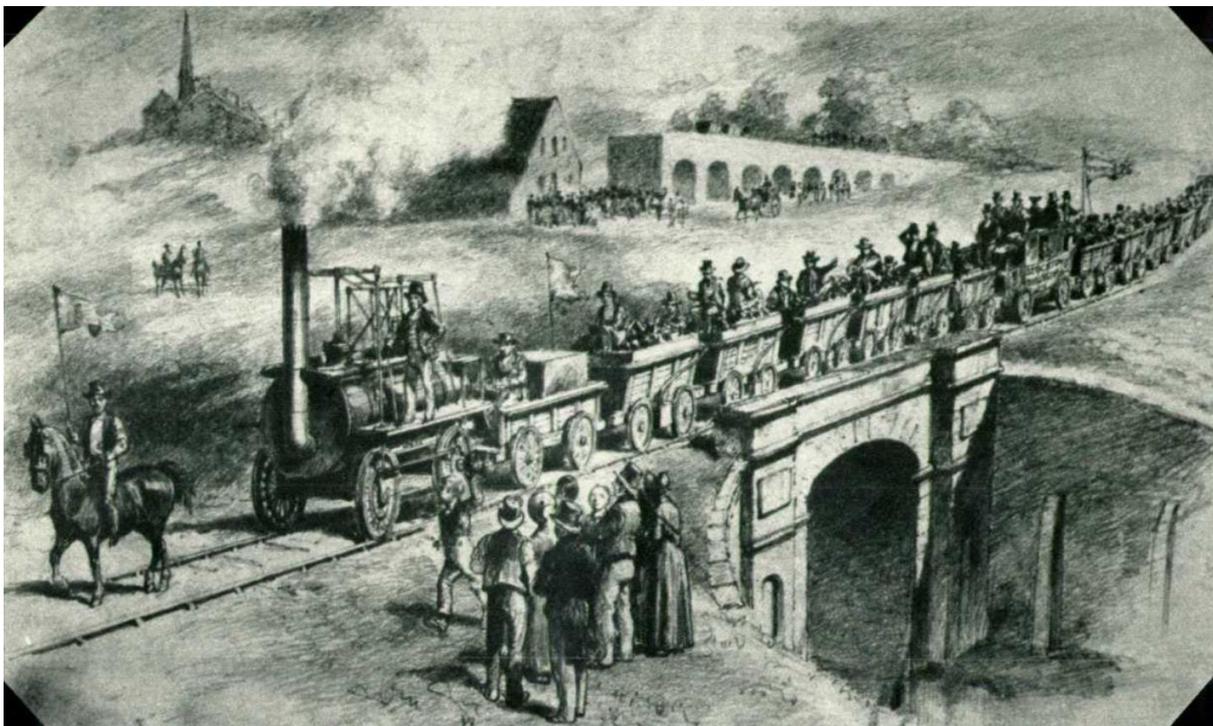


Figura 1.2. Dibujo a Lápiz de J.R. Brow de la inauguración del ferrocarril Stockton-Darlington, Nordeste de Inglaterra, el 27 de septiembre de 1825, que muestra al tren atravesando el Skerne cerca de Darlington.

Desde que en 1825 se inauguró la línea Stockton-Darlington (Figura 1.2) (Wallace 1975) surgió la necesidad de construir puentes que salvaran los accidentes del terreno soportando el peso y las vibraciones introducidas por el ferrocarril.

Al parecer, según (Fryba 1996), los ingenieros del momento pensaban que o bien el paso del tren sobre el puente tendría el efecto de un impacto o que la estructura no tendría tiempo de deformarse (a pesar de las velocidades de entonces).

Fue (Stokes 1883) el primero en abordar la cuestión a raíz de algunos fallos estructurales acaecidos. Mediante desarrollos en serie resolvió el problema de una carga desplazándose a velocidad constante sobre una viga sin masa simplemente apoyada, demostrando que la solución era en parte la combinación de las soluciones preconcebidas. Posteriormente (Willis 1849) en base a esa solución obtuvo una expresión que, mayorando las cargas estáticas, cubría los efectos dinámicos y puede considerarse el origen del coeficiente de impacto.

Según afirma (Álvarez 1984) el problema de los efectos dinámicos no se manifestaba con gran intensidad en las masivas obras de fábrica que se empleaban hasta principios del siglo XIX. Sin embargo, ocurrieron diversos desastres en puentes metálicos que se achacaron a estos efectos, aunque probablemente la causa fuera otra. En la introducción de la referencia anterior (Álvarez 1984) se puede encontrar un relato detallado de la evolución del cálculo dinámico de puentes de ferrocarril.

A la vez que se buscaba la solución teórica del problema, durante la segunda mitad del siglo XIX, se hicieron los primeros ensayos experimentales, como los llevados a cabo por (Robinson 1887), así como los que describe (Álvarez 1984) realizados por Willis, James y Galton, o las primeras campañas emprendidas por la American Railway Engineering Association (AREA) en la primera mitad del siglo XX (Turneaure 1911; Hunley 1936). Las discrepancias entre los resultados analíticos y experimentales propiciaron el uso de fórmulas de impacto de tipo práctico.

El avance definitivo en la formulación teórica se produce en la tercera década del siglo XX de la mano de (Timoshenko 1927; Inglis 1932; Jeffcott 1929; Bleich 1924), pero según (Fryba 1972) es (Ford 1943) quien publicó por primera vez la solución del problema de la viga continua sometida al paso de una carga móvil. Un poco más tarde, primero (Hillerborg 1951) seguido por (Briggs et al. 1959) y (Fleming & Romualdi 1961) proponen los primeros modelos de masas y muelles de cara a considerar la interacción vehículo – estructura.

En 1955 la Office de Reserches et d'Essais (ORE) de la Unión Internacionale des Chemains de Fer (UIC) constituyó un comité de expertos, Question D23 (ORE D23 1955), con el fin de establecer las bases para el cálculo dinámico de puentes de ferrocarril. Este comité y su sucesor, el D128, definieron un método de cálculo para tener en cuenta los efectos dinámicos que estaba basado en la utilización de un tren de cargas, denominado UIC-71, y un coeficiente de impacto Φ .

$$\Phi = \frac{\max S_{din,real}}{S_{est,tipo}} \quad (1.3)$$

donde

$\max S_{din,real}$: Solicitación dinámica máxima debida a todos los posibles trenes reales y velocidades de circulación.

$S_{est,tipo}$: Solicitación estática debida al tren UIC-71

El valor $\max S_{din,real}$ era obtenido como envolvente de los efectos de seis trenes tipo representativos de las composiciones habituales. En el cómputo de la sollicitación dinámica se incluían dos efectos dinámicos por dos conceptos diferentes, uno relacionado con el paso de cargas a una determinada velocidad considerando la vía ideal, y el otro asociado a las irregularidades de vía.

$$S_{din,real} = S_{est} (1 + \varphi' + \varphi'') \quad (1.4)$$

donde S_{est} es el valor máximo de la sollicitación estática debida a los trenes reales, φ' el incremento de dicha sollicitación debido a la velocidad de circulación y φ'' el efecto de las irregularidades de la vía. De esta forma al mayorar la respuesta estática del puente sometido al tren de cargas UIC-71, las sollicitaciones a que da lugar superan a las producidas por la circulación de los trenes reales. Este método de cálculo, que se publicó en la ficha 776-1R (UIC 1979), ha supuesto la base para el dimensionamiento de puentes en Europa durante muchos años. La referencia de los trabajos de la ORE puede encontrarse en (Frýba 1996).

Con la alta velocidad el enfoque cambió notablemente y pasó a centrarse la atención en los problemas asociados al confort de los viajeros. Ese es el motivo por el que la ORE impulsó en 1983, la Question D160, cuyo trabajo continuó el European Rail Research Institute (ERRI-D190 1993), fruto del cual se establecieron los límites de flecha que debían cumplir los nuevos puentes para asegurar el umbral de confort por encima de los 160 km/h.

Debido a los problemas de desconsolidación del balasto detectados en las líneas de alta velocidad francesas, el ERRI constituyó el comité D214 para analizar en el comportamiento dinámico de puentes situados en líneas de alta velocidad ($V < 350$ km/h). Se llevaron a cabo estudios de interacción vehículo-estructura, se pusieron a punto métodos de cálculo simplificado y se definieron criterios para garantizar la interoperabilidad de redes ferroviarias. También se llevaron a cabo diversas campañas de ensayos experimentales con el fin de verificar las predicciones teóricas y determinar el nivel de amortiguamiento de estructuras de diferentes tipologías. Los resultados derivados del trabajo de este comité (ERRI D214 RP9 2000) son la base del Eurocódigo (CEN, Comité Europeo de Normalización 2004), así como de la Instrucción de Acciones española IAPF-07 (Ministerio de Fomento 2010).

Podríamos decir que el estudio de los problemas de la interacción suelo-estructura se remontan al siglo XIX. Winkler (Winkler 1867) propuso su método para analizar las tensiones que produce una cimentación flexible sobre un lecho elástico y en base a ello Zimmermann (Zimmermann 1941) hizo el análisis ya clásico de los carriles sobre traviesas de ferrocarril, que ha dado su nombre al “método del coeficiente de balasto”. Lógicamente los estudios mencionados no tenían en cuenta los posibles aspectos dinámicos de la respuesta.

Debido a la dificultad del análisis, para el diseño de las cimentaciones de máquinas se estimaba su masa multiplicando la de la máquina por un factor que dependía del tipo de máquina, (Cozens 1938) sin poder realizar ninguna comprobación dinámica adicional.

Es en los años 60 y 70 del siglo pasado, a raíz de la construcción de centrales nucleares de producción de energía, y el análisis sísmico necesario para su diseño, cuando realmente toma interés el estudio dinámico de la interacción suelo-estructura. Las primeras investigaciones se deben a (Parmelee 1967), (Perelman et al. 1968), (Parmelee et al. 1969), (Sarrazin et al. 1972). Se puede encontrar una descripción de las investigaciones desarrolladas en esa primera etapa en (Roesset 2013).

Las características dinámicas de la interacción suelo-estructura han sido ampliamente estudiadas, tanto para cimentaciones superficiales (Jennings & Bielak 1973), (Veletsos & Meek 1974), (Veletsos & Nair 1975), (Bielak 1976), (Domínguez & Roesset 1978) y (Abascal 1984), (Medina 1987), (Maeso 1992), (Aznáres 2002), (Maeso et al. 2002) como para cimentaciones profundas (Bielak 1974), (Avilés & Pérez-Rocha 1996),

(Avilés & Pérez-Rocha 1998), (Avilés et al. 2002), (Vinciprova et al. 2003), (Vega et al. 2007) o (Medina 2015).

1.4. Contribuciones recientes

Las publicaciones más recientes en el ámbito del estudio dinámico de los puentes de ferrocarril, están relacionadas con:

a) El estudio de la interacción vehículo-estructura como es el caso de (Domínguez 2001) que desarrolla un software específico para su análisis; o (Doménech et al. 2009; Doménech et al. 2012) que desarrolla un modelo teórico en base al cual se hace un estudio paramétrico de varios trenes y las características del modelo asociados a un catálogo de puentes reales.

b) La interacción suelo-estructura: (Sextos, Pitilakis, et al. 2003; Sextos, Kappos, et al. 2003) desarrolla un método para considerar la diferencia en la llegada de las ondas sísmicas a las diferentes cimentaciones de un viaducto, así como el efecto de la interacción suelo-estructura, aplicándolo a un caso concreto y poniendo de relieve la importancia de tener en cuenta en el análisis de una estructura extensa sometida a un sismo, tanto el efecto de la interacción, como las condiciones del suelo y la posición relativa de las cimentaciones. En este sentido (Ülker-Kaustell et al. 2010) analizan de forma cualitativa la respuesta de un puente tipo pórtico, en el que la interacción con el suelo se modeliza a través de elementos con amortiguamiento y rigidez, en diferentes versiones, conectados a la base de los hastiales; (Ucci et al. 2011) en un estudio por elementos finitos del comportamiento frente a sismos de un viaducto incluye dentro del modelo una parte del terreno, de forma parecida a como se hará a lo largo de esta tesis; (Doménech et al. 2016) a través de un modelo acoplado BEM-FEM analizan el efecto de la interacción suelo-estructura en puentes de pequeña longitud; y (Kouroussis et al. 2014) estudian a través de modelos de elementos finitos la propagación de ondas producidas por el tráfico ferroviario, en el estudio se analizan soluciones relacionadas con las condiciones de contorno en la frontera del dominio.

c) Ambas interacciones por separado: (Xingwen 2007) estudia de forma independiente y pormenorizada las vibraciones producidas por el tráfico ferroviario en un modelo de viga tridimensional considerando la interacción vehículo estructura. Por otra parte, analiza las vibraciones inducidas por el tráfico ferroviario en las zonas colindantes en base a los resultados anteriores y finalmente el comportamiento del

viaducto frente a sismos, a través de software específico que incluye un modelo de interacción suelo-estructura

d) Ambas interacciones de forma conjunta: (Romero et al. 2012) usan un modelo acoplado, formulado en el dominio del tiempo, para predecir las vibraciones producidas por el paso de trenes. El vehículo se modeliza usando un sistema multicuerpo, la vía y el viaducto se representan mediante elementos finitos, y el suelo es considerado como un semiespacio homogéneo modelizado con elementos de contorno.

e) Desarrollos analíticos de la respuesta: (Johansson et al. 2013) hacen un desarrollo en el dominio de la frecuencia de la solución de una viga continua bajo cargas móviles; (Johansson 2013) incluye el modelo desarrollado en la publicación anterior para hacer un análisis preliminar y un estudio paramétrico de una colección de puentes; (Johansson et al. 2014) con la metodología anterior se hace un análisis preliminar de tres líneas en el sur de Suecia para evaluar la repercusión de un hipotético aumento de la velocidad de explotación.

f) Testificaciones experimentales de modelos numéricos: (Galvín et al. 2017; Moliner et al. 2017) en ambos artículos se incluyen los resultados de la campaña experimental realizada al viaducto sobre el arroyo Bracea y se validan los modelos numéricos por ellos desarrollados. (Mellat 2012; Mellat et al. 2014) realizan una campaña experimental sobre una alcantarilla de acero corrugado y realizan varios modelos de elementos finitos sobre la misma que comparan con los resultados experimentales. (Rebelo et al. 2008) presentan una campaña experimental en una serie de puentes de luces pequeñas y medias en Austria y los comparan con los resultados de modelos de elementos finitos del tablero apoyado sobre unos muelles que calibra previamente. (Ribeiro et al. 2012) presentan la calibración de un modelo de elementos finitos de un puente arco tipo bowstring al norte de Lisboa haciendo uso de una toma de datos experimental. (Malveiro et al. 2014) hacen un estudio similar al anterior del viaducto Alverca, también al norte de Lisboa, en este caso es un puente recto con sección en cajón prefabricado y losa in situ de luces pequeñas, y se calibra con un modelo de elementos finitos 3D que incluye el tablero y la vía sin la subestructura para incluir dicha interacción, la atención se centra en la respuesta modal y no hay interacción vehículo estructura. (Ülker-Kaustell & Karoumi 2011) presentan una comprobación del método propuesto en el apartado b) para estudiar la respuesta de un puente mixto de 36 m de luz en Skidträsk. (Ülker-Kaustell & Karoumi 2012) realizan otro análisis de los resultados anteriores de cara a explicar la variación en las frecuencias naturales obtenidas.

g) Interacción via estructura: (Battini & Ülker-Kaustell 2011) presentan un modelo para incluir el efecto del balasto y su interacción con las traviesas de cara a modificar la respuesta de la estructura.

g) Acondicionamiento de estructuras existentes (Martínez-Rodrigo 2009) plantea la alternativa de aumentar externamente el nivel de amortiguamiento mediante el reacondicionamiento con amortiguadores fluido-viscosos, estudia su viabilidad técnica y propone una metodología de proyecto del mismo.

1.5. Métodos de cálculo, referencias normativas

Los principales factores que influyen en el comportamiento dinámico según (CEN, Comité Europeo de Normalización 2004) son los siguientes:

- La frecuencia natural de la estructura.
- La distancia entre ejes.
- La velocidad del tráfico que atraviesa la estructura.
- El amortiguamiento de la estructura.
- El espaciamiento regular entre los soportes del tablero.
- Las imperfecciones de las ruedas.
- Las imperfecciones de la vía.

Para tener en cuenta estos efectos la normativa, tanto a nivel estatal, (Ministerio de Fomento 2010) como europeo, Eurocódigo 1 (CEN, Comité Europeo de Normalización 2004), exigen un estudio de aceleraciones y deformaciones adoptando para las comprobaciones de estados límites últimos adoptan el método del coeficiente de impacto.

El artículo 2.3.1.2 de IAPF, por ejemplo (Ministerio de Fomento 2010) define el coeficiente de impacto como:

$$\Phi = \frac{\max S_{din,real}}{S_{est,tipo}} \quad (1.5)$$

donde

$\max S_{din,real}$: Solicitación dinámica máxima debida a todos los posibles trenes reales y velocidades de circulación.

S_{est,tipo}: Solicitación estática debida al tren tipo definido en 2.3.1.1, situado en la posición más desfavorable. (Ministerio de Fomento 2010)

Mediante el cálculo dinámico es necesario determinar las aceleraciones y desplazamientos máximos en el tablero, así como el coeficiente de impacto mencionado en el párrafo anterior. Los métodos habilitados para estimar el comportamiento dinámico de la estructura varían según la tipología estructural y la velocidad de circulación de los trenes. Así, el más simple, consiste en obtener el coeficiente de impacto Φ de unas tablas o mediante cálculos muy simples, siendo únicamente válido para determinadas tipologías muy habituales y velocidades de paso inferiores a 220 km/h, ya que no se espera que experimenten efectos resonantes.

Para el resto de casos es necesario abordar un estudio más específico de la respuesta de la estructura bajo la acción de un grupo de trenes estándar, envolvente del tráfico real, y para un rango de velocidades de hasta 1.20 veces la velocidad de proyecto.

Para abordar este cálculo se proponen varios métodos que se describen a continuación.

Cálculo dinámico mediante integración directa en el tiempo con cargas móviles.

Existen distintos procedimientos para realizar este análisis. Pueden emplearse modelos de elementos finitos, realizando una integración directa en el tiempo del, o bien una integración de los modos normales de vibración obtenidos a partir de la estructura discretizada. Los procedimientos basados en el análisis modal suponen un comportamiento lineal de la estructura, hipótesis válida en la mayoría de las situaciones reales. En caso contrario, sería necesaria una integración directa en el tiempo.

Cálculo dinámico simplificado mediante la impronta dinámica del tren.

Este método se basa en el análisis de las vibraciones libres, producidas en puentes isostáticos tras el paso de cada eje, a partir de fórmulas analíticas que proporcionan un límite de la respuesta dinámica máxima y no exigen una resolución en el tiempo del cálculo dinámico de la estructura. Una exposición más detallada de este cálculo simplificado, denominado LIR, se puede encontrar en el informe (ERRI D214 RP9 2000) o en (Domínguez 2001). Sólo es válido para puentes isostáticos.

Cálculo dinámico mediante integración directa en el tiempo con interacción vehículo-estructura.

Los modelos de cargas móviles consideran que las cargas que transmiten las ruedas a los carriles son constantes en el tiempo y de valor igual a la carga nominal, siendo esta acción variable en la realidad, debido entre otros factores, a la suspensión de los vehículos. La consideración de los mecanismos de suspensión y la inercia de las masas suspendidas y no suspendidas conduce a los modelos con interacción entre los vehículos y la estructura.

El cálculo dinámico de integración en el tiempo con estos modelos recoge los posibles fenómenos resonantes, proporcionando un ajuste más afinado de la respuesta mecánica que los modelos de cargas puntuales. Su desventaja es que son más complejos y costosos. Las solicitaciones dinámicas obtenidas con modelos de interacción suelen ser inferiores a las de los modelos de cargas puntuales, debido a que parte de la energía de vibración permanece en los propios vehículos. Esta diferencia es más acusada en puentes isostáticos de luces cortas y amortiguamientos reducidos, en los que las aceleraciones y desplazamientos en situación resonante pueden llegar a reducirse en más de un 30%. Para situaciones no resonantes o puentes hiperestáticos los efectos de interacción no suelen ser tan determinantes en el cálculo, por lo que salvo casos especiales estos métodos no suelen ser necesarios (Gabaldón et al. 2005).

1.6. Modelos habitualmente empleados en la práctica profesional

En base a estas prescripciones en la inmensa mayoría de los casos los profesionales del diseño estructural abordan el estudio del comportamiento dinámico de los puentes bajo la acción de trenes de alta velocidad mediante alguno de los métodos anteriores, siendo los más usados los correspondientes a la integración directa en el tiempo con cargas móviles.

Comoquiera que se hace necesario el uso de un programa de elementos finitos, hay que abordar la aproximación de la estructura mediante un modelo de cálculo más o menos complejo que represente la realidad de la forma más adecuada y menos costosa computacionalmente.

Los modelos habituales representan única y exclusivamente los componentes del tablero, tanto en lo que a masas como a rigideces se refiere, suponiendo que descansan sobre apoyos de rigidez infinita en aquellos grados de libertad que están coaccionados, es decir, en la mayoría de las situaciones se trata de tableros simplemente apoyados sobre sus apoyos, que pueden ser deslizantes o no. Es el caso de los modelos empleados

en los ejemplos de aplicación de la IAPF-07 (Ministerio de Fomento 2010) de la monografía M15 (ACHE 2009).

La realidad es que bajo esos apoyos se encuentran tanto las pilas, como los estribos, y bajo ellos el terreno subyacente. Si bien la rigidez vertical de las pilas y estribos es muy grande (rigidez axial) frente a la de flexión de los tableros, y no afecta prácticamente a su comportamiento dinámico, la omisión de la interacción con el suelo es más discutible.

En ese comportamiento se encuentran involucradas tanto la propia rigidez del terreno, que dependiendo de la consistencia del mismo puede llegar a ser comparable con la del tablero, y la masa involucrada en ese movimiento conjunto, que también puede ser considerable, por lo que se pueden ver alteradas las frecuencias de vibración del sistema (Doménech et al. 2016). Por otra parte hay una fracción de la energía que se disipa a través del terreno en forma de ondas emitidas por la cimentación y que contribuirán a la reducción de los fenómenos vibratorios (Galvín 2007).

1.7. Objetivo de esta tesis

Ya se ha introducido la conveniencia de tener en cuenta en los modelos de cálculo dinámico de puentes sometidos al paso de trenes de alta velocidad la interacción suelo-estructura, y la relevancia que este aspecto puede llegar a tener en el comportamiento dinámico del conjunto en algunos casos. (Ülker-Kaustell et al. 2010; Ucci et al. 2011; Romero et al. 2012; Kouroussis et al. 2014; Doménech et al. 2016; Galvín et al. 2017).

En esta tesis se aborda el estudio dinámico de este tipo de puentes y la influencia de la interacción suelo-estructura con las herramientas habituales de cálculo, es decir con programas de elementos finitos disponibles en la mayoría de las oficinas de cálculo, como son:

- SAP 2000 v 14.0.0 (Computers and Structures, Inc. Berkeley, California 2009)
- ANSYS 13.0 (Ansys Inc. 2013)
- Abaqus 6.10 (Dassault Systèmes Simulia Corp. 2011)

Uno de los objetivos de esta tesis es proporcionar una metodología de aplicación práctica para confeccionar los modelos de cálculo, que se utilicen en el estudio de los comportamientos dinámicos de este tipo de estructuras, de forma accesible al mundo profesional, siendo éstas las herramientas más utilizadas y difundidas en la actualidad.

Es por ello, que si bien, los modelos de elementos de contorno pueden tener una mayor aplicación en el estudio de la interacción suelo-estructura (Romero et al. 2013), y permitirían realizar análisis más precisos e incluso tienen más tradición (Domínguez & Roesset 1978), se ha optado por modelos de elementos finitos, ya que sin duda su uso está mucho más extendido en el estudio de estas estructuras a nivel práctico para su análisis y proyecto.

Como se desprende de la bibliografía, existen numerosas referencias que se dedican a caracterizar la respuesta de los puentes poniendo el énfasis en sus frecuencias naturales o en sus aceleraciones verticales, y ello tiene todo el sentido en luces cortas, porque como es sabido esos viaductos tienden a manifestar problemas de ese tipo (ERRI D214 RP9 2000). Sin embargo, no hay constataciones de la afección que la interacción suelo-estructura puede tener en viaductos de mayores luces y su repercusión en el coeficiente de impacto.

Los objetivos que se persiguen con el trabajo desarrollado en esta tesis son los siguientes:

- Comprobar la posible incidencia que la interacción suelo-estructura puede tener en el coeficiente de impacto de un viaducto convencional.
- Poner a punto una metodología que permita confeccionar modelos de elementos finitos razonablemente simples y que permitan incorporar al problema dicha interacción suelo-estructura.
- Hacer una verificación de la metodología propuesta a través de un ensayo real.
- Aplicar la metodología al estudio de viaductos de pequeña longitud que, como es sabido, son más propensos a los fenómenos resonantes.

Para ello se partirá de modelos simples que permitan caracterizar los parámetros del modelo, tanto para cimentaciones superficiales (apartado 3.2.1 y 3.2.2), como para cimentaciones profundas (apartado 3.2.3). Se verificarán los resultados a través de un modelo del puente sobre el arroyo Bracea (apartado 4). En base a ese estudio se analizará la afección de la interacción suelo-estructura en un viaducto tipo con cimentaciones superficiales sobre varios tipos de terreno (apartados 5.2.1 y 5.2.2), se procederá de igual forma con el viaducto tipo sobre cimentaciones profundas para terrenos de diversas rigideces y profundidades variables (apartado 5.2.3). Y finalmente se analizará la respuesta de puentes de luces cortas con esta metodología (apartado 6).

1.8. Contenido de la Tesis Doctoral

El presente documento se ha estructurado en 7 capítulos. El primero pretende dar una visión general del problema que trata la tesis, empezando por enmarcar el ámbito de actuación, a continuación se describe el fenómeno físico que se va a analizar, se hace una breve introducción de los estudios realizados al respecto desde el punto de vista histórico primero y un poco más detalladamente para las últimas contribuciones después. Se presentan los métodos de análisis que proponen las normativas para el estudio de este problema y los que emplean en la práctica cotidiana los ingenieros de diseño, y una vez hecha la introducción se plantean los objetivos de la tesis.

El segundo capítulo es un muy breve resumen de la formulación básica que subyace en el estudio que se realiza a lo largo de la tesis, que aunque es bien conocida y desde luego no es una contribución del autor, es necesaria para la comprensión de cuanto finalmente se estudia en el resto del documento.

En el tercer capítulo se presentan una serie de modelos muy simples que, precisamente por su simplicidad, permiten estudiar de una manera pormenorizada los parámetros básicos que deben respetar los modelos complejos que finalmente necesitan las estructuras de puentes de ferrocarril. Así, se analiza el modelo de una zapata de hormigón sobre un macizo de terreno, como aproximación a la cimentación superficial de un puente, dos zapatas sobre un mismo bloque de terreno para el estudio de su interferencia, y un encepado con cuatro pilotes como simplificación de una cimentación profunda.

Contamos con los resultados del informe de prueba de carga para la recepción del puente Arroyo Bracea II (estructura real) y con los datos tomados en la misma al paso de trenes reales a velocidades elevadas. Se ha hecho un modelo de la misma con la metodología que propone esta tesis en base a los resultados de los modelos del tercer capítulo y se han comparado con los obtenidos en la prueba real quedando todo ello reflejado en el capítulo 4.

En el capítulo 5 se estudia el comportamiento de dos viaductos tipo, uno con cimentaciones superficiales y el otro con cimentaciones profundas. Son dos viaductos lo suficientemente simples (4 vanos) como para no perderse en la información generada, y lo suficientemente complejos como para que todos los fenómenos tenso-deformacionales de este tipo de estructuras se vean involucrados. En primer lugar, se

analizan con los métodos habituales de diseño, y a continuación se emplea la metodología propuesta en la tesis para incluir en los modelos la interacción suelo-estructura. En base al estudio realizado se observa la importancia de considerar dicha interacción, y su relevancia en función del tipo de cimiento y de terreno.

Dentro de los puentes de ferrocarril sometidos al paso de trenes a alta velocidad, los más sensibles a los fenómenos resonantes son los de menores luces, entre 14 y 20 m. Por ello, en el capítulo 6, se hace un estudio paramétrico de este tipo de puentes en función de la luz para distintos tipos de terreno. Con ello se pone de manifiesto la importancia que, en este tipo de estructuras, tiene la interacción suelo-estructura que esta tesis pretende introducir en los cálculos habituales.

Finalmente, en el capítulo 8 se presentan las principales conclusiones de la tesis y las posibles líneas de investigación futuras que podrían completar el trabajo que aquí se desarrolla.

2. FORMULACIÓN BÁSICA

2.1. Método de integración directa en el tiempo con cargas móviles

Para el análisis de los modelos que se desarrollan en lo que sigue, se han utilizado distintos programas de elementos finitos comerciales, como ya se enumeró en el apartado anterior, y también distintas formas de realizar el análisis de la respuesta dinámica de la estructura.

Dos son los métodos usados para este fin, el de integración directa del modelo completo por el método de Newmark, y el de integración modal. El primero se ha usado en Ansys, Abaqus y Sap2000; y el segundo únicamente en Sap2000.

Una breve descripción de ambos métodos se describe a continuación.

2.1.1. Integración directa en el tiempo del modelo completo (Newmark)

La descripción que sigue puede encontrarse en los manuales de teoría de (Ansys Inc. 2013) y en el libro de Klaus-Jürgen Bathe (Bathe 1996). La ecuación de equilibrio dinámica tiene la siguiente forma

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F\} \quad (2.1)$$

donde

$[M]$ es la matriz de masa de la estructura

$[C]$ es la matriz de amortiguamiento de la estructura

$[K]$ es la matriz de rigidez de la estructura

$\{\ddot{u}\}$ vector de aceleraciones nodales

$\{\dot{u}\}$ vector de velocidades nodales

$\{u\}$ vector de desplazamientos nodales

$\{F\}$ vector de cargas nodales dinámicas

El método de Newmark propone obtener los valores de las variables nodales para una serie de instantes t sucesivos a intervalos Δt por diferencias finitas con aceleración promediada.

Para ello se parte de las ecuaciones del movimiento uniformemente acelerado y se expresan los valores de la velocidad y el desplazamiento en un instante $t+1$ en función del desplazamiento y velocidad del instante t y de una aceleración intermedia entre la correspondiente al instante t y la del instante $t+1$.

Las ecuaciones quedan tal que así.

$$\{\dot{u}_{n+1}\} = \{\dot{u}_n\} + [(1-\delta)\{\ddot{u}_n\} + \delta\{\ddot{u}_{n+1}\}]\Delta t \quad (2.2)$$

$$\{u_{n+1}\} = \{u_n\} + \{\dot{u}_n\}\Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \{\ddot{u}_n\} + \alpha \{\ddot{u}_{n+1}\} \right] \Delta t^2 \quad (2.3)$$

donde

α y δ son los parámetros de integración de Newmark

Δt es el incremento de tiempo $t_{n+1}-t_n$

$\{u_n\}$ es el vector de desplazamientos nodales en el instante t_n

$\{\dot{u}_n\}$ es el vector de velocidades nodales en el instante t_n

$\{\ddot{u}_n\}$ es el vector de aceleraciones nodales en el instante t_n

$\{u_{n+1}\}$ es el vector de desplazamientos nodales en el instante t_{n+1}

$\{\dot{u}_{n+1}\}$ es el vector de velocidades nodales en el instante t_{n+1}

$\{\ddot{u}_{n+1}\}$ es el vector de aceleraciones nodales en el instante t_{n+1}

Como el objetivo principal es obtener los desplazamientos en el instante t_{n+1} , es decir $\{u_{n+1}\}$, se evalúa la ecuación de equilibrio (2.1) en el instante t_{n+1} .

$$[M]\{\ddot{u}_{n+1}\} + [C]\{\dot{u}_{n+1}\} + [K]\{u_{n+1}\} = \{F\} \quad (2.4)$$

Para poder evaluarla, primero reordenaremos las ecuaciones (2.2) y (2.3) para expresar los valores de la aceleración y la velocidad en el instante t_{n+1} en función del desplazamiento en el instante t_{n+1} y los valores de las variables en el instante t_n .

$$\{\ddot{u}_{n+1}\} = a_0(\{u_{n+1}\} - \{u_n\}) - a_2\{\dot{u}_n\} - a_3\{\ddot{u}_n\} \quad (2.5)$$

$$\{\dot{u}_{n+1}\} = \{\dot{u}_n\} + a_6\{\ddot{u}_n\} + a_7\{\ddot{u}_{n+1}\} \quad (2.6)$$

Hay que notar que aunque en la ecuación (2.6) aparece el término $\{\ddot{u}_{n+1}\}$ se puede sustituir en su lugar el valor del segundo término de la ecuación (2.5), con lo que finalmente tendremos todas las variables del instante t_{n+1} en función de las del instante anterior y de $\{u_{n+1}\}$.

Ahora podemos reescribir la ecuación (2.4) que queda:

$$(a_0[M] + a_1[C] + [K])\{u_{n+1}\} = \{F\} + [M](a_0\{u_n\} + a_2\{\dot{u}_n\} + a_3\{\ddot{u}_n\}) + [C](a_1\{u_n\} + a_4\{\dot{u}_n\} + a_5\{\ddot{u}_n\}) \quad (2.7)$$

Los valores de los coeficientes a_i son los siguientes:

$$\begin{aligned} a_0 &= \frac{1}{\alpha\Delta t^2} & a_1 &= \frac{\delta}{\alpha\Delta t} \\ a_2 &= \frac{1}{\alpha\Delta t} & a_3 &= \frac{1}{2\alpha} - 1 \\ a_4 &= \frac{\delta}{\alpha} - 1 & a_5 &= \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\delta}{\alpha} - 2 \right) \\ a_6 &= \Delta t(1 - \delta) & a_7 &= \delta\Delta t \end{aligned}$$

De la resolución del sistema de ecuaciones (2.7) se obtiene el vector de desplazamientos nodales $\{u_{n+1}\}$, que sustituyéndolo en las ecuaciones (2.5) y (2.6), nos permite obtener los valores de los vectores de velocidad y aceleración nodales $\{\dot{u}_{n+1}\}$ y $\{\ddot{u}_{n+1}\}$.

Como se recoge el libro de (Zienkiewicz et al. 2005) la resolución de la ecuación (2.4) por el método de Newmark es incondicionalmente estable para los siguientes rangos de los parámetros de integración.

$$\alpha \geq \frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} + \delta \right)^2, \quad \delta \geq \frac{1}{2}, \quad \frac{1}{2} + \delta + \alpha > 0 \quad (2.8)$$

Es usual expresar los valores de α y δ en función de un único parámetro γ , que toma el nombre de factor de decaimiento de amplitud, de la siguiente manera.

$$\alpha = \frac{1}{4}(1 + \gamma)^2, \quad \delta = \frac{1}{2} + \gamma \quad (2.9)$$

En base a este parámetro la solución de la ecuación (2.4) es incondicionalmente estable para valores de $\gamma > 0$.

El factor γ representa un amortiguamiento numérico en términos de amplificación de errores. De no existir un cierto amortiguamiento numérico se pueden

producir distorsiones de la solución para altas frecuencias (ruido), por lo que es deseable un cierto valor de $\gamma > 0$.

En especial, es particularmente deseable tener un cierto amortiguamiento numérico para modos de alta frecuencia cuando se usan elementos finitos para discretizar un dominio espacial, ya que los resultados para los modos de alta frecuencia pierden precisión. Sin embargo, la adición de un amortiguamiento numérico para altas frecuencias además de impedir la pérdida de precisión en ese rango no tiene porqué introducir excesivo amortiguamiento numérico para los modos importantes de bajas frecuencias.

En nuestro caso hemos utilizado valores de $\gamma = 0.005$, lo que supone valores de α de 0.2525 y de δ de 0.505.

2.1.2. Integración modal

Como se ha comentado en el apartado anterior, la ecuación dinámica tiene la siguiente forma:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F\} \quad (2.1)$$

Se trata de hacer una transformación de coordenadas de cara a la simplificación de ese sistema de ecuaciones, en el que aunque la matriz de masas es una matriz diagonal, la de rigidez no lo es, y la de amortiguamiento dependerá de su método de obtención. Si se obtiene por el método de Rayleigh, $[C] = \alpha[M] + \beta[K]$, tendrá las mismas características de llenado que la matriz de rigidez.

Para realizar la transformación de coordenadas en primer lugar vamos a estudiar las vibraciones libres despreciando el amortiguamiento, en cuyo caso los desplazamientos y aceleraciones de un sistema no amortiguado adoptan los valores.

$$\{u\} = \{\bar{u}\} \sin \omega t \quad \{\ddot{u}\} = -\omega^2 \{\bar{u}\} \sin \omega t \quad (2.10)$$

Sustituyendo en la ecuación (2.1) con $[C] = 0$ y $\{F\} = 0$ tenemos.

$$([K] - \omega^2 [M])\{\bar{u}\} = \{0\} \quad (2.11)$$

Esa ecuación corresponde a un problema de autovalores (ω^2) de cuya resolución se obtienen las frecuencias naturales y cuyos autovectores asociados son los modos.

Son precisamente los modos los vectores correspondientes a la matriz de transformación que vamos a emplear.

$$\{u\} = \sum_1^n \{\phi_i\} y_i \quad (2.12)$$

donde n es el número de modos utilizado, que si bien en una primera aproximación al problema debemos pensar que es igual al número de grados de libertad, ya veremos que se puede reducir, ϕ_i es el modo correspondiente al i -ésimo autovalor (frecuencia natural) y y_i es la correspondiente coordenada modal.

Sustituyendo esa transformación en la ecuación (2.1) tendremos

$$[M] \sum_1^n \{\phi_i\} \ddot{y}_i + [C] \sum_1^n \{\phi_i\} \dot{y}_i + [K] \sum_1^n \{\phi_i\} y_i = \{F\} \quad (2.13)$$

El sistema de coordenadas modal cumple con la propiedad de ortogonalidad que supone

$$\{\phi_j\}^T [M] \{\phi_i\} = 0 \quad i \neq j \quad (2.14)$$

$$\{\phi_j\}^T [K] \{\phi_i\} = 0 \quad i \neq j \quad (2.15)$$

Si se usa el método de Rayleigh o amortiguamiento constante para la obtención de la matriz de amortiguamiento, también se verifica que

$$\{\phi_j\}^T [C] \{\phi_i\} = 0 \quad i \neq j \quad (2.16)$$

Si la ecuación (2.13) la premultiplicamos por cualquier vector modal traspuesto

$$\{\phi_j\}^T [M] \sum_1^n \{\phi_i\} \ddot{y}_i + \{\phi_j\}^T [C] \sum_1^n \{\phi_i\} \dot{y}_i + \{\phi_j\}^T [K] \sum_1^n \{\phi_i\} y_i = \{\phi_j\}^T \{F\} \quad (2.17)$$

Sólo serán distintos de cero los términos correspondientes a $i = j$, con lo que realizando esa operación con cada uno de los modos hemos descompuesto el sistema en n ecuaciones independientes entre sí, que tienen la forma de la ecuación dinámica de un sistema de un solo grado de libertad.

$$m_i \ddot{y}_i + c_i \dot{y}_i + k_i y_i = f_i \quad (2.18)$$

donde

$$m_i = \{\phi_j\}^T [M] \sum_1^n \{\phi_i\} \quad \text{es la masa asociada al modo } i \quad (2.19)$$

$$c_i = \{\phi_j\}^T [C] \sum_1^n \{\phi_i\} \quad \text{es el amortiguamiento asociado al modo } i \quad (2.20)$$

$$k_i = \{\phi_j\}^T [K] \sum_1^n \{\phi_i\} \quad \text{es la rigidez asociada al modo } i \quad (2.21)$$

$$f_i = \{\phi_j\}^T \{F\} \quad \text{es la fuerza asociada al modo } i \quad (2.22)$$

De acuerdo con la teoría básica de vibraciones (Clough & Penzien 1975) sabemos que la solución de la ecuación (2.18) presenta dos formas distintas según que el valor del amortiguamiento sea superior o inferior a un determinado valor c_c , que llamamos amortiguamiento crítico. (Sistemas subamortiguados o sobreamortiguados).

Los sistemas subamortiguados, como son las estructuras, presentan un movimiento oscilatorio. Así, definimos

$$\xi = \frac{c}{c_c} \quad (2.23)$$

siendo ξ es la relación de amortiguamiento, que es el parámetro que usaremos en este tipo de análisis y que supondremos constante para todos los modos.

Como es habitual en las estructuras, cuando el amortiguamiento es muy pequeño, es decir, con valores de ξ menores del 10 %, la frecuencia de vibración del sistema amortiguado $\omega_d = \omega\sqrt{1-\xi^2}$ se puede aproximar por $\omega_d = \omega$, y en ese caso

$$c_c = 2m\sqrt{k/m} = 2m\omega \quad (2.24)$$

Sustituyendo en la ecuación (2.18) y dividiendo por m_i tendremos para cada modo una ecuación del tipo

$$\ddot{y}_i + 2\xi\omega\dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = f_i/m_i \quad (2.25)$$

Esta ecuación ha de resolverse para obtener los valores de y_i , \dot{y}_i e \ddot{y}_i en cada instante de tiempo en que se quiera conocer la respuesta, para lo que serán de aplicación

los métodos matemáticos de integración, pero en este caso para sistemas de un solo grado de libertad.

Este método tiene el alto coste de tener que resolver el problema de los autovalores y autovectores, pero el trabajo posterior es considerablemente menos costoso desde el punto de vista computacional.

Además, se da la circunstancia de que las estructuras tienen un comportamiento vibratorio asociado a los modos de vibración más bajos, y no es necesario resolver el problema para todos los modos. Es suficientemente preciso el análisis considerando un cierto número de modos relativamente pequeño, de acuerdo con los que se mueve la estructura, con lo que al final el resultado será

$$\{u\} = \sum_1^m \{\phi_i\} y_i \cong \sum_1^n \{\phi_i\} y_i \quad \text{con } m \ll n \quad (2.26)$$

Como podremos comprobar, cuando se modelan regiones espaciales con elementos sólidos, no se da esa circunstancia, y el error que se comete reduciendo el número de modos es grosero, y ello se debe a la ausencia de ese comportamiento vibratorio preferente que tienen las estructuras en los modos de baja frecuencia, que no existe en las regiones espaciales.

2.2. Análisis de la interacción suelo-estructura. Propagación de ondas

En los análisis realizados, se ha supuesto un contacto perfecto entre la cimentación y el terreno, sin despegues ni deslizamientos, y aunque en un análisis más preciso del comportamiento, podrían estudiarse los fenómenos de contacto, no tiene sentido su uso para el objetivo práctico que se persigue.

En los modelos de cálculo empleados para simular el terreno, se implementa una condición de contorno en los bordes exteriores correspondiente a un comportamiento rígido, con el efecto indeseable de la reflexión de las ondas.

Se hace necesario por tanto estudiar el efecto que esta decisión puede tener sobre los resultados obtenidos. El desarrollo que sigue se puede encontrar en (Y B Yang 2009).

La ecuación que gobierna el comportamiento de un sólido homogéneo e isótropo puede escribirse en términos del desplazamiento u de la forma

$$(\lambda + \mu)\nabla\nabla \cdot u + \mu\nabla^2 u + \rho f = \rho \ddot{u} \quad (2.27)$$

donde λ es la constante de Lamé del material y μ es más conocida en ingeniería con el término G que representa el módulo de elasticidad transversal.

Estas constantes se pueden expresar en función de las otras tres constantes que se usan para caracterizar el material, que son E (módulo de elasticidad o de Young), ν (módulo de Poisson) y K (módulo de rigidez volumétrica).

De estas cinco constantes sólo dos son independientes y el resto se pueden poner en función de ellas, siendo las más usadas en ingeniería E , ν y G . En nuestro trabajo las constantes que vamos a usar son E y ν .

La equivalencia entre estas constantes se puede encontrar en la bibliografía de elasticidad, como por ejemplo en la tabla 3.6.1 de (París 1998).

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad \mu = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.28)$$

En la ecuación (2.27) ρ es la masa por unidad de volumen del material y f es la fuerza por unidad de masa del material.

Si consideramos la ausencia de fuerzas de dominio f , aplicando el operador divergencia $\nabla \cdot$ a la ecuación (2.27) se obtiene

$$(\lambda + \mu)\nabla \cdot (\nabla \nabla \cdot u) + \mu \nabla \cdot (\nabla^2 u) = \rho \nabla \cdot \ddot{u} \quad (2.29)$$

Dado que $\nabla \cdot \nabla = \nabla^2$ y $\nabla \cdot (\nabla^2 u) = \nabla^2 (\nabla \cdot u)$, la ecuación anterior se puede reducir a la forma

$$(\lambda + 2\mu)\nabla^2 \Delta = \rho \frac{\partial^2 \Delta}{\partial t^2} \quad (2.30)$$

donde $\Delta = \nabla \cdot u$ es la dilatación del material.

La ecuación (2.30) es habitual reordenarla de la siguiente forma para expresar la ecuación de ondas.

$$\nabla^2 \Delta = \frac{1}{c_p^2} \frac{\partial^2 \Delta}{\partial t^2} \quad (2.31)$$

donde c_p es la velocidad de propagación de las ondas dilatacionales que se expresa como

$$c_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad (2.32)$$

de donde se concluye que las ondas de dilatación (ondas P) se propagan con una velocidad c_p en el sólido.

Si ahora aplicamos el operador rotacional en ausencia de fuerzas de dominio a la ecuación (2.27) y teniendo en cuenta que el rotacional del gradiente de un escalar es cero $\nabla \times \nabla \nabla \cdot u = 0$ la ecuación se puede expresar como

$$\mu \nabla^2 \omega = \rho \frac{\partial^2 \omega}{\partial t^2} \quad (2.33)$$

siendo $\omega = \nabla \times u$. La expresión (2.33) también es habitual expresarla en la forma de ecuación de ondas reordenando los términos.

$$\nabla^2 \omega = \frac{1}{c_s^2} \frac{\partial^2 \omega}{\partial t^2} \quad (2.34)$$

donde c_s es la velocidad de propagación de las ondas transversales que se expresa como

$$c_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad (2.35)$$

De ahí se concluye que las ondas transversales (ondas S) se propagan con una velocidad c_s en el sólido.

En general, la velocidad de propagación de las ondas dilatacionales o de compresión c_p es mayor que la de las ondas transversales o de cortadura c_s de ahí, y de la influencia de la sismología en esta disciplina, que se les llame ondas primarias (P) y secundarias (S).

Cuando una onda elástica alcanza una interfase entre dos medios, parte de la energía es reflejada al medio del que proviene, y parte refractada a través de la interfase. Si se trata de un contorno libre no hay refracción. Una característica importante de la interacción de la onda con el contorno es el modo de conversión.

Además de los dos tipos de ondas mencionados hay un tercer tipo de ondas, cuyos efectos se reducen a una pequeña porción del sólido cerca de la superficie, son las ondas

de Rayleigh (R), quien fue el primero en investigarlas y que demostró que su efecto decrece rápidamente con la profundidad.

También dedujo la condición que debe cumplir la velocidad de dichas ondas (c_R), que es conocida como condición de Rayleigh y que se expresa como

$$\left(2 - \frac{c_R^2}{c_s^2}\right)^2 = 4 \sqrt{1 - \frac{c_R^2}{c_s^2}} \sqrt{1 - \frac{c_R^2}{c_p^2}} \quad (2.36)$$

y se puede aproximar en función de la velocidad de las ondas transversales de la forma

$$\frac{c_R}{c_s} = \frac{(0.87 + 1.12\nu)}{(1 + \nu)}. \quad (2.37)$$

3. MODELOS PARA LA CALIBRACIÓN DE LA METODOLOGÍA

En esta sección se analiza el comportamiento dinámico de la interacción suelo-estructura en base a modelos simples que puedan ser analizados con facilidad, permitiendo tener en cuenta, en la medida de lo posible cada parámetro de forma independiente, buscando evaluar el efecto de cada uno de ellos por separado.

Los modelos que se presentan a continuación son los siguientes:

- Una zapata aislada sobre un bloque de terreno flexible, como simplificación de la cimentación superficial de la pila de un viaducto.
- Dos zapatas aisladas sobre un único bloque de terreno flexible, para el estudio de la interferencia entre cimentaciones próximas.
- Un encepado con cuatro pilotes, como simplificación de la cimentación profunda de la pila de un viaducto.

3.1. Descripción de los modelos

3.1.1. Modelos de cimentaciones directas

Se pretende incluir en el análisis del comportamiento dinámico de la estructura la influencia del terreno sobre el que esta descansa, complementando los modelos de elementos finitos que se usan habitualmente (Domínguez 2001; Goicolea et al. 2005).

Como paso previo al análisis de una estructura completa con cimentaciones directas, se realiza el estudio de los fenómenos involucrados en su comportamiento a través de modelos más simples. Esto nos permite una aproximación al problema con suficiente precisión y capacidad de análisis para decidir las características que debe tener la modelización a emplear. Es así como se realizará la calibración de los parámetros necesarios, extrapolables a un modelo más complejo, entre los que se encuentran las condiciones en el contorno del terreno (Gallego & Rus 2001), el tamaño de terreno que es necesario incluir en el modelo o el tamaño de la malla necesario. Con este objetivo se van a estudiar dos modelos simples, uno de zapata aislada y otro que permita el estudio de la interferencia de dos zapatas próximas.

3.1.1.1. Zapata aislada

En primer lugar, se analiza el comportamiento de una zapata aislada sometida a un impulso, y se estudia la respuesta del conjunto zapata terreno a lo largo del tiempo y su dependencia de diversos parámetros de cálculo.

El modelo básico desarrollado consiste en una zapata cúbica de 1 m de lado, apoyada directamente sobre un cubo de terreno de unas dimensiones iniciales de 5 m de lado, siendo éste uno de los parámetros de estudio (Figura 3.1).

El motivo principal para la elección de esta dimensión del terreno es que, como se verá tras el análisis de sensibilidad realizado a las dimensiones del terreno, la respuesta no cambia apreciablemente para mayores dimensiones, lo que significa que a partir de ese tamaño las condiciones de contorno no afectan a la respuesta.

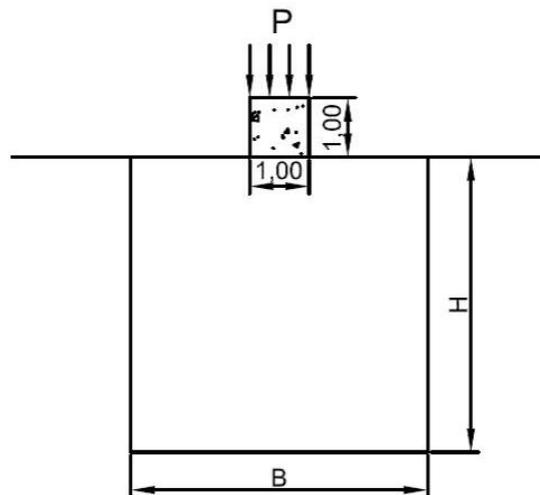


Figura 3.1. Geometría del modelo de zapata aislada

Sobre la cara superior de la zapata se aplica una presión de hasta 1 MPa en un intervalo de tiempo que, salvo para el análisis de sensibilidad a este parámetro, será de 2.5 milisegundos en la rampa de subida y 2.5 milisegundos en la rampa de bajada; es decir la curva de variación de la carga con el tiempo arranca con un triángulo isósceles de base 5 milisegundos y de altura 1 MPa, permaneciendo sin carga el resto del tiempo de estudio.

El material de la zapata tiene las características propias de un hormigón convencional empleado en puentes, tipo HA-30 o similar, es decir, se considera un módulo de elasticidad de 30 GPa, un módulo de Poisson de 0.2 y un peso específico de 25 kN/m³.

El material del terreno corresponde a un sustrato blando, con el ánimo de estudiar el comportamiento de una zapata rígida sobre un lecho suficientemente elástico, siendo sus características un módulo de elasticidad de 3 MPa, un coeficiente de Poisson de 0.35 y un peso específico de 20 kN/m³ (Cañizo et al. 1970).

El amortiguamiento elegido para estos modelos es el habitual (Ministerio de Fomento 2008), es decir, del 5% del amortiguamiento crítico.

Las condiciones de contorno del problema consideradas corresponden a un contacto sin deslizamiento ni despegue entre zapata y terreno y condiciones de simetría en todas las caras del terreno salvo la que se encuentra en contacto con la zapata. Teniendo en cuenta que el terreno se modelizará con elementos finitos sólidos y el análisis no incluye el giro de los nudos de los mismos, las condiciones de contorno se materializan restringiendo los desplazamientos perpendiculares a cada una de las cinco caras mencionadas. Existen métodos alternativos para intentar evitar los fenómenos de reflexión de las ondas (Lysmer, J.; Kuhlemeyer 1969) pero sólo son completamente eficaces cuando las ondas inciden perpendicularmente sobre el contorno y los programas habituales de modelizado de puentes (como por ejemplo SAP2000) no implementan esta tecnología, por lo que la estrategia a seguir será analizar la distancia a la que debe llevarse el contorno para minimizar ese efecto.

Para la primera fase de estudio se realizará un estudio de sensibilidad frente a los siguientes parámetros:

- Tamaño de la zona de terreno incluida en el modelo
- Tamaño de los elementos finitos de la malla de cálculo y
- Duración del impulso aplicado a la cara superior de la zapata

El estudio se realizará con varias herramientas de cálculo, concretamente:

- Análisis mediante integración directa en el tiempo con ANSYS (Ansys Inc. 2013), empleando el algoritmo de Newmark con un factor de decaimiento de amplitud $\gamma = 0.005$.
- Análisis mediante integración directa en el tiempo con Abaqus (Dassault Systèmes Simulia Corp. 2011) (Direct/Explicit) igualmente con amortiguamiento numérico para altas frecuencias correspondiente en este caso a una viscosidad volumétrica lineal de 0.06 y cuadrática de 1.2.
- Análisis mediante integración directa en el tiempo con SAP2000 (Computers and Structures, Inc. Berkeley, California 2009) por el método de Hilbert, Hughes y Taylor (HHT) con $\alpha = 0$, lo que es equivalente a emplear el método de Newmark con $\gamma = 0$, o de aceleración constante.

