



UNIVERSITAT JAUME I

ESCOLA SUPERIOR DE TECNOLOGIA I CIÈNCIES
EXPERIMENTALS

GRADO EN INGENIERÍA EN INGENIERÍA MECÁNICA

*Análisis paramétrico del efecto de los
arriostramientos transversales en el comportamiento
dinámico de puentes de ferrocarril de tipología de
losa sobre vigas de hormigón.*

TRABAJO FIN DE GRADO

AUTOR:

Arnau Sempere Roig

DIRECTORAS:

Emmanuela Moliner Cabedo

María de los Dolores Martínez Rodrigo

Castellón, Julio de 2019

Agradecimientos

Me gustaría dar las gracias a todas las personas que de un modo u otro han contribuido a que este proyecto tomara forma.

En especial a mi tutora Emma, que tantas veces ha atendido mis dudas y revisado mis resultados, siempre con una sonrisa. También a Lola, que desde la distancia se ofreció a dirigir este TFG, respondiendo a los correos con una velocidad digna de conversación cara a cara. Por último a todo el departamento de estructuras que se mostró muy abierto, haciendo mi estancia en prácticas realmente agradable. Gracias a todos.

Para terminar, quisiera hacer mención de mis compañeros y amigos quienes tanto me han apoyado y con los que tan buenos ratos he compartido a lo largo de este trabajo. Tampoco podría de ningún modo olvidar a mi familia, sin ellos nada de esto hubiese sido posible.

ÍNDICE

I.	Resumen	15
II.	Memoria.....	17
II.1.	Objeto	18
II.2.	Alcance	18
II.3.	Antecedentes.....	18
II.4.	Normas y referencias.....	21
II.4.1.	Disposiciones legales y normas aplicadas	22
II.4.2.	Programas ofimáticos	22
II.4.3.	Plan de gestión de la calidad durante la redacción del proyecto	23
II.4.4.	Bibliografía	23
II.5.	Definiciones y siglas.....	24
II.5.1.	Definiciones	24
II.5.2.	Siglas	24
II.6.	Definición de los puentes de estudio.....	25
II.6.1.	Características geométricas	25
II.6.2.	Descripción de los apoyos.....	26
II.7.	Descripción de los trabajos previos.....	28
II.8.	Modelo numérico empleado.....	33
II.8.1.	Introducción	33
II.8.2.	Análisis modal.....	34
II.8.3.	Posibles soluciones	36
II.8.4.	Solución elegida	37
II.9.	Propiedades mecánicas de los modelos.....	40

II.9.1.	Introducción de propiedades relativas a la masa en el modelo.....	41
II.9.2.	Introducción de propiedades relativas a la rigidez de los apoyos en el modelo.....	41
II.10.	Resultados	42
II.11.	Viabilidad técnica y económica	46
II.12.	Desarrollos futuros	47
II.13.	Conclusiones.....	47
III.	Anejos.....	51
III.1.	Anejo de cálculos.....	52
III.1.1.	Obtención de las inercias de la sección recta de las vigas ..	53
III.1.2.	Cálculo de inercia de la sección recta del tablero homogeneizada.....	55
III.1.3.	Cálculo de la relación luz – flecha	56
III.1.4.	Cálculo de las propiedades a introducir en el modelo.....	57
III.1.5.	Zonas laterales	58
III.1.6.	Zona central	58
III.1.7.	Obtención de las densidades de hormigón a aplicar en los distintos elementos del modelo.	59
III.1.8.	Cálculo de las propiedades de los apoyos elastoméricos	65
III.2.	Anejo de resultados de cálculos relativos a la relación luz - flecha	68
III.3.	Anejo de resultados de cálculos relativos a las propiedades a introducir en el modelo.....	75
III.4.	Resultados obtenidos de los análisis modales	82
III.5.	Anejo de configuraciones a estudiar	99
IV.	Planos	105
V.	Pliego de condiciones.....	109

V.1. Generalidades.....	110
V.2. Objeto de la aplicación del proyecto	110
V.3. Útiles de trabajo.....	110
VI. Presupuesto	112

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Configuraciones de viaductos objeto de estudio.	26
Tabla 2. Propiedades mecánicas de los elementos objeto de estudio...41	
Tabla 3. Posibles configuraciones de los viaductos objeto de estudio.	52
Tabla 4. Cálculo de la inercia e área unitaria de cada elemento.....	55
Tabla 5. Listado definitivo de puentes objeto de estudio.....	57
Tabla 6. Dimensiones y pesos de los carriles habituales, cuadro D.1 IAPF-2010.	61
Tabla 7. Características de las traviesas habituales, cuadro D.2 IAPF-2010.	62
Tabla 8. Peso específico del Balasto según la norma la IAPF-2010.	63
Tabla 9. Densidad del hormigón considerada en las partes externas del puente.	65
Tabla 10. Densidad del hormigón considerada en la parte central del puente.	65
Tabla 11. Cálculo de las inercias unitarias de las vigas tipo C.....	70
Tabla 12. Cálculo de las inercias unitarias de las vigas tipo D.	72
Tabla 13. Cálculo de la relación entre módulos elásticos de los elementos losa y vigas.....	73
Tabla 14. Inercia de la losa del tablero.....	73
Tabla 15. Inercia de la sección completa del tablero para losa de espesor 25 cm.	74
Tabla 16. Inercia de la sección completa del tablero para losa de espesor 22 cm.	74
Tabla 17. Resultados del cálculo de la relación luz – flecha.....	75
Tabla 18. Volumen de las partes externas de la losa.	76
Tabla 19. Volumen de la parte central de la losa.....	76

Tabla 20. Masas por unidad volumétrica de cada elemento y para cada tipología de tablero.	76
Tabla 21. Densidad del hormigón a aplicar en las zonas externas de la losa.	77
Tabla 22. Densidad del hormigón a aplicar en la zona central de la losa.	77
Tabla 23. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 5C 10m.	77
Tabla 24. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 5C 17,5m.	78
Tabla 25. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 5D 12,5m.	78
Tabla 26. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 5D 15m.	78
Tabla 27. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 5D 20m.	79
Tabla 28. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 5D 22,5m.	79
Tabla 29. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 5C 25m.	79
Tabla 30. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 6C 10m.	80
Tabla 31. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 6C 12,5m.	80
Tabla 32. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 6C 15m.	80
Tabla 33. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 6C 17,5m.	81
Tabla 34. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 6C 20m.	81
Tabla 35. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 6C 22,5m.	81

Tabla 36. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 6C 25m.	82
Tabla 37. Configuraciones estudiadas de los puentes rectos.....	101
Tabla 38. Configuraciones estudiadas de los puentes esviados.	104
Tabla 40. Presupuesto del proyecto libre de impuestos.....	113
Tabla 41. Detalle del coste de las licencias libre de impuestos.....	113
Tabla 42. Presupuesto total del proyecto tras la aplicación de impuestos.	113

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Esquema de trenes articulados, convencionales y regulares, Eurocódigos.	21
Figura 2. Vistas representativas de las tipologías de los puentes objeto de estudio, SolidWorks.	26
Figura 3. Descripción gráfica de los apoyos de tipo B según la normativa europea EN 1337-3.	27
Figura 4. Ejemplo de la distribución de los apoyos de un puente de 6 vigas tipo C, SolidWorks.	27
Figura 5. Instantáneas del puente Arroyo Bracea.	28
Figura 6. Cargas del tipo de tren usado en la prueba de carga.....	29
Figura 7. Disposición de los trenes sobre el tablero.....	30
Figura 8. Planta de disposición de los aparatos de medida en la prueba de carga de Arroyo Bracea.	31
Figura 9. Acelerómetro ubicado en la cara inferior del tablero.....	32
Figura 10. Disposición de sensores en el tablero del puente.....	32
Figura 11. Vista de detalle del modelo mallado, SolidWorks.	33
Figura 12. Vista predominantemente superior de un puente de 5 vigas tipo D, SolidWorks.....	37
Figura 13. Geometría de las vigas de arriostamiento, SolidWorks.	38
Figura 14. Vistas frontales de un puente con arriostamiento completo, mal ejecutado y no arriostado, SolidWorks.....	38
Figura 15. Croquis de la línea de partición correspondiente a la sección de apoyo de las vigas (cotas en mm), SolidWorks.	39
Figura 16. Vista de detalle de la parte frontal de un puente de 5 vigas tipo D con el tablero resaltado, SolidWorks.	40
Figura 17. Parámetros de mallado, SolidWorks.	40

Figura 18. Coacción de apoyo tipo deslizante libre sobre neopreno, SolidWorks.....	42
Figura 19. Coacción de apoyo tipo deslizante libre directamente sobre viga, SolidWorks.....	42
Figura 20. Ejemplo de gráficas de luz frente a primera frecuencia, se corresponden con las gráficas 5 y 9 del anejo III.4.....	43
Figura 21. Ejemplo de gráficas de diferencia porcentual entre configuraciones con/sin riostra y riostra incompleta/sin riostra. Las gráficas se corresponden con la Gráfica 10 y la Gráfica 32 del anejo III.4.	43
Figura 22. Ejemplo de gráficos de diferencia porcentual entre configuraciones de riostra completa/incompleta. Se corresponden con las gráficas 7 y 31 del anejo III.4.	44
Figura 23. Comparativa entre las gráficas de tendencias de las diferencias porcentuales entre configuraciones con/sin riostra de puentes esviados de 5 y 6 vigas, se corresponde con las gráficas (Gráfica 10 y Gráfica 18).....	48
Figura 24. Distribución de cargas aplicadas sobre el viaducto bajo un tren UIC71, IAPF-2010.....	53
Figura 25. Descomposición en geometrías simples de las vigas.....	54
Figura 26. Inercia del rectángulo y el triángulo.	54
Figura 27. Distribución de cargas sobre los puentes ferroviarios, IAPF-2010.	58
Figura 28. Zonas laterales del tablero resaltadas, Solidworks.	58
Figura 29. Zona central del tablero resaltada, Solidworks.	59
Figura 30. Vistas acotadas del sólido "neopreno" para su configuración rectangular y esviada.....	66
Figura 31. Entorno de selección de materiales de la herramienta SolidWorks.....	67
Figura 32. Ejemplo de forma modal de flexión longitudinal.....	82
Figura 33. Ejemplo de forma modal de torsión.....	82
Figura 34. Ejemplo de forma modal de flexión transversal.....	83

ÍNDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 1. Comparativa de las diferencias porcentuales entre frecuencias de las configuraciones riostra completa/sin riostra entre puentes de 5 vigas rectos y esviados.....	45
Gráfica 2. Diferencias porcentuales entre primeras frecuencias de puentes de 5 vigas esviados comparando sus configuraciones con y sin neoprenos.....	46
Gráfica 3. Gráfica comparativa de las diferencias porcentuales correspondientes a las configuraciones con/sin riostra de puentes de 6 vigas esviados sin y con neoprenos.....	49
Gráfica 4. Gráfica comparativa de las primeras frecuencias frente a las longitudes correspondientes a las distintas configuraciones de puentes de 5 vigas esviados con y sin neoprenos.	49
Gráfica 5. Luz – 1º frecuencia de puentes rectos de 5 vigas sin neoprenos.....	83
Gráfica 6. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones con/sin riostra de puentes rectos de 5 vigas sin neoprenos.....	84
Gráfica 7. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra completa/incompleta de puentes rectos de 5 vigas sin neoprenos.....	84
Gráfica 8. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra incompleta/sin de puentes rectos de 5 vigas sin neoprenos.	85
Gráfica 9. Luz – 1º frecuencia de puentes esviados de 5 vigas sin neoprenos.....	85
Gráfica 10. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones con/sin riostra de puentes esviados de 5 vigas sin neoprenos.	86
Gráfica 11. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra completa/incompleta de puentes esviados de 5 vigas sin neoprenos.....	86
Gráfica 12. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra incompleta/sin de puentes esviados de 5 vigas sin neoprenos.....	87

Gráfica 13. Luz – 1º frecuencia de puentes rectos de 6 vigas sin neoprenos.....	87
Gráfica 14. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones con/sin riostra de puentes rectos de 6 vigas sin neoprenos.....	88
Gráfica 15. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra completa/incompleta de puentes rectos de 6vigas sin neoprenos.	88
Gráfica 16. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra incompleta/sin de puentes rectos de 6 vigas sin neoprenos.	89
Gráfica 17. Luz – 1º frecuencia de puentes esviados de 6 vigas sin neoprenos.....	89
Gráfica 18. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones con/sin riostra de puentes esviados de 6 vigas sin neoprenos.	90
Gráfica 19. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra completa/incompleta de puentes esviados de 6 vigas sin neoprenos.....	90
Gráfica 20. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra incompleta/sin de puentes esviados de 6 vigas sin neoprenos.....	91
Gráfica 21. Luz – 1º frecuencia de puentes rectos de 5 vigas con neoprenos.....	91
Gráfica 22. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones con/sin riostra de puentes rectos de 5 vigas con neoprenos.	92
Gráfica 23. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra completa/incompleta de puentes rectos de 5 vigas con neoprenos.....	92
Gráfica 24. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra incompleta/sin de puentes rectos de 5 vigas con neoprenos.	93
Gráfica 25. Luz – 1º frecuencia de puentes esviados de 5 vigas con neoprenos.....	93
Gráfica 26. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones con/sin riostra de puentes esviados de 5 vigas con neoprenos.....	94

Gráfica 27. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra completa/incompleta de puentes esviados de 5 vigas con neoprenos.....	94
Gráfica 28. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra incompleta/sin de puentes esviados de 5 vigas con neoprenos..	95
Gráfica 29. Luz – 1º frecuencia de puentes rectos de 6 vigas con neoprenos.....	95
Gráfica 30. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones con/sin riostra de puentes rectos de 6 vigas con neoprenos.	96
Gráfica 31. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra completa/incompleta de puentes rectos de 6 vigas con neoprenos.....	96
Gráfica 32. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra incompleta/sin de puentes rectos de 6 vigas con neoprenos.	97
Gráfica 33. Luz – 1º frecuencia de puentes esviados de 6 vigas con neoprenos.....	97
Gráfica 34. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones con/sin riostra de puentes esviados de 6 vigas con neoprenos.....	98
Gráfica 35. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra completa/incompleta de puentes esviados de 6 vigas con neoprenos.....	98
Gráfica 36. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra incompleta/sin de puentes esviados de 6 vigas con neoprenos..	99

I. Resumen

El objetivo del presente estudio es determinar la influencia de los arriostramientos transversales en el comportamiento dinámico de puentes de ferrocarril de longitudes moderadas y tipología de losa sobre vigas de hormigón.

El progresivo aumento de las velocidades de circulación de los trenes conlleva la aparición de problemas estructurales derivados de las vibraciones. La tipología de viaductos más afectada es la de puentes isostáticos de luces medias y cortas (entre 10 y 25 m), esto se debe a la reducida masa y rigidez de los tableros empleados para cubrir dicho rango de luces.

Es habitual encontrar en las líneas ferroviarias españolas puentes de esta tipología, ejecutados mediante losa hormigonada in situ sobre vigas longitudinales prefabricadas de hormigón. Es también habitual, especialmente en obras antiguas, que este tipo de estructuras cuenten además con una serie de vigas transversales de arriostramiento, cuyo objetivo es incrementar la rigidez torsional del puente, esto se consigue uniendo las vigas longitudinales entre sí y conectándolas asimismo con el tablero.

No obstante la ejecución en obra de estas vigas supone un incremento de la inversión tanto en términos de duración como económicos. Es por ello que es frecuente encontrar estructuras que carecen de dicho sistema de arriostramiento o bien cuentan con una ejecución deficiente o incompleta de este. Ha sido constatado que esto sucede también en puentes en cuyo proyecto se había previsto la incorporación del sistema de arriostramiento en cuestión. La influencia de incluir o no estas vigas transversales es difícil de determinar sin la relación de un análisis dinámico de la estructura, es por ello que la importancia de este trabajo de final de grado radica en discernir si la presencia de estos sistemas de arriostramiento es necesaria o no y en qué casos para la segura circulación de trenes de alta velocidad.

Además, como parte de este trabajo, también se analizará el efecto sobre el comportamiento dinámico de los puentes de la rigidez vertical de los apoyos elastoméricos en los arranques del tablero.

II. Memoria

II.1.OBJETO

Los objetivos principales de este proyecto son los siguientes:

- A. Analizar las propiedades dinámicas de puentes de luz media-corta, de tipología de losa sobre vigas de hormigón, susceptibles de sufrir problemas de aceleración vertical del tablero por motivo de su uso en líneas de ferrocarril de alta velocidad.
- B. Determinar el efecto de las vigas riostra sobre las frecuencias y modos de vibración del conjunto.
- C. Acotar la influencia de algunos parámetros geométricos tales como la luz, dimensiones o flexibilidad de los apoyos.

Mediante el análisis de los resultados anteriores se pretende contribuir al conocimiento actual sobre este tipo de estructuras y a la posibilidad de adecuar estas para su uso en líneas ferroviarias de alta velocidad, incrementando la seguridad del tráfico y el confort de los pasajeros.

II.2.ALCANCE

Este estudio comienza con la creación de un modelo de elementos finitos de un puente, haciendo uso de la herramienta SolidWorks. La capacidad del modelo para predecir las frecuencias naturales de vibración se ha confirmado mediante la comparación de sus resultados con los de un modelo anterior. Dicho modelo había sido previamente contrastado monitorizando el comportamiento de un puente de la tipología citada ante una serie de ensayos de carga que se describen en el apartado II.7.1.2. El trabajo en cuestión se limita al análisis de propiedades dinámicas de los tableros objeto de estudio, quedan excluidos cálculos dinámicos, y se extiende a toda una gama representativa de puentes de luz media-corta de tipología de losa isótropa sobre vigas de hormigón, se hace una descripción más detallada en el apartado II.6.1.

II.3.ANTECEDENTES

La alta velocidad ferroviaria tiene su origen en Japón, concretamente con la inauguración en 1964 de la Tokaido Shinkansen, línea que unía Tokio y Osaka en un recorrido de 515 km. Esta nueva infraestructura fue creada con el fin de descongestionar el abarrotado tráfico de la red ya

existente. Las velocidades de circulación de los trenes en dicha vía alcanzaban los 210 km/h.

No fue hasta quince años más tarde cuando la alta velocidad hizo acto de presencia en Europa con la puesta en marcha de la férrea París – Lyon, que con una longitud de 409 km y velocidades de circulación de hasta 260 km/h, dio comienzo a la creación a nivel europeo de una gran infraestructura de ferrocarriles de similares características. Además, también se reacondicionaron instalaciones ya existentes con el fin de dotarlas de las características de resistencia necesarias.

En esta misma línea de alta velocidad fue donde la SNFC (*Société Nationale des Chemins de Fer/Sociedad Nacional de los Ferrocarriles*), empresa encargada de la explotación ferroviaria francesa, descubrió los primeros indicios de efectos nocivos del fenómeno de resonancia sobre las vías. Además se observó que las consecuencias de las amplificaciones resonantes eran especialmente frecuentes y graves en puentes isostáticos de corta y media luz, por lo que se prohibió su construcción para este tipo de uso.

Estos fenómenos de resonancia, dan lugar a una excesiva aceleración vertical del tablero, algo que, por cuestiones de seguridad, no es de ningún modo aceptable ya que se originan problemas derivados tales como:

- A. Proyección de balasto fuera del tablero. Esto supone una pérdida de rigidez en el soporte de los carriles, lo que los hace más susceptibles de sufrir pandeo.
- B. Mayor velocidad de degradación del balasto, que unido a un menor nivel de compactación del mismo puede llegar a provocar la desalineación de las vías.
- C. Como consecuencia de la amplificación de los efectos dinámicos de las vibraciones, la propagación de las grietas en estructuras de hormigón se ve incrementada. Esto conlleva una pérdida de rigidez del puente, que a su vez produce un descenso en la velocidad de resonancia de la estructura.
- D. Los costes de mantenimiento de la estructura se ven incrementados notablemente y surgen problemas de fatiga a largo plazo en los puentes.

El fenómeno de resonancia es originado por la sincronización de la excitación producida por el paso los ejes equidistantes de los vagones, generalmente de pasajeros, a ciertas velocidades con alguna de las frecuencias naturales de vibración de la estructura. Esto conlleva una amplificación de las vibraciones asociadas a dichas frecuencias naturales, que puede llegar a alcanzar valores significativos.

La primera velocidad crítica de paso de un tren con una distancia característica entre ejes D_k (Figura 1) sobre un puente viene dada por la siguiente expresión:

$$V_{crit} = D_k \times f_0 \quad (11.1)$$

Siendo f_0 la frecuencia fundamental, que a su vez es proporcional a la raíz cuadrada del cociente de la rigidez a flexión de la estructura entre su masa por unidad de longitud lineal (expresión (11.2)).

$$f_0 = \frac{\pi}{2 \times L^2} \sqrt{\frac{E \times I}{\bar{m}}} \quad (11.2)$$

Donde L es la luz del puente, E el módulo elástico del material, I la inercia de la sección y \bar{m} la masa por unidad de longitud lineal.

En la siguiente figura, correspondiente a los eurocódigos, se pueden observar las cotas o distancias de interés para trenes articulados, convencionales y regulares, siendo la distancia característica o causante de la resonancia (D_k) la correspondiente a la longitud de los distintos vagones, ya que es la que separa de forma regular los grupos de carga de la composición.

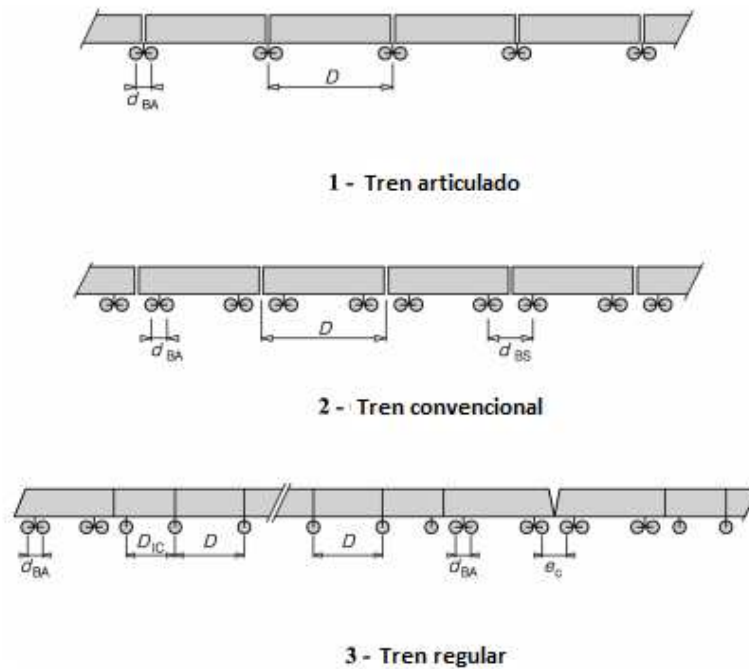


Figura 1. Esquema de trenes articulados, convencionales y regulares, Eurocódigos.

Para dotar al puente de mayor rigidez y de esta forma elevar sus frecuencias naturales de vibración, es habitual prever en proyecto la disposición de vigas o arriostramientos transversales entre sus vigas longitudinales cerca de los apoyos. El análisis de la influencia de estas vigas riostra sobre el comportamiento dinámico del puente, así como el efecto que tienen las distintas características geométricas del conjunto sobre su respuesta, dan pie a la realización de este estudio.

Este trabajo forma parte de las líneas de investigación actuales del grupo interuniversitario formado por investigadores de la Universitat Jaume I y la Universidad de Sevilla, respectivamente dirigidos por M.D. Martínez Rodrigo y P. Galvín Barrera.

II.4. NORMAS Y REFERENCIAS

A lo largo de este apartado se nombrarán y describirán las normativas aplicadas para la realización de este proyecto, así como los programas de cálculo y simulación utilizados y la bibliografía de consulta empleada.

II.4.1. DISPOSICIONES LEGALES Y NORMAS APLICADAS

La normativa a aplicar para la correcta realización de este estudio corresponde al ámbito de la construcción en general y su aplicación específica al campo ferroviario. Durante el proyecto se han seguido las disposiciones establecidas en:

Eurocódigos Estructurales

Los Eurocódigos estructurales son un conjunto de normas europeas de carácter voluntario, encargadas por la Comisión Europea al Comité Europeo de Normalización, CEN, que proporcionan una serie de métodos comunes para calcular la resistencia mecánica de los elementos que desempeñan una función estructural en una obra de construcción. “Recuperado de: <https://www.fomento.gob.es/organos-colegiados/marcado-ce-y-eurocodigos/eurocodigos>”

- Eurocódigo 0 – Bases para el cálculo de estructuras.
- Eurocódigo 1 – Acciones Estructurales.
- Eurocódigo 2 – Proyecto de estructura de hormigón.

Instrucción de acciones a considerar en puente de ferrocarril (IAPF – 2010)

Esta normativa recoge las acciones a considerar en puentes de ferrocarril dentro del territorio español para dotarlos de la capacidad portante que les permita cumplir con su cometido en condiciones de seguridad durante toda su vida útil.

II.4.2. PROGRAMAS OFIMÁTICOS

Las herramientas de cálculo empleadas para llevar a cabo el proyecto han sido las siguientes:

Microsoft Office Excel 2013

Hoja de cálculo.

SolidWorks 2019

Este software de CAD (*Computer-Aided Design*/Diseño asistido por ordenador) permite, entre muchas otras funciones, el estudio de diseños 3D mediante el método de elementos finitos, para así predecir su comportamiento físico real.

Además para la redacción del proyecto se ha hecho uso de:

Microsoft Word 2013

Editor de textos.

II.4.3. PLAN DE GESTIÓN DE LA CALIDAD DURANTE LA REDACCIÓN DEL PROYECTO

A lo largo de la redacción del proyecto se han combinado las reuniones físicas y el intercambio de información vía e-mail, con sendas directoras, Emma y Lola, para corregir los errores y deficiencias halladas en él.

II.4.4. BIBLIOGRAFÍA

Los documentos consultados durante la realización y redacción del proyecto, además de las normas mencionadas en el apartado II.4.1, han sido los siguientes:

- (II.1) Dinámica de vibraciones – “Antonio Pérez González (2000)”.
- (II.2) Atenuación de vibraciones resonantes en puentes de ferrocarril de alta velocidad mediante amortiguadores fluido-viscosos – “M^a Dolores Martínez Rodrigo (2009)”.
- (II.3) Interacción vehículo-estructura en puentes ferroviarios de hormigón pretensado en situaciones de resonancia. Validación del método del amortiguamiento adicional propuesto por el Eurocódigo 1 – “Alejandro Doménech Monforte (2009)”.
- (II.4) Comportamiento dinámico de puentes de ferrocarril para tráfico de alta velocidad y reacondicionamiento mediante disipadores viscoelásticos pasivos – “Emmanuela Moliner Cabedo (2012)”.
- (II.5) Adecuación de modelos numéricos para el cálculo dinámico de puentes de ferrocarril: modelo losa ortótropa y losa sobre vigas. Comparación con medidas experimentales – “Paula Susana Rueda Navarro (2017)”.
- (II.6) Mecànica i Resistència de materials – “Óscar Martínez Ramos (2014)”.
- (II.7) Diccionario del tren – “Mario León (1999)”.
- (II.8) Bridge vibration and controls – “H.Xia, G. De Roeck, Jose M. Goicolea (2012)”.
- (II.9) What every engineer should know about finite element analysis – “John R. Brauer (1993)”.
- (II.10) Finite elements analysis concepts via SolidWorks – “John Edward Akin (2010)”.
- (II.11) Ingeniería de puentes, análisis estructural – “Salvador Monleón Cremades (1997)”.

II.5. DEFINICIONES Y SIGLAS

En este apartado se definen una serie de términos y siglas que serán nombrados de forma frecuente a lo largo del trabajo y cuyo conocimiento es clave para la comprensión de este.

II.5.1. DEFINICIONES

- Tablero: estructura horizontal del puente sobre la que gravitan las cargas. Se compone del conjunto de la losa superior y las vigas.
- Traviesas: bloques sobre los que se apoyan los carriles, se pueden fabricar en distintos materiales y dimensiones en función de las condiciones de uso de las vías.
- Balasto: conjunto de áridos que se ubican sobre el tablero con el fin de distribuir y transmitir las cargas de las traviesas al tablero.
- Riostra: viga transversal o de atado de otros elementos con la finalidad de dotar de mayor estabilidad y evitar la deformación de un armazón.
- Formas modales: se llama forma modal a cada una de las formas en que puede vibrar un cuerpo.
- Canto de viga: dimensión vertical de la viga.
- Luz: longitud en proyección horizontal entre los apoyos de una viga.
- Flecha: distancia máxima entre la fibra neutra en estado de reposo de un cuerpo y su deformada.
- Esviaje: cuando la forma del tablero no es cuadrada ni rectangular en planta sino que la horizontal de los apoyos forma un ángulo distinto a 90° respecto al eje longitudinal del tablero. Se puede entender como el grado de oblicuidad del tablero en planta en relación al vial o cauce que salva.
- Grados de libertad: número de desplazamientos que hay que considerar para representar los efectos de todas las fuerzas de inercia o para representar de forma unívoca la posición deformada del sistema.

II.5.2. SIGLAS

- SNFC *Société Nationale des Chemins de Fer.*
- CAD *Computer-Aided Design.*
- CEN *Comité Europeo de Normalización.*

- G.d.I. *Grados de libertad.*

II.6.DEFINICIÓN DE LOS PUENTES DE ESTUDIO

A lo largo del siguiente punto se hace un resumen de las tipologías de puente estudiadas y se explica el concepto de los apoyos elastoméricos sobre los que suelen descansar este tipo de estructuras.

II.6.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

En este apartado se describirán las características geométricas de los puentes objeto de estudio.

El tipo de puente en el que se centra este estudio es el de tipología de losa sobre vigas de hormigón.

Dado que el objetivo de este trabajo, además de analizar el efecto de las vigas de arriostramiento, es determinar la influencia de distintos factores geométricos y físicos sobre las frecuencias de vibración de la estructura y; se ha realizado un estudio paramétrico en que, para un mismo tipo de puente, la longitud y canto de las vigas se han ido incrementado entre los diez y 25 metros a intervalos de dos metros y medio para la longitud y 250 centímetros, partiendo de 650, para el canto de viga. Únicamente aquellos cuya rigidez a flexión longitudinal, representada por la relación luz- flecha estática, se encuentra entre 3000 y 4000 son objeto de estudio(cálculo de la relación luz flecha en el apartado III.1.3). También es requisito que la relación canto total – luz se mantenga por debajo de $\frac{1}{13}$. Para obtener un mayor abanico de puentes a estudiar, se han usado dos tipologías de vigas con distintas inercias, lo que ha permitido ampliar el número de puentes con las luces especificadas que cumplen el requisito de rigidez. Por último, cabe añadir que todos los puentes y para todas sus longitudes, se han modelado con riostras completas, incompletas y sin, para un total de cinco o seis vigas de apoyo tanto en el caso de puentes rectos como considerando esviaje de cuarenta y cinco grados.

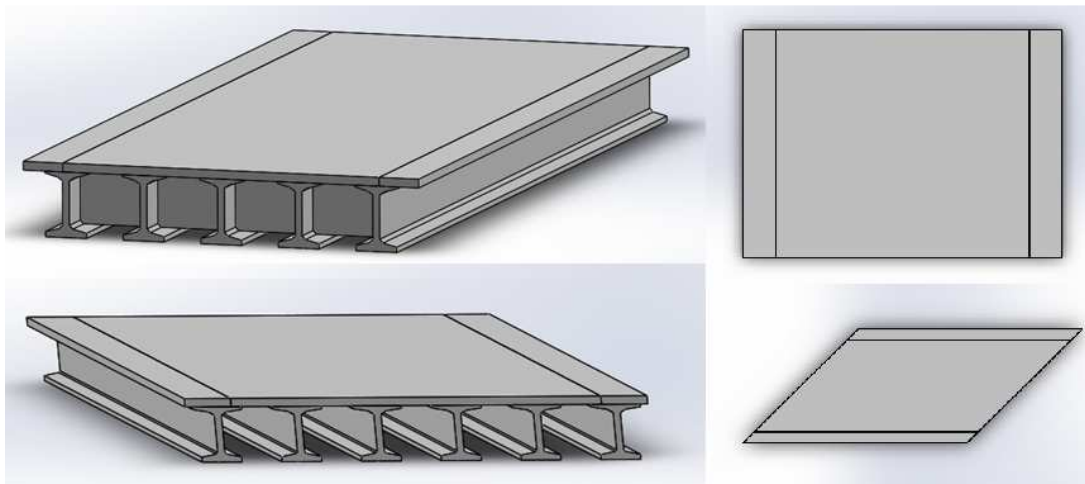


Figura 2. Vistas representativas de las tipologías de los puentes objeto de estudio, SolidWorks.

A continuación se muestra una tabla resumen de todos los puentes estudiados.

Luz (m)	Canto de viga (m)	Nº de vigas	Tipo de Viga	Ancho del ala superior (b) (cm)	espesor de tablero (h) (cm)
10	650	5	C	123	22
10	650	6	C	123	22
12,5	850	5	D	125	22
12,5	850	6	C	123	22
15	1050	5	D	125	25
15	1050	6	C	123	25
17,5	1250	5	C	123	25
20	1450	5	D	125	25
20	1450	6	C	123	25
22,5	1650	5	D	125	25
22,5	1650	6	C	125	25
25	1850	5	D	125	25
25	1850	6	C	123	25

Tabla 1. Configuraciones de viaductos objeto de estudio.

II.6.2. DESCRIPCIÓN DE LOS APOYOS

Es habitual en este tipo de estructura el uso de apoyos elastoméricos, también conocidos como neoprenos, con el fin de transmitir las cargas desde el tablero del puente a la subestructura de apoyo sin restringir completamente su libertad de movimiento. El uso de estos conlleva un incremento de la vida útil de los apoyos y por tanto de la estructura en general ya que se evita la fatiga de las uniones ante dilataciones, contracciones y vibraciones del viaducto.

Los apoyos elastoméricos suelen estar formados por algún material elastómero que actúa de matriz para una serie de planchas de acero, que se disponen paralelamente entre ellas y formando un solo cuerpo. Existen cuatro tipos de apoyos en función de la distribución y el número

de planchas. La construcción de estos apoyos está regulada por la normativa europea EN 1337-3 y en ella se contemplan hasta seis tipos de apoyos en función de la distribución y el número de planchas metálicas. Para este estudio resultan relevantes los apoyos de tipo B. Esta tipología engloba aquellos apoyos de tipología laminada, completamente recubiertos por elastómero y con un mínimo de dos planchas metálicas en su interior.

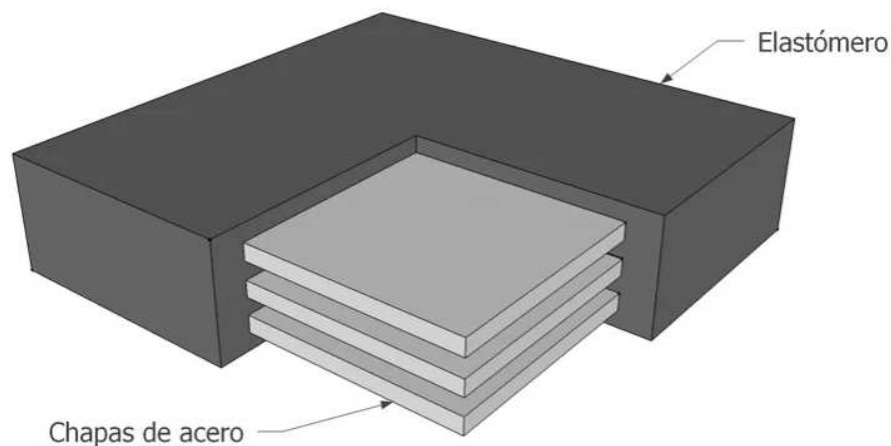


Figura 3. Descripción gráfica de los apoyos de tipo B según la normativa europea EN 1337-3.

La influencia de los apoyos descritos es objeto de estudio en este trabajo, y se valorará de forma comparativa con los resultados de las mismas estructuras simplemente apoyadas sobre las mismas vigas. La modelización de los apoyos se trata en el apartado II.8.4.3.

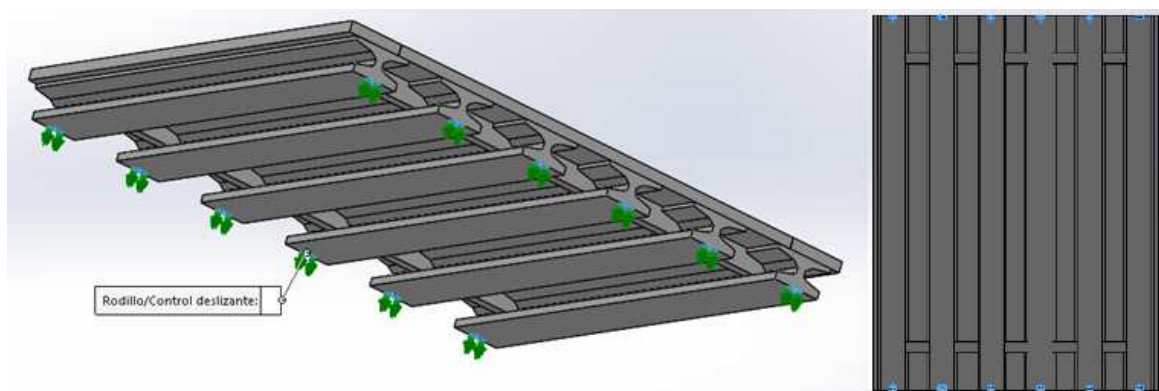


Figura 4. Ejemplo de la distribución de los apoyos de un puente de 6 vigas tipo C, SolidWorks.

II.7. DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS PREVIOS

Existen multitud de estudios relacionados con los fenómenos de vibraciones en puentes ferroviarios isostáticos de luces medias y cortas sobre los que circulan trenes de alta velocidad, esto es debido a sus características de rigidez, que los convierten en altamente susceptibles de experimentar problemas relacionados con las vibraciones (ver apartado II.3). No obstante, entre ellos es interesante destacar aquellos que, en el marco de diversos proyectos, han tomado como referencia los datos recabados en la monitorización del puente Arroyo Bracea, ya que los resultados hallados en dichos proyectos (II.2) y (II.4) han sido los usados para contrastar los datos obtenidos de este estudio.

En los citados proyectos se simuló el comportamiento del puente mediante dos modelos distintos, uno de placa isótropa sobre vigas y otro de placa ortótropa (ver apartado II.8.3).

II.7.1.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL PUENTE ARROYO BRACEA

El puente Arroyo Bracea pertenece a la línea de alta velocidad Madrid-Sevilla. Sus características geométricas lo enmarcan dentro del contexto de este estudio ya que se trata de un puente de dos vanos simplemente apoyados de luz total media-corta (15,25 m) con un fuerte esviaje de 45° cuyo tablero se compone de una losa hormigonada in situ de 11,6 m de ancho sobre cinco vigas longitudinales pretensadas separadas entre sí 2,275 m y con un sistema de arriostamiento, también hormigonado in situ, que ata las vigas longitudinales en sus cabezas y con el tablero.

Los apoyos de este puente reposan sobre neoprenos zunchados, que a su vez descansan sobre los estribos del viaducto.



Figura 5. Instantáneas del puente Arroyo Bracea.

En los estudios realizados la interacción entre ambos vanos, creada por las vías, no se tiene en cuenta sino que la estructura se modela como un único tablero isostático de forma independiente.

II.7.1.2. ENSAYOS DE CARGA DEL PUENTE ARROYO BRACEA

Previo a la puesta en servicio del puente Arroyo Bracea, en el año 1991 se realizaron una serie de pruebas de carga con el fin de testar su comportamiento.

Como parte de la prueba de carga, la estructura del puente fue sometida a las solicitaciones de dos trenes iguales entre ellos, dichos trenes estaban formados por una locomotora de 105 toneladas de peso, distribuidas a través de sus seis ejes en cargas puntuales de 17,5 toneladas, y un vagón-tolva de 84 toneladas y cuatro ejes, que reparten la carga total en cuatro cargas puntuales de 21 toneladas cada una.

En la Figura 6 y la Figura 7 se observan los croquis de carga tipo relativos a los trenes comentados.

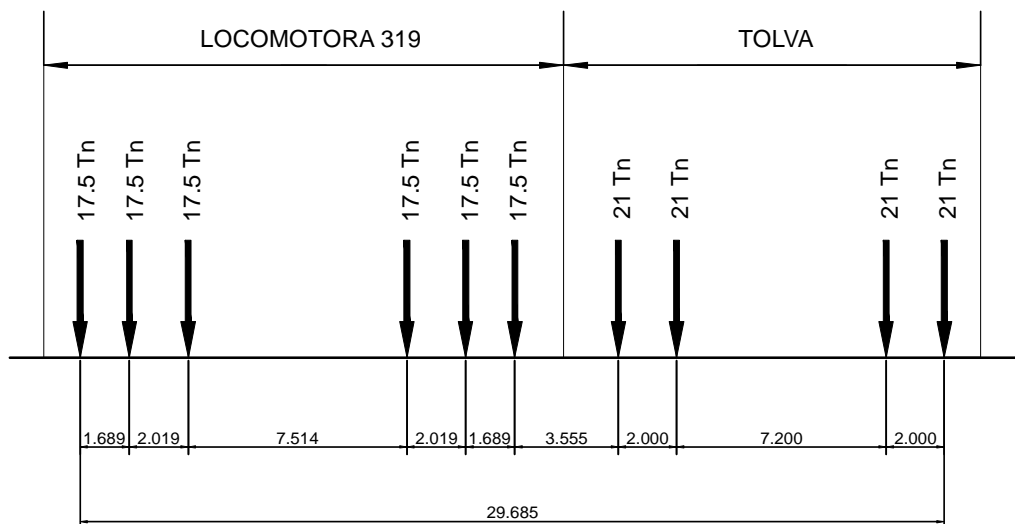


Figura 6. Cargas del tipo de tren usado en la prueba de carga.

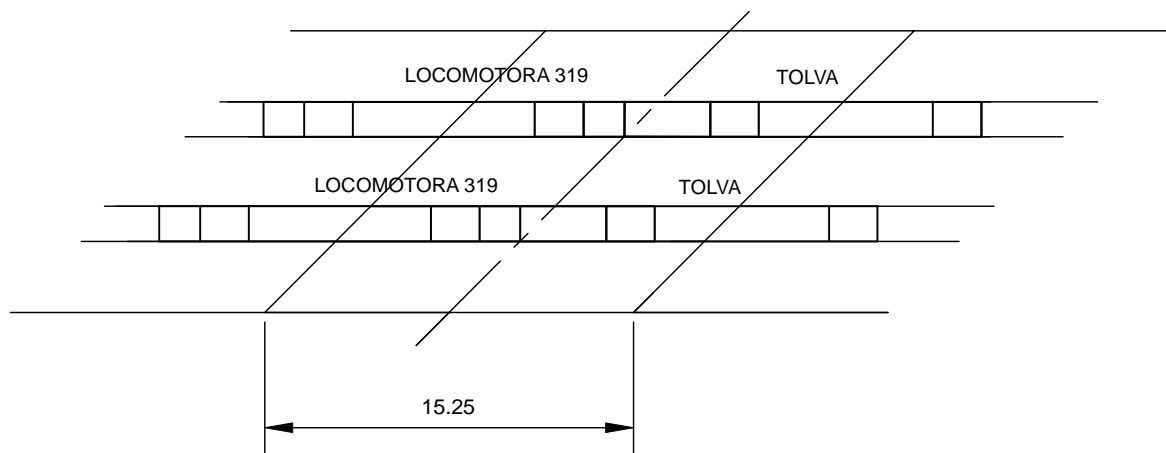


Figura 7. Disposición de los trenes sobre el tablero.

La prueba de carga del puente Arroyo Bracease dividió en dos tipos de análisis: estático y dinámico.

El análisis estático consistió en la ubicación de dos trenes, con el esquema de carga de la Figura 6, sobre el puente (ver en Figura 7) para que la estructura se viera sometida al momento flector máximo en su sección central.

El procedimiento que se detalla a continuación es el correspondiente a la prueba de carga estática llevada a cabo:

1. Comprobación del correcto funcionamiento de los aparatos de medida.
2. Reseteado a cero de los aparatos.
3. Posicionamiento del tren de cargas.
4. Estabilización de las medidas.
5. Descarga completa.
6. Mediciones de recuperación.

Los datos obtenidos se corresponden con desplazamientos verticales y deformaciones unitarias en los puntos señalizados en la Figura 8. Las medidas obtenidas de los canales del 11 al 20 fueron obtenidas a partir de flexímetros situados en dichos puntos. Los canales del 25 a 29, en

cambio, fueron medidos por banda extensométrica. Sendas medidas fueron realizadas para ambos vanos.

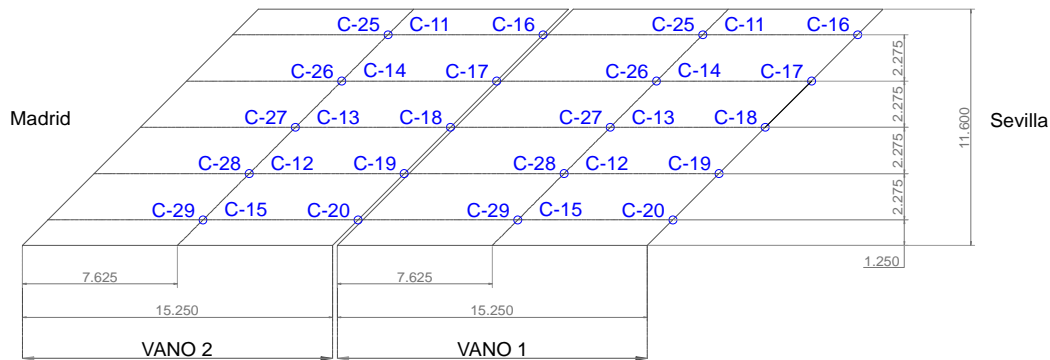


Figura 8. Planta de disposición de los aparatos de medida en la prueba de carga de Arroyo Bracea.

Para la prueba de carga dinámica se realizaron distintos ensayos dinámicos para cada vano, uno de ellos cuasi-estático:

1. Prueba cuasi-estática: paso del tren a muy baja velocidad, concretamente 5km/h.
2. Prueba lenta: paso de tren a velocidad de 30km/h.
3. Ensayo rápido: paso de tren a 70km/h.
4. Ensayo de frenado: deceleración del tren desde los 70 km/h al paso por el inicio del tablero.

Los datos recopilados se corresponden con desplazamientos verticales, deformaciones unitarias y aceleraciones, en los mismos puntos que en la prueba estática. Del mismo modo, se midió la frecuencia fundamental y el amortiguamiento de dicho primer modo de vibración para ambos vanos.

Los datos obtenidos de las pruebas de carga, tanto estática como dinámica, fueron empleados para calibrar los modelos numéricos implementados.

II.7.1.3. MEDICIÓN DE LA ACELERACIÓN VERTICAL DEL TABLERO

Más recientemente en 2016 el grupo de investigación de la Universitat Jaume I junto con el de la Universidad de Sevilla realizaron una

campana de análisis vibratorio en el mismo puente Arroyo Bracea a fin de monitorizar el comportamiento de la estructura al paso de diferentes trenes.

La toma de dichos datos se realizó mediante un sistema portátil de captación LAN-XI de Brüel&Kjaer. Dicho sistema almacena y procesa los datos provenientes de una serie de sensores o transductores conocidos como acelerómetros.



Figura 9. Acelerómetro ubicado en la cara inferior del tablero.

Durante la campana se realizaron medidas de aceleración vertical en 11 puntos del tablero situados en la cara inferior del tablero, cuya distribución se muestra en la Figura 10. Además se colocó un duodécimo punto de medición sobre la cara superior del tablero.

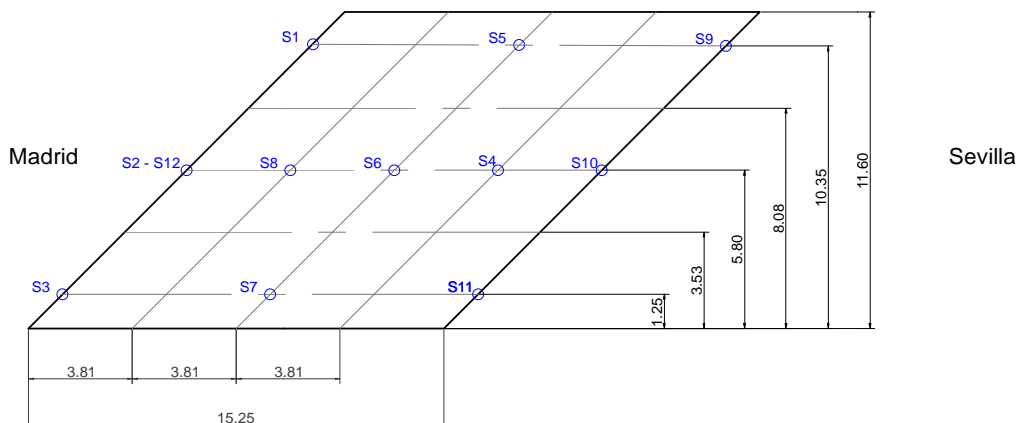


Figura 10. Disposición de sensores en el tablero del puente.

Los datos obtenidos en esta campaña experimental, salvo por los correspondientes al sensor nº8 que se estropeó durante la monitorización, han sido usados para verificar los resultados obtenidos en la modelización de este proyecto.

II.8. MODELO NUMÉRICO EMPLEADO

II.8.1. INTRODUCCIÓN

Ante un puente de estructura compleja cuyo comportamiento no se puede asemejar al de una viga simple apoyada, es recomendable el uso de modelos tridimensionales y el análisis mediante métodos de elementos finitos.

El método de elementos finitos posibilita una aproximación, que puede llegar a ser muy exacta, a la solución de problemas de mecánica de sólidos. La idea consiste en discretizar un cuerpo inicial sometido a un sistema de cargas y coaccionado mediante restricciones de movimiento, en una suma de elementos más pequeños y sencillos, interconectados entre sí a través de nodos. De este modo, los desplazamientos interiores de cada elemento área se pueden expresar en función de los desplazamientos nodales. Posteriormente, tras calcular la matriz de rigidez para cada elemento, siguiendo los pasos del análisis matricial de estructuras, se pueden obtener los desplazamientos nodales y con ellos, obtener las tensiones y deformaciones en el interior del elemento.

La precisión de los resultados obtenidos aumenta con la densidad de elementos o subdivisiones del sólido inicial.

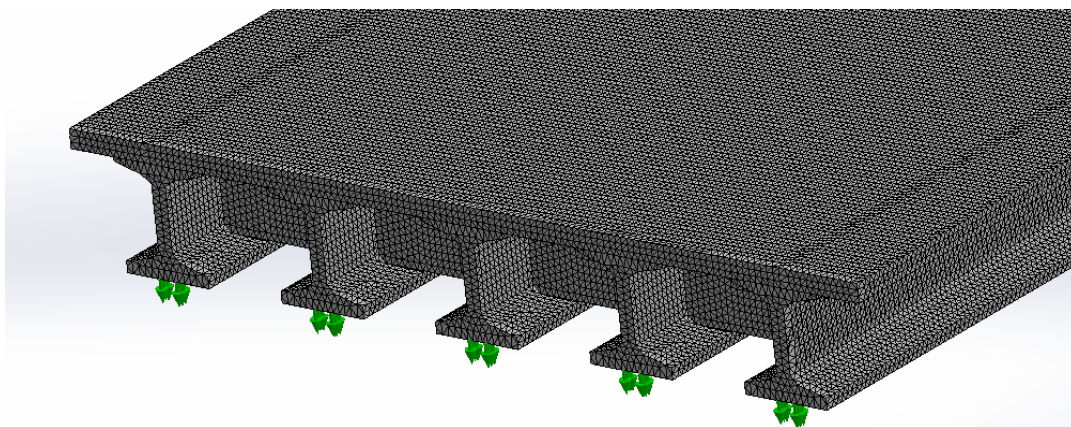


Figura 11. Vista de detalle del modelo mallado, SolidWorks.

II.8.2. ANÁLISIS MODAL

El análisis modal es un método de estudio que proporciona las frecuencias y sus respectivas formas naturales con que vibra la estructura objeto de estudio. La importancia de la información obtenida mediante este tipo de análisis radica en el conocimiento de la respuesta de la estructura ante cargas o sollicitaciones dinámicas, de forma que se pueda evitar el fenómeno de resonancia y sus problemas derivados.

El comportamiento de un sistema lineal de un grado de libertad no amortiguado en ausencia de fuerzas exteriores se puede expresar como:

$$m \times \ddot{u} + k \times u = 0 \quad (II.3)$$

Donde m es la masa, \ddot{u} es la aceleración del sistema, k la rigidez y u el desplazamiento. Admitiendo en el caso de sistemas lineales como los tratados en este proyecto que los coeficientes correspondientes a la masa y rigidez del sistema sean constantes, la solución a la ecuación (II.3) se puede expresar como:

$$u(t) = C \times e^{\lambda t} \quad (II.4)$$

En la anterior ecuación C y λ son constantes a determinar. Sustituyendo la solución en la ecuación diferencial se obtiene:

$$C(m \times \lambda^2 + k) = 0 \quad (II.5)$$

Dado que C no puede ser cero, la ecuación característica resultante queda de la siguiente forma:

$$m \times \lambda^2 + k = 0 \quad (II.6)$$

Cuyas raíces o valores propios son los que se detallan a continuación:

$$\lambda_{1,2} = \pm \sqrt{-\frac{k}{m}} = \pm i w_n \quad (II.7)$$

Siendo i la unidad compleja y denominándose frecuencia natural a w_n . Sabiendo que las dos raíces son complejas conjugadas y que los dos valores propios satisfacen la ecuación (II.8) la solución tomará la forma de una combinación lineal.

$$u(t) = C_1 \times e^{\lambda_1 t} + C_2 \times e^{-\lambda_1 t} = C_1 \times e^{i w_n t} + C_2 \times e^{-i w_n t} \quad (II.8)$$

Donde C_1 y C_2 son constantes complejas a determinar en función de las condiciones iniciales. Para que la respuesta $u(t)$ sea real dichas constantes deberán ser también conjugadas y complejas por lo que la expresión de la respuesta podrá expresarse de la siguiente forma:

$$u(t) = C_1 \times e^{\lambda_1 t} + (-C_1 \times e^{-\lambda_1 t}) = C_1 \times e^{i w_n t} + (-C_1 \times e^{-i w_n t}) \quad (\text{II.9})$$

Usando las identidades de la expresión (II.10) la respuesta queda expresada como se detalla en la ecuación (II.11).

$$e^{\pm i \alpha} = \cos(\alpha \times t) + i \text{sen}(\alpha \times t) \quad (\text{II.10})$$

$$u(t) = A_1 \times \cos(w_n \times t) + A_2 \times \text{sen}(w_n \times t) \quad (\text{II.11})$$

Así pues, las constantes C_1 o A_1 , A_2 pueden determinarse a partir de las condiciones iniciales del sistema. Suponiendo los valores iniciales de desplazamiento y velocidad inicial como u_0 y \dot{u}_0 tendremos:

$$u(t = 0) = u_0 = A_1 \quad ; \quad A_1 = u_0 \quad (\text{II.12})$$

$$\dot{u}(t = 0) = \dot{u}_0 = w_n \times A_2 \quad ; \quad A_2 = \frac{\dot{u}_0}{w_n} \quad (\text{II.13})$$

Con lo que la respuesta del sistema no amortiguado de un g.d.l. quedará como un movimiento armónico de frecuencia igual a la frecuencia natural con la forma:

$$u(t) = u_0 \times \cos(w_n \times t) + \frac{\dot{u}_0}{w_n} \times \text{sen}(w_n \times t) \quad (\text{II.14})$$

El mallado del modelo creado nos proporciona un número finito N de grados de libertad a analizar frente a los infinitos que tendría un modelo continuo. Para la caracterización de un sistema de N g.d.l. es importante conocer dos propiedades clave que permiten su caracterización (llamamos sistema de N g.d.l a todo aquel en el que para definir la configuración del mismo es necesario definir un mínimo de N coordenadas independientes). Las propiedades son las que se explican a continuación:

- Vectores propios linealmente independientes:

En un instante dado, la respuesta en vibraciones libres de un sistema lineal de N g.d.l. se puede expresar como combinación de sus modos de vibración. Es necesario no obstante para poder representar una posición arbitraria del sistema en función de los modos de vibración que estos sean independientes ya que se tienen tantos vectores propios como g.d.l.

- Ortogonalidad de los modos de vibración:

El hecho de que los modos de vibración sean ortogonales con respecto a la matriz de masa y a la matriz de rigidez permite tratar un problema de N g.d.l. como un conjunto de N sistemas de un g.d.l. desacoplando el sistema, lo que simplifica enormemente la resolución. Esto siempre es posible en sistemas no amortiguados, no obstante no siempre lo es para sistemas amortiguados, ello depende de las condiciones de contorno.

Conocidas las propiedades que permiten el análisis de un sistema de N g.d.l. también es importante conocer que una vibración de carácter no armónico se puede descomponer mediante la transformada de Fourier en una suma de funciones armónicas. Del mismo modo la vibración del sistema completo se expresa como la combinación lineal de la respuesta a los diferentes modos de vibración de las N divisiones de los sólidos que componen el modelo.

II.8.3. POSIBLES SOLUCIONES

Existen múltiples opciones para implementar un modelo numérico que permita estudiar propiedades dinámicas de los puentes de estudio. En lo que sigue se hace una descripción de algunas de ellas:

- Modelo de placa ortótropa:

Se trata de un modelo relativamente simple para la ejecución de este estudio. Partiendo de la premisa de que una de las dimensiones del modelo es mucho menor a las otras dos, el tablero se modela como una placa delgada. Con el fin de introducir las condiciones de rigidez longitudinal que aportan las vigas, a dicha placa delgada se le aplican propiedades ortótropas, es decir, el material no tiene las mismas propiedades en todas las direcciones.

- Modelo de placa isótropa sobre vigas:

Al estar incluidas las vigas longitudinales en el modelo, no hay necesidad de establecer propiedades ortótropas en la placa superior, por lo que ambos cuerpos se modelan con propiedades isótropas, es decir, iguales en todas las direcciones. El modelo completo queda como una placa sobre un número concreto de elementos lineales correspondientes a las vigas longitudinales.

- Modelo 3D del conjunto con propiedades isotropas:

En este tipo de modelaje no se reducen los cuerpos a espesores infinitesimales, sino que se modelan con sus respectivos volúmenes. Con el mallado adecuado debería ser el más exacto de los tres, aunque el coste computacional es evidentemente de carácter más elevado.

II.8.4. SOLUCIÓN ELEGIDA

Para llevar a cabo este trabajo se ha optado por el modelaje 3D. La decisión se ha tomado con el objetivo de obtener unos resultados tan exactos como sea posible, así como en base a los conocimientos previos sobre el manejo de la herramienta de diseño y cálculo SolidWorks y la disponibilidad de dicho programa en las instalaciones de la propia universidad.

II.8.4.1. MODELADO DE LA LOSA

Dada la imposibilidad de calcular las frecuencias naturales de vibración de la estructura con cargas externas aplicadas sobre ella mediante el *solver* iterativo del programa en su versión limitada para estudiantes, se optó por modelar el tablero en tres partes distintas, de forma que las masas correspondientes a los elementos que descansan sobre el tablero pudieran ser incluidas en el mismo elemento tablero, respetando su ubicación real, sin la necesidad de modelar dichos elementos como sólidos. De este modo se intenta plasmar con la mayor fidelidad posible las propiedades físicas de los puentes reales en el modelo. Los cálculos relativos a la introducción de masa en el modelo se detallan en el apartado III.1.4.

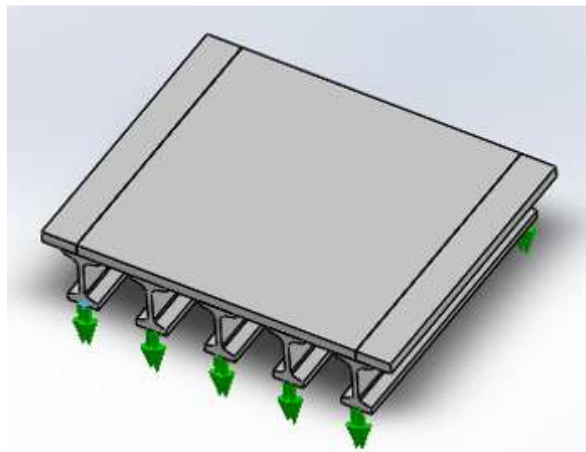


Figura 12. Vista predominantemente superior de un puente de 5 vigas tipo D, SolidWorks.

II.8.4.2. MODELADO DE LAS VIGAS Y EL SISTEMA DE ARRIOSTRAMIENTO

Las vigas portantes se modelaron siguiendo las dimensiones exactas del catálogo comercial de Prefabricaciones y Contratas S.A. (PRECON), usándose para el estudio vigas de tipo C con ancho de ala superior (b) de 123 cm y vigas de tipo D con $b = 125\text{cm}$. En cambio, las de arriostramiento, se modelaron en dos geometrías distintas para cada uno de los tipos de vigas portantes empleados en el estudio.

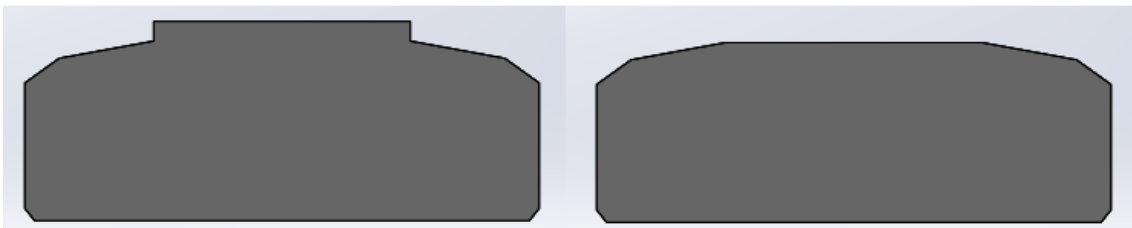


Figura 13. Geometría de las vigas de arriostramiento, SolidWorks.

Las dos geometrías distintas de vigas arriostramiento tienen su razón de ser en el análisis sobre el comportamiento dinámico de la estructura de un sistema de arriostramiento mal ejecutado. En lo que sigue se denomina como arriostramiento mal ejecutado o incompleto a aquel en el que las vigas riostra en los apoyos no conectan con la losa superior sino que se limitan a atar los extremos de las vigas longitudinales; este caso se representa en el segundo puente de la Figura 14.

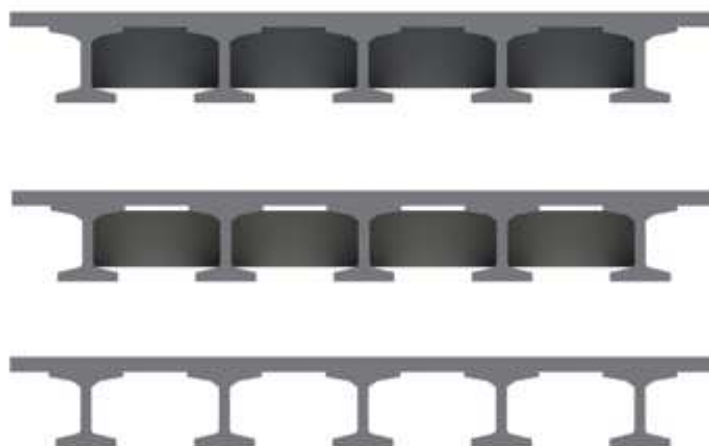


Figura 14. Vistas frontales de un puente con arriostramiento completo, mal ejecutado y no arriostrado, SolidWorks.

II.8.4.3. MODELADO DE LOS APOYOS

Los apoyos de los puentes se han modelado, mediante la ejecución de una línea de partición en la herramienta SolidWorks sobre la cara inferior de las vigas longitudinales, dicha línea de partición forma áreas rectangulares de ciento veinticinco centímetros en la dirección longitudinal y trescientos en transversal. La elección de estas medidas tiene que ver con que los apoyos elastoméricos se venden prefabricados en unas dimensiones rectangulares de 250 cm por 300 cm, y se colocan de forma que la mitad de la longitud corta queda atrapada bajo la viga en la dirección longitudinal de esta mientras que la longitud larga ocupa el sentido transversal.

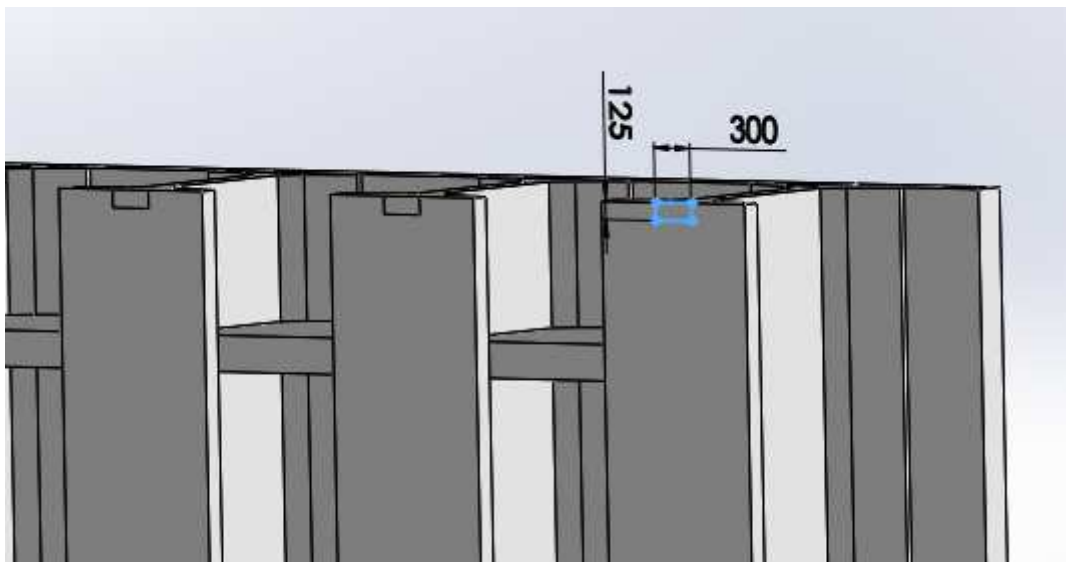


Figura 15. Croquis de la línea de partición correspondiente a la sección de apoyo de las vigas (cotas en mm), SolidWorks.

II.8.4.4. TAMAÑO DE MALLA EMPLEADO

Por último es importante mencionar que el tamaño de malla empleado se eligió bajo el criterio de conseguir tres subdivisiones horizontales en el espesor del tablero. Esto garantiza una precisión adecuada de los resultados.

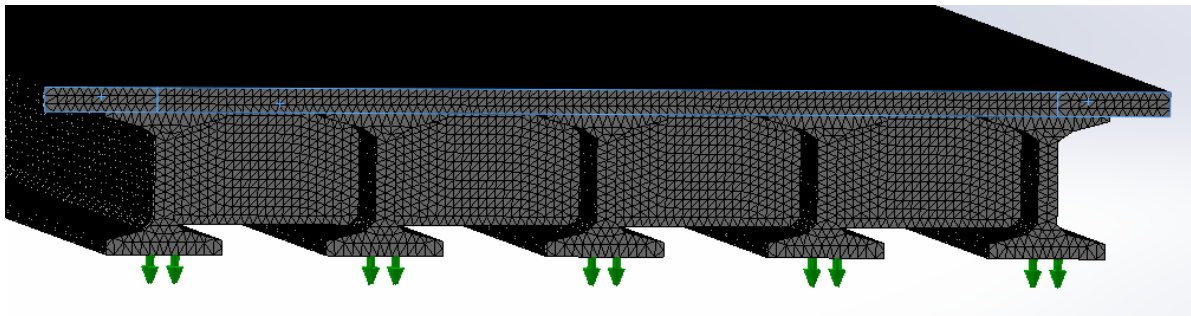


Figura 16. Vista de detalle de la parte frontal de un puente de 5 vigas tipo D con el tablero resaltado, SolidWorks.

Salvo para los puentes esviados con neoprenos, de longitud igual a superior a 20m, para los que la limitada potencia de cálculo de los equipos informáticos usados representaba un problema, se ha usado una mallado de modelo sólido estándar de tamaño global 90 mm y tolerancia 4,5 mm.

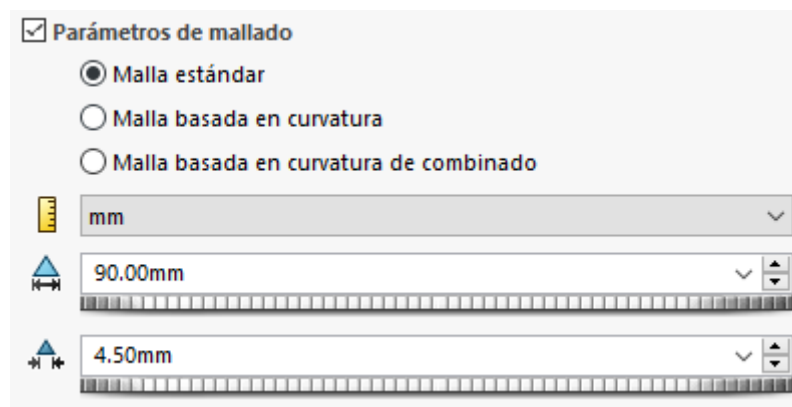


Figura 17. Parámetros de mallado, SolidWorks.

Para los casos excepcionales que se mencionan en el anterior párrafo se usó una malla estándar de tamaño global 110 mm y tolerancia 5,5 mm.

II.9. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MODELOS

Con el fin de simular el comportamiento real de una estructura, es necesario introducir las propiedades físicas de esta en el modelo de cálculo. A lo largo de los siguientes puntos se explica de forma resumida el proceso de introducción de propiedades físicas en los modelos de estudio.

II.9.1. INTRODUCCIÓN DE PROPIEDADES RELATIVAS A LA MASA EN EL MODELO

Dado que la versión de SolidWorks disponible no permite el estudio de frecuencias mediante cálculo iterativo para modelos con cargas externas, y teniendo en cuenta la gran influencia de la masa sobre el comportamiento dinámico del conjunto, las masas correspondientes a los elementos: balasto, traviesas, carriles y aceras, se han introducido en el modelo como parte de la masa del elemento tablero. Para una mayor precisión en la distribución de masas el tablero se ha separado en tres partes distintas, una central y dos externas (dimensiones en el punto III.1.4 del anejo de cálculos). En la parte central del tablero, a la masa del hormigón se le ha añadido la masa del balasto, las traviesas y los carriles. Por otro lado, en las partes externas (simétricas e iguales entre sí), a la masa del hormigón se le ha añadido la correspondiente a las aceras. Los cálculos realizados para la obtención de la masa en kg/m^3 de tablero se detallan en el apartado III.1.4.

Elemento	Ejecución	Densidad (kg/m^3)	Coefficiente de Poisson	Módulo elástico (N/m^2)
Tablero central ($h_{\text{losa}} = 22 \text{ cm}$)	In situ	6630,99	0,20	33447813600,17
Tablero central ($h_{\text{losa}} = 25 \text{ cm}$)	In situ	6135,27	0,20	33447813600,17
Tablero lateral ($h_{\text{losa}} = 22 \text{ cm}$)	In situ	3553,59	0,20	33447813600,17
Tablero lateral ($h_{\text{losa}} = 25 \text{ cm}$)	In situ	3427,16	0,20	33447813600,17
Vigas longitudinales	Prefabricado	2500,00	0,20	38492493054,82
Vigas de arriostramiento	In situ	2500,00	0,20	33447813600,17

Tabla 2. Propiedades mecánicas de los elementos objeto de estudio.

II.9.2. INTRODUCCIÓN DE PROPIEDADES RELATIVAS A LA RIGIDEZ DE LOS APOYOS EN EL MODELO

Para simular el efecto del uso de neoprenos en los apoyos de los puentes, se ha añadido en cada uno de los apoyos, un cuerpo sólido modelado con una constante de rigidez igual a la de los apoyos elastoméricos. La constante de rigidez equivalente para cada puente se estima a partir de un proceso de cálculo detallado en el apartado III.1.8 del anejo de cálculos y se introduce en los sólidos modelados

como un módulo elástico del material tal que cumpla con la expresión (II.15) para las dimensiones elegidas para el sólido "neopreno". El proceso de cálculos de las propiedades del material a emplear en los neoprenos se describe en el apartado III.1.8.

$$K_v = E \times \frac{A_{neopreno}}{h_{neopreno}} \quad (II.15)$$

La influencia del uso de este tipo de elementos sobre el comportamiento dinámico de la estructura se valora mediante la comparación de los resultados obtenidos con los resultados de los mismos puentes con el movimiento de los apoyos restringido por un apoyo deslizante libre directamente sobre la viga en lugar de sobre la cara inferior del sólido "neopreno".

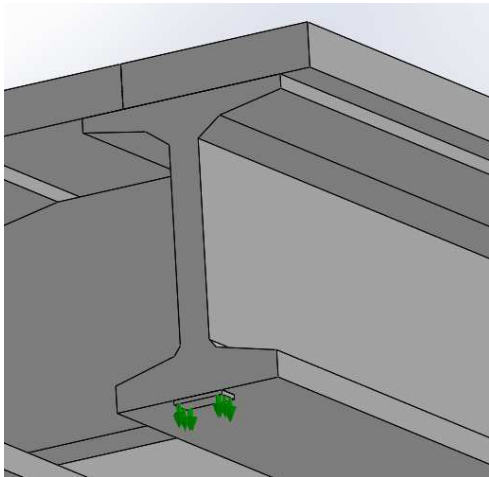


Figura 18. Coacción de apoyo tipo deslizante libre sobre neopreno, SolidWorks.

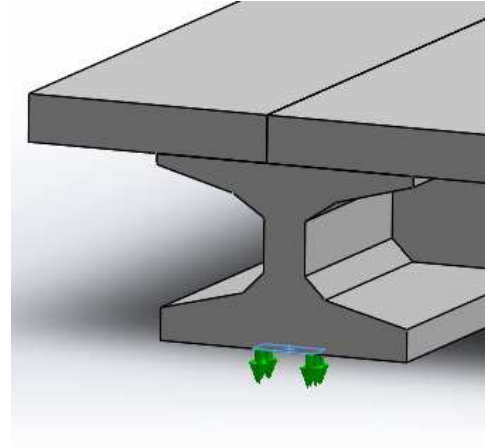


Figura 19. Coacción de apoyo tipo deslizante libre directamente sobre viga, SolidWorks.

II.10.RESULTADOS

A partir de los datos recopilados tras el cálculo de todas las tipologías de puentes objeto de estudio se obtienen una serie de gráficos de tendencia (a consultar en el anejoll.4) que permiten, tras su análisis, alcanzar una mejor comprensión del comportamiento dinámico de este tipo de estructuras.

Las tendencias obtenidas muestran en líneas generales una disminución del valor de la primera frecuencia, correspondiente al modo de flexión longitudinal, con el incremento de las luces de los puentes (ver gráficas Gráfica 5, Gráfica 9, Gráfica 13, Gráfica 17, Gráfica 21, Gráfica 25, Gráfica 29 y Gráfica 33). Los valores para dichas primeras frecuencias disminuyen desde los aproximadamente 14 Hz hasta los 6Hz. Esto es

esperable dado que la frecuencia fundamental de una viga simplemente apoyada es inversamente proporcional al cuadrado de su longitud, y dado el criterio de dimensionado aplicado.

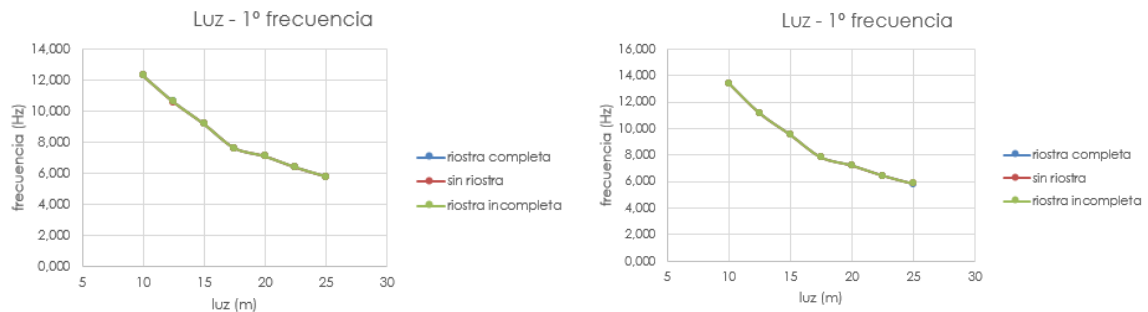


Figura 20. Ejemplo de gráficas de luz frente a primera frecuencia, se corresponden con las gráficas Gráfica 5 y Gráfica 9 del anejo III.4.

Asimismo, también son claramente observables, en las gráficas relativas a diferencias porcentuales entre frecuencias correspondientes a configuraciones con/sin riostra y riostra incompleta/sin riostra, tendencias crecientes con la longitud para los modos 2 y 3 (torsión, flexión transversal), siendo considerablemente superiores las diferencias para el segundo de ellos, el modo de torsión (ver gráficas Gráfica 6, Gráfica 8, Gráfica 10, Gráfica 12, Gráfica 14, Gráfica 16, Gráfica 18, Gráfica 20, Gráfica 22, Gráfica 24, Gráfica 26, Gráfica 28, Gráfica 30, Gráfica 32, Gráfica 34 y Gráfica 36). Para el segundo modo de vibración, las diferencias oscilan entre valores cercanos al 0% para luces cortas hasta valores ligeramente superiores al 2% ; en el caso del tercer modo, estas diferencias crecen dentro de un rango entre el 2 y el 12%. En estas mismas gráficas también se puede ver como los valores de las diferencias porcentuales entre distintas configuraciones de arriostamiento de los puentes, no presentan variaciones significativas para el primer modo de vibración o flexión longitudinal (ver Figura 21). Este resultado es consistente con los presentados en trabajos previos llevados a cabo con modelos más sencillos (placa ortótropa y placa isótropa sobre vigas).

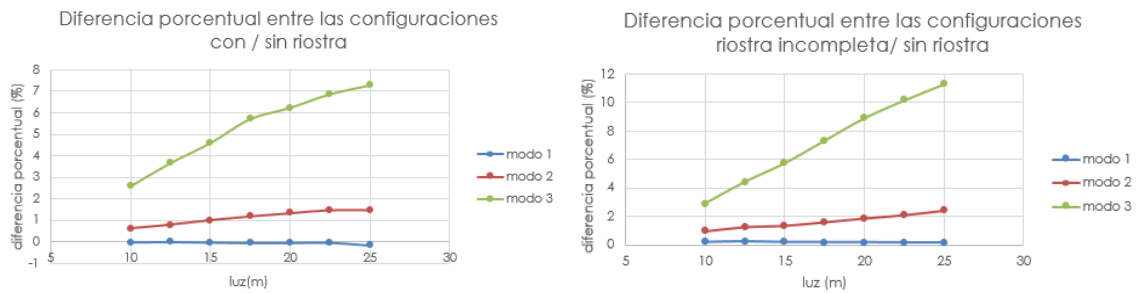


Figura 21. Ejemplo de gráficas de diferencia porcentual entre configuraciones con/sin riostra y riostra incompleta/sin riostra. Las gráficas se corresponden con la Gráfica 10 y la Gráfica 32 del anejo III.4.

Respecto a las diferencias porcentuales entre las frecuencias correspondientes a las configuraciones de viga riostra completa/incompleta, en los tres modos se puede observar generalmente una tendencia decreciente con la longitud pero que mantiene en todos los casos unos valores muy bajos, salvo por un caso particular (5 vigas, 12,5 m), por debajo del 1% (ver gráficas Gráfica 7, Gráfica 11, Gráfica 15, Gráfica 19, Gráfica 23, Gráfica 27, Gráfica 31, Gráfica 35 y Figura 22).

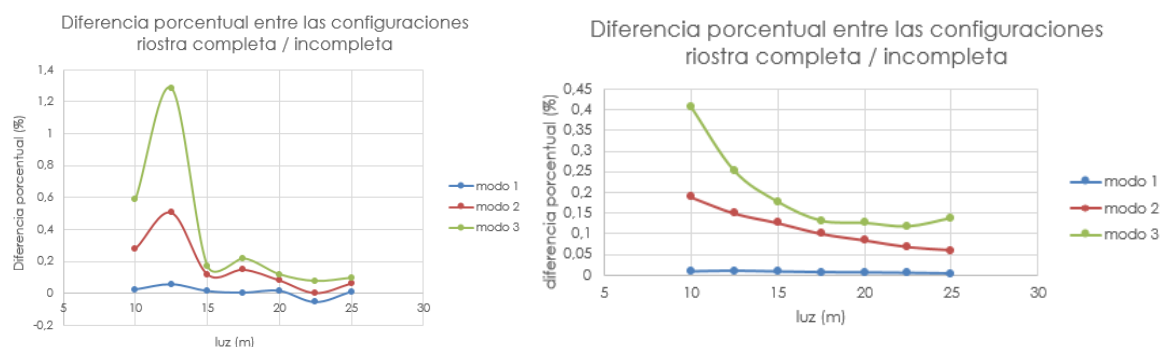
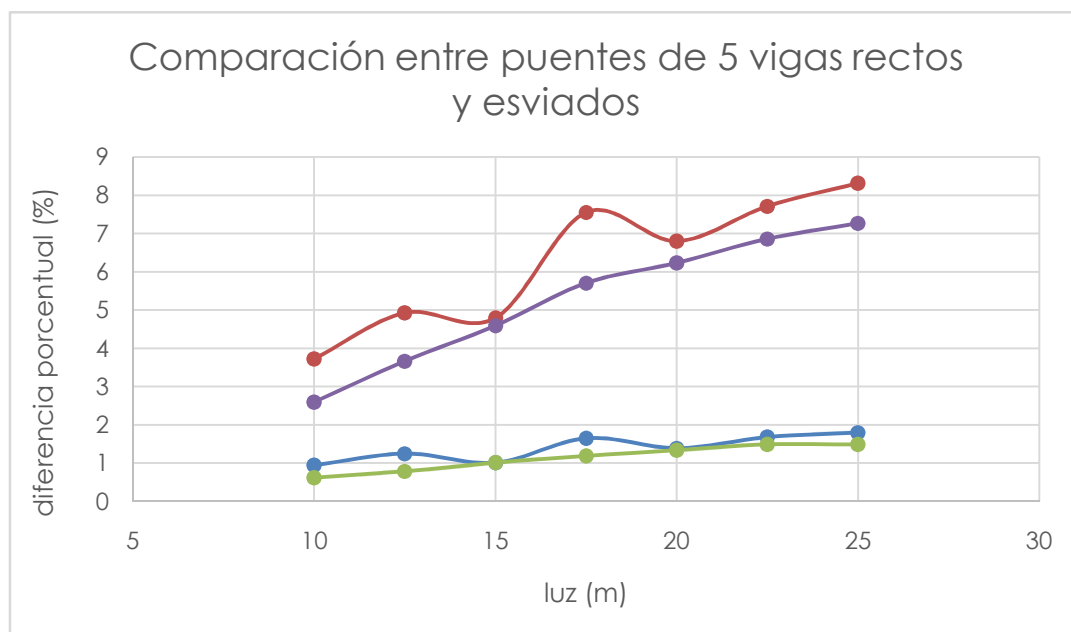


Figura 22. Ejemplo de gráficos de diferencia porcentual entre configuraciones de riostra completa/incompleta. Se corresponden con las gráficas Gráfica 7 y Gráfica 31 del anejo III.4.

Si comparamos entre las configuraciones con/sin riostra y riostra incompleta/sin riostra, encontramos diferencias muy pequeñas entre ellas, siendo las diferencias porcentuales entre frecuencias ligeramente menores para el caso de riostra incompleta/sin y disminuyendo las diferencias entre ambas configuraciones (con/sin riostra, riostra incompleta/sin riostra) conforme aumenta la luz de los puentes (ver gráficas Gráfica 6, Gráfica 8, Gráfica 10, Gráfica 12, Gráfica 14, Gráfica 16, Gráfica 18, Gráfica 20, Gráfica 22, Gráfica 24, Gráfica 26, Gráfica 28, Gráfica 30, Gráfica 32, Gráfica 34 y Gráfica 36).

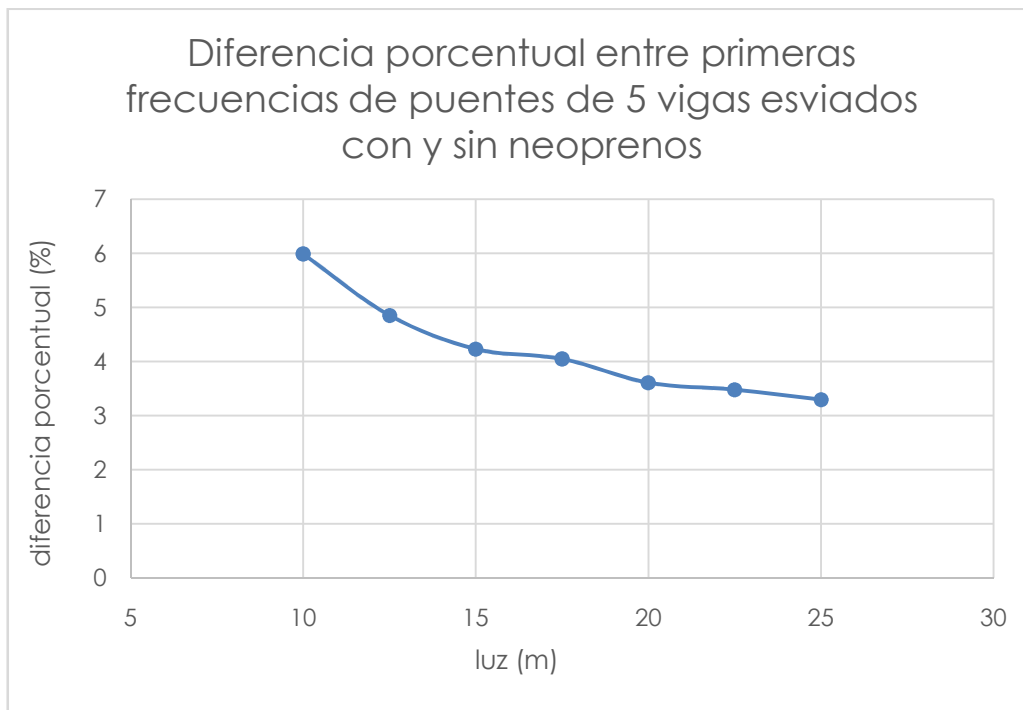
Comparando los mismos puentes en sus versiones esviadas y rectas también se encuentran diferencias apreciables entre sus tendencias. Para el caso de los esviados, en los modos de vibración 2 y 3, las tendencias crecen con mayor linealidad que para los rectos (ver Gráfica 1). Además, los valores de los puntos correspondientes a las distintas luces de puente, mantienen siempre valores inferiores a los de sus homólogos rectos. También se puede ver una ligera diferencia en la gráfica de longitud frente a primera frecuencia, resultando ésta en el caso de los puentes esviados más cortos algo superior a la de los equivalentes rectos, con diferencias máximas entre ellas de entorno a 1 Hz para las luces más cortas. Salvo por lo comentado acerca de la linealidad de crecimiento, que no varía entre los puentes rectos y esviados de 6 vigas, todo lo anteriormente descrito puede verse tanto para los puentes de 5 vigas como para los de 6 (ver gráficas en anejo III.4)



Gráfica 1. Comparativa de las diferencias porcentuales entre frecuencias de las configuraciones riostra completa/sin riostra entre puentes de 5 vigas rectos y esviados.

Por lo general, las tendencias descritas son muy similares entre los puentes con apoyos elastoméricos y sin, no obstante, cabe destacar que para los primeros, en el caso de las gráficas de longitud frente a primera frecuencia se puede apreciar como los valores son ligeramente más bajos, las diferencias porcentuales entre primeras frecuencias de puentes con y sin neoprenos disminuyen con el aumento de la luz (ver Gráfica 2); el efecto contrario surge para las gráficas relativas a las

diferencias entre configuraciones de arriostamiento con/sin riostra y riostra incompleta/sin riostra (ver gráficas Gráfica 5, Gráfica 9, Gráfica 13, Gráfica 17, Gráfica 21, Gráfica 25, Gráfica 29 y Gráfica 33) . En estas puede observarse como las diferencias porcentuales son mayores para los puentes con neoprenos, creciendo las diferencias entre puentes con y sin arriostamiento conforme aumenta la longitud de las configuraciones estudiadas. Por último, en lo que se refiere a las gráficas de diferencias porcentuales entre configuraciones de riostra completa/incompleta, los valores y con ello las tendencias permanecen prácticamente invariables (ver gráficas Gráfica 7, Gráfica 11, Gráfica 15, Gráfica 19, Gráfica 23, Gráfica 27, Gráfica 31 y Gráfica 35).



Gráfica 2. Diferencias porcentuales entre primeras frecuencias de puentes de 5 vigas esviados comparando sus configuraciones con y sin neoprenos.

Las implicaciones de las observaciones relativas a las tendencias obtenidas y las comparaciones entre ellas se tratan en el apartado de conclusiones (II.13).

II.11. VIABILIDAD TÉCNICA Y ECONÓMICA

La realización de este estudio supone un paso adelante en la comprensión del comportamiento dinámico de puentes de luces moderadas y tipología de losa sobre vigas de hormigón. Los resultados obtenidos resultan interesantes desde el punto de vista ingenieril para la

construcción y acondicionamiento de este tipo de estructuras. Además, la creación de un modelo paramétrico, aporta una importante ventaja en lo que respecta al tiempo de modelización de cualquier estructura de la misma tipología. No cabe pues tratar la viabilidad técnica como en otro tipo de proyectos, por tratarse de un estudio técnico, pero si cabe resaltar que el avance en el conocimiento de este tipo de infraestructuras redundará en el futuro en el incremento de sus seguridad.

En lo que a viabilidad económica se refiere, este proyecto ha supuesto un coste total de 2.438,15 € detallado en el apartado VI, abordable por parte de la Universitat Jaume I.

II.12. DESARROLLOS FUTUROS

Se propone como desarrollo futuro de este trabajo de final de grado la determinación de la influencia de la distancia de las vigas de arriostamiento a los respectivos extremos longitudinales del puente. La finalidad de este estudio sería hallar la correlación $Distancia/Luz$ que maximizara el efecto rigidizador del arriostamiento para optimizar así el funcionamiento de éste.

II.13. CONCLUSIONES

En el siguiente punto se tratan las conclusiones de interés a las que se ha llegado tras el procesado y análisis de los datos obtenidos en el estudio.

La conclusión de mayor relevancia a la que este trabajo llega hace referencia a la importancia del atado de las vigas de arriostamiento con la losa superior de los tableros. De acuerdo con los datos recopilados, la influencia de la conexión entre ambos elementos, es de carácter despreciable en la respuesta de la estructura ante los tres primeros modos de vibración.

También como conclusión se añade que la importancia del arriostamiento transversal crece conforme aumenta la luz a salvar. Esto se debe a que la rigidez torsional de la estructura disminuye con el aumento de la longitud del puente. Ello hace más necesaria la introducción de vigas de arriostamiento para dotar de rigidez al conjunto.

Asimismo, el uso de configuraciones esviadas demuestra ser más eficaz que el uso de vigas de arriostamiento para dotar de rigidez torsional a la estructura en todo el rango de luces. No obstante la configuración esviada responde a condiciones puramente geométricas de la estructura en relación al vial o cauce que salva.

Respecto a la conveniencia de usar configuraciones de 5 o 6 vigas, los datos recopilados en el estudio no son comparables directamente ya que la tipología de vigas usadas en ambas configuraciones es distinta. Sí que se podría afirmar que el uso de 5 vigas tipo D es aproximadamente equivalente, en cuanto a comportamiento dinámico de la estructura se refiere, al uso de 6 vigas tipo C. A la vista de las inercias de la sección transversal del conjunto, se puede ver que las configuraciones 5D y 6C son similares en cuanto a la inercia de la sección se refiere para las mismas luces. Teniendo todo ello en cuenta, si se comparan las tendencias de los puentes esviados de 5 vigas y los de 6 (Figura 23. Comparativa entre las gráficas de tendencias de las diferencias porcentuales entre configuraciones con/sin riostra de puentes esviados de 5 y 6 vigas, se corresponde con las gráficas (Gráfica 10 y Gráfica 18). se observa de forma clara que estos puentes que se comportan igual en configuración recta a pesar de tener tipologías y número de vigas distintos, presentan notables diferencia en cuanto a comportamiento dinámico se refiere en configuraciones esviadas. Esto demuestra que la construcción esviada tiene mayor influencia en el comportamiento dinámico de la estructura que el uso de mayor número de vigas.

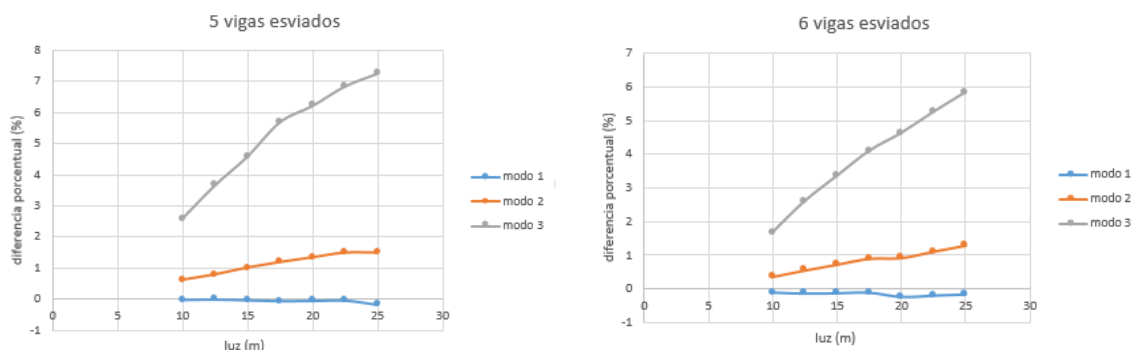
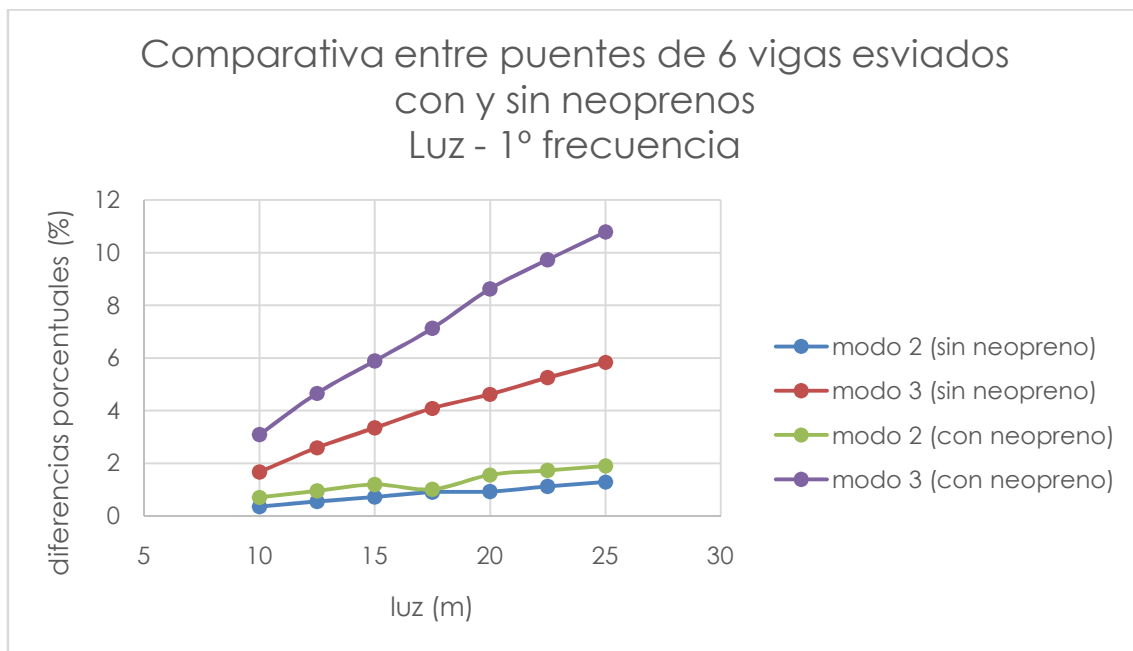
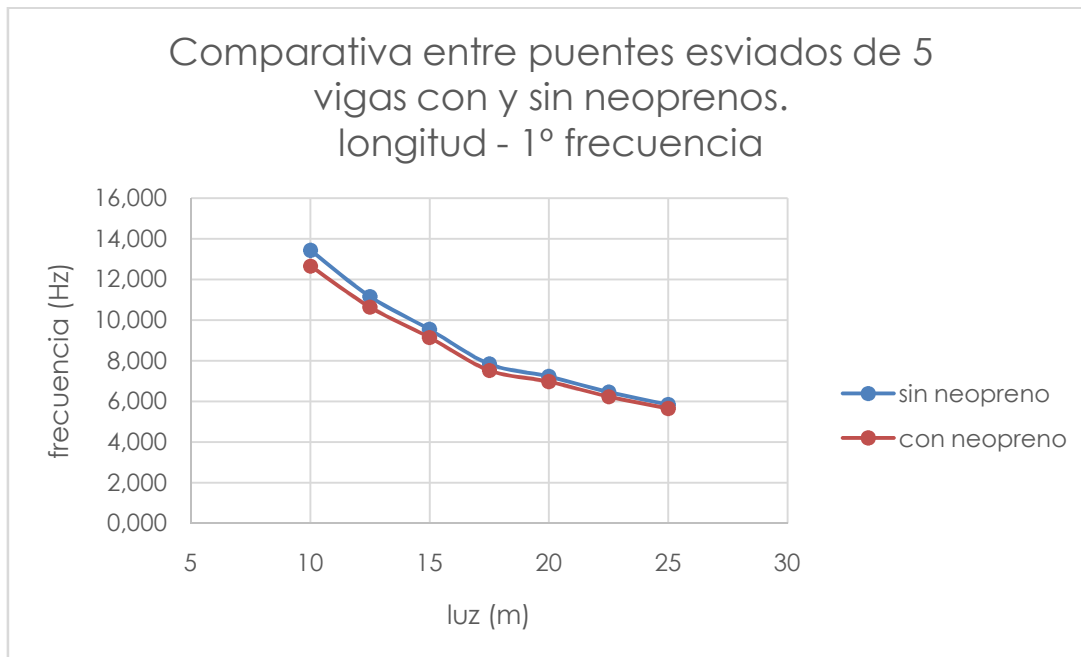


Figura 23. Comparativa entre las gráficas de tendencias de las diferencias porcentuales entre configuraciones con/sin riostra de puentes esviados de 5 y 6 vigas, se corresponde con las gráficas (Gráfica 10 y Gráfica 18).

Por último en lo que respecta al uso de neoprenos en los apoyos de las vigas, se hace evidente observando las tendencias del tercer modo de vibración correspondiente a flexión transversal, que el efecto del arriostramiento es más notable en estructuras con apoyos elastoméricos que en sus homólogas sin(ver Gráfica 3). Además también se hace evidente mediante la comparación de las gráficas de longitud frente a primera frecuencia, que para todo el rango de luces las primeras frecuencias disminuyen en los puentes que descansan sobre neoprenos (ver Gráfica 4).



Gráfica 3. Gráfica comparativa de las diferencias porcentuales correspondientes a las configuraciones con/sin riostra de puentes de 6 vigas esviados sin y con neoprenos.



Gráfica 4. Gráfica comparativa de las primeras frecuencias frente a las longitudes correspondientes a las distintas configuraciones de puentes de 5 vigas esviados con y sin neoprenos.

Como conclusión final, se deduce que el efecto del arriostramiento para la tipología de puentes estudiados no es significativo en cuanto a aceleración vertical del tablero se refiere, esta afirmación se respalda en las bajas diferencias porcentuales entre configuraciones de riostra completa/sin riostra o riostra incompleta/sin riostra para los modos de vibración 1 y 2, que son los que habitualmente, debido a sus frecuencias relativamente bajas pueden ocasionar problemas de resonancia para las velocidades de circulación habituales en líneas de alta velocidad. Las diferencias que llegan a superar el 10 % entre las frecuencias obtenidas para las configuraciones de riostra completa/sin riostra en las luces más largas, se corresponden con el tercer modo de vibración, para este modo no suelen llegar a alcanzarse los fenómenos de resonancia ya que se corresponden con velocidades de circulación muy elevadas y poco realistas. Respecto a la necesidad de atar las vigas riostra a la losa superior, el efecto de esta unión puede considerarse despreciable. Por este motivo se considera que la inversión temporal y económica que supone la ejecución de dicha unión en obra es un gasto innecesario. Basándonos en esa misma conclusión podemos determinar que la indebida ejecución respecto al proyecto de la viga riostra, sin su conexión con la losa superior en obras existentes, no supone un riesgo para la segura circulación de los trenes en las líneas de alta velocidad afectadas.

III. Anejos

III.1. ANEJO DE CÁLCULOS

El trabajo de fin de grado realizado se centra en puentes isostáticos de losa sobre vigas de hormigón y luces medias o cortas. A fin de acotar el rango de viaductos a estudiar se partió de una lista de posibles configuraciones de dicha tipología y se cribó esta mediante la imposición de unas características de rigidez que garantizaran el correcto funcionamiento de la estructura.

Luz L (m)	Canto de viga (mm)	Nº de vigas	Tipo de Viga	Ancho del ala superior b (cm)	espesor de tablero h (cm)
10	650	5	C	123	22
10	650	5	D	125	25
10	650	6	C	123	22
10	650	6	C	123	25
10	650	6	C	125	25
12,5	850	5	C	123	22
12,5	850	5	D	123	22
12,5	850	5	D	125	22
12,5	850	6	C	123	22
15	1050	5	C	123	22
15	1050	5	D	125	25
15	1050	6	C	123	25
17,5	1250	5	C	123	25
17,5	1250	6	C	123	25
20	1450	5	D	125	25
20	1450	6	C	123	25
22,5	1650	5	D	125	25
22,5	1650	6	C	125	25
25	1850	5	D	125	25
25	1850	6	C	123	25

Tabla 3. Posibles configuraciones de los viaductos objeto de estudio.

El abanico de puentes a considerar en este estudio se limita a aquellos que cumplen una relación de rigidez (luz/flecha) entre tres mil y cuatro mil. Dicha relación representa la longitud del puente frente al desplazamiento máximo que este sufre bajo las condiciones de carga estáticas correspondientes a la masa de un tren en parado sobre él. Para obtener la relación de rigidez es necesario el cálculo del desplazamiento máximo del tablero en el eje vertical o flecha. Dicho cálculo se ha realizado sobre un modelo simplificado, de tipo viga, de un puente bajo las condiciones de carga estática de un tren de alta velocidad. Como valores de las cargas estáticas se ha tomado la

distribución correspondiente a un UIC 71, cuyo esquema de cargas se representa tanto en la IAPF 2010 como en los Eurocódigos y se corresponde con la figura a continuación.

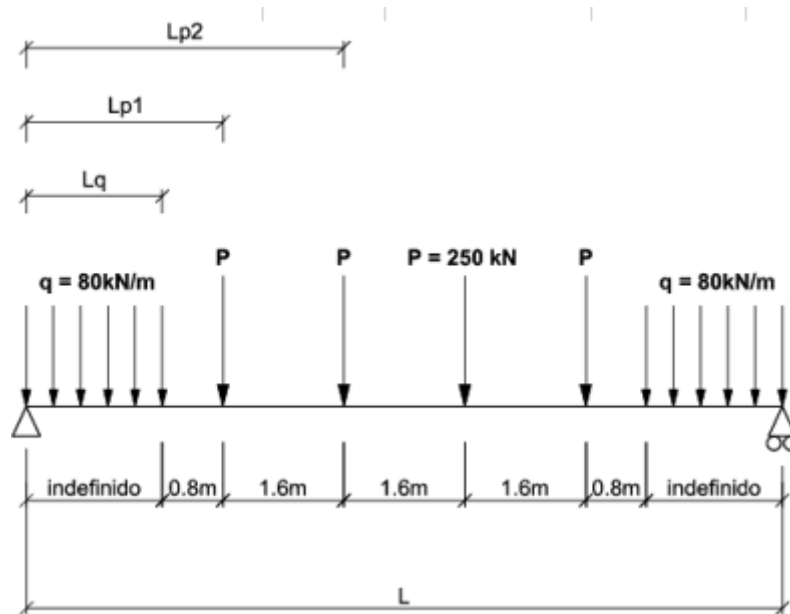


Figura 24. Distribución de cargas aplicadas sobre el viaducto bajo un tren UIC71, IAPF-2010.

Para calcular la flecha máxima se ha recurrido al Teorema de Castigliano, que teniendo en cuenta las condiciones de simetría de la viga, reduce el cómputo a la aplicación de la siguiente expresión:

$$Y_{max} = \frac{1}{48} \times \frac{1}{EI} \times (6PL^2L_{p1} + 6PL^2L_{p2} - 8PL_{p2}^3 - 8PL_{p1}^3 + 3L^2qL_q^2 - 2qL_q^4) \quad (III.1)$$

Dada la expresión (III.1) es necesario conocer: luz del puente, inercia de la sección y el módulo de elasticidad del material para calcular la flecha.

III.1.1.1. OBTENCIÓN DE LAS INERCIAS DE LA SECCIÓN RECTA DE LAS VIGAS

Con el fin de obtener la inercia de la sección, es necesario calcular previamente las inercias de las vigas y del tablero.

Las vigas tienen una geometría compleja por lo que se ha creado una hoja de cálculo de Excel que facilita la parametrización del proceso de cálculo para toda la gama de cantos a analizar.

Para comenzar se han descompuesto las secciones de las vigas en áreas más pequeñas cuyos centros de masas e inercias son conocidos. La descomposición hecha ha tomado la siguiente forma:

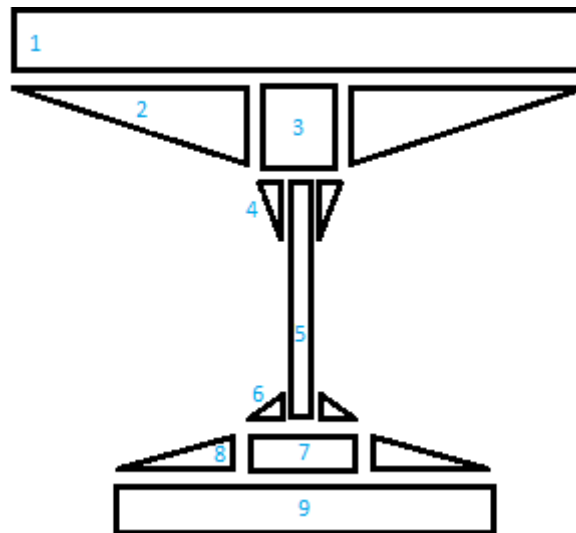


Figura 25. Descomposición en geometrías simples de las vigas.

Las secciones simplificadas resultantes son rectángulos y triángulos cuyas expresiones para calcular el centro de masas e inercia se detallan a continuación.

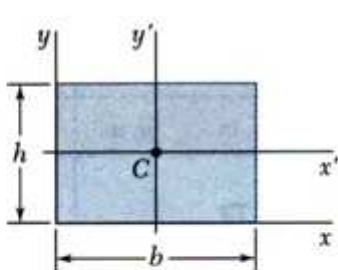
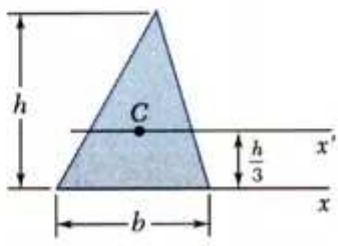
Rectangle		$\bar{I}_{x'} = \frac{1}{12} bh^3$ $\bar{I}_{y'} = \frac{1}{12} b^3h$ $I_x = \frac{1}{3} bh^3$ $I_y = \frac{1}{3} b^3h$ $J_C = \frac{1}{12} bh(b^2 + h^2)$
Triangle		$\bar{I}_{x'} = \frac{1}{36} bh^3$ $I_x = \frac{1}{12} bh^3$

Figura 26. Inercia del rectángulo y el triángulo.

Conociendo las anteriores expresiones, que dan como resultado la inercia unitaria de cada elemento, además de la distancia del centro de gravedad de cada sección al centro de gravedad global de la

pieza y mediante la aplicación del teorema de los ejes paralelos o Steiner, somos capaces de calcular la inercia de la sección total de la viga.

$$I_g = I_u + A \times D^2 \quad (III.2)$$

La distancia D entre el centro de gravedad de las secciones simplificadas y el general se obtiene restando ambas alturas en coordenadas globales.

La hoja de cálculo de Excel creada implementa el cálculo de la inercia y área unitarias de cada elemento así como las globales a partir de los datos geométricos introducidos en coordenadas locales.

650mm b=123cm

nº de elemento	nº de unidades	dim. X (cm)	dim. Y (cm)	área unitaria (cm ²)	área total (cm ²)	Y(cdg) unitaria (cm)	dist (cdg) - (cdg total)	Inercia unitaria(cm ⁴)
1,00	1,00	123,00	8,00	984,00	984,00	61,00	28,17	5248,00
2,00	2,00	52,00	7,00	182,00	364,00	54,67	21,83	495,44
3,00	1,00	46,00	7,00	322,00	322,00	53,50	20,67	1314,83
4,00	2,00	14,00	10,00	70,00	140,00	46,67	13,83	388,89
5,00	1,00	18,00	26,00	468,00	468,00	37,00	4,17	26364,00
6,00	2,00	4,00	5,00	10,00	20,00	25,67	7,17	13,89
7,00	1,00	26,00	9,00	234,00	234,00	19,50	13,33	1579,50
8,00	2,00	37,00	9,00	166,50	333,00	18,00	14,83	749,25
9,00	1,00	100,00	15,00	1500,00	1500,00	7,50	25,33	28125,00

Área total (cm ²)	4365,00
Y(cdg) total (cm)	32,83
Inercia (cm ⁴)	2271118,86
Inercia (m ⁴)	0,02

Tabla 4. Cálculo de la inercia e área unitaria de cada elemento.

NOTA: Subrayada en azul la dimensión variable de la viga correspondiente a la altura del alma del perfil.

En el caso del tablero, de forma directa, hallamos las inercias para sus dos posibles espesores (22 y 25 cm).

Obtenidos los anteriores parámetros se procede al cálculo de inercia de la sección total del puente homogeneizada.

III.1.2.CÁLCULO DE INERCIA DE LA SECCIÓN RECTA DEL TABLERO HOMOGENEIZADA

Para calcular la inercia global de la sección del puente es necesario tener en cuenta que los materiales empleados en la fabricación del tablero y las vigas no tienen las mismas propiedades. Por este motivo se debe llevar a cabo la homogeneización de uno de los dos elementos.

El proceso de homogeneización para el cálculo de la inercia de una sección compuesta por dos cuerpos consiste en modificar una dimensión de uno de los cuerpos de forma proporcional a la relación entre módulos elásticos de ambos.

En el caso que nos ocupa, debido a la simplicidad de su geometría, resulta mucho más sencillo homogeneizar el tablero que las vigas, además como se pretende calcular la I_z de la sección, la cota a modificar será necesariamente la horizontal, es decir, el ancho del tablero.

El proceso llevado a cabo es el siguiente:

Primeramente se ha calculado la constante n correspondiente a la relación entre los módulos elásticos de los materiales, teniendo en cuenta que el material a homogeneizar es el del tablero.

$$n = \frac{E_{\text{tablero}}}{E_{\text{vigas}}} \quad (\text{III.3})$$

A continuación para obtener el ancho homogeneizado del tablero se ha multiplicado la constante n por el ancho inicial del tablero.

$$W' = n \times W \quad (\text{III.4})$$

Habiendo obtenido el ancho homogeneizado se procede al cálculo de la inercia de la sección homogeneizada.

$$I' = \frac{1}{12} \times W' \times e^3 \quad (\text{III.5})$$

Aplicando nuevamente Steiner respecto al centro de gravedad total del conjunto nos queda la siguiente expresión que representa la inercia global del conjunto:

$$I_{z(g)} = I' \times A_{\text{tablero}} \times d_{t-g}^2 + n^2 \times A_{\text{vigas}} \times (I_{\text{vigas}} + A_{\text{vigas}} \times d_{v-g}^2) \quad (\text{III.6})$$

La posición en el eje Y del centro de gravedad global se obtiene como:

$$Y_g = \frac{\sum A_i \times Y_{g_i}}{\sum A_i} \quad (\text{III.7})$$

III.1.3.CÁLCULO DE LA RELACIÓN LUZ – FLECHA

Obtenida la inercia de la sección completa del puente se puede proceder al cálculo de la flecha aplicando la expresión(III.8). Una vez

calculada esta para cada configuración de puente posible, se calcula la relación luz – flecha de la siguiente manera:

$$\frac{Luz}{Flecha} \quad (III.8)$$

El valor de esta relación, tal como se ha mencionado en el inicio de este anejo, debe estar entre tres mil y cuatro mil para que el puente se encuentre en el rango de estudio.

$$3000 \leq \frac{Luz}{Flecha} < 4000 \quad (III.9)$$

Tras la ejecución del cálculo, la lista de puentes aptos para el estudio queda reducida a la siguiente:

Luz L (m)	Canto de viga (mm)	Nº de vigas	Tipo de Viga	Ancho del ala superior b (cm)	espesor de tablero h (cm)
10	650	5	C	123	22
10	650	6	C	123	22
12,5	850	5	D	125	22
12,5	850	6	C	123	22
15	1050	5	D	125	25
15	1050	6	C	123	25
17,5	1250	5	C	123	25
20	1450	5	D	125	25
20	1450	6	C	123	25
22,5	1650	5	D	125	25
22,5	1650	6	C	125	25
25	1850	5	D	125	25
25	1850	6	C	123	25

Tabla 5. Listado definitivo de puentes objeto de estudio.

III.1.4.CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES A INTRODUCIR EN EL MODELO.

Tal como se ha descrito en la memoria, las masas de los elementos propios de los puentes ferroviarios se han introducido en el modelo como parte de la masa del tablero, que a su vez se ha dividido en tres segmentos para una reproducción de la distribución de cargas lo más fiel posible a la realidad.

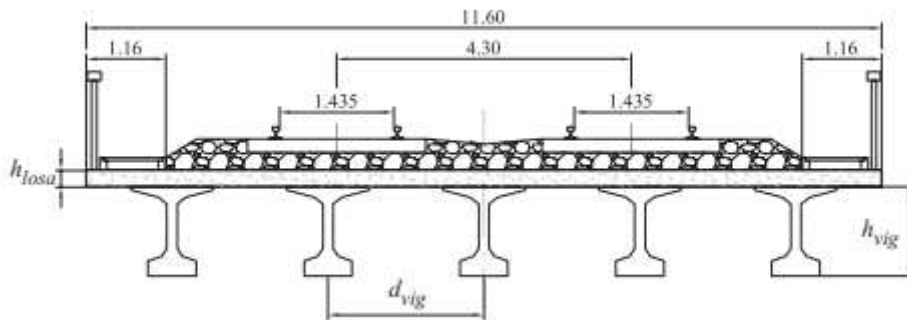


Figura 27. Distribución de cargas sobre los puentes ferroviarios, IAPF-2010.

III.1.5.ZONAS LATERALES

Los segmentos correspondientes a los extremos exteriores del puente, tienen un ancho (W) de 1,16 m y se ven afectados únicamente por la masa de las aceras y barandillas además de la suya propia. La masa por unidad de dichos elementos se ha tomado a partir de una estimación en base a los materiales usados en su construcción.

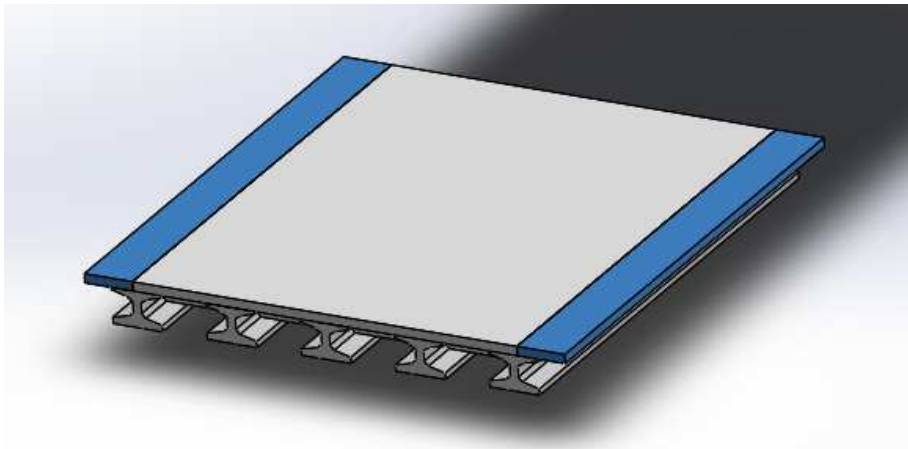


Figura 28. Zonas laterales del tablero resaltadas, Solidworks.

III.1.6.ZONA CENTRAL

La parte central del tablero tiene un ancho (W) de 9,28m y se ve afectada además de por su peso propio por las masas correspondientes al balasto, las traviesas y los carriles, cuyas masas establecidas en la IAPF-2010 se detallan en el siguiente apartado

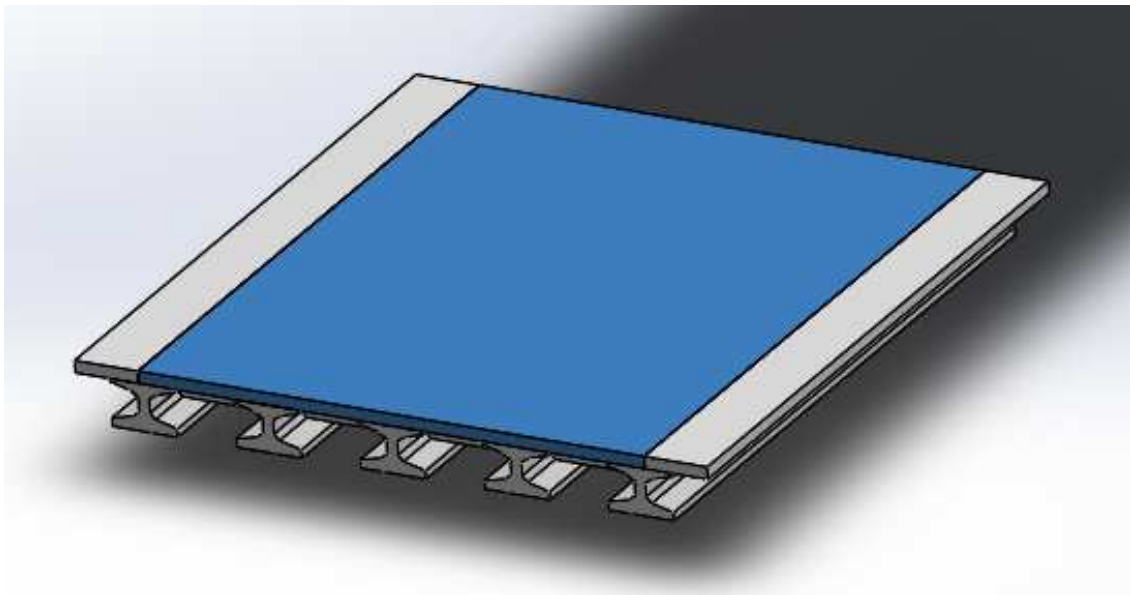


Figura 29. Zona central del tablero resaltada, Solidworks.

III.1.7.OBTENCIÓN DE LAS DENSIDADES DE HORMIGÓN A APLICAR EN LOS DISTINTOS ELEMENTOS DEL MODELO.

Para la correcta introducción en el modelo de las masas que gravitan sobre el tablero de los puentes, se ha procedido a calcular las masas por unidad de volumen correspondientes a sus distintas zonas.

Primeramente se ha calculado el volumen de cada unidad de tablero como:

$$V = L \times W \times h_{losa} \quad (III.10)$$

NOTA: Se entienden por unidades de tablero aquellas correspondientes a las zonas lateral y central modeladas en los dos espesores que se prevén en el estudio, 22 y 25 cm.

A continuación la masa por unidad de volumen (V_u) de cada factor se ha calculado como su masa por longitud unitaria (L_u) multiplicada por la longitud del elemento tablero y dividida por el volumen de este:

$$\frac{M}{V_u} = \frac{\frac{M}{L_u} \times L}{V} \quad (III.11)$$

Por último las masas correspondientes a cada uno de los elementos se han sumado a la densidad del propio hormigón obteniéndose la masa por unidad volumétrica a aplicar en cada elemento del modelo.

La totalidad del conjunto consta de seis masas distintas, correspondientes a:

- Piezas de hormigón ejecutadas in situ:
 - Tablero.
 - Vigas de arriostramiento.
- Piezas de hormigón prefabricadas:
 - Vigas de apoyo.
- Aceras y barandillas.
- Carriles.
- Traviesas.
- Balasto.

Los valores de estas masas, a excepción de las tres primeras, se tomaron de la instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril (IAPF-2010), cuyos subapartados concretos se referencian en los puntos expuestos a continuación.

III.1.7.1. PROPIEDADES INICIALES DE LOS HORMIGONES EMPLEADOS

Las propiedades del hormigón empleado han sido tomadas de datos experimentales recogidos para un proyecto anterior, en el que el puente Arroyo Bracea II, ubicado en la línea de ferrocarril de alta velocidad Madrid-Sevilla, fue monitorizado. El motivo de emplear estos datos es que, de esta forma, los resultados obtenidos en la modelización del puente previa pueden ser usados como referencia para los resultados esperables de la nueva modelización.

Las constantes empleadas han sido las siguientes:

- Piezas de hormigón ejecutadas in situ:
 - Módulo elástico (E) = 33447813600 (N/m²)
 - Coeficiente de *Poisson* (μ) = 0,2
 - Densidad (ρ) = 2500 (Kg/m³)
- Piezas de hormigón prefabricadas:
 - Módulo elástico (E) = 38492493054 (N/m²)
 - Coeficiente de *Poisson* (μ) = 0,2
 - Densidad (ρ) = 2500 (Kg/m³)

III.1.7.2. OBTENCIÓN DE LAS MASAS POR UNIDAD DE LONGITUD DE LOS DISTINTOS ELEMENTOS

CARRILES

Los carriles, se usan como elementos de guiado de los trenes, y por tanto, deben ser capaces de soportar las acciones dinámicas que su paso conlleva. Se fabrican en acero y constan de tres partes esenciales:

- Cabeza: parte superior del carril en contacto con la rueda.
- Alma: parte central del carril, de geometría esbelta que transmite las cargas al patín.
- Patín: base del carril, de mayor anchura que la cabeza, transmite las cargas a la placa de asiento.

La UIC (*Union Internationale des Chemins de Fer*) define tres tipos de gálibo (A, B y C), cada uno de ellos se corresponde con un uso o tipo de transporte diferente. En España, debido al ancho de vía los trenes que circulan deben ser acordes con el gálibo cinemático C de la UIC.

En las líneas de alta velocidad del territorio nacional se usa el carril UIC 60; su masa por metro lineal viene indicada en el cuadro D.1, dentro del subapartado D.2. correspondiente al apéndice D de la IAPF-2010:

DENOMINACIÓN	NORMA	h [mm]	b [mm]	c [mm]	SECCIÓN [cm ²]	MASA [kg/m]
RN 45	UNE 25122-86	142	130	66	57,05	44,79
UIC 54	UNE 25122-86	159	140	70	69,34	54,43
UIC 60	UNE 25122-86	172	150	72	76,86	60,34
136 RE	ÁREA	185,74	152,4	74,61	85,90	67,43
115 RE	ÁREA	168,27	139,7	69,05	72,53	59,90
VIGNOLE 46	NF A 45-313/84	145	134	64,29	59,06	46,36
100 A	BS 11	152,4	133,35	72,03	63,92	50,18

Tabla 6. Dimensiones y pesos de los carriles habituales, cuadro D.1 IAPF-2010.

Para el cálculo de la masa total de los carriles por unidad volumétrica se debe tener en cuenta que cada vía tiene dos carriles y los puentes son de dos sentidos de circulación por lo que hay dos vías. Finalmente la masa por unidad de longitud se obtiene como:

$$\frac{Mt_{carriles}}{L_u} = 2 \left(\frac{carriles}{via} \right) \times 2 \left(\frac{vias}{puente} \right) \times Masa \text{ (kg/m)} \quad (\text{III.12})$$

La masa por unidad de longitud es de:

- Carriles: 241,36 kg/m.

TRAVIESAS

La traviesa se define como el elemento de unión entre el carril y el balasto. En función de su uso se emplean distintos tamaños y materiales. En el caso de vías de alta velocidad dentro del ámbito nacional, las traviesas son de hormigón bibloque de longitud 2,5 m. Sus dimensiones y masa se detallan en el cuadro D.2 correspondiente al subapartado D.3 del anejo D de la IAPF-2010:

ANCHO VÍA	MATERIAL	MASA [kg]	LONGITUD [m]	ANCHO [m]	$d_1^{(1)}$ [m]	$d_2^{(2)}$ [m]
IBÉRICO	madera	180	2,6	0,24	0,6	0,13 – 0,14
IBÉRICO	hormigón bibloque	200	2,5	0,29	0,6	0,20
IBÉRICO	hormigón monobloque	300	2,6	0,30	0,6	0,22 – 0,23
UIC (AI-04)	hormigón monobloque	320	2,6	0,30	0,6	0,24
Métrico	madera	56	1,9	0,22	0,6	0,13 – 0,14
Métrico	hormigón monobloque	185	1,9	0,26	0,6	0,19
Polivalente (PR)	hormigón monobloque	325	2,6	0,30	0,6	0,24
Mixto (3 carriles)	hormigón monobloque	410	2,75	0,30	0,6	0,23

⁽¹⁾ d_1 : separación entre ejes de traviesas.

⁽²⁾ d_2 : canto de la traviesa bajo el carril.

Tabla 7. Características de las traviesas habituales, cuadro D.2 IAPF-2010.

Una vez conocida la masa unitaria de las traviesas, para obtener la masa por unidad de longitud, se debe conocer el número de traviesas en una longitud determinada. Este número se obtiene dividiendo la longitud entre el espaciado entre traviesas (d_1).

$$N^{\circ}_{traviesas} = 2(vias) \times \frac{L}{d_1} \quad (\text{III.13})$$

A continuación para obtener la masa total por unidad de longitud se debe multiplicar el número de traviesas por la masa unitaria de las traviesas y dividir dicho producto entre la longitud correspondiente.

$$\frac{M_{traviesas}}{L_u} = \frac{N^{\circ}_{traviesas} \times M_{t-unitaria}}{L} \quad (III.14)$$

La masa por unidad de longitud resultante es de:

- Traviesas: 666,67 kg/m.

BALASTO

El balasto es el conjunto de áridos o materiales granulares que se dispone sobre el terreno o tablero, en el que se sustentan las vías con el fin de transmitir las cargas de origen dinámico debidas al paso de elementos rodantes. Dichas cargas se transmiten desde las traviesas situadas bajo los carriles al susodicho terreno o tablero. Su masa por unidad de volumen viene expresada en $\frac{KN}{m^3}$ en el subapartado 2.1 del punto 2 de la IAPF-2010, correspondiente a valores característicos de las acciones permanentes de valor constante (G_k).

Fundición	71,0
Acero	77,0
Aluminio	27,0
Bronce	83,0
Plomo	112,0
Hormigón en masa y materiales tratados con cemento	24,0
Hormigón armado y pretensado	25,0
Fábrica de ladrillo cerámico macizo	18,0
Fábrica de ladrillo cerámico hueco	12,0
Mampostería de basalto	28,0
Mampostería de granito o caliza	27,0
Balasto	18,0
Materiales granulares compactados (zahorras, gravas y arenas)	20,0
Relleno de arena	18,0
Relleno de grava	18,0
Relleno de arcilla o tierra seca	16,0
Relleno de arcilla o tierra húmeda	19,0
Madera seca	6,0 a 9,0
Madera húmeda	10,0
Pavimento de mezcla bituminosa	23,0
Material elastomérico	15,0
Poliestireno expandido	0,3

Tabla 8. Peso específico del Balasto según la norma la IAPF-2010.

Conocida la masa en $\frac{KN}{m^3}$ el siguiente paso es transformarla a $\frac{Kg}{m^3}$ para tener las mismas unidades que en el resto de elementos empleados tomando la relación $1KN \approx 100Kg$.

A continuación se debe calcular el volumen neto de balasto por unidad de longitud, que será el resultante de la resta del volumen total que ocuparía el balasto si no hubiese traviesas menos el volumen que estas ocupan para una misma longitud.

$$\frac{M_{balasto}}{L_u} = \rho \left(\frac{Kg}{m^3} \right) \times \frac{V_{neto}}{L} \quad (III.15)$$

Dónde:

$$V_{neto} = V_{total} - V_{traviesas} \quad (III.16)$$

$$V_{total} = W_{centro\ tablero} \times h_{balasto} \times L \quad (III.17)$$

$$V_{traviesas} = N^o_t \times W_t \times b_t \times (h_t - 1\text{ cm}) \quad (III.18)$$

A la altura de las traviesas (h_t) se le resta un centímetro correspondiente a la parte que sobresale del balasto.

La masa por unidad de longitud queda como:

- Balasto: 7525,5 kg/m.

ACERAS Y BARANDILLAS

Para las aceras y barandillas se ha usado una estimación de la masa por unidad de longitud en base a los materiales usados habitualmente.

Los valores de masa por longitud unitaria son los siguientes:

- Aceras: 218,875 kg/m.
- Barandillas: 50 kg/m.

III.1.7.3. MASAS FINALES CONSIDERADAS EN EL MODELO

Tras hacer la suma de las masas que afectan a cada parte del tablero junto con la del propio material que las compone, los valores de las densidades del material a aplicar en el modelo son los siguientes:

Densidades del hormigón consideradas para las partes externas:

	ρ (kg/m ³)
h_{losa} 22 cm	3553,59
h_{losa} 25 cm	3427,16

Tabla 9. Densidad del hormigón considerada en las partes externas del puente.

Densidades del hormigón consideradas para la parte central:

	ρ (kg/m ³)
h_{losa} 22 cm	6630,99
h_{losa} 25 cm	6135,27

Tabla 10. Densidad del hormigón considerada en la parte central del puente.

III.1.8. CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LOS APOYOS ELASTOMÉRICOS

En el siguiente apartado se describe el proceso de cálculo seguido para obtener las propiedades de los materiales a aplicar en los neoprenos de apoyo modelados como cuerpos sólidos de rigidez vertical equivalente a la de los elastómeros.

Las dimensiones de los sólidos modelados para los apoyos pueden verse en la Figura 30.

III.1.8.1. CÁLCULO DE LA CONSTANTE DE RIGIDEZ EQUIVALENTE AL NEOPRENO DE LOS APOYOS

Tal como se describe en el apartado II.6.2 de la memoria, los neoprenos o apoyos elastoméricos son elementos que se introducen entre la estructura de soporte y la propia estructura portante del puente con el fin de incrementar la vida útil de las uniones. Su influencia sobre los modos de vibración de los puentes se puede estudiar mediante la introducción en el modelo de una caracterización de los propios apoyos zunchados; dicha caracterización de los elastómeros, en el modelo empleado para este trabajo, se ha llevado a cabo mediante el ensamblado de cuerpos sólidos bajo las zonas de apoyo, previamente creadas en las vigas, con una rigidez vertical equivalente a la de los neoprenos.

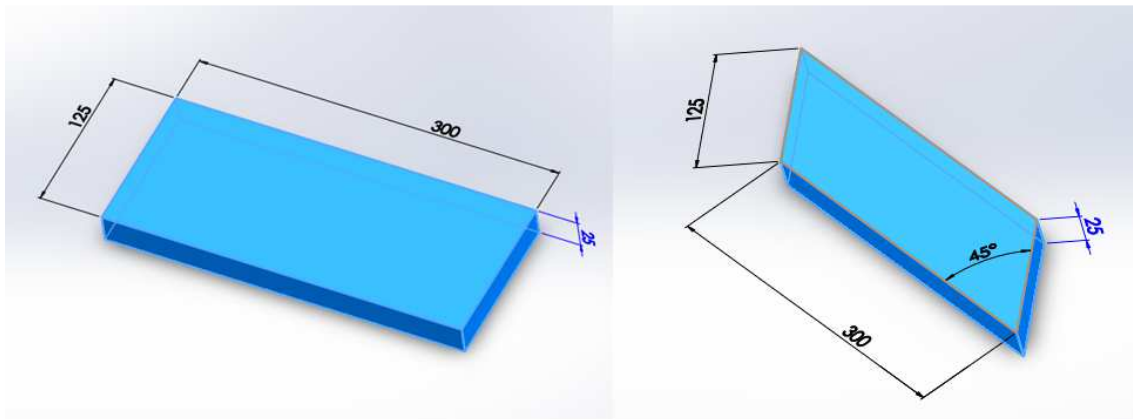


Figura 30. Vistas acotadas del sólido “neopreno” para su configuración rectangular y esviada.

Con el fin de determinar la constante de rigidez vertical equivalente del apoyo elastomérico ante cargas dinámicas (Kv_{din}) a introducir en cada puente se pueden usar varios métodos simplificados. Todos ellos parten de una serie de hipótesis cinemáticas tales como que la deformación de ambos materiales de que se componen los apoyos es completamente elástica o que el campo de desplazamientos del material elastomérico adopta una distribución parabólica. Así pues, la constante Kv_{din} puede expresarse como el cociente entre la rigidez a flexión de las vigas y del propio apoyo, dividida además por el número de vigas que sustentan la estructura y mayorado mediante el factor kappa (K).

$$Kv_{din} = \frac{E_{vigas} \times I_z \times \pi^3}{K \times L^3 \times N_{vigas}^0} \quad (III.19)$$

Donde la constante K para puentes isostáticos de luces moderadas toma valores entre 0 y 0,1 siendo el más habitual de acuerdo con investigaciones anteriores(II.4)el de 0,05.

III.1.8.2. CÁLCULO DEL MÓDULO ELÁSTICO EQUIVALENTE A INTRODUCIR EN EL MATERIAL DE LOS NEOPRENOS

Son varias las opciones que el programa SolidWorks ofrece para la introducción de condiciones de contorno que simulen la rigidez vertical de los neoprenos, no obstante, comparando los resultados obtenidos con datos experimentales y provenientes de modelizaciones previas, se ha comprobado que, para el estudio que nos concierne, la que más fielmente representa la realidad es el uso de un material en los

neoprenos modelados tal que su módulo elástico (E) cumpla la siguiente relación para las dimensiones especificadas en la Figura 30.

$$Kv_{din} = E \times \frac{A_{neopreno}}{h_{neopreno}} \quad (III.20)$$

Donde A es el área de la cara paralela a la superficie de apoyo de la viga y h es el espesor del neopreno.

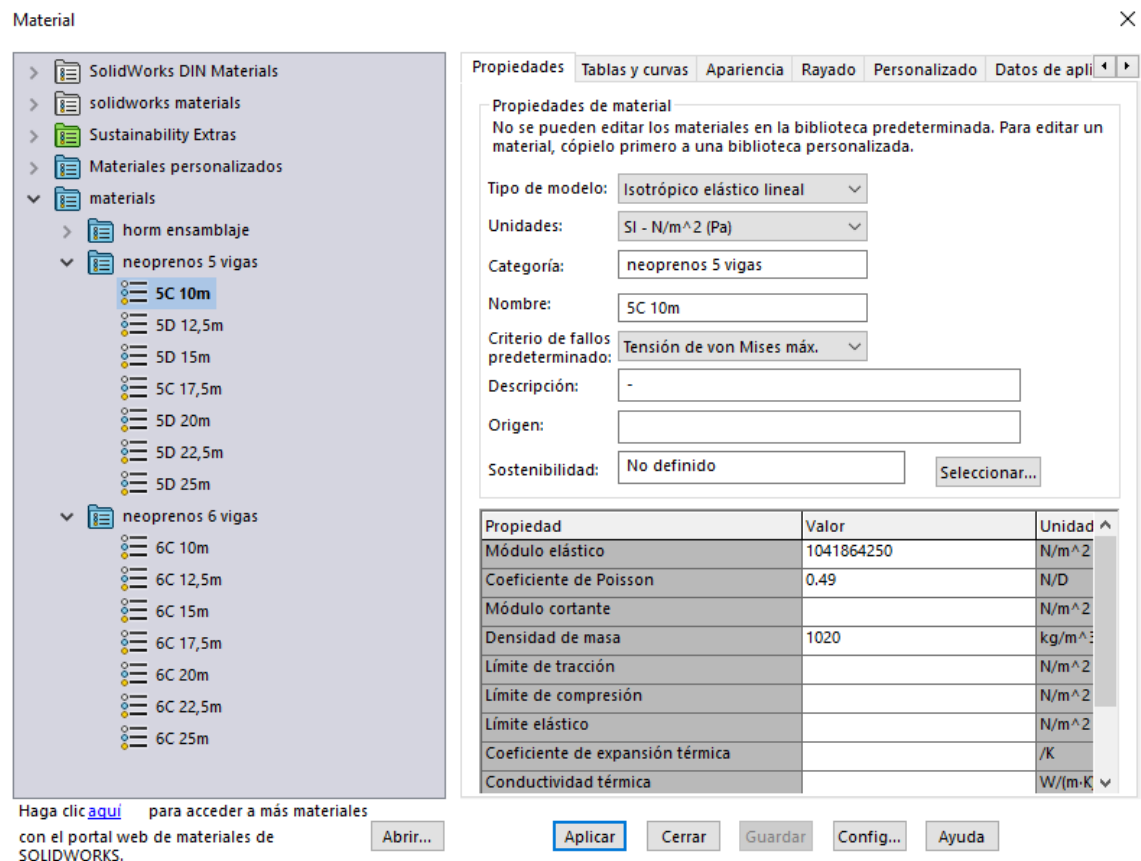


Figura 31. Entorno de selección de materiales de la herramienta SolidWorks.

Cabe mencionar que en lo relativo al coeficiente de Poisson del material de los neoprenos se ha asumido el valor más cercano a 0,5 que el programa admite para la ejecución del cálculo, lo que significa considerar el material de los apoyos como incompresible. En lo que respecta a la densidad, esta no se ha modificado respecto a la que ofrece por defecto del programa ya que su influencia así como la del coeficiente de Poisson son insignificantes.

III.2. ANEJO DE RESULTADOS DE CÁLCULOS RELATIVOS A LA RELACIÓN LUZ - FLECHA

En el siguiente apartado se detallan los resultados intermedios y finales de los cálculos relativos a la obtención de la relación luz -flecha.

III.2.1.1. RESULTADOS DE LAS INERCIAS DE LA SECCIÓN RECTA DE LAS VIGAS EMPLEADAS EN EL ESTUDIO

Los cálculos de las inercias de las vigas se han separado en dos apartados correspondientes a los dos tipos de vigas modeladas.

- Vigas tipo C:

650mm

Elemento	unidades	dim. X (cm)	dim. Y (cm)	Y _{cdg} unitaria (cm)	I unitaria (cm ⁴)
1	1	123,00	5,00	62,50	1281,25
2	2	40,00	10,00	56,67	1111,11
3	1	43,00	10,00	55,00	3583,33
4	2	12,50	10,00	46,67	347,22
5	1	18,00	26,00	37,00	26364,00
6	2	4,00	5,00	25,67	13,89
7	1	26,00	9,00	19,50	1579,50
8	2	37,00	9,00	18,00	749,25
9	1	100,00	15,00	7,50	28125,00

total	
A (cm ²)	4125,00
Y _{cdg} (cm)	31,57
I (cm ⁴)	2149159,37
I (m ⁴)	0,02

850mm

Elemento	unidades	dim. X (cm)	dim. Y (cm)	Y _{cdg} unitaria (cm)	I unitaria (cm ⁴)
1	1	123,00	5,00	82,50	1281,25
2	2	40,00	10,00	76,67	1111,11
3	1	43,00	10,00	75,00	3583,33
4	2	12,50	10,00	66,67	347,22
5	1	18,00	46,00	47,00	146004,00
6	2	4,00	5,00	25,67	13,89
7	1	26,00	9,00	19,50	1579,50
8	2	37,00	9,00	18,00	749,25
9	1	100,00	15,00	7,50	28125,00

total	
A (cm ²)	4485,00
Y _{cdg} (cm)	40,85
I (cm ⁴)	4334582,70
I (m ⁴)	0,04

1050mm

Elemento	unidades	dim. X (cm)	dim. Y (cm)	Y _{cdg} unitaria (cm)	I unitaria (cm ⁴)
1	1	123,00	5,00	102,50	1281,25
2	2	40,00	10,00	96,67	1111,11
3	1	43,00	10,00	95,00	3583,33
4	2	12,50	10,00	86,67	347,22
5	1	18,00	66,00	57,00	431244,00
6	2	4,00	5,00	25,67	13,89
7	1	26,00	9,00	19,50	1579,50
8	2	37,00	9,00	18,00	749,25
9	1	100,00	15,00	7,50	28125,00

total	
A (cm ²)	4845,00
Y _{cdg} (cm)	50,24
I (cm ⁴)	7413081,77
I (m ⁴)	0,07

1250mm

Elemento	unidades	dim. X (cm)	dim. Y (cm)	Y _{cdg} unitaria (cm)	I unitaria (cm ⁴)
1	1	123,00	5,00	122,50	1281,25
2	2	40,00	10,00	116,67	1111,11
3	1	43,00	10,00	115,00	3583,33
4	2	12,50	10,00	106,67	347,22
5	1	18,00	86,00	67,00	954084,00
6	2	4,00	5,00	25,67	13,89
7	1	26,00	9,00	19,50	1579,50
8	2	37,00	9,00	18,00	749,25
9	1	100,00	15,00	7,50	28125,00

total	
A (cm ²)	5205,00
Y _{cdg} (cm)	59,72
I (cm ⁴)	11457470,85
I (m ⁴)	0,11

1450mm

Elemento	unidades	dim. X (cm)	dim. Y (cm)	Y _{cdg} unitaria (cm)	I unitaria (cm ⁴)
1	1	123,00	5,00	142,50	1281,25
2	2	40,00	10,00	136,67	1111,11
3	1	43,00	10,00	135,00	3583,33
4	2	12,50	10,00	126,67	347,22
5	1	18,00	106,00	77,00	1786524,00
6	2	4,00	5,00	25,67	13,89
7	1	26,00	9,00	19,50	1579,50
8	2	37,00	9,00	18,00	749,25
9	1	100,00	15,00	7,50	28125,00

total	
A (cm ²)	5565,00
Y _{cdg} (cm)	69,26
I (cm ⁴)	16540353,49
I (m ⁴)	0,17

1650mm

Elemento	unidades	dim. X (cm)	dim. Y (cm)	Y_{cdg} unitaria (cm)	I unitaria (cm^4)
1	1	123,00	5,00	162,50	1281,25
2	2	40,00	10,00	156,67	1111,11
3	1	43,00	10,00	155,00	3583,33
4	2	12,50	10,00	146,67	347,22
5	1	18,00	126,00	87,00	3000564,00
6	2	4,00	5,00	25,67	13,89
7	1	26,00	9,00	19,50	1579,50
8	2	37,00	9,00	18,00	749,25
9	1	100,00	15,00	7,50	28125,00

total	
A (cm^2)	5925,00
Y_{cdg} (cm)	78,86
I (cm^4)	22734186,56
I (m^4)	0,23

1850mm

Elemento	unidades	dim. X (cm)	dim. Y (cm)	Y_{cdg} unitaria (cm)	I unitaria (cm^4)
1	1	123,00	5,00	182,50	1281,25
2	2	40,00	10,00	176,67	1111,11
3	1	43,00	10,00	175,00	3583,33
4	2	12,50	10,00	166,67	347,22
5	1	18,00	146,00	97,00	4668204,00
6	2	4,00	5,00	25,67	13,89
7	1	26,00	9,00	19,50	1579,50
8	2	37,00	9,00	18,00	749,25
9	1	100,00	15,00	7,50	28125,00

total	
A (cm^2)	6285,00
Y_{cdg} (cm)	88,50
I (cm^4)	30111322,25
I (m^4)	0,30

Tabla 11. Cálculo de las inercias unitarias de las vigas tipo C.

- Vigas tipo D:

650mm

Elemento	unidades	dim. X (cm)	dim. Y (cm)	Y_{cdg} unitaria (cm)	I unitaria (cm^4)
1	1	125,00	5,00	62,50	1302,08
2	2	40,00	10,00	56,67	1111,11
3	1	45,00	10,00	55,00	3750,00
4	2	12,50	10,00	46,67	347,22
5	1	20,00	25,00	37,50	26041,67
6	2	10,00	10,00	28,33	277,78
7	1	40,00	10,00	20,00	3333,33
8	2	40,00	10,00	18,33	1111,11
9	1	120,00	15,00	7,50	33750,00

total	
A (cm^2)	4800,00
Y_{cdg} (cm)	29,74
I (cm^4)	2368205,20
I (m^4)	0,02

850mm

Elemento	unidades	dim. X (cm)	dim. Y (cm)	Y _{cdg} unitaria (cm)	I unitaria (cm ⁴)
1	1	125,00	5,00	82,50	1302,08
2	2	40,00	10,00	76,67	1111,11
3	1	45,00	10,00	75,00	3750,00
4	2	12,50	10,00	66,67	347,22
5	1	20,00	45,00	47,50	151875,00
6	2	10,00	10,00	28,33	277,78
7	1	40,00	10,00	20,00	3333,33
8	2	40,00	10,00	18,33	1111,11
9	1	120,00	15,00	7,50	33750,00

total	
A (cm ²)	5200,00
Y _{cdg} (cm)	38,22
I (cm ⁴)	4803263,14
I (m ⁴)	0,05

1050mm

Elemento	unidades	dim. X (cm)	dim. Y (cm)	Y _{cdg} unitaria (cm)	I unitaria (cm ⁴)
1	1	125,00	5,00	102,50	1302,08
2	2	40,00	10,00	96,67	1111,11
3	1	45,00	10,00	95,00	3750,00
4	2	12,50	10,00	86,67	347,22
5	1	20,00	65,00	57,50	457708,33
6	2	10,00	10,00	28,33	277,78
7	1	40,00	10,00	20,00	3333,33
8	2	40,00	10,00	18,33	1111,11
9	1	120,00	15,00	7,50	33750,00

total	
A (cm ²)	5600,00
Y _{cdg} (cm)	46,92
I (cm ⁴)	8257777,08
I (m ⁴)	0,08

1250mm

Elemento	unidades	dim. X (cm)	dim. Y (cm)	Y _{cdg} unitaria (cm)	I unitaria (cm ⁴)
1	1	125,00	5,00	122,50	1302,08
2	2	40,00	10,00	116,67	1111,11
3	1	45,00	10,00	115,00	3750,00
4	2	12,50	10,00	106,67	347,22
5	1	20,00	85,00	67,50	1023541,67
6	2	10,00	10,00	28,33	277,78
7	1	40,00	10,00	20,00	3333,33
8	2	40,00	10,00	18,33	1111,11
9	1	120,00	15,00	7,50	33750,00

total	
A (cm ²)	6000,00
Y _{cdg} (cm)	55,79
I (cm ⁴)	12815855,83
I (m ⁴)	0,13

1450mm

Elemento	unidades	dim. X (cm)	dim. Y (cm)	Y _{cdg} unitaria (cm)	I unitaria (cm ⁴)
1	1	125,00	5,00	142,50	1302,08
2	2	40,00	10,00	136,67	1111,11
3	1	45,00	10,00	135,00	3750,00
4	2	12,50	10,00	126,67	347,22
5	1	20,00	105,00	77,50	1929375,00
6	2	10,00	10,00	28,33	277,78
7	1	40,00	10,00	20,00	3333,33
8	2	40,00	10,00	18,33	1111,11
9	1	120,00	15,00	7,50	33750,00

total	
A (cm ²)	6400,00
Y _{cdg} (cm)	64,80
I (cm ⁴)	18560580,99
I (m ⁴)	0,19

1650mm

Elemento	unidades	dim. X (cm)	dim. Y (cm)	Y _{cdg} unitaria (cm)	I unitaria (cm ⁴)
1	1	125,00	5,00	162,50	1302,08
2	2	40,00	10,00	156,67	1111,11
3	1	45,00	10,00	155,00	3750,00
4	2	12,50	10,00	146,67	347,22
5	1	20,00	125,00	87,50	3255208,33
6	2	10,00	10,00	28,33	277,78
7	1	40,00	10,00	20,00	3333,33
8	2	40,00	10,00	18,33	1111,11
9	1	120,00	15,00	7,50	33750,00

total	
A (cm ²)	6800,00
Y _{cdg} (cm)	73,93
I (cm ⁴)	25574309,07
I (m ⁴)	0,26

1850mm

Elemento	unidades	dim. X (cm)	dim. Y (cm)	Y _{cdg} unitaria (cm)	I unitaria (cm ⁴)
1	1	125,00	5,00	182,50	1302,08
2	2	40,00	10,00	176,67	1111,11
3	1	45,00	10,00	175,00	3750,00
4	2	12,50	10,00	166,67	347,22
5	1	20,00	145,00	97,50	5081041,67
6	2	10,00	10,00	28,33	277,78
7	1	40,00	10,00	20,00	3333,33
8	2	40,00	10,00	18,33	1111,11
9	1	120,00	15,00	7,50	33750,00

total	
A (cm ²)	7200,00
Y _{cdg} (cm)	83,16
I (cm ⁴)	33938872,91
I (m ⁴)	0,34

Tabla 12. Cálculo de las inercias unitarias de las vigas tipo D.

III.2.1.2. RESULTADOS DE LAS INERCIAS DE LA SECCIÓN RECTA DE LA LOSA

En el siguiente punto se detallan los valores exactos de las inercias unitarias homogeneizadas correspondientes a las losas de 25 y 22 cm de espesor así como los valores de los cálculos intermedios del proceso.

La siguiente tabla muestra el cálculo de la relación entre los módulos elásticos de sendos materiales.

E(loso) (N/m ²)	3,34E+10
E(vigas) (N/m ²)	3,85E+10
n=E(loso)/E(vigas)	8,69E-01

Tabla 13. Cálculo de la relación entre módulos elásticos de los elementos losa y vigas.

A continuación en la Tabla 14. Inercia de la losa del tablero. se muestran las inercias homogeneizadas resultantes así como los datos relativos a la altura de los centros de gravedad de sendas losas.

	Dim. X' (cm)	Dim. Y (cm)	Área (cm ²)	Y(cdg) (cm)	Inercia (cm ⁴)
Losa de e=25 cm	1007,97	25,00	25199,37	12,50	1312467,21
Loa de e=22 cm	1007,97	22,00	22175,45	11,00	894409,66

Tabla 14. Inercia de la losa del tablero.

III.2.1.3. RESULTADOS DE LA INERCIA DE LA SECCIÓN COMPLETA DE LAS DISTINTAS CONFIGURACIONES DE LOS PUENTES.

A continuación se muestran las tablas correspondientes a las inercias de las secciones de todas las combinaciones posibles de tableros. Las tablas se separan en función del espesor de la losa superior del puente.

Tipología	nº de vigas	Canto (mm)	Y(cdg) (cm)	dist. Cdg vigas a total	dist. Cdg tablero - total	inercia sección completa (cm ⁴)	inercia (m ⁴)
C	5	650	56,83	25,26	20,67	35985421,76	0,36
C	5	850	70,83	29,97	26,67	61061539,03	0,61
C	5	1050	84,53	34,29	32,97	94250188,78	0,94
C	5	1250	97,98	38,26	39,52	136060258,06	1,36
C	5	1450	111,19	41,94	46,31	186980417,03	1,87
C	5	1650	115,13	36,27	62,37	251993738,97	2,52
C	5	1850	133,39	44,89	64,11	318765320,17	3,19
C	6	650	54,74	23,17	22,76	40548823,02	0,41
C	6	850	68,25	27,39	29,25	69078742,38	0,69
C	6	1050	81,47	31,23	36,03	106852006,28	1,07
C	6	1250	94,45	34,74	43,05	154435949,77	1,54

C	6	1450	107,21	37,95	50,29	212377950,44	2,12
C	6	1650	109,33	30,48	68,17	287832335,27	2,88
C	6	1850	128,07	39,57	69,43	362499312,66	3,62
D	5	650	54,20	24,46	23,30	41198563,47	0,41
D	5	850	67,40	29,18	30,10	70302274,31	0,70
D	5	1050	80,35	33,43	37,15	108679021,69	1,09
D	5	1250	93,09	37,30	44,41	156833897,87	1,57
D	5	1450	105,64	40,84	51,86	215257296,68	2,15
D	5	1650	108,77	34,84	68,73	289488600,69	2,89
D	5	1850	126,53	43,37	70,97	365653690,57	3,66

Tabla 15. Inercia de la sección completa del tablero para losa de espesor 25 cm.

Tipología	nº de vigas	Canto (mm)	Y(cdg) (cm)	dist. Cdg vigas/total	dist. Cdg tablero/total	inercia sección completa (cm ⁴)	inercia (m ⁴)
C	5	650	54,59	23,02	21,41	32735331,67	0,33
C	5	850	68,27	27,42	27,73	56476400,29	0,56
C	5	1050	81,67	31,43	34,33	88021741,06	0,88
C	5	1250	94,81	35,10	41,19	127856361,38	1,28
C	5	1450	107,73	38,47	48,27	176447267,73	1,76
C	5	1650	110,34	31,49	65,66	239529937,16	2,40
C	5	1850	129,00	40,50	67,00	302538867,07	3,03
C	6	650	52,57	21,00	23,43	36878265,64	0,37
C	6	850	65,77	24,91	30,23	63874819,51	0,64
C	6	1050	78,70	28,46	37,30	99767482,80	1,00
C	6	1250	91,39	31,68	44,61	145100003,46	1,45
C	6	1450	103,88	34,62	52,12	200398753,49	2,00
C	6	1650	104,66	25,81	71,34	273827460,32	2,74
C	6	1850	123,86	35,36	72,14	344118033,38	3,44
D	5	650	51,95	22,22	24,05	37405658,75	0,37
D	5	850	64,81	26,60	31,19	64870030,11	0,65
D	5	1050	77,45	30,53	38,55	101243517,39	1,01
D	5	1250	89,88	34,09	46,12	147009605,07	1,47
D	5	1450	102,13	37,33	53,87	202639449,62	2,03
D	5	1650	103,97	30,03	72,03	274504365,60	2,75
D	5	1850	122,12	38,96	73,88	346281575,70	3,46

Tabla 16. Inercia de la sección completa del tablero para losa de espesor 22 cm.

Nota: no todas las combinaciones de vigas y losas contempladas en las anteriores tablas se corresponden con tipologías de puentes objeto de estudio.

III.2.1.4. RESULTADOS DEL CÁLCULO DE LA RELACIÓN LUZ – FLECHA

A partir del cálculo de la relación luz flecha, cuyos resultados se muestran en la siguiente tabla, se determinan las tipologías de puente objeto de estudio, excluyéndose las tipologías resaltadas en dicha tabla.

	L (m)	I (m ⁴)	flecha (m)	L/flecha
I 65C 6 vigas h=0.25 b=123	10,00	0,41	2,44E-03	4104
I 65C 6 vigas h=0.22 b=123	10,00	0,37	2,68E-03	3733
I 65C 5 vigas h=0.22 b=123	10,00	0,33	3,02E-03	3313
I 65D 5 vigas h=0.25 b=125	10,00	0,41	2,40E-03	4170
I 85C 5 vigas h=0.22 b=123	12,50	0,56	3,98E-03	3140
I 85D 5 vigas h=0.22 b=125	12,50	0,65	3,47E-03	3607
I 85C 6 vigas h=0,22 b=123	12,50	0,64	3,52E-03	3552
I 105C 5 vigas h=0,25 b=123	15,00	0,94	4,66E-03	3217
I 105D 5 vigas h=0.25 b=125	15,00	1,09	4,04E-03	3710
I 105C 6 vigas h=0.25 b=123	15,00	1,07	4,11E-03	3648
I 125C 5 vigas h=0.25 b=123	17,50	1,36	5,70E-03	3070
I 125C 6 vigas h=0.25 b=123	17,50	1,54	5,02E-03	3485
I 145D 5 vigas h=0.25 b=125	20,00	2,15	5,90E-03	3387
I 145C 6 vigas h=0.25 b=123	20,00	2,12	5,98E-03	3342
I 165C 6 vigas h=0.25 b=123	22,50	2,88	6,84E-03	3289
I 165D 5 vigas h= 0.25 b=125	22,50	2,89	6,80E-03	3308
I 185D 5 vigas h=0.25 b=125	25,00	3,66	7,98E-03	3134
I 185C 6 vigas h=0.25 b=123	25,00	3,62	8,05E-03	3106

Tabla 17. Resultados del cálculo de la relación luz – flecha.

Nota: las tipologías de puente resaltadas en color amarillo se excluyen del estudio por motivo de sobrepasar el límite superior establecido en 4000 para la relación luz - flecha. Las tipologías resalta en color verde son asimismo excluidas del estudio por ser dichas tipologías redundantes en el estudio.

III.3. ANEJO DE RESULTADOS DE CÁLCULOS RELATIVOS A LAS PROPIEDADES A INTRODUCIR EN EL MODELO

A lo largo del siguiente anejo se incluirán en distintos apartados los resultados intermedios y finales de los cálculos relativos a la obtención de las propiedades a introducir en el modelo de cálculo.

III.3.1.1. RESULTADOS DEL PROCESO DE OBTENCIÓN DE LAS MASAS A INTRODUCIR EN EL MODELO.

En el presente punto se incluyen los resultados finales e intermedios relativos a la obtención de las masas por unidad volumétrica a aplicar en el modelo.

Primeramente se procede al cálculo del volumen correspondiente a las distintas partes del tablero.

Volumen de las partes externas de la losa

Dimensiones Longitudes en (m)

Ancho (W)	Luz (L)	Espesor (h_{losa}) (m)	Volumen (m^3)
1,16	10,00	0,22	2,55
1,16	10,00	0,25	2,90

Tabla 18. Volumen de las partes externas de la losa.

Volumen de la parte central de la losa

Dimensiones Longitudes en (m)

Ancho (W)	Luz (L)	Espesor (h_{losa}) (m)	Volumen (m^3)
9,28	10,00	0,22	20,42
9,28	10,00	0,25	23,20

Tabla 19. Volumen de la parte central de la losa.

A continuación se procede al cálculo de la masa por unidad de volumen de tablero de los diferentes elementos para una longitud de 10 m.

	(kg/m)	Luz (m)	masa total (kg)	(kg/m ³) tablero 22cm	(kg/m ³) tablero 25cm
Traviesas	666,67	10,00	6666,70	326,54	287,36
Balasto	7525,80	10,00	75258,00	3686,23	3243,88
Carriles	241,36	10,00	2413,60	118,22	104,03
Aceras y barandillas	268,88	10,00	2688,75	1053,59	927,16

*

Masas que afectan a parte central del tablero.

Masas que afectan a los extremos del tablero.

Tabla 20. Masas por unidad volumétrica de cada elemento y para cada tipología de tablero.

Por último se hace el cálculo de la densidad de hormigón a aplicar en las distintas zonas de la losa.

- Densidad del hormigón a aplicar en las zonas externas de la losa:

	ρ (kg/m ³)
h_{losa} 22 cm	3553,59
h_{losa} 25 cm	3427,16

Tabla 21. Densidad del hormigón a aplicar en las zonas externas de la losa.

- Densidad del hormigón a aplicar en la zona central de la losa:

	ρ (kg/m ³)
h_{losa} 22 cm	6630,99
h_{losa} 25 cm	6135,27

Tabla 22. Densidad del hormigón a aplicar en la zona central de la losa.

III.3.1.2. RESULTADOS DEL PROCESO DE CÁLCULO DE LA RIGIDEZ VERTICAL DE LOS NEOPRENOS Y EL MÓDULO ELÁSTICO DEL MATERIAL A APLICAR EN EL MODELO.

En el siguiente punto se muestran los resultados parciales y finales del proceso de cálculo relativo a la obtención de las constantes de rigidez vertical de los neoprenos para las distintas configuraciones de puentes. Además también se indica el módulo elástico del material a emplear en los sólidos modelados como apoyos elastoméricos.

- Configuraciones de 5 vigas tipo C:

Configuración: 5C 10m 650mm	
Evigas (N/m ²)	3,85E+10
Iz total tablero (m ⁴)	0,33
L (m)	10,00

kappa	Dinámico		E del neopreno (N/m ²)
	Kv (N/m)	Kv / n ^o vigas (N/m)	
0,025	1,56E+10	3,13E+09	1041864249,61
0,05	7,81E+09	1,56E+09	
0,075	5,21E+09	1,04E+09	
0,1	3,91E+09	7,81E+08	

Tabla 23. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 5C 10m.

Configuración: 5C 17,5m 1250mm	
Evigas (N/m ²)	3,85E+10
Iz total tablero (m ⁴)	1,36
L (m)	17,50

Dinámico			
kappa	Kv (N/m)	Kv / nº vigas (N/m)	
0,025	1,21E+10	2,42E+09	E del neopreno (N/m ²)
0,05	6,06E+09	1,21E+09	808000323,60
0,075	4,04E+09	8,08E+08	
0,1	3,03E+09	6,06E+08	

Tabla 24. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 5C 17,5m.

- Configuraciones de 5 vigas tipo D:

Configuración: 5D 12,5m 850mm	
Evigas (N/m ²)	3,85E+10
Iz total tablero (m ⁴)	0,65
L (m)	12,50

Dinámico			
kappa	Kv (N/m)	Kv / nº vigas (N/m)	
0,025	1,59E+10	3,17E+09	E del neopreno (N/m ²)
0,05	7,93E+09	1,59E+09	1057081447,94
0,075	5,29E+09	1,06E+09	
0,1	3,96E+09	7,93E+08	

Tabla 25. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 5D 12,5m.

Configuración: 5D 15m 1050mm	
Evigas (N/m ²)	3,85E+10
Iz total tablero (m ⁴)	1,09
L (m)	15,00

Dinámico			
kappa	Kv (N/m)	Kv / nº vigas (N/m)	
0,025	1,54E+10	3,07E+09	E del neopreno (N/m ²)
0,05	7,69E+09	1,54E+09	1024864225,36
0,075	5,12E+09	1,02E+09	
0,1	3,84E+09	7,69E+08	

Tabla 26 Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 5D 15m.

Configuración: 5D 20m 1450mm	
Evigas (N/m ²)	3,85E+10
Iz total tablero (m ⁴)	2,15E+00
L (m)	2,00E+01

Dinámico			
kappa	Kv (N/m)	Kv / nº vigas (N/m)	
0,025	1,28E+10	2,57E+09	E del neopreno (N/m ²)
0,05	6,42E+09	1,28E+09	856371657,27
0,075	4,28E+09	8,56E+08	
0,1	3,21E+09	6,42E+08	

Tabla 27. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 5D 20m.

Configuración: 5D 22,5m 1650mm	
Evigas (N/m ²)	3,85E+10
Iz total tablero (m ⁴)	2,89E+00
L (m)	2,25E+01

Dinámico			
kappa	Kv (N/m)	Kv / nº vigas (N/m)	
0,025	1,21E+10	2,43E+09	E del neopreno (N/m ²)
0,05	6,07E+09	1,21E+09	808869208,16
0,075	4,04E+09	8,09E+08	
0,1	3,03E+09	6,07E+08	

Tabla 28. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 5D 22,5m.

Configuración: 5D 25m 1850mm	
Evigas (N/m ²)	3,85E+10
Iz total tablero (m ⁴)	3,66E+00
L (m)	2,50E+01

Dinámico			
kappa	Kv (N/m)	Kv / nº vigas (N/m)	
0,025	1,12E+10	2,23E+09	E del neopreno (N/m ²)
0,05	5,59E+09	1,12E+09	744807987,67
0,075	3,72E+09	7,45E+08	
0,1	2,79E+09	5,59E+08	

Tabla 29. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 5C 25m.

- Configuraciones de 6 vigas tipo C:

Configuración: 6C 10m 650mm	
Evigas (N/m ²)	3,85E+10
Iz total tablero (m ⁴)	0,37
L (m)	10,00

Dinámico		
kappa	Kv (N/m)	Kv / nº vigas (N/m)
0,025	1,76E+10	2,93E+09
0,05	8,80E+09	1,47E+09
0,075	5,87E+09	9,78E+08
0,1	4,40E+09	7,34E+08

E del neopreno (N/m²)
978100841,67

Tabla 30. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 6C 10m.

Configuración: 6C 12,5m 850mm	
Evigas (N/m ²)	3,85E+10
Iz total tablero (m ⁴)	0,64
L (m)	12,50

Dinámico		
kappa	Kv (N/m)	Kv / nº vigas (N/m)
0,025	1,56E+10	2,60E+09
0,05	7,81E+09	1,30E+09
0,075	5,20E+09	8,67E+08
0,1	3,90E+09	6,51E+08

E del neopreno (N/m²)
867386765,29

Tabla 31. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 6C 12,5m.

Configuración: 6C 15m 1050mm	
Evigas (N/m ²)	3,85E+10
Iz total tablero (m ⁴)	1,07
L (m)	15,00

Dinámico		
kappa	Kv (N/m)	Kv / nº vigas (N/m)
0,025	1,51E+10	2,52E+09
0,05	7,56E+09	1,26E+09
0,075	5,04E+09	8,40E+08
0,1	3,78E+09	6,30E+08

E del neopreno (N/m²)
839695930,12

Tabla 32. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 6C 15m.

Configuración: 6C 17,5m 1250mm	
Evigas (N/m ²)	3,85E+10
Iz total tablero (m ⁴)	1,54E+00
L (m)	1,75E+01

Dinámico			
kappa	Kv (N/m)	Kv / n° vigas (N/m)	
0,025	1,38E+10	2,29E+09	E del neopreno (N/m ²) 764271036,80
0,05	6,88E+09	1,15E+09	
0,075	4,59E+09	7,64E+08	
0,1	3,44E+09	5,73E+08	

Tabla 33. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 6C 17,5m.

Configuración: 6C 20m 1450mm	
Evigas (N/m ²)	3,85E+10
Iz total tablero (m ⁴)	2,12E+00
L (m)	2,00E+01

Dinámico			
kappa	Kv (N/m)	Kv / n° vigas (N/m)	
0,025	1,27E+10	2,11E+09	E del neopreno (N/m ²) 704097144,01
0,05	6,34E+09	1,06E+09	
0,075	4,22E+09	7,04E+08	
0,1	3,17E+09	5,28E+08	

Tabla 34. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 6C 20m.

Configuración: 6C 22,5m 1650mm	
Evigas (N/m ²)	3,85E+10
Iz total tablero (m ⁴)	2,88E+00
L (m)	2,25E+01

Dinámico			
kappa	Kv (N/m)	Kv / n° vigas (N/m)	
0,025	1,21E+10	2,01E+09	E del neopreno (N/m ²) 670201154,03
0,05	6,03E+09	1,01E+09	
0,075	4,02E+09	6,70E+08	
0,1	3,02E+09	5,03E+08	

Tabla 35. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 6C 22,5m.

Configuración: 6C 25m 1850mm	
Evigas (N/m ²)	3,85E+10
Iz total tablero (m ⁴)	3,62499313
L (m)	25

kappa	Dinámico		E del neopreno (N/m ²)
	Kv (N/m)	Kv / nº vigas (N/m)	
0,025	1,11E+10	1,85E+09	615318972,01
0,05	5,54E+09	9,23E+08	
0,075	3,69E+09	6,15E+08	
0,1	2,77E+09	4,61E+08	

Tabla 36. Contante de rigidez vertical y módulo elástico de la configuración 6C 25m.

III.4. RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS ANÁLISIS MODALES

A continuación se muestran las tablas de tendencias obtenidas mediante el análisis de los datos correspondientes a los tres primeros modos de vibración de todos los puentes. Ha sido comprobado que para todos ellos, los citados modos de vibración se corresponden con flexión longitudinal, torsión y flexión transversal (figuras

Figura 33 y Figura 34).

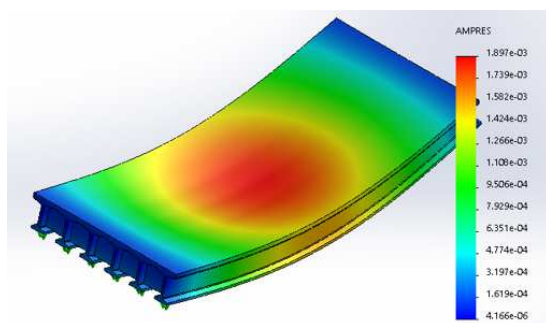


Figura 32. Ejemplo de forma modal de flexión longitudinal.

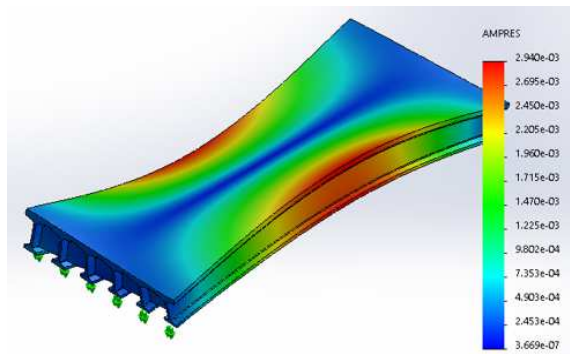


Figura 33. Ejemplo de forma modal de torsión.

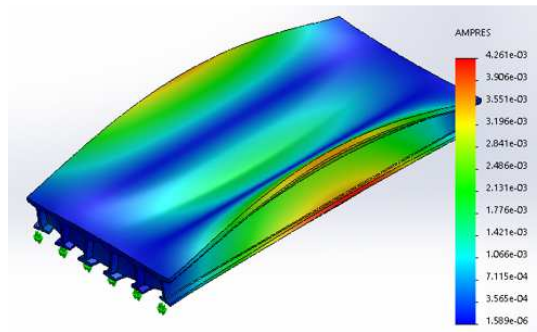
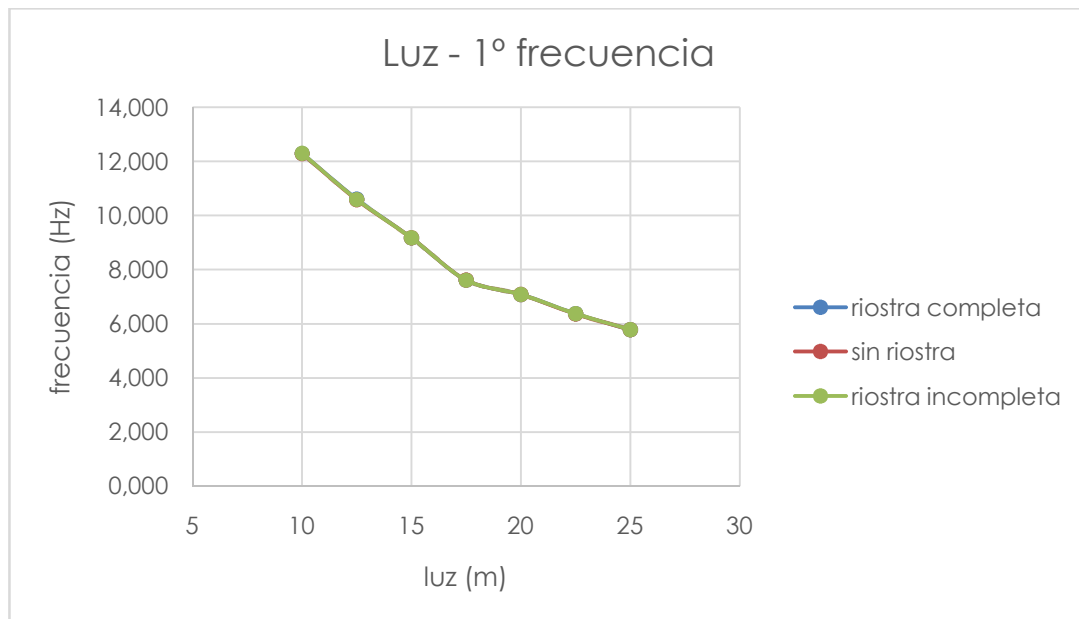


Figura 34. Ejemplo de forma modal de flexión transversal.

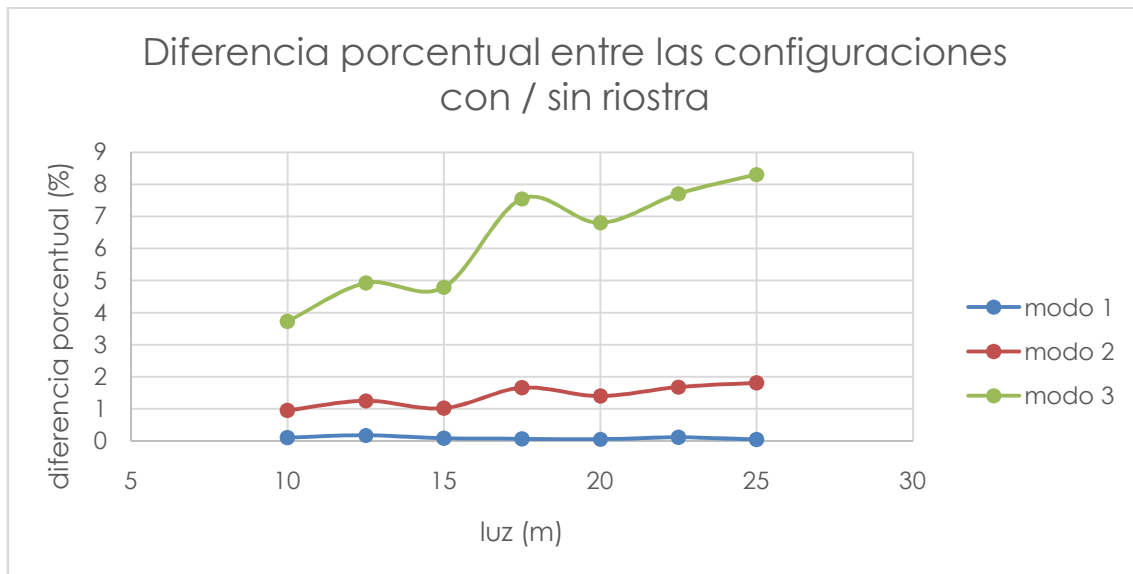
Las tablas mostradas a continuación se dividen en dos apartados correspondientes a puentes con y sin apoyos elastoméricos.

- Tendencias de puentes sin apoyos elastoméricos:

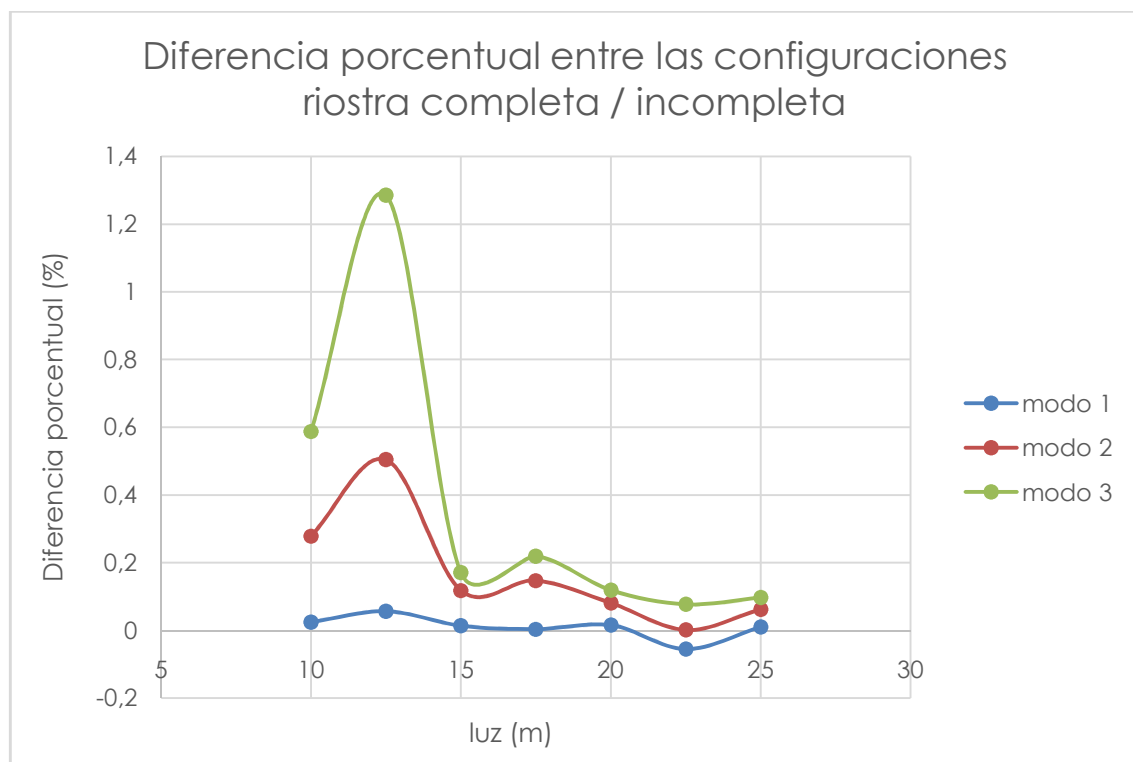
Puentes rectos de 5 vigas.



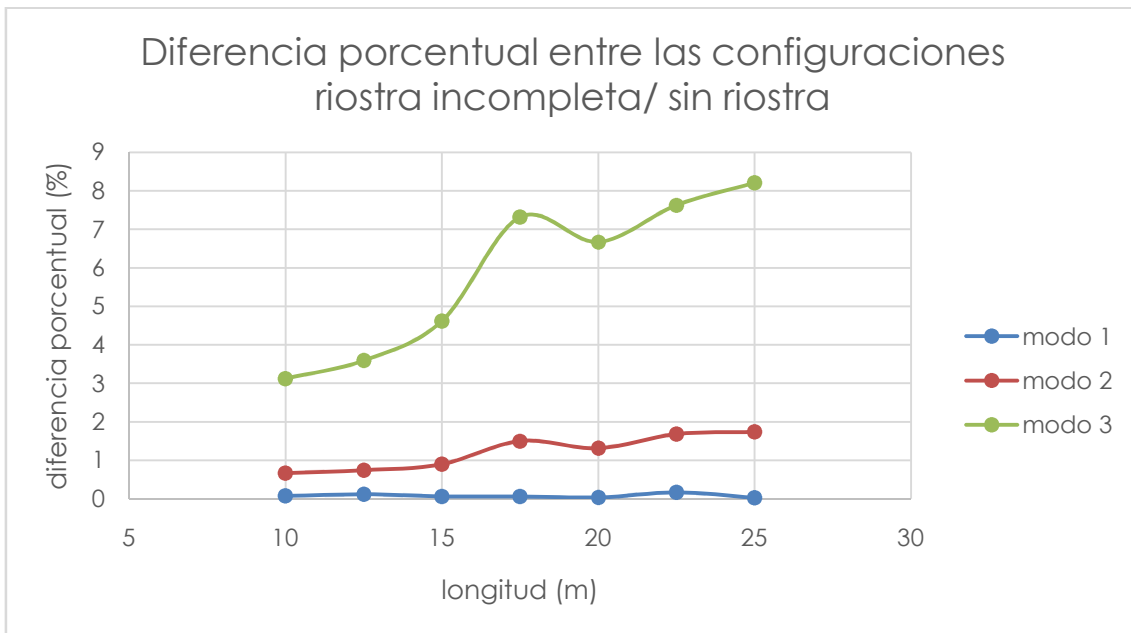
Gráfica 5. Luz - 1º frecuencia de puentes rectos de 5 vigas sin neoprenos.



Gráfica 6. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones con/sin riostra de puentes rectos de 5 vigas sin neoprenos.

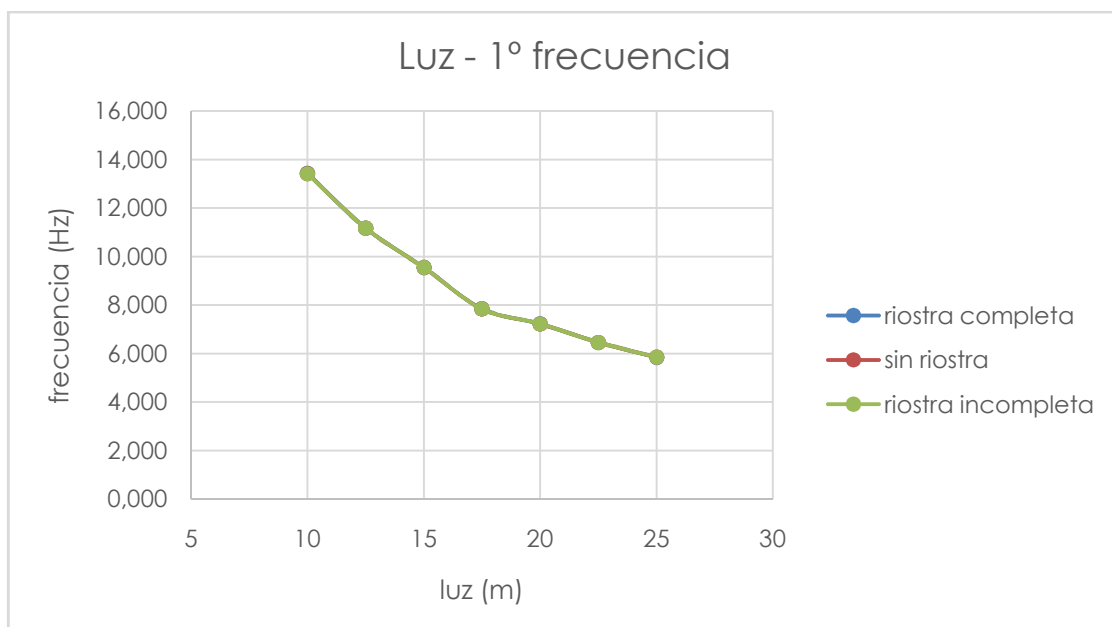


Gráfica 7. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra completa/incompleta de puentes rectos de 5 vigas sin neoprenos.

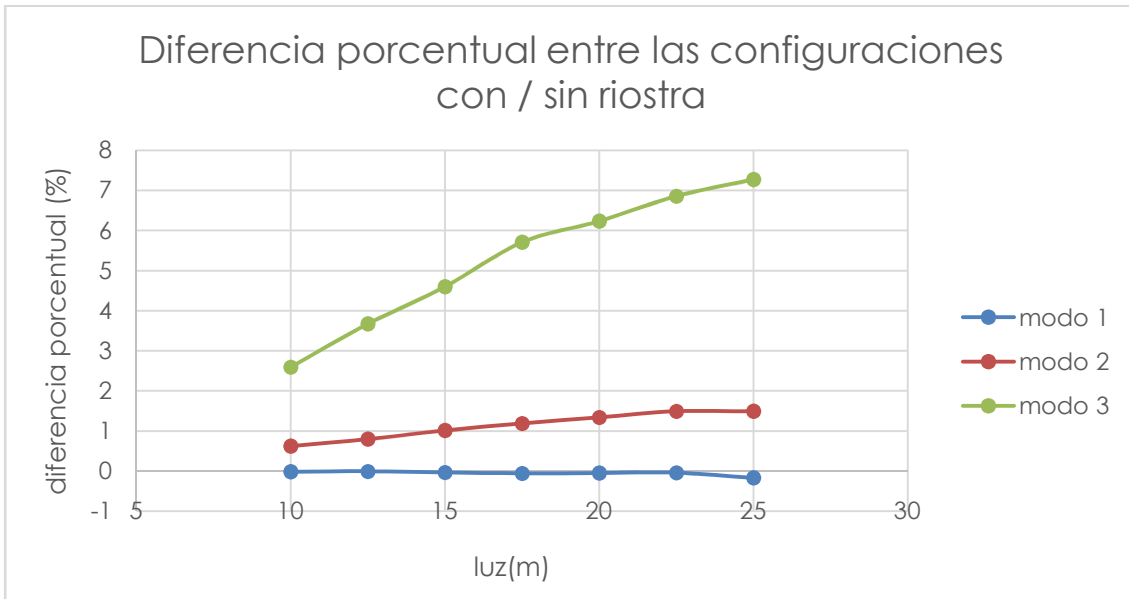


Gráfica 8. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra incompleta/sin de puentes rectos de 5 vigas sin neoprenos.

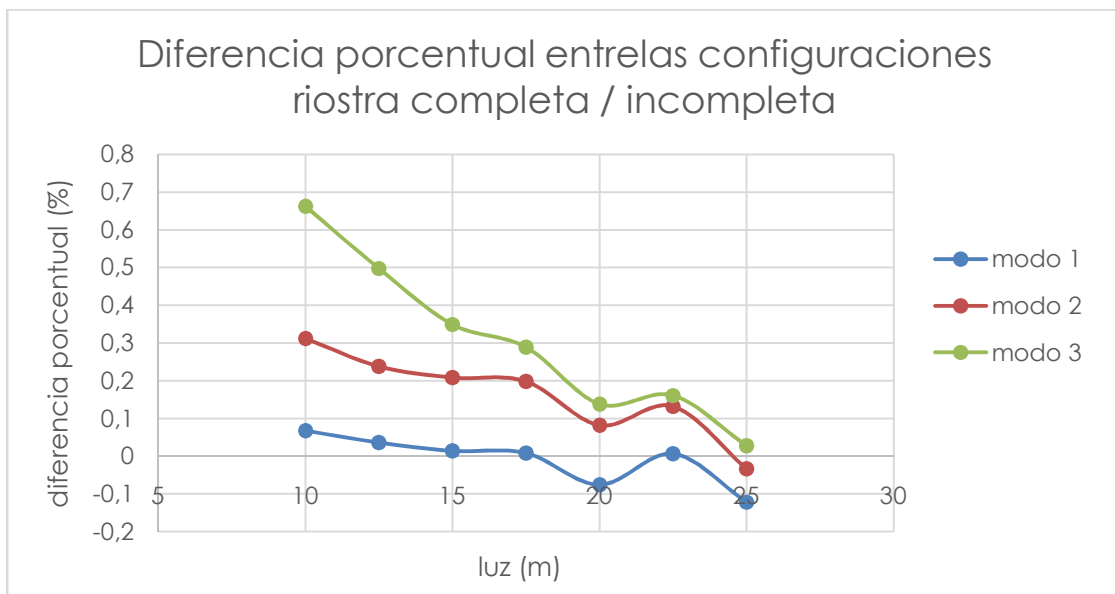
Puentes esviados de 5 vigas.



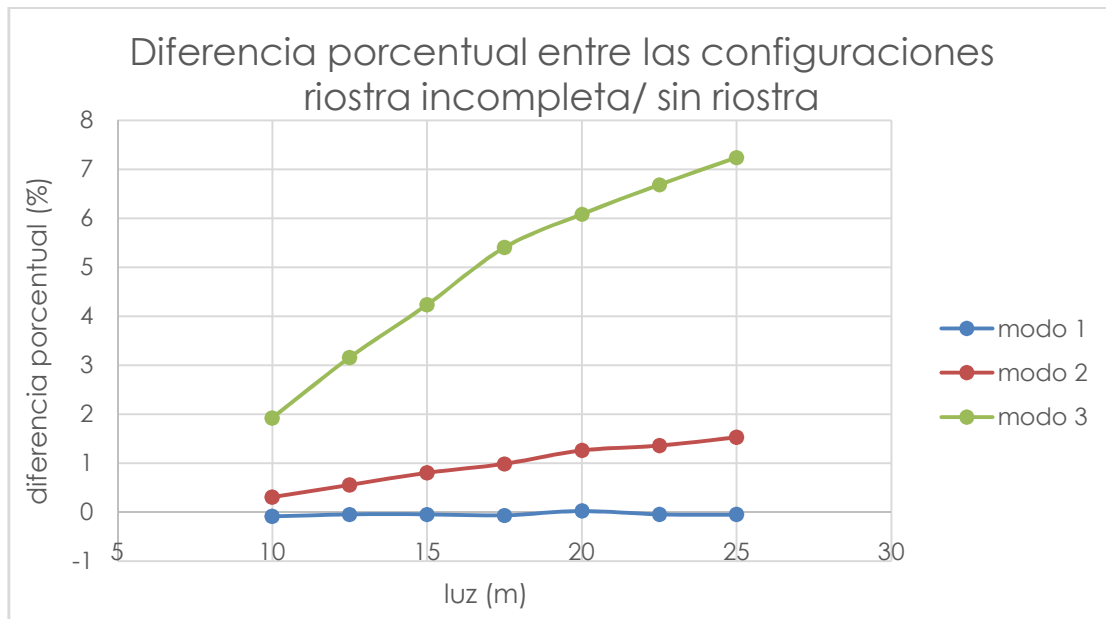
Gráfica 9. Luz – 1º frecuencia de puentes esviados de 5 vigas sin neoprenos.



Gráfica 10. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones con/sin riostra de puentes esviados de 5 vigas sin neoprenos.

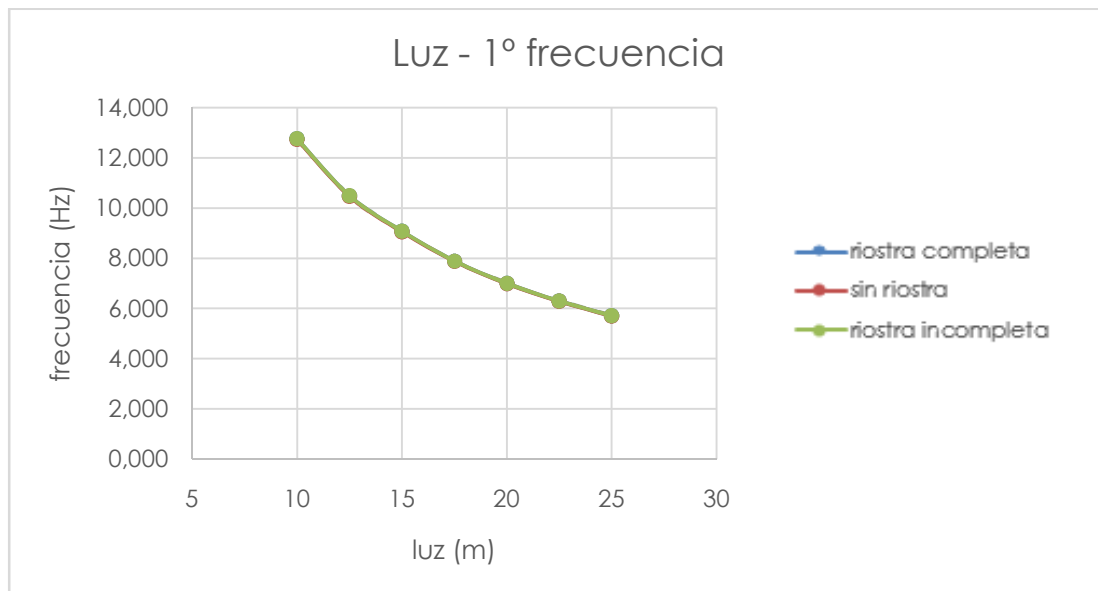


Gráfica 11. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra completa/incompleta de puentes esviados de 5 vigas sin neoprenos.

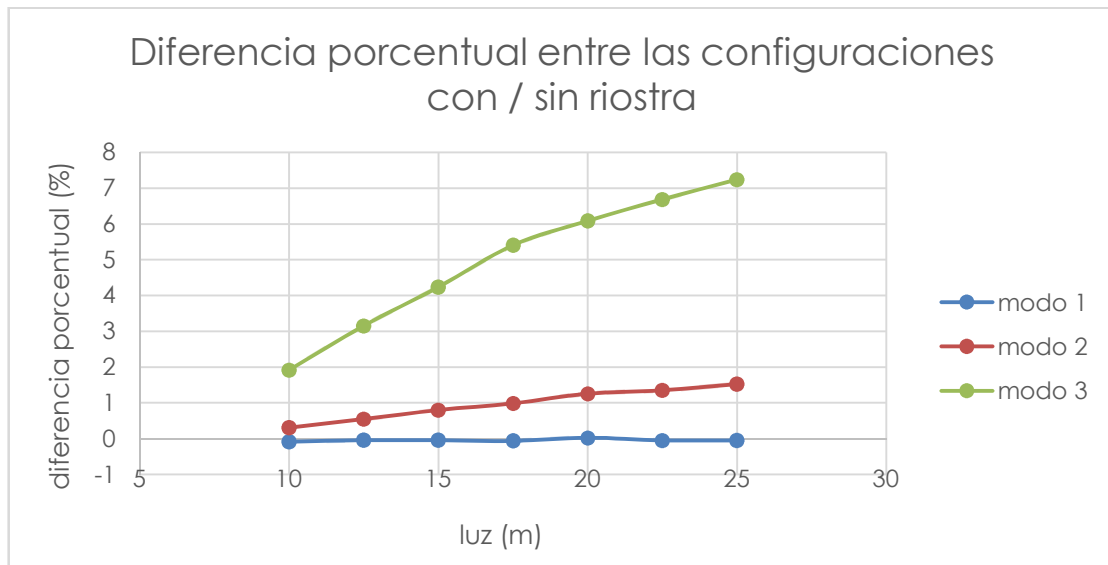


Gráfica 12. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra incompleta/sin de puentes esviados de 5 vigas sin neoprenos.

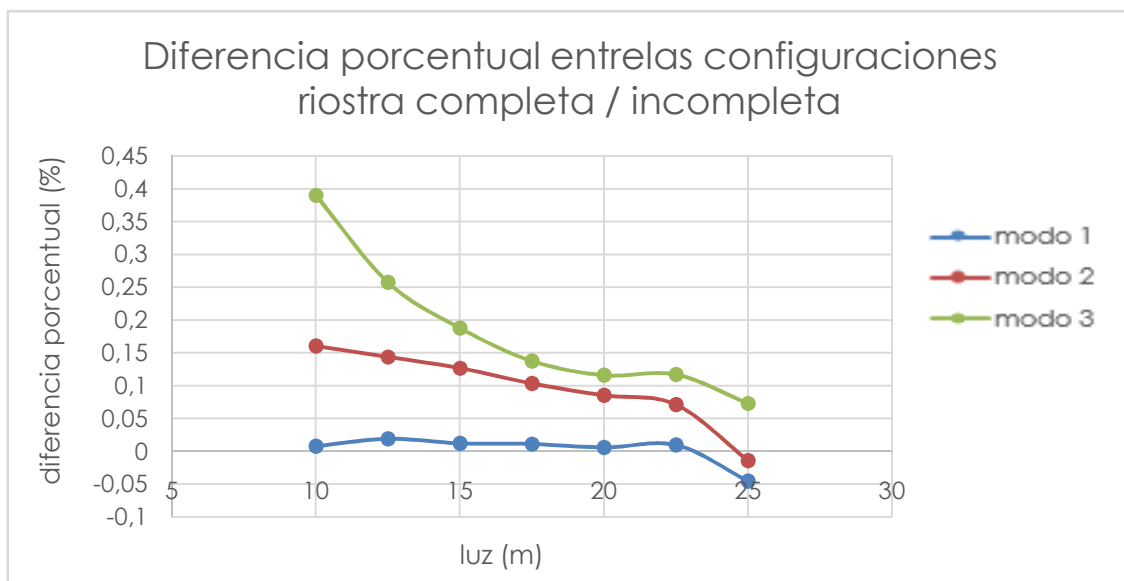
Puentes rectos de 6 vigas.



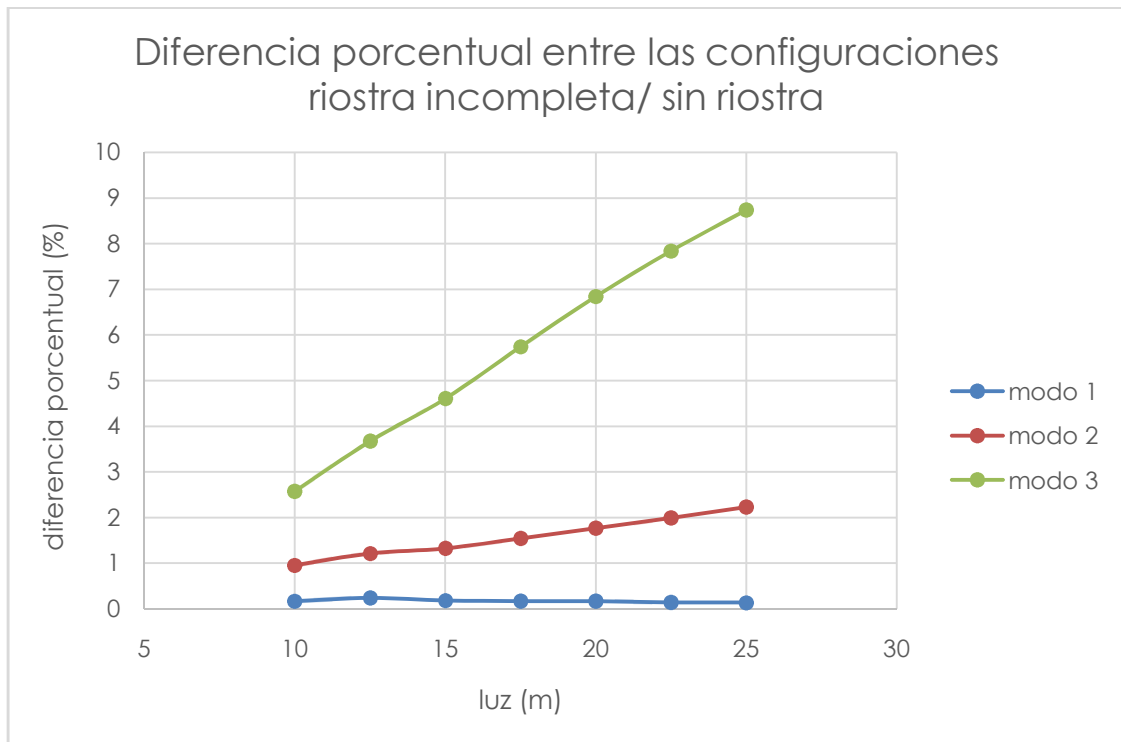
Gráfica 13. Luz - 1º frecuencia de puentes rectos de 6 vigas sin neoprenos.



Gráfica 14. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones con/sin riostra de puentes rectos de 6 vigas sin neoprenos.

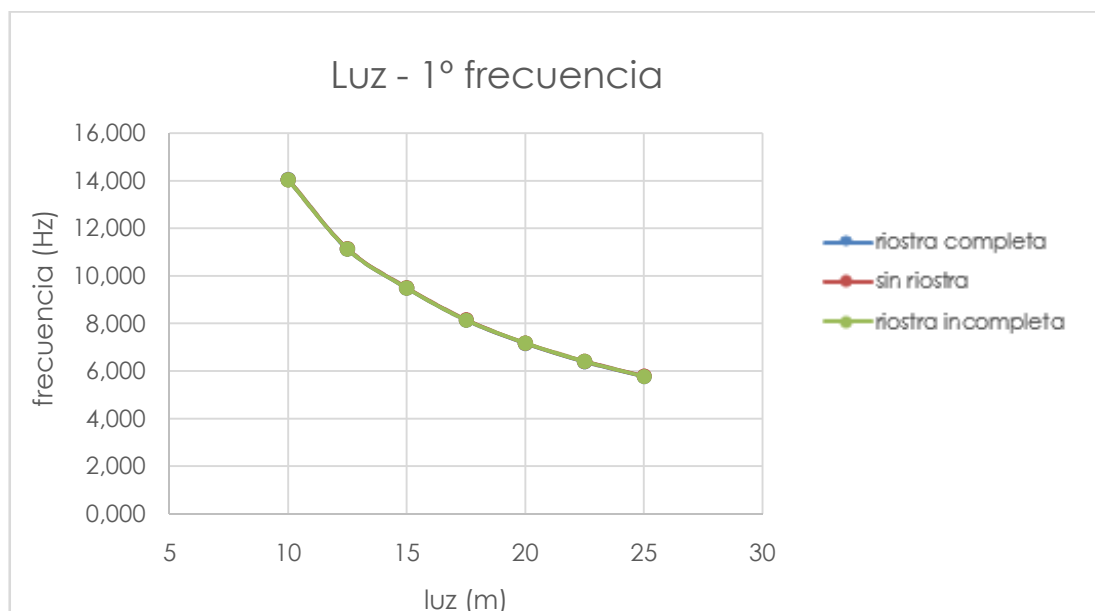


Gráfica 15. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra completa/incompleta de puentes rectos de 6 vigas sin neoprenos.

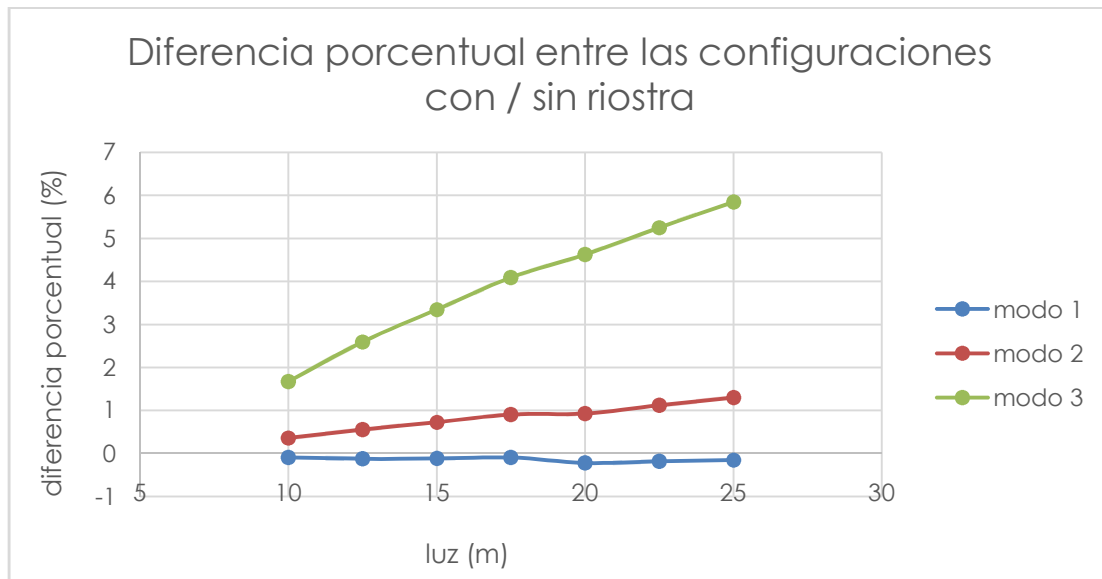


Gráfica 16. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra incompleta/sin de puentes rectos de 6 vigas sin neoprenos.

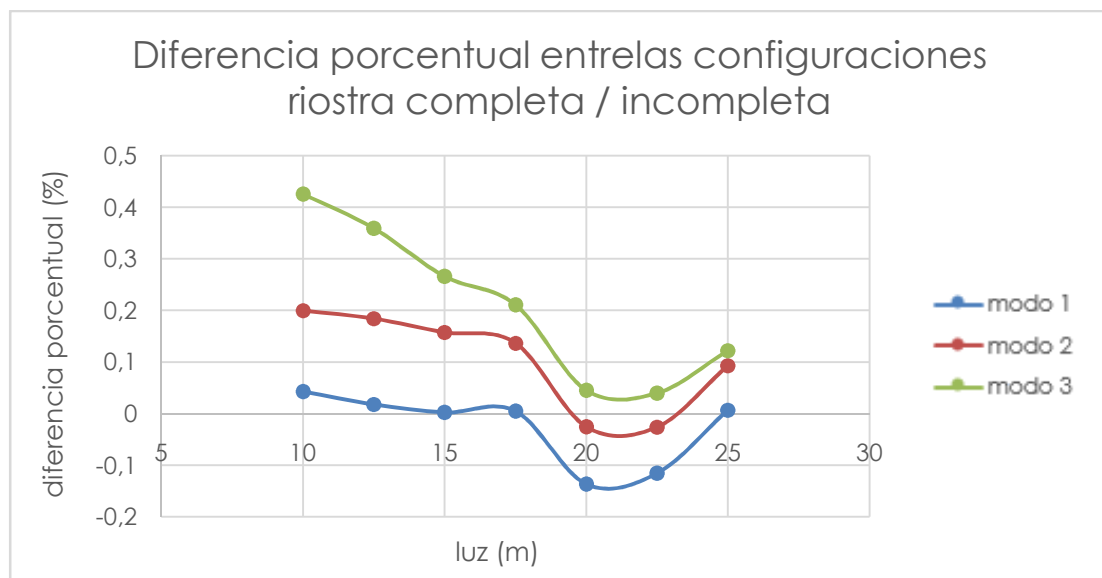
Puentes esviados de 6 vigas.



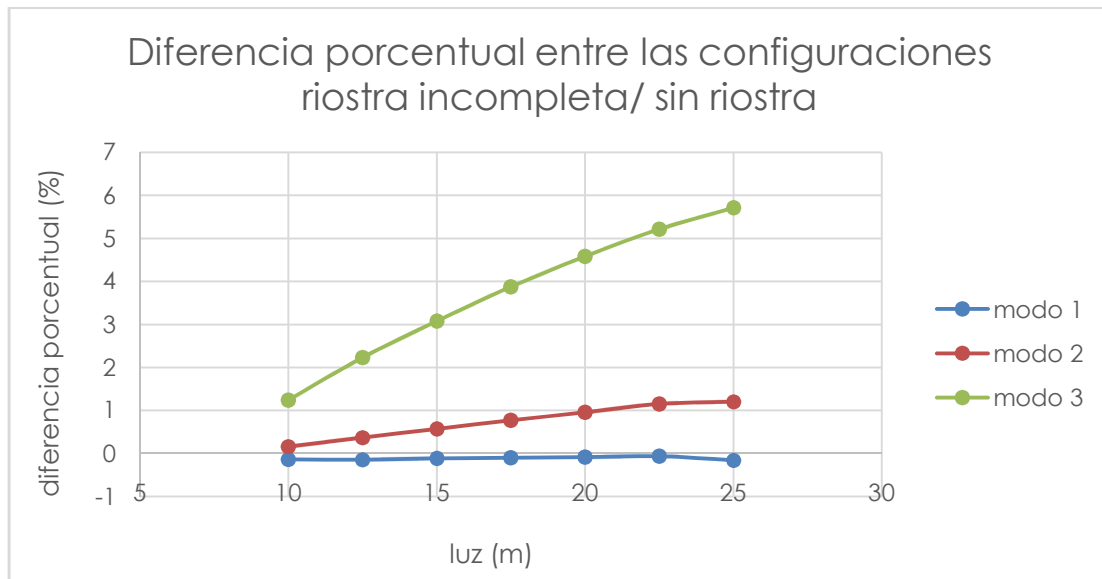
Gráfica 17. Luz – 1º frecuencia de puentes esviados de 6 vigas sin neoprenos.



Gráfica 18. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones con/sin riostra de puentes esviados de 6 vigas sin neoprenos.



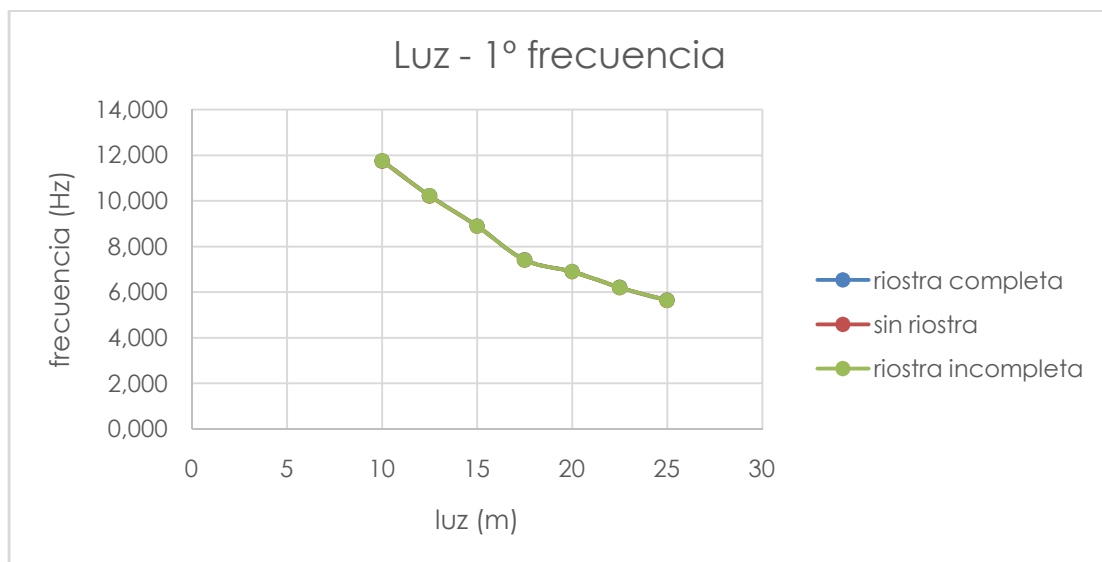
Gráfica 19. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra completa/incompleta de puentes esviados de 6 vigas sin neoprenos.



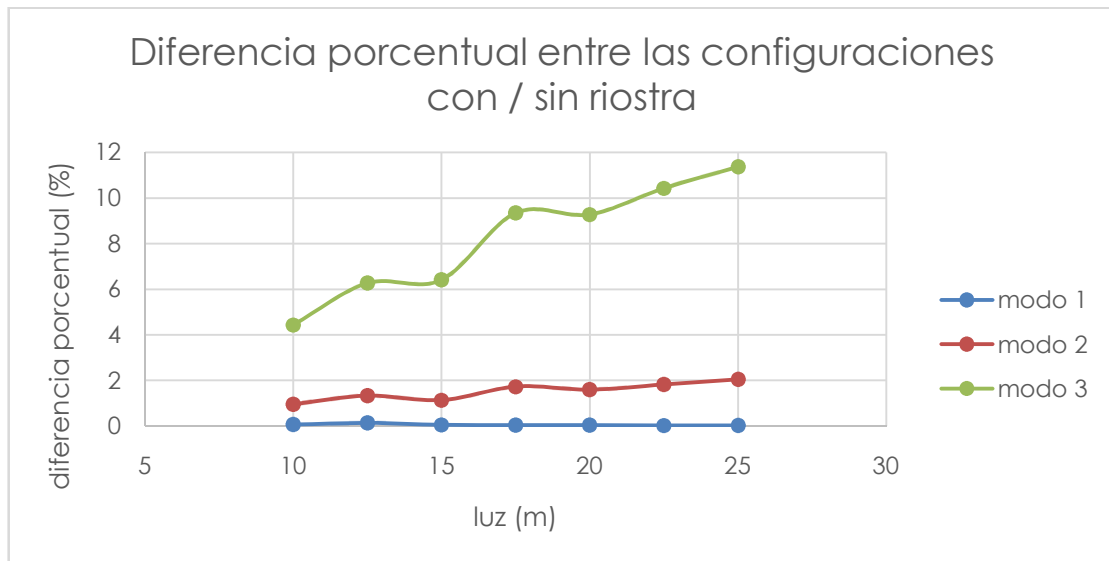
Gráfica 20. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra incompleta/sin de puentes esviados de 6 vigas sin neoprenos.

- Tendencias de puentes con apoyos elastoméricos:

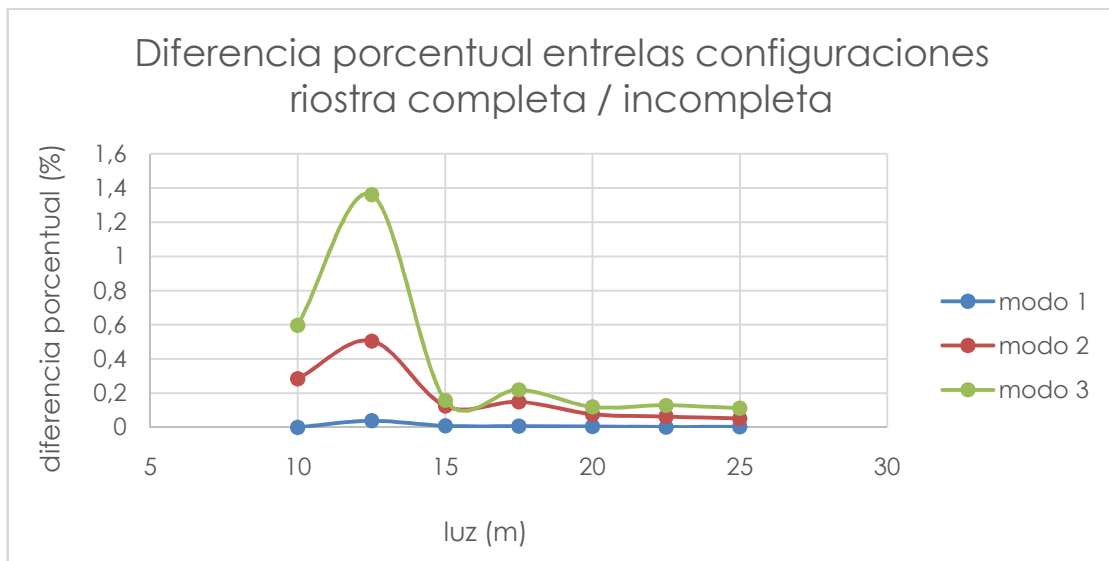
Puentes rectos de 5 vigas.



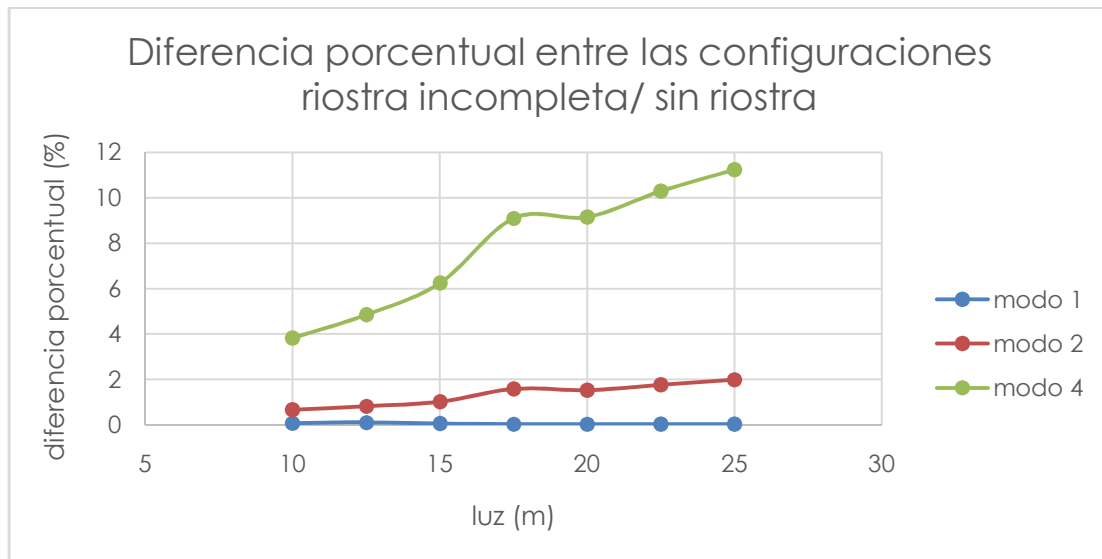
Gráfica 21. Luz – 1º frecuencia de puentes rectos de 5 vigas con neoprenos.



Gráfica 22. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones con/sin riostra de puentes rectos de 5 vigas con neoprenos.

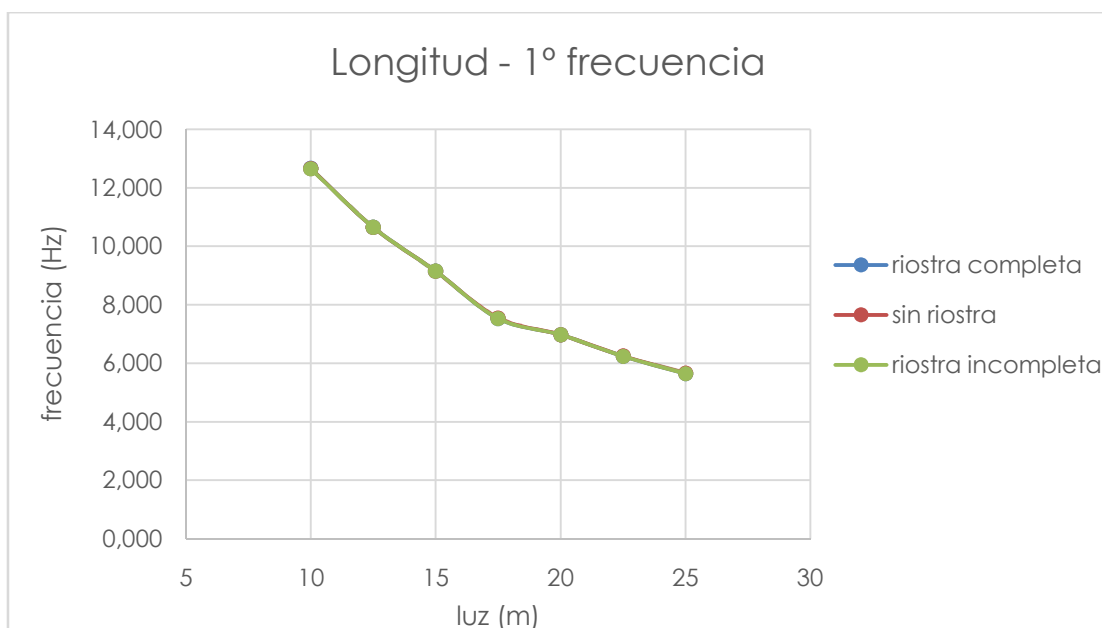


Gráfica 23. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra completa/incompleta de puentes rectos de 5 vigas con neoprenos.

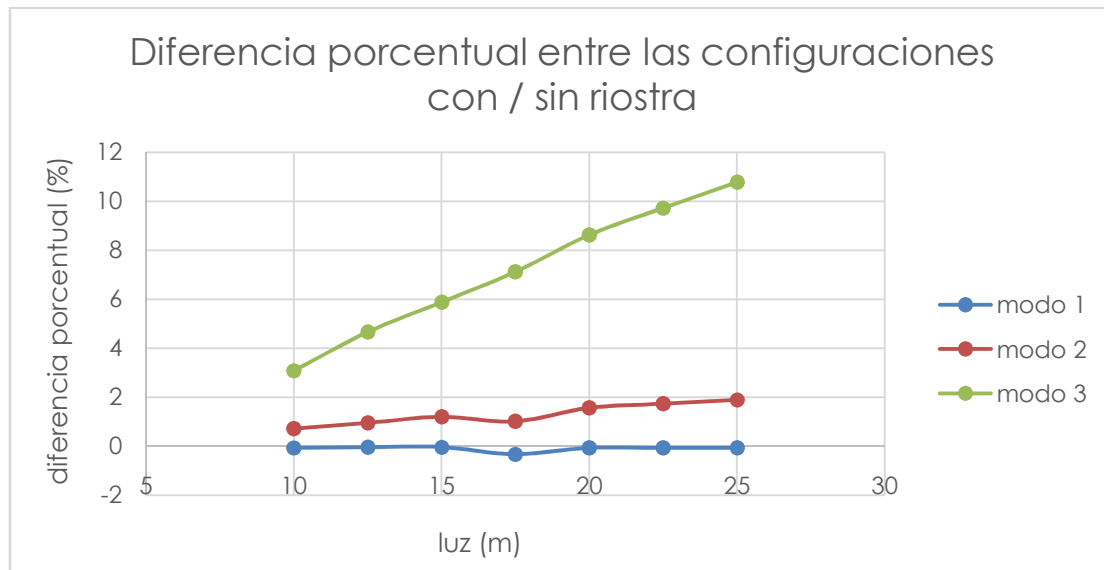


Gráfica 24. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra incompleta/sin de puentes rectos de 5 vigas con neoprenos.

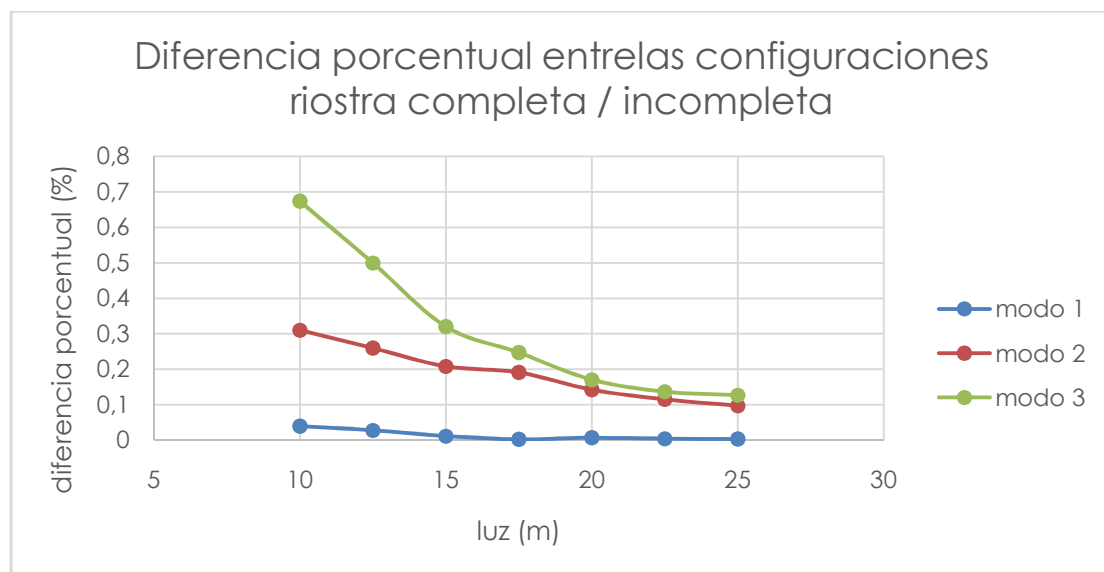
Puentes esviados de 5 vigas.



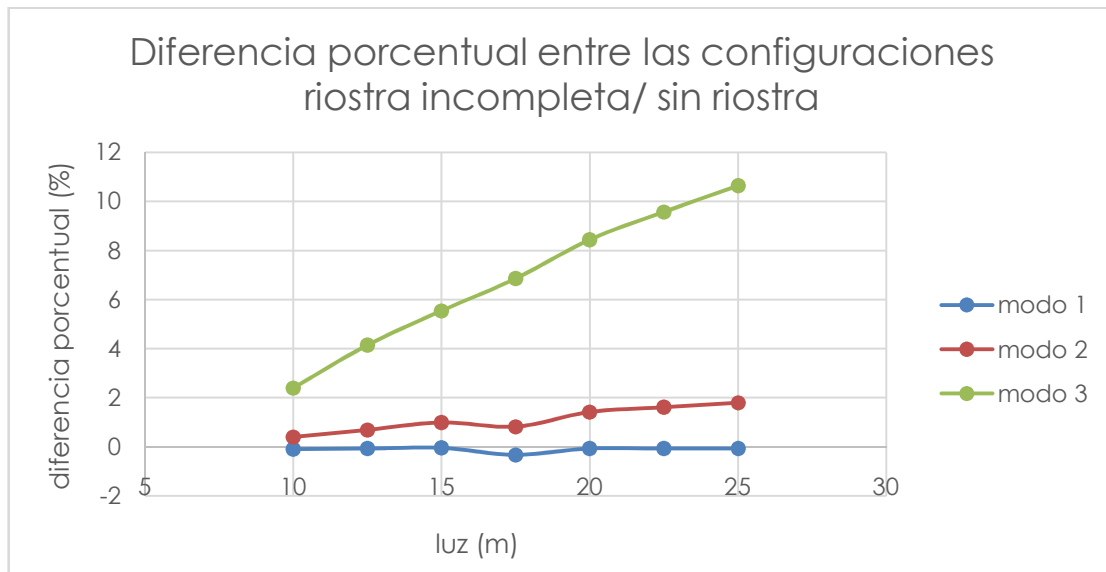
Gráfica 25. Luz – 1º frecuencia de puentes esviados de 5 vigas con neoprenos.



Gráfica 26. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones con/sin riostra de puentes esviados de 5 vigas con neoprenos.

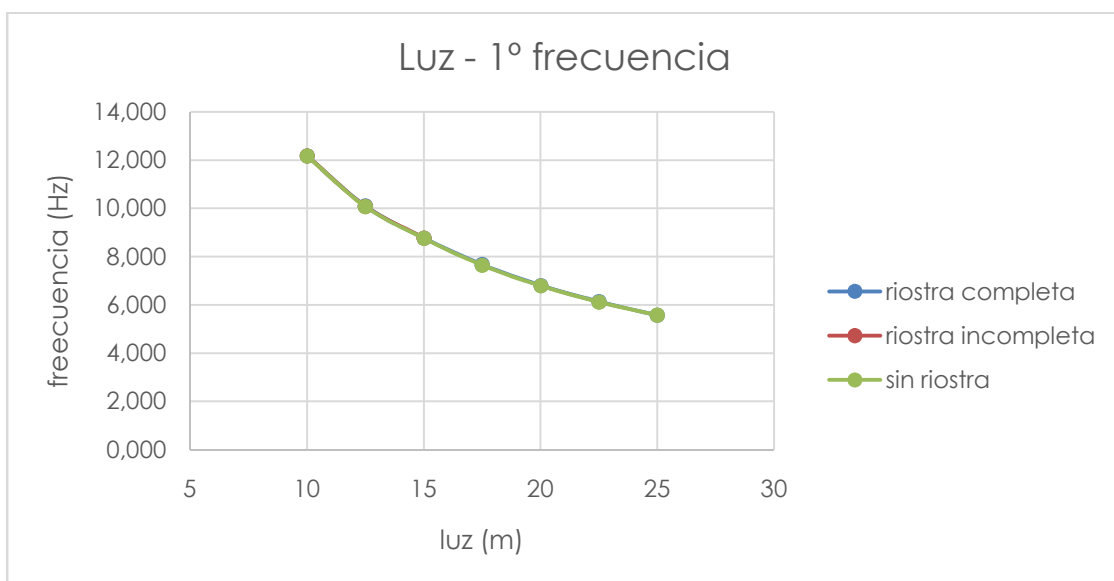


Gráfica 27. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra completa/incompleta de puentes esviados de 5 vigas con neoprenos.

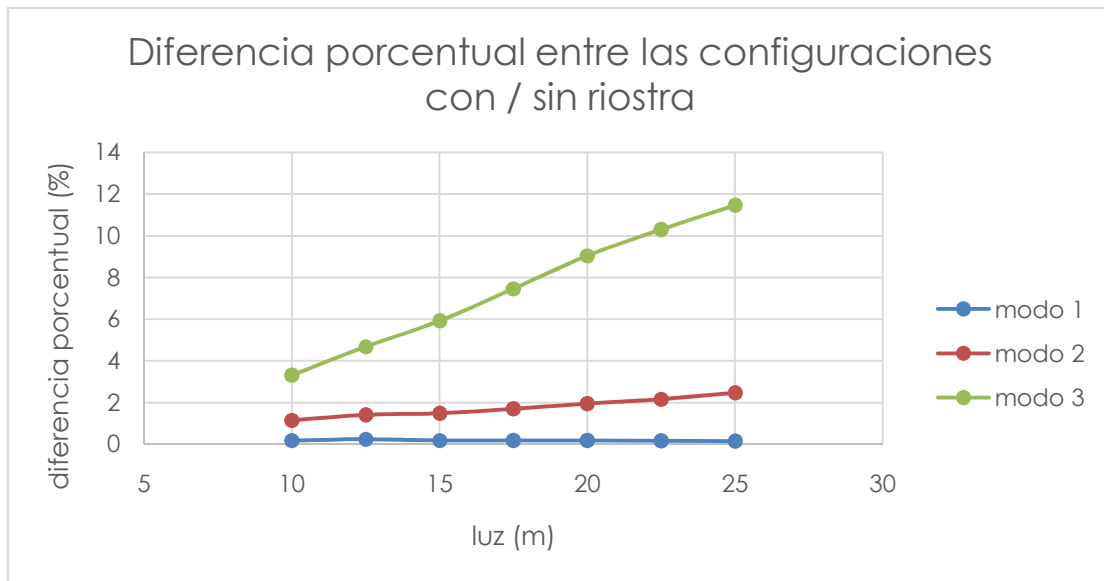


Gráfica 28. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra incompleta/sin de puentes esviados de 5 vigas con neoprenos.

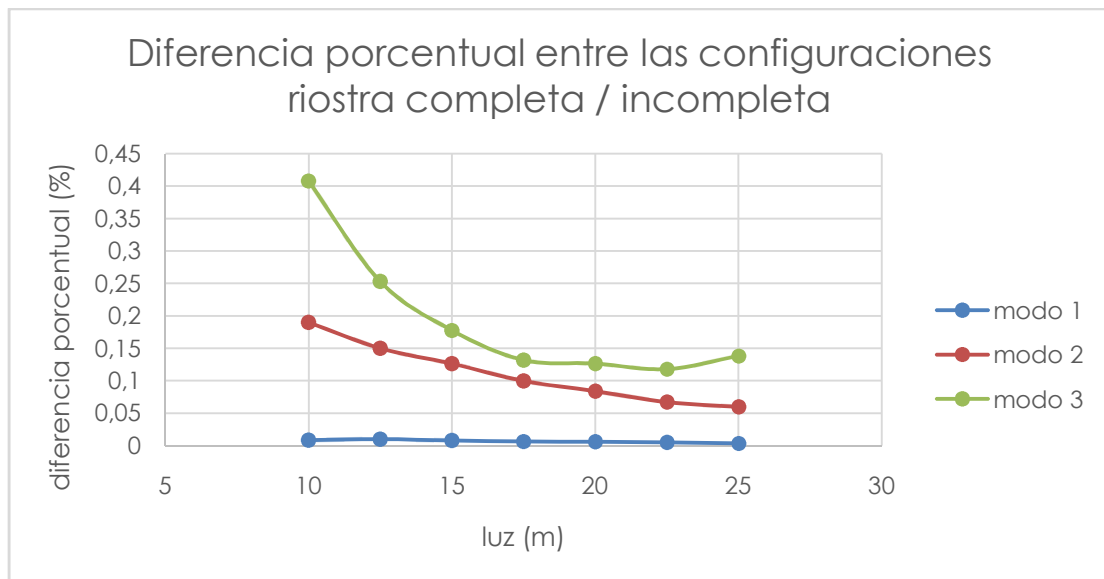
Puentes rectos de 6 vigas.



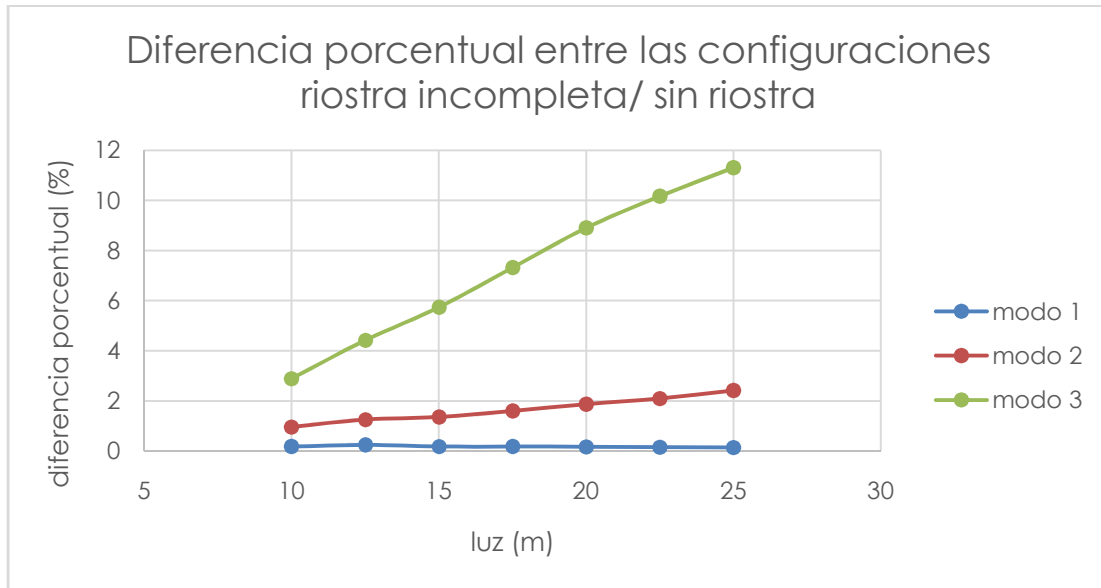
Gráfica 29. Luz - 1º frecuencia de puentes rectos de 6 vigas con neoprenos.



Gráfica 30. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones con/sin riostra de puentes rectos de 6 vigas con neoprenos.

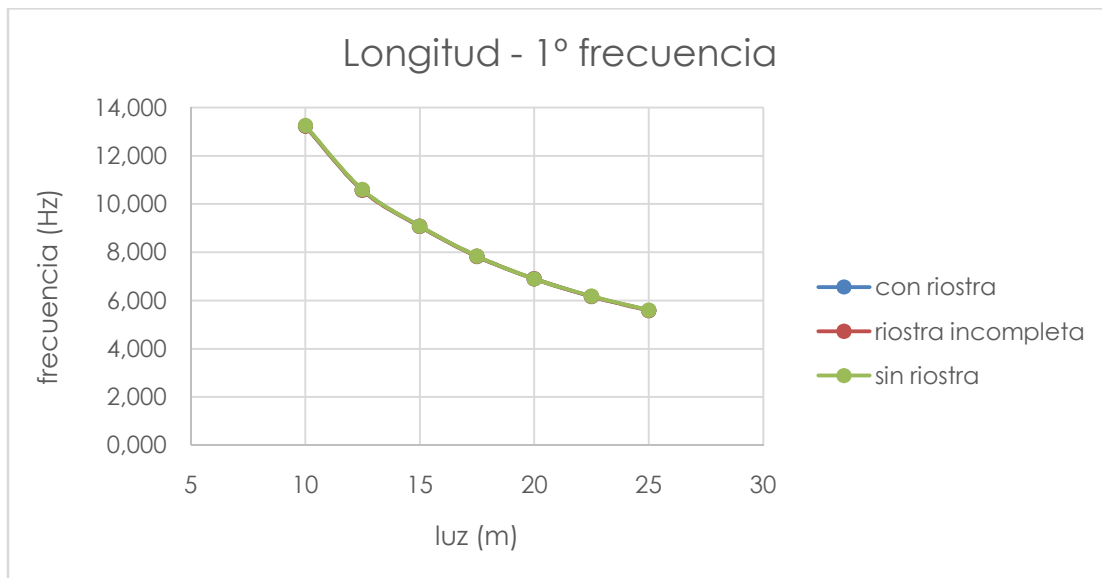


Gráfica 31. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra completa/incompleta de puentes rectos de 6 vigas con neoprenos.

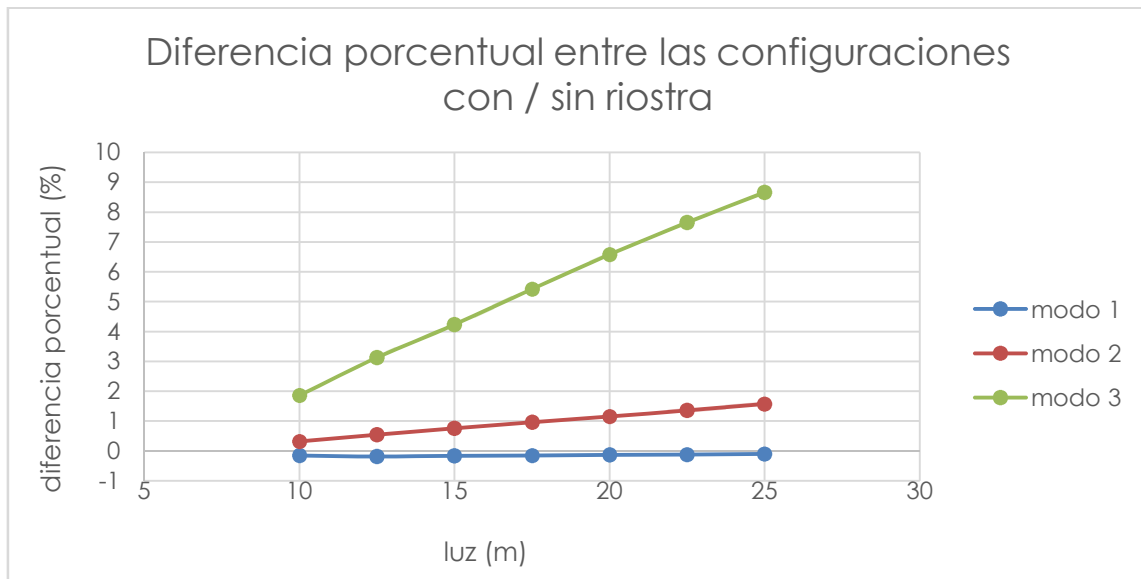


Gráfica 32. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra incompleta/sin de puentes rectos de 6 vigas con neoprenos.

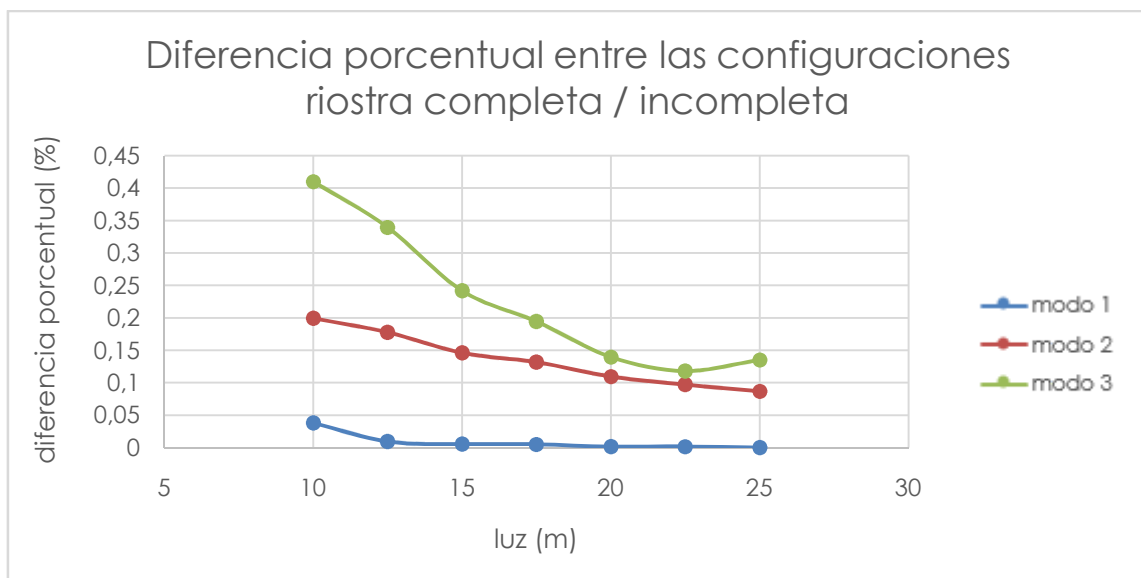
Puentes esviados de 6 vigas.



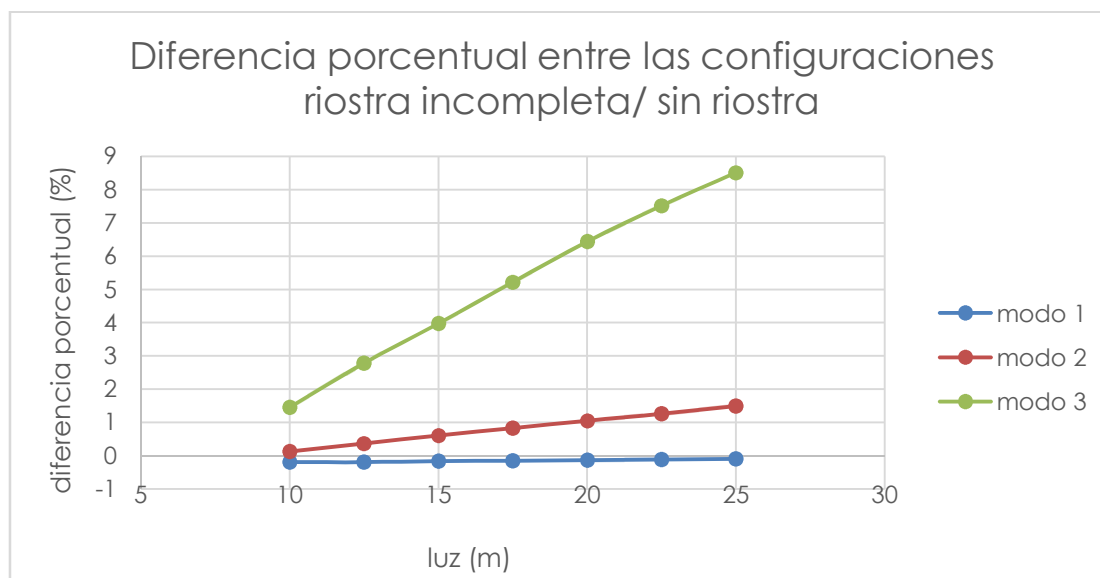
Gráfica 33. Luz – 1º frecuencia de puentes esviados de 6 vigas con neoprenos.



Gráfica 34. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones con/sin riostra de puentes esviados de 6 vigas con neoprenos.



Gráfica 35. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra completa/incompleta de puentes esviados de 6 vigas con neoprenos.



Gráfica 36. Diferencia porcentual entre frecuencias de configuraciones riostra incompleta/sin de puentes esviados de 6 vigas con neoprenos.

III.5. ANEJO DE CONFIGURACIONES A ESTUDIAR

En el siguiente anejo se detallan la totalidad de configuraciones de puentes modelados y calculados durante la realización del estudio. Para simplificar la interpretación de los datos se han separado las configuraciones en dos tablas que se corresponden con:

- Tabla de puentes rectos:

CONFIGURACIÓN	LUZ (m)	Nº VIGAS	TIPO DE VIGA	ESPEJOR TABLERO (mm)	TIPO DE RIOSTRA	APOYOS DE NEOPRENO	
						CON	SIN
10m 650mm h22cm b123cm riostra completa	10	5	C650	220	COMPLETA	✓	✓
10m 650mm h22cm b123cm riostra incompleta	10	5	C650	220	INCOMPLETA	✓	✓
10m 650mm h22cm b123cm sin riostra	10	5	C650	220	SIN	✓	✓
17,5m 1250mm h25cm b123cm riostra completa	17,5	5	C1250	250	COMPLETA	✓	✓
17,5m 1250mm h25cm b123cm riostra incompleta	17,5	5	C1250	250	INCOMPLETA	✓	✓
17,5m 1250mm h25cm b123cm sin riostra	17,5	5	C1250	250	SIN	✓	✓
12,5m 850mm h22cm b125cm riostra completa	12,5	5	D850	220	COMPLETA	✓	✓

12,5m 850mm h22cm b125cm riostra incompleta	12,5	5	D850	220	INCOMPLETA	✓	✓
12,5m 850mm h22cm b125cm sin riostra	12,5	5	D850	220	SIN	✓	✓
15m 1050mm h25cm b125cm riostra completa	15	5	D1050	250	COMPLETA	✓	✓
15m 1050mm h25cm b125cm riostra incompleta	15	5	D1050	250	INCOMPLETA	✓	✓
15m 1050mm h25cm b125cm sin riostra	15	5	D1050	250	SIN	✓	✓
20m 1450mm h25cm b125cm riostra completa	20	5	D1450	250	COMPLETA	✓	✓
20m 1450mm h25cm b125cm riostra incompleta	20	5	D1450	250	INCOMPLETA	✓	✓
20m 1450mm h25cm b125cm sin riostra	20	5	D1450	250	SIN	✓	✓
22,5m 1650mm h25cm b125cm riostra completa	22,5	5	D1650	250	COMPLETA	✓	✓
22,5m 1650mm h25cm b125cm riostra incompleta	22,5	5	D1650	250	INCOMPLETA	✓	✓
22,5m 1650mm h25cm b125cm sin riostra	22,5	5	D1650	250	SIN	✓	✓
25m 1850mm h25cm b125cm riostra completa	25	5	D1850	250	COMPLETA	✓	✓
25m 1850mm h25cm b125cm riostra incompleta	25	5	D1850	250	INCOMPLETA	✓	✓
25m 1850mm h25cm b125cm sin riostra	25	5	D1850	250	SIN	✓	✓
10m 650mm h22cm b123cm riostra completa	10	6	C650	220	COMPLETA	✓	✓
10m 650mm h22cm b123cm riostra incompleta	10	6	C650	220	INCOMPLETA	✓	✓
10m 650mm h22cm b123cm sin riostra	10	6	C650	220	SIN	✓	✓
12,5m 850mm h22cm b123cm riostra completa	12,5	6	C850	220	COMPLETA	✓	✓
12,5m 850mm h22cm b123cm riostra incompleta	12,5	6	C850	220	INCOMPLETA	✓	✓
12,5m 850mm h22cm b123cm sin riostra	12,5	6	C850	220	SIN	✓	✓
15m 1050mm h25cm b123cm riostra completa	15	6	C1050	250	COMPLETA	✓	✓

15m 1050mm h25cm b123cm riostra incompleta	15	6	C1050	250	INCOMPLETA	✓	✓
15m 1050mm h25cm b123cm sin riostra	15	6	C1050	250	SIN	✓	✓
17,5m 1250mm h25cm b123cm riostra completa	17,5	6	C1250	250	COMPLETA	✓	✓
17,5m 1250mm h25cm b123cm riostra incompleta	17,5	6	C1250	250	INCOMPLETA	✓	✓
17,5m 1250mm h25cm b123cm sin riostra	17,5	6	C1250	250	SIN	✓	✓
20m 1450mm h25cm b123cm riostra completa	20	6	C1450	250	COMPLETA	✓	✓
20m 1450mm h25cm b123cm riostra incompleta	20	6	C1450	250	INCOMPLETA	✓	✓
20m 1450mm h25cm b123cm sin riostra	20	6	C1450	250	SIN	✓	✓
22,5m 1650mm h25cm b123cm riostra completa	22,5	6	C1650	250	COMPLETA	✓	✓
22,5m 1650mm h25cm b123cm riostra incompleta	22,5	6	C1650	250	INCOMPLETA	✓	✓
22,5m 1650mm h25cm b123cm sin riostra	22,5	6	C1650	250	SIN	✓	✓
25m 1850mm h25cm b123cm riostra completa	25	6	C1850	250	COMPLETA	✓	✓
25m 1850mm h25cm b123cm riostra incompleta	25	6	C1850	250	INCOMPLETA	✓	✓
25m 1850mm h25cm b123cm sin riostra	25	6	C1850	250	SIN	✓	✓

Tabla 37. Configuraciones estudiadas de los puentes rectos.

- Tabla de puentes esviados:

CONFIGURACIÓN	LARGO (m)	INCLINACIÓN (°)	Nº VIGAS	TIPO DE VIGA	ESPESOR TABLERO (mm)	TIPO DE RIOSTRA	APOYOS DE NEOPRENO	
							CON	SIN
10m 650mm h22cm b123cm riostra completa	10	45	5	C650	220	COMPLETA	✓	✓
10m 650mm h22cm b123cm riostra incompleta	10	45	5	C650	220	INCOMPLETA	✓	✓
10m 650mm h22cm b123cm sin riostra	10	45	5	C650	220	SIN	✓	✓

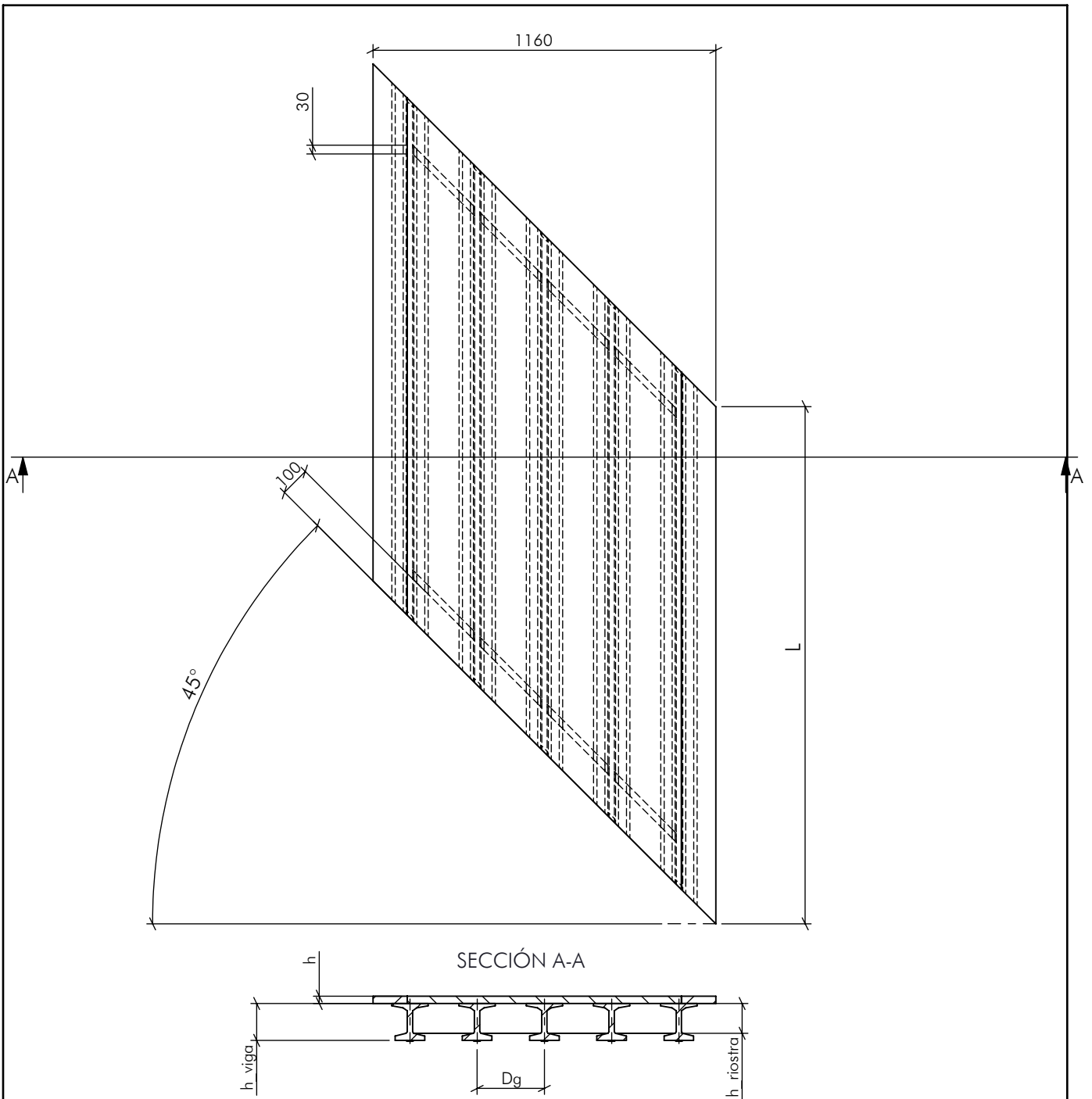
17,5m 1250mm h25cm b123cm riostra completa	17,5	45	5	C1250	250	COMPLETA	✓	✓
17,5m 1250mm h25cm b123cm riostra incompleta	17,5	45	5	C1250	250	INCOMPLETA	✓	✓
17,5m 1250mm h25cm b123cm sin riostra	17,5	45	5	C1250	250	SIN	✓	✓
12,5m 850mm h22cm b125cm riostra completa	12,5	45	5	D850	220	COMPLETA	✓	✓
12,5m 850mm h22cm b125cm riostra incompleta	12,5	45	5	D850	220	INCOMPLETA	✓	✓
12,5m 850mm h22cm b125cm sin riostra	12,5	45	5	D850	220	SIN	✓	✓
15m 1050mm h25cm b125cm riostra completa	15	45	5	D1050	250	COMPLETA	✓	✓
15m 1050mm h25cm b125cm riostra incompleta	15	45	5	D1050	250	INCOMPLETA	✓	✓
15m 1050mm h25cm b125cm sin riostra	15	45	5	D1050	250	SIN	✓	✓
20m 1450mm h25cm b125cm riostra completa	20	45	5	D1450	250	COMPLETA	✓	✓
20m 1450mm h25cm b125cm riostra incompleta	20	45	5	D1450	250	INCOMPLETA	✓	✓
20m 1450mm h25cm b125cm sin riostra	20	45	5	D1450	250	SIN	✓	✓
22,5m 1650mm h25cm b125cm riostra completa	22,5	45	5	D1650	250	COMPLETA	✓	✓
22,5m 1650mm h25cm b125cm riostra incompleta	22,5	45	5	D1650	250	INCOMPLETA	✓	✓
22,5m 1650mm h25cm b125cm sin riostra	22,5	45	5	D1650	250	SIN	✓	✓
25m 1850mm h25cm b125cm riostra completa	25	45	5	D1850	250	COMPLETA	✓	✓
25m 1850mm h25cm b125cm riostra incompleta	25	45	5	D1850	250	INCOMPLETA	✓	✓

25m 1850mm h25cm b125cm sin riostra	25	45	5	D1850	250	SIN	✓	✓
10m 650mm h22cm b123cm riostra completa	10	45	6	C650	220	COMPLETA	✓	✓
10m 650mm h22cm b123cm riostra incompleta	10	45	6	C650	220	INCOMPLETA	✓	✓
10m 650mm h22cm b123cm sin riostra	10	45	6	C650	220	SIN	✓	✓
12,5m 850mm h22cm b123cm riostra completa	12,5	45	6	C850	220	COMPLETA	✓	✓
12,5m 850mm h22cm b123cm riostra incompleta	12,5	45	6	C850	220	INCOMPLETA	✓	✓
12,5m 850mm h22cm b123cm sin riostra	12,5	45	6	C850	220	SIN	✓	✓
15m 1050mm h25cm b123cm riostra completa	15	45	6	C1050	250	COMPLETA	✓	✓
15m 1050mm h25cm b123cm riostra incompleta	15	45	6	C1050	250	INCOMPLETA	✓	✓
15m 1050mm h25cm b123cm sin riostra	15	45	6	C1050	250	SIN	✓	✓
17,5m 1250mm h25cm b123cm riostra completa	17,5	45	6	C1250	250	COMPLETA	✓	✓
17,5m 1250mm h25cm b123cm riostra incompleta	17,5	45	6	C1250	250	INCOMPLETA	✓	✓
17,5m 1250mm h25cm b123cm sin riostra	17,5	45	6	C1250	250	SIN	✓	✓
20m 1450mm h25cm b123cm riostra completa	20	45	6	C1450	250	COMPLETA	✓	✓
20m 1450mm h25cm b123cm riostra incompleta	20	45	6	C1450	250	INCOMPLETA	✓	✓
20m 1450mm h25cm b123cm sin riostra	20	45	6	C1450	250	SIN	✓	✓
22,5m 1650mm h25cm b125cm riostra completa	22,5	45	6	C1650	250	COMPLETA	✓	✓
22,5m 1650mm h25cm b125cm riostra incompleta	22,5	45	6	C1650	250	INCOMPLETA	✓	✓

22,5m 1650mm h25cm b125cm sin riostra	22,5	45	6	C1650	250	SIN	✓	✓
25m 1850mm h25cm b123cm riostra completa	25	45	6	C1850	250	COMPLETA	✓	✓
25m 1850mm h25cm b123cm riostra incompleta	25	45	6	C1850	250	INCOMPLETA	✓	✓
25m 1850mm h25cm b123cm sin riostra	25	45	6	C1850	250	SIN	✓	✓

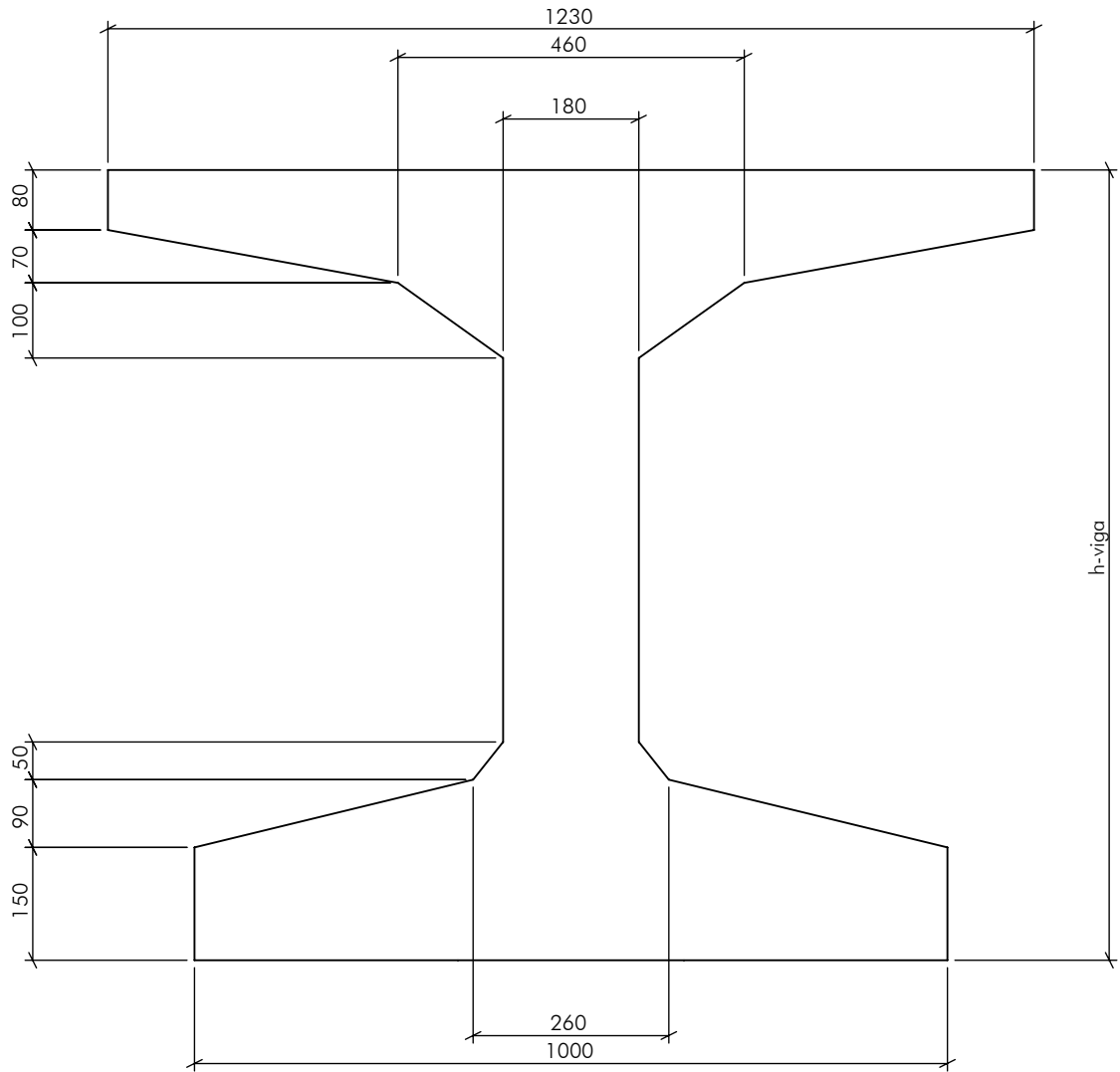
Tabla 38. Configuraciones estudiadas de los puentes esviados.

IV. Planos





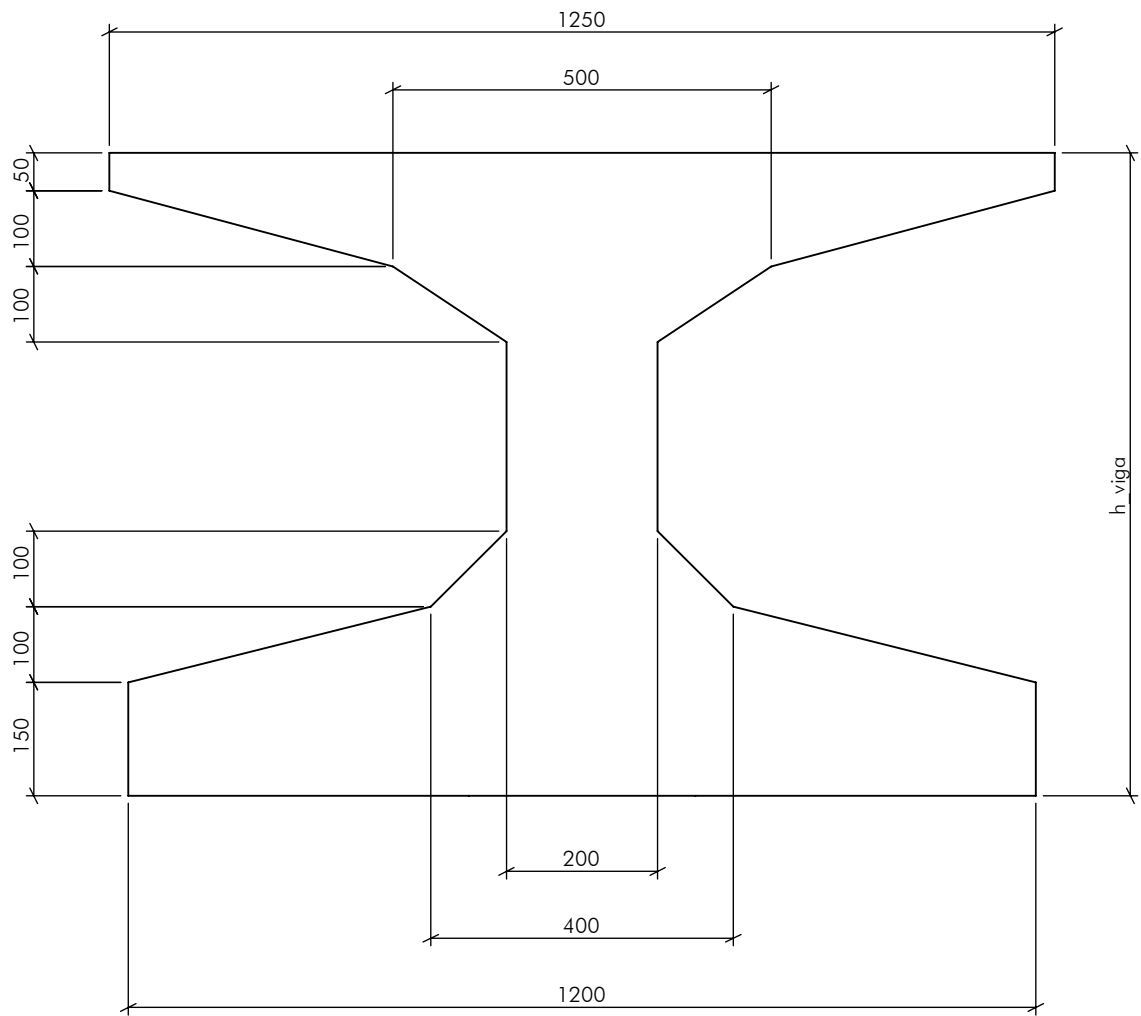
L (m)	h (cm)	Nº VIGAS	Dg (cm)	TIPO DE VIGA	h_viga (cm)	h_riestra (cm)	
10	22	5	227	C	65	h_viga-320	h_viga-240
10	22	6	2000	C	65	h_viga-320	h_viga-240
12,5	22	5	2275	D	85	h_viga-300	h_viga-250
12,5	22	6	2000	C	85	h_viga-320	h_viga-240
15	25	5	2275	D	105	h_viga-300	h_viga-250
15	25	6	2000	C	105	h_viga-320	h_viga-240
17,5	25	5	2275	C	125	h_viga-320	h_viga-240
20	25	5	2275	D	145	h_viga-300	h_viga-250
20	25	6	2000	C	145	h_viga-320	h_viga-240
22,5	25	5	2275	D	165	h_viga-300	h_viga-250
22,5	25	6	2000	C	165	h_viga-320	h_viga-240
25	25	5	2275	D	185	h_viga-300	h_viga-250
25	25	6	2000	C	185	h_viga-320	h_viga-240

TFG		Título: SECCIONES DE TABLERO ANALIZADAS		Plano nº: 001	
				Hoja nº: 106	
Escala 1:200	Un.dim.cm 	Escuela superior de Tecnología	Realizado por: Arnau Sempere Roig		Fecha: 11/07/2019





h_viga (mm)
650
850
1050
1250
1650
1850

TFG		Título: VIGAS TIPO C		Plano nº: 002
				Hoja nº: 107
Escala 1:10	Un.dim.mm	 Escuela superior de Tecnología	Realizado por: Arnau Sempere Roig	Fecha: 11/07/2019
				



h_viga (mm)
650
850
1050
1450
1650
1850

TFG		Título: VIGA TIPO D		Plano nº: 003
				Hoja nº:108
Escala 1:10	Un.dim.mm	 Escuela superior de Tecnología	Realizado por: Arnau Sempere Roig	Fecha: 11/07/2019
				

V. Pliego de condiciones

V.1. GENERALIDADES

El presente proyecto tiene como finalidad la implementación de una serie de modelos paramétricos de elementos finitos que permitan la evaluación del efecto dinámico de las vigas riostra sobre una gama representativa de puentes de luces moderadas y tipología de losa isotropa sobre vigas de hormigón.

V.2. OBJETO DE LA APLICACIÓN DEL PROYECTO

El objetivo final de este proyecto es contribuir al conocimiento actual sobre el citado tipo de estructuras con ánimo de incrementar la seguridad de circulación de los trenes de pasajeros y el confort de estos.

V.3. ÚTILES DE TRABAJO

A continuación se describen con carácter técnico los equipos usados durante la realización de este trabajo.

V.3.1.1. EQUIPO INFORMÁTICO

Para la realización de este proyecto se han empleado dos ordenadores portátiles propios además de varias computadoras de mesa de la propia universidad cuyas características se detallan a continuación:

- Ordenadores personales:
 - Acer aspire E1-572G:
 - Tarjeta gráfica AMD Raedon R7 M265 2GB dedicated VRAM.
 - Procesador Intel core i7.
 - Disco duro 500GB HDD.
 - Asus A55V:
 - Tarjeta gráfica Nvidia GeForce 610M 2GB.
 - Procesador Intel core i7.
 - Disco duro 700GB.
 - Computadoras de la universidad:
 - Tarjeta gráfica Nvidia GeForce GT610.
 - Procesador Intel core i3.
 - Disco duro 250GB.

Todos ellos han lidiado con los cálculos lanzados de forma correcta.

V.3.1.2. PROGRAMAS OFIMÁTICOS

Con el fin de obtener las propiedades a introducir en los modelos, la implementación de estos y el croquizado de los planos que los representan así como la presentación de los resultados, se han usado los siguientes programas informáticos:

Microsoft Office Excel 2013

Las hojas de cálculo que este programa ofrece han sido empleadas en cálculo de propiedades a introducir en el modelo así como en la presentación de los resultados obtenidos a partir del modelaje.

SolidWorks

La versión de estudiante de SolidWorks 2018 ha permitido la creación de los modelos paramétricos de los puentes objeto de estudio así como el análisis modal de estos mediante elementos finitos con su función "simulation". Además la misma herramienta ha sido usada para croquizar los planos correspondientes a todas las configuraciones modeladas.

V.3.1.3. REGLAMENTACIÓN Y NORMATIVAS APLICADAS

Las normativas empleadas en este estudio son las que se detallan a continuación:

- Regla española y europea: Instrucción de acciones a considerar en puentes de ferrocarril (IAPF – 2010).
- Regla europea: Eurocódigo 0, Eurocódigo 1, Eurocódigo 2.

VI. Presupuesto

A continuación se muestra el presupuesto detallado correspondiente a la realización del estudio. En él se tienen en cuenta tanto las horas invertidas por el estudiante encargado de la redacción del proyecto como las empleadas por las ingenieras sénior en la supervisión de este. Además también se detalla el coste de las licencias correspondientes a programas informáticos que se puede ver desglosado en la Tabla 40.

Presupuesto				
Elemento	Trabajo ingenieril	Salario (€/h)	Total (h)	Coste total (€)
Estudiante	Documentación	0	40	0
	Adecuación del modelo	0	330	0
	Redacción del proyecto	0	80	0
Ingenieras sénior	Supervisión	40	45	1.800
Licencia de programas				215
Coste total del proyecto libre de impuestos				2.015

Tabla 39. Presupuesto del proyecto libre de impuestos.

Programas empleados	Coste de la licencia (€)
SolidWorks 2018 <u>Student Edition</u>	135
Office 365 2013	80
	215
	Total (€)

Tabla 40. Detalle del coste de las licencias libre de impuestos.

Tras la aplicación de impuestos pertinente, el presupuesto total del proyecto asciende a la cifra que se detalla en la siguiente tabla.

Elementos	Coste (€)
Presupuesto de ejecución libre de impuestos	2.015
IVA (21% total)	423,15
Presupuesto total	2.438,15

Tabla 41. Presupuesto total del proyecto tras la aplicación de impuestos.