



Universidad Politécnica de Madrid

Escuela Técnica Superior de Ingenieros  
de Caminos, Canales y Puertos

Master de Estructuras, Cimentaciones y Materiales

**Estudio de estructuras ferroviarias sometidas a  
acciones dinámicas de tráfico**

Trabajo Fin de Master

**Ramón Barca González**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Tutor:

**José María Goicolea Ruigómez**

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Madrid, Septiembre de 2010



## INDICE GENERAL

<b>RESUMEN</b> .....	5
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	6
<b>1. INTRODUCCION, MOTIVACION Y OBJETIVOS</b> .....	7
1.1. INTRODUCCION .....	7
1.2. MOTIVACION .....	8
1.3. CONTENIDO .....	9
1.4. OBJETIVOS .....	10
<b>2. ESTADO DE LA TECNICA</b> .....	11
2.1. INTRODUCCION .....	11
2.2. ESTRUCTURAS DE LA RED FERROVIARIA .....	11
2.3. CARGAS DE LA RED FERROVIARIA .....	12
2.4. MODELOS .....	12
<b>2.4.1. Modelización de la estructura</b> .....	12
2.4.1.1. <i>Modelo respuesta estructural</i> .....	12
2.4.1.2. <i>Modelo de barras</i> .....	12
2.4.1.3. <i>Modelo de elementos finitos</i> .....	13
<b>2.4.2. Modelización de los vehículos</b> .....	13
2.4.2.1. <i>Modelos de cargas puntuales</i> .....	13
2.4.2.2. <i>Modelos con interacción vehiculo-estructura</i> .....	13
2.5. ANALISIS ESTRUCTURAL .....	14
<b>2.5.1. Análisis estático y cuasiestático</b> .....	14
<b>2.5.2. Análisis dinámico</b> .....	14
2.5.2.1. <i>Modos de vibración</i> .....	14
2.5.2.2. <i>Resonancia</i> .....	15
2.6. MARCO NORMATIVO .....	16
<b>2.6.1. IAPF-2007</b> .....	16

2.6.1.1.	<i>Introducción</i> .....	16
2.6.1.2.	<i>Acciones verticales</i> .....	16
2.6.1.3.	<i>Acciones horizontales</i> .....	17
2.6.1.4.	<i>Estados límite</i> .....	17
2.6.1.5.	<i>Criterios funcionales</i> .....	17
2.6.1.6.	<i>Calculo dinámico</i> .....	18
<b>2.6.2.</b>	<b>EN 15528:2008</b> .....	<b>21</b>
2.6.2.1.	<i>Introducción</i> .....	21
2.6.2.2.	<i>Categoría de línea EN</i> .....	22
2.6.2.3.	<i>Velocidades recomendadas</i> .....	22
2.6.2.4.	<i>Clasificación</i> .....	23
<b>3.</b>	<b>MODELOS DE CALCULO EMPLEADOS</b> .....	<b>24</b>
3.1.	TIPOLOGIA ESTRUCTURAL OBJETO DE ESTUDIO .....	24
3.2.	TRENES OBJETO DE ESTUDIO .....	24
3.3.	VELOCIDADES CONSIDERADAS .....	25
3.4.	BARRIDO DE VELOCIDADES .....	25
3.5.	CALCULOS DE RESISTENCIA DE MATERIALES .....	26
3.6.	CALCULOS MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS .....	27
3.6.1.	<b>Discretización</b> .....	28
3.6.2.	<b>Paso temporal de integración</b> .....	28
3.6.3.	<b>Amortiguamiento</b> .....	29
3.6.4.	<b>Historia de cargas</b> .....	30
3.6.5.	<b>Análisis modal</b> .....	31
3.7.	VELOCIDADES CRITICAS .....	31
<b>4.</b>	<b>RESULTADOS DE LOS MODELOS DE CALCULO</b> .....	<b>34</b>
4.1.	CASOS ESTUDIADOS .....	34
4.1.1.	<b>Análisis estático</b> .....	34
4.1.2.	<b>Análisis dinámico y cuasiestático</b> .....	34
4.2.	RESULTADOS DEL ANALISIS ESTATICO .....	34

<b>4.2.1. Puentes biapoyados</b> .....	34
<b>4.2.2. Puentes de tres vanos</b> .....	35
<b>4.3. RESULTADOS DEL ANALISIS DINAMICO</b> .....	36
<b>4.3.1. Incremento dinámico</b> .....	36
4.3.1.1. Puentes biapoyados .....	36
4.3.1.2. Puentes de tres vanos .....	37
<b>4.3.2. Coeficientes de impacto</b> .....	38
4.3.2.1. Puentes biapoyados .....	39
4.3.2.2. Puentes de tres vanos .....	39
<b>4.4. ANALISIS DE RESULTADOS ESTATICOS</b> .....	41
<b>4.5. ANALISIS DE RESULTADOS DINAMICOS</b> .....	41
<b>5. CONCLUSIONES</b> .....	42
<b>ANEXO A: RESULTADO DE ENVOLVENTES ESTATICAS</b> .....	43
<b>ANEXO B: RESULTADO DEL CALCULO DINAMICO</b> .....	79
<b>ANEXO C: EJEMPLO DE CALCULO ESTATICO</b> .....	97
<b>ANEXO D: EJEMPLO DE MODELO DE ELEMENTOS FINITOS</b> .....	100
<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	102

## **RESUMEN**

En este trabajo se realiza un estudio de estructuras ferroviarias sometidas a una serie de modelos de carga de reciente aparición. La utilización de estos modelos de carga responde a la necesidad de clasificar las líneas ferroviarias, existentes y futuras, con el fin de ir avanzando hacia la interoperabilidad de la red europea de ferrocarril.

En este trabajo se encuentra una metodología válida para que los puentes ferroviarios puedan ser categorizados según las denominadas “categorías de línea EN”.

El problema que se aborda es bastante poco conocido debido a su reciente aparición, pero además se postula como de gran importancia dentro del marco de la interoperabilidad de la red ferroviaria transeuropea.

A lo largo del trabajo se presentan una serie de herramientas, más o menos convencionales, necesarias para conocer la respuesta de las estructuras bajo los modelos de carga prescritos para las “categorías de línea EN”. Esta respuesta será comparada con la respuesta que ofrecen las estructuras bajo los modelos de carga recogidos por los Eurocódigos.

Las herramienta utilizadas están formadas por programas de cálculo estático, de elaboración propia, escritos en lenguaje MATLAB/Octave [1] y por la modelos de elementos de finitos, también de elaboración propia, para el programa FEAP [2] que pretenden representar el efecto dinámico de las cargas sobre los puentes.

## **AGRADECIMIENTOS**

Es mi deseo agradecer a todas aquellas personas que me han ayudado, tanto directa como indirectamente, en los meses de desarrollo de este trabajo. Sin vuestra colaboración esto no hubiese sido posible.

En primer lugar agradecer a mi tutor, José María Goicolea, la oportunidad de haber podido trabajar bajo su tutela en un tema tan interesante como este. Además de los conocimientos que me ha aportado, le estoy muy agradecido por su interés, su paciencia y su dedicación. Muchas gracias.

A mis compañeros de Máster quiero darle las gracias por haber estado ahí durante todo el tiempo, ayudándome siempre que lo he requerido y apoyándome. Gracias a todos, solo por haberos conocido todo esto ya ha valido la pena.

Gracias a toda mi familia, en especial a mis padres y abuelos, ahora y siempre. Todo lo que fui, soy y seré os lo debo y lo tendré siempre presente.

Por último, gracias a ti, Vero, por aguantar mis interminables jornadas de estudio año tras año. Tú haces que el velo gris que cubre este mundo se corra y me deje ver el arco iris que existe detrás.

A todos, un millón de gracias.

## 1. INTRODUCCION, MOTIVACION Y OBJETIVOS

### 1.1. INTRODUCCION

La interoperabilidad ferroviaria europea se refiere a la capacidad de un tren para poder circular por cualquier tramo de la red ferroviaria de la Unión Europea. El elemento más positivo es que permite más rapidez, confianza y eficacia de los servicios internacionales para competir con el principal modo de transporte, la carretera. La Comisión Europea defiende también sus beneficios adicionales para los ciudadanos como una reducción de la congestión vial, menos contaminación y accidentes de carretera.

La red ferroviaria europea existente en la actualidad es un compendio de infraestructuras diseñadas y ejecutadas para diversos motivos y causas. La mayor parte de la infraestructura existente fue creada antes de la aparición de un marco normativo europeo para los países miembros de la UE, tales como CR-INS-TSI (denominación inglesa) y los Eurocódigos.

Este hecho provoca que no se pueda garantizar “per se” la interoperabilidad entre las diferentes líneas ferroviarias existentes en los diversos países, ya que hasta la aparición de una normativa europea común, los proyectos de infraestructuras y de explotación de las líneas se realizaron en base a un marco normativo de cada país, en los que existen diferencias.



Figura 1.1: Red ferroviaria española de interés general. Extraído de ADIF.

Para permitir a los ciudadanos de la Unión Europea, a los agentes económicos y a las entidades regionales y locales beneficiarse plenamente de las ventajas derivadas de la creación de un espacio sin fronteras interiores, se antoja conveniente favorecer la interconexión y la interoperabilidad de las redes ferroviarias nacionales, así como el acceso a dichas redes. Para este fin se elabora, en primer lugar, la Directiva 1996/48/CE [3] que hace referencia únicamente a las líneas de alta velocidad. Con el fin de poner en práctica los objetivos de dicha Directiva, la Asociación Europea para la Interoperabilidad Ferroviaria (AEIF) elaboró proyectos de especificaciones técnicas de interoperabilidad (ETI). Posteriormente, se extiende este ámbito también a las líneas convencionales con la elaboración de la Directiva 2001/16/CE [4]. Ambas Directivas

establecen una serie de procedimientos comunitarios para la preparación y adopción de las ETI, así como normas comunes para la evaluación de la conformidad con tales especificaciones. La aplicación de las directivas anteriores a diversos proyectos concretos y trabajos permite extraer una serie de conclusiones a la luz de las cuales se proponen diversos cambios en las dos directivas sobre interoperabilidad ferroviaria, las cuales se reflejan en la Directiva/2004/50/CE [5].

Existen ETIs específicas para cada uno de los diferentes subsistemas que conforman la infraestructura ferroviaria.

Son bastante obvias las ventajas que tendría un sistema ferroviario completamente interoperable en toda la Unión Europea, tales como evitar efectos perjudiciales de la utilización excesiva del transporte por carretera, tanto para mercancías como para viajeros, o una reducción de la emisión de gases al aumentar la competitividad del transporte ferroviario respecto al transporte por carretera.

El problema de la interoperabilidad de las líneas europeas es un problema múltiple que afecta tanto a la infraestructura como al material rodante. Existen numerosos problemas tales como diferentes anchos de vía, diferentes voltajes en la alimentación de las locomotoras, diversos sistemas de control-mando, distintas capacidades de carga en las estructuras existentes, etc. Todos los problemas han de tratarse por separado pero bajo el mismo marco.

Con el fin de crear un método transparente que contribuya a garantizar la interoperabilidad de la red europea de ferrocarril se crea EN 15528:2008 [6] en donde se define un nuevo concepto denominado “categoría de línea EN” (Line categorie). Este concepto no debe confundirse con otro de denominación muy similar, llamado “categoría de línea ETI” (Categorie of line).

El concepto de “categoría de línea ETI” clasifica las líneas ferroviarias en siete categorías (de la I a la VII) en función de que la línea sea de alta velocidad (I, II y III) o de velocidades convencionales (IV, V, VI y VII). Además, en esta clasificación se tienen en cuenta factores muy diversos (p.e. tipo de tráfico) que engloban a las mismas “categorías de línea EN”.

La “categoría de línea EN” hace referencia exclusivamente a la infraestructura ferroviaria, y propone una serie de modelos de carga y unas velocidades de estos para la clasificación. En [6] también se recoge una metodología para clasificar vehículos existentes dentro de una de las categorías de línea descritas en el documento.

## 1.2. MOTIVACION

La aparición de las denominadas “categorías de línea EN” responde básicamente a dos causas. La primera es la aparición en la actualidad de ciertos trenes, con cargas mayores por eje, cuyos efectos puede ser que no sean cubiertos por los trenes de cálculo utilizados en los Eurocódigos. La segunda causa es que los trenes que habitualmente circulan por la red ferroviaria tienen efectos estructurales mucho menores sobre las estructuras que los modelos de cálculo prescritos por los Eurocódigos. Al poder categorizar las líneas podemos utilizar infraestructuras que, aún no siendo aptas para soportar los modelos de cargas europeos, lo sean para soportar el paso de determinados tipos de tren.

En la actualidad, tras la aparición de [6], surgen diversas preguntas acerca de la red existente ferroviaria y sus condiciones para garantizar la interoperabilidad de la

red. Ya se ha comentado que el problema de la interoperabilidad afecta a partes muy variadas de las líneas ferroviarias. En nuestro caso concreto, el objeto que compete el estudio son las estructuras (puentes) que forman parte de la infraestructura ferroviaria de la red. El enfoque del trabajo se dirige a conocer si las estructuras existentes garantizan las condiciones necesarias para satisfacer determinadas categorías de línea.

Con este enfoque, ya se han realizado algunos estudios como el de Goicolea y Corral [7] en que se analizan una serie de casos concretos de estructuras y categorías de línea, considerando una velocidad de circulación máxima para los trenes.

La singularidad del problema conlleva que cada caso particular existente deba ser estudiado por separado para llegar a conocerlo completamente; un cambio en las características mecánicas de las estructuras, en la tipología de estas o en el tren de cargas solicitante supone un nuevo caso a estudiar. La imposibilidad de estudiar la totalidad de los casos que se pueden generar en la red ferroviaria existente nos lleva a centrar los estudios en casos que representen lo mejor posible la generalidad, de los cuales se puedan extrapolar conclusiones y se observen tendencias para el resto de los casos.

Parece razonable comparar la respuesta que las estructuras tienen para los tipos de vagones definidos por una determinada categoría de línea con los trenes de cálculo que aparecen en la normativa europea y que han sido adoptadas por la normativa española, la IAPF-2007 [8]. Esta comparación nos arroja información acerca de si las estructuras que conforman parte de la infraestructura ferroviaria cumplen las condiciones necesarias para cubrir determinadas categorías de línea, o lo que es lo mismo, si los modelos de carga utilizados para el diseño actual de puentes cubren todas las categorías de línea existentes o sólo algunas de ellas.

Así, en este trabajo se estudian ciertos casos que contribuirán a arrojar luz sobre la situación en que se encuentran las estructuras de la red ferroviaria dentro del marco de la interoperabilidad europea.

Los casos a estudiar suponen una información complementaria a [7] y servirá para generalizar un poco más los estudios realizados sobre el tema.

### 1.3. CONTENIDO

Este trabajo está estructurado en cinco capítulos y en cuatro apéndices.

El primero de los capítulos aborda la motivación que lleva al desarrollo del trabajo que nos compete y los objetivos marcados al inicio del mismo.

El capítulo dos es el estado del conocimiento, o del arte, de diversas disciplinas necesarias para el entendimiento del documento. Pretende dar una visión global, en ningún caso pormenorizada, de tendencias y herramientas aplicables en el análisis de puentes ferroviarios y requeridas para abordar el estudio que se pretende desarrollar en lo siguiente. También se recogen importantes disposiciones de normativa referente a estructuras de la red ferroviaria.

En el tercer capítulo se desgranar los modelos utilizados en el análisis y el porque de su elección y utilización. De igual forma, se recogen aquí algunas de las limitaciones que se pueden observar en el desarrollo del trabajo.

El cuarto capítulo presenta la recogida de los resultados de los cálculos así como su análisis.

En el quinto y último capítulo, aparece la conclusión final obtenida tras el análisis de los resultados del cuarto capítulo.

Los cuatro anexos del trabajo son precisos para recoger, de alguna forma, el desarrollo de los cálculos de los cuales sólo se presentan resultados en el capítulo cuatro. Los dos primeros anexos (A y B) hacen referencia al análisis estático, el primero, y al análisis dinámico el segundo. En ellos se recogen, de manera gráfica, un resumen de los cálculos realizados. En los anexos C y D se recogen dos ejemplos, primero de cálculo estático y por último, un modelo desarrollado para el análisis dinámico.

Como contenido original del trabajo, cabe destacar que la problemática abordada es poco conocida debido a su reciente aparición pero en el futuro se postula como una herramienta de importante valor tanto para estructuras existentes como estructuras de nueva construcción.

#### 1.4. OBJETIVOS

Los objetivos de este trabajo son los siguientes

- Selección y modelización de diversas estructuras, representativas de las existentes en la red ferroviaria española.
- Análisis de estructuras representativas sometidas a la carga de los vagones prescritos por determinadas categorías de línea EN, suponiendo una velocidad máxima de circulación en función del tipo de vagón.
- Comparación de la respuesta de los casos estudiados respecto a la respuesta con los modelos de carga propuestos por la normativa europea y nacional.
- Concluir la situación de las estructuras estudiadas respecto a las categorías de línea EN.

## **2. ESTADO DE LA TECNICA**

### **2.1. INTRODUCCION**

A continuación se recoge el estado de la técnica para el análisis de la respuesta de estructuras bajo el paso de cargas ferroviarias, así como la normativa existente al amparo de la cual se han diseñado la mayor parte de las estructuras de la red ferroviaria en los últimos tiempos.

Un paso importante para conocer el comportamiento de cualquier estructura sometida a cargas es una revisión del marco normativo en el que se encuadra. Este paso es indispensable y nos dará información muy valiosa acerca de los criterios de diseño de las estructuras.

Es sabido que en estructuras sometidas a tráfico ferroviario se producen efectos dinámicos, generados por la particularidad de las cargas, que generalmente han de ser estudiados porque pueden llegar a ser de gran importancia. Al respecto de esto, se hará una breve revisión de las técnicas existentes para su valoración.

### **2.2. ESTRUCTURAS DE LA RED FERROVIARIA**

A causa de las grandes restricciones en el trazado, tanto en planta como en alzado, de las líneas ferroviarias, los puentes se antojan un elemento fundamental para salvar cualquier accidente geográfico en el transcurso de un trayecto de ferrocarril.

Cualquier tipología de puente existente es válida, en principio, para soportar el tráfico ferroviario, si bien es cierto que la particular afección que estas cargas ejercen sobre los puentes provoca la idoneidad de ciertas tipologías.

En las líneas de alta velocidad españolas de nueva construcción el puente ferroviario más utilizado es un puente recto de sección cajón, casi siempre monocelular, ya que en raras ocasiones se suelen construir puentes para tráfico ferroviario con más de dos vías. La sección cajón es idónea para resistir las cargas ferroviarias ya que permite una optimización del material empleado en términos de rigidez y de resistencia, tanto a flexión como a torsión. Saliéndonos de las líneas de alta velocidad española nos podemos encontrar como tipologías habituales otras muchas como tableros de vigas, tipo losa o bijácena, por citar algunas de ellas.

Los puentes proyectados pueden ser tanto isostáticos como continuos, con las ventajas e inconvenientes que se derivan de cada una de las razones estructurales. En el caso de puentes continuos estos suelen ser de canto constante cuando son de luces moderadas (hasta 70 metros) y son construidos mediante empuje o cimbra autolanzable. Para puentes de luces superiores se tiende a utilizar el canto variable y la construcción mediante el avance en voladizo.

Al igual que la tipología, el material empleado en puentes ferroviarios pueden ser cualquiera de los que habitualmente se utilizan (hormigón, acero o mixtos). La utilización de uno u otro material esta ligada tanto a la tipología estructural del puente como a las costumbres en el lugar de diseño de este. En España, la inmensa mayoría de puentes ferroviarios de sección cajón se realizan con hormigón pretensado, mientras que en otros lugares, se opta más por los mixtos o metálicos.

Las restricciones respecto a deformabilidad de los puentes ferroviarios son mucho más estrictas que sus homólogos de carretera. Esto se aprecia en que para las mismas tipologías de puentes, para rangos de luces similares, los puentes ferroviarios tienen esbelteces sobre un 50% menor que los puentes de carretera.

### 2.3. CARGAS DE LA RED FERROVIARIA

La disposición más habitual de los convoys ferroviarios es una locomotora en cabeza y otra a cola, aunque en determinadas ocasiones se disponen más de una locomotora, por necesidades de potencia, que arrastran a un número determinado de vagones, habitualmente sin tracción. La longitud de los trenes puede ser muy variable pero se sitúa en los centenares de metros. Los vagones más utilizados son los que disponen dos bogies y dos ejes en cada bogie. Aunque también se utilizan vagones de dos bogies con tres ejes por bogie.

En la actualidad, para el tráfico de viajeros exclusivamente, se han incorporado vehículos automotores en los cuales todos los vagones disponen de tracción. Esta disposición tiene la ventaja de no tener que disponer locomotoras en cabeza, con lo que se reduce el peso total del vehículo ya que estas tienen unos pesos por eje superiores a los vagones.

Es bien sabido que las cargas que deben soportar los puentes ferroviarios son muy superiores a las cargas que solicitan a los puentes carreteros. Además, debido a su propia naturaleza pueden inducir efectos dinámicos perniciosos en la estructura.

### 2.4. MODELOS

La modelización de los elementos constituyentes de una red ferroviaria depende tanto de la geometría que se pretenda modelizar como de la rigurosidad que exijan los resultados.

#### 2.4.1. **Modelización de la estructura**

##### 2.4.1.1. *Modelo respuesta estructural*

Los modelos constitutivos de mayor profusión son los modelos elásticos y lineales. Desde la aparición de la teoría de la elasticidad y con ella la Resistencia de Materiales, esta ha sido la herramienta de mayor utilización para el análisis estructural. El comportamiento lineal del material, supone que la proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones siempre es constante, hasta un teórico valor en el infinito. Este modelo constitutivo es válido para la mayoría de los casos tanto en cálculo estático como dinámico.

##### 2.4.1.2. *Modelo de barras*

Generalmente el conjunto estructural se puede modelizar mediante modelos de barras, pudiendo realizarse modelos bidimensionales o tridimensionales. Es muy habitual, para el análisis longitudinal de puentes el empleo de elementos barra en un análisis bidimensional. En los modelos bidimensionales la estructura se representa dentro de un plano vertical según la dirección longitudinal y solamente se recogen los efectos en este plano vertical.

Dentro de los elementos tipo barra se pueden distinguir dos casos, los que tienen en cuenta la deformación producida por el cortante y los que no lo tienen. Los primeros elementos son conocidos como viga de Timoshenko y tiene interés su utilización cuando la esbeltez de la viga (longitud/espesor) es reducida. Los elementos que desprecian la deformación por cortante son los conocidos como viga de Bernoulli y son los más utilizados ya que la esbeltez de los elementos suele ser suficiente como para despreciar la deformación por cortante.

Esbeltez (L/t)	Elemento recomendado
$L/t \geq 10$	Viga Bernoulli
$2 \leq L/t < 10$	Viga Timoshenko
$L/t \leq 2$	No se recomienda utilizar elementos viga

Cuadro 2.1: Tipo de elemento barra recomendado en función de la esbeltez. Extraído de [9].

#### 2.4.1.3. *Modelo de elementos finitos*

En determinadas ocasiones es conveniente el empleo de modelizaciones más sofisticadas que los modelos de barras, sobre todo cuando la geometría tiene un carácter bidimensional o tridimensional muy marcado y difícilmente analizable por elementos tipo barra. En estos casos, con los actuales medios de cálculo, se tiende a utilizar los modelos de elementos finitos.

Los modelos de elementos finitos permiten seleccionar el tipo de elementos constituyentes del modelo entre elementos unidimensionales, bidimensionales o tridimensionales en función de las necesidades.

Para una análisis longitudinal suele ser suficiente la adopción de elementos tipo barra en un modelo bidimensional. Para recoger efectos de torsión es preciso un modelo tridimensional al igual que para recoger efectos en detalles estructurales.

#### 2.4.2. **Modelización de los vehículos**

La modelización de los vehículos que conforman el tráfico ferroviario puede ser abordada de dos formas, teniendo en cuenta la interacción vehículo-estructura o sin tenerla en cuenta.

##### 2.4.2.1. *Modelos de cargas puntuales*

Estos modelos no consideran intercambio de energía entre la estructura y la suspensión primaria y secundaria del vehículo. De esta forma se consideran los vehículos como estructuras infinitamente rígidas que no interaccionan con la estructura. Las cargas por eje en los modelos de cálculo están determinadas por un valor constante igual al nominal que corresponde al tren parado.

Un tren así modelizado corresponde al de una serie de cargas puntuales que recorren la estructura. Supone una simplificación respecto a la realidad y por ello se puede considerar que los resultados obtenidos son una aproximación.

##### 2.4.2.2. *Modelos con interacción vehículo-estructura*

Estos modelos tienen en cuenta que las cargas que transmiten las ruedas de los vehículos al carril, y por tanto a la estructura, no son constantes por la actuación, entre diversos factores, de la suspensión del vehículo y de las irregularidades del carril.

Los modelos de cargas puntuales se utilizan tanto en cálculo estático como dinámico. Los modelos con interacción vehiculo-estructura sólo tienen razón de ser en el ámbito del análisis dinámico.

Generalmente, la respuesta dinámica de una estructura sometida a un modelo de cargas puntuales es mayor que la que provoca su homólogo con interacción vehiculo-estructura, debido a que parte de la energía de vibración permanece en el propio vehículo. Los modelos con interacción se suelen desarrollar para evaluar el confort de los viajeros y tienen como inconveniente conocer ciertos datos de los vehículos circulantes que no siempre son de fácil acceso para el proyectista.

## 2.5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

### 2.5.1. Análisis estático y cuasiestático

El cálculo estático de estructuras se postula para unas cargas aplicadas sobre la estructura tan lentamente que no generan fuerzas inerciales algunas en esta al deformarla. Además de esto, se supone que las fuerzas son inmóviles.

El cálculo cuasiestático, o también denominado pseudoestático, acepta que las cargas se muevan a lo largo de la estructura, pero asume que este movimiento no genera fuerzas inerciales en la estructura, lo que obviamente es una simplificación. A nivel computacional, esta simplificación es fácilmente aplicable asignándole una masa despreciable a la estructura o asignando una velocidad infinitesimal al desplazamiento de la carga. De cualquiera de las dos formas el resultado que obtendremos no tendrá en cuenta los efectos dinámicos producidos.

### 2.5.2. Análisis dinámico

Los fenómenos dinámicos originados por el tráfico ferroviario se deben, fundamentalmente, a la naturaleza móvil de las cargas verticales transmitidas por las ruedas de los vehículos. En particular, la variación del punto de aplicación de estas cargas a lo largo del tiempo origina una excitación dinámica de la estructura. A ello hay que añadir los efectos ocasionados por las irregularidades de carril y ruedas.

Por otra parte, el espaciado regular de las cargas del tren, da lugar a excitaciones periódicas que pueden producir resonancia en la estructura.

Los efectos dinámicos producen un incremento, respecto a la respuesta estática, de las deformaciones y esfuerzos soportados por la estructura. Adicionalmente, pueden generar desplazamientos o aceleraciones nocivos para la estructura o el balasto, o que comprometan la seguridad de la circulación o el confort del viajero.

#### 2.5.2.1. *Modos de vibración*

Analizando las vibraciones libres sin amortiguar de una estructura se puede formular la ecuación conocida como "ecuación característica del sistema".

$$[M] \cdot \left\{ \ddot{x} \right\} + [K] \cdot \{x\} = \{0\} \quad (2.1)$$

Si enunciamos la solución del sistema anterior como:

$$\{x\} = \{a\} \cdot e^{i\omega t} \quad (2.2)$$

Sustituimos:

$$([K] - \omega^2 [M])\{a\} = \{0\} \quad (2.3)$$

Resulta un sistema lineal que para que admita solución distinta de la trivial:

$$|K - \omega^2 M| = 0 \quad (2.4)$$

La expresión (2.4) es la llamada "ecuación característica del sistema", la cual, al hallar sus soluciones, nos da  $n$  valores reales y positivos de  $\omega$ , conocidos como frecuencias propias del sistema. Para cada valor de  $\omega$  se determina un vector  $\{a\}$  denominado forma modal o modo de vibración.

Un modo de vibración de un sistema se puede interpretar como, imponiendo al sistema adecuadas condiciones iniciales es posible hacer vibrar a la estructura de acuerdo con alguno de los modos. En cada modo los nodos realizan un movimiento armónico alrededor de su posición de equilibrio, pasando todos los nodos simultáneamente por la posición de equilibrio y por su amplitud máxima.

La visualización de los modos de vibración de una estructura nos indica a que tipo de acciones es más sensible la estructura.

La respuesta de la estructura se puede obtener por superposición de la respuesta de cada modo frente a las cargas que solicitan a la estructura, a esta metodología se le denomina método de superposición modal. Los primeros modos de vibración son los que predominan en la respuesta de la estructura.

#### 2.5.2.2. *Resonancia*

Este efecto se produce cuando la frecuencia de excitación dinámica debida a las cargas, o algún múltiplo de la misma, coincide con alguna frecuencia propia de la estructura, ocasionando un acoplamiento entre excitación y respuesta. Considerando la distribución espacial de los ejes de un tren, se pueden obtener uno o más espaciamientos característicos de las cargas,  $D_k$ , dependiendo de la tipología del tren y del tipo de vehículo. Ello puede producir resonancia cuando el tren circule a velocidades próximas a las críticas ( $V_c$ ), para las que alguna frecuencia significativa de la estructura o de alguno de sus elementos,  $f_0$ , sea múltiplo de la frecuencia de aplicación de cargas:

$$V_{c,n} = \frac{D_k f_0}{n} \quad \text{siendo } n = 1, 2, 3, \dots \quad (2.5)$$

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

## 2.6. MARCO NORMATIVO

### 2.6.1. IAPF-2007[8]

#### 2.6.1.1. Introducción

En la actualidad, es la normativa por la cual se rige el proyecto de estructuras ferroviarias en España y se encuentra en revisión en estos momentos. Esta normativa tiene por objeto definir las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril, con el fin de dotarlos de una capacidad portante adecuada y compatible con las condiciones de seguridad y nivel de servicio exigibles durante su vida útil. Sirve de base a otras instrucciones y recomendaciones complementarias relativas al proyecto y ejecución de puentes de hormigón, metálicos y mixtos, debiendo aplicarse conjuntamente con éstas.

Es de aplicación al proyecto de puentes de nueva construcción integrados en la red ferroviaria de interés general de anchos ibérico, UIC o métrico, independientemente de su tipología, material constructivo o velocidad de proyecto

La IAPF-2007 [8] está en consonancia con la normativa europea existente tal como EN 1990:A1 [10] y EN 1991-2 [11], las cuales han servido de base en su redacción.

#### 2.6.1.2. Acciones verticales

Para el diseño de puentes, la normativa considera dos tipos diferentes de cargas ferroviarias.

- Cargas estáticas: se tienen en consideración mediante el modelo de carga UIC71 (LM71). Las cargas de este modelo se deben multiplicar por un coeficiente de clasificación alfa para cubrir los efectos del tren de cargas SW0 definido en [11] como adicional para puentes continuos.

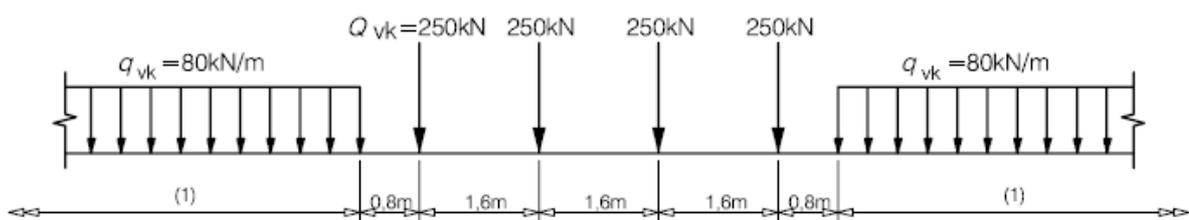


Figura 2.1: modelo de carga UIC71 (LM71). Extraído de [8]

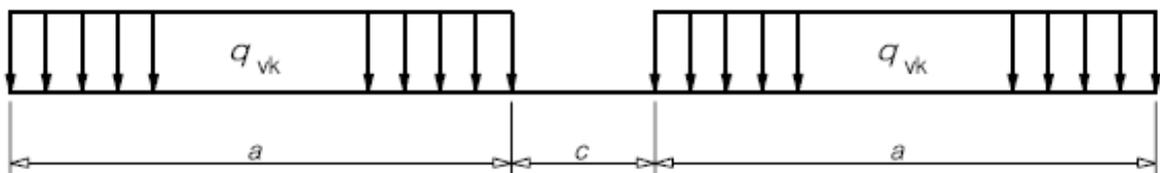


Figura 2.2: modelo de carga SW0. Extraído de [11]

- Cargas dinámicas: pueden generar solicitaciones y deformaciones considerablemente mayores que las acciones estáticas. Se abordan analizando los distintos trenes reales que pueden circular por la vía. Existe la posibilidad de realizar cálculos simplificados en ciertos casos. Fuera de estos casos es preciso un análisis

dinámico general. Existe una familia de trenes definida exclusivamente para el análisis dinámico de vías de alta velocidad denominada HSLM.

#### 2.6.1.3. Acciones horizontales

En los puentes ferroviarios pueden aparecer diversas acciones horizontales debidas a la circulación de los vehículos. La Instrucción Española considera tres: fuerzas centrífugas, efecto de lazo y fuerzas debidas al arranque y frenado de los vehículos.

Las fuerzas horizontales no son objeto de estudio en este trabajo.

#### 2.6.1.4. Estados límite

- Estado Límite Último: Un Estado Límite Último (ELU) es aquel tal que de ser rebasado, la estructura completa o una parte de la misma puede colapsar al superar su capacidad resistente. Se emplean unos coeficientes de seguridad que afectan a las acciones, mayorándolas, y otros que afectan a las resistencias, minorándolas. Para que se cumpla el ELU en cualquiera de las combinaciones posibles debe cumplirse que la resistencia de cálculo sea superior a la sollicitación de cálculo. Este criterio es válido tanto para acciones estáticas como dinámicas.

$$R_d \geq S_d$$

- Estado Límite de Servicio: Un Estado Límite de Servicio (ELS) es aquel tal que de ser rebasado, produce una pérdida de funcionalidad o deterioro de la estructura, pero no un riesgo inminente a corto plazo. Las limitaciones para cumplir el ELS están ligadas a la seguridad de la circulación y a la comodidad de los viajeros. Se han de cumplir una serie de condiciones referentes a deformaciones y vibraciones.

#### 2.6.1.5. Criterios funcionales

Estos criterios establecen limitaciones a las deformaciones dinámicas y a las aceleraciones de los tableros de puentes para asegurar que la rodadura de los vehículos ferroviarios se realice en condiciones adecuadas de seguridad y confort para los usuarios.

Las limitaciones se agrupan en dos tipos:

- Ligadas a la seguridad de la circulación. Garantizan la conservación de la geometría y de la continuidad de la vía y el contacto entre rueda y carril. Es el caso de aceleración vertical del tablero, alabeos del tablero y total, deformación vertical del tablero, deformación horizontal del tablero, vibración transversal del tablero y giro transversal del tablero.
- Ligadas al confort de los usuarios. Es el caso de deformación vertical del tablero en función de la velocidad de la línea.

Además se comprobará que con las deformaciones producidas en la estructura el material permanezca en el rango elástico.

### 2.6.1.6. Cálculo dinámico

En el proyecto de puentes ferroviarios el cálculo dinámico se antoja fundamental. Existen diferentes métodos para evaluar la respuesta dinámica de la estructura. Todos ellos tienen como finalidad la obtención de un coeficiente de impacto  $\Phi$  que sirve para mayorar las solicitaciones obtenidas en el cálculo estático con el fin de conseguir una envolvente a las solicitaciones dinámicas máximas.

El coeficiente de impacto se define, en términos de esfuerzos, de la siguiente manera:

$$\Phi = \frac{\max S_{din,real}}{S_{est,tipo}} \text{ con } \Phi \leq 1 \quad (2.6)$$

Cabe destacar que, aceptando un análisis lineal, existe proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones por lo que el coeficiente de impacto se puede definir también en términos de flechas:

$$\Phi = \frac{\max \delta_{din,real}}{\delta_{est,tipo}} \text{ con } \Phi \leq 1 \quad (2.7)$$

Es habitual realizar el cálculo dinámico utilizando modelos de elementos finitos. En este caso existen dos técnicas utilizadas para la resolución del algoritmo. La primera es la integración directa en el tiempo, que se basa en la resolución de la ecuación (2.8) en cada instante.

$$[M] \cdot \left\{ \ddot{u} \right\} + [C] \cdot \left\{ \dot{u} \right\} + [K] \cdot \left\{ u \right\} = f(t) \quad (2.8)$$

Como alternativa a la integración directa en el tiempo existe la posibilidad de realizar el cálculo mediante la integración modal de los principales modos de vibración de la estructura en el tiempo, esto, computacionalmente, resulta más económico. Normalmente solo se utilizan unos pocos modos, los de menores frecuencias, que son los que gobiernan el comportamiento dinámico de la estructura.

#### Métodos disponibles

A continuación vamos a citar los métodos recogidos en IAPF-2007 [8] para realizar un análisis dinámico de la estructura.

##### a) Cálculo estático y coeficiente de impacto envolvente

Los esfuerzos dinámicos máximos producidos por los trenes reales se obtienen multiplicando los efectos estáticos del tren tipo especificado en la normativa por un coeficiente de impacto envolvente.

Sólo se admite este tipo de cálculo para estructuras convencionales cuyo periodo fundamental de vibración este dentro de cierto rango de valores. No es utilizable en líneas de alta velocidad.

El cálculo del coeficiente de impacto se realiza por medio de expresiones analíticas en base a una longitud determinante,  $L_\Phi$ , que depende de la tipología del puente. La

expresión a utilizar depende del tipo de mantenimiento de la vía. El coeficiente de impacto obtenido representa una envolvente de sollicitaciones obtenida en un conjunto amplio de puentes y elementos estructurales reales. Representa un único coeficiente para todos los trenes y velocidades de circulación.

- Mantenimiento bueno:

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.82 \quad 1 \leq \Phi_2 \leq 1.67 \quad (2.9)$$

- Mantenimiento normal:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.73 \quad 1 \leq \Phi_3 \leq 2 \quad (2.10)$$

#### b) Cálculo estático y coeficiente de impacto real

Es un método similar al anterior, pero en este caso el coeficiente de impacto obtenido es una envolvente de los trenes reales, por lo que representa un mejor ajuste. Este método no tiene limitación sobre la frecuencia fundamental.

Los esfuerzos dinámicos producidos por los trenes reales se obtendrán multiplicando los esfuerzos estáticos correspondientes, por un coeficiente función de la velocidad máxima del tren.

$$S_{din,real} = (1 + \varphi' + r\varphi'')S_{est,real} \quad (2.11)$$

Siendo:

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \quad (2.12)$$

$$K = \min\left(\frac{V}{2L_\Phi f_0}, 0.76\right) \quad (2.13)$$

$$\varphi'' = a \cdot \left[ 0.56e^{-\left(\frac{L_\Phi}{10}\right)^2} + 0.50\left(\frac{f_0 L_\Phi}{80} - 1\right) \cdot e^{-\left(\frac{L_\Phi}{20}\right)^2} \right] \quad (2.14)$$

El significado del parámetro es el siguiente:

V= velocidad de proyecto en [m/s].

$L_\Phi$ = longitud determinante en [m].

$f_0$ = primera frecuencia propia de flexión del puente en [Hz].

r = calidad del mantenimiento de vía

$$\left\{ \begin{array}{l} r = 1 \quad \text{para } V \leq 120 \text{ Km/h, se asocia a mantenimiento normal} \\ r = 0.75 \quad \text{para } 120 \text{ Km/h} \leq V \leq 220 \text{ Km/h} \\ r = 0.5 \quad \text{para } V \geq 220 \text{ Km/h, se asocia a un mantenimiento bueno} \end{array} \right.$$

$$a = \min\left(\frac{V}{22}, 1\right)$$

Otra manera de calcular el coeficiente de impacto es por análisis dinámico de trenes reales en vez de por expresiones analíticas.

$$1 + \varphi_{din} = \frac{\max \delta_{din,real}}{\delta_{est,real}} \quad (2.16)$$

De esta forma podemos llegar a la expresión (1.6).

$$\Phi = (1 + \varphi_{din}) \frac{\delta_{est,real}}{\delta_{est,tipo}} = \frac{\max \delta_{din,real}}{\delta_{est,tipo}}$$

#### c) Cálculos dinámicos mediante integración directa en el tiempo

Son métodos de aplicación en cualquier tipología de puente y para cualquier velocidad de circulación de la vía.

Consiste en la resolución en el tiempo del cálculo dinámico de la estructura, bajo cargas representativas de las fuerzas transitadas por los ejes. En estos modelos se puede tener en cuenta, o no, interacción vehículo-estructura. El cálculo incluye posibles efectos resonantes.

Existen diversos procedimientos para realizar estos cálculos. En estructuras simples se puede realizar un análisis modal partiendo de la definición analítica de los modos de oscilación. Para estructuras generales se pueden emplear elementos finitos tanto para la integración directa en el tiempo del modelo completo, como realizar una integración en el tiempo de los modos de vibración de la estructura discretizada.

#### d) Cálculo dinámico simplificado mediante la impronta dinámica del tren

La impronta dinámica de un tren hace referencia a la firma, entendida como curva geométrica, que caracteriza su agresividad en relación a los efectos dinámicos producidos en un puente de ferrocarril.

Este método se basa en el análisis de las vibraciones libres después del paso de cada eje, en puentes isostáticos, a partir de formulas analíticas que proporcionan una cota de la respuesta dinámica máxima y no exigen la resolución en el tiempo del