- Análisis con integración mediante superposición modal con 100 modos mediante SAP2000 (Computers and Structures, Inc. Berkeley, California 2009).

El uso de uno u otro método de cálculo en uno u otro programa, se debe a que las características del software facilitan esta decisión, es decir, por facilidades en la implementación de los modelos.

El tamaño del intervalo de tiempo de estudio es de 2.5 milisegundos, aunque por estabilidad del método de resolución del sistema de ecuaciones, todas las herramientas ajustan el tamaño del intervalo de cálculo, siendo éste variable y pudiendo llegar a ser varios órdenes de magnitud más pequeño que el paso de cálculo para el que se obtienen los resultados.

Una vez realizado el modelo y efectuado el cálculo, de entre toda la información disponible, nos vamos a centrar en los desplazamientos y aceleraciones en un punto bajo el centro de la zapata o tan próximo como sea posible a él, si es que por la discretización realizada no hubiera un nodo bajo el centro de la zapata.

3.1.1.2. Interferencia entre dos zapatas próximas

A continuación vamos a analizar la influencia de la proximidad de las cimentaciones propias de un viaducto cualquiera y la conveniencia o no de considerar en el mismo modelo la zona de terreno entre las zapatas.

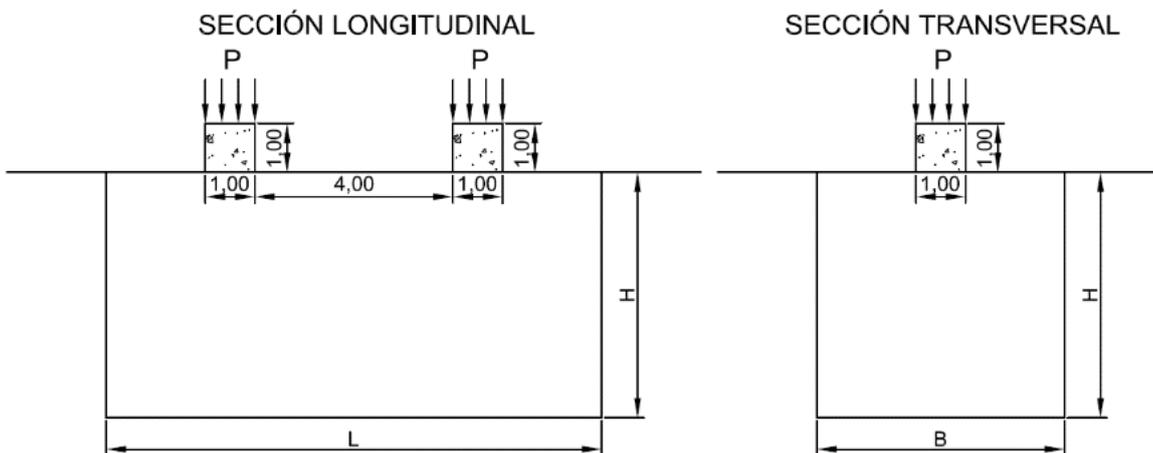


Figura 3.2. Geometría del modelo de interferencia de zapatas.

El objetivo es determinar la afección que puedan tener las ondas que emite una zapata sobre la colindante y en su caso, determinar la franja de terreno necesaria para que dicha afección sea convenientemente incluida en el modelo.

Las características de los materiales del modelo y las condiciones de contorno son las mismas que las empleadas en el modelo de zapata aislada. La distancia considerada entre los centros de las zapatas es de 5 m, y estas se disponen centradas en la cara superior del paralelepípedo que modeliza al terreno (Figura 3.2). Las dimensiones en planta del modelo de terreno son $L \times B$, siendo $L = B + 5$ m, y la altura es de $H = B/2$. Las dimensiones L , B y H son objeto de análisis en el estudio de sensibilidad al tamaño de la zona de terreno modelizada. Para el resto de análisis las dimensiones son de 10 x 5 x 5 m.

Con este modelo se han realizado tres estados de carga distintos. En el primer análisis se somete a una de las zapatas a un pulso de 1 MPa en 5 ms y se analiza el comportamiento del conjunto. En el segundo análisis se aplica el mismo pulso a las dos zapatas a la vez. Finalmente en el tercer análisis se aplica un pulso a una de las zapatas y tras un pequeño intervalo de tiempo se aplica el mismo pulso a la zapata contigua. De esta manera pretendemos caracterizar la influencia de la proximidad de las zapatas en la respuesta del sistema.

Del análisis del primer estado de carga se obtiene el desfase en la respuesta máxima de las dos zapatas tras el primer impulso. Es precisamente ese desfase en las respuestas de ambas zapatas el que se empleará como intervalo de tiempo en el tercer análisis.

3.1.2. Modelos de encepados de pilotes

De forma análoga a lo realizado en el caso de las cimentaciones directas, el objetivo de este análisis es la calibración de los parámetros que se deben emplear en un modelo de cimentación profunda (pilotes y encepado) para garantizar que la respuesta obtenida sea fiable, tales como el tamaño de la zona de terreno a modelizar, tipo de elementos y tamaño de los mismos, tipo de análisis necesario, etc.

Para este estudio vamos a realizar varios modelos sencillos en los que analizaremos la influencia en la respuesta de éstos parámetros y en base a ellos construiremos posteriormente un modelo global.

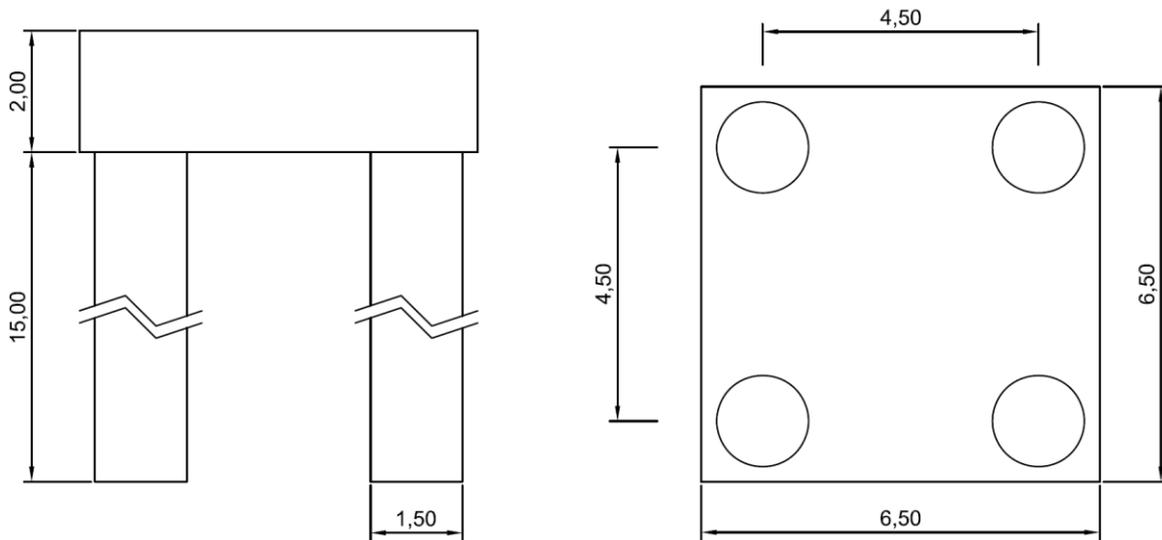


Figura 3.3. Geometría del modelo de encepado de pilotes

En el primer modelo se analiza la respuesta de un encepado cuadrado de 6.5 x 6.5 metros y 2 metros de canto, que descansa sobre 4 pilotes circulares de 1.5 metros de diámetro, de 15 metros de longitud, cuyo eje dista 1 metro de los lados de encepado (Figura 3.3).

El modelo incluye una porción de terreno alrededor de los pilotes cuyas dimensiones y características serán parámetros del estudio realizado.

Las características del material del encepado y de los pilotes son las correspondientes a un hormigón HA-30, lo que significa que se considerarán en el modelo unas propiedades $E = 30 \text{ GPa}$, $\nu = 0.2$ y un peso específico $\gamma_h = 25 \text{ kN/m}^3$

Para el material del terreno se consideran dos estratos, en los 7 m más superficiales un $E = 3 \text{ MPa}$ (terreno poco competente), $\nu = 0.35$ y un peso específico $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$, y el más profundo con $E = 30 \text{ MPa}$, lo que corresponde a un terreno relativamente poco rígido, ya que en esta fase de estudio se pretende analizar el comportamiento del conjunto sobre lecho elástico (Cañizo et al. 1970).

Siguiendo las recomendaciones habituales de cálculo (Ministerio de Fomento 2008) se considera un amortiguamiento del 5% del amortiguamiento crítico, o próximo a él en función del tipo de análisis realizado, tal y como veremos a continuación.

Las condiciones de contorno se materializan impidiendo el desplazamiento perpendicular al contorno en las cinco caras del dado de terreno y que en realidad estarían conectadas al terreno circundante. En la interfaz de los elementos de hormigón

en contacto con el terreno se modeliza un contacto sin movimientos relativos entre las partes.

Para este modelo simple se realizan varios estudios de sensibilidad

- 1) Volumen de terreno incluido en el modelo
- 2) Duración del impulso
- 3) Tamaño de los elementos finitos

El terreno circundante es en realidad un medio no acotado, y por tanto imposible de discretizar con elementos finitos. Normalmente (asumiendo un comportamiento elástico, lineal, isótropo y homogéneo), en los modelos teóricos más simples que pueden resolverse analíticamente el terreno se considera como un subespacio (infinito). Evidentemente, para poder realizar las simulaciones con el software de elementos finitos no podemos modelizar las condiciones de las que parte la solución analítica, debiendo elegir qué porción de terreno vamos a considerar. Con ello, se plantea la necesidad de estudiar la menor cantidad de terreno necesaria a incluir en los modelos que nos permitan mantener una precisión aceptable de los resultados sin un coste computacional excesivo.

Se analizarán cuatro modelos distintos. El más pequeño tiene unas dimensiones en planta de 19.5 x 19.5 m que correspondientes a incluir en el modelo una franja de terreno de 6.5 m de anchura (la misma dimensión que el encepado). La profundidad se obtiene de incluir en el modelo una zona de terreno bajo la punta de los pilotes de 6.5 m, con lo que el modelo finalmente tiene 23.5 m de profundidad. Los modelos sucesivos se consiguen incrementando el modelo anterior en 6.5 m en cada dirección espacial, así se obtienen modelos de 32.5 x 32.5 metros cuadrados y una profundidad de 30 metros, 45.5 x 45.5 metros cuadrados y 36.5 metros y 58.5 x 58.5 metros cuadrados con 43 metros de profundidad. Complementariamente, se ha realizado un modelo de mayores dimensiones para descartar el posible efecto de la reflexión de las ondas en el contorno, esto se consigue alejando los contornos lo suficiente como para que las ondas P (de mayor velocidad) no tengan tiempo de volver en el intervalo de estudio, con lo que la dimensión del modelo analizado es de 162.5 x 162.5 x 95 m.

En cuanto a la acción aplicada sobre el modelo, consiste en una presión uniforme sobre la cara superior del encepado, variable con el tiempo y con una ley triangular que parte de cero al inicio y que sube linealmente hasta la presión máxima, para a continuación disminuir con la misma pendiente hasta anularse, a partir de ahí no se

considera ninguna excitación exterior. Se analiza la respuesta frente a dos cargas distintas, una correspondiente a una presión máxima de 1 MPa y 10 ms de duración y la otra a 20 kPa de presión y 500 ms de duración. En ambos casos la magnitud del impulso es la misma. Con la primera se pretenden resaltar los efectos dinámicos de la acción y con la segunda valorar su influencia con una acción más parecida a la que provoca el ferrocarril sobre la pila.

Todos los componentes del sistema se discretizan usando elementos tipo “C34D” de la biblioteca estándar de Abaqus, es decir, elementos para cálculo elástico tetraédricos con cuatro nodos y con interpolación lineal entre nodos.

El tamaño de los elementos se ve afectado por la misma problemática que ya se ha comentado para la cantidad de terreno incluida en el modelo: a mayor tamaño de elemento finito se reduce el tiempo de computación pero disminuye la exactitud de los resultados.

Hay que destacar que no en todo el dominio se requiere la misma precisión, por lo que se puede considerar que el tamaño de los elementos que discretizan el terreno vayan cambiando de tamaño. También hay que considerar la importancia de que la malla pueda modelizar correctamente la onda.

Para analizar qué tamaño mínimo de elemento aporta resultados lo bastante precisos se realizan, en primer lugar, tres simulaciones, considerando $L=50$ centímetros, $L=40$ centímetros y $L=30$ centímetros.

El análisis se realiza mediante integración directa en el tiempo con Abaqus (*Direct/Explicit*) con amortiguamiento numérico para altas frecuencias correspondiente a viscosidad volumétrica lineal de 0.06 y cuadrática de 1.2.

3.2. Resultados y discusión de los resultados

En esta sección se presentan los resultados del análisis realizado con los modelos descritos en el apartado anterior. Por claridad, se mantiene el orden de exposición y se realiza una valoración de los resultados tras su presentación.

3.2.1. Zapata aislada

Con el modelo de la zapata aislada se han realizado varios estudios paramétricos analizando la sensibilidad de la respuesta dinámica al tamaño de la zona de terreno modelizada, tamaño de la malla, duración del impulso aplicado, y tamaño de la zona de terreno modelizada bajo impulsos de larga duración. Los resultados de dichos estudios se presentan a continuación.

3.2.1.1. *Influencia del tamaño de la zona de terreno incluida en el modelo.*

Para el análisis de sensibilidad al tamaño de la zona de terreno incluida bajo la zapata se han empleado elementos finitos cúbicos de 0.20 m de lado.

Para dimensiones del cubo de terreno mayores de 5 m de lado, no ha sido posible mantener este criterio, por lo que a partir de los 5 m los elementos serán tetraedros de dimensiones crecientes desde los 0.20 m de lado en la base de la zapata hasta un décimo del lado del cubo de terreno en el contorno del mismo. Eso significa que para el cubo de 9 m de lado los tetraedros varían desde los 0.20 m de lado hasta los 0.90 m en el contorno exterior.

Se estudian dimensiones del cubo de terreno cuyo lado adopta los siguientes valores: 1.40 m; 1.80 m; 2.20 m; 2.60 m; 3 m; 5 m; 7 m; 9 m; 11 m; 13 m y 15 m.

El amortiguamiento introducido en el modelo de resolución por superposición modal es del 5 % del crítico en los 100 modos estudiados.

Para los modelos de integración directa se necesita estimar los coeficientes de Rayleigh α y β para formar la matriz de amortiguamiento

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (3.1)$$

Como pretendemos que sean prácticamente uniformes, ajustamos su valor para las frecuencias correspondientes al primer y último modo obtenido con el análisis modal, es decir ajustamos su valor para los modos 1 y 100 de forma que los valores de α y β considerados serán:

$$\alpha = 2\xi \frac{\omega_1 \omega_{100}}{\omega_1 + \omega_{100}} \quad (3.2)$$

$$\beta = 2\xi \frac{1}{\omega_1 + \omega_{100}} \quad (3.3)$$

En la Tabla 3.1 se recogen los periodos correspondientes a los modos 1 y 100, las frecuencias asociadas y los parámetros α y β deducidos con el criterio anterior.

Tabla 3.1. Coeficientes de amortiguamiento de los modelos de zapata aislada.

Dimensión	T_1 (s)	T_{100} (s)	ω_1 (Hz)	ω_{100} (Hz)	α	β
1.4	0.274	0.034	3.644	29.603	2.039	0.000479
1.8	0.271	0.041	3.694	24.606	2.018	0.000562
2.2	0.275	0.048	3.638	20.921	1.947	0.000648
2.6	0.283	0.055	3.533	18.086	1.857	0.000736
3	0.296	0.063	3.383	15.891	1.753	0.000826
5	0.425	0.103	2.354	9.753	1.192	0.001315
7	0.595	0.143	1.679	6.976	0.850	0.001839
9	0.765	0.184	1.307	5.449	0.662	0.002356
11	0.934	0.225	1.070	4.446	0.542	0.002885
13	1.104	0.265	0.906	3.774	0.459	0.003401
15	1.244	0.306	0.804	3.270	0.405	0.003907

Como resumen de los resultados del análisis, se extraen los desplazamientos verticales máximos y mínimos en la base de la zapata.

En la Tabla 3.2 se presenta los valores obtenidos con cada herramienta de cálculo para cada tamaño de la zona de terreno modelizada.

Si comparamos los resultados obtenidos con los distintos modelos (Figura 3.4), podemos apreciar un ajuste bastante bueno de todos los modelos para tamaños pequeños de terreno, y también un ajuste bastante bueno entre los modelos de análisis directo entre sí. En el caso de la superposición modal respecto del resto este ajuste es más deficiente.

También podemos señalar un ligero descenso de los desplazamientos máximos con el tamaño de la zona de estudio, aunque de forma muy suave.

Tabla 3.2. Máximos desplazamientos verticales bajo la zapata en los modelos de zapata aislada.

Sensibilidad al tamaño de la zona de terreno modelizada								
Lado (m)	Descenso máximo (mm)				Ascenso máximo (mm)			
	HHT	Explicit	Newmark	Modal	HHT	Explicit	Newmark	Modal
1.4	12.6	13.06	12.5	12.37	11.84	13.25	11.6	11.28
1.8	12.57	12.48	12.5	12.5	11.27	10.99	11.8	10.6
2.2	12.69	12.47	12.8	12.75	7.15	6.53	7.6	6.94
2.6	12.71	12.47	12.8	12.82	6.69	6.91	6.1	5.36
3	12.7	12.29	12.7	12.9	6.83	6.73	6.4	5.63
5	11.44	11.47	12.7	10.3	2.47	3.07	3.8	2.41
7	11.52	11.1	11.1	7.75	2.03	1.95	1.8	2.74
9	11.47	11.08	10.9	5.34	1.92	1.77	1.2	2.01
11	11.3	10.33	11.8	2.74	1.76	1.47	1.9	0.92
13	11.05	10.82	11.4	1.83	1.6	1.66	1.9	0.6
15	10.94	10.48	11.2	1.29	1.31	1.46	1.8	0.41

Algo que no se aprecia cuando se estudian los resultados de una manera tan concisa es el aspecto de la evolución temporal del desplazamiento con el tiempo, y en este sentido parece necesario comparar la forma de esas gráficas y su evolución a lo largo del tiempo.

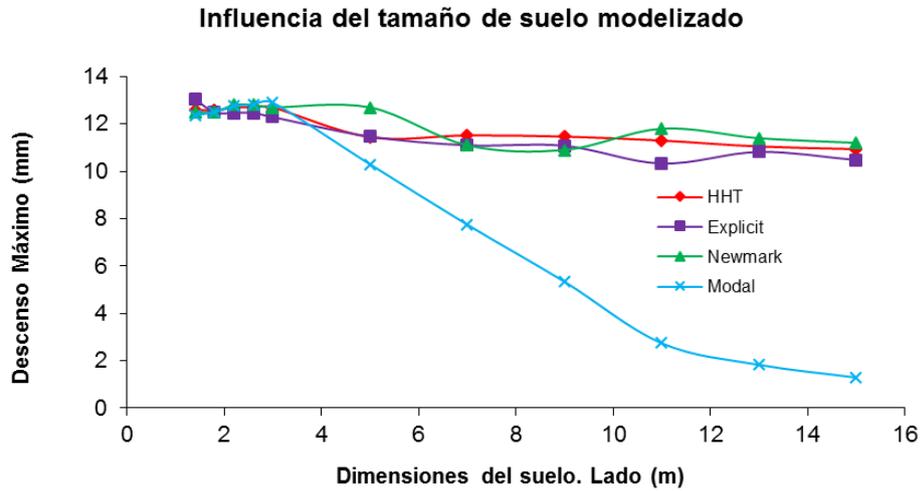


Figura 3.4. Descensos máximos bajo la zapata en los modelos de zapata aislada.

En la Figura 3.5 se han reproducido las gráficas de desplazamientos verticales correspondientes a tamaños de terreno de 1.40 m de lado y 5 m de lado.

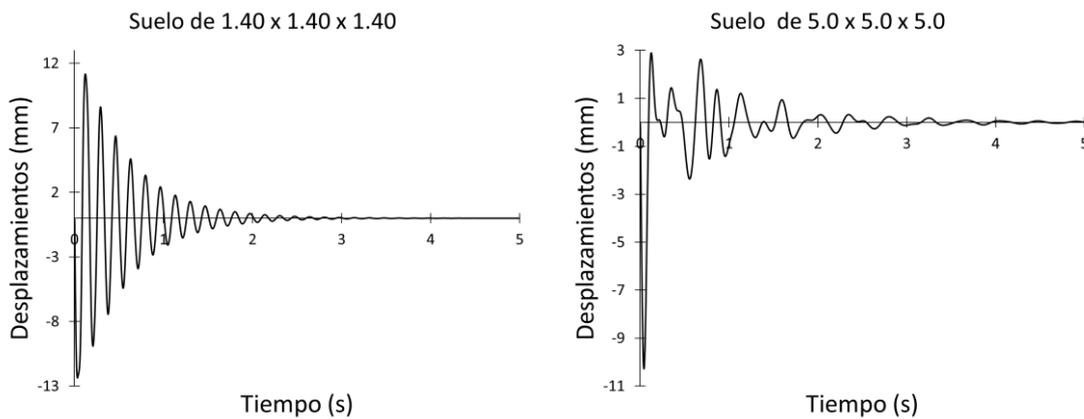


Figura 3.5. Registros de desplazamientos bajo las zapatas.

Cuando el tamaño de terreno es pequeño, el comportamiento es el correspondiente a un oscilador poco amortiguado, y el efecto de rebote tan acusado está asociado a la insuficiencia en la masa de terreno movilizada.

Cuando el tamaño de la zona de terreno aumenta ese efecto de rebote disminuye considerablemente, lo que se debe a que la masa del terreno amortigua las oscilaciones.

Ese es el caso para masas superiores a 100 veces la de la zapata, como ocurre cuando el dado de terreno es de 5 x 5 x 5 m, en el que tras el impulso se produce un fuerte descenso, con un rebote de alrededor del 20%, que se amortigua rápidamente.

El efecto asociado se pone de manifiesto si comparamos ahora los ascensos máximos obtenidos.

En la Figura 3.6 se ve claramente la fuerte disminución del ascenso para tamaños de la zona de estudio entre 1,40 y 5 m, seguido de una estabilización también bastante acusada para tamaños superiores a 5 m de lado.

Ese efecto revela que a partir de 5 m la masa de terreno asociada al movimiento que provoca el impulso ya está incluida en el modelo, o lo que es lo mismo, que las zonas de terreno adicionales que se incluyen en los modelos de mayor tamaño, no experimentan desplazamientos acusados o no interfieren de forma apreciable en el resultado.

Otra forma de apreciar lo mismo se puede obtener representando los mismos desplazamientos verticales máximos en ambas direcciones en función de la relación de masas (proporción de la masa del terreno en el modelo respecto de la masa de la zapata).

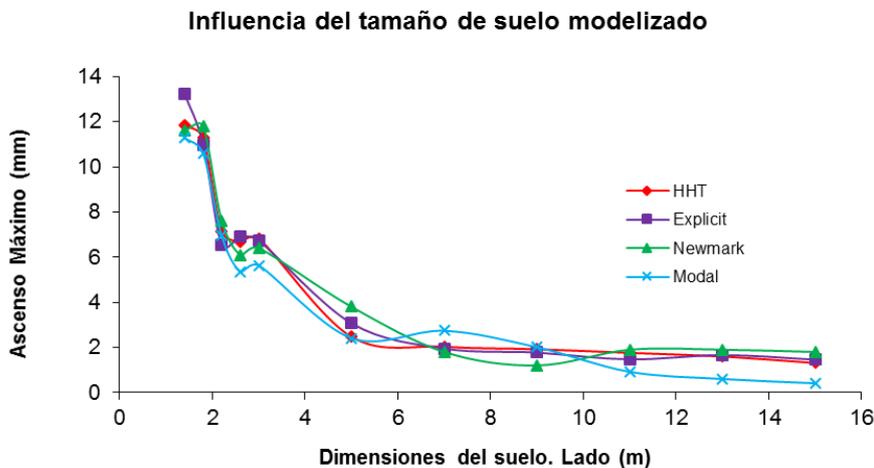


Figura 3.6. Ascensos máximos en la base de las zapatas.

El resultado se representa en la Figura 3.7, de donde se obtiene que la relación de masas puede llegar a ser del orden de 100, es decir, la masa de terreno movilizada puede llegar a ser del orden de 100 veces la de la zapata.

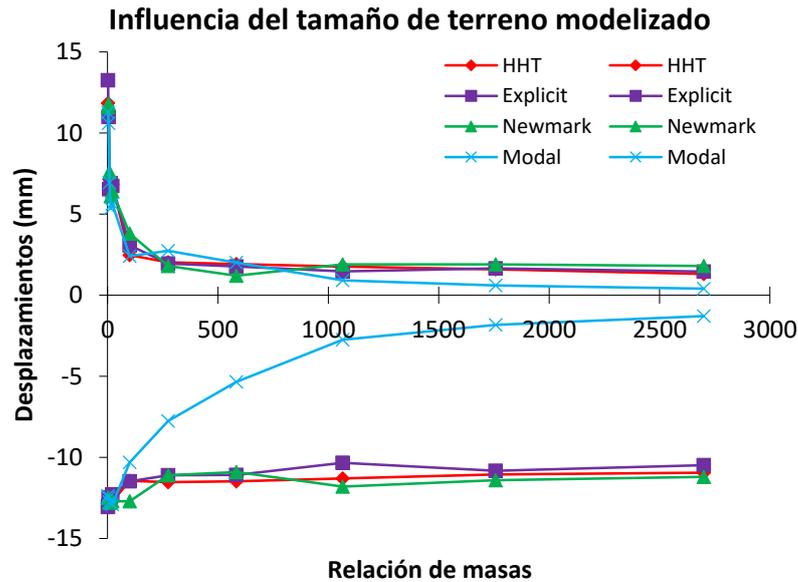


Figura 3.7. Desplazamientos máximos bajo la zapata en relación a la proporción de masas terreno / cimiento

Consecuentemente, en base a lo anterior, se puede presumir que se necesitará modelizar una cantidad de terreno del orden de 100 veces la de la cimentación para estimar su respuesta dinámica adecuadamente.

Es evidente que éste no será el único parámetro que regule la necesidad de modelizar mayor o menor cantidad de terreno, y habrá que hacer otras apreciaciones.

3.2.1.2. Influencia del tipo de análisis.

En la Figura 3.4 pudimos apreciar las diferencias entre los resultados obtenidos con los modelos resueltos por integración directa respecto de los obtenidos por superposición modal.

Para intentar esclarecer esta discrepancia se ha realizado un análisis de sensibilidad al tamaño del paso de integración, que podría afectar a la precisión de los métodos de integración directa. En la Figura 3.8 se representan los desplazamientos máximos y mínimos que se obtienen para pasos de integración de 0.5 ms; 1 ms; 1.5 ms; 2 ms y 2.5 ms. El problema analizado corresponde a un cubo de terreno de 5 m de lado, mallado con elementos hexaédricos, utilizando Abaqus Explicit.

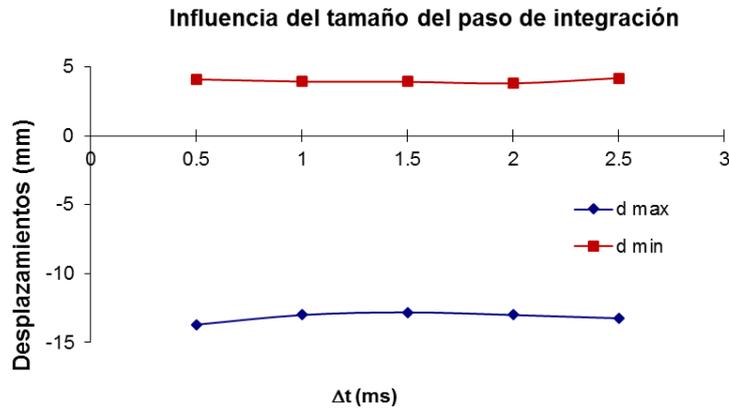


Figura 3.8. Desplazamientos máximos bajo la zapata para distintos pasos de integración.

Como puede observarse la influencia de este parámetro es muy pequeña, con lo que no parece estar en el origen del problema detectado.

Otro posible foco de imprecisiones, es el número de modos incluidos en el análisis por superposición modal, por lo que se realiza un análisis de sensibilidad al número de modos considerado.

Como las discrepancias aumentan con el tamaño de la zona de estudio, se ha realizado el análisis para un tamaño de terreno correspondiente a un cubo de 15 m de lado, de cara a que el problema cobre relevancia.

Tabla 3.3. Desplazamientos máximos bajo la zapata según el número de modos empleados.

Superposición Modal		
Nº de modos incluidos		
#	d _{max} (mm)	d _{min} (mm)
100	1.29	0.41
200	2.35	0.82
300	3.39	1.21
500	4.43	1.62
1000	6.63	2.3
7156	11.31	1.49

Si bien el análisis inicial se realizaba con 100 modos, se han realizado análisis con 200 modos, resultando un considerable aumento de los desplazamientos máximos, 300 modos, 500 modos, 1000 modos y hasta 7156 modos, que se corresponde con el número total de grados de libertad del modelo, y por tanto el número de modos totales.

El resultado es esclarecedor. En la Tabla 3.3 y la Figura 3.9 se recogen los resultados obtenidos. En el primer caso se tabulan los desplazamientos máximo y

mínimo, y en el segundo se representa gráficamente la dependencia del desplazamiento máximo con el número de modos.

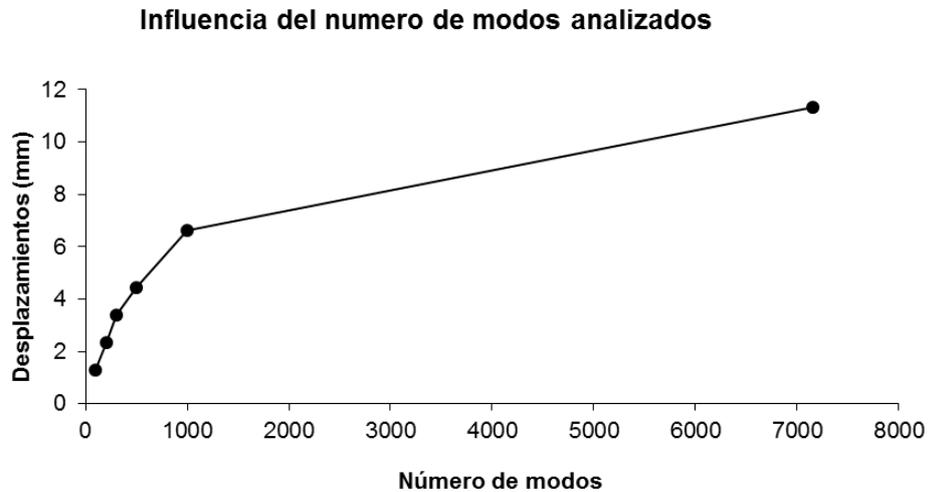


Figura 3.9. Desplazamientos máximos bajo la zapata según el número de modos empleados.

La conclusión es que el foco de la discrepancia está en los errores que se comenten al eliminar del análisis los modos de vibración de altas frecuencias. Esta conclusión está basada en el hecho de que cuando se contemplan todos los modos, los resultados sí correlacionan con los del análisis directo. Pero hay otra conclusión, y es que, en un modelo como este, no hay un número de modos tal que permita asegurar que se consiga suficiente precisión. De hecho, con 1000 modos en el análisis todavía el desplazamiento máximo resultante es del orden de la mitad del que se obtiene con todos los modos.

Una importante consecuencia de todo esto es que el análisis por superposición modal se demuestra impreciso, salvo que se contemplen todos los modos, en cuyo caso resulta ineficaz.

Esto obligará a realizar un análisis de sensibilidad al número de modos cuando se hagan modelos de la estructura completa y se incluya en ellos el terreno.

3.2.1.3. Influencia del tamaño de los elementos de la malla.

Para el análisis de sensibilidad al tamaño de la discretización se usarán elementos finitos cúbicos de lado variable, 0.5 m; 0.33 m; 0.25 m; 0.20 m y 0.16 m.

A pesar del tamaño reducido del modelo, no son operativas discretizaciones más finas por la memoria que precisan y el tiempo de computación, por otra parte no parece razonable modelar la zapata con menos de 4 elementos por arista.

Las dimensiones de la zona de terreno elegidas corresponden a un cubo de 5 m de lado. Las características de los materiales son las mismas del análisis anterior tanto en masa, rigidez como amortiguamiento, así como la acción dinámica empleada.

Como resumen de los resultados de estos modelos, en la Tabla 3.4, se extraen los valores de los desplazamientos máximos en cada dirección que se han obtenido con cada tipo de análisis.

Tabla 3.4. Desplazamientos máximos bajo la zapata en función del tamaño de los elementos finitos.

COMPARATIVA								
TAMAÑO DEL ELEMENTO DE MALLADO								
lado (m)	HHT		Explicit		Newmark		Modal	
	d _{max} (mm)	d _{min} (mm)						
0.5	10.78	3.12	12.43	3.8	11.6	3.7	10.29	2.89
0.33	11.87	3.34	13.32	3.66	12.1	3.8	11.3	2.97
0.25	12.39	3.54	13.32	3.66	12.5	3.7	11.84	3.09
0.2	12.67	3.67	13.25	4.18	12.7	3.9	12.17	3.18
0.16	12.86	3.75	13.39	4.28	12.7	3.9	12.38	3.26

Como en el caso anterior usaremos como parámetro de comparación el descenso máximo de la zapata y compararemos los resultados obtenidos con las distintas técnicas de análisis para cada tamaño de elemento.

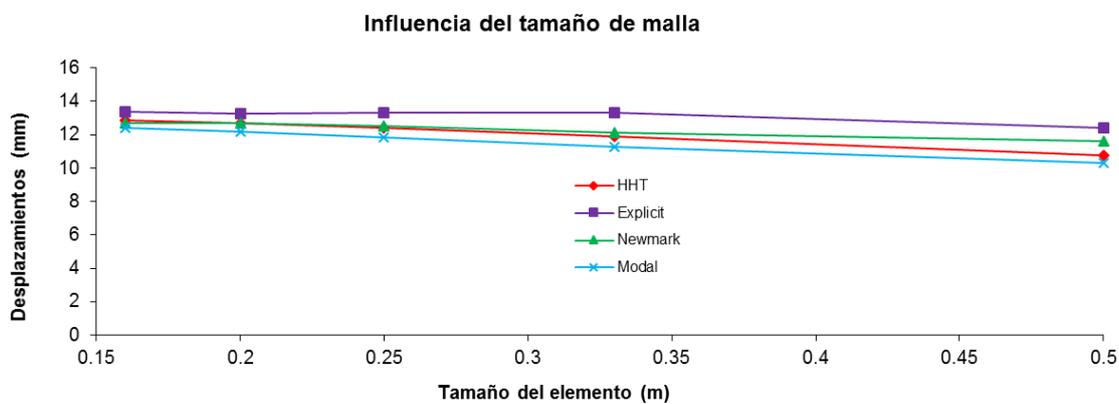


Figura 3.10. Desplazamientos máximos bajo la zapata en función del tamaño de los elementos finitos.

En la Figura 3.10 se recoge de forma gráfica el resultado de la comparación en la que se puede apreciar un ajuste bastante bueno entre todas las aplicaciones. Las diferencias para el tamaño de malla más fino (0.16 m) son del 8 % y corresponden a la

desviación que introduce el análisis modal. Para el resto de los tipos de análisis las diferencias máximas con esa discretización son del 5 %.

Si observamos, para cada aplicación en particular, la dependencia con el tamaño de malla, lo que se deduce es una escasa influencia de dicho tamaño. Esto indica que los resultados son bastante precisos, incluso con mallas tan groseras como las que modelizan la zapata con cuatro elementos.

También se infiere de este resultado que las ondas con frecuencias superiores a los 45 Hz, que son las que filtra una malla de 0.5 m para un terreno que tiene una velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales de 23 m/s, son poco relevantes en el análisis.

3.2.1.4. *Influencia de la duración del impulso.*

Para este análisis de sensibilidad también usaremos unas dimensiones de la zona de terreno correspondientes a un cubo de 5 m de lado y las mismas características de los materiales que en el modelo anterior. La malla de cálculo consiste en elementos hexaédricos de 0.20 m de lado, lo que supone que en cada cara de la zapata hay 5 elementos, y en cada cara del terreno hay 25 elementos.

En este caso es la acción dinámica empleada la que es objeto de estudio, y empleamos la misma forma de la función temporal, pero cambiando la duración y la intensidad de manera que se mantenga constante el impulso aplicado.

Tabla 3.5. Presión máxima para cada duración del impulso aplicado

Δt (ms)	Presión (kN/m ²)
5	1000
10	500
15	333
20	250
25	200
50	100
100	50

En la Tabla 3.5 se recogen, para los 7 casos de estudio, la duración del impacto y la presión ejercida sobre la cara superior en el momento de máxima presión. La duración del impacto hace referencia al tiempo total en el que está aplicada la carga sobre la zapata, es decir, la suma de la rampa de subida, y la de bajada.

Como resumen de los resultados de las mismas, en la Tabla 3.6 se extraen los valores de los desplazamientos máximos en cada dirección que se han obtenido con cada herramienta de cálculo.

Tabla 3.6. Desplazamientos máximos bajo la zapata según la duración de la carga.

DURACION DEL IMPACTO								
Δt (ms)	HHT		Explicit		Newmark		Modal	
	d_{max} (mm)	d_{min} (mm)	d_{max} (mm)	d_{min} (mm)	d_{max} (mm)	d_{min} (mm)	d_{max} (mm)	d_{min} (mm)
5	12.67	3.67	13.25	4.18	12.7	3.9	12.17	3.18
10	12.64	3.66	12.52	4.07	12.7	3.9	12.14	3.17
15	12.59	3.65	12.91	4.06	12.7	3.9	12.09	3.16
20	12.53	3.64	13.18	4.02	12.6	3.8	12.03	3.14
25	12.44	3.63	13.33	3.96	12.6	3.8	11.94	3.11
50	11.74	3.5	11.79	3.83	12	3.8	11.28	2.89
100	9.39	3.05	9.54	3.33	9.6	3.2	9.061	2.5

También como en el caso anterior usaremos como parámetro de comparación el descenso máximo de la zapata y compararemos los resultados obtenidos con las distintas aplicaciones para cada duración del impulso (Figura 3.11).

Para este caso la correlación entre las distintas herramientas de cálculo aumenta con la duración del impacto, es decir que cuando los fenómenos de altas frecuencias disminuyen los distintos programas convergen.

Como en casos anteriores hay una mayor diferencia entre el análisis por superposición modal con el resto, pero lo más destacable es que las diferencias máximas para duraciones del impulso de 100 milisegundos son del 2 %.

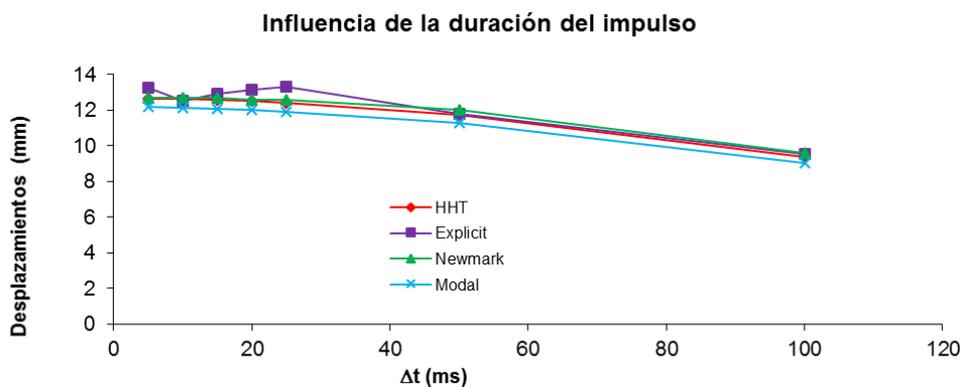


Figura 3.11. Desplazamientos máximos bajo la zapata en función de la duración de la carga.

El hecho de que con la duración del impacto el desplazamiento máximo disminuya no es indicativo de ningún problema en los modelos, únicamente de que los efectos dinámicos asociados al aumento súbito de la carga son menores, en el límite, el resultado sería la deformación estática.

Para poner en valor este aspecto deberíamos fijar un orden de magnitud para el impacto que provoca el paso de un tren por un puente tipo. Así, si pensamos en un tren circulando a 360 km/h (100 m/s) sobre un viaducto de vanos de 30 m, cualquiera de las cargas móviles que lo integran tardará en atravesar un vano 0.3 segundos, lo que significa que la rampa de subida es de 0.3 s (tiempo que tarda en llegar el tren desde que supera la pila anterior y comienza a cargar la pila que se estudia, hasta que se sitúa sobre dicha pila) y la de bajada es de otros 0.3 s. La duración del impulso a comparar con los anteriores será por tanto de 600 milisegundos, lo que invita a pensar en mejores precisiones que las obtenidas en los análisis previos.

Por otra parte, sobre un tramo de 30 m no pueden aparecer más de 6 cargas de cualquiera de los trenes tipo HSLM(ERRI D214.2 2002), lo que supone un máximo de carga sobre un vano de 1260 kN, que para una zapata de 14 x 10 m corresponde a una presión de 9 kN/m². En el caso de que hubiéramos querido mantener el nivel de energía aplicado en el estudio comparativo anterior, a una duración de 600 milisegundos le corresponde una presión sobre la zapata de 8.33 kN/m², lo que constituye un nivel de presión muy parecido al que se está analizando.

En conclusión, podemos decir que la precisión aumenta con la duración del impacto, y que el comportamiento de los puentes habituales se encuentra en la franja de buenos resultados.

3.2.1.5. *Influencia del tamaño de la zona de terreno incluida en el modelo para impulsos de larga duración.*

En el apartado 3.2.1.1 hemos visto la sensibilidad del modelo al tamaño del terreno incluido en el análisis. El impulso analizado era de 5 milisegundos de duración, y se observaba que para tamaños de terreno con 100 veces o más la masa de la zapata la precisión de los resultados era razonable y se perdía la dependencia del tamaño de la zona modelizada. El objetivo del análisis era resaltar el aspecto dinámico de la excitación. Por otra parte, en el apartado 3.2.1.4 hemos visto que con el aumento de la

duración del impulso se gana en precisión, y se aminora el carácter dinámico de la excitación.

Pretendemos en este apartado retomar el análisis de sensibilidad frente al tamaño de la zona de terreno discretizada, pero en este caso, con una mayor duración del impulso, más realista respecto de las excitaciones habituales en puentes de ferrocarril.

El modelo que vamos a usar es el de la zapata cúbica de 1m de lado sobre un cubo de terreno de lado variable. En esta ocasión las dimensiones serán de 1.40 m; 1.80 m; 2.20 m; 2.60 m; 3.0 m; 5.0 m y 7.0 m.

Usaremos las mismas características de los materiales y emplearemos como herramienta de cálculo un análisis mediante integración directa en el tiempo con SAP2000 (Computers and Structures, Inc. Berkeley, California 2009) por el método de Hilbert, Hughes y Taylor (HHT) con $\alpha = 0$.

Para caracterizar la carga, siguiendo el razonamiento del apartado anterior, vamos a considerar un impulso de 500 milisegundos de duración (la mitad en cada rampa, que es el tiempo que una carga móvil a 100 m/s tarda en recorrer un vano de 25 m), y una presión máxima sobre la zapata de 10 kN/m², que además de ser la correspondiente al análisis anterior, produce el mismo nivel tensional que los trenes del modelo HSLM (ERRI D214.2 2002).

En la Tabla 3.7 se recoge el resumen de los resultados obtenidos y en la Figura 3.12 se representan los desplazamientos máximos frente a la relación de masas terreno cimiento.

Tabla 3.7. Movimientos máximos bajo la zapata aislada para un impulso de larga duración.

TAMAÑO DE LA ZONA DE ESTUDIO		
lado	d _{max} (mm)	d _{min} (mm)
1.4	1.857	0.464
1.8	1.762	0.354
2.2	1.727	0.139
2.6	1.806	0.058
3	1.972	0.163
5	2.179	0.439
7	2.007	0.258

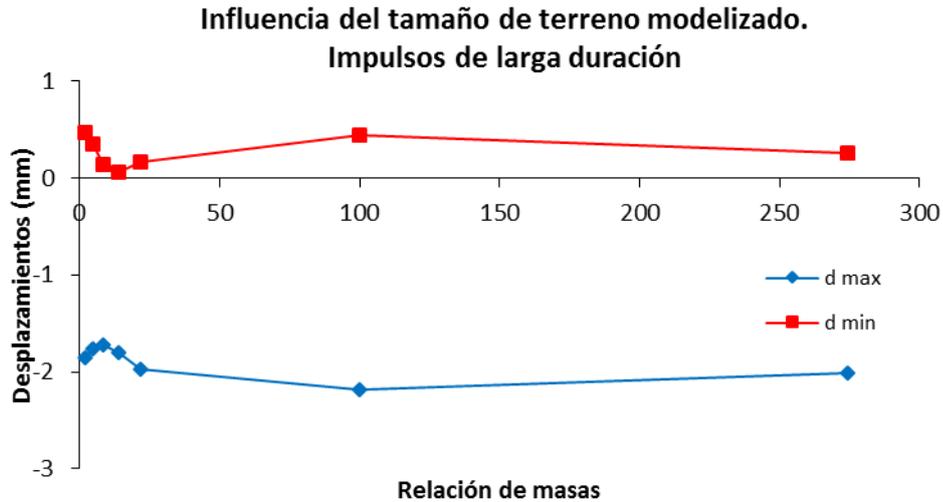


Figura 3.12. Movimientos máximos bajo la zapata aislada para un impulso de larga duración.

A la vista del modelo, parece claro que la cantidad de terreno necesaria para que la solución adquiriera independencia de la zona de terreno modelizada ha disminuido sensiblemente.

Para la excitación analizada, la solución permanece razonablemente invariable a partir de relaciones de masa cimiento vs terreno del orden de 20, mientras que excitaciones con carácter dinámico más marcado llegaban a necesitar del orden de 100 veces esa relación, de cara a mantener la precisión en los resultados. Esta reducción del tamaño del terreno que es necesario modelizar es muy importante de cara al coste computacional del análisis.

3.2.2. Interferencia entre dos zapatas próximas

En este caso se estudia la afección que las cargas sobre un cimiento pueden tener en la respuesta de los cimientos colindantes.

3.2.2.1. Influencia del tipo de análisis

Como en el caso de la zapata aislada, aquí hemos hecho una comparación entre los distintos tipos de análisis, pero ciñéndonos únicamente a los sistemas de análisis de integración directa, por las observaciones realizadas en el apartado anterior al respecto del análisis por superposición modal.

El modelo de cálculo se compone de una franja de 10 m de largo (B) x 5 m de ancho x 5 m de alto (H).

Sobre ese terreno y con una separación de 5 m entre sus ejes se disponen sendas zapatas de 1 x 1 x 1 m de hormigón, centradas en la franja de terreno. Las características mecánicas de los materiales son las mismas que las del modelo de zapata aislada.

Se modelizan las zapatas con el terreno con hexaedros de 0.20 m de lado, y la franja de terreno con tetraedros de tamaño variable de 0.20 m de lado en las proximidades de la zapata y de 0.50 m de lado en las caras exteriores (Figura 3.13). Las condiciones de contorno en los bordes exteriores corresponden a comportamiento rígido, es decir, está impedido el desplazamiento perpendicular a la cara.

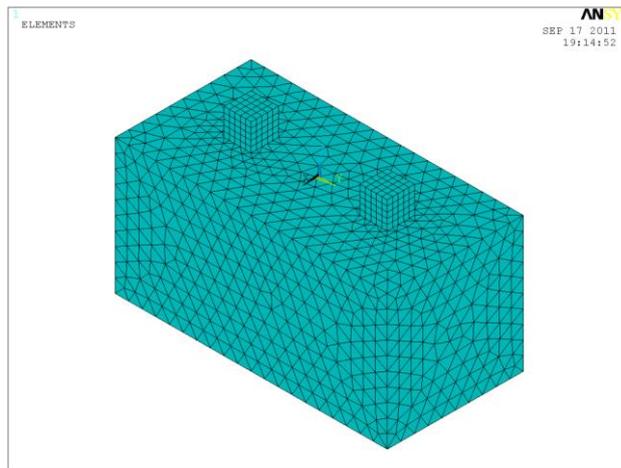


Figura 3.13. Modelo para el estudio de la interferencia entre zapatas.

Se han considerado tres transitorios distintos en cada uno de los modelos. El primero consiste en aplicar un impulso de 5 ms de duración y 1 MPa sobre una zapata (el mismo impulso que en el análisis de una zapata). Tras ese impulso se estudia el comportamiento bajo las dos zapatas. También se estudia el transitorio correspondiente a aplicar un impulso de las mismas características a ambas zapatas de forma simultánea. Finalmente se aplica un impulso a cada zapata con un desfase de 241 ms. El motivo de este desfase se encuentra en que para el primer análisis los máximos descensos de ambas zapatas se producen con ese intervalo de tiempo.

A continuación se presentan las gráficas con la respuesta de la zapata pasiva (la no cargada) en el primer transitorio como muestra de la correlación entre los diferentes tipos de análisis (Figura 3.14, Figura 3.15 y Figura 3.16).

INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE PUENTES
SOMETIDOS AL PASO DE TRENES DE ALTA VELOCIDAD

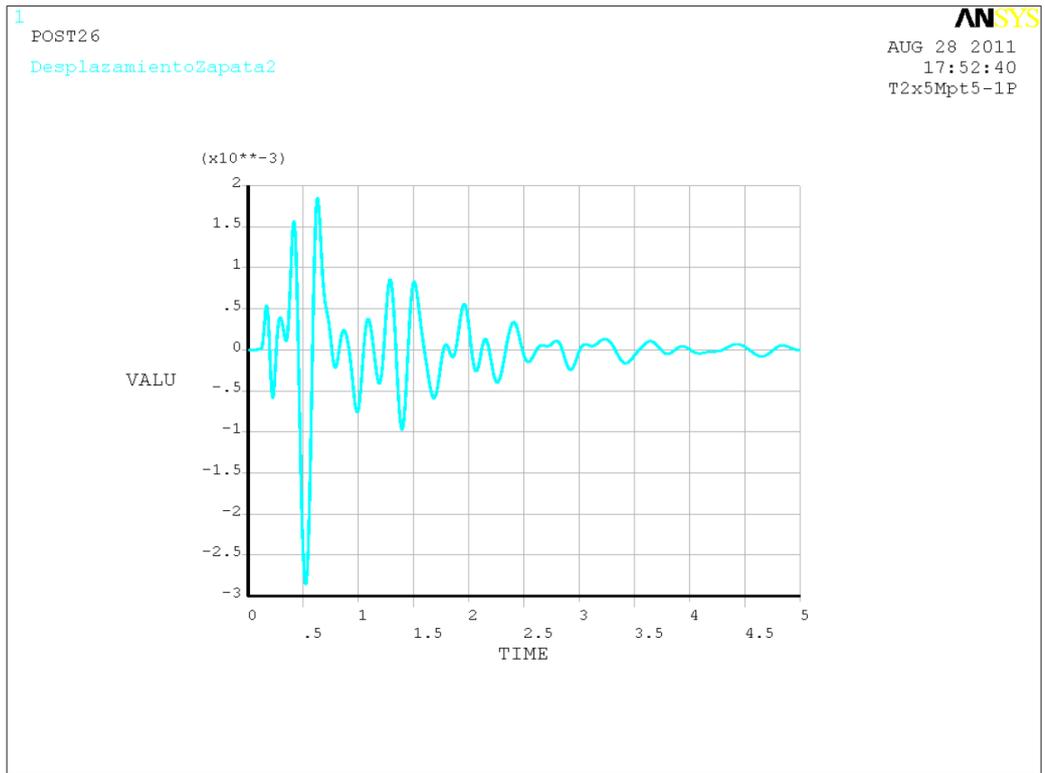


Figura 3.14. Respuesta de la zapata no cargada según el análisis con el método de Newmark

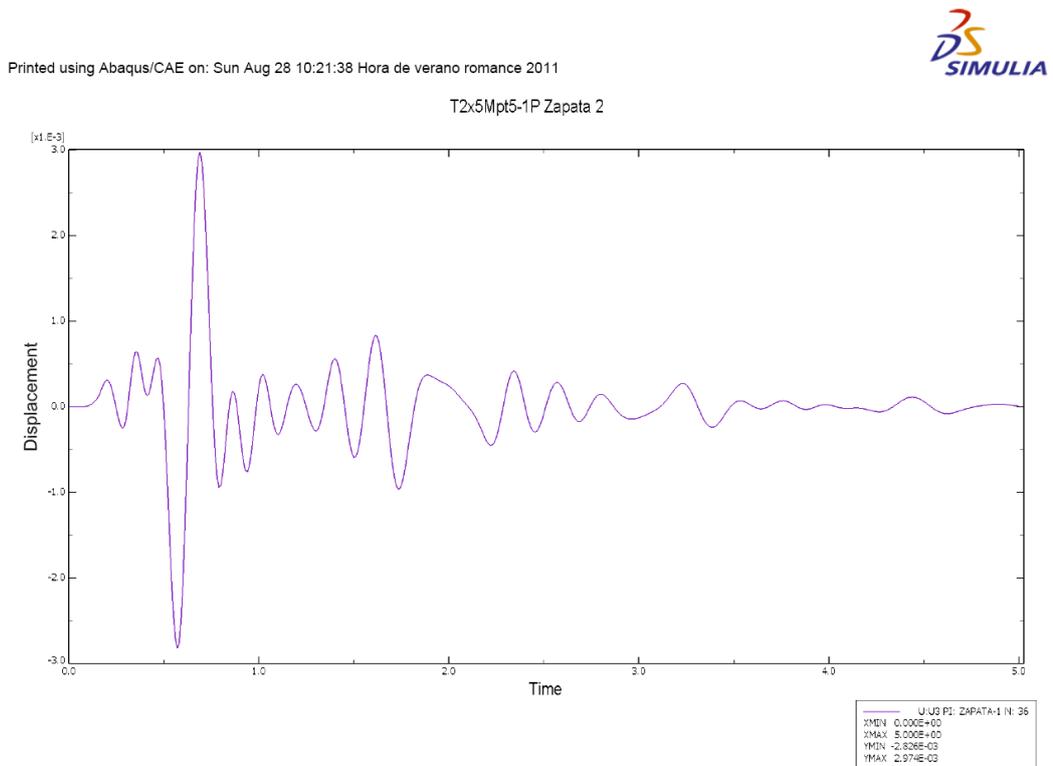


Figura 3.15. Respuesta de la zapata no cargada según el análisis según Abaqus / Explicit

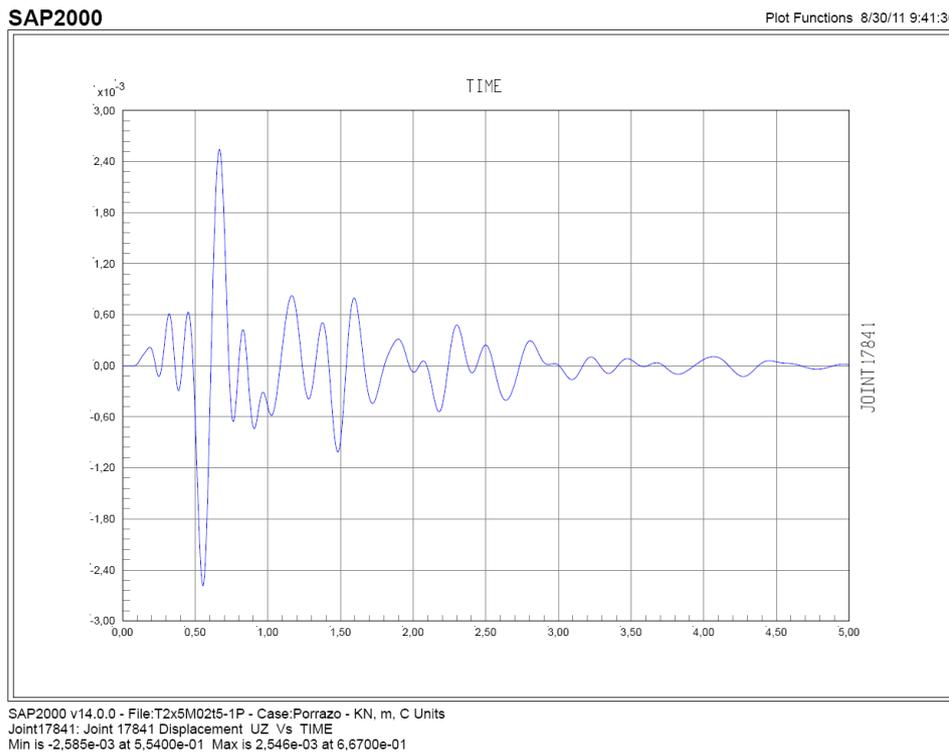


Figura 3.16. Respuesta de la zapata no cargada según el análisis con el método HHT.

Como se puede apreciar la respuesta es bastante parecida en todos los casos y el máximo descenso se produce siempre a unos 550 ms del inicio y tiene el valor máximo que se indica en la Tabla 3.8

Tabla 3.8. Descenso máximo en mm de la zapata no cargada

HHT	2.585
Explicit	2.826
Newmark	2.853

Con ello concluimos que la respuesta del conjunto no se ve afectada por el tipo de análisis. Pero también se pueden extraer otras conclusiones interesantes.

Para poder valorar los efectos que se observan hay que tener en mente las características dinámicas del conjunto en estudio, en concreto las velocidades de propagación de las ondas y el tiempo que tardan en recorrer los 5 m que separan a las zapatas, tal como se indican en la Tabla 3.9.

Tabla 3.9. Velocidades de propagación de las ondas y duraciones del recorrido.

	(m/s)	Δt (ms)
C_p	49.07	102
C_s	23.57	212
C_R	22.03	227

Volviendo a las gráficas (Figura 3.14, Figura 3.15 y Figura 3.16) vemos que, antes del descenso máximo han aparecido algunas oscilaciones, hasta tres. La primera perturbación se detecta a unos 100 ms del inicio, y lo que aparece a continuación es el cúmulo de la superposición de todas las ondas, que llegan tan próximas en el tiempo que se superponen en un mismo ciclo de oscilación.

La separación entre los picos que observamos es del orden de los 200 ms, que es mayor que el desfase de llegada de las distintas ondas y viene a coincidir con el tiempo que tardan las ondas transversales en atravesar los 5 m.

Todo ello indica que en este análisis cobra relevancia la rigidez del terreno, debido a que la velocidad de propagación de las ondas está relacionada con ella (Y B Yang 2009).

Por ello, se estudiará la influencia en la respuesta de la rigidez del terreno, en base a cuatro tipos de terreno distintos, con módulos de elasticidad de 3, 30, 300 y 3000 MPa.

3.2.2.2. Influencia del tamaño de la zona modelizada

Se procede a continuación a realizar un análisis de sensibilidad al tamaño de la zona de terreno incluida en el modelo. La herramienta de cálculo que se ha empleado es SAP2000 por el método HHT, con los mismos criterios que los expresados hasta ahora. Se mantienen invariantes las dimensiones de la zapata y las características mecánicas del hormigón, así como la distancia entre ellas. El impulso aplicado a cada zapata también tiene las mismas características. La condición de contorno exterior es del tipo rígido.

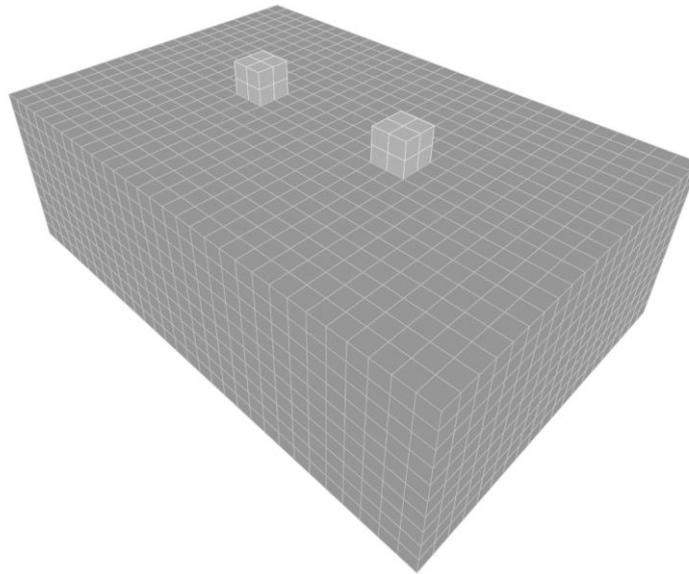


Figura 3.17. Modelo para el estudio de la influencia del tamaño in la interferencia entre zapatas.

La malla de cálculo está formada por hexaedros de 0,50 m de lado para todos los elementos y sin cambios de tamaño. Figura 3.17. Las dimensiones de terreno que se analizan mantienen la distancia del centro de la base de la zapata a los distintos paramentos, es decir, se analizan cuatro tamaños de modelo distintos con las siguientes dimensiones. Tabla 3.10

Tabla 3.10. Dimensiones de los modelos del estudio de la interferencia entre zapatas.

d (m)	L (m)	B (m)	H (m)
2.50	10	5	2.50
5.00	15	10	5.00
7.50	20	15	7.50
10.00	25	20	10.00

Se ha realizado el análisis en primer lugar manteniendo las características mecánicas del terreno, es decir con un módulo de elasticidad de 3 MPa, con el resto de parámetros invariantes y como en el apartado anterior se han estudiado tres transitorios en cada caso. Los transitorios corresponden a un impulso en una zapata, dos impulsos simultáneos y 2 impulsos desfasados.

En primer lugar, nos centramos en el análisis de la respuesta de la zapata pasiva (la que no recibe el impulso), para el estudio de la influencia de su proximidad a la zapata excitada. Se recogen a continuación (Figura 3.18) las gráficas correspondientes a los cuatro tamaños analizados.

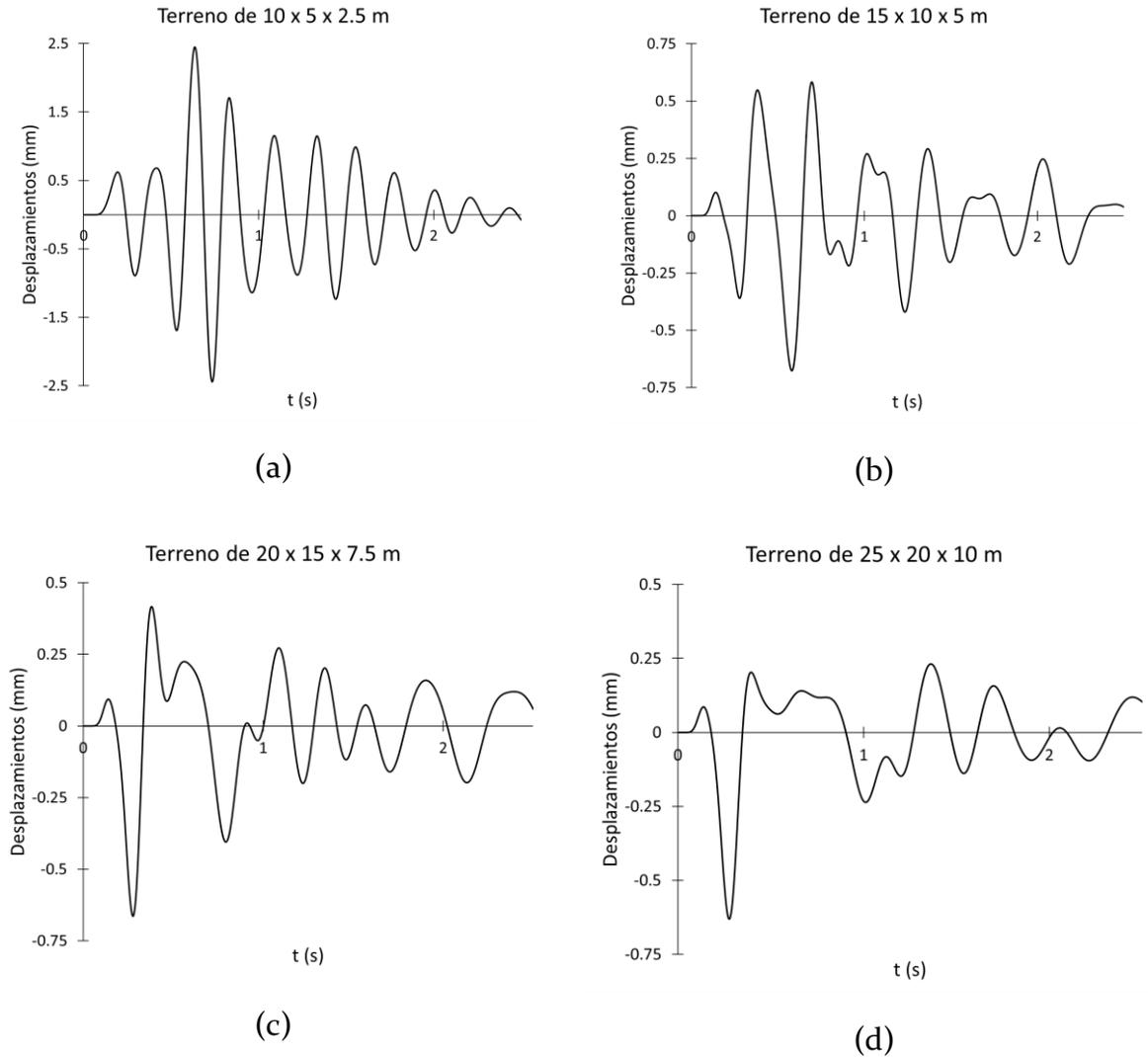


Figura 3.18. Respuesta de la zapata no cargada para distintos tamaños del modelo.

Si analizamos las gráficas como antes, en todas, la excitación comienza a unos 100 ms del inicio, pero la forma de las gráficas es bastante distinta de unos casos a otros, sobre todo para los tamaños más pequeños.

Las diferencias están asociadas a dos problemas, por un lado, no hay suficiente masa en el modelo como para que el movimiento vibratorio generado no se vea afectado por este hecho, y por otro, está la reflexión de las ondas en caras muy próximas.

Ambos fenómenos están interconectados y no podemos separarlos. En cualquier caso, el resultado es que el tamaño del modelo del terreno es insuficiente.

Por otra parte, si comparamos las gráficas de 7.5 y 10 m de profundidad (Figura 3.18 c y d), vemos que los máximos están asociados a la primera oscilación, que su forma

es similar y que los valores de máximos son muy parecidos (0.66 ó 0.63 mm), por lo que se desprende que para estos modelos el tamaño de la zona incluida ha sido suficiente, y que los contornos están lo suficientemente lejos para que no afecten a la respuesta de forma significativa.

El máximo descenso se produce a los 277 ms, aunque el punto de bajada de la rampa se sitúa más próximo a los 200 ms, lo que nos permite afirmar que el fenómeno se debe al cúmulo de la llegada de las ondas S y R, ambas muy próximas.

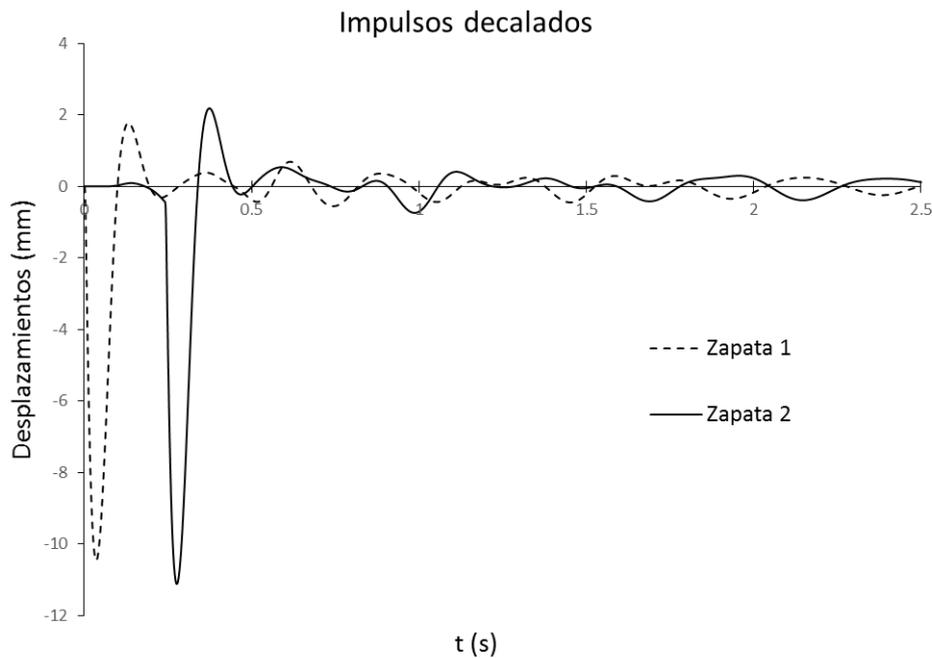


Figura 3.19. Movimientos verticales de los centros de las zapatas tras sendos impulsos decalados.

El estudio del impacto desfasado (Figura 3.19) se ha realizado con un retardo de 241 ms en todos los casos, que corresponde al incremento de tiempo que transcurre desde el máximo descenso de la zapata 1 (36 ms) y el máximo descenso de la zapata 2 (277 ms).

Si comparamos la respuesta de la zapata 1 tras el impulso y la de la zapata 2 tras el impulso retardado, podemos valorar la incidencia de su proximidad. Se produce un 6,32 % de incremento en el descenso, debido a la superposición de la onda incidente con el impulso administrado. No es una cantidad excesiva, pero digna de tener en consideración en los análisis.

3.2.2.3. *Influencia de la rigidez del terreno*

El mismo análisis anterior se ha realizado para terrenos de 30, 300 y 3000 MPa de módulo de elasticidad.

Las velocidades de propagación de las ondas y los retardos introducidos en los modelos son las de la Tabla 3.11.

Como en el caso del terreno más blando (3 MPa) los modelos de 2.5 y 5 m de profundidad adolecen de masa insuficiente, siendo igualmente parecidos los resultados que se obtienen para los modelos de 7.5 y 10 m de profundidad.

Tabla 3.11. Retardos aplicados para distintas rigideces del terreno.

	E = 3 MPa		E = 30 MPa		E = 300 MPa		E = 3000 MPa	
	retardo = 241 ms		retardo = 76 ms		retardo = 24 ms		retardo = 7 ms	
	(m/s)	Δt (ms)	(m/s)	Δt (ms)	(m/s)	Δt (ms)	(m/s)	Δt (ms)
C_p	49.07	102	155	32	491	10	491	3.2
C_s	23.57	212	75	67	236	21	236	6.7
C_R	22.03	227	70	72	220	23	220	7.2

Los descensos resultantes en las zapatas para las distintas rigideces se recogen en la Tabla 3.12.

Tabla 3.12. Descensos máximos de las zapatas tras los impulsos decalados.

	E = 3 MPa	E = 30 MPa	E = 300 MPa	E = 3000 MPa
Zapata 2	11.11	3.42	1.03	0.20
Zapata 1	10.45	3.23	0.97	0.19
Diferencia	6.32%	6.14%	6.26%	5.18%

Lógicamente el valor absoluto de los descensos disminuye al aumentar la rigidez del terreno, pero las diferencias entre la zapata con el impulso sin interferencia y la que se acopla con la onda incidente se mantiene en la misma proporción.

Del análisis de los modelos de cimentaciones superficiales concluimos que el tipo de análisis no es relevante, salvo que se haga por superposición modal, y en el modelo se estén incluyendo regiones de sólidos, que no tienen un comportamiento preferencial en los modos más bajos.

3.2.3. *Modelos de encepados de pilotes*

Para los análisis que se realizan de modelos simples de cimentaciones profundas emplearemos en todos los casos Abaqus Explicit (Dassault Systèmes Simulia Corp. 2011) y observaremos el comportamiento del centro de la cara inferior del encepado.

3.2.3.1. *Influencia del tipo de malla*

Con carácter previo al análisis de la influencia del tamaño de la malla, comparamos los resultados de dos tipos de malla diferentes, una empleando elementos del mismo tamaño en todo el dominio (malla constante), y la otra ajustando el tamaño de los elementos de modo que se mantenga un tamaño pequeño junto al cimiento y multiplique su tamaño por cinco en el contorno exterior (malla adaptada Figura 3.20).

De esta manera analizamos el modelo de 19,5 m de lado y 23,5 m de profundidad, con una malla constante de 50 cm de lado o adaptada de 50 cm junto a la cimentación y 250 cm en el exterior.

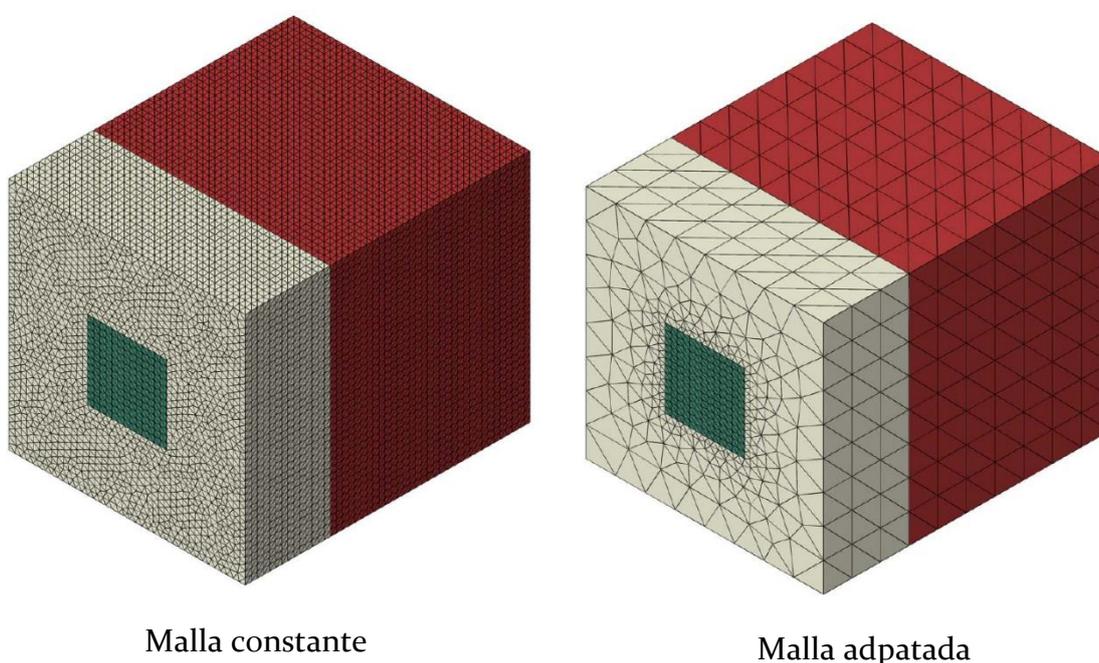


Figura 3.20. Tipos de mallas.

En la Figura 3.21 se muestra la respuesta del movimiento vertical del centro de la cara inferior del encepado tras la aplicación del impulso corto, de 10 ms de duración, para ambos tipos de malla.

El resultado es de una coincidencia casi perfecta, con diferencias inferiores al 3%, lo que nos hace pensar que no se produce una pérdida de precisión apreciable en el caso de realizar una malla adaptada, y por otra parte, para el caso estudiado nos permite reducir de 212295 grados de libertad a 12772, lo que supone un importante ahorro en lo que al coste computacional se refiere.

En lo que sigue se realizarán mallas adaptadas siguiendo el criterio anteriormente expuesto.

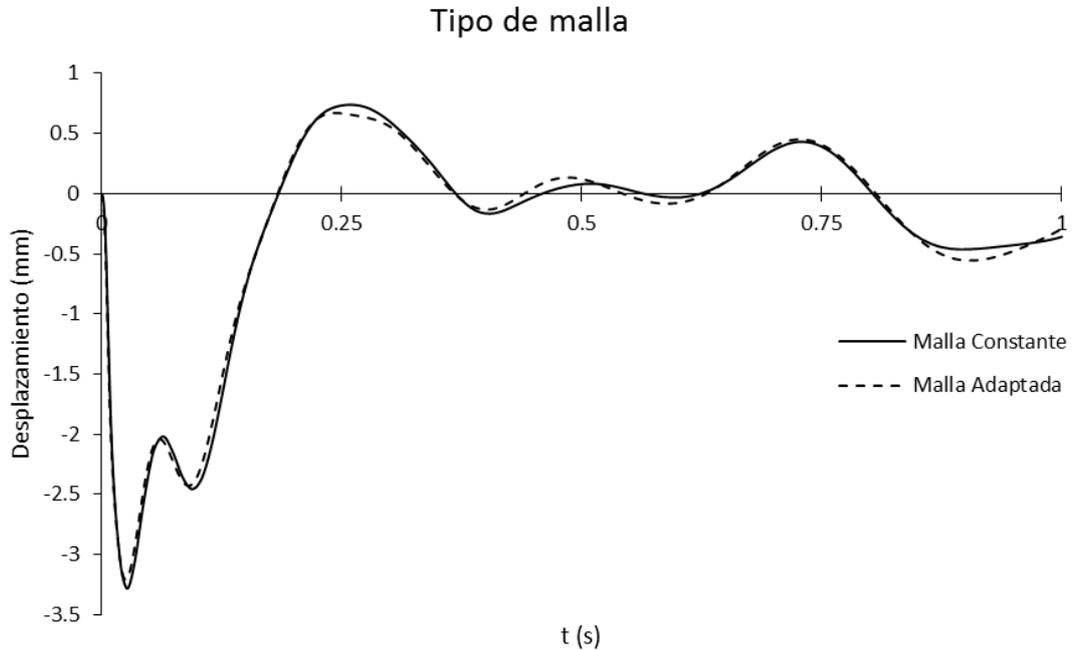


Figura 3.21. Desplazamientos bajo encepado para los dos tipos de malla.

3.2.3.2. Influencia del tamaño de los elementos

Se ha repetido el análisis con elementos de 30 cm y de 40 cm en el contacto con la cimentación.

Tabla 3.13. Descensos máximos bajo encepado para distintos tamaños de elementos finitos.

lado del elemento cm	descenso máximo mm
30	3.226
40	3.203
50	3.180

En la Tabla 3.13 se recogen los descensos máximos obtenidos con los distintos tamaños de malla para el impulso de 10 ms, siendo las diferencias máximas observadas inferiores al 1.5%, lo que permite concluir que la malla más grosera, con elementos de 50 cm en el contorno de la cimentación es suficientemente precisa.

Ese será por tanto el esquema utilizado para las siguientes simulaciones.

3.2.3.3. *Influencia del tamaño de la zona de terreno incluida en el modelo*

Se ha estudiado la respuesta frente al impulso de 10 ms con los cuatro modelos que orlan el encepado con uno, dos, tres o cuatro veces su dimensión, y se ha representado en la Figura 3.22 el movimiento vertical del centro de la cara inferior del encepado.

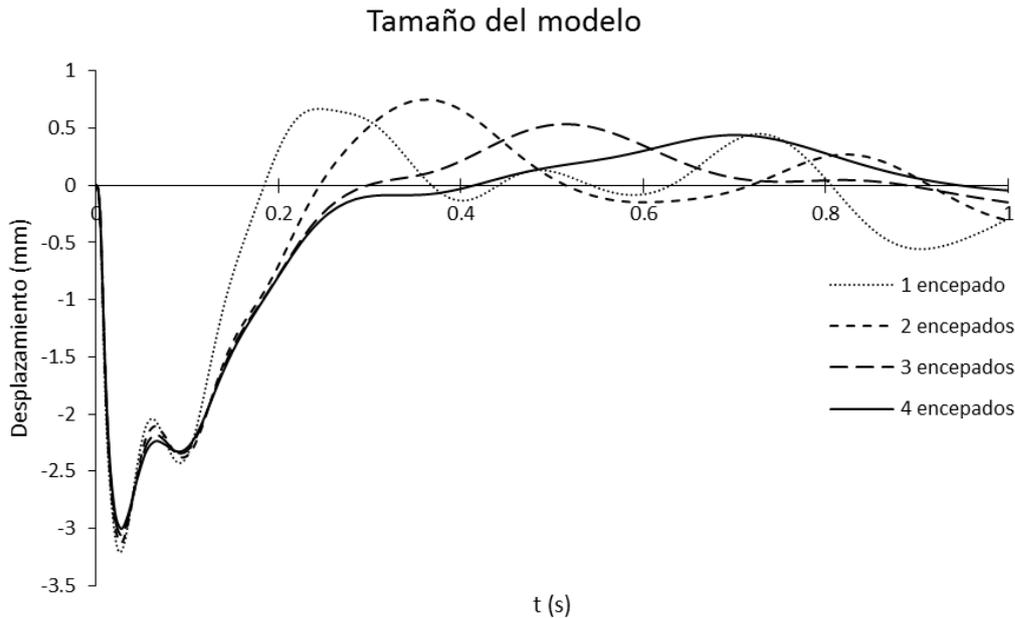


Figura 3.22. Movimiento de la base del encepado para varios tamaños del modelo.

En todos los casos se aprecia un descenso brusco tras el impulso, cuyo máximo es muy parecido y que se produce en el mismo instante, es decir a los 30 ms de la simulación. Tras ese primer descenso hay un rebote en todos los modelos con un segundo máximo a los 95 ms, que no puede ser debido a la reflexión de las ondas, porque se produce en el mismo instante en todos los modelos, y obviamente la reflexión se retrasaría al aumentar la distancia al contorno.

De hecho, si estudiamos el tiempo que las ondas P tardan en llegar a través del hormigón a la punta del pilote y posteriormente, a través del terreno, al contorno y volver, tenemos unos tiempos de retraso de 93 ms, 177 ms, 261 ms y 345 ms, que vienen a coincidir con los puntos en que las gráficas anteriores divergen con claridad.

Las divergencias que se producen por ese motivo no afectan por tanto a la respuesta máxima y su magnitud es mucho menor que ésta.

El fenómeno de rebote está asociado al fenómeno vibratorio que se produce en los propios pilotes en el sentido de alargarse y acortarse, y esto se puede ver con claridad si se altera la masa de los pilotes, que al ser aumentada hace desaparecer el fenómeno (Figura 3.23).

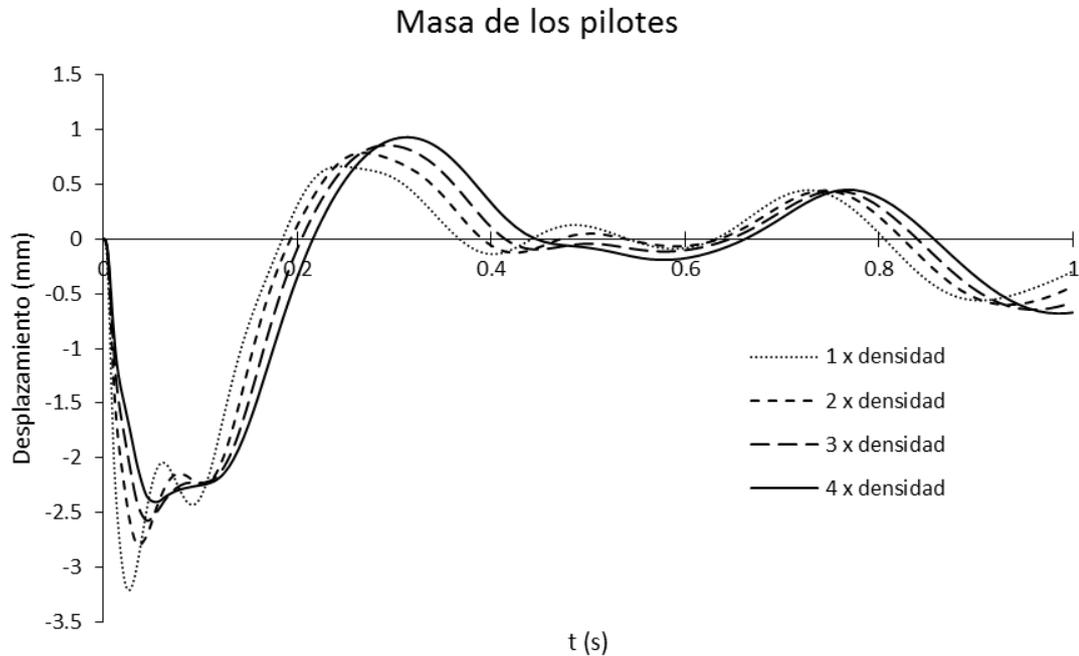


Figura 3.23. Movimiento de la base del encepado para varias densidades del hormigón

En realidad, el fenómeno es algo más complejo ya que como se observa en la Figura 3.22, también se ve afectado por el tamaño de terreno modelizado, o lo que es lo mismo, por la masa de terreno involucrada en el fenómeno vibratorio.

En la Figura 3.24 representamos el asiento máximo en función de la relación de masas del modelo respecto de la masa de la cimentación, de cara a tener una idea de la cantidad de terreno que se necesita modelizar. El resultado más destacado es que se necesita más masa para conseguir suficiente precisión que en los modelos de cimentaciones superficiales. Si en aquellos modelos se tenían buenos resultados a partir de relaciones de masas del orden de 100, ahora con 600 veces (modelo de 58.5 x 58.5 x 43) se tiene una respuesta un 14 % mayor que en el modelo grande.

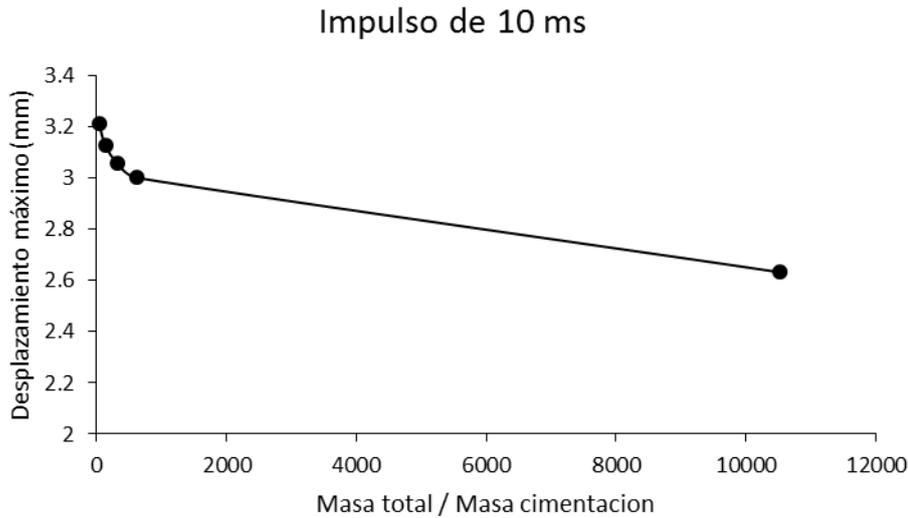


Figura 3.24. Desplazamientos máximos para distintas relaciones de masas terreno / cimentación.

3.2.3.4. Influencia del tamaño de la zona de terreno incluida en el modelo para impulsos de larga duración

Como en el caso de las cimentaciones superficiales, queremos poner de relieve el hecho de que la excitación que realmente producen los trenes sobre las cimentaciones de las estructuras tiene un menor carácter dinámico, y en base a ello pretendemos poder aquilatar un poco más el tamaño de la zona que es necesario modelizar. Se han repetido los análisis anteriores, en este caso con una presión de 20 kPa y una duración de 500 ms.

Como era de esperar también aparece una mejor correlación de los resultados obtenidos con modelos más pequeños, al menos eso es lo que se deduce de la respuesta que se tiene para los distintos modelos y que se representa en la Figura 3.25.

Salvo para el modelo más pequeño, los resultados son bastante parecidos en el resto, lo que sin duda nos permitirá ahorrar en costes computacionales.

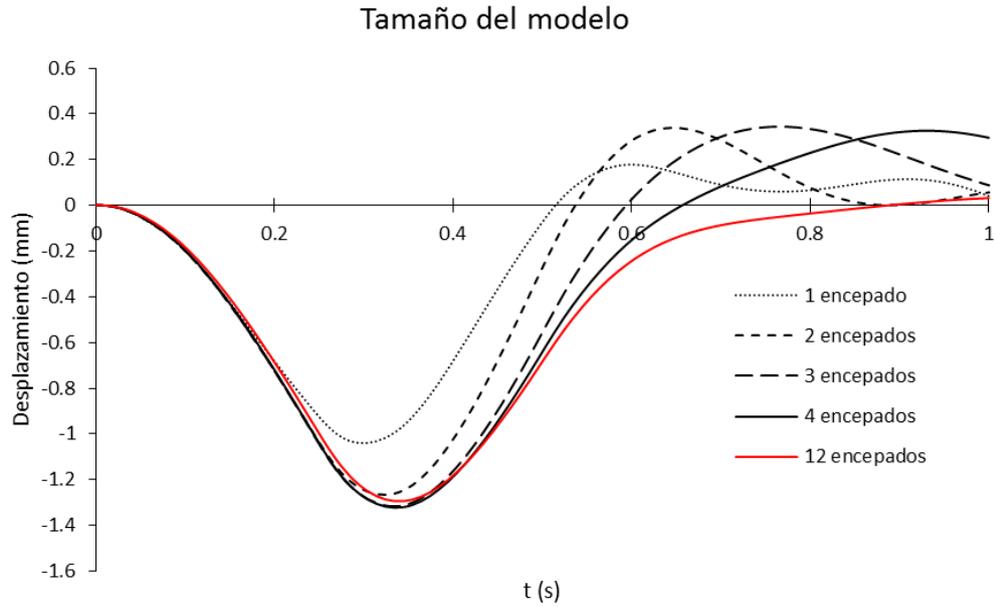


Figura 3.25. Movimiento de la base del encepado para impulsos de larga duración.

En la Figura 3.26 representamos el descenso máximo frente a la relación de las masas que se incluyen en el modelo. Como se observa es significativamente menor la masa que se debe incluir en el modelo, que la que auguraba el estudio del impulso corto. De hecho las diferencias entre los modelos de $32.5 \times 32.5 \times 30$ m y $165.5 \times 162.5 \times 95$ m son sólo del 2.17 %, siendo la masa del modelo de $32.5 \times 32.5 \times 30$ respecto la masa de la cimentación 130 veces.

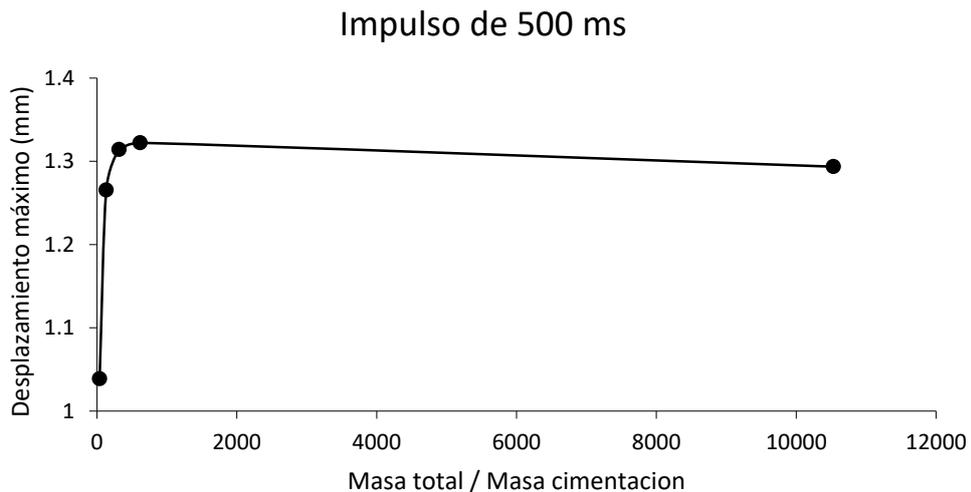


Figura 3.26. Descensos máximos del encepado bajo impulsos largos para distintas relaciones de masas.

A pesar de todo se sigue poniendo de manifiesto la necesidad de incluir más cantidad de terreno en los modelos de cimentaciones profundas que en los modelos de cimentaciones superficiales, en cuyo caso sólo se necesitaban del orden de 20 veces la masa de la cimentación.

4. VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL

Con el ánimo de verificar experimentalmente las metodologías propuestas en los análisis computacionales que se desarrollan en este documento, se ha modelizado un puente real del que tenemos datos de campo que permiten hacer dicha verificación.

El puente que se analiza ha sido objeto de estudio en varios documentos que han servido de referencia al análisis que ahora se realiza.

Por una parte, es uno de los casos de estudio en “Atenuación de vibraciones resonantes en puentes de ferrocarril de Alta Velocidad mediante amortiguadores fluido-viscosos” (Martínez-Rodrigo 2009), y es el objeto de “Experimental analysis of Arroyo Bracea II bridge in Madrid-Sevilla High-Speed railway line: dynamic response of structure and effect of soil properties” (Galvín et al. 2017).

4.1. Descripción de la estructura

El puente en estudio, denominado puente Arroyo Bracea II, pertenece a la línea de Alta Velocidad Madrid – Sevilla, y se encuentra situado en el punto kilométrico 26+456 del tramo Mascaraque – El Emperador a pocos kilómetros de Los Yébenes en la provincia de Toledo, como se muestra en la Figura 4.1.

Es la estructura que permite a la línea de ferrocarril puentear el arroyo Bracea, que es afluente del río Algodor por la izquierda, y es muy similar a otra muy próxima también sobre el arroyo Bracea.

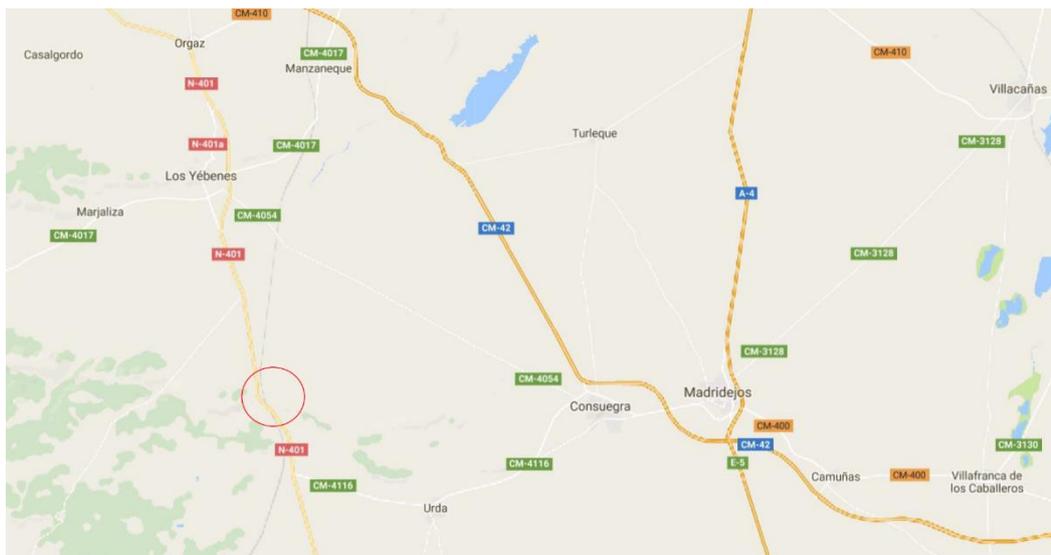


Figura 4.1. Situación del puente Arroyo Bracea II.

Se trata de un puente de dos vanos constituidos por sendos tableros simplemente apoyados, sin continuidad, de 15.27 m de luz entre ejes de apoyos y 50^g de esviaje.

En las fotografías de la Figura 4.2 tomadas de las referencias de la introducción a este capítulo (Moliner et al. 2017; Galvín et al. 2017; Martínez-Rodrigo 2009) se puede apreciar la tipología que se está describiendo.

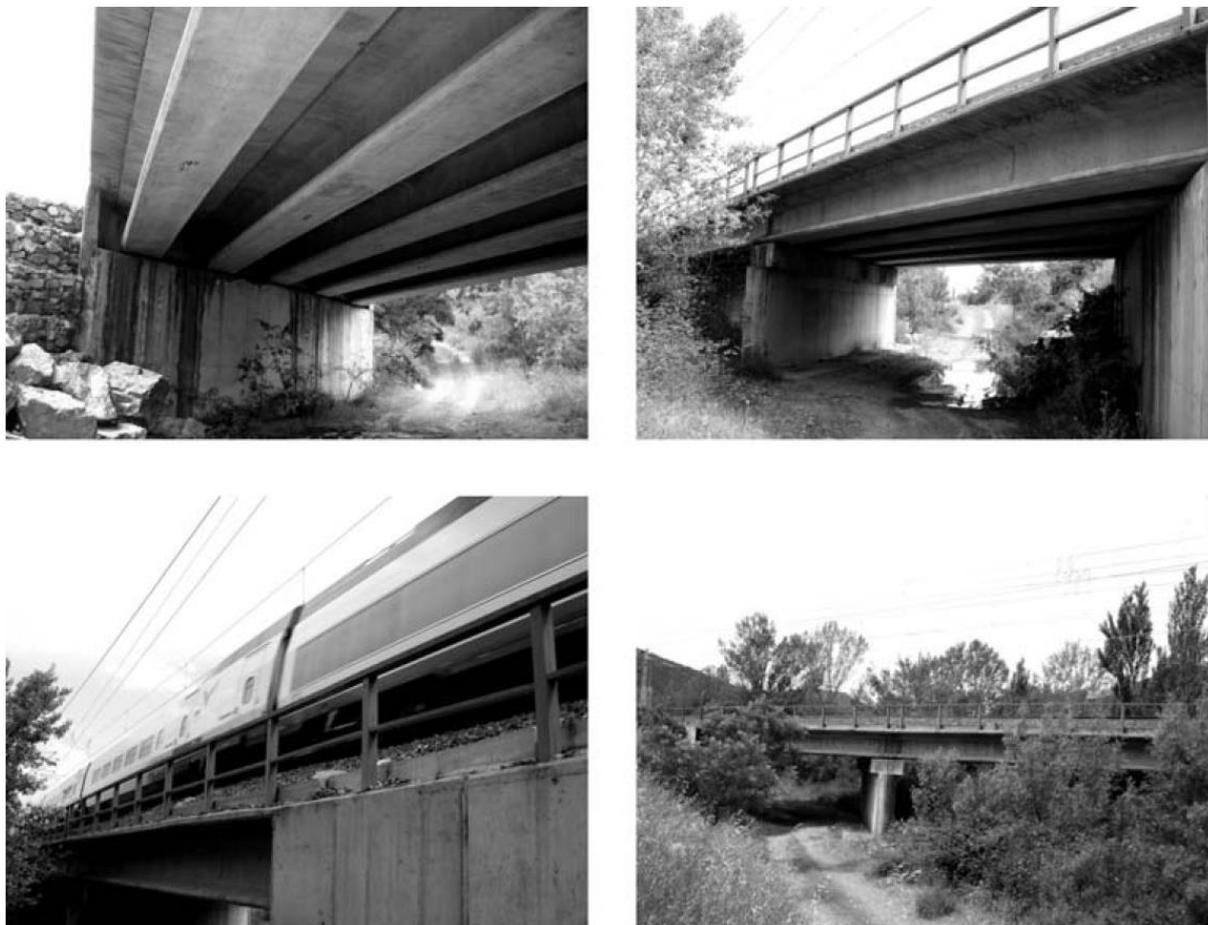


Figura 4.2. Vistas del puente Arroyo Bracea II.

Cada tablero está formado por 5 vigas prefabricadas de hormigón pretensado (Figura 4.3), de tipo doble T de 1.05 m de canto, 1.40 m de ancho de ala superior y 1.00 m de ancho de ala inferior. Sobre las vigas se hormigona una losa “in situ” de 0.25 m de espesor y 11.60 m de ancho.

Por ello, aunque el coste computacional del análisis directo es mayor que el de superposición modal, en este caso, y por las razones expuestas en los análisis con los modelos de cimentaciones directas y profundas, haremos uso del análisis directo mediante Abaqus Explicit (Dassault Systèmes Simulia Corp. 2011).

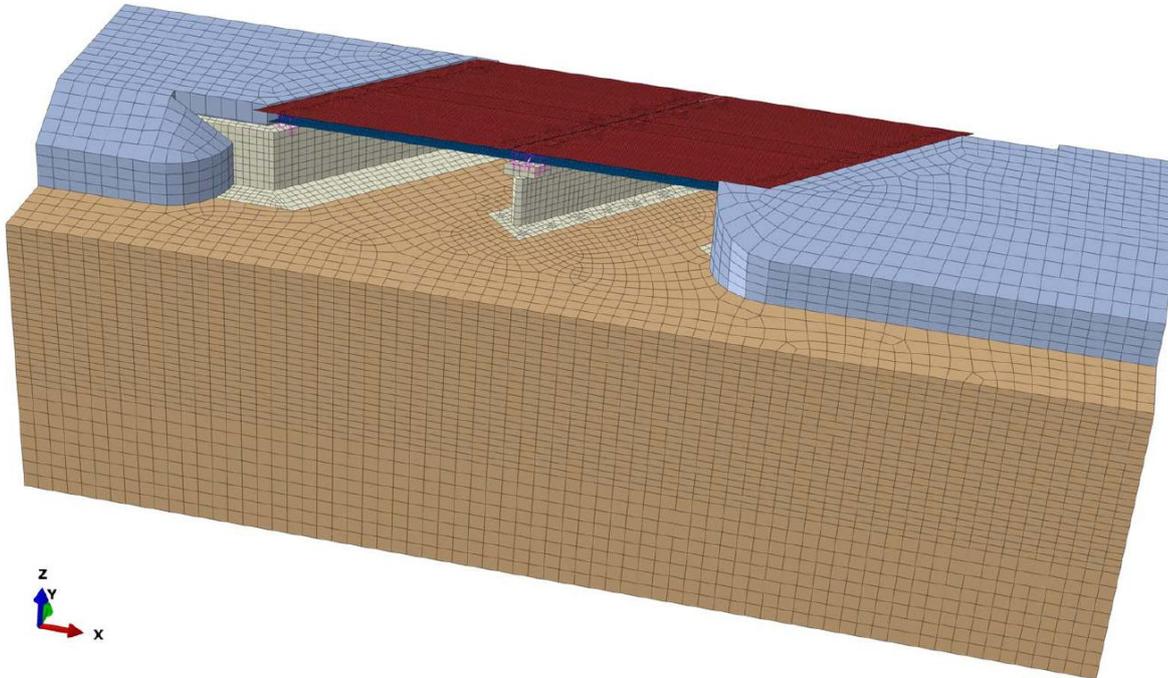


Figura 4.4. Vista del modelo completo del puente Arroyo Bracea II.

Es bien conocido el comportamiento tridimensional de los tableros de vigas prefabricadas doble T como el del puente que se analiza. (Hambly 1991; Manterola 2006; Rombach 2011). Para este tipo de tableros no es una buena aproximación un modelo viga, porque tienen gran importancia relativa la torsión no uniforme y la distorsión de la sección, tanto más cuanto más ancho y más corto es el tablero. A lo largo del tablero se producen una serie de efectos que hacen cobrar importancia a las rigideces relativas de las vigas y la losa que las une tanto a flexión como a torsión. Igualmente se producen unos mecanismos de respuesta en colaboración con los anteriores correspondientes a los esfuerzos de membrana de la losa superior, en un plano que no coincide con el centro de gravedad de la sección, lo que produce compresiones en unas vigas y tracciones en otras, así como torsiones diferenciales por este motivo. Se da la circunstancia adicional de que el tablero tiene un fuerte esviaje, por lo que la flexión transversal y la torsión acopladas con la flexión longitudinal, cobran aún más relevancia, que la que ya les daba el hecho de ser un tablero de vigas de gran relación entre anchura y longitud. Es difícil incluir estos aspectos en un modelo plano, por ello en este caso, en el que el modelo se

empleará para el análisis de desplazamientos y aceleraciones, y el coste computacional no sube excesivamente por ese motivo, se hará un modelo tridimensional con elementos planos, buscando acercarnos en la medida posible al comportamiento real.

Los tableros se modelizan con elementos Shell (Figura 4.5) mayoritariamente S4 (cuadriláteros) y en los puntos singulares de la malla S3 (triángulos) con una dimensión media de los elementos de unos 15 cm.

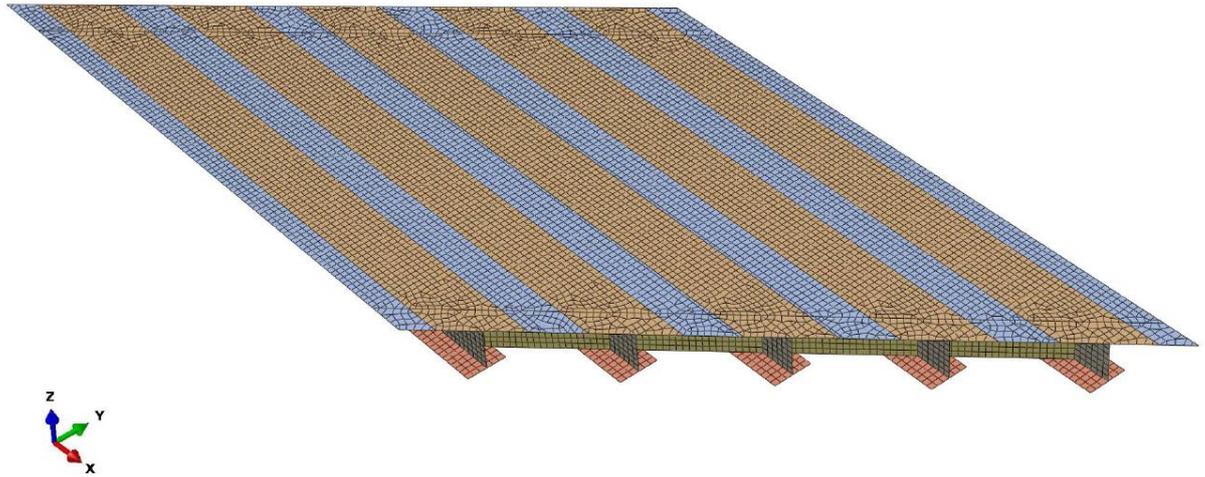


Figura 4.5. Modelo del tablero del puente Arroyo Bracea II.

Se emplean distintos elementos con distintas características para la losa entre vigas, losa-ala superior, alma, ala inferior o riostra. Los espesores de cada zona se ajustan de modo que el área y la inercia a flexión del tablero coincidan con las que tiene la sección real. Las dimensiones de todos los elementos se obtienen del documento de la prueba de carga de recepción de la estructura (INTEMAC 1991) en la que se recogen los planos del proyecto (MTTC 1987).

La losa en la zona entre vigas tiene 25 cm, sobre el ala superior tiene 40 cm, el alma tiene 20 cm y el ala inferior 19 cm, siendo la riostra de 30 cm. De esta forma la sección de proyecto (MTTC 1987) tiene un área de 5.680 m² y una inercia a flexión de 1.014 m⁴, y la modelizada tiene un área de 5.655 m² y una inercia a flexión de 1.018 m⁴.

La pila y los estribos se modelizan con elementos C3D8I mayoritariamente y C3D6 en las zonas conflictivas de la malla (Figura 4.6), con una dimensión media de los elementos de 50 cm. Son elementos de primer orden (lineales) con integración completa y de modos incompatibles que eliminan el bloqueo volumétrico y de cortante, así como el “hourglassing”.

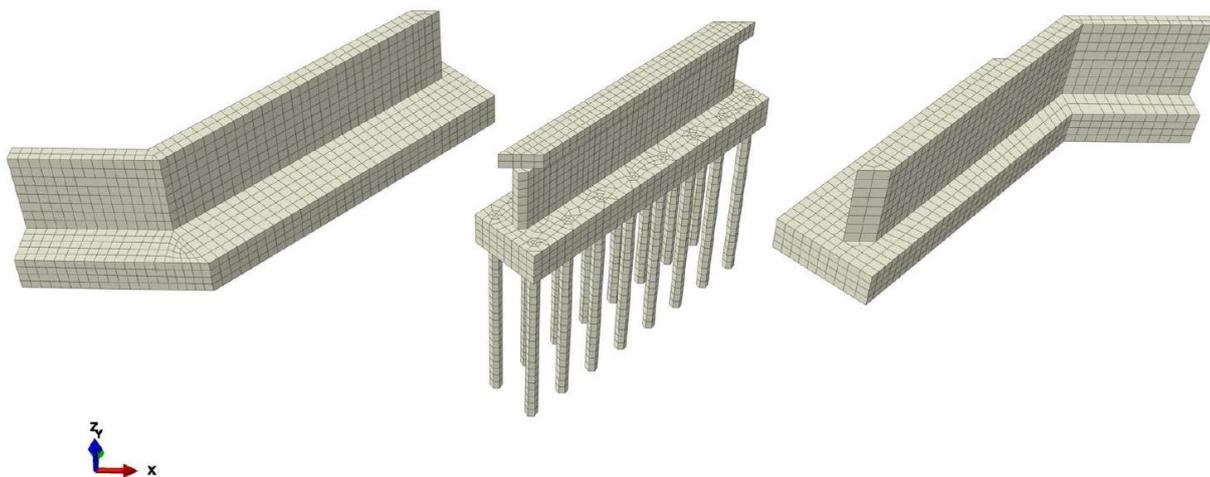


Figura 4.6. Vista del modelo de pila y estribos del puente Arroyo Bracea II.

El terreno también ha sido modelizado con elementos C3D8I mayoritariamente y C3D6 en las zonas conflictivas de la malla (Figura 4.7). La dimensión media de los elementos se ha ajustado a los 50 cm en las proximidades de la estructura y 1 m en el contorno exterior. Se ha modelizado una anchura de 30 m, una profundidad de 20 m y una longitud de 70 m, así como los trasdoses de los estribos y las tierras entre muros de gaviones. Eso supone una masa de terreno modelizada respecto de la masa de las cimentaciones del orden de 100 veces, tal como se propone en el análisis de cimentaciones profundas.

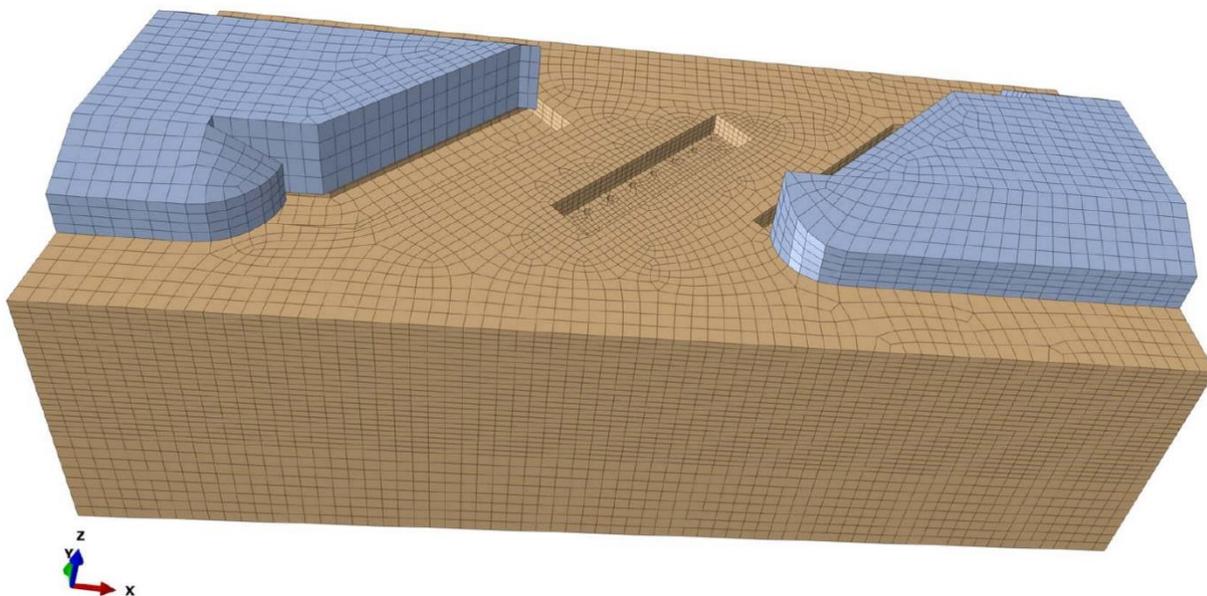


Figura 4.7. Vista del modelo del terreno del puente Arroyo Bracea II

De acuerdo con la documentación de proyecto disponible (INTEMAC 1991; MTTC 1987) los materiales que se emplearon para la construcción del puente fueron hormigones H-200 en pila y estribos, H-250 en la losa del tablero y H-425 en las vigas prefabricadas, tipificados de acuerdo con las entonces vigentes EH-82 (CPH 1985) y EP-80 (CPH 1981), en base a ello se han elegido las características mecánicas de los materiales que se muestran en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1. Características mecánicas de los materiales del puente Arroyo Bracea II.

Elemento	Hormigón	f_{ck} (kp/cm ²)	E (MPa)	ν	γ (kN/m ³)
Pila	H-200	200	30328	0.2	24
Estribos	H-200	200	30328	0.2	24
Losa	H-250	250	32035	0.2	24
Vigas	H-425	425	36917	0.2	24

Se ha tomado un peso específico del hormigón de 24 kN/m³.

Para caracterizar el terreno se hizo una campaña experimental cuyos resultados se recogen en los artículos referidos al inicio de la descripción (Galvín et al. 2017; Moliner et al. 2017) y de la que hemos obtenido, como datos representativos de la rigidez del mismo, las velocidades de propagación de las ondas longitudinales y transversales, $C_p = 1750$ m/s y $C_s = 430$ m/s.

Tomando un peso específico del terreno de 16 kN/m³ y aplicando la formulación de la introducción, ecuaciones 2.32 y 2.35, se deducen un módulo de elasticidad de 886 MPa y un módulo de Poison de 0.468

Para caracterizar a los neoprenos se han seguido las recomendaciones de la normativa europea (CEN 2005) y en base a ello se han elegido las características de rigidez horizontal y vertical que se introducen en el modelo a través de elementos spring.

Las dimensiones de los aparatos son 250 x 400 x 13 mm y en base a ello y a un módulo de elasticidad transversal de $G = 2$ MPa se tienen unas rigideces horizontales de $1.5 \cdot 10^4$ N/mm y verticales de $2.3 \cdot 10^6$ N/mm. Dichas rigideces se introducen en el modelo a través de muelles que conectan dos nodos auxiliares en cada aparato de apoyo, que a su vez tienen su posición ligada a la de una zona de la viga o de la pila o estribo como se ve en la Figura 4.8

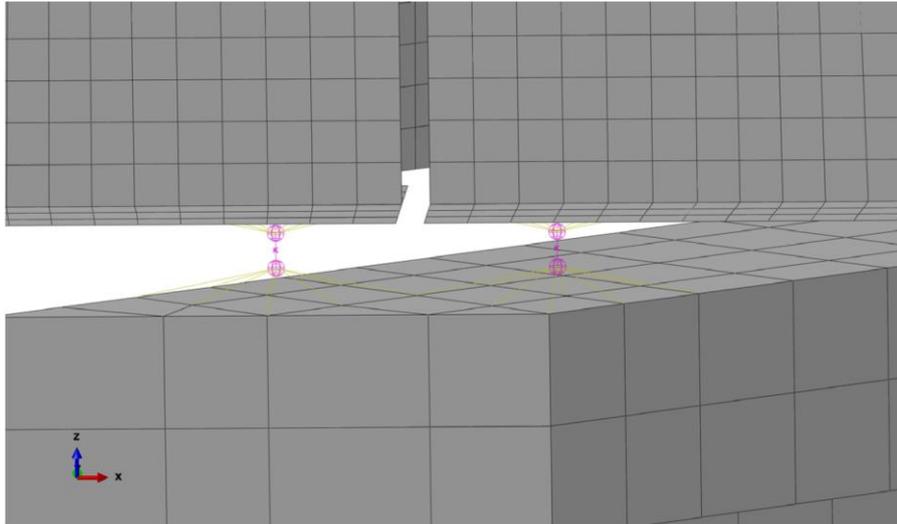


Figura 4.8. Vista del modelo de la conexión del tablero con las pilas del puente Arroyo Bracea II.

Se han definido contactos perfectos (“tie” en Abaqus) entre las partes que se encuentran en contacto, como por ejemplo las caras de las zapatas y el terreno que se encuentra a su lado.

Se han aplicado las mismas condiciones en el contorno exterior del modelo que las aplicadas en los casos anteriores, es decir, los nudos del contorno no se pueden mover perpendicularmente al contorno.

4.3. Calibración del modelo

El modelo tal cual se ha descrito, intenta reproducir el comportamiento de la estructura, tal como sería si ésta se hubiera construido según los planos.

Sin embargo, la construcción tiene sus tolerancias, que en el caso de estructuras como la que nos ocupa son del orden de los centímetros. Además los materiales ni tienen la rigidez real ni la densidad real que se les supone a priori.

La losa del tablero se ejecutó sobre unas vigas que por ser pretensadas tenían una curvatura inicial, lo que hace variable el espesor de la losa en la dirección longitudinal, cuando la sección se ha supuesto constante en esa dirección. También es de espesor variable transversalmente debido al bombeo y a la pequeña curvatura que el puente tiene.

Por otro lado, la cantidad de balasto sobre la estructura, no sólo no tiene garantías de precisión al inicio de la disposición de la vía, sino que sufre alteraciones debidas al tráfico ferroviario.

Por todo ello, de cara a afinar los resultados de forma previa a la comparación de los resultados con los obtenidos experimentalmente, haremos un ajuste del modelo numérico en base a los datos del informe de resultados y conclusiones fruto de las actividades de inspección técnica y prueba de carga de obra nueva (INTEMAC 1991).

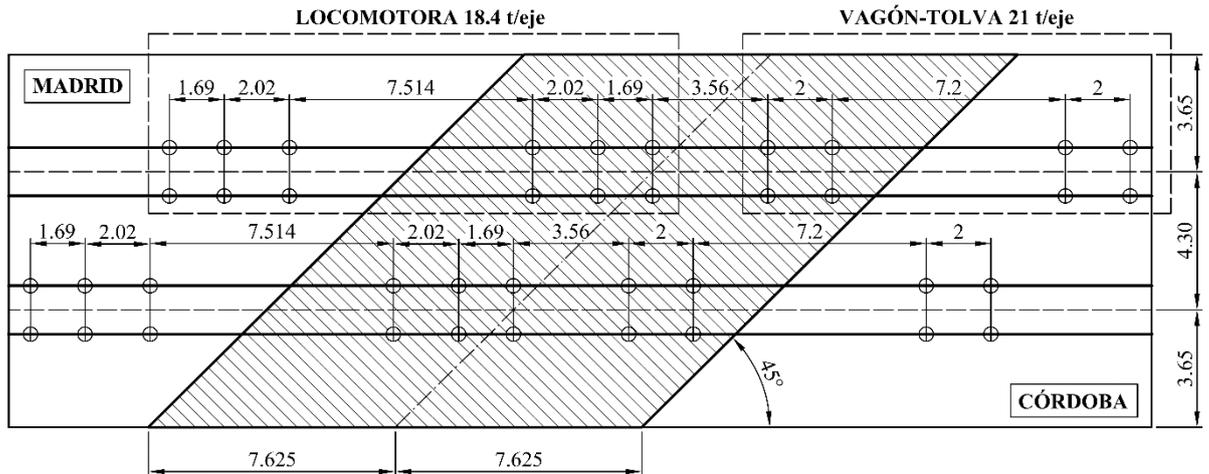


Figura 4.9. Disposición de las cargas durante la prueba de carga del puente Arroyo Bracea II

La prueba de carga tuvo lugar en junio de 1991 y consistió en los siguientes ensayos, que se realizaron en cada uno de los dos vanos:

- Estática 1: Se colocó el tren de cargas en la posición prevista (Figura 4.9) y se tomaron las medidas pertinentes.
- Estática 2: Consistió en el paso de los dos trenes a paso de hombre, próximo a los 5 km/h.
- Dinámica 1: Paso de los dos trenes a 30 km/h.
- Dinámica 2: Paso de los dos trenes a 100 km/h.
- Dinámica 3: Paso de los dos trenes a 70 km/h y frenado sobre el tablero.

El tren de cargas estaba compuesto por una locomotora modelo 319 de 110 t de peso total distribuidas en 2 bogies de tres ejes cada uno, y un vagón tolva de 84 t repartidas en dos bogies de 42 t.

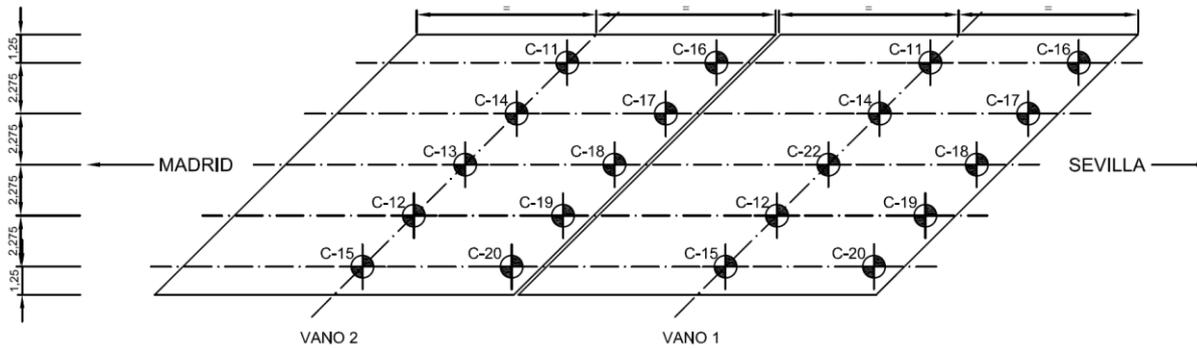


Figura 4.10. Posición de los puntos de instrumentación durante la prueba de carga del puente Arroyo Bracea II

Durante la prueba de carga se tomaron medidas de deformaciones, flechas y aceleraciones verticales en el tablero, para lo cual se instrumentaron los dos vanos mediante:

1. Anillos piezo-resistivos para la medida de flechas en la cara inferior de las cinco vigas (Figura 4.10), tanto en la sección central como en las proximidades del apoyo más cercano a Córdoba.
2. Bandas extensométricas para la medida de deformaciones en la cara de las cinco vigas en la sección central del tablero y
3. Un acelerómetro piezométrico en un punto de la sección central del tablero.

Tabla 4.2 Flechas en mm durante la prueba estática del puente Arroyo Bracea II

Vano 1		Vano 2	
Aparato	flecha	Aparato	flecha
C-16	0.19	C-16	0.20
C-17	0.34	C-17	0.43
C-18	0.37	C-18	-
C-19	0.43	C-19	0.57
C-20	0.32	C-20	0.29
C-11	1.23	C-11	-
C-12	-	C-14	2.10
C-22	2.82	C-13	2.30
C-14	2.78	C-12	2.41
C-15	1.74	C-15	1.59

Los resultados de las pruebas estáticas fueron los que se recogen en la Tabla 4.2.

Las casillas en blanco se deben a fallos de la instrumentación durante la prueba de carga.

Se han simulado las pruebas estáticas con el modelo que habíamos descrito en el apartado anterior y se han representado junto con los datos de la prueba.

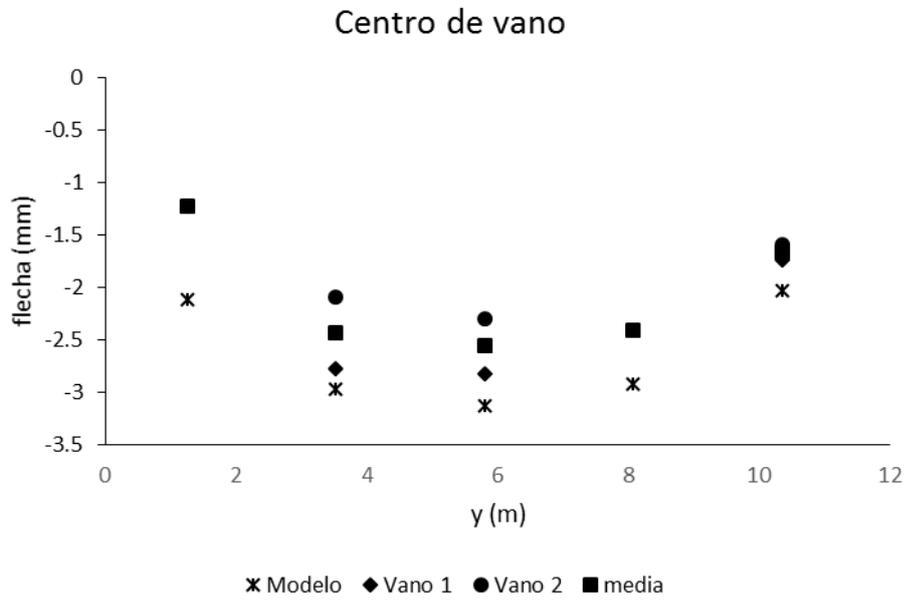


Figura 4.11. Flechas en el centro de vano del puente Arroyo Bracea II antes de la calibración.

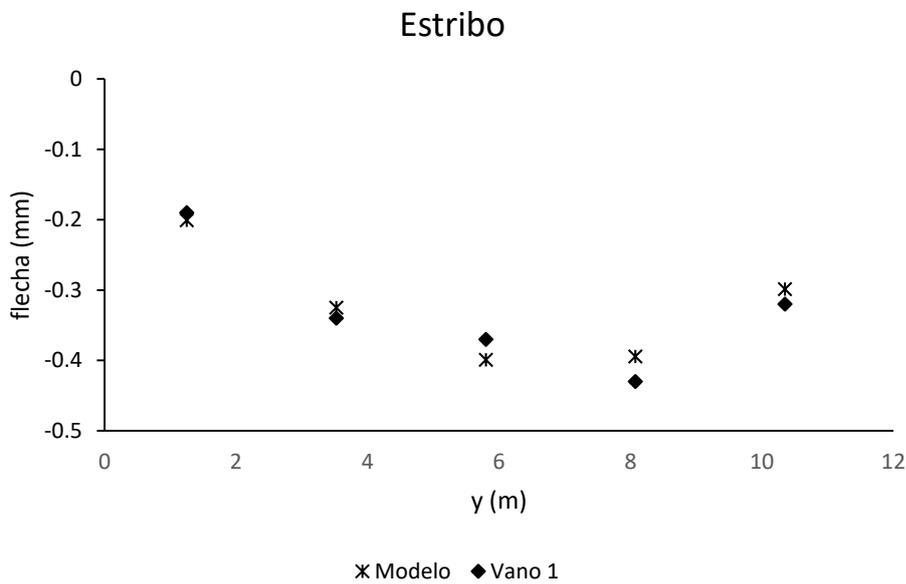


Figura 4.12. Flechas en estribo del puente Arroyo Bracea II antes de la calibración.

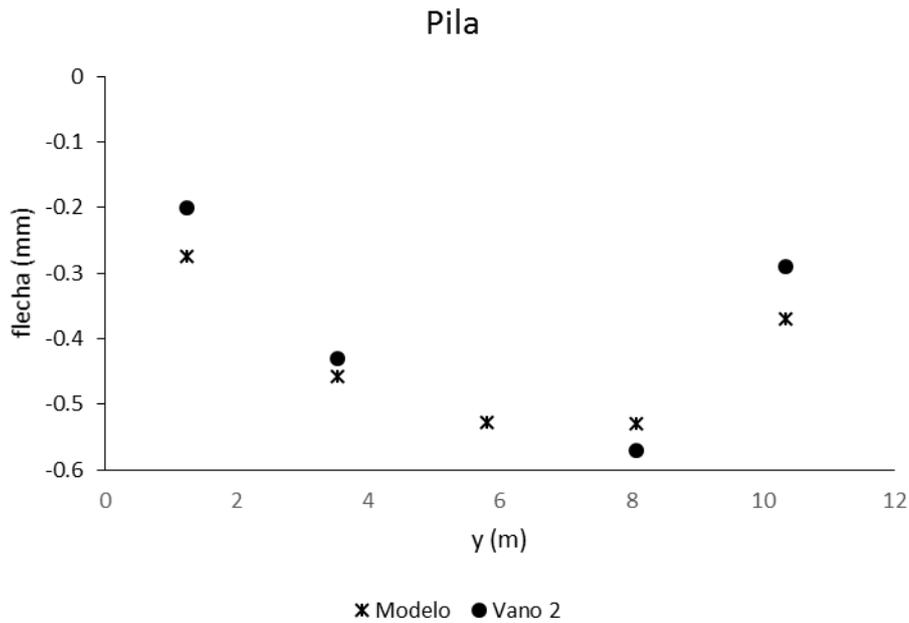


Figura 4.13. Flechas en pila del puente Arroyo Bracea II antes de la calibración.

Para la sección del centro de vano comparamos la deformación del modelo numérico con la media de las obtenidas en la prueba de carga, ya que en el modelo numérico no se presentan diferencias apreciables, aunque en la Figura 4.11 se muestran tanto los valores de cada vano como su media.

Sin embargo, las flechas junto a los apoyos no contienen deformaciones de flexión y se deben fundamentalmente a los movimientos de los apoyos en sí, por eso son distintas en vano 1 y 2, ya que corresponden a estribo (Figura 4.12) y pila (Figura 4.13) respectivamente.

Los resultados muestran una bastante buena correlación en los movimientos de los apoyos, pero en el centro del vano el modelo sobreestima la flecha, sobre todo en las vigas laterales. Esto nos indica que la rigidez a flexión longitudinal del tablero real es mayor que en el modelo numérico, y que el reparto transversal del tablero real es peor que el del modelo numérico. La manera lógica de corregirlo es dotar de mayor rigidez a flexión a las vigas, con lo que conseguimos los dos efectos deseados, aumentar la rigidez longitudinal del conjunto, y empeorar el reparto transversal. Para conseguirlo hemos aumentado el espesor del ala inferior a 30 cm y hemos conseguido las flechas en centro de vano que se muestran en la Figura 4.14.

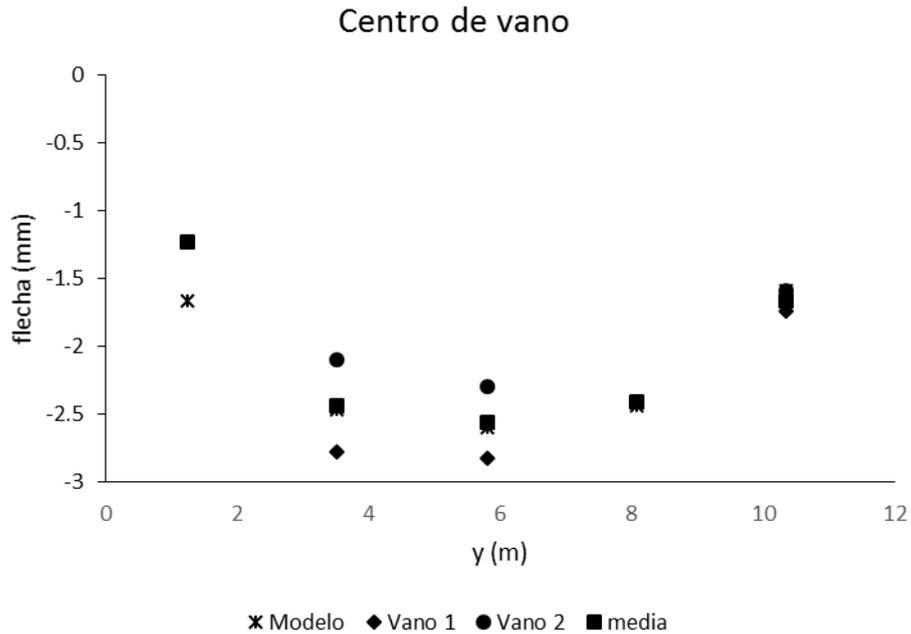


Figura 4.14. Flechas en el centro de vano del puente Arroyo Bracea II tras la calibración.

La coincidencia es perfecta, salvo para una de las vigas de borde, lo que está mostrando una diferencia puntual que podría asociarse a un defecto de la medida, precisamente en un sensor (C-11) que falló en uno de los vanos, y no recogió lectura.

Una vez realizado el ajuste estático, lo que nos ha permitido afinar las rigideces del modelo, vamos a proceder a realizar el ajuste dinámico, en el que introduciremos el amortiguamiento y ajustaremos las masas.

En el informe de la prueba de carga, a partir del análisis de las vibraciones libres en ambos vanos, se determinaron las frecuencias naturales y las tasas de amortiguamiento estructural. Los resultados obtenidos fueron de 8.79 Hz y 3% de amortiguamiento respecto del crítico en el vano 1 y 8.87 Hz y 1% en el vano 2.

Hemos hecho un análisis dinámico del modelo tras el ajuste estático con la intención de obtener los primeros modos y frecuencias naturales.

En el análisis realizado aparecen una serie de modos con frecuencias naturales inferiores a las anteriores que están asociados a los grados de libertad horizontales del modelo. Conviene recordar que, por ejemplo, las rigideces horizontales de los aparatos de apoyo son pequeñas, y son la causa de modos en los que los tableros se desplazan con movimientos de sólido rígido sobre pila y estribos.

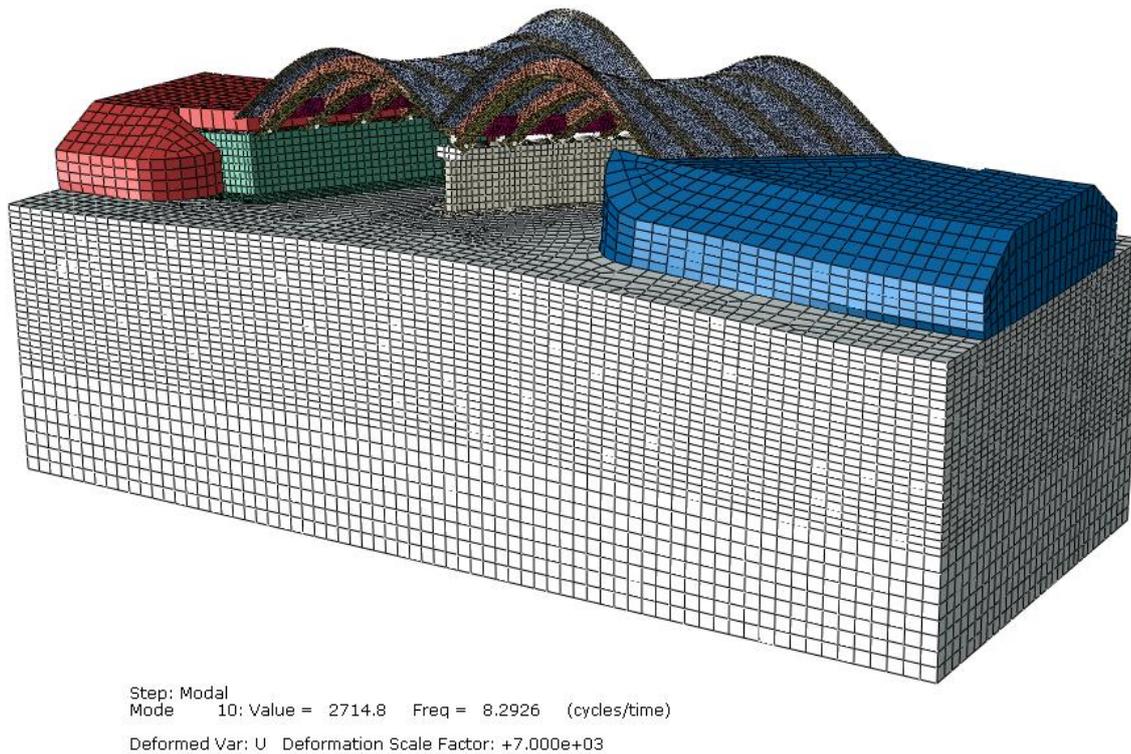


Figura 4.15. Primer modo de vibración vertical del puente Arroyo Bracea II.

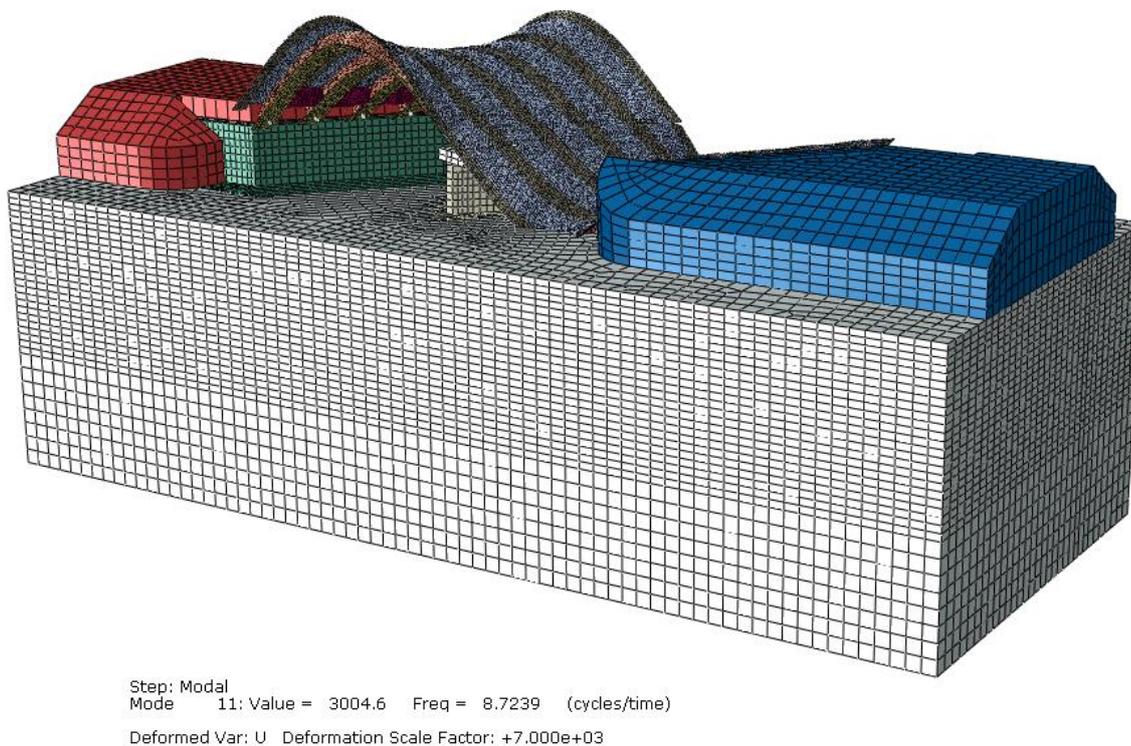


Figura 4.16. Segundo modo de vibración vertical del puente Arroyo Bracea II.

En la Figura 4.15 se muestra el primer modo que excita los grados de libertad verticales del tablero, que son básicamente los que excita el paso del tren, y tiene como frecuencia natural asociada 8.29 Hz, que es un poco inferior a la que anticipaba la prueba de carga.

En la Figura 4.16 se muestra el siguiente modo de vibración que, desde el punto de vista de un tablero aislado, es el mismo que el anterior, pero que tiene una frecuencia natural de 8.72 Hz.

Ambos modos corresponden a al primer modo de vibración del tablero aislado, pero en nuestro modelo se manifiestan acoplados en el primer caso y desfasados en el segundo. Si las pilas y el terreno inferior fueran infinitamente rígidos ambos tendrían la misma frecuencia y sería de 8.72 Hz, pero la flexibilidad de la pila y el terreno circundante le aportan masa y le restan rigidez al primer modo en el que los tableros se deforman acopladamente, y ello hace que baje la frecuencia natural un poco, en ese caso.

Siendo las frecuencias tan próximas es probable que el paso el tren excite más el segundo modo ya que deforma a los tableros con un pequeño desfase temporal.

Con la intención de subir un poco las frecuencias y potenciar el segundo modo frente al primero, se disminuye la cantidad de balasto que se había estimado de la sección inicial en curva, aplicando distinto porcentaje a los dos vanos. Disponemos en el vano 1 el 90 % de balasto y en el vano 2 el 80 %, y obtenemos unas frecuencias naturales de 8.47 Hz y 8.99 Hz, que se consideran suficientemente ajustadas a las que proporciona el ensayo.

Para el amortiguamiento hemos adoptado un valor del 3 %, que implica unos valores de los coeficientes de Raleigh de $\alpha = 1.676$ y $\beta = 5.305 \times 10^{-4}$ para que se mantenga en el rango de los 8 a 10 Hz.

También se obtuvieron como resultado de la prueba de carga de recepción las flechas máximas correspondientes a las pruebas dinámicas 1 y 2, que se resumen en la Tabla 4.3.

Se ha procedido a simular el paso de los trenes de la prueba de carga en el modelo numérico y se han obtenido los resultados en el vano 1 que se muestran en las Figura 4.17 y Figura 4.18.

Tabla 4.3. Flechas máximas en mm en las pruebas dinámicas del puente Arroyo Bracea II.

Vano 1			Vano 2		
Aparato	30 km/h	100 km/h	Aparato	30 km/h	100 km/h
C-16	0.22	0.22	C-16	0.18	0.16
C-17	0.43	0.42	C-17	0.46	0.46
C-18	0.38	0.37	C-18	0.46	0.49
C-19	0.42	0.45	C-19	0.57	0.58
C-20	0.3	0.33	C-20	0.23	0.25
C-11	1.19	1.12	C-11		
C-12			C-14	1.94	2.02
C-22	2.62	2.46	C-13	2.09	2.36
C-14	2.62	2.61	C-12	2.28	2.24
C-15	1.53	1.63	C-15	1.38	1.46

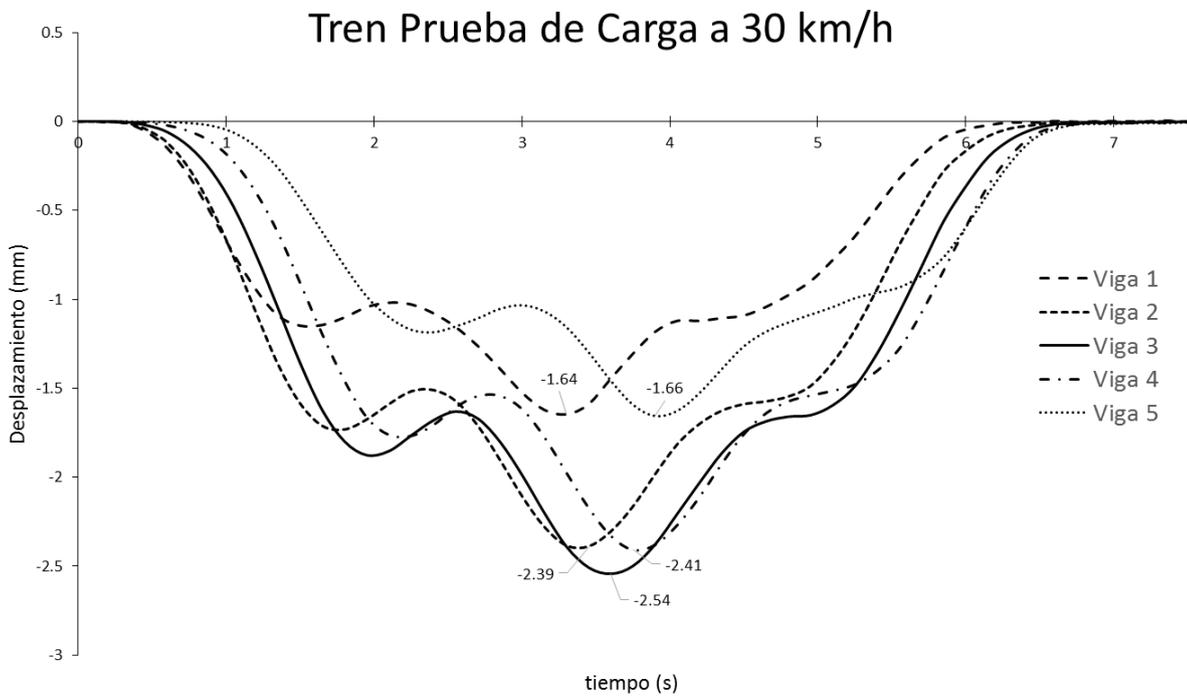


Figura 4.17. Flechas del modelo para la prueba de carga dinámica a 30 km/h

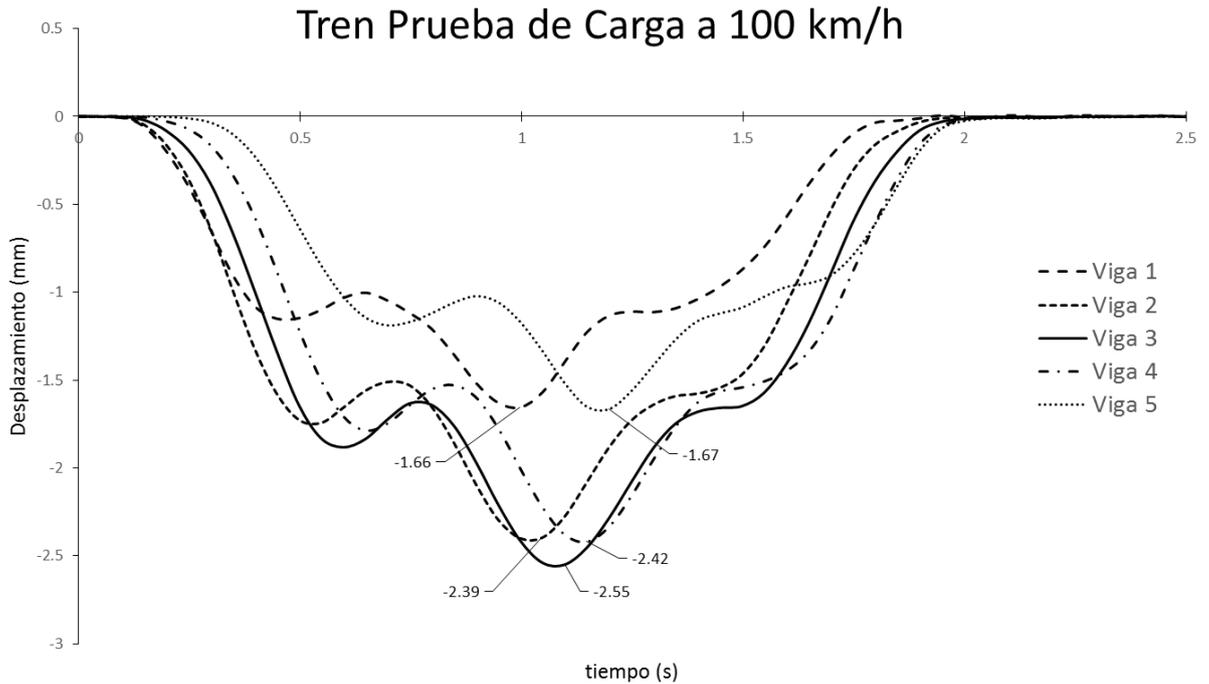


Figura 4.18. Flechas del modelo para la prueba de carga dinámica a 100 km/h

Los resultados muestran una muy buena correlación con los datos experimentales en el centro del vano 1, 2.54 mm en el modelo frente a 2.62 mm en la prueba a 30 km/h y 2.55 mm frente a 2.61 mm a 100 km/h, es decir, un error del 3.05 % y 2.30 % respectivamente. En cambio, en el vano 2 en el modelo el resultado es el mismo y en la prueba las flechas máximas son de 2.09 mm a 30 km/h y 2.36 mm a 100 km/h, lo que indica un error del 21.53 % y 8.05 % respectivamente.

En el modelo los resultados son prácticamente idénticos a pesar de haber modificado ligeramente las masas de uno a otro vano, ello se debe a que ninguna de las pruebas dinámicas produce efectos resonantes, y su contenido dinámico es muy bajo, de ello dan fe los coeficientes de amplificación muy próximos a 1.0. Sin embargo, en la realidad la diferencia es más sustancial y no se debe a cuestiones dinámicas ya que en la prueba estática también mostraron esas diferencias, 2.82 mm de flecha en el vano 1 y 2.30 mm en el vano 2. En definitiva, nuestro modelo está mejor ajustado para predecir el resultado en el vano 1 que en el vano 2.

En cuanto a la deformación transversal hay un punto de incertidumbre adicional, y es que según se indica en el informe de la prueba se hizo circular a la vez por las dos vías a los trenes de la prueba, y eso es lo que se ha supuesto con precisión en el modelo, pero no parece fácil hacer circular en paralelo a los dos trenes a 100 km/h.

De hecho, en el modelo las flechas en las vigas laterales son muy parecidas, aunque lógicamente se encuentran desfasadas en el tiempo debido al esviaje de la estructura, sin embargo en la realidad las diferencias son notables. Por ejemplo en el vano 1, la viga izquierda en la prueba dinámica a 30 km/h, tiene una flecha máxima de 1.19 mm, mientras que la viga derecha tiene 1.53 mm; y en las mismas vigas, en la prueba dinámica a 100 km/h, se obtuvieron flechas de 1.12 mm y 1.63 mm respectivamente. Este resultado anómalo puede deberse a que realmente la viga izquierda y su zona de influencia dentro del tablero es más rígida que la de la derecha, es lo que indican tanto las pruebas estáticas como las dinámicas, o puede ser que el sensor C-11 no esté captando adecuadamente la respuesta, o incluso es posible que los trenes no discurrieran en paralelo, aunque esto último añadiría discrepancias entre modelo y prueba pero no entre las vigas extremas.

En cualquier caso, es reseñable que la concordancia de los resultados entre el modelo y la prueba son importantes, no sólo en el centro del vano 1, sino también en la viga derecha que tiene flechas de 1.53 mm en la prueba dinámica a 30 km/h y el modelo predice 1.64 mm (6.71 %), así como 1.63 mm en la prueba y 1.66 mm en el modelo (1.81 %). Es decir, el modelo del vano 1 ajusta bastante bien tanto la respuesta longitudinal como la transversal.

4.4. Resultados y discusión

Como ya se ha anticipado en la introducción del capítulo, contamos con los resultados de la respuesta del puente al paso de dos trenes reales, que han sido publicados en los trabajos referenciados (Galvín et al. 2017; Moliner et al. 2017).

En los trabajos mencionados se hace especial énfasis en la necesidad de verificar el estado límite de servicio asociado a las aceleraciones verticales, dado que ese es uno de los problemas principales que se presentan en puentes de luces cortas como el que es objeto de estudio. (Manterola 2006)

Por ese motivo los resultados de interés, que se recogen en esos artículos y que serán los que se utilicen para la comparación, son los registros de aceleraciones.

En la Figura 4.19 se muestran sendas imágenes del paso de los trenes del ensayo, tomadas de las publicaciones señaladas, a la izquierda el paso sobre la estructura del tren S102 (Talgo 350) a 263 km/h y a la derecha el tren S103 (ICE 350) a 279 km/h.



Figura 4.19. Imágenes de la estructura real ensayada.

Se tomaron registros de aceleraciones en varios puntos de la estructura, coincidiendo con las caras inferiores de las vigas y sobre el dintel de la pila. De dichos registros hemos conseguido los correspondientes a los puntos que se marcan en la Figura 4.20, que por otra parte son los que presentan la respuesta más significativa de la estructura.

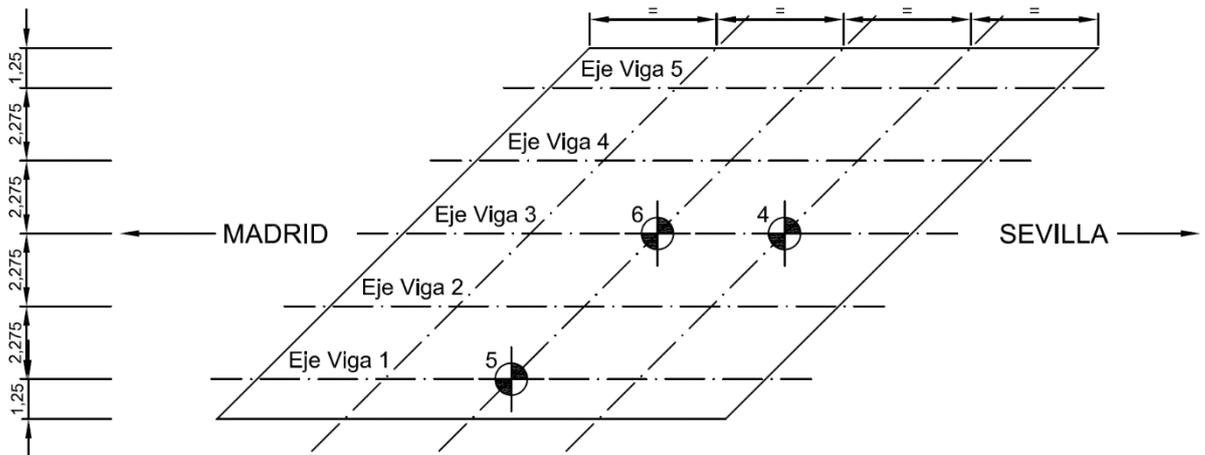


Figura 4.20. Posición de los puntos de toma de datos durante el ensayo experimental.

La respuesta fue obtenida a través de acelerómetros piezoeléctricos con una sensibilidad nominal de 1000 mV/g y una frecuencia límite inferior de aproximadamente 0.1 Hz. Durante el proceso de toma de datos circularon sobre la estructura varios trenes, de los que se presentan los datos correspondientes al Talgo 350 (S102) circulando a 263 km/h y al ICE 350 (S103) a 279 km/h.

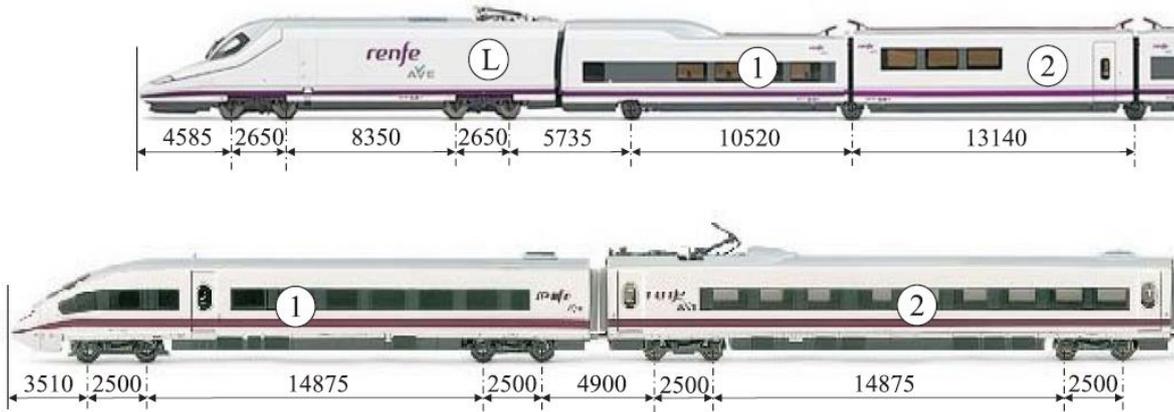


Figura 4.21. Geometría de los trenes del ensayo experimental.

En la Figura 4.21 se muestra el patrón de posiciones de los ejes de ambas composiciones, de las que el Talgo cuenta con diez coches, además de los de cabeza y cola, y el ICE-350 cuenta con 6 coches más los de cabeza y cola.

Los resultados se representan en las gráficas (Figura 4.22 a Figura 4.27), agrupados por punto de muestreo y para cada uno de los dos trenes estudiados.

En la imagen de la izquierda aparece el registro de aceleraciones en el dominio del tiempo, y en la imagen de la derecha su contenido en frecuencias.

Es importante señalar que el modelo de cálculo empleado sólo tiene en cuenta la acción debida al paso de las cargas, y no contempla otras fuentes de excitación como las irregularidades de la vía (Lombaert & Degrande 2009), así como tampoco contempla el efecto de las suspensiones de los trenes.

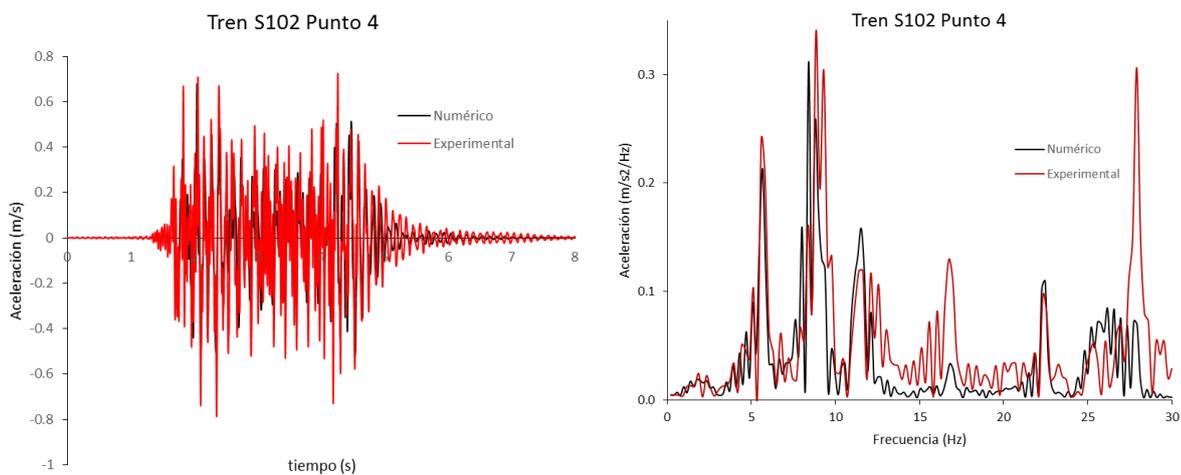


Figura 4.22. Aceleraciones en el punto 4 al paso del Talgo 350.

INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE PUENTES
SOMETIDOS AL PASO DE TRENES DE ALTA VELOCIDAD

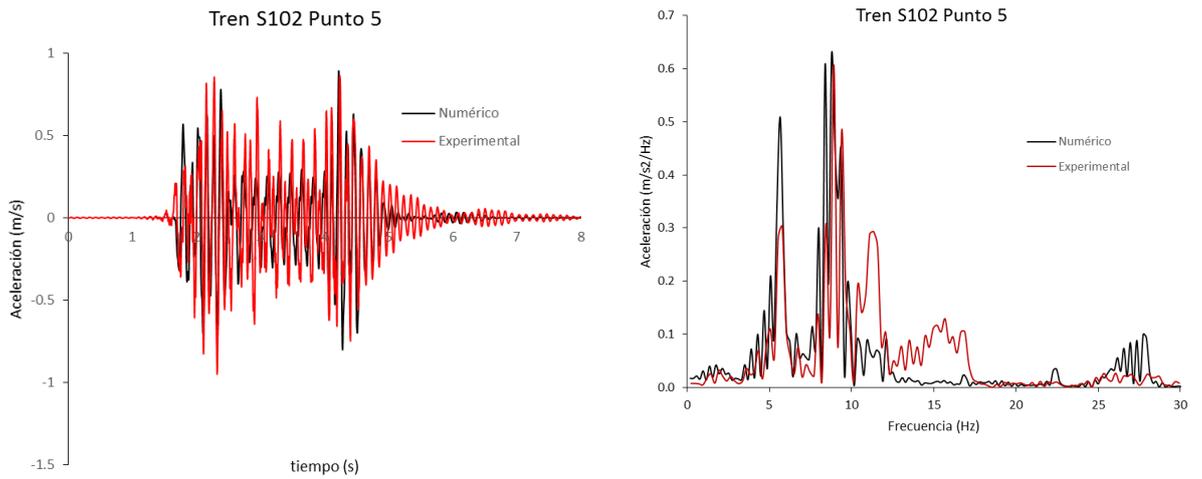


Figura 4.23. Aceleraciones en el punto 5 al paso del Talgo 350.

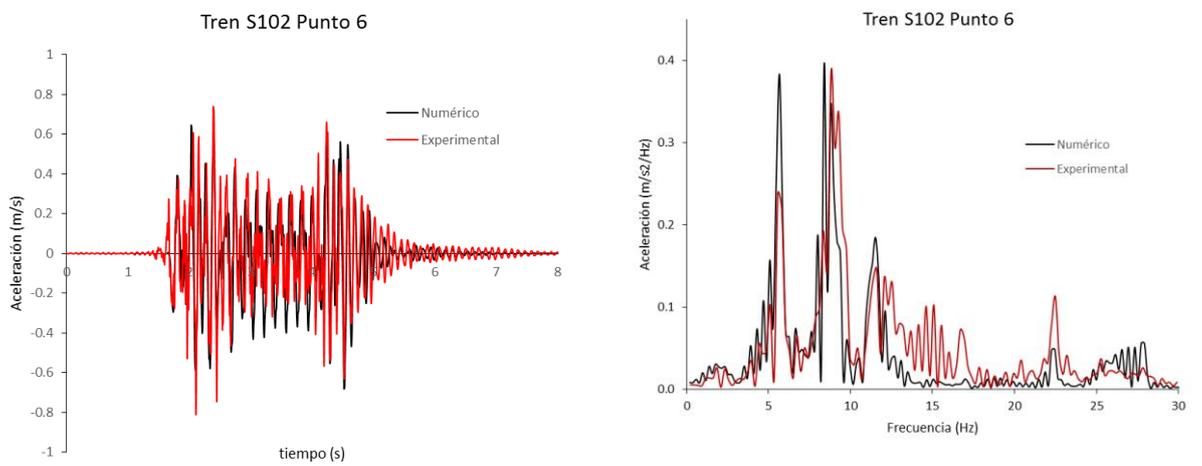


Figura 4.24. Aceleraciones en el punto 6 al paso del Talgo 350.

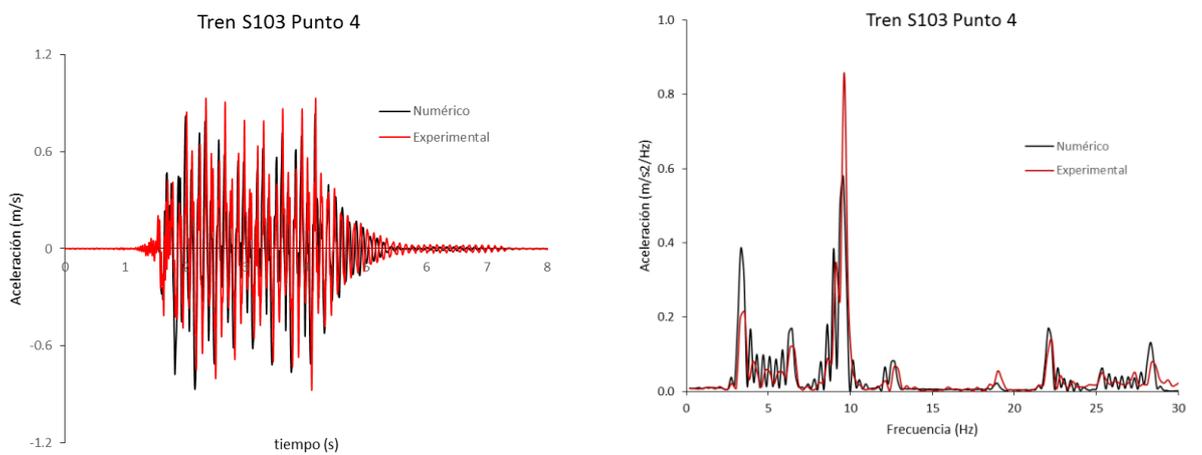


Figura 4.25. Aceleraciones en el punto 4 al paso del ICE 350.

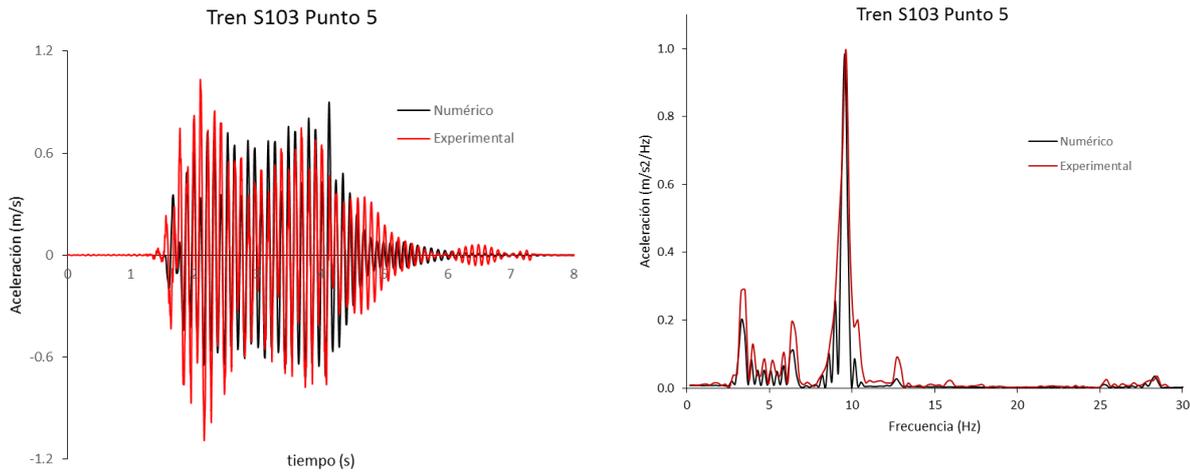


Figura 4.26. Aceleraciones en el punto 5 al paso del ICE 350.

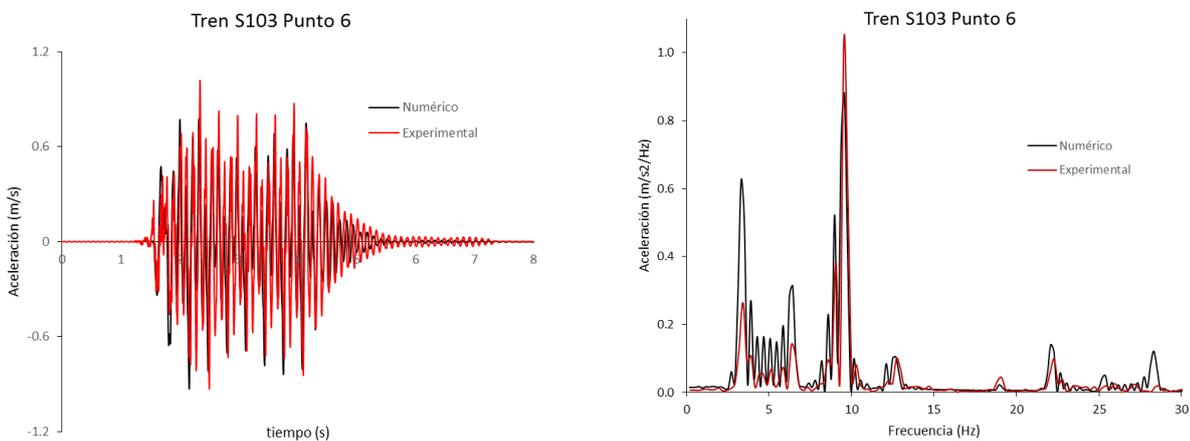


Figura 4.27. Aceleraciones en el punto 6 al paso del ICE 350.

En el caso del Talgo 350 (S102) la respuesta no tiene un claro carácter resonante, los niveles de aceleraciones se muestran con claridad por debajo de 1 m/s y presenta un pico a 5.6 Hz que corresponde a la frecuencia de paso de los ejes que se encuentran distanciados 13.14 m y viajan a 263 km/h, aunque también lógicamente muestra un gran contenido en frecuencia próximo a la frecuencia natural.

Las aceleraciones en el modelo son ligeramente menores que las del ensayo real en el punto más próximo al apoyo, y muy parecidas en el centro de vano.

La coincidencia en la posición de las zonas de frecuencias asociadas al paso de los ejes a una determinada velocidad, es lógicamente perfecta. Sin embargo, se aprecia una ligera discrepancia en la posición de la zona asociada a la primera frecuencia natural, que en el modelo es ligeramente menor.

Los resultados experimentales muestran picos de frecuencia a 8.8 Hz y 9.3 Hz, mientras que los picos en el modelo se muestran a 8.4 Hz, 8.8 Hz y 9.4 Hz, aunque este último sólo se aprecia con claridad en el punto 5 (lateral). La excitación del tren S103 (ICE-350) es considerablemente más resonante que la del S102 (Talgo-350), como puede verse con claridad en las gráficas anteriores, superando ampliamente 1 m/s en los puntos del centro de vano, ello se debe a que la velocidad de paso del S103, 279 km/h, tiene una frecuencia de paso de ejes muy próxima a un tercio del valor de una de las frecuencias naturales.

Ese es también el motivo por el que tanto en el modelo como en el ensayo hay un pico claramente marcado a la frecuencia 9.6 Hz que corresponde con la frecuencia del modo 14 del modelo numérico (Figura 4.28). Se trata de un modo que lleva asociada la flexión transversal de los tableros, y que el modelo capta con precisión.

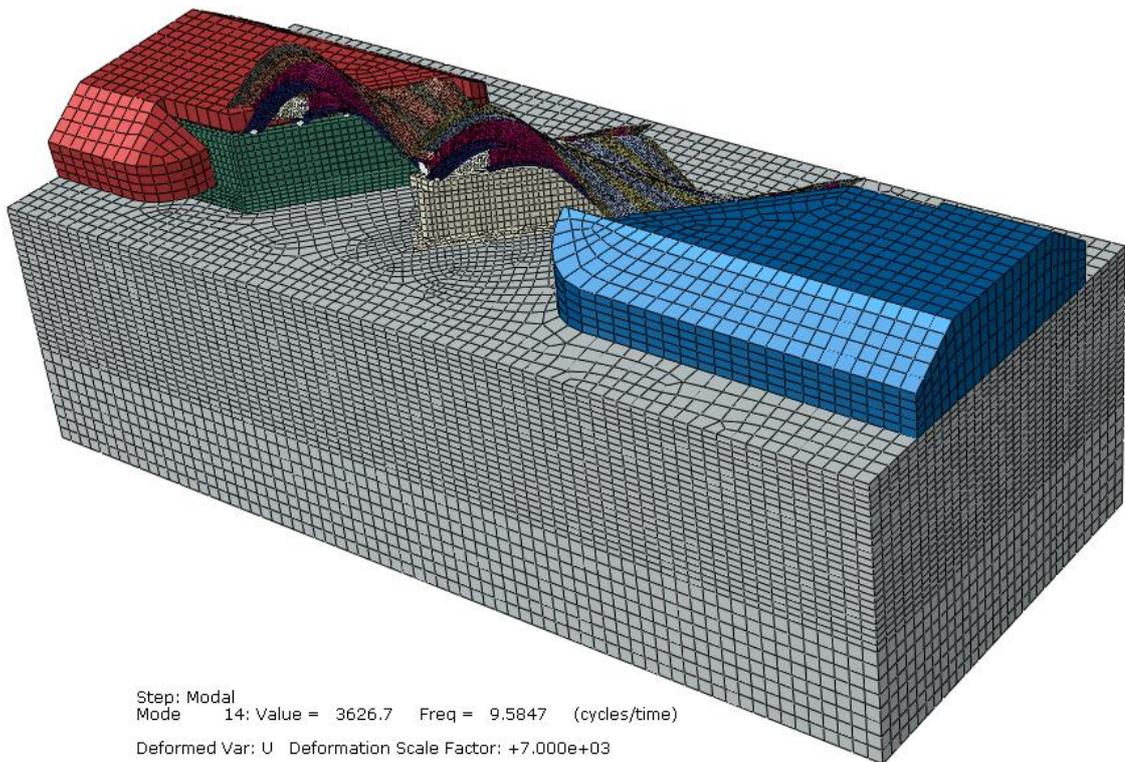


Figura 4.28. Modo 14 del modelo numérico.

La causa de que sea ésta la frecuencia claramente más importante (Figura 4.25, Figura 4.26 y Figura 4.27) es que el tren ICE 350 (24.775 m de distancia entre ejes)

pasando a 279 km/h tiene una frecuencia de paso de ejes de 3.128 Hz, es decir, un tercio de 9.384 Hz, y se encuentra muy próxima a los 9.58 Hz del modo 14.

Dicho de otro modo, la velocidad de paso que hace que la cadencia de las cargas sea exactamente $1/3$ de la frecuencia natural del modo 14 son 284.95 km/h, que está muy próxima a los 279 km/h a los que circulaba el ICE 350.

En este caso desaparece esa pequeña diferencia asociada a la zona de la frecuencia natural que aparecía con el Talgo 350 (S102). Todo esto pone de manifiesto que el resultado de la comparación es una muy buena coincidencia en ambos casos, sobre todo para el caso del tren S103 que es el que produce mayor respuesta, y aporta credibilidad a la metodología de modelización propuesta.

5. VIADUCTOS TIPO

A continuación, analizaremos un viaducto convencional y compararemos los resultados de los modelos tradicionales en las oficinas de proyecto con los que se obtienen a partir de un modelo que incluya las cimentaciones y el suelo circundante, de acuerdo con las indicaciones que se han obtenido del análisis de modelos más simples. Ello nos permitirá poner de relieve la importancia que la interacción suelo-estructura tiene en la respuesta dinámica.

Se pone en estudio, a modo de ensayo numérico, un viaducto suficientemente simple como para no perder de vista los fenómenos que se estudian sin perder generalidad, pero con la complejidad suficiente como para que todos los mecanismos resistentes de estas estructuras estén representados.

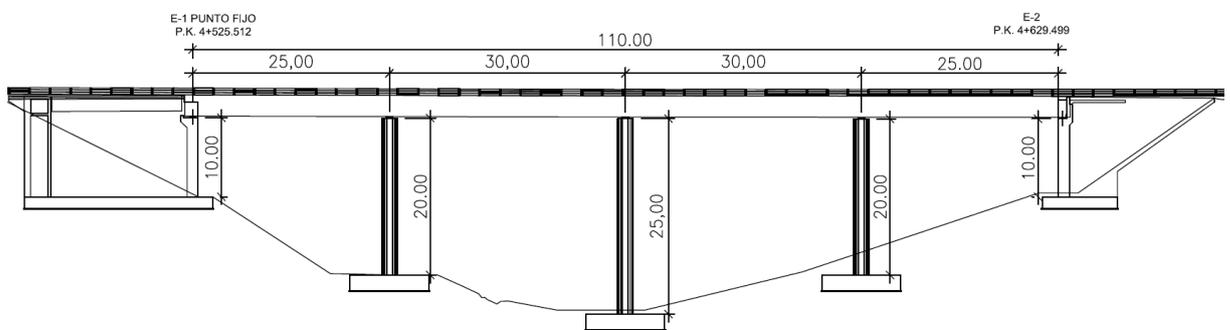


Figura 5.1. Viaducto tipo.

Se trata de un viaducto continuo de cuatro vanos con luces de 30 m en los dos vanos centrales y de 25 m en los extremos, apoyado sobre sendos estribos de 10 m de altura y pilas de 20.0 m; 25.0 m y 20.0 m de altura (Figura 5.1).

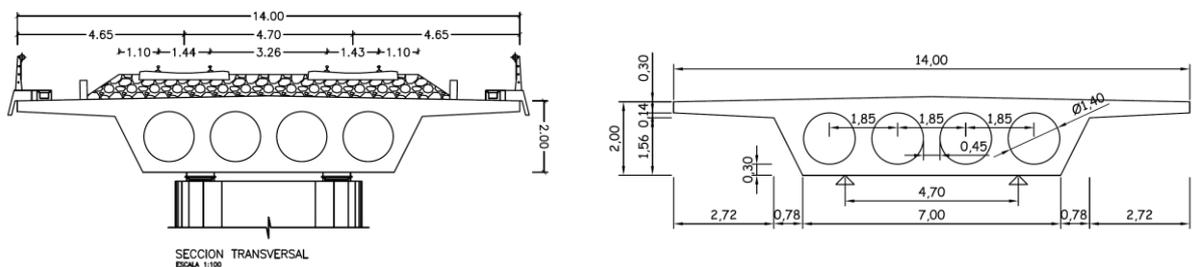


Figura 5.2. Sección del tablero.

La sección del tablero es de tipo losa aligerada, con un canto de 2.00 m y cuatro aligeramientos cilíndricos de 1.40 m de diámetro (Figura 5.2).

El ancho de la losa es de 14.00 m, que es el ancho estándar de las líneas de doble vía y anchura de vía europeo.

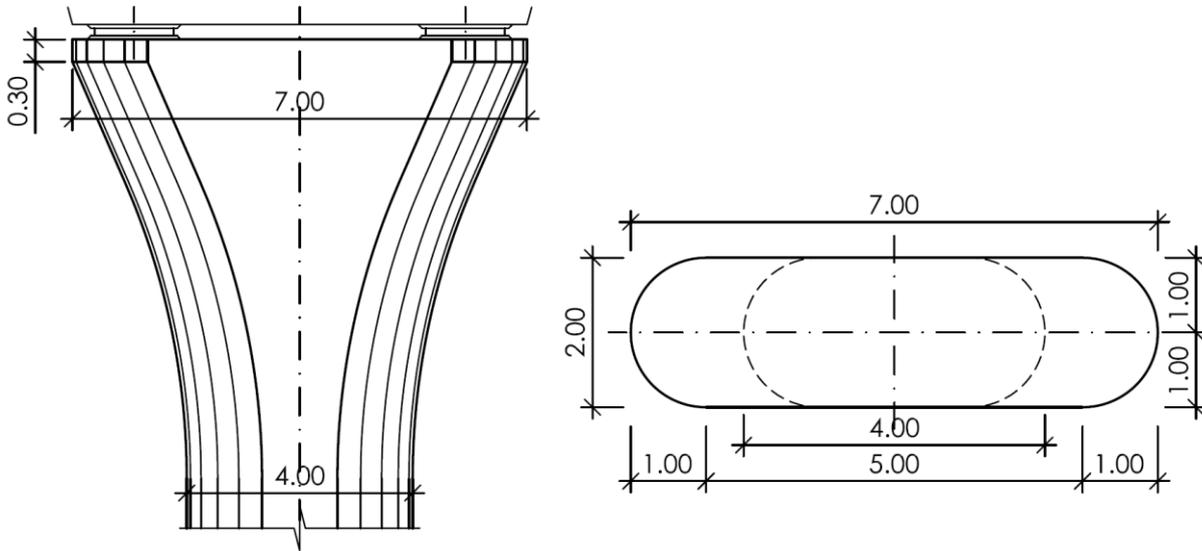


Figura 5.3. Capitel y sección de la pila.

Las pilas son macizas de 4.00 m de ancho y 2.00 m de espesor en su fuste, y de ancho variable en cabeza hasta alcanzar los 7.00 m de anchura (Figura 5.3).

Descansan sobre zapatas de 14.00 m en el sentido transversal al puente, 10.00 m en sentido longitudinal y 2.00 m de canto.

Los estribos son de tipo cerrado, como es habitual en este tipo de estructuras, y se componen de una zapata de 14.00 x 14.00 x 2.00 m, sobre la que descansan el muro frontal de 2.00 m de espesor y 10 m de altura, y los muros laterales (aletas) de 1.00 m. La zapata se encuentra enrasada en vertical con las aletas y vuela 2.00 m en la zona de la puntera.

En primer lugar, se modeliza sólo el tablero, mientras que en los apartados siguientes presentamos los modelos del mismo viaducto cimentado superficialmente y a continuación sobre cimentaciones profundas.

5.1. Descripción de los modelos

5.1.1. Tablero aislado

Como se comentó en la introducción, para el análisis dinámico de este tipo de estructuras, son habituales los modelos de tableros aislados, modelizados como vigas continuas simplemente apoyadas en los puntos que coinciden con los ejes de pilas o

apoyos en estribos (Domínguez 2001; Majka & Hartnett 2008). En algunos casos el modelo es algo más realista que una viga continua simplemente apoyada pero no incluye la interacción suelo-estructura (Goicolea et al. 2005; Sextos, Kappos, et al. 2003; Martínez-Rodrigo 2009). Las razones que llevan a realizar este tipo de modelos son lógicamente su mayor simplicidad, facilidad de confección, rapidez de obtención de los resultados y la asunción de que la pérdida de precisión no es importante junto con la convicción de que la influencia de las cimentaciones en la respuesta dinámica de la estructura será muy limitada.

Para el modelo del tablero vamos a usar elementos placa dispuestos tanto a lo largo de la losa superior como de la losa inferior como de los hastiales (Figura 5.4).

Los elementos elegidos son del tipo Shell en SAP2000 que combinan el comportamiento de membrana y el de placa. Para el comportamiento de membrana usan una formulación isoparamétrica que incluye los grados de libertad de traslación en el plano del elemento y el giro de eje perpendicular al mismo. Los desplazamientos en el plano tienen funciones de forma cuadráticas. Para el comportamiento de flexión incluyen las rigideces de rotación en ejes contenidos en el plano y la traslación perpendicular al plano (formulación de Kirchhoff) (Bathe 1996). Los desplazamientos fuera del plano tienen funciones de forma cúbicas.

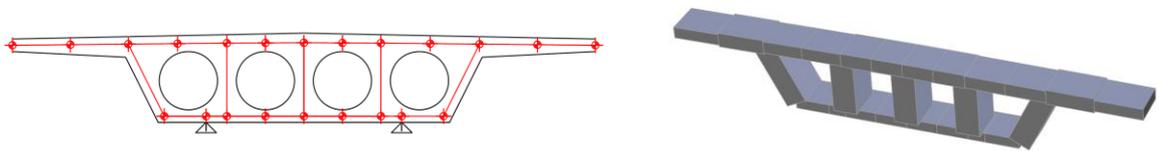


Figura 5.4. Modelo de la sección transversal.

El espesor de los elementos de la losa superior e inferior de cada tramo se ha ajustado a los espesores reales correspondientes. De modo que mientras la losa superior, debido al peralte y al canto variable del voladizo, tiene espesores variables de 0.35 m; 0.45 m; 0.38 m y 0.42 m según se avanza de fuera a dentro, la losa inferior tiene espesor constante de 0.30 m.

La dimensión característica de la malla es 1 m, siendo ésta la distancia entre las secciones longitudinales y de ese orden las distancias transversales, de hecho en los 14 m de la losa superior se disponen 12 elementos y en los 7 m de la losa inferior se disponen 8 elementos (Figura 5.5).

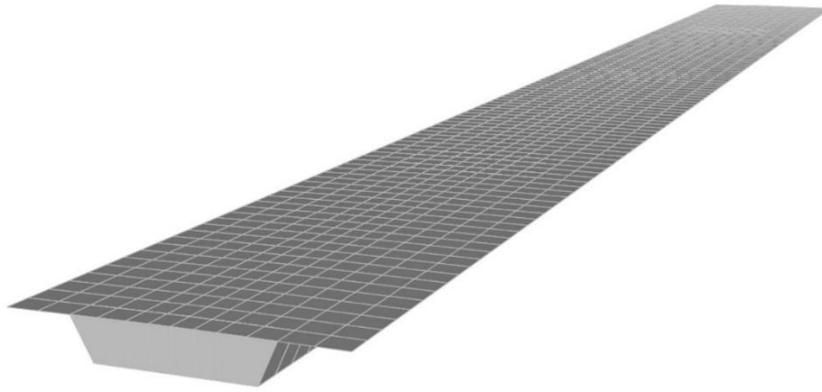


Figura 5.5. Modelo del tablero.

El espesor de los hastiales se ajusta para conseguir una sección con la misma área (misma masa) que el tablero real, dotando a los extremos de 0.65 m de espesor y a los centrales de 0.70 m.

Se incluyen diafragmas en los apoyos modelizados con placas perpendiculares a los tableros, en este caso sin masa, para no duplicar la correspondiente a las placas longitudinales.

Las masas correspondientes a las cargas permanentes se incluyen de forma distribuida sobre los elementos de la losa superior sobre los que se encuentran situadas (Figura 5.6).

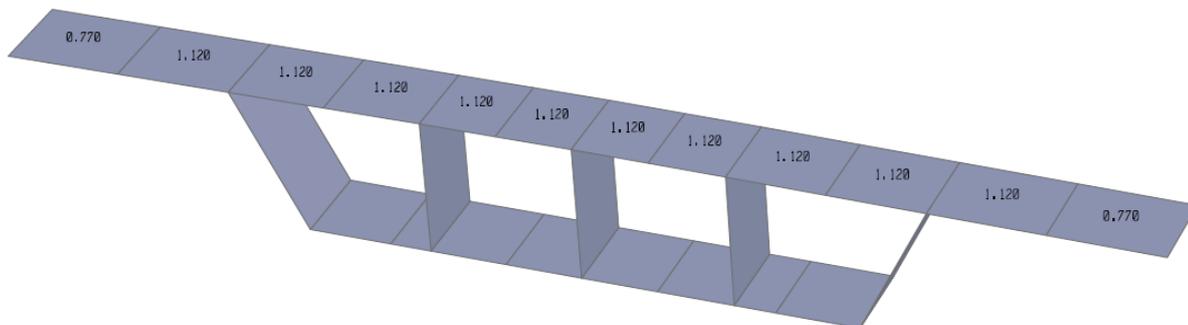


Figura 5.6. Modelo de masas.

- Balasto 94.84 kN/m
- Traviesas 6.70 kN/m
- Carriles 1.18 kN/m
- Muretes guardabalasto 5 kN/m
- Canaletas 3.78 kN/m
- Impostas 9.59 kN/m
- Barandilla 1.02 kN/m

Las condiciones de apoyo para el modelo de tablero aislado corresponden a impedir el desplazamiento vertical en todos los puntos de apoyo, el desplazamiento transversal en una banda de apoyos, concretamente los de la derecha, y además se impide el desplazamiento longitudinal de los apoyos del estribo 1.

Las características de los materiales elegidas corresponden a:

- Módulo de elasticidad $E = 3 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$.
- Módulo de Poison $\nu = 0.2$
- Peso específico $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$
- Amortiguamiento $\xi = 3 \%$.

Las características de rigidez se corresponden con las de un hormigón estructural del tipo de los que se usan para puentes, con resistencias en torno a 40 MPa.

El peso específico es el que se usa habitualmente en los cálculos, que, si bien puede ser un poco elevado para un hormigón en masa, es una buena aproximación para un hormigón armado con las cuantías de armadura normales. El amortiguamiento es un poco más desconocido y por tanto difícil de prever. Para estimarlo nos hemos apoyado en las recomendaciones de la normativa. Tabla 4.1 de IAPF-07 (Ministerio de Fomento 2010), o tabla 4.2 de NCSP-07 (Ministerio de Fomento 2008).

Se van a realizar dos tipos de análisis distintos de la estructura, mediante superposición modal por una parte, e integración directa por otra. Para el análisis de integración directa se ajustan los coeficientes de Rayleigh α y β con las dos frecuencias naturales correspondientes al primero y centésimo modo. La recomendación del comentario c.4.3.2 de NCSP-07 (Ministerio de Fomento 2008) es tomar α y β tal que se mantenga constante ξ en la banda de interés, por lo que los modos de ajuste serán el menor y mayor de los significativos. Por otro lado, para el análisis por superposición modal, el parámetro de amortiguamiento es directamente el porcentaje respecto del amortiguamiento crítico, el cual hemos estimado de la normativa.

Dado que se dispone de los resultados del análisis modal, se toman los valores de las frecuencias naturales correspondientes al primer modo y al centésimo, que es el rango en el que se encuentran los modos que gobiernan el problema para el ajuste de los coeficientes α y β ; en nuestro caso, para el tablero aislado, los periodos de vibración son 0.264 s para el primero y 0.057 s para el número 100.

Para esos periodos se ajusta el valor de los coeficientes α y β obteniendo para α el valor de 1.176 y para $\beta = 4.482 \cdot 10^{-4}$.

Es importante señalar que en el caso del análisis por integración directa en modelos complejos el coste computacional es muy elevado. Como dato a tener en cuenta cabe decir que el análisis del tablero aislado ha necesitado 220 horas de ordenador, es decir, 9 días y 4 horas en un ordenador con un procesador Intel Core TM i7 a 3.4 GHz. El análisis se ha realizado con SAP 2000 empleando el método de Newmark con un valor del factor de decaimiento de amplitud (γ) de 0,005, lo que supone valores de α de 0.252 y de δ de 0.505.

La acción dinámica considerada se corresponde con el “High Speed Load Model” (HSLM) Tren Dinámico Universal-A, compuesto por una serie de trenes ficticios propuestos por el comité (ERRI D214.2 2002). Esta es la acción recomendada por las normativas europeas para el diseño de las nuevas líneas de ferrocarril, y está incorporada en los distintos códigos EN1991-2 (2004) (CEN, Comité Europeo de Normalización 2004) e IAPF-07 (Ministerio de Fomento 2010).

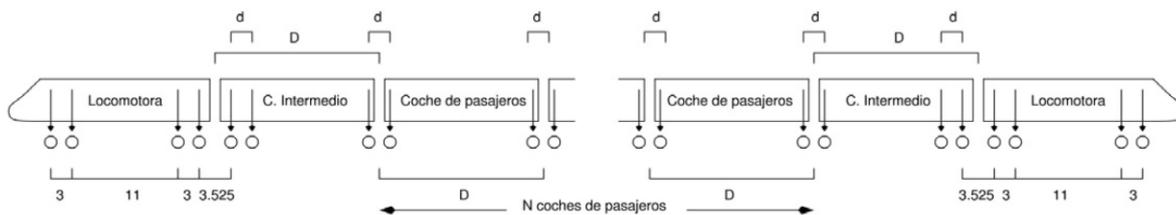


Figura 5.7. Definición gráfica del tren Dinámico Universal-A (Distancias en metros)

Queda definido por la acción conjunta de una familia de 10 trenes articulados. Cada tren está formado por dos locomotoras y un cierto número de coches de pasajeros, con cargas iguales en todos los ejes, según la Figura 5.7. La familia se obtiene variando el número de coches, la distancia entre ejes y las cargas por eje, según se indica en el cuadro C.1 (Figura 5.8).

INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE PUENTES
SOMETIDOS AL PASO DE TRENES DE ALTA VELOCIDAD

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

Cuadro C.1: Definición del tren Dinámico Universal-A. (La posición de las cargas de las locomotoras es igual en todos los casos.)

Figura 5.8. Cuadro C.1 de IAPF-07

Se considera una velocidad de proyecto de 350 Km/h y en consecuencia se hace un barrido de velocidades de 20 a 420 km/h (1.2 veces la velocidad de proyecto) para cada una de esas composiciones.

Para simular las cargas del tráfico se usan los nudos que se encuentran bajo la vía, disponiendo sobre cada uno de ellos una carga proporcional a la que recibe de la traviesa (Figura 5.9). Para ello se supone que la traviesa reparte la carga que recibe del eje de forma uniforme al balasto, y que este lo hace también de forma uniforme hacia abajo con una pendiente 4:1.

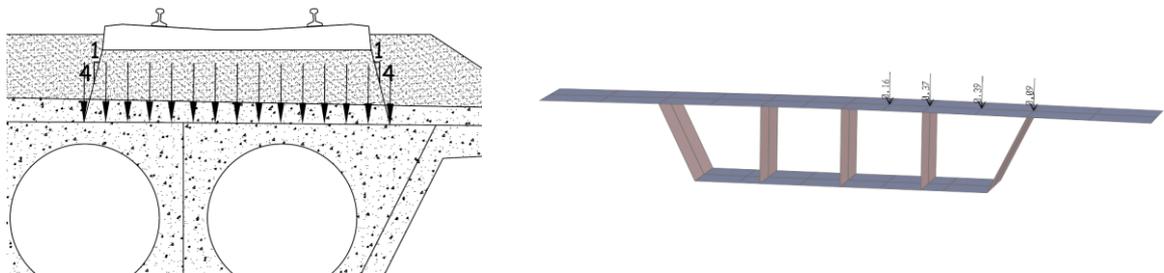


Figura 5.9. Esquema de aplicación de las cargas en el modelo.

Este tipo de reparto de cargas es el que se usa habitualmente en las fases de proyecto de las estructuras y es el que propone IAPF (Ministerio de Fomento 2010) para el reparto local de cargas como refleja la Figura 5.10.

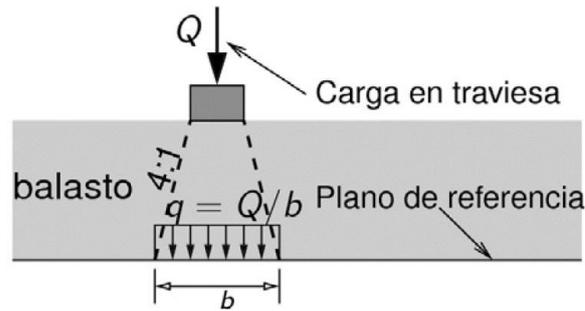


Figura 5.10. Reparto de una carga puntual sobre traviesa a través del balasto.

Con este criterio se calcula la carga que se debe disponer sobre cada nudo para conseguir que la suma total sea la unidad y sean proporcionales a la carga recibida. Por otro lado, se genera una función de carga temporal para cada tren y cada velocidad de cálculo, es decir, un total de 410 funciones de carga.

Cada función de carga temporal se compone de una sucesión de rampas de subida de carga y rampas de bajada de carga que representan el reparto longitudinal de cada carga móvil entre la sección de cálculo y sus colindantes. La pendiente de la rampa se fija con la velocidad de paso y la distancia entre secciones consecutivas, en nuestro caso 1 m; y la amplitud de la carga la fija el valor de la carga nominal por eje de cada tren.

El intervalo de tiempo que transcurre desde que se inicia un triángulo de carga hasta el siguiente, y así su posible solapamiento, lo determina la distancia entre ejes de la composición y la velocidad de paso.

Se genera un caso de carga con las cargas puntuales de cada sección y a ese caso de carga se le aplica cada función temporal de carga con un desfase respecto de la sección anterior, o un tiempo de llegada respecto de la sección inicial, que se evalúa de acuerdo con su posición en el viaducto y la velocidad de paso del tren. Así, cuando una carga móvil supera una determinada sección, comienza la rampa de subida correspondiente de la sección siguiente (Figura 5.11). Con todos los casos de carga de todas las secciones correspondientes a una misma función de carga, es decir, a un mismo paso de tren y una misma velocidad, se genera un análisis transitorio, del que se obtendrán las velocidades y aceleraciones de todos los puntos del tablero.

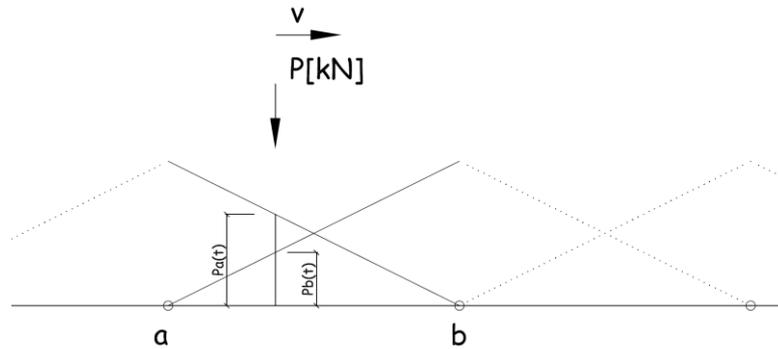


Figura 5.11. Reparto longitudinal de la carga en cada instante.

5.1.2. Modelo completo con cimentaciones directas.

En este caso, se modeliza el viaducto anterior incluyendo pilas, estribos, con sus cimientos y el terreno circundante.

Los estribos y las pilas a pesar de ser simples, tienen la morfología correspondiente a los elementos habitualmente presentes en estas estructuras, y su modelo estructural representa su comportamiento de forma precisa.

Para el modelo conjunto con pilas y estribos las restricciones entre tablero y apoyos son idénticas a las consideradas en el caso del tablero aislado, pero en este caso consisten en ligar los grados de libertad que en el caso anterior estaban impedidos con los del nudo inmediatamente inferior correspondiente a la pila o estribo que se encuentre debajo.

Como ya se comentó en el apartado anterior, las pilas tienen un fuste macizo de 4 m de ancho y 2 m de espesor, que ha sido modelizado con elementos placa de 1.00 x 1.00 m. (Figura 5.12). El capitel mantiene el tipo de elementos, pero su geometría se ajusta para disponer un nudo justo debajo del apoyo del tablero. La cimentación de la pila se modeliza con elementos sólidos de 1.00 x 1.00 x 1.00 m.

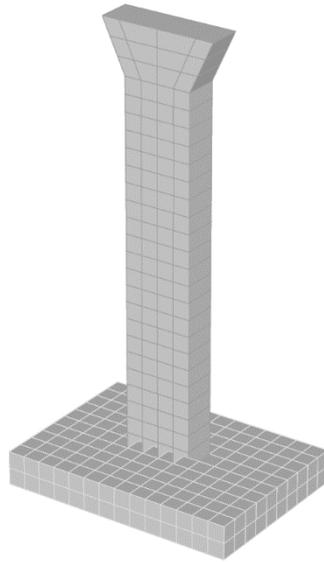


Figura 5.12. Modelo de pila.

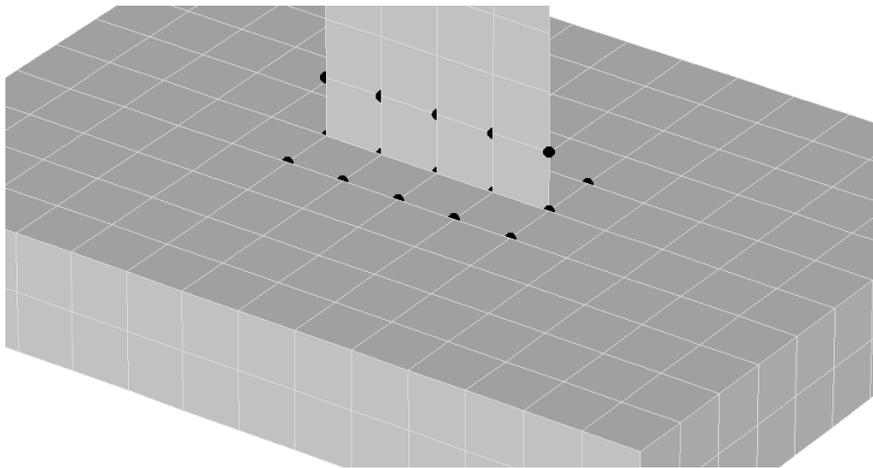


Figura 5.13. Modelo de la conexión fuste zapata

En la unión del fuste con la zapata se define una restricción de movimientos entre los nudos de las dos primeras filas del fuste y los de las tres filas de elementos sólidos de la zapata (la coincidente con las placas y las de ambos lados, Figura 5.13) que obliga a que todos ellos se muevan como sólido rígido, lo que modeliza el empotramiento del fuste en la zapata, permitiendo las deformaciones globales de la zona.

El estribo también se ha discretizado de forma similar, con elementos lámina los muros y con elementos sólidos la cimentación. La peculiaridad de este elemento radica en las tierras que incluye en su “interior”, es decir, entre las aletas y el trasdós del muro frontal, que también han sido incluidas en el modelo como elementos sólidos de terreno, con el mismo tamaño de malla que los elementos del estribo (Figura 5.14).

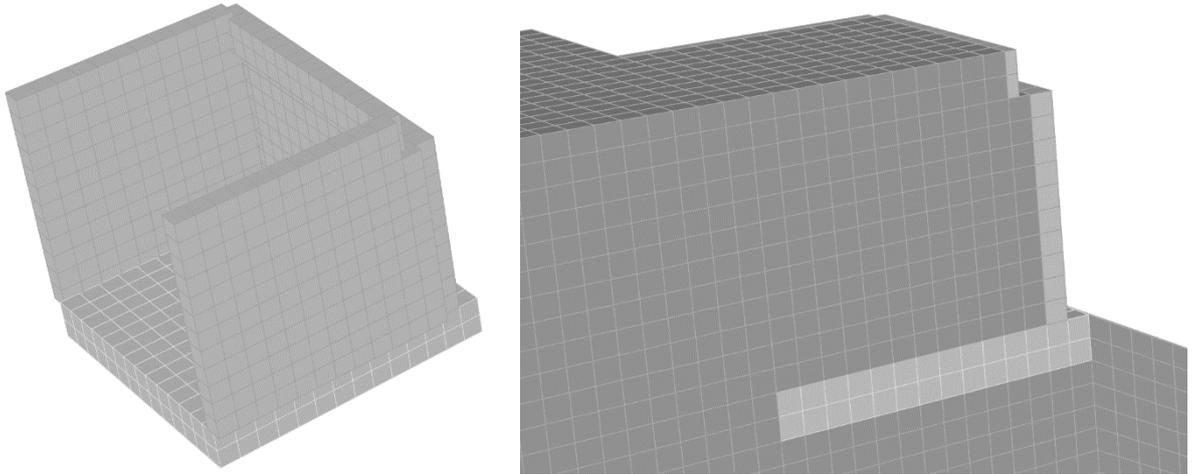


Figura 5.14. Modelo del estribo.

También incluye el modelo las tierras de alrededor del estribo, alrededor de las zapatas y bajo las cimentaciones (Figura 5.15).

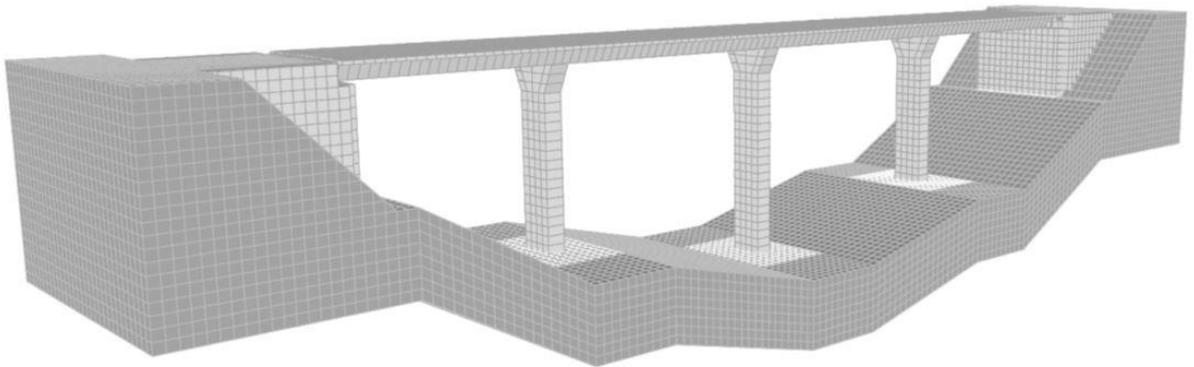


Figura 5.15. Modelo de viaducto sobre cimentaciones superficiales.

En el modelo se incluye una franja de 8 m alrededor de las cimentaciones, es decir, como las zapatas tienen un ancho de 14 m, la anchura de la franja de terreno discretizada es de 30 m ($14 + 2 \times 8$). El espesor de terreno (profundidad incluida en la discretización) en la zona intermedia es también de 8 m. Esta zona aumenta en la zona de los estribos, por la geometría peculiar del terreno en esta zona.

Si nos centramos en la cimentación de la pila central, su masa corresponde a $10 \times 14 \times 2 \times 25 = 7000 \text{ kN}$ mientras que la masa del terreno que se encuentra alrededor es de $30 \times 30 \times 8 \times 20 = 144000 \text{ kN}$, lo que representa una proporción de 20.6, que está en el orden de los parámetros que se proponen en el apartado 3.2.1.5.

Las condiciones de contorno en la cara inferior y los laterales del terreno se corresponden con la restricción de los desplazamientos perpendiculares a la cara, que si bien no cumplen las condiciones dinámicas desde el punto de vista teórico, se han demostrado suficientemente precisas desde el punto de vista práctico, como se vió en el apartado 3.2.1.5

Las características del material elegidas para el terreno son las siguientes:

- Módulo de elasticidad $E = 3 / 30 / 300 / 3000$ MPa.
- Módulo de Poison $\nu = 0.35$
- Peso específico $\rho = 20$ kN/m³
- Amortiguamiento $\xi = 3$ %.

Las características de rigidez se corresponden con las de terrenos de consistencia blanda, firme, dura o muy dura; como podría corresponder a una arcilla de resistencia a la compresión simple $q_u = 50$ kPa (arcilla blanda), o una arcilla de $q_u 500$ kPa, (de firme a muy firme) o una marga. Los datos de rigidez del terreno han sido estimados del capítulo de Cimentaciones superficiales del libro Geotecnia y Cimientos III Primera parte de J.A, Jiménez Salas, J.L. Justo Alpañés y otros(Cañizo et al. 1970) y también corresponden con velocidades de propagación de las ondas elásticas transversales que varían desde los 23 m/s a los 738 m/s, barriendo las rigideces habituales, tales como las caracteriza NCSP-07 (Ministerio de Fomento 2008).

El peso específico es el que se usa habitualmente en los cálculos, el cual si bien puede ser un poco elevado para un terreno granular, es una buena aproximación para una marga o una arcilla con alto grado de saturación. El amortiguamiento como en el caso del hormigón es un poco más desconocido y por tanto difícil de prever.

Las recomendaciones de NCSP-07 (Ministerio de Fomento 2008) en su apartado 8.2.3 indican que *el amortiguamiento interno podrá determinarse mediante ensayos de campo o de laboratorio. A falta de medidas directas, y para aceleraciones de cálculo inferiores a 0,10 g, podrá adoptarse un valor 0,03 para el índice de amortiguamiento interno.*

En consecuencia, el amortiguamiento del 3 % está en el rango de lo que cabe esperar para el terreno, y su valor no alterará el carácter comparativo de los resultados del estudio.

5.1.3. Modelo completo con cimentaciones profundas

En el modelo completo se pretende tener en cuenta el efecto de la interacción suelo-estructura en la respuesta, para ello se introducen las pilas y estribos, así como el terreno sobre el que estos apoyan, haciendo uso de los parámetros que se analizaron en el estudio simple.

El viaducto que se analiza es el mismo de los apartados 5.1.1 y 5.1.2, solo que en este caso con cimentaciones profundas. Las pilas descansan sobre encepados de 6.00 x 6.00 x 2.00 m sobre cuatro pilotes de 1.50 m de diámetro. La longitud de los pilotes será variable en los diferentes modelos que se estudiarán.

Los estribos son de tipo cerrado, como es habitual en este tipo de estructuras, y se componen de un encepado de 14.00 x 6.00 x 2.00 m con 6 pilotes de 1.50 m de diámetro, sobre el que descansan el muro frontal de 2.00 m de espesor y 10 m de altura, y los muros laterales (aletas) de 1.00 m. El encepado se encuentra enrasado en vertical con las aletas y vuela 2.00 m en la zona de la puntera (Figura 5.16).

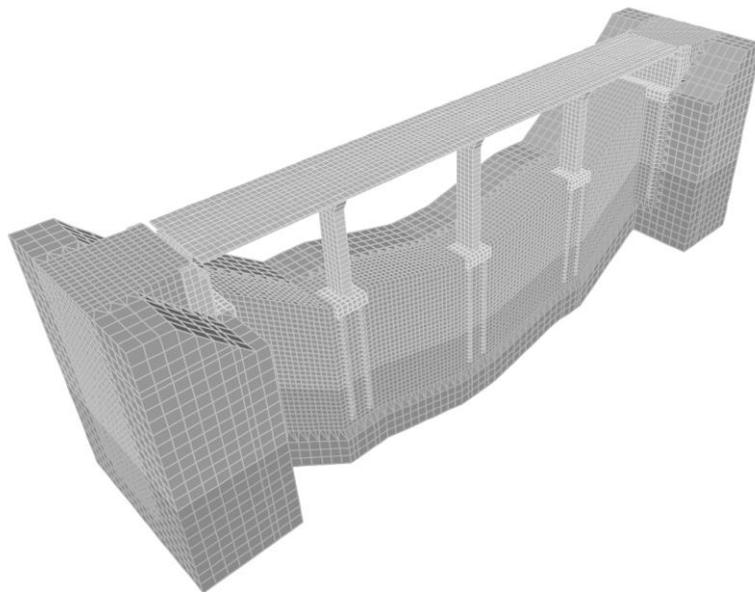


Figura 5.16. Modelo de viaducto sobre cimentaciones profundas.

El modelo de las pilas y estribos es similar al del viaducto con cimentación superficial.

La cimentación de la pila se modeliza con elementos sólidos hexaédricos de 8 nodos de 1.00 x 1.00 x 1.00 m, basados en la formulación isoparamétrica estándar. También se incluye en el modelo las tierras de alrededor del estribo y alrededor de los encepados y pilotes. Así mismo, se incluye una franja de 14 m alrededor de las

cimentaciones, es decir, como los encepados tienen un ancho de 6 m, la anchura de la franja de terreno discretizada es de 34 m ($6 + 2 \times 14$). El espesor de terreno (profundidad incluida en la discretización) en la zona intermedia es de 10 m mayor a la longitud de los pilotes. Esta zona aumenta en la zona de los estribos, por la geometría peculiar del terreno en esta zona.

Se consideran dos estratos de terreno de rigideces distintas, uno más superficial y menos rígido, cuya potencia será variable a lo largo del estudio, y otro más profundo de espesor indefinido que incluye 10 m de terreno por debajo de la punta de los pilotes. Los pilotes se empotran en el estrato rígido 10 m. Las potencias del estrato blando que se estudian son de 4, 6, 8, 10, 12, 14 y 16 m, y dado que el encepado tiene 2 m de espesor y los pilotes se empotran 10 m de longitud en el estrato rígido, supone que las longitudes de pilotes estudiadas serán de 12, 14, 16, 18, 20, 22 y 24 m. La altura total del terreno modelizado será, por tanto, de 24, 26, 28, 30, 32, 34 y 36 m respectivamente.

Se estudian a su vez tres tipos de estratos distintos en base a su rigidez, en todos los casos se dispone un terreno de menor rigidez en el estrato más superficial, y un terreno de mayor rigidez en el estrato profundo.

Si nos centramos en la cimentación de la pila central, en el caso de pilotes de 12 m de longitud su masa corresponde a $25 \times \left(6 \times 6 \times 2 + \frac{4 \times 12 \times 1.5^2}{4} \right) = 2475 kN$ mientras que la masa del terreno que se encuentra alrededor es de $20 \times (34 \times 30 \times 24 - 99) = 487620 kN$, lo que representa una relación entre la masa del terreno y la de los pilotes de 197, que verifica la relación que se propone para este parámetro en el análisis del modelo simple. Para el caso de pilotes de 24 m esa relación aumenta a 232. Las condiciones de contorno en la cara inferior y los laterales del terreno se corresponden con la restricción de los desplazamientos perpendiculares a la cara.

5.2. Resultados y discusión de los resultados

5.2.1. Tablero Aislado

Con este modelo se han realizado dos tipos de análisis distintos. Mediante superposición modal integrando 100 modos o a través de análisis de integración directa usando el método de Newmark.

En el análisis de superposición modal la masa movilizada correspondiente a los grados de libertad de desplazamiento vertical es del 90,24 %. Este dato es indicativo de

que la simplificación correspondiente a la superposición modal es suficientemente precisa (apartado 4.2.4.1 de NCSP-07) (Ministerio de Fomento 2008).

De los análisis realizados se obtiene la respuesta de todo el tablero a lo largo de todo el tiempo que cada tren tarde en atravesar la estructura, y suficiente tiempo después de que lo abandona, como para que la respuesta se haya amortiguado.

De toda esa información vamos a focalizar la atención en la respuesta de un nodo que se encuentra situado en el centro del segundo vano, y justo debajo de la vía por la que circulan las composiciones. De todo el registro de desplazamientos que se obtienen, a continuación se representa el descenso máximo obtenido para cada uno de los trenes del modelo HSLM (ERRI D214.2 2002), y para cada velocidad de paso estudiada (Figura 5.17). Como se puede observar no aparecen ampliaciones apreciables de la respuesta hasta los 270 km/h que es significativamente parecida a los 272.73 km/h que corresponden a tomar como distancia característica la longitud del coche del tren tipo A1 y la primera frecuencia natural de vibración.

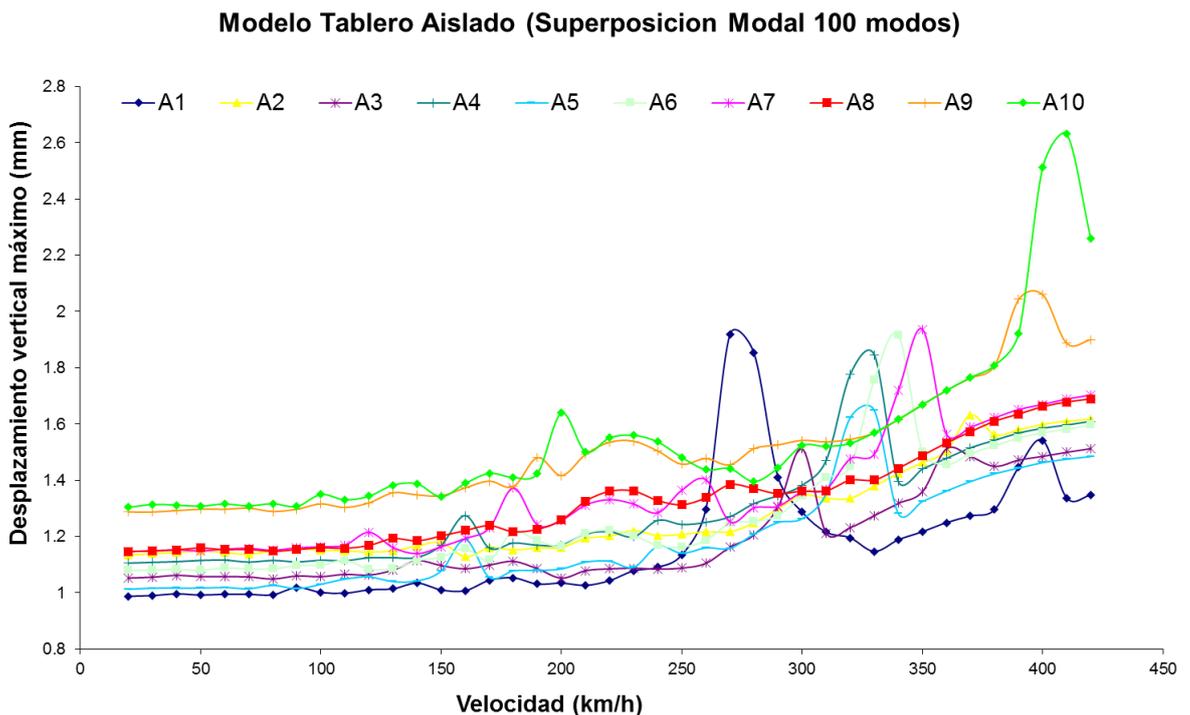


Figura 5.17. Descensos máximos en el modelo de tablero aislado por superposición modal.

A velocidades crecientes se reproduce el fenómeno en otros trenes con longitudes de coche mayores, siendo la máxima amplificación observada, la correspondiente al tren A10 a 410 km/h, que llega a duplicar la respuesta estática. Un parámetro de interés es precisamente el coeficiente de impacto, que es una medida del carácter dinámico de la respuesta (CEN, Comité Europeo de Normalización 2004; Ministerio de Fomento 2010; ERRI D214.2 2002; Alarcón 1971), los valores aquí contemplados corresponden a la relación entre la máxima respuesta obtenida y la respuesta estática del mismo tren, que no debe confundirse con el que define la normativa (Ministerio de Fomento 2010), que toma como respuesta estática la producida por el tren UIC-71.

En este caso el coeficiente de impacto que se obtiene será:

$$\delta_{\text{din,real}} = 2.631 \text{ mm} \quad (\text{correspondiente al tren A10 circulando a 410 km/h})$$

$$\delta_{\text{est,tipo}} = 1.308 \text{ mm} \quad (\text{Tren A10 análisis estático})$$

$$\Phi = \frac{2.631}{1.308} = 2.011$$

Para el análisis directo por el método de Newmark se han considerado los parámetros de amortiguamiento estructural y numérico indicados en el apartado 5.1.1. y 5.1.2 obteniendo los descensos máximos de la Figura 5.18.

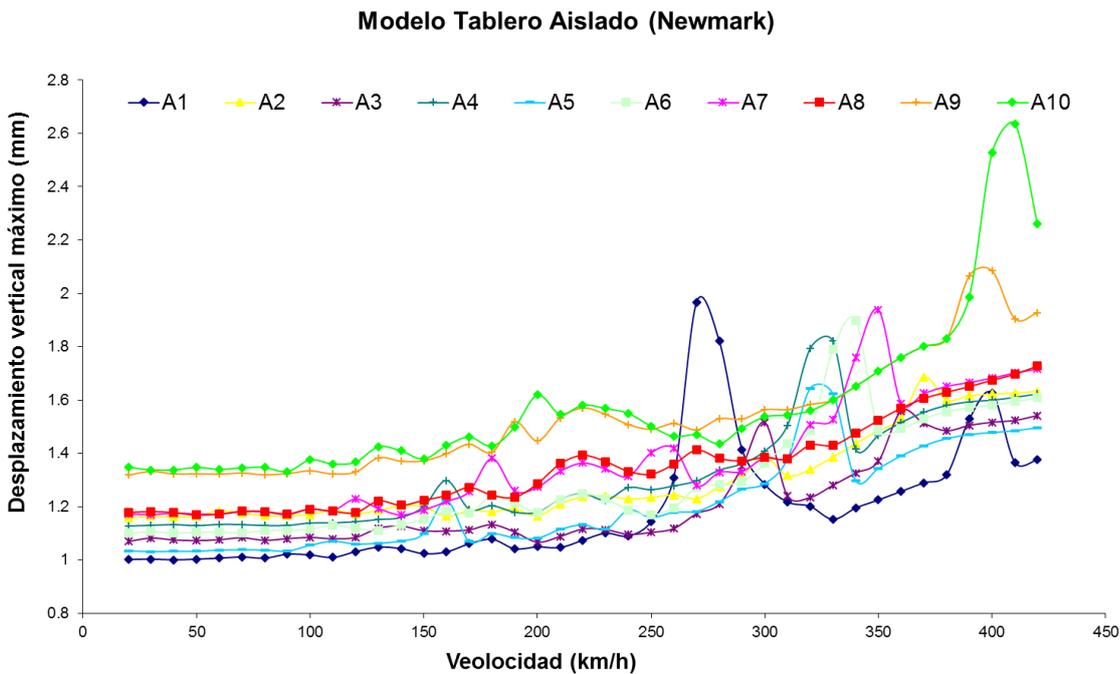


Figura 5.18. Descensos máximos en el modelo de tablero aislado por integración directa

En este caso el coeficiente de impacto que se obtiene será:

$$\delta_{\text{din,real}} = 2.637 \text{ mm} \quad (\text{correspondiente al tren A10 circulando a } 410 \text{ km/h})$$

$$\delta_{\text{est,tipo}} = 1.308 \text{ mm} \quad (\text{Tren A10 análisis estático})$$

$$\Phi = \frac{2.637}{1.308} = 2.016$$

La diferencia entre ambos resultados es del 0.228 %, pero independientemente de ello si comparamos ambas gráficas se ve a simple vista un resultado muy parejo entre ambas formulaciones, con máximos del mismo orden en los mismos rangos para todas las composiciones. Se evidencia de los resultados que el comportamiento dinámico de este tipo de estructuras, así modelizadas, están fuertemente condicionado por los primeros modos de vibración vertical.

5.2.2. Modelo completo con cimentaciones directas

El modelo completo, incluyendo además del tablero, las pilas y estribos con suficiente precisión (elementos placas y elementos sólidos), y una franja de terreno adecuada (170 x 30 x 8 m), modelizada con elementos sólidos, resulta inabordable computacionalmente, por un coste excesivo en tiempo de procesamiento, mediante análisis por integración directa (72 horas de cálculo para cada uno de los 410 transitorios de estudio).

Por esta razón, en lo que sigue, hemos utilizado de forma genérica el método de análisis por superposición modal asegurando que el número de modos es suficiente.

Conviene recordar que, como se puso de manifiesto al analizar los modelos simples de zapata aislada en el apartado 3.2.1, los modelos que simulan sólidos no tienen un comportamiento preferencial asociado a los modos de frecuencias más bajas, por lo que se hará necesario un estudio de convergencia.

Para esta comprobación se ha realizado un estudio de sensibilidad al número de modos con 12, 25, 50, 100, 200 y 300 modos, verificando la convergencia de los resultados.

5.2.2.1. Análisis de sensibilidad al número de modos

La herramienta de análisis utilizada ha sido SAP2000, usando el modelo descrito en el apartado 5.1.2, con un terreno con módulo de elasticidad 30 MPa. Lógicamente el coste computacional crece con el número de modos incluidos en el análisis, por lo que será interesante ser cuidadoso con este parámetro.

El porcentaje de masa movilizada asociada los grados de libertad de desplazamiento vertical es del 13,96 %; 37,95 %; 48,99 %; 56,18 %; 80,73 % y 86,29 %.

En las gráficas (Figura 5.19, Figura 5.20, Figura 5.21, Figura 5.22, Figura 5.23 y Figura 5.24) se representan los descensos máximos para cada velocidad y cada tren en el punto de estudio. En todas ellas se ha mantenido la escala vertical para hacer más clara la comparativa, a pesar de que las primeras no aportan mucha información a esa escala, por la menor magnitud de la respuesta, y en las últimas el eje vertical podría visualizar desplazamientos máximos a partir de 1 mm.

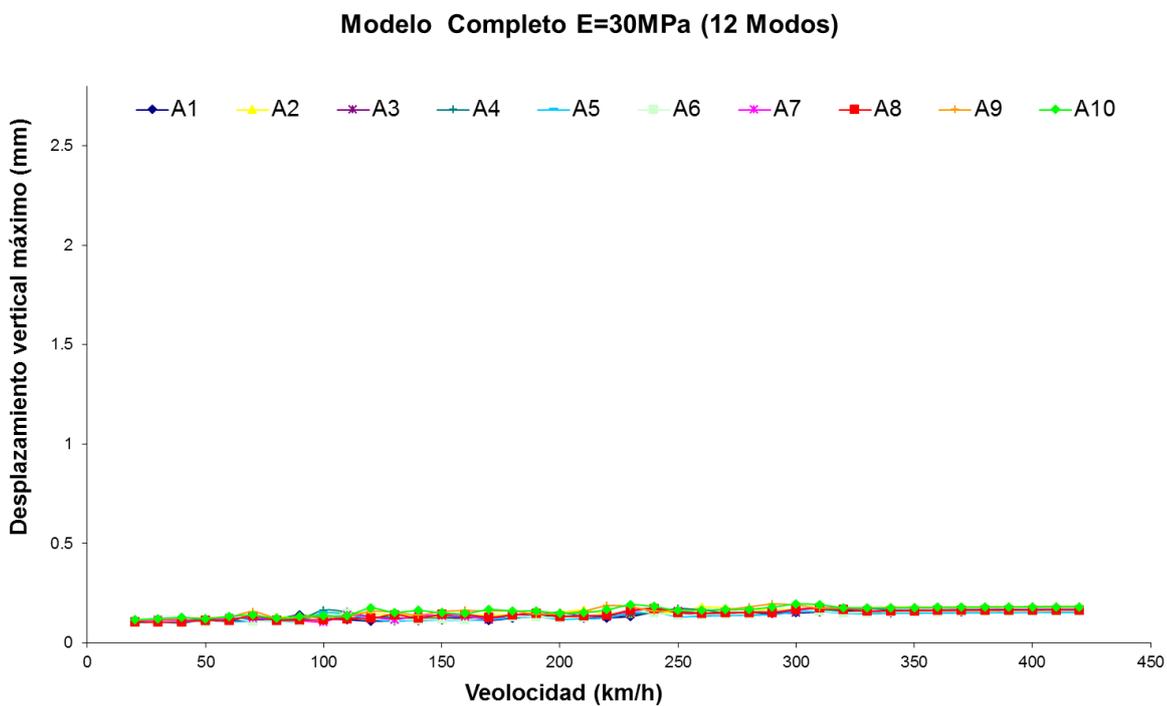


Figura 5.19. Descensos máximos del viaducto con cimentación superficial.
Análisis con 12 modos.

El coeficiente de impacto que se obtiene será:

$$\delta_{\text{din,real}} = 0.194 \text{ mm} \quad (\text{correspondiente al tren A10 circulando a } 300 \text{ km/h})$$

$$\delta_{\text{est,tipo}} = 2.189 \text{ mm} \quad (\text{Tren A10 análisis estático})$$

$$\Phi = \frac{0.194}{2.189} = 0.089$$

Modelo Completo E=30MPa (25 Modos)

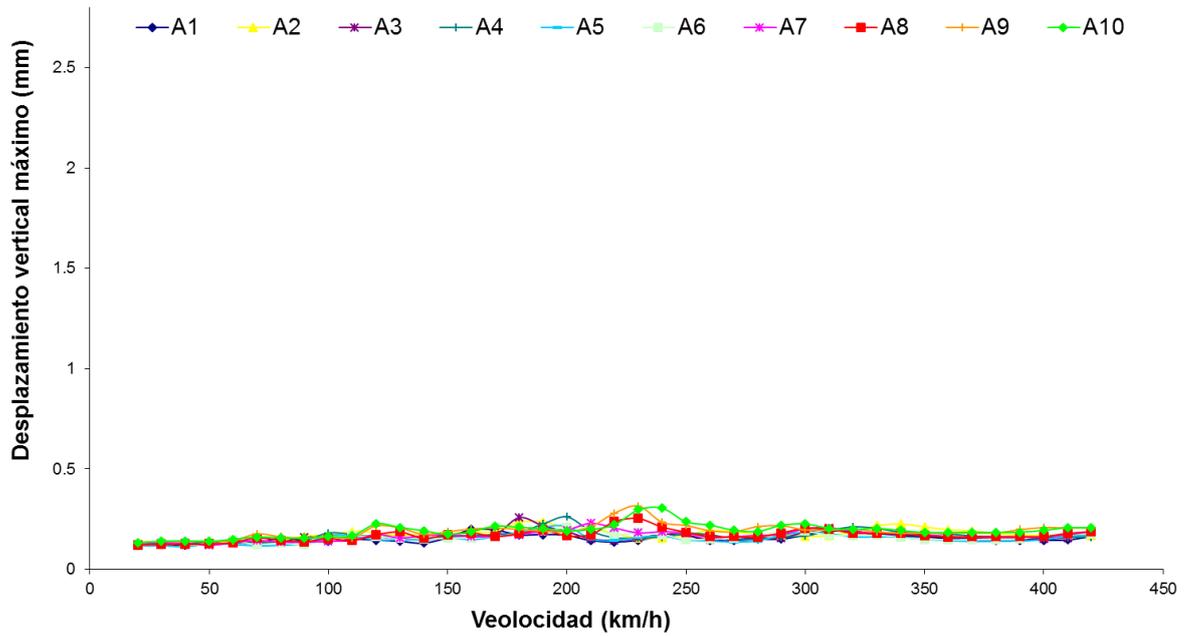


Figura 5.20. Descensos máximos del viaducto con cimentación superficial.
Análisis con 25 modos.

El coeficiente de impacto que se obtiene será:

$$\delta_{\text{din,real}} = 0.315 \text{ mm} \quad (\text{correspondiente al tren A9 circulando a } 230 \text{ km/h})$$

$$\delta_{\text{est,tipo}} = 2.189 \text{ mm} \quad (\text{Tren A10 análisis estático})$$

$$\Phi = \frac{0.315}{2.189} = 0.144$$

Modelo Completo E=30MPa (50 Modos)

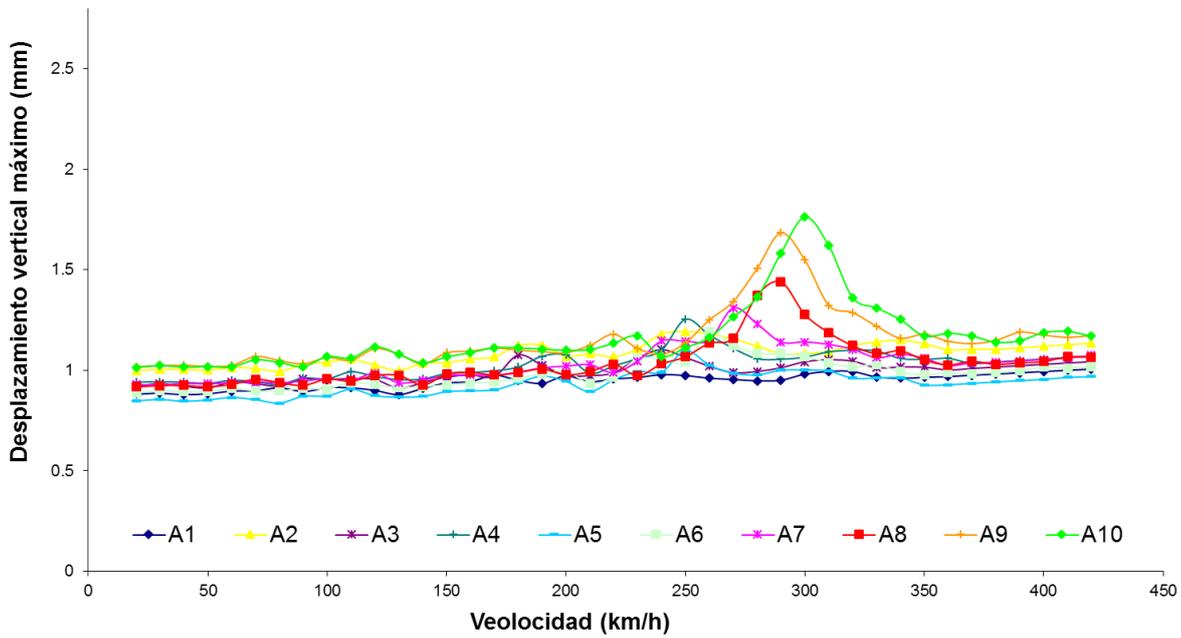


Figura 5.21. Descensos máximos del viaducto con cimentación superficial.
Análisis con 50 modos.

El coeficiente de impacto que se obtiene será:

$$\delta_{\text{din,real}} = 1.762 \text{ mm} \quad (\text{correspondiente al tren A10 circulando a } 300 \text{ km/h})$$

$$\delta_{\text{est,tipo}} = 2.189 \text{ mm} \quad (\text{Tren A10 análisis estático})$$

$$\Phi = \frac{1.762}{2.189} = 0.805$$

Modelo Completo E=30MPa (100 Modos)

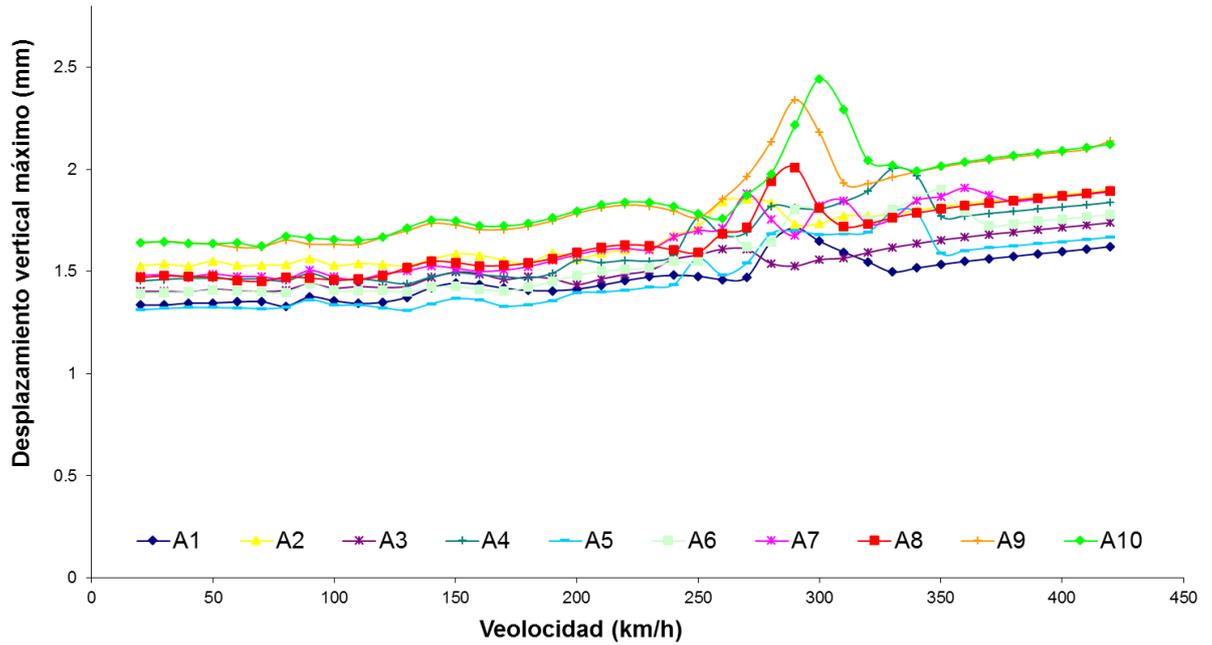


Figura 5.22. Descensos máximos del viaducto con cimentación superficial.
Análisis con 100 modos.

El coeficiente de impacto que se obtiene será:

$$\delta_{\text{din,real}} = 2.441 \text{ mm} \quad (\text{correspondiente al tren A10 circulando a } 300 \text{ km/h})$$

$$\delta_{\text{est,tipo}} = 2.189 \text{ mm} \quad (\text{Tren A10 análisis estático})$$

$$\Phi = \frac{2.441}{2.189} = 1.115$$

Modelo Completo E=30MPa (200 Modos)

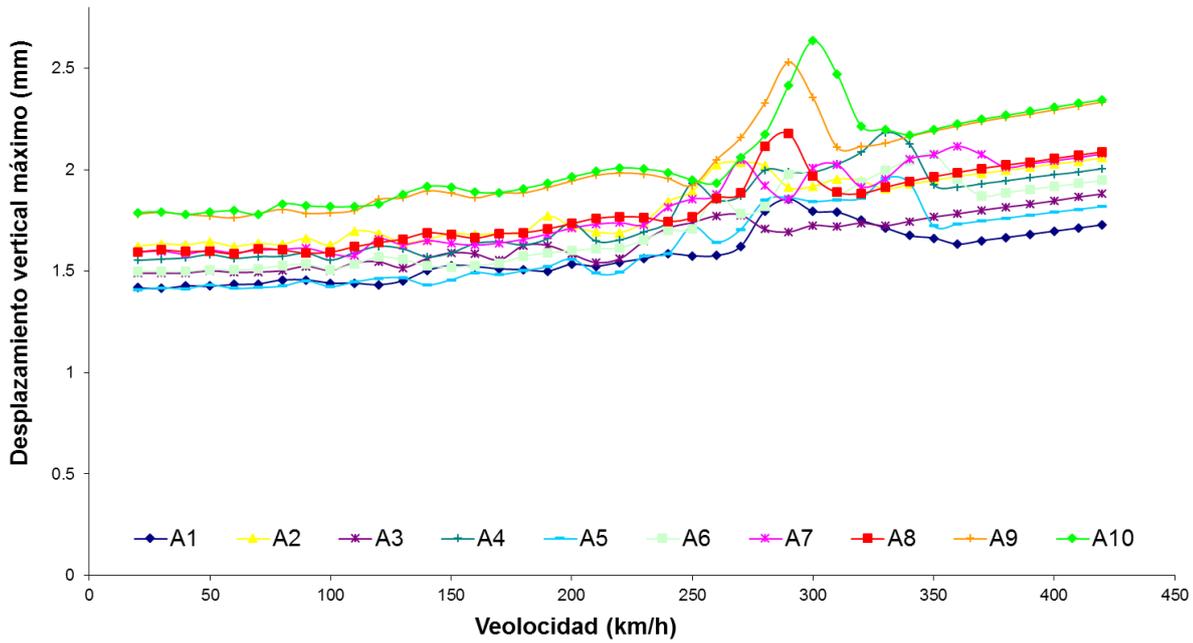


Figura 5.23. Descensos máximos del viaducto con cimentación superficial.
Análisis con 200 modos.

El coeficiente de impacto que se obtiene será:

$$\delta_{din,real} = 2.634 \text{ mm} \quad (\text{correspondiente al tren A10 circulando a } 300 \text{ km/h})$$

$$\delta_{est,tipo} = 2.189 \text{ mm} \quad (\text{Tren A10 análisis estático})$$

$$\Phi = \frac{2.634}{2.189} = 1.204$$

Modelo Completo E=30MPa (300 Modos)

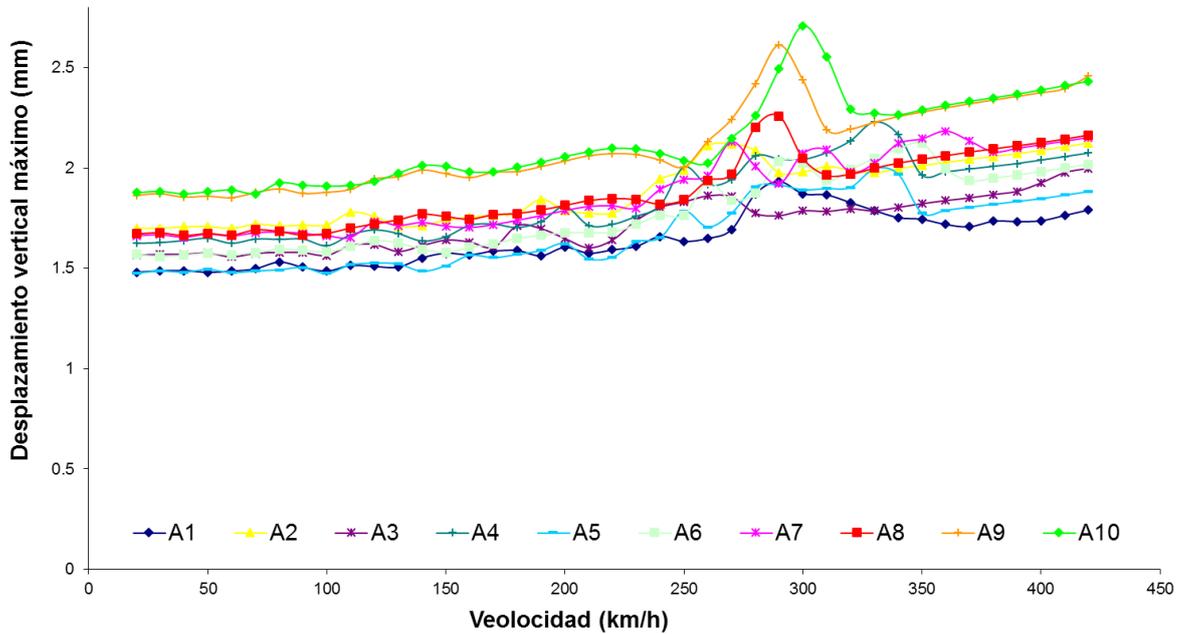


Figura 5.24. Descensos máximos del viaducto con cimentación superficial.
Análisis con 300 modos.

El coeficiente de impacto que se obtiene será:

$$\delta_{\text{din,real}} = 2.709 \text{ mm} \quad (\text{correspondiente al tren A10 circulando a } 300 \text{ km/h})$$

$$\delta_{\text{est,tipo}} = 2.189 \text{ mm} \quad (\text{Tren A10 análisis estático})$$

$$\Phi = \frac{2.709}{2.189} = 1.238$$

El resultado es muy parecido independientemente de que tomemos 100, 200 ó 300 modos, de hecho, la diferencia en el coeficiente de impacto sólo supone un 2.77 % de 200 a 300 modos y ello a pesar de incluir en el modelo el terreno. Ello corrobora que los errores que se cometen por hacer un análisis por superposición modal no son apreciables en absoluto, para este caso, a partir de 200 modos, lo que permite abordar el análisis con un coste computacional razonable.

Como en el caso del tablero aislado si comparamos las gráficas podemos apreciar un resultado muy parejo entre los tres análisis, con máximos del mismo orden en los mismos rangos para todas las composiciones. No puede decirse lo mismo para los análisis realizados con 12, 25 o incluso 50 modos.

Es habitual encontrar en la literatura criterios de convergencia basados en la masa movilizada (mayor del 90%) o frecuencias de excitación (que cubran el rango hasta los 30 Hz) (Ministerio de Fomento 2008). Esto puede elevar considerablemente el coste computacional, en nuestro caso se necesitan 414 modos para incluir el 90% de la masa movilizada y más de 2000 modos para alcanzar la frecuencia natural de 30 Hz.

En estos casos es útil realizar un análisis por integración directa, para el caso que se considere más relevante.

El análisis por integración directa del tren A10 a 300 km/h ha producido un descenso máximo de 2.749 mm, lo que supone un coeficiente de impacto de 1.256 que es sólo un 1.5 % mayor que el correspondiente al análisis por superposición modal con 300 modos.

5.2.2.2. *Análisis de sensibilidad a la rigidez del terreno.*

Para poder constatar hasta qué punto el modelo de la subestructura y el terreno son importantes o influyentes en la respuesta dinámica de la estructura, vamos a analizar el modelo con terrenos de diferentes rigideces.

Para la elección de las rigideces del terreno en este modelo que pretende ser más realista, nos vamos a basar en la caracterización que del mismo se hace en las diferentes normas sísmicas (Ministerio de Fomento 2008; CEN 2011; ASCE/SEI 2010; AASHTO 2010), es decir a partir de la velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales. Hemos elegido como velocidades tipo 100 m/s, 300 m/s, 575 m/s y 800 m/s, que se encuentran cada una de ellas en el rango de los suelos tipo I, II, III o IV de la normativa sísmica española (Ministerio de Fomento 2008), o del tipo B, C, D o E de la normativa americana (ASCE/SEI 2010).

A esas velocidades de propagación de las ondas transversales, con un módulo de Poisson de 0.35 les corresponden unos módulos de elasticidad de 55 MPa, 500 MPa, 1800 MPa y 3500 MPa. Se realiza un análisis por superposición modal con 200 modos a la vista de los resultados obtenidos en el apartado anterior.

El porcentaje de masa movilizada para los cuatro estudios es similar, del 56.18 %, pero no lo es la respuesta estructural, tal como se desprende de las gráficas (Figura 5.25, Figura 5.26, Figura 5.27 y Figura 5.28) que representan los desplazamientos máximos de cada uno de los trenes del modelo HSLM para cada velocidad.

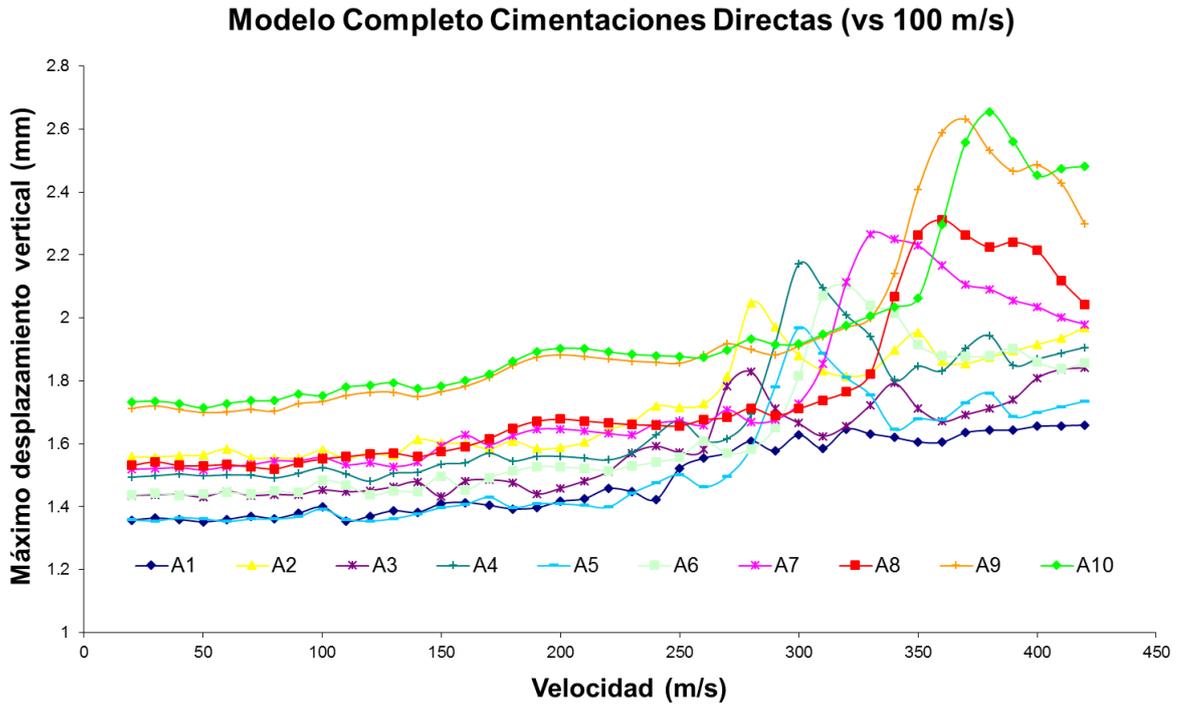


Figura 5.25. Descensos máximos del viaducto con cimentación superficial.
Terreno con $V_s = 100$ m/s.

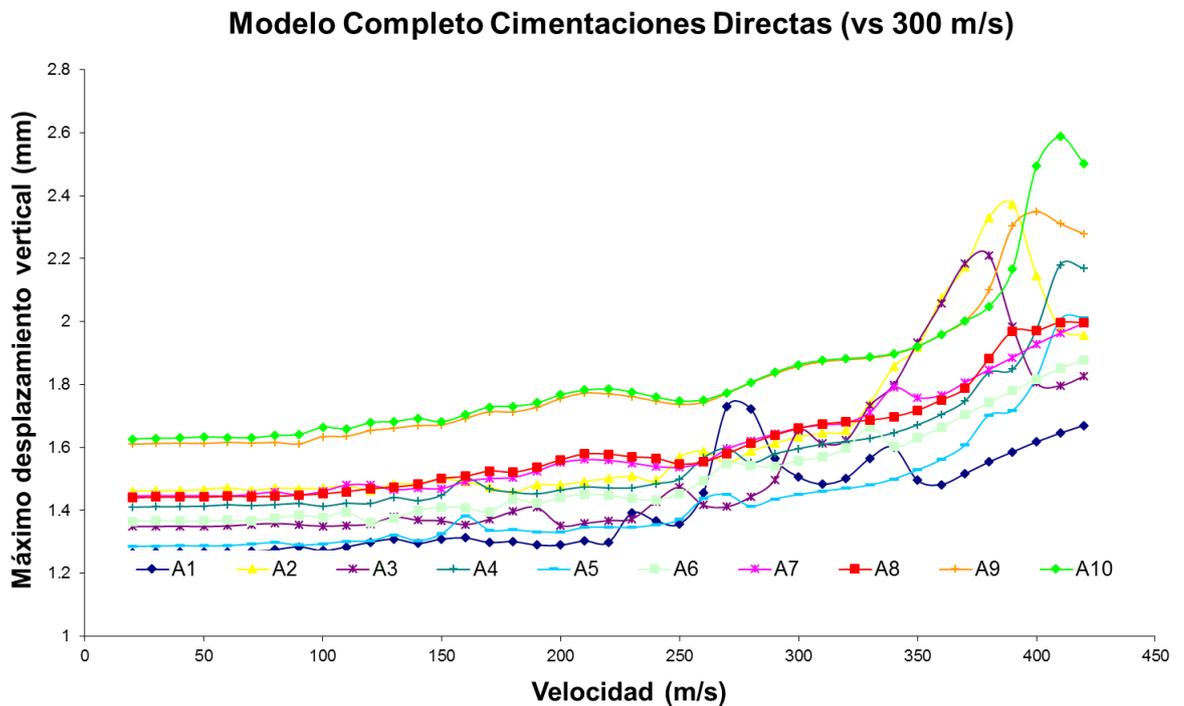


Figura 5.26. Descensos máximos del viaducto con cimentación superficial.
Terreno con $V_s = 300$ m/s.

Modelo Completo Cimentaciones Directas (vs 575 m/s)

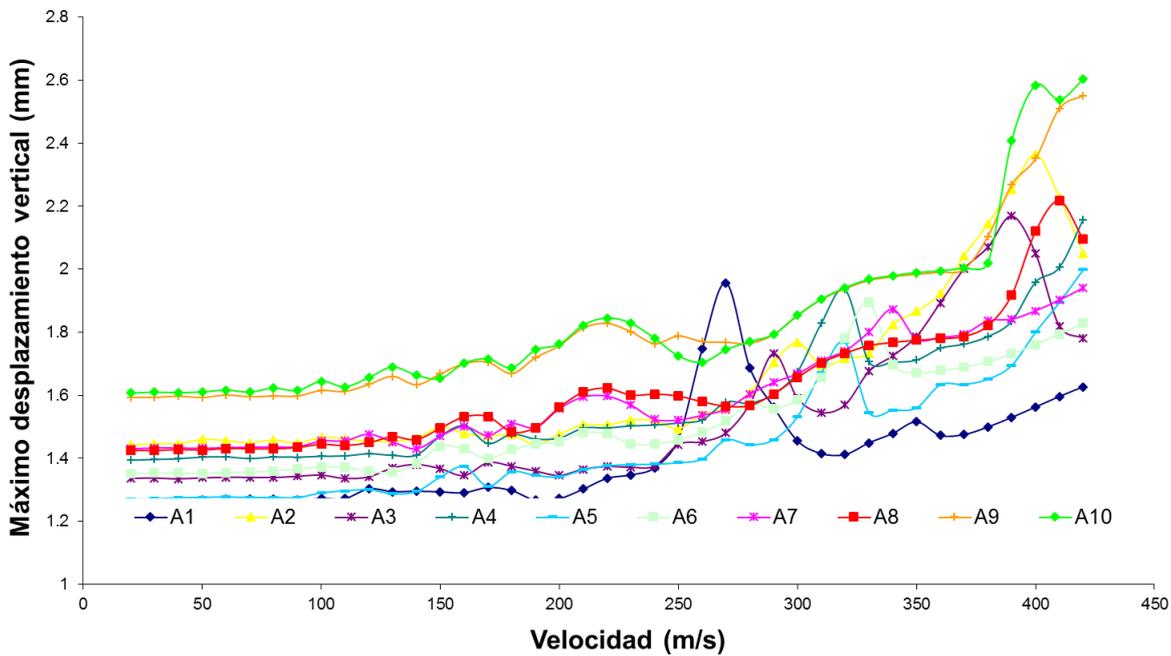


Figura 5.27. Descensos máximos del viaducto con cimentación superficial.
Terreno con $V_s = 575$ m/s.

Modelo Completo Cimentaciones Directas (vs 800 m/s)

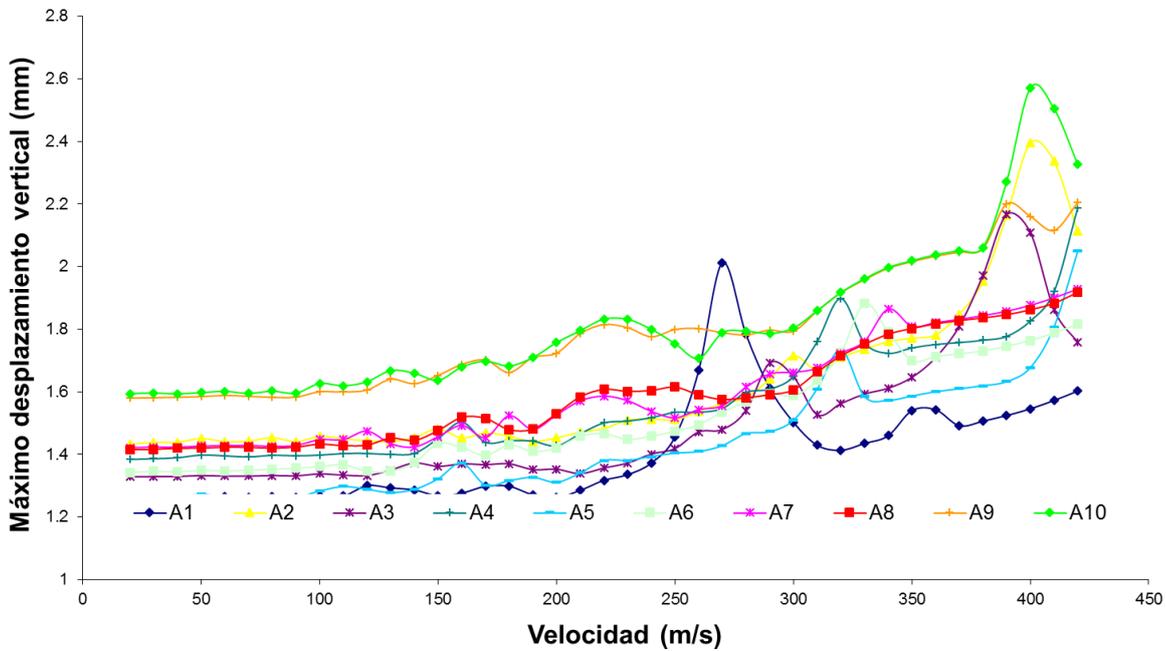


Figura 5.28. Descensos máximos del viaducto con cimentación superficial.
Terreno con $V_s = 800$ m/s.

Se aprecia un movimiento de las velocidades a las que aparecen las resonancias, hacia velocidades más altas cuando aumenta la rigidez del terreno, pero sólo se manifiesta con claridad en los terrenos más flexibles.

El comportamiento es diferente en función del tren que se analice, por ejemplo, si observamos el tren A₁, en el rango de los 270 km/h muestra respuesta resonante para el modelo de tablero aislado y en los terrenos más rígidos, pero desaparece en el terreno más blando y queda bastante amortiguado en el terreno de 300 m/s de velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales.

El tren A₂ tiene un efecto resonante no muy marcado a 280 km/h en el terreno de 100 m/s, es más marcado a 390 km/h con terreno de 300 m/s se mantiene para el terreno de 575 m/s pero a 400 km/h, se incrementa para el caso de 800 m/s también a 400 km/h y desaparece en el modelo de tablero aislado.

Se ha realizado un análisis directo de los casos en los que se producen las mayores respuestas, concretamente el tren A-10 a 380 km/h para el terreno de 100 m/s, a 410 km/h para el terreno de 300 m/s, a 420 km/h para el terreno de 575 m/s y a 400 km/h para el terreno de 800 m/s. También se ha obtenido la flecha estática del tren A₁₀ en cada uno de los modelos, con lo que finalmente se puede deducir el coeficiente de impacto en cada análisis. En la Tabla 5.1 se indican los resultados.

Tabla 5.1. Coeficientes de impacto para los modelos de viaducto con cimentaciones superficiales.

Modelo	δ estática (mm)	δ dinámica (mm)	Φ
Tablero Asilado	1.308	2.637	2.017
$V_s = 100$ m/s	1.913	2.643	1.382
$V_s = 300$ m/s	1.592	2.501	1.571
$V_s = 575$ m/s	1.549	2.709	1.749
$V_s = 800$ m/s	1.537	2.514	1.636

Se aprecian notables diferencias derivadas de la inclusión o no en el modelo de las cimentaciones y el terreno circundante, llegando a ser en el caso estudiado de hasta el 31.48 % de disminución en el factor de impacto.

La disminución es más notable para los terrenos más flexibles, pero la tendencia no es clara para los terrenos más rígidos, aunque en todos los casos el descenso respecto del resultado del tablero aislado es notable.

Se concluye que el terreno amortigua la respuesta dinámica y disminuye el factor de impacto en todos los casos.

5.2.3. Modelo completo con cimentaciones profundas

Como en el caso de las cimentaciones superficiales, el modelo completo resulta inabordable computacionalmente, por un coste excesivo en tiempo de procesamiento, mediante análisis por integración directa.

Este es el motivo de que como en el caso anterior la mayor parte del estudio se hace por superposición modal.

Siguiendo las pautas ya expresadas, hemos procedido a realizar un análisis de sensibilidad al número de modos, incluyendo 100, 200, 300, 400, 500 o 600 modos.

5.2.3.1. Análisis de sensibilidad al número de modos

La herramienta de análisis utilizada ha sido SAP2000, con el modelo descrito en el apartado 2. Este estudio de sensibilidad se realiza para un viaducto cimentado en un terreno que se compone de un estrato superficial de 10 m de espesor y una velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales de 100 m/s sobre otro estrato de profundidad indefinida y 800 m/s de velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales.

La frecuencia natural asociada al modo 600 es de 10.46 Hz y el porcentaje de masa movilizada asociada a los grados de libertad de desplazamiento vertical de los 600 primeros modos es del 43.36 %. En las Figura 5.29, Figura 5.30, Figura 5.31 y Figura 5.32 se representan los descensos máximos, para cada velocidad y cada tren en el punto de estudio, para los análisis realizados con 300, 400, 500 y 600 modos.

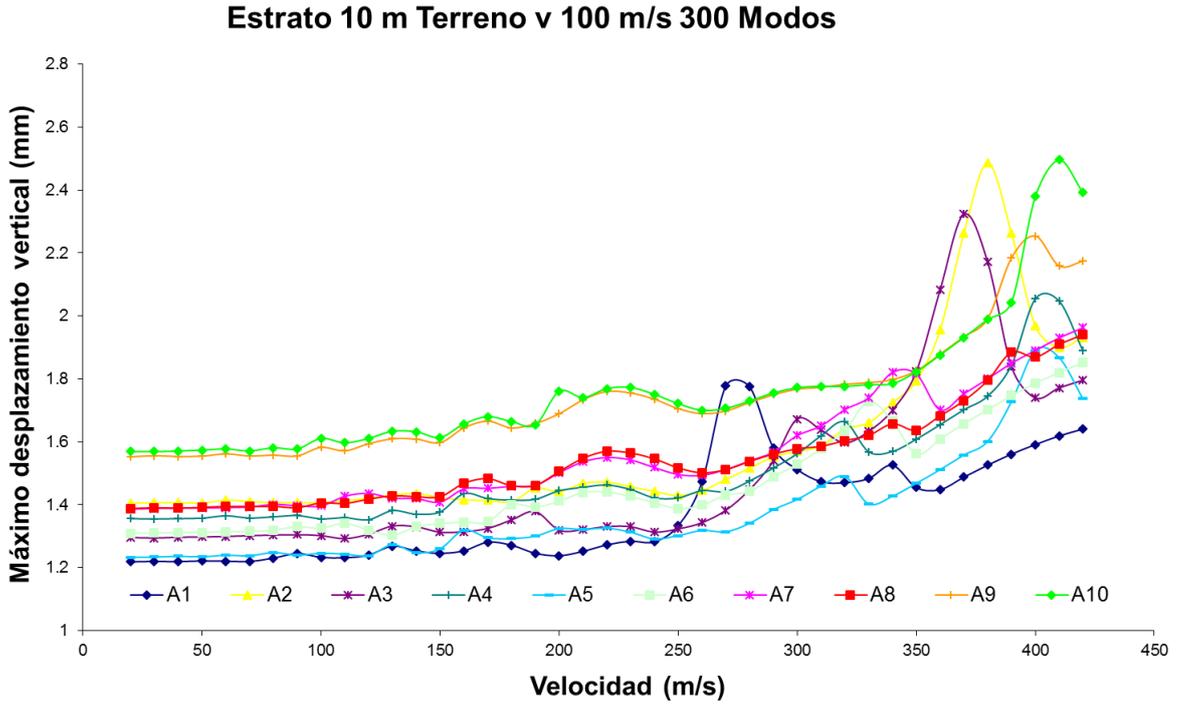


Figura 5.29. Descensos máximos del viaducto con cimentación profunda.
Análisis con 300 modos.

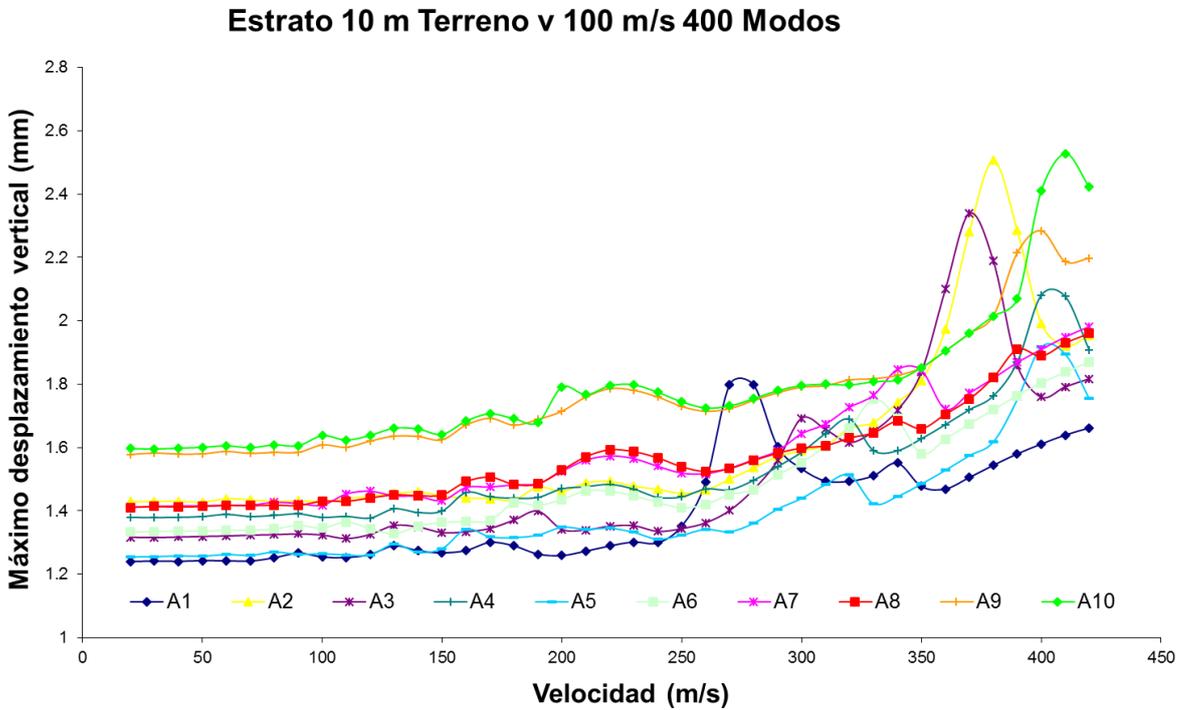


Figura 5.30. Descensos máximos del viaducto con cimentación profunda.
Análisis con 400 modos.

Estrato 10 m Terreno v 100 m/s 500 Modos

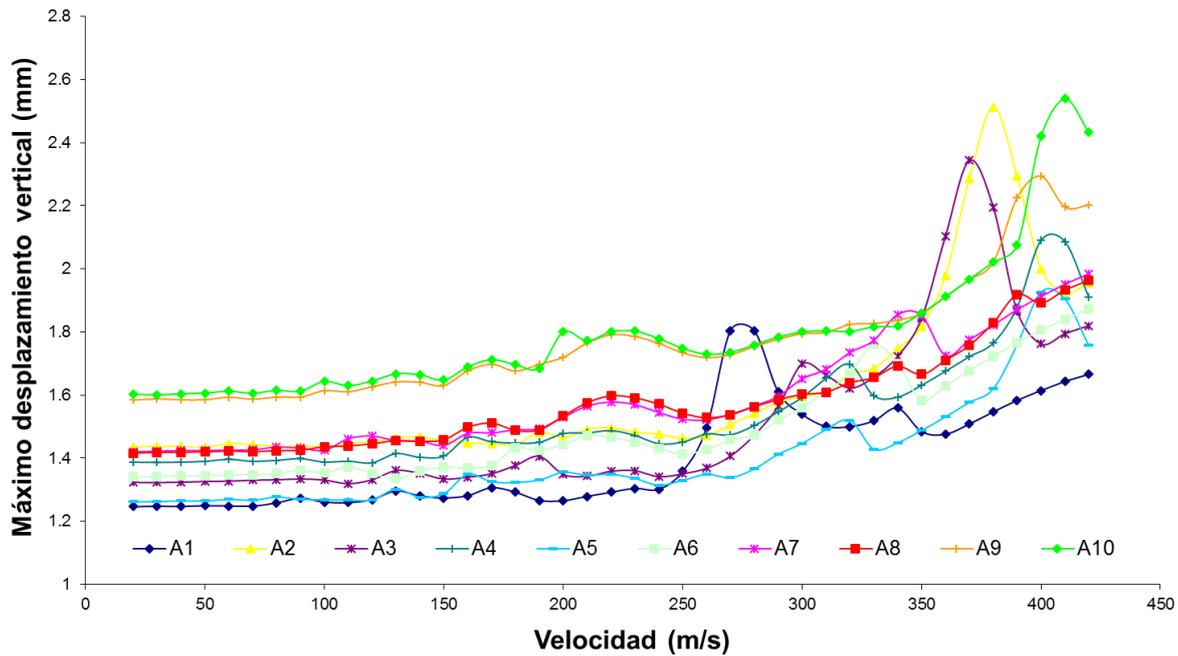


Figura 5.31. Descensos máximos del viaducto con cimentación profunda. Análisis con 500 modos.

Estrato 10 m Terreno v 100 m/s 600 Modos

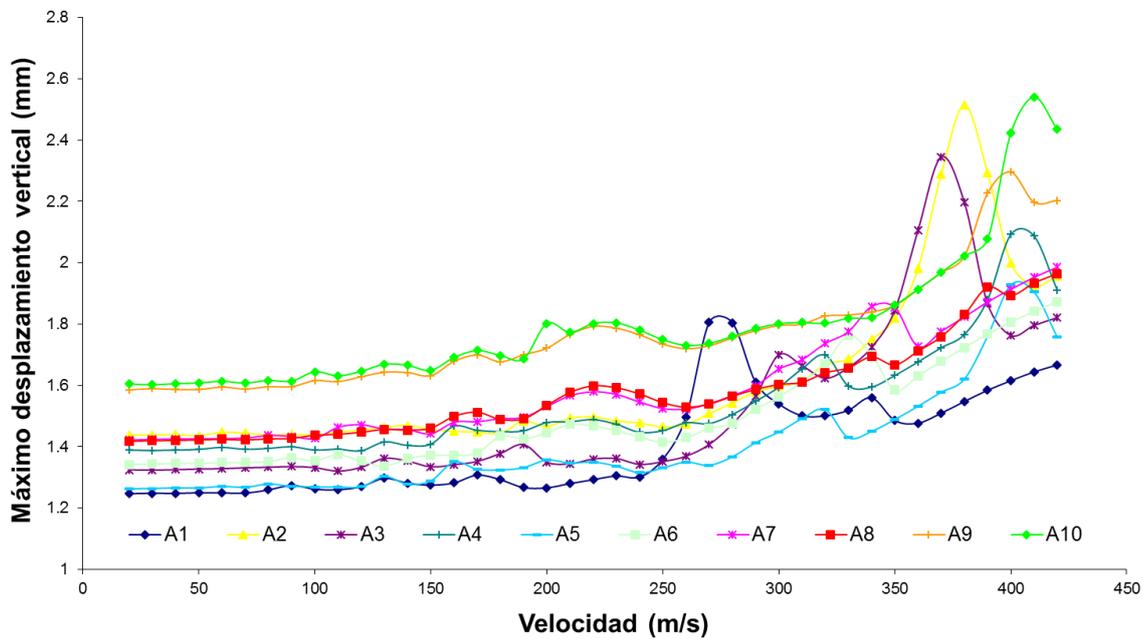


Figura 5.32. Descensos máximos del viaducto con cimentación profunda. Análisis con 600 modos.

El resultado cualitativo es muy parecido, independientemente de que tomemos 100, 200, 300, 400, 500 o 600 modos. Sin embargo, no lo es de forma cuantitativa. Las curvas mostradas en las Figura 5.29 a Figura 5.32 aparentan ser idénticas, solo que ligeramente desplazadas en la dirección vertical a pesar de mantener la escala.

Los valores máximos del descenso, que se encuentran asociados al tren A10 circulando a 410 km/h, son de 2.495 mm, 2.528 mm, 2.538 mm y 2.541 mm, para 300, 400, 500 y 600 modos respectivamente. Si se hace el análisis por integración directa de ese modelo, se obtiene un descenso máximo de 2.930 mm. El resultado que se obtiene con otras potencias de estrato blando o rigideces es similar.

La conclusión de este estudio es que a pesar de incluir 600 modos en el análisis el error que se comete en la estimación del desplazamiento máximo se mantiene por encima del 15 %, y ello con un coste computacional muy significativo. Sin embargo, a la luz de la similitud existente entre las distintas gráficas para distintos números de modos analizados, se deduce que este estudio permite localizar el caso de carga más desfavorable en cada modelo.

En conclusión, para el resto de análisis que se realizan se hará un estudio de la respuesta mediante superposición modal con 500 modos, y se completa el estudio por integración directa de los estados de carga dinámica más representativos, es decir, los trenes y a la velocidad que producen mayor respuesta.

5.2.3.2. *Análisis de sensibilidad a la rigidez del terreno.*

Como en el caso de cimentaciones directas, para poder constatar hasta qué punto el modelo de la subestructura y el terreno son importantes o influyentes en la respuesta dinámica de la estructura, vamos a analizar el modelo con terrenos de diferentes rigideces.

Para el estrato profundo se adopta, en todos los casos, un terreno con una velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales de 800 m/s, lo que supone un módulo de elasticidad de 3500 MPa. Se trata por tanto de un terreno tipo I (roca compacta, suelo cementado o granular muy denso) según NCSP-07 (Ministerio de Fomento 2008), o tipo A (roca u otra formación geológica similar a roca) según eurocódigo 8 (CEN 2012), o tipo B (rock) según ASCE-07 (ASCE/SEI 2010). Para el estrato más superficial se adoptan tres rigideces distintas y profundidades de 4, 6, 8, 10, 12, 14 y 16 m.

Las características del estrato superficial empleadas en los distintos modelos, son las que figuran en la Tabla 5.2, con la descripción que las distintas normas hacen de ellos.

Tabla 5.2. Tipos de terreno utilizados en el estrato superficial.

V_s m/s	E MPa	NCSP-07	EC-8	ASCE 7
100	55	IV suelo granular suelto o cohesivo blando	D suelos sueltos	E Soft clay soil
300	500	III suelo granular de compactación media o cohesivo firme	C arena densa	D Stiff soil
575	1800	II roca fracturada, suelo granular denso o cohesivo muy duro	B arena muy densa	C Very dense soil

En la Figura 5.33 se resumen, únicamente para los trenes que producen la mayor respuesta, los desplazamientos máximos obtenidos a través del análisis directo por el método de Newmark en cada uno de los escenarios estudiados.

Se agrupan los resultados para cada rigidez del terreno y se representan en función de la potencia del estrato superficial (flexible).

Se añade a modo de referencia en color rojo el desplazamiento máximo según el modelo de tablero aislado.

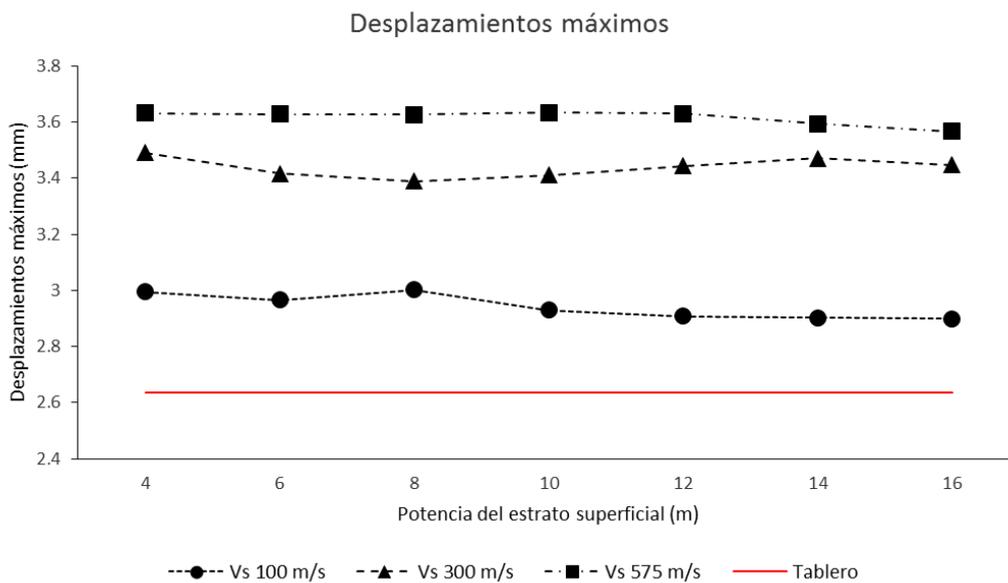


Figura 5.33. Desplazamientos máximos en función del espesor del estrato superficial.

En la Figura 5.34 se representan los mismos resultados agrupados por potencia del estrato más compresible, y representados en función de la rigidez del estrato superficial.

Desplazamientos máximos (mm)

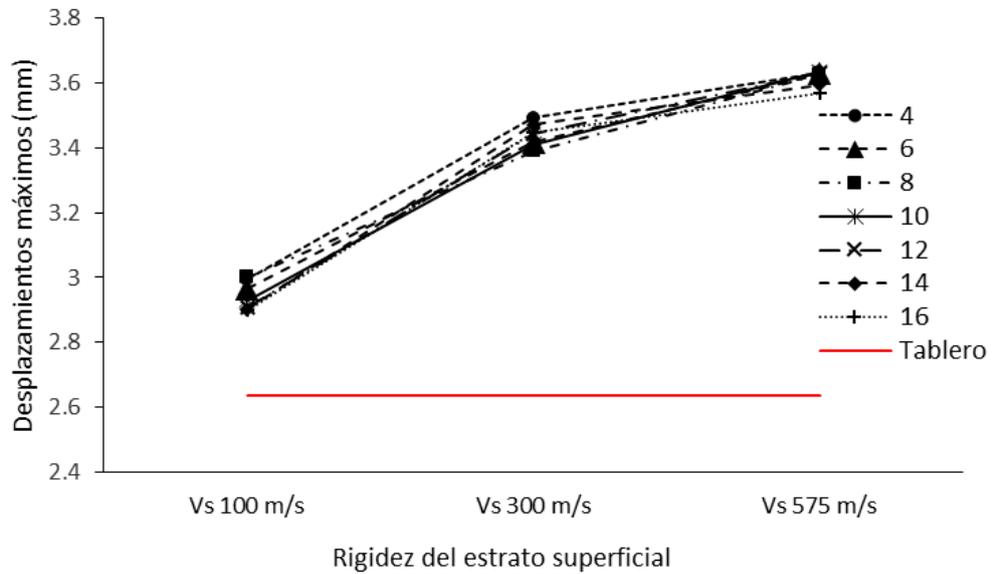


Figura 5.34. Evolución del descenso máximo con la rigidez del terreno para cada espesor del estrato superficial.

Se observa en todos los casos una mayor respuesta en los modelos con cimentaciones y terreno respecto del resultado obtenido con el modelo que sólo contempla el tablero. También se observa una muy pequeña dependencia de la potencia del estrato superficial, menos rígido. (Las líneas de la Figura 5.33 son prácticamente horizontales).

Por el contrario, sí se aprecia una mayor dependencia de la rigidez del terreno superficial, y además en el sentido de mayor desplazamiento a mayor rigidez, lo que va en contra de lo que debería ser el resultado en el caso de que la acción fuera estática. También es contradictorio con el hecho de que la respuesta que se obtiene con el modelo de tablero aislado, que vendría a simular un terreno infinitamente rígido, es menor, y no sigue por tanto la tendencia.

En la Figura 5.35 representamos el coeficiente de impacto, de forma agrupada para cada rigidez del estrato superficial, y presentamos los datos en función de la profundidad del estrato superficial. Las diferencias con el resultado de desplazamientos máximos son evidentes y están motivadas por el hecho de que el descenso estático también depende del modelo que se estudia.

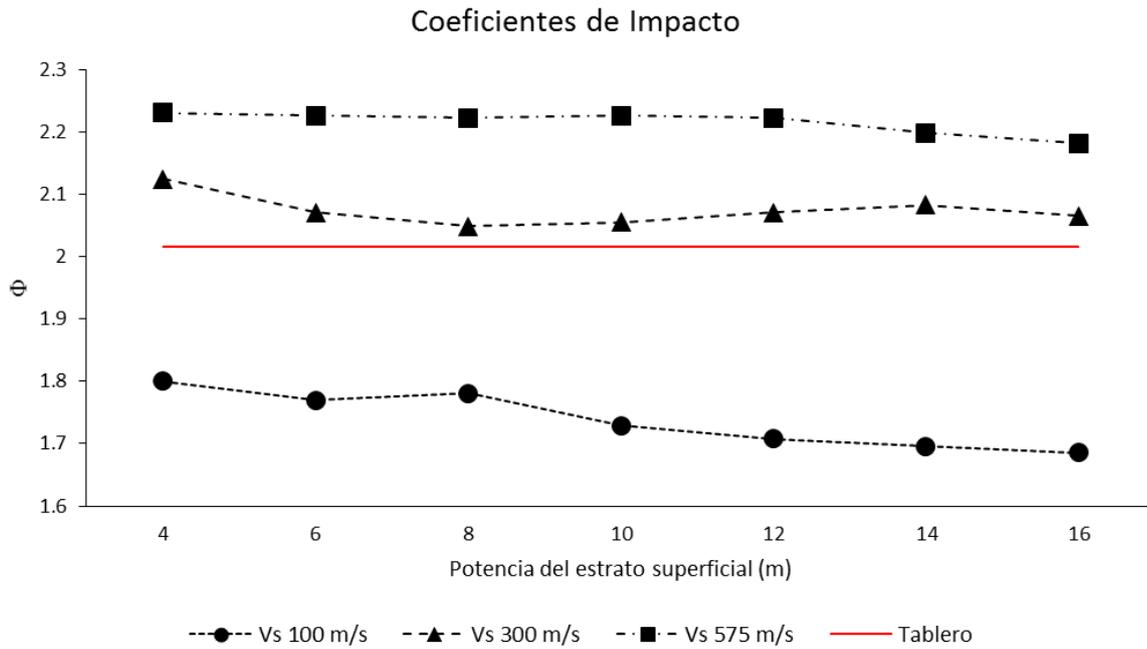


Figura 5.35. Coeficientes de impacto en función del espesor del estrato superficial.

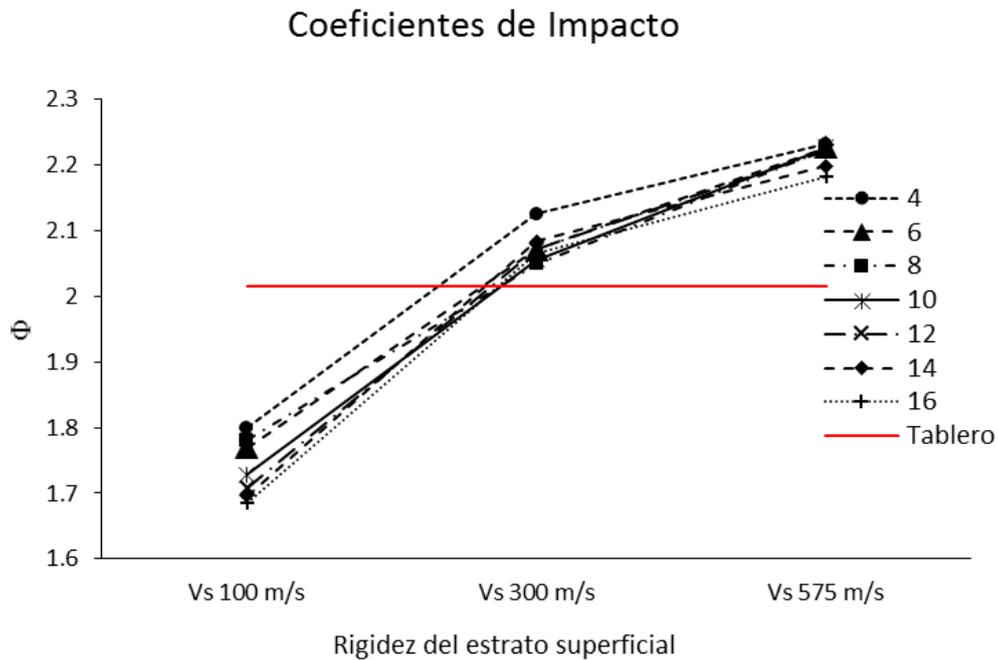


Figura 5.36. Evolución del coeficiente de impacto con la rigidez del terreno para cada espesor del estrato superficial.

El resultado que se aprecia ahora es que con un estrato superficial más flexible el coeficiente de impacto es menor que el que predice el modelo de tablero aislado, y además dicho coeficiente de impacto disminuye conforme aumenta la profundidad del estrato flexible, siendo éste el caso donde se aprecian las diferencias más marcadas debidas a dicha profundidad.

En los casos en los que el estrato superficial es más rígido, el modelo de tablero aislado subestima el coeficiente de impacto, tanto más cuanto más rígido es el terreno superficial, no existiendo una dependencia importante en estos casos de la potencia que el referido estrato tenga. Esto se aprecia con más claridad en la Figura 5.36, en la que hemos representado los mismos resultados agrupándolos por potencias del estrato, y representándolos en función de su rigidez.

Se pone de manifiesto, por otra parte, que para esta geometría al menos, terrenos más rígidos producen mayor amplificación dinámica que terrenos más flexibles, aunque dicho fenómeno es poco dependiente de la potencia del estrato flexible dentro del rango de estudio.

6. PUENTES DE PEQUEÑA LONGITUD

Una vez constatada la precisión de la metodología también vamos a hacer uso de ella para caracterizar la respuesta de puentes de luces cortas. En cierto modo ya se ha probado la eficacia en este análisis dado que el ensayo experimental del apartado 4 se hace sobre un puente de pequeña longitud (15.25 m de luz).

Como ya se comentó en la introducción, uno de los problemas más importantes que se plantean en las líneas de alta velocidad, bien las de nueva construcción, o bien las que se modernizan, es el comportamiento de las estructuras de luces cortas y medias, tal como se puso de manifiesto en (ERRI D214 RP9 2000). El énfasis en estas estructuras se hace en el estudio de las aceleraciones que afectan al mantenimiento de la vía debido a los problemas de desconsolidación del balasto, y al confort de los viajeros.

En este apartado queremos analizar la respuesta de este tipo de estructuras en base a algunos parámetros como puede ser la luz, o la rigidez del terreno, con el ánimo de valorar los casos que son más sensibles a los problemas mencionados y poder extraer pautas a la hora de proyectar estas estructuras.

También queremos poner de manifiesto la mayor o menor necesidad de refinar el análisis de este tipo de estructuras incluyendo en el estudio el comportamiento del terreno, porque no debe perderse de vista que, al ser puentes de luces pequeñas, no tienen la entidad suficiente para que soporten un estudio muy costoso, o no de la envergadura que podría soportar un puente de gran luz, con gran presupuesto para su proyecto y construcción.

Siguiendo la metodología descrita en los apartados anteriores, se pretende realizar un estudio paramétrico de la influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento dinámico de puentes de ferrocarril de luces cortas en base a dos parámetros fundamentales, la luz del puente y la rigidez del terreno sobre el que se cimenta.

Todos los puentes en estudio cuentan con un único vano que salva la luz elegida en cada caso, apoyándose en dos estribos cerrados convencionales que transmiten directamente las cargas al terreno.

En una primera fase analizaremos la respuesta de los tableros simplemente apoyados sobre los estribos, es decir, incluyendo en el modelo sólo el tablero, para después modelizar también los estribos y una franja del terreno alrededor del puente.

La tipología estructural elegida es la de losa maciza para cantos inferiores a 1 m o con aligeramiento circular para cantos mayores. Es, por tanto, la misma tipología de tablero que la que se ha usado en los modelos de viaducto con cimentación superficial o profunda. Lógicamente la anchura del tablero, disposición de las vías y resto de elementos funcionales se mantienen invariantes a lo largo del estudio. Así mismo también es constante la sección transversal del puente en toda su longitud (Figura 6.1).

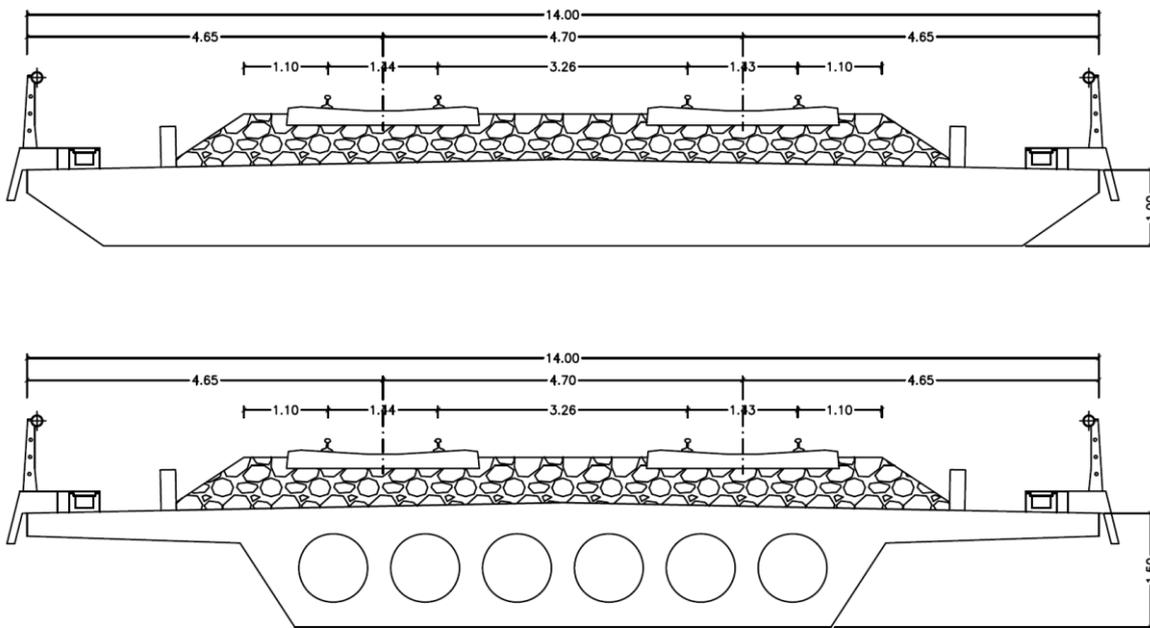


Figura 6.1. Sección transversal tipo de los tableros de puentes de luces cortas.

La relación canto/luz es de aproximadamente $L/12$, como es habitual en puentes de ferrocarril de esta tipología, manteniendo dicho parámetro constante en el estudio para no añadir más variables al problema. El tipo de aligeramiento elegido es circular y el número de ellos y sus dimensiones se ajustan en cada caso manteniendo en la medida de lo posible los espesores de las losas superior e inferior.

En la Tabla 6.1 se indican los valores concretos de las luces que se estudian, así como los cantos y tipología específica de cada puente. El resto de parámetros de la estructura como pueden ser las masas que sobre ella gravitan, características de los materiales, etc. siguen las mismas pautas que las elegidas para el análisis que se describe en el apartado 5.

Tabla 6.1. Dimensiones de los tableros de los puentes de luces cortas.

Luz (m)	Canto (m)	Tipo
5	0.40	maciza
6	0.50	
7	0.60	
8	0.70	
9	0.75	
10	0.85	
12	1.00	
14	1.15	aligerada
16	1.35	
18	1.50	
20	1.70	
22	1.85	
24	2.00	
25	2.10	
26	2.15	
28	2.35	
30	2.50	

6.1. Descripción de los modelos

Se eligen los mismos métodos de análisis, mismo software, y tipo de elemento finito que en los modelos de los viaductos tipo, salvo que en este caso la malla del tablero tiene una dimensión característica de 0.50 m.

En todos los casos se han usado 2 aparatos de neopreno por línea de apoyo, manteniendo la distancia transversal entre los apoyos y en consecuencia su posición relativa respecto del centro. Eso ocasiona en los puentes de luces más cortas una mayor flexibilidad transversal que longitudinal, y en cierta medida distorsiona la respuesta esperable. Sin embargo, se ha preferido así para no incluir otra variable adicional en el análisis paramétrico.

Los estribos tienen 10 m de altura y se componen de una cimentación de 14 x 14 x 2 m sobre la que se elevan, el muro frontal de 10 m de altura y 2 m de espesor, y los muros

laterales (aletas) con la misma altura y 1 m de espesor. El modelo de los estribos es similar al presentado en el apartado 5.1.2 para el viaducto tipo analizado.

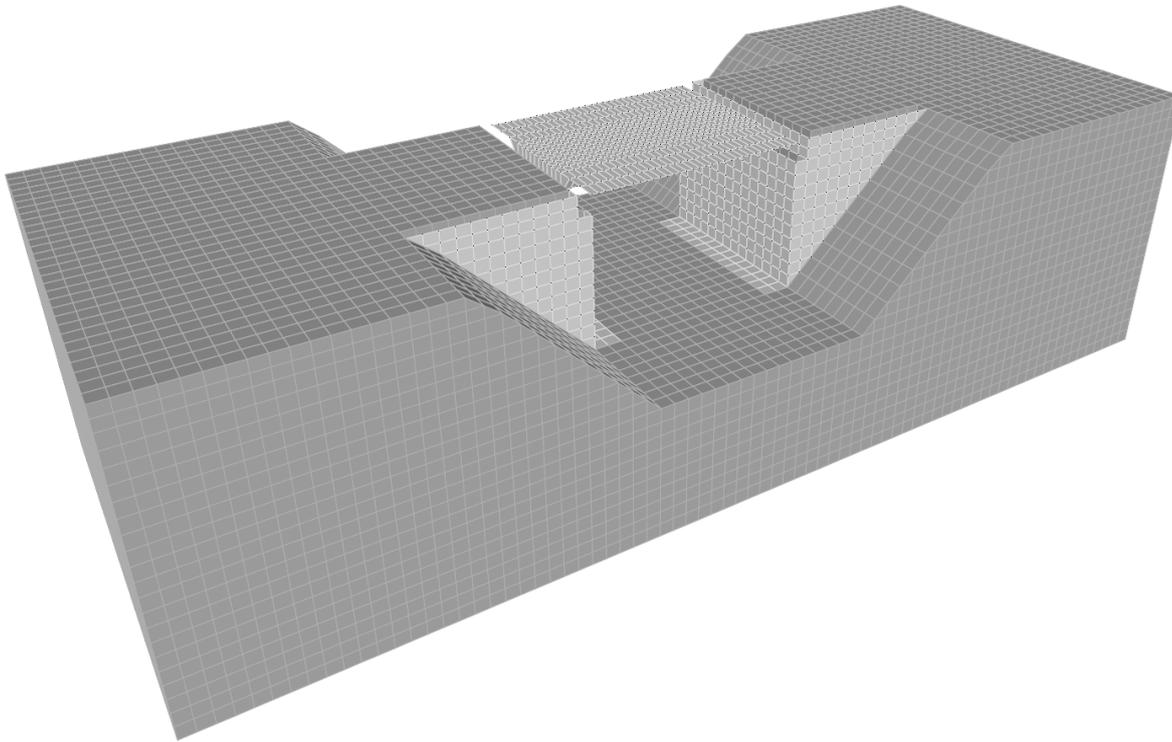


Figura 6.2. Modelo completo de puente de luz corta.

En cuanto a la zona de terreno modelizada, tiene una anchura de 30 m, lo que supone 8 m a cada lado del estribo, y tiene 10 m de profundidad. Se pretende con ello incluir en el modelo una cantidad de terreno con una masa de al menos 20 veces la masa de la cimentación. En nuestro caso, dado que la zapata del estribo tiene unas dimensiones de 14 x 14 x 2 m, con un peso específico de 25 kN/m³, su peso es de 9800 kN, y las dimensiones del terreno bajo la cimentación del estribo son en los casos extremos estudiados de 30 x 32.5 x 10 m para el vano de 5 m y 30 x 45 x 10 m para el vano de 30 m, que para un peso específico del terreno de 20 kN/m³, suponen unos pesos de 195 MN y 270 MN, lo que implica unas relaciones de masa de terreno a masa de cemento de 19.90 a 27.55, que se encuentran en el rango buscado, tal como se proponía en el apartado 3.2.1.5. Por ello, no se esperan imprecisiones apreciables derivadas de la aplicación de las condiciones de contorno rígido, es decir, la restricción de los desplazamientos de los nudos del contorno en la dirección perpendicular al contorno.

También se cumple el requisito de realizar un modelo conexo, que incluya el terreno que se encuentra entre las cimentaciones (Figura 6.2). Para caracterizar el

terreno hemos seguido un esquema similar al empleado en el estudio del viaducto con cimentaciones profundas, apartado 5.1.3.

Usamos la velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales, tal como hace la normativa sísmica (CEN 2012; ASCE/SEI 2010; Ministerio de Fomento 2008) y en este estudio usaremos los valores de 200 m/s, 400 m/s y 750 m/s, que además marcan los escalones de la normativa española (Ministerio de Fomento 2008). Los tres tipos de terreno que se analizarán tienen las propiedades que se muestran en la Tabla 6.2, todos ellos con una densidad de 20 kN/m³.

Tabla 6.2. Características del terreno bajo los puentes de luces cortas.

Terreno	V _s (m/s)	ν	G (MPa)	E (MPa)
I	750	0.35	1147	3096
II	400	0.35	327	880
III	200	0.35	82	220

El amortiguamiento se ha elegido con los mismos criterios que los viaductos descritos en los apartados 5.1.2 y 5.1.3, siendo en todos los modelos del 3 % del amortiguamiento crítico.

Una vez realizados los análisis de cada caso nos centraremos en el estudio de los desplazamientos y aceleraciones verticales del nudo del modelo situado en el centro de la luz del puente y bajo el eje de la vía por la que circulan los trenes en el modelo.

6.2. Resultados y discusión de los resultados

En la introducción del capítulo hemos adelantado que en una primera fase analizamos la respuesta de estos puentes a partir de los modelos de tablero aislado, para en una segunda fase incluir en el modelo el terreno y realizar la comparación.

6.2.1. Modelos de tablero aislado

Para esta fase del estudio hemos realizado el análisis de la respuesta de todos los tableros mediante superposición modal, incluyendo en el análisis los 200 primeros modos, para a continuación elegir el tren y la velocidad a la que se produce la mayor amplificación, y realizar para ese caso el análisis mediante integración directa por el método de Newmark.

Como ejemplo en la Figura 6.3 se incluye una gráfica con el resumen de los desplazamientos máximos en el punto de control para el caso del vano de 16 m.

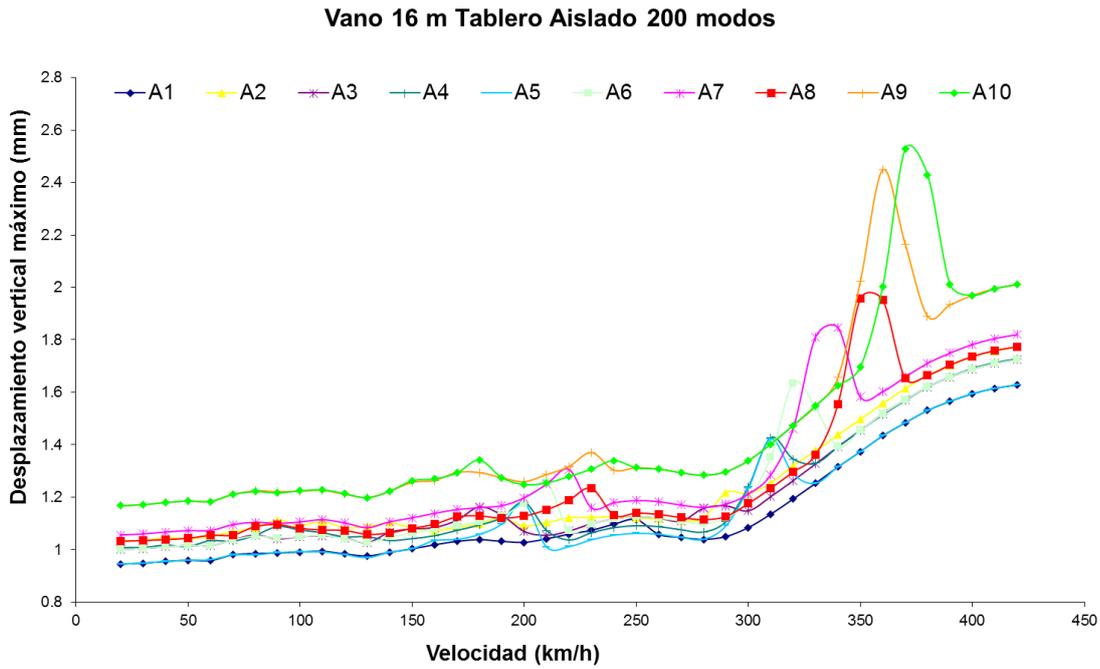


Figura 6.3. Desplazamientos verticales máximos en un puente de luz corta. Modelo de tablero aislado.

Del análisis de los resultados tomaremos como dato más relevante el desplazamiento máximo, que en este caso se produce para el tren A10 del modelo HSLM (ERRI D214.2 2002) a 370 km/h, que es de 2.527 mm.

Como garantía de precisión podemos decir que la masa movilizada para los grados de libertad de desplazamiento vertical incluida en los 200 primeros modos es del 99.04 %, para este caso. Mediante integración directa por el método de Newmark se realiza el análisis de este paso de tren y de él obtenemos los registros de desplazamientos y aceleraciones en el punto de control (Figura 6.4).

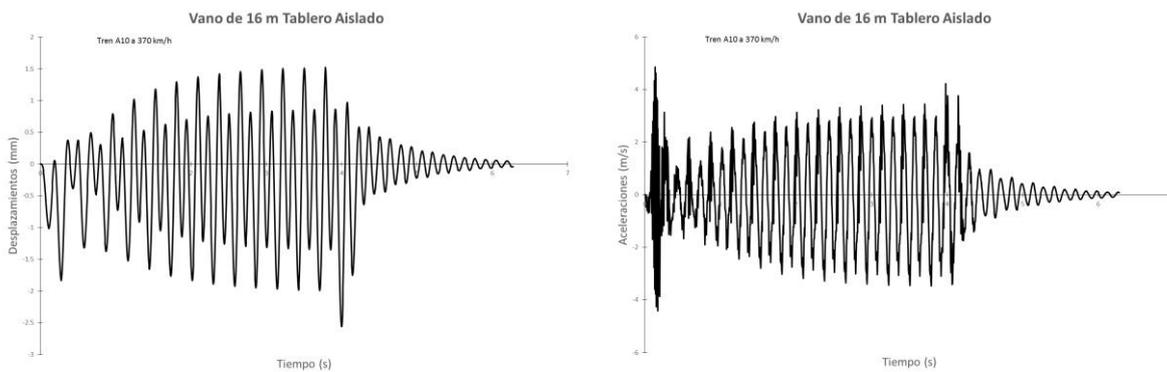


Figura 6.4. Respuesta de un puente de pequeña longitud. Modelo de integración directa.

De estos registros nos quedaremos únicamente con los valores máximos. Si se observa la gráfica de aceleraciones se ve que en la parte inicial de la respuesta hay una zona de ruido que está asociada a la forma en que se modeliza la entrada de las cargas en el viaducto (Martínez-Rodrigo 2009), así como problemas de precisión en los transitorios de la parte inicial del estudio.

Para eliminar del análisis comparativo posterior los problemas asociados a esa falta de precisión filtraremos la respuesta en aceleraciones. Eliminaremos del registro el 5 % parte inicial y usaremos como aceleración máxima, el valor correspondiente al máximo en el 95 % final. El dato relevante para el estudio no es el desplazamiento máximo, sino el coeficiente de impacto, es decir, su relación con el máximo desplazamiento que produce el mismo tren estáticamente. Ese desplazamiento se ha obtenido con un análisis estático del mismo modelo, sometido a las cargas del tren en la posición en la que producen la máxima flecha.

Una vez realizado el análisis para todas las luces se obtienen como resultado los coeficientes de impacto de la Figura 6.5 y las aceleraciones máximas de la Figura 6.6.

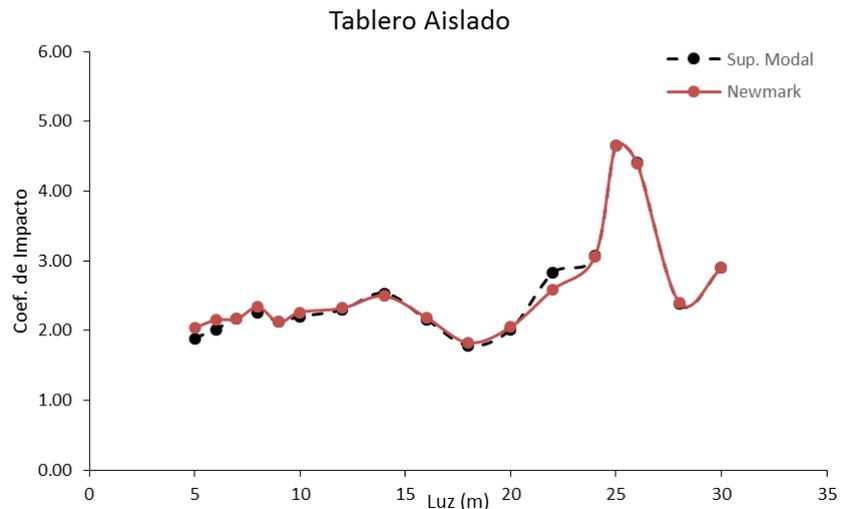


Figura 6.5. Coeficiente de impacto para distintas luces. Modelo de tablero aislado.

Se representan en las gráficas los resultados de los dos tipos de análisis realizados, el de superposición modal y el de integración directa. Como era de esperar, por el porcentaje de masa movilizada, los resultados de ambos análisis son bastante coincidentes.

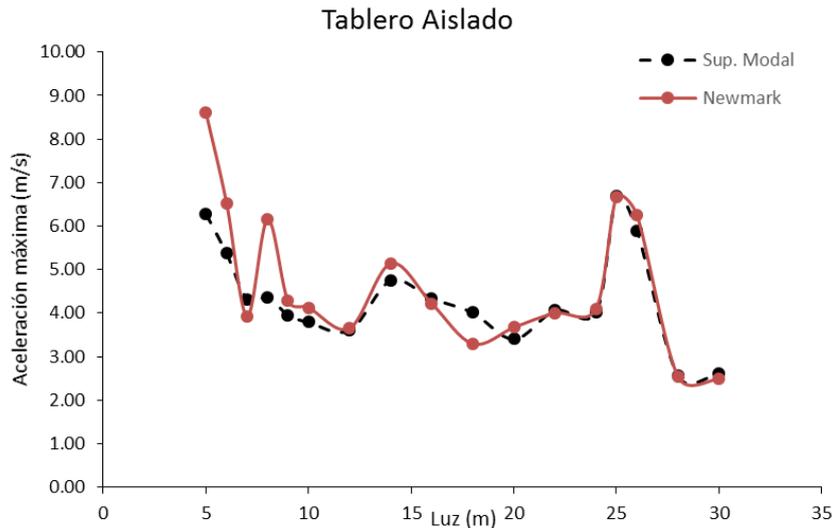


Figura 6.6. Aceleraciones máximas para distintas luces. Modelo de tablero aislado.

En la respuesta en desplazamientos se observa una concordancia casi perfecta, con algo de discordancia en las luces más cortas, donde los problemas asociados al filtrado de la respuesta por la ausencia de los modos de mayor frecuencia, en el análisis modal, cobran más importancia. Para la respuesta en aceleraciones caben las mismas afirmaciones, siendo en este caso la precisión un poco más deficiente en todo el rango.

Desde el punto de vista físico se ve una tendencia a crecer los coeficientes de impacto con la longitud del puente y en sentido contrario las aceleraciones, con la salvedad de la zona próxima a la luz de 25 m en la que tanto desplazamientos como aceleraciones se magnifican. Por otro lado, datos de interés a tener en cuenta son el tren y la velocidad a la que se producen los valores máximos.

La composición de todos los trenes del modelo HSLM (ERRI D214.2 2002) es muy similar, consta de un vagón de cabeza y otro de cola que tienen siempre los mismos bogies y a las mismas distancias, y un número de coches que varía entre 11 y 18, que mantienen así mismo la distancia entre ejes de carga.

Ese número relativamente alto de cargas asociado a los N coches intermedios guardan una distancia constante, de manera que, para una velocidad concreta, sus cargas se posicionan en el mismo punto a intervalos de tiempo constantes. Si hacemos coincidir la frecuencia de paso de las cargas con una frecuencia natural de la estructura, obtenemos una velocidad crítica de paso del tren por este motivo.

Los fenómenos resonantes están asociados a múltiplos enteros de la relación entre la frecuencia de paso de cargas y la frecuencia natural.

Tabla 6.3. Velocidad crítica de paso de trenes sobre puentes de luces cortas.

Vano (m)	Tren	Velocidad	ω * d _{ejes}	Coficiente	V critica
5	A10	360	713.7	2	356.8
6	A10	420	828.3	2	414.2
7	A9	410	828.4	2	414.2
8	A7	420	850.0	2	425.0
9	A5	410	823.9	2	412.0
10	A6	410	830.4	2	415.2
12	A7	410	824.5	2	412.3
14	A10	390	771.2	2	385.6
16	A10	370	744.9	2	372.5
18	A10	340	684.9	2	342.4
20	A1	420	440.2	1	440.2
22	A1	410	417.2	1	417.2
24	A3	420	419.3	1	419.3
25	A10	370	368.9	1	368.9
26	A10	350	344.6	1	344.6
28	A2	420	422.6	1	422.6
30	A6	420	417.2	1	417.2

En la Tabla 6.3 se resumen los trenes que dan la respuesta máxima y a la velocidad de paso que se han analizado, seguidos por la velocidad asociada a la distancia repetitiva de las cargas y la primera frecuencia natural.

El coeficiente de la quinta columna es el número entero que multiplica a la relación entre las frecuencias de paso y la frecuencia natural. Y en la última columna se recoge a la velocidad que según este criterio se deben producir los mayores fenómenos resonantes. La afirmación anterior debe matizarse para las longitudes de 5 y 6 m en las que en lugar de la 1ª frecuencia se usa la 2ª.

Una primera conclusión de este estudio es que no parece lógico centrar el análisis de estos puentes en el análisis del paso de los trenes universales a unas velocidades escalonadas de 10 en 10 km/h (Ministerio de Fomento 2010), sino a las velocidades concretas que cada tren universal tiene una frecuencia de paso de cargas igual o múltiplo de las primeras frecuencias naturales. Al menos cuando el modelo sólo analiza el tablero y los modos de vibración que excita el paso del tren son claramente los primeros o fácilmente identificables.

6.2.2. Modelos completos

Siguiendo las pautas del análisis propuesto en el estudio del viaducto tipo, en primer lugar, se ha realizado un estudio de sensibilidad de la respuesta al número de modos para la luz tipo de 16 m y para los tres tipos de terreno.

En las Figura 6.7 y Figura 6.8 se muestran los resultados de desplazamientos máximos para los análisis con 200 modos y 500 modos en el terreno de 200 m/s de velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales.

Las Figura 6.9 y Figura 6.10 corresponden al terreno de 400 m/s y las Figura 6.11 y Figura 6.12 al terreno de 750 m/s.

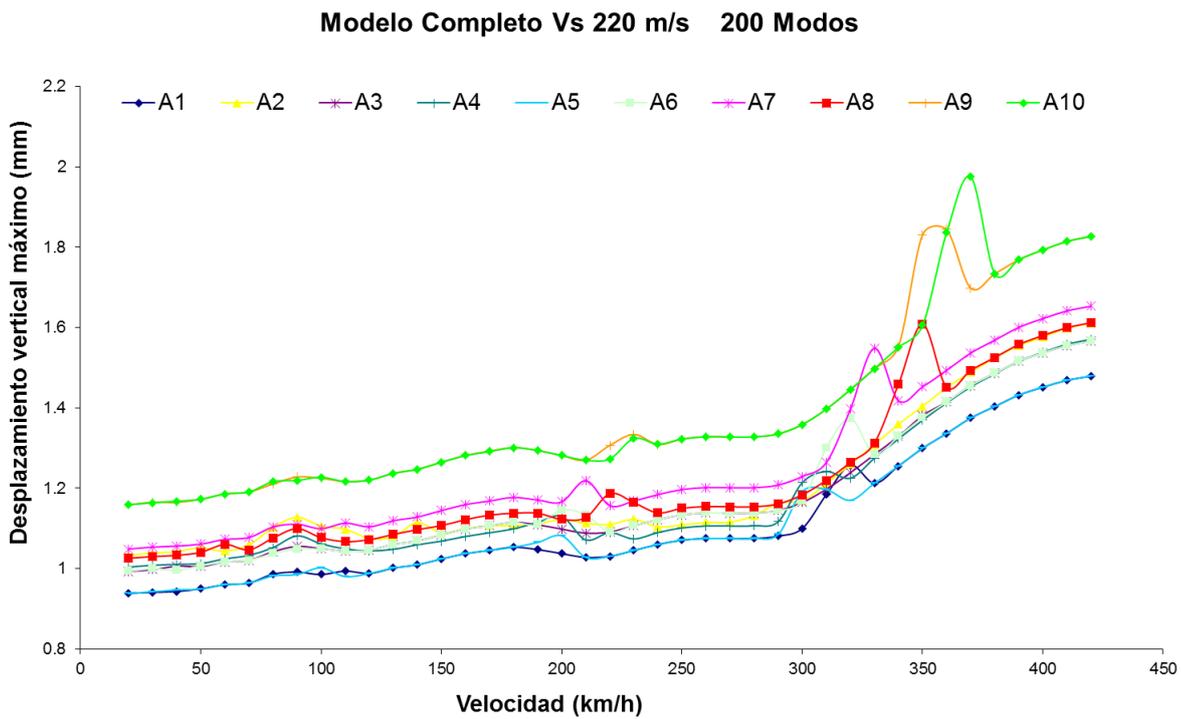


Figura 6.7. Desplazamientos verticales máximos en un puente de luz corta. Terreno con $V_s = 200$ m/s. Análisis con 200 modos.

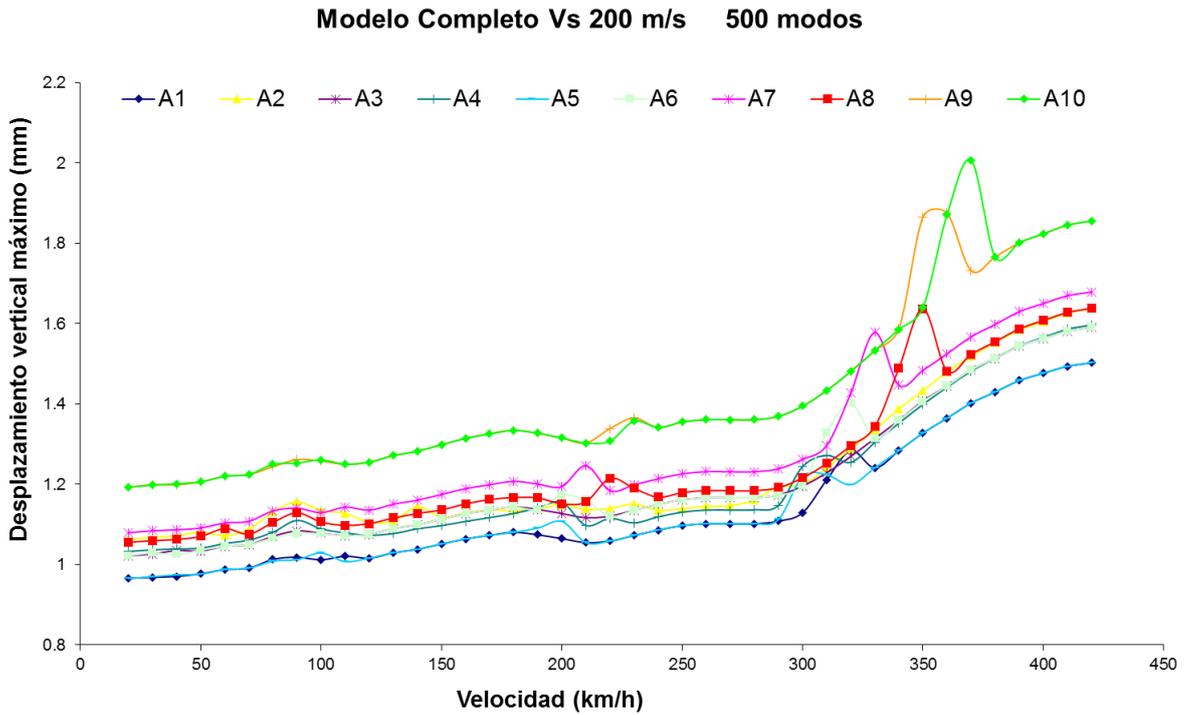


Figura 6.8. Desplazamientos verticales máximos en un puente de luz corta.
Terreno con $V_s = 200$ m/s. Análisis con 500 modos.

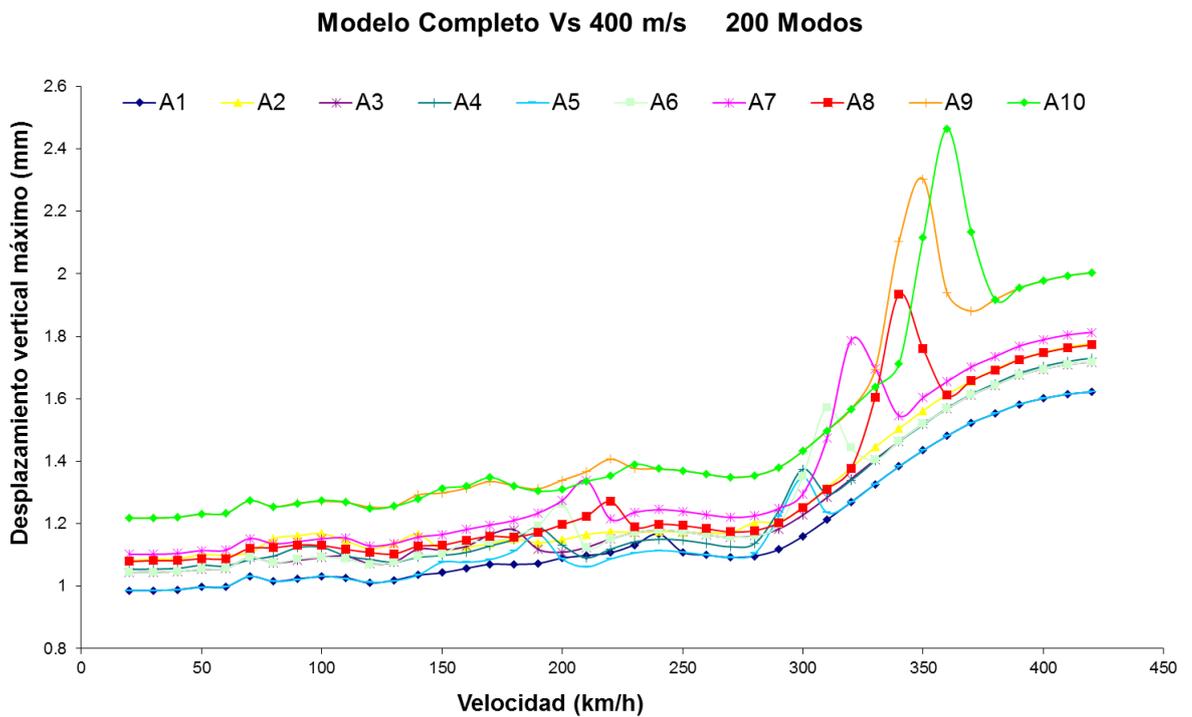


Figura 6.9. Desplazamientos verticales máximos en un puente de luz corta.
Terreno con $V_s = 400$ m/s. Análisis con 200 modos.

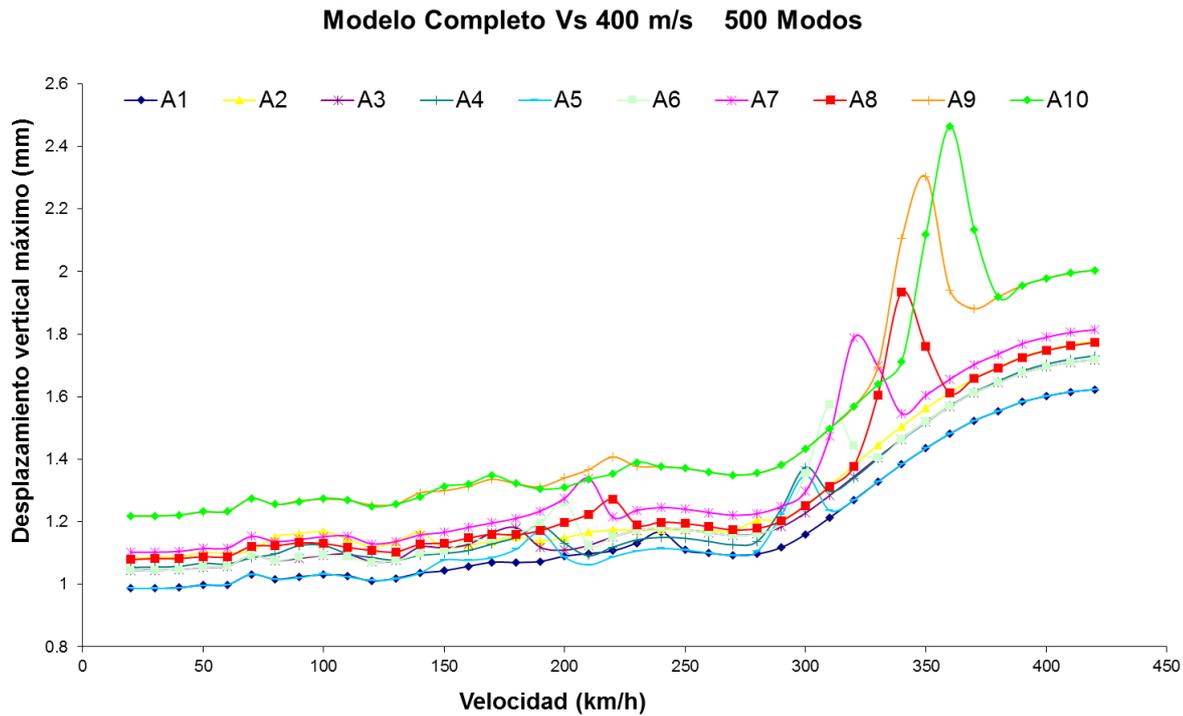


Figura 6.10. Desplazamientos verticales máximos en un puente de luz corta. Terreno con $V_s = 400$ m/s. Análisis con 500 modos.

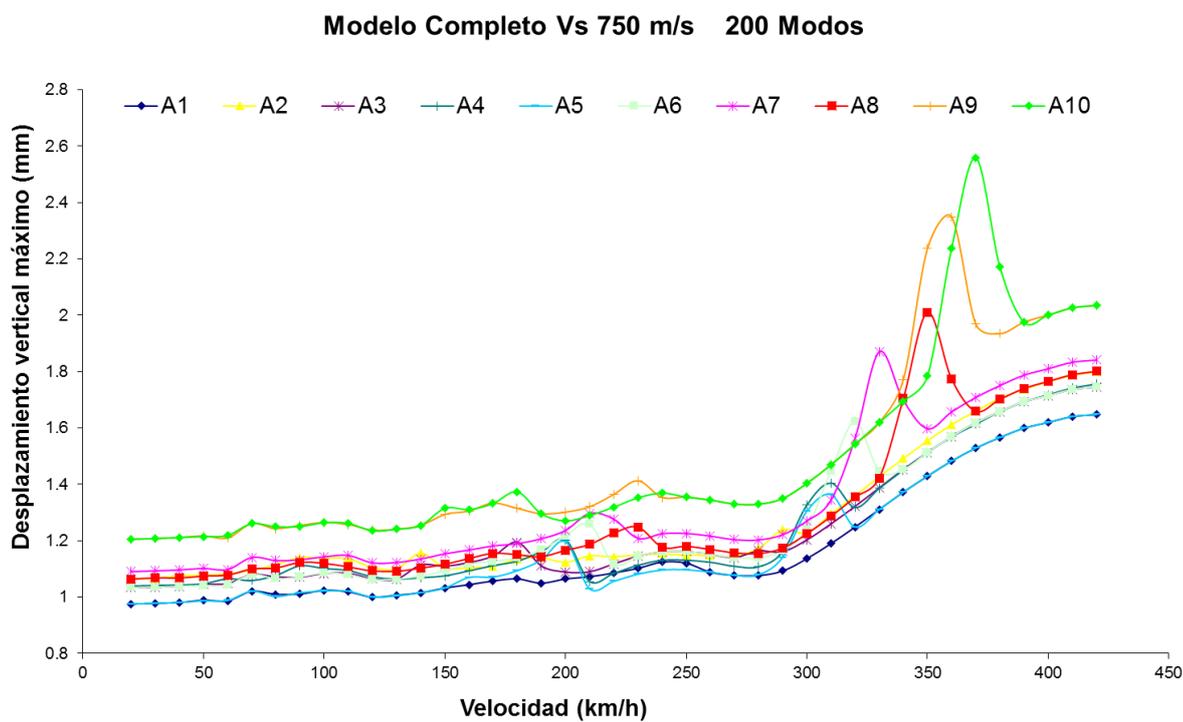


Figura 6.11. Desplazamientos verticales máximos en un puente de luz corta. Terreno con $V_s = 750$ m/s. Análisis con 200 modos.

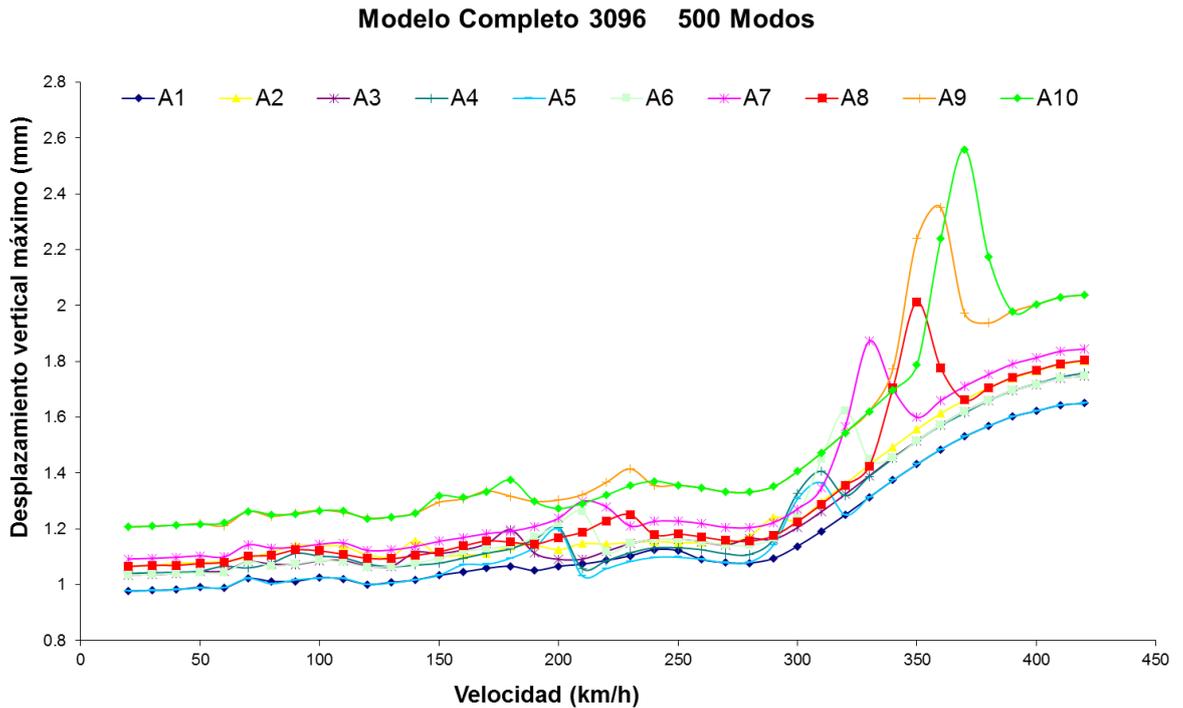


Figura 6.12. Desplazamientos verticales máximos en un puente de luz corta.
Terreno con $V_s = 750$ m/s. Análisis con 500 modos.

La masa movilizada es del 89.66 % en el caso del terreno de 200 m/s, 88.53 % para el de 400 m/s y 86.31 % para el terreno de 750 m/s. Aunque el estudio paramétrico se ha realizado con 100, 200, 300, 400 y 500 modos, en las figuras anteriores se observa que no hay diferencias apreciables entre los resultados con 200 y con 500 modos, por lo que el estudio mediante superposición modal se realizará con 200 modos.

Siguiendo la misma pauta que la utilizada para el tablero aislado, se han estudiado los pasos de trenes que producen los máximos desplazamientos mediante integración directa por el método de Newmark, y de ese análisis hemos extraído los desplazamientos máximos del punto de control y la aceleración máxima tras filtrar el 5 % inicial.

En la Figura 6.13 están representados los resultados obtenidos con los dos tipos de análisis (superposición modal e integración directa) quedando ahora claramente de manifiesto la menor precisión del método de superposición modal por la ausencia de la respuesta asociada a los modos de frecuencias más elevadas.

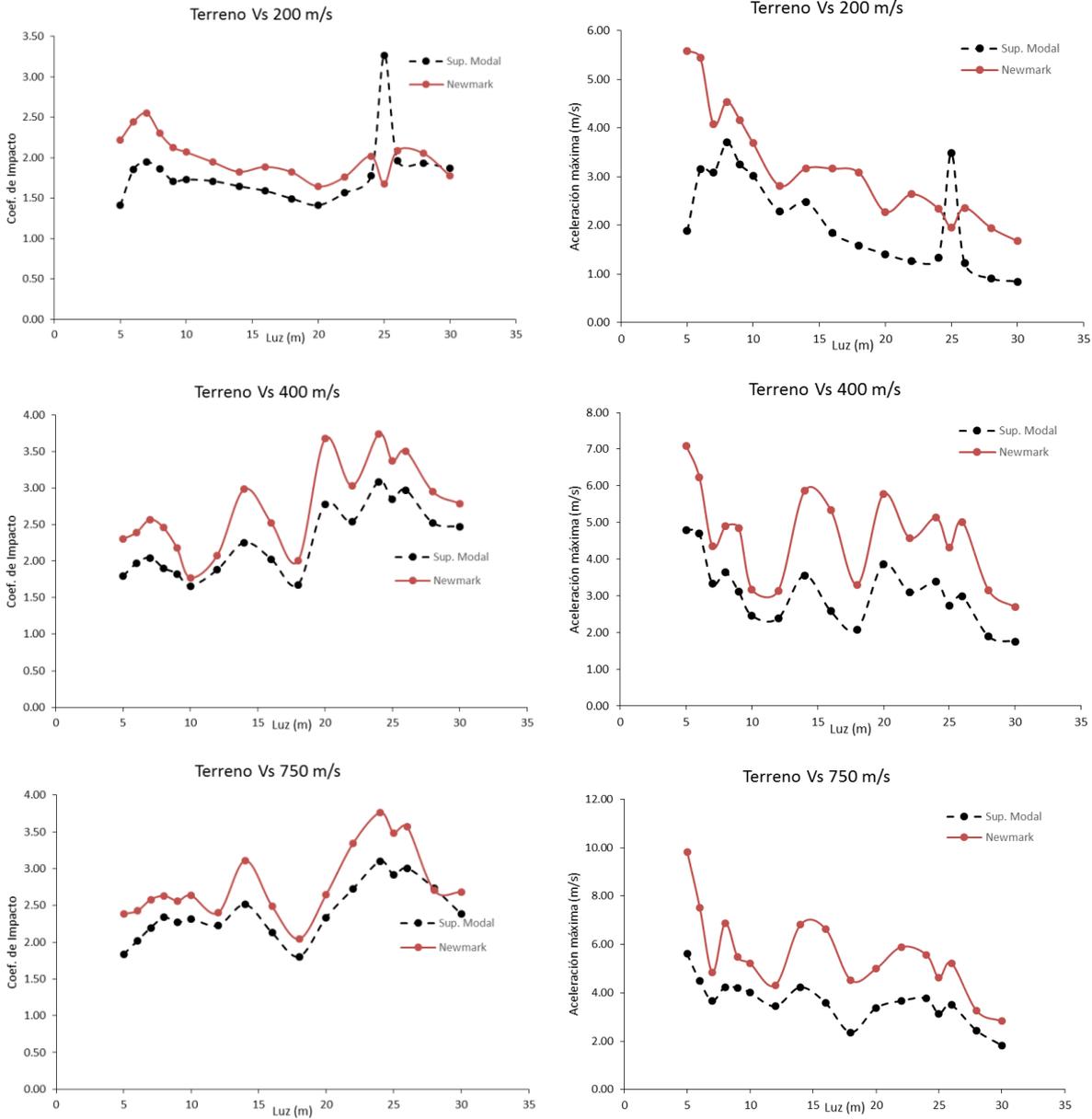


Figura 6.13. Coeficientes de impacto y aceleraciones máximas en función de la luz para distintos terrenos.

Las diferencias son más apreciables en el resultado de las aceleraciones que en los registros de desplazamientos, también son mayores cuanto mayor es el efecto resonante y para las luces más cortas en desplazamientos, pero para mayores luces en aceleraciones. En la Figura 6.14 se muestran las diferencias relativas.

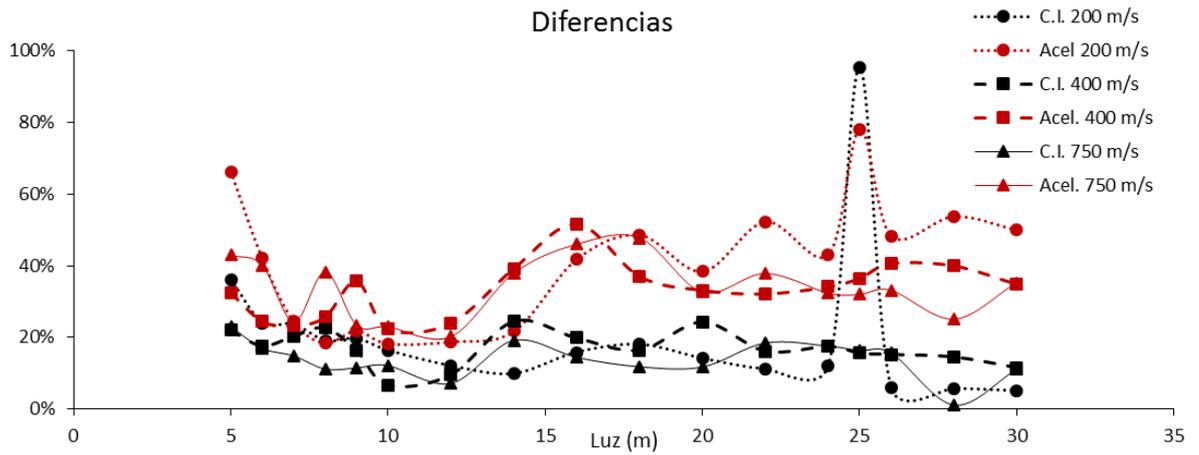


Figura 6.14. Diferencias relativas de los resultados mediante análisis modal e integración directa.

Toda esta comparación entre los dos métodos de cálculo ha puesto de relieve la mayor o menor necesidad de realizar el estudio por integración directa, y debido al alto coste computacional que conlleva, la obligación de buscar los casos de carga más desfavorables.

En el análisis del tablero solo vimos que las mayores respuestas correspondían a velocidades de paso de los trenes que hacían coincidir la frecuencia de paso de ejes con la primera frecuencia natural.

Al incluir en el modelo de cálculo los estribos y el terreno, se pierde ese efecto, debido a que los primeros modos no se corresponden con los modos de vibración vertical del tablero, que son los que excita el ferrocarril a su paso. Ese fenómeno se agrava cuanto más cortas son las luces porque los modos de vibración del tablero aumentan su frecuencia natural, y cuanto más flexible es el terreno, porque los modos de vibración asociados al mismo bajan la suya, así como cuanto mayor es el tamaño del terreno modelizado, como se vio en el apartado 3.1.1.1

Por tanto, no es tan directo como multiplicar la distancia de repetición de los ejes por la primera frecuencia natural, sino que hay una labor previa de búsqueda de la frecuencia natural adecuada, que puede llegar a adoptar posiciones muy altas si el modelo del terreno es amplio y también lo es la malla que se emplee.

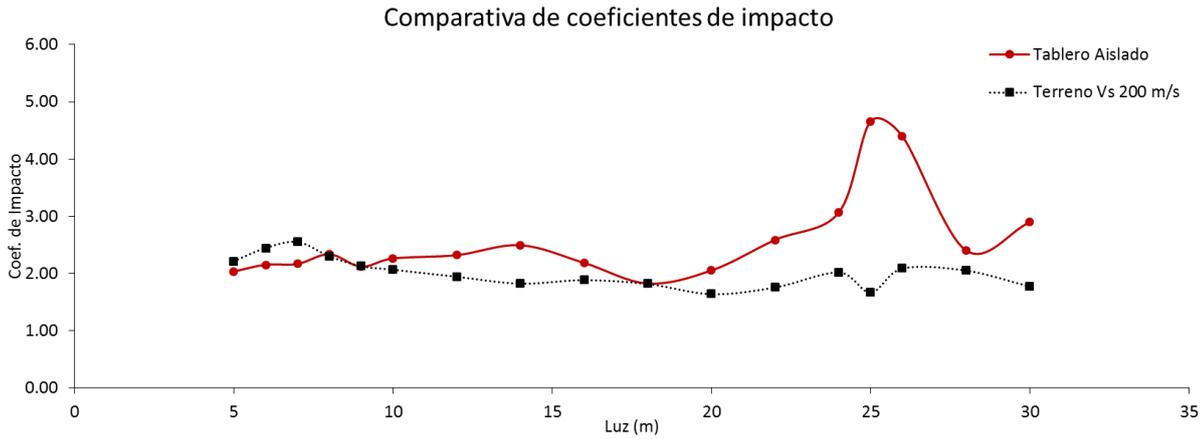


Figura 6.15. Coeficiente de impacto. Modelo de tablero aislado vs Modelo con terreno de Vs = 200 m/s.

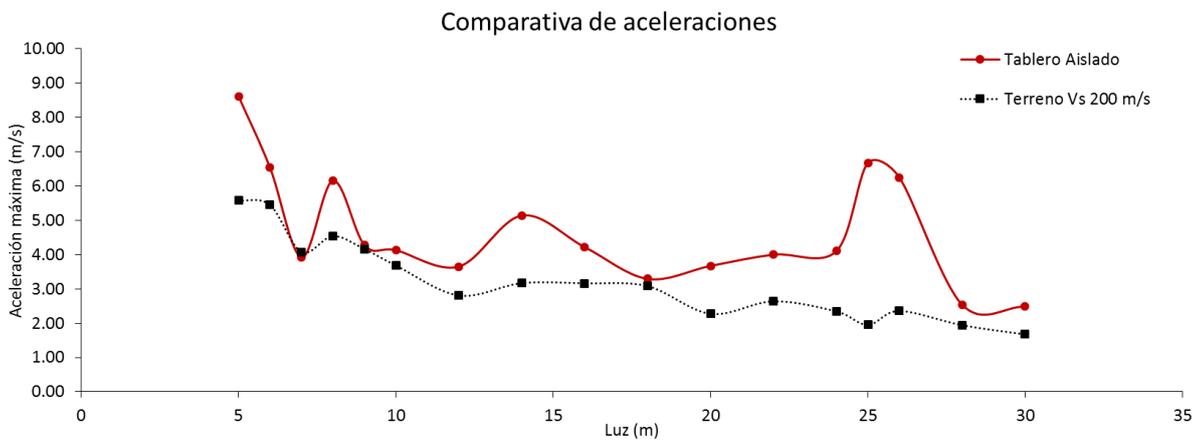


Figura 6.16. Aceleraciones máximas. Modelo de tablero aislado vs Modelo con terreno de Vs = 200 m/s.

En las Figura 6.15 y Figura 6.16 se presentan los coeficientes de impacto máximos y las aceleraciones máximas para los modelos con terreno de 200 m/s de velocidad de propagación de las ondas transversales. En dichas gráficas también se incluye el resultado del modelo sin el terreno, con el ánimo de poder comparar. Se observa una clara tendencia a disminuir el efecto de la acción dinámica, tanto en lo que a los desplazamientos como a las aceleraciones se refiere. Sólo para los casos de luces muy pequeñas se registran mayores amplificaciones incluyendo el terreno en el modelo que si sólo se considera el tablero.

En definitiva, los modelos habituales de cálculo nos dejan un cierto margen de seguridad en el análisis.

El efecto resonante asociado a la luz de 25 m desaparece al incluir en el modelo la colaboración del terreno.

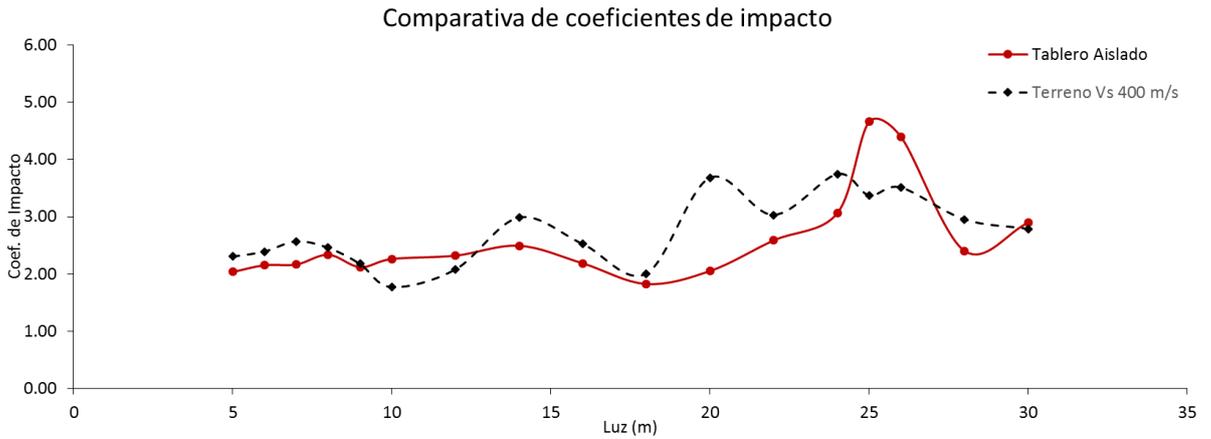


Figura 6.17. Coeficiente de impacto. Modelo de tablero aislado vs Modelo con terreno de $V_s = 400$ m/s.

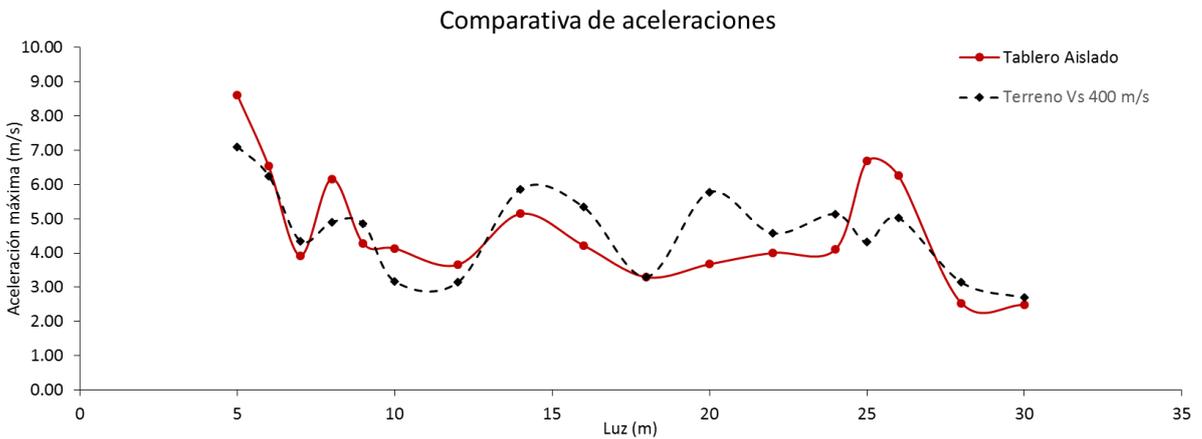


Figura 6.18. Aceleraciones máximas. Modelo de tablero aislado vs Modelo con terreno de $V_s = 400$ m/s.

En las Figura 6.17 y Figura 6.18 se muestran los mismos resultados pero en la hipótesis de que el terreno tuviera una velocidad de propagación de las ondas transversales de 400 m/s.

Frente al resultado anterior, ahora ocurre que hay todo un rango de luces en el que la respuesta del tablero aislado infravalora tanto las aceleraciones, como los desplazamientos.

Eso es lo que ocurre por encima de los 12 m de luz, si exceptuamos el pico resonante de los 25 m y 26 m que aparecía en el modelo de tablero aislado.

Por debajo de los 10 m de luz el análisis en desplazamientos sigue manteniendo un pequeño margen de seguridad, pero no se puede decir lo mismo de las aceleraciones.

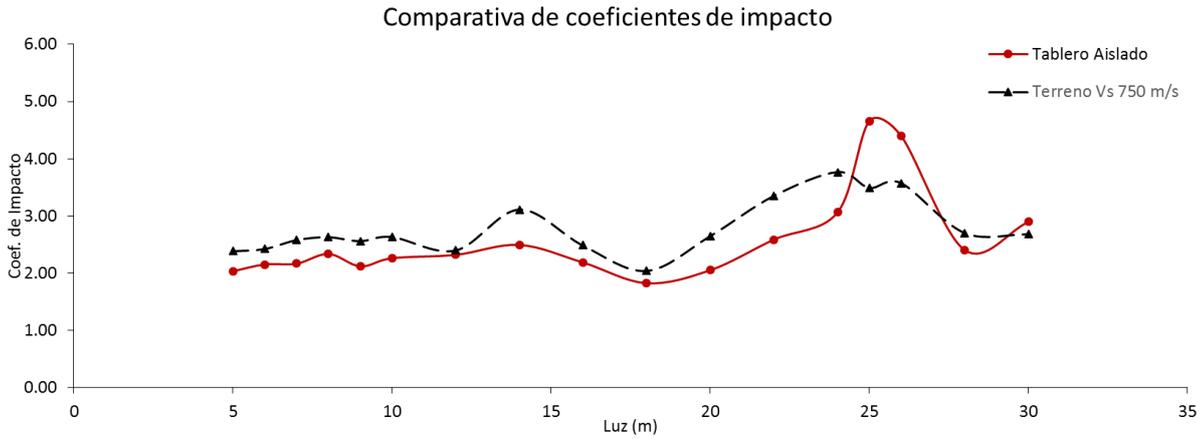


Figura 6.19. Coeficiente de impacto. Modelo de tablero aislado vs Modelo con terreno de Vs = 750 m/s.

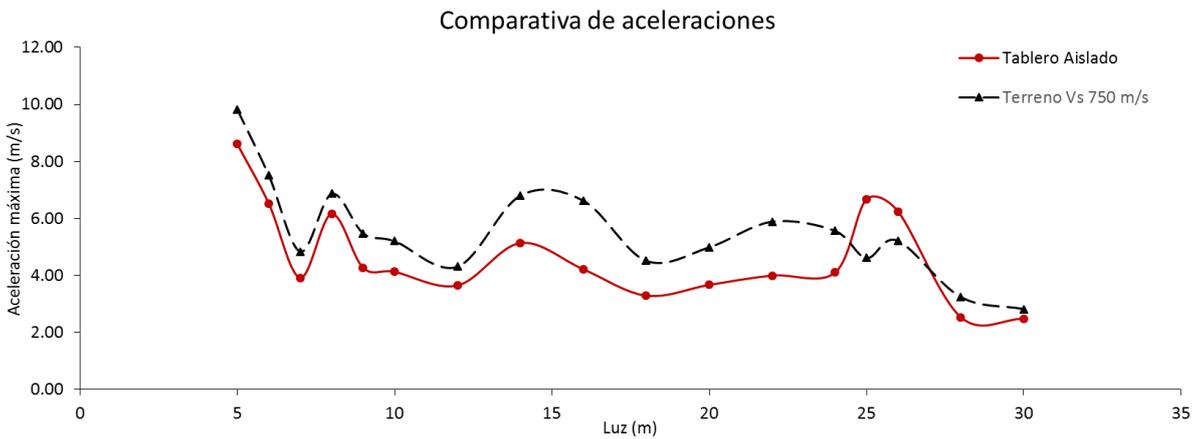


Figura 6.20. Aceleraciones máximas. Modelo de tablero aislado vs Modelo con terreno de Vs = 200 m/s.

Los resultados correspondientes al terreno de 750 m/s pueden verse en las gráficas Figura 6.19 y Figura 6.20. En este caso, el modelo simplificado que sólo incluye el tablero, infravalora la respuesta, tanto en desplazamientos como en aceleraciones en prácticamente todo el rango de luces.

Únicamente en la zona de los 25 m y 26 m la respuesta del tablero aislado es mayor que la del modelo que incluye el terreno, y para 30 m de luz en el análisis de desplazamientos.

Resulta por tanto evidente la conveniencia de analizar este tipo de estructuras haciendo uso de modelos que incluyan tanto los estribos como el terreno circundante, sobre todo cuando el terreno es relativamente rígido.

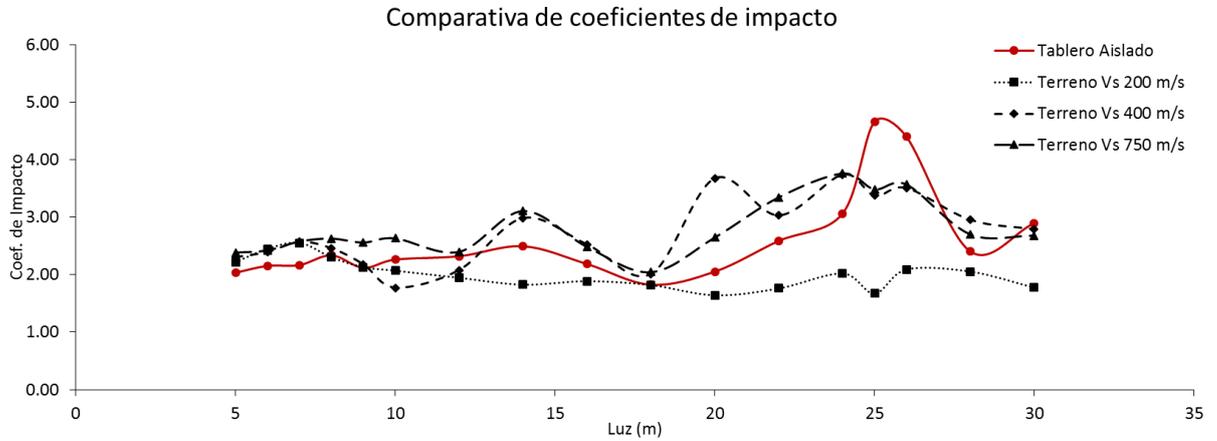


Figura 6.21. Coeficientes de impacto en función de la luz para los diferentes modelos.

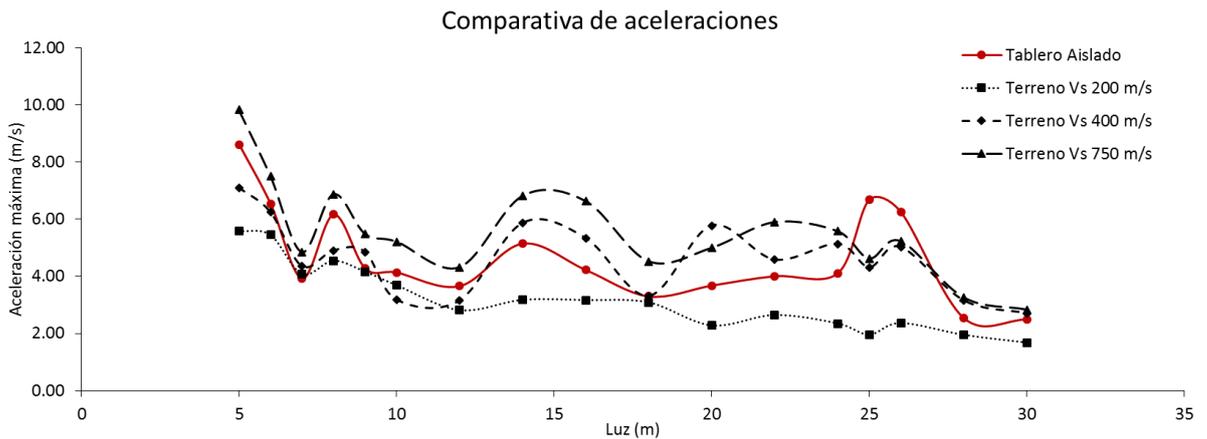


Figura 6.22. Aceleraciones máximas en función de la luz para los diferentes modelos.

De algún modo eso contradice el resultado esperable de que para un terreno infinitamente rígido la respuesta debería parecerse más a la del tablero aislado.

Como resumen en las Figura 6.21 y Figura 6.22 se incluyen los resultados de todos los terrenos junto con la respuesta del modelo simple. No se muestra una pauta clara en la evolución de la respuesta de desplazamientos, ni de aceleraciones, como tampoco hay garantías de que el modelo de tablero aislado sea conservador en cada circunstancia. Ese resultado sólo parece producirse en terrenos de poca rigidez.

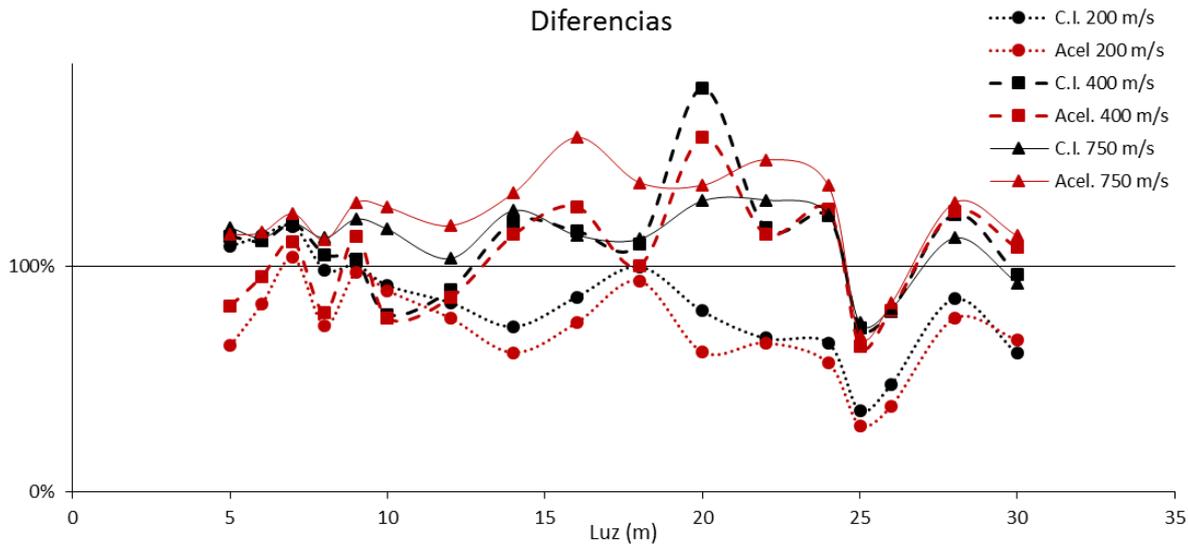


Figura 6.23. Diferencias relativas entre los modelos con terreno o con el tablero sólo.

Finalmente, la Figura 6.23 pone de manifiesto, en valor relativo, las diferencias observadas en la respuesta incluyendo el terreno y las cimentaciones en el modelo respecto de la que se obtiene en caso contrario. Destaca sobre todo la importancia relativa de los errores que se cometen en el caso del puente de 20 m de luz cimentado sobre terreno de 400 m/s, que está próximo al 80 %.

Es conveniente no confundir el coeficiente de impacto que hemos estado usando en todo el estudio paramétrico con el que definen las normas (Ministerio de Fomento 2008; CEN, Comité Europeo de Normalización 2004) de cara a evaluar los estados límites últimos asociados a la sobrecarga de tráfico ferroviario. La acción estática que se usa en esos casos (tren UIC71) es mucho mayor y por tanto los coeficientes de impacto menores, aunque el error relativo se mantiene.

7. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha puesto a punto un procedimiento metodológico, basado en elementos finitos, que permite tener en cuenta los efectos de la subestructura y el terreno circundante en el análisis dinámico de puentes sometidos al paso de trenes de alta velocidad.

De los estudios realizados en esta tesis se proponen una serie de recomendaciones para la correcta modelización de este tipo de estructuras, entre las que se incluyen el tamaño y la forma del terreno a discretizar, finura de malla, tipo de análisis y precisión del mismo. A continuación se describen las recomendaciones más relevantes:

La primera conclusión importante es que, como se ha puesto de manifiesto la apreciable influencia en la respuesta dinámica de la inclusión de pilas, estribos y terreno, en el modelo estructural, y que no siempre es beneficiosa, en el sentido de disminuir la respuesta, se hace obligado su inclusión, sobre todo en aquellas estructuras que son más sensibles a los fenómenos que se estudian.

Se constata que la influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta dinámica del viaducto es sensible a los siguientes parámetros:

- A la rigidez del terreno. Se muestran claras diferencias de la respuesta con la rigidez del terreno, aunque no con una pauta clara, la respuesta tiende a crecer con la rigidez.
- Al tipo de cimentación. Las cimentaciones profundas producen mayores respuestas que las superficiales.
- Características geométricas de la estructura. Los fenómenos resonantes adquieren mayor importancia en puentes de luces pequeñas y la influencia de la interacción suelo-estructura también adquiere mayor relevancia en estos casos.

Dicha influencia se aprecia en el coeficiente de impacto, es decir, a través de la respuesta en desplazamientos, pero es aún más determinante en el estudio de las aceleraciones máximas.

En lo que al procedimiento metodológico se refiere las conclusiones principales son las siguientes:

- Para los modelos de cimentaciones superficiales es necesario introducir una cantidad de terreno que mantenga una proporción de al menos 20 veces la masa de la cimentación.

- Para los modelos de cimentaciones profundas es necesario incluir una cantidad de terreno mucho mayor, que guarde una relación de masas de al menos 130 veces, es decir, 6.5 veces más cantidad de terreno.
- Es necesario modelizar el terreno entre cimientos, de forma que dicho modelo sea conexo, de cara a la inclusión de los efectos que una cimentación puede producir sobre las colindantes.
- El tamaño de los elementos finitos con los que se realiza el mallado no se muestra como un elemento determinante, siempre que se mantenga en valores próximos a 1 m, como los del modelo usado para la verificación experimental. Si bien con esa malla no se modelizan adecuadamente las ondas de más de 50 Hz, éstas tienen poco peso relativo en la respuesta.
- Cumpliendo los requisitos anteriores, aunque la condición de contorno rígida no cumple las condiciones dinámicas desde el punto de vista teórico, es suficientemente precisa para la evaluación de la respuesta dinámica al paso de trenes de alta velocidad.
- Se ha comprobado que en caso de realizar el análisis por superposición modal se produce una pérdida de precisión creciente con el tamaño del terreno modelizado y con la flexibilidad del mismo, y dado que el análisis directo se hace inabordable, por su coste computacional, para todo el rango de velocidades, se recomienda detectar por superposición modal, previo estudio de sensibilidad al número de modos, las velocidades más resonantes, y llevar a cabo por integración directa el análisis de esos casos concretos.
- Es importante que el modelo refleje con la mayor precisión posible el comportamiento tenso-deformacional de la estructura, sobre todo cuando las respuestas dinámicas pueden proceder de modos de vibración que no se muestran en modelos más simples, como una viga simplemente apoyada, siendo ese el caso de puentes de luces cortas.

Tras la verificación experimental se concluye que la metodología propuesta reproduce con precisión los fenómenos dinámicos que provoca en los puentes el paso de trenes a alta velocidad.

En el caso de puentes convencionales de luces medias sobre cimentaciones superficiales se comprueba que la respuesta es sensible a la rigidez del terreno y muestra un claro carácter disipativo, que reduce el coeficiente de impacto, cualquiera que sea la rigidez que el terreno tenga, respecto al que predice un análisis sin la inclusión del

terreno. Dicha reducción puede alcanzar valores superiores al 30 %. La disminución es más notable para los terrenos más flexibles, pero la tendencia no es clara para los terrenos más rígidos.

La falta de precisión del análisis modal en la evaluación de la respuesta dinámica se pone de manifiesto con mayor intensidad en los puentes con cimentaciones profundas, que requieren mayor cantidad de terreno en el modelo.

También son más sensibles al fenómeno anterior los puentes de luces más cortas, tanto más cuanto más corta es la luz, y lo es más el resultado en aceleraciones máximas que el de los desplazamientos, o lo que es lo mismo, el coeficiente de impacto.

En puentes con cimentaciones profundas con un estrato superficial convenientemente flexible ($V_s = 100$ m/s) el coeficiente de impacto es menor que el que predice el modelo de tablero aislado, y además dicho coeficiente de impacto disminuye conforme aumenta el espesor del estrato flexible. Pero si la rigidez del estrato superficial aumenta, el modelo de tablero aislado subestima el coeficiente de impacto, tanto más cuanto más rígido es el terreno superficial, no existiendo una dependencia importante en este caso de la potencia que el referido estrato superficial tenga. Con esta tipología ocurre que terrenos más rígidos producen mayor amplificación dinámica que terrenos más flexibles, aunque dicho fenómeno es poco dependiente de la potencia del estrato flexible dentro del rango que se ha estudiado.

En el análisis de puentes de pequeñas luces, con modelos simples sin interacción suelo-estructura, se ha mostrado una clara correlación entre las velocidades de paso que producen las respuestas máximas con aquellas que hacen coincidir las frecuencias de paso de los ejes (velocidad de paso entre distancia a la que se repiten) con las primeras frecuencias naturales. Por tanto, se considera más operativo el análisis para esas velocidades de cada uno de los trenes universales, que el barrido de velocidades en escalones de 10 km/h que propone la normativa.

Ese procedimiento se complica en el caso de los modelos que incluyen el terreno por la dificultad de identificar las frecuencias que corresponden a los modos que excita el paso del ferrocarril. En el caso de la testificación experimental se trataba del modo 14.

Mientras que el estudio del viaducto tipo con cimentaciones superficiales predice menores respuestas tras incluir la interacción suelo-estructura, cualquiera que sea la rigidez del terreno, no ocurre lo mismo en los puentes de pequeña longitud. En estos casos, sólo es así en terrenos poco rígidos, y conforme aumenta la rigidez, la respuesta

del modelo con terreno muestra mayor amplificación dinámica, superando la del tablero simplemente apoyado. Esta tendencia ocurre tanto en el estudio de aceleraciones, como de desplazamientos.

Desde un punto de vista genérico, aunque con claras oscilaciones, se aprecia una ligera tendencia a aumentar los coeficientes de impacto con la luz, y a disminuir las aceleraciones máximas.

7.1. Aportaciones Originales

De entre las aportaciones realizadas en el desarrollo de esta tesis cabría destacar como originales y/o innovadoras:

- Puesta a punto de un procedimiento metodológico para la confección de modelos, que incluyan la interacción suelo-estructura, suficientemente precisos para contemplar los fenómenos vibratorios involucrados en el paso de trenes de alta velocidad sobre puentes, y suficientemente simples como para ser confeccionados con las herramientas habituales de elementos finitos. De entre dichas aportaciones cabe señalar por originales las cantidades de terreno a considerar, la necesidad de que el modelo de terreno sea conexo, la imprecisión de la superposición modal y en qué medida, en función de los parámetros del modelo.
- La constatación de la mayor relevancia de la interacción suelo-estructura en viaductos con cimentaciones profundas que con cimentaciones superficiales.
- La constatación de la mayor relevancia de la interacción suelo-estructura en puentes de pequeña longitud.
- La observación de una mayor amplificación de la respuesta de los puentes de pequeña longitud con el aumento de la rigidez del terreno.

7.2. Desarrollos Futuros

Como continuación de las investigaciones llevadas a cabo en el ámbito de la presente Tesis Doctoral, se han identificado una serie de líneas de estudio que podrían completar el trabajo realizado y aportar conclusiones de interés relacionadas con la

investigación llevada a cabo hasta el momento. Entre dichas líneas cabe destacar las siguientes propuestas:

- Proponer un método para la detección de las respuestas máximas basado en:
 - a) análisis modal del modelo simple del tablero.
 - b) estudio mediante un modelo completo con interacción suelo-estructura de unos pocos pasos de trenes de carga con las velocidades que hacen coincidir la frecuencia de paso de ejes con las primeras frecuencias del modelo simple, para de ellos obtener la respuesta en aceleraciones, y mediante la transformada de Fourier identificar las frecuencias naturales corregidas
 - c) realizar el estudio con el análisis del paso de los trenes universales del modelo HSLM a las velocidades que hacen coincidir la frecuencia de paso de ejes con las frecuencias corregidas.
- Con la metodología perfeccionada realizar el análisis del comportamiento de puentes de pequeña longitud para las velocidades que producen las mayores respuestas para cada tren universal.
- Estudiar el comportamiento de puentes de pequeña longitud con cimentaciones profundas.
- Extender el estudio a otras tipologías como pueden ser los puentes pórtico abiertos o cerrados.

8. REFERENCIAS

- AASHTO, 2010. *AASHTO LRFD Bridge design specifications 5^a*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- Abascal, R., 1984. Estudio de Problemas Dinámicos en Interacción Suelo-Estructura Mediante el Método de los Elementos de Contorno.
- ACHE, 2009. *Monografía M-15. Ejemplos de Aplicación de la IAPF-07* ACHE, ed.,
- ADIF Ministerio de Fomento Gobierno de España, Adif - Líneas de alta velocidad. http://www.adifaltavelocidad.es/es_ES/infraestructuras/lineas_de_alta_velocidad/lineas_de_alta_velocidad.shtml.
- Alarcón, E., 1971. El coeficiente de impacto en puentes de ferrocarril. *Revista de Obras Públicas*, 118, pp.689-704.
- Álvarez, R., 1984. Interacción dinámica vehículo-vía-estructura en puentes de ferrocarril.
- Ansys Inc., 2013. ANSYS 13.0. *Ansys Inc. Cannonsburg, PA.*
- ASCE/SEI, 2010. Minimum design loads for buildings and other structures. *ASCE standard*, p.608.
- Avilés, J. & Pérez-Rocha, L.E., 1998. Effects of foundation embedment during building-soil interaction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27, pp.1523-1540.
- Avilés, J. & Pérez-Rocha, L.E., 1996. Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15, pp.11-27.
- Avilés, J., Suarez, M. & Sánchez-Sesma, F.J., 2002. Effects of wave passage on the relevant dynamic properties of structures with flexible foundation. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 31, pp.139-159.
- Aznáres, J.J., 2002. *Efectos de los fenómenos de interacción incluyendo factores espaciales y sedimentos de fondo en la respuesta sísmica de presas bóveda*. Universidad de Las Palmas de Gran Canaria.
- Bathe, K.J., 1996. *Finite Element Procedures* P. Hall, ed., Prentice Hall.
- Battini, J.M. & Ülker-Kaustell, M., 2011. A simple finite element to consider the non-linear influence of the ballast on vibrations of railway bridges. *Engineering Structures*, 33, pp.2597-2602.
- Bielak, J., 1974. Dynamic behaviour of structures with embedded foundations. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 3, pp.259-274.
- Bielak, J., 1976. Modal analysis for building-soil interaction. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 102, pp.771-786.
- Bleich, F., 1924. *Theorie und Berechnung der eisernen Brücken*, Springer.
- Briggs, J.M., Suer, H.S. & Louw, J.M., 1959. Vibration of simple-span highway bridges. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 124, pp.291-318.
- Cañizo, L. et al., 1970. *Geotecnia y cimientos* Cátedra de Geotecnia y Cimientos, ed.,

Referencias

- Madrid: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Servicio de Publicaciones de Alumnos.
- CEN, Comité Europeo de Normalización, 2004. Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Cargas de tráfico en puentes.
- CEN, C.E. de N., 2011. *Eurocódigo 8: disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes, parte 5: cimentaciones, estructuras de contención de tierras y aspectos geotécnicos*, Madrid: AENOR.
- CEN, C.E. de N., 2012. *Eurocódigo 8: proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 2 Puentes*,
- CEN, C.E. de N., 2005. *UNE-EN 1337-3: Apoyos estructurales. Parte 3: Apoyos Elastoméricos*,
- Clough, R.W. & Penzien, J., 1975. *Dynamics of Structures* McGraw-Hill, ed.,
- Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, U., 2009. SAP2000 v.14.
- Cozens, W.J., 1938. Machinery foundations. *Journal of the Institution of Electrical Engineers*, 82(495), pp.327-328.
- CPH, 1985. *EH-82: Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado* C. P. del H. CPH, ed., Madrid: Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.
- CPH, 1981. *EP-80: Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado* C. P. del H. CPH, ed., Madrid: Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos,.
- Dassault Systèmes Simulia Corp., 2011. Abaqus.
- Doménech, A. et al., 2012. Behavior of simply supported high-speed railway bridges at resonance: analysis of the influence of the vehicle model and simplified methods for dynamic analyses. *Proceedings of ISMA2012-USD2012*.
- Doménech, A. et al., 2016. On the basic phenomenon of soil-structure interaction on the free vibration response of beams: Application to railway bridges. *Engineering Structures*, 125, pp.254-265.
- Doménech, A., Bonet, L. & Museros, P., 2009. Interacción vehículo-estructura en puentes ferroviarios de hormigón pretensado en situaciones de resonancia. Validación del método del amortiguamiento adicional propuesto por el Eurocódigo 1.
- Domínguez, J., 2001. *Dinámica de Puentes de Ferrocarril para Alta Velocidad: Métodos de Cálculo y Estudio de la Resonancia*.
- Domínguez, J., 1980. *Vibraciones Mecánicas*, Universidad de Sevilla, Escuela Superior de Ingenieros Industriales, Departamento de Publicaciones.
- Domínguez, J. & Roesset, J., 1978. Dynamic stiffness of rectangular foundations. *NASA STI/Recon Technical Report N*.
- ERRI-D190, 1993. Deformations admissibles des ponts métalliques et des ponts mixtes

pour des vitesses $V > 160$ km/h.

- ERRI D214.2, 2002. ERRI D214. Utilisation de convois universels pour le dimensionnement dynamique de ponts-rails. Synthèse des résultats du D214.2 (Rapport final).
- ERRI D214 RP9, 2000. PontsRail pour vitesses > 200 km/h. (Rapport final).
- Fleming, J.F. & Romualdi, J.P., 1961. Dynamic response of highway bridges. *Journal of the Structural Division*, 87, pp.31–62.
- Ford, G., 1943. *Transverse Vibration of a Two-span Beam Under the Action of a Moving Force*, Stanford Univ.
- Fryba, L., 2001. A rough assessment of railway bridges for high speed trains. *Engineering Structures*, 23, pp.548–556.
- Fryba, L., 1996. *Dynamics of Railway Bridges*, Thomas Telford Publishing.
- Fryba, L., 1972. *Vibration of solids and structures under moving loads*, Springer Netherlands.
- Gabaldón, F., Riquelme, F. & Goicolea, J.M., 2005. Análisis dinámico de estructuras sometidas a acciones de trenes de alta velocidad, considerando la interacción vehículo-estructura.
- Gallego, R. & Rus, G., 2001. Sensitivity computation in elasticity with respect to shape, material properties and topology. *Advances in Boundary Element Techniques*.
- Galván, P., 2007. *Análisis numérico y experimental de las vibraciones ocasionadas por el paso de trenes de alta velocidad en el suelo y en estructuras cercanas a la vía*. Universidad de Sevilla.
- Galván, 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. *Experimental vibration analysis of civil engineering structures*.
- Goicolea, J.M., Gabaldón, F. & Riquelme, F., 2005. Design Issues for Dynamics of High Speed Railway Bridges. *Dynamics of High-Speed Railway Bridges*, (section 2).
- Hambly, E.C., 1991. *Bridge deck behaviour*, Chapman and Hall.
- Hillerborg, A., 1951. *Dynamic Influences of Smoothly Running Loads on Simply Supported Girders* Stockholm: Kungl. Tekniska Högskolan.
- Hunley, J.B., 1936. Impact in steel railway bridges. *ARE A. Proceedings*, 37, p.747.
- Inglis, C.E., 1932. *Mathematical treatise on vibrations in railway bridges.*, Cambridge Univ Press.
- INTEMAC, 1991. *Informe de resultados y conclusiones de las actividades de inspección técnica y prueba de carga realizadas en la estructura del “Puente 3, P.K. 26+456, del tramo Mascaraque-El Emperador sobre el arroyo Bracea,”*
- Jeffcott, H.H., 1929. VI. On the vibration of beams under the action of moving loads. *The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science*, 8,

Referencias

- pp.66–97.
- Jennings, P.C. & Bielak, J., 1973. Dynamics of building-soil interaction. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 63, pp.9–48.
- Johansson, C. et al., 2014. A methodology for the preliminary assessment of existing railway bridges for high-speed traffic. *Engineering Structures*, 58, pp.25–35.
- Johansson, C., 2013. Simplified dynamic analysis of railway bridges under high-speed trains. , p.120.
- Johansson, C., Pacoste, C. & Karoumi, R., 2013. Closed-form solution for the mode superposition analysis of the vibration in multi-span beam bridges caused by concentrated moving loads. *Computers and Structures*, 119, pp.85–94.
- Kouroussis, G. et al., 2014. Using three-dimensional finite element analysis in time domain to model railway-induced ground vibrations. *Advances in Engineering Software*, 70, pp.63–76.
- Lombaert, G. & Degrande, G., 2009. Ground-borne vibration due to static and dynamic axle loads of InterCity and high-speed trains. *Journal of Sound and Vibration*, 319, pp.1036–1066.
- Lysmer, J.; Kuhlemeyer, R.L., 1969. Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 95, pp.859–877.
- Maeso, O., 1992. *Modelo para el análisis sísmico de presas bóveda incluyendo los efectos de interacción suelo-agua-estructura*. Universidad de Las Palmas de Gran Canaria.
- Maeso, O., Aznárez, J.J. & Domínguez, J., 2002. Numerical Model for Dynamic Behavior of Reservoir Bottom Sediments. In *2nd Biot Conf. on Poromechanics*. Balkema, Rotterdam, pp. 709–714.
- Majka, M. & Hartnett, M., 2008. Effects of speed, load and damping on the dynamic response of railway bridges and vehicles. *Computers and Structures*, 86, pp.556–572.
- Malveiro, J. et al., 2014. Updating and validation of the dynamic model of a railway viaduct with precast deck. *Structure and Infrastructure Engineering*, 10, pp.1484–1509.
- Manterola, J., 2006. *Puentes: apuntes para su diseño, cálculo y construcción*, Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- Martínez-Rodrigo, M.D., 2009. *Atenuación de vibraciones resonantes en puentes de ferrocarril de Alta Velocidad mediante amortiguadores fluido-viscosos*. Universidad Politécnica de Valencia.
- Medina, C., 2015. *Advances in the study of soil-structure interaction effects on the dynamic response of piled structures*.
- Medina, F., 1987. *Análisis de la respuesta sísmica de presas incluyendo efectos de interacción suelo-agua-estructura*, Universidad Politécnica de Valencia.
- Mellat, P., 2012. *Dynamic analysis of soil-steel composite bridges for high speed railway traffic*.

- Mellat, P. et al., 2014. Dynamic behaviour of a short span soil-steel composite bridge for high-speed railways - Field measurements and FE-analysis. *Engineering Structures*, 69, pp.49–61.
- Ministerio de Fomento, 2010. *Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF)*, Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones.
- Ministerio de Fomento, 2008. *Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07)*, Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones.
- Moliner, E., Romero, A. & Mart, M.D., 2017. Investigation of the dynamic response and effect of soil properties of Arroyo Bracea II bridge in Madrid-Sevilla High-Speed railway line through experimental analyses. In *Procedia Engineering*.
- MTTC, 1987. Nuevo acceso ferroviario a Andalucía. Proyecto de infraestructura y vía. Tramo Mascaraque - El Emperador.
- Museros, P., 2002. *Interacción vehículo-estructura y efectos de resonancia en puentes isostáticos de ferrocarril para líneas de alta velocidad*. Universidad Politécnica de Madrid.
- ORE D23, 1955. *Détermination des effets dynamiques dans les ponts. Rapport d'enquête*, París, F., 1998. *Teoría de la Elasticidad*, Universidad de Sevilla, Escuela técnica Superior de Ingenieros Industriales.
- Parmelee, R.A., 1967. Building-foundation interaction effects. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 93, pp.131–152.
- Parmelee, R.A., Perelman, D.S. & Lee, S., 1969. Seismic response of multiple-story structures on flexible foundations. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 59, pp.1061–1070.
- Perelman, D.S., Parmelee, R.A. & LEE, S.L., 1968. Seismic response of single-storey interaction systems. *Journal of the Structural Division*.
- Rebelo, C. et al., 2008. Dynamic behaviour of twin single-span ballasted railway viaducts. Field measurements and modal identification. *Engineering Structures*, 30, pp.2460–2469.
- Ribeiro, D. et al., 2012. Finite element model updating of a bowstring-arch railway bridge based on experimental modal parameters. *Engineering Structures*, 40, pp.413–435.
- Robinson, S.W., 1887. Vibration of bridges. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 16, pp.42–65.
- Roesset, J.M., 2013. Soil Structure Interaction the Early Stages. *Journal of Applied Science and Engineering*, 16, pp.1–8.
- Rombach, G.A., 2011. *Finite-element design of concrete structures: practical problems and their solutions*, London: ICE.
- Romero, A. et al., 2013. Soil-structure interaction in resonant railway bridges. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 47, pp.108–116.
- Romero, A., Galvín, P. & Domínguez, J., 2012. Comportamiento dinámico de viaductos

Referencias

- cortos considerando la interacción vehículo-vía-estructura-suelo. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 28, pp.55–63.
- Sarrazin, M.A., Roesset, J.M. & Whitman, R. V., 1972. Dynamic soil-structure interaction. *Journal of the Structural Division*, 98.
- Sextos, A.G., Kappos, A.J. & Pitilakis, K.D., 2003. Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion, site effects and soil-structure interaction phenomena. Part 2: Parametric study. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32, pp.629–652.
- Sextos, A.G., Pitilakis, K.D. & Kappos, A.J., 2003. Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion, site effects and soil-structure interaction phenomena. Part 1: Methodology and analytical tools. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32, pp.607–627.
- Stokes, G.G., 1883. *Mathematical And Physical Papers Vol 2*, Cambridge At The University Press.
- Timoshenko, S.P., 1927. Vibration of bridges. *The American Society of Engineers*, pp.53–61.
- Turneure, F.E., 1911. Report of committee on impact. *AREA. Proceedings*, 12, p.13.
- Ucci, M. et al., 2011. Nonlinear soil-structure interaction of a curved bridge on the Italian Tollway A25. In *8th International Conference on Structural Dynamics, EUROLYN 2011*.
- UIC, U.I. des C., 1979. Code UIC 776-1R. Charges a prendre en considerations dans le calcul des ponts-rail.
- UIC Passenger Department, U., 2017. High Speed Lines in the World.
- Ülker-Kaustell, M. & Karoumi, R., 2011. Application of the continuous wavelet transform on the free vibrations of a steel–concrete composite railway bridge. *Engineering structures*, 33, pp.911–919.
- Ülker-Kaustell, M. & Karoumi, R., 2012. Influence of non-linear stiffness and damping on the train-bridge resonance of a simply supported railway bridge. *Engineering Structures*, 41, pp.350–355.
- Ülker-Kaustell, M., Karoumi, R. & Pacoste, C., 2010. Simplified analysis of the dynamic soil-structure interaction of a portal frame railway bridge. *Engineering Structures*, 32, pp.3692–3698.
- Vega, J. et al., 2007. Aplicación del MEC a un problema de interacción suelo-estructura.
- Veletsos, A.S. & Meek, J.W., 1974. Dynamic behaviour of building-foundation systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 3, pp.121–138.
- Veletsos, A.S. & Nair, V. V., 1975. Seismic interaction of structures on hysteretic foundations. *Journal of the Structural Division*, 101, pp.109–129.
- Vinciprova, F. et al., 2003. Interaction of BEM analysis and experimental testing on pile-

- soil systems. In *Problems in Structural Identification and Diagnostics: General Aspects and Applications*. Springer, pp. 195–227.
- Wallace, E., 1975. George Stephenson condujo el primer tren de viajeros de la historia. *Via Libre* N° 135.
- Willis, R., 1849. The Effect Produced by Causing Weights to Travel Over Elastic Bars, Appendix to the Report of the Commissioners Appointed to Inquire into the Application of Iron to Railway Structures.
- Winkler, E., 1867. Theory of elasticity and strength. *Dominicus Prague*.
- Xingwen, H., 2007. Analytical Approaches to Dynamic Issues Related to High-Speed Railway Bridge-Train Interaction System. *Kobe University Repository: Thesis*.
- Y B Yang, H.H.H., 2009. *Wave Propagation for Train-Induced Vibrations*,
- Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L. & Zhu, J.Z., 2005. *The finite element method: its basis and fundamentals*, Elsevier Butterworth-Heinemann.
- Zimmermann, H., 1941. *Die Berechnung des Eisenbahnbaues*. 3ª., Wilhelm Ernst und Sohn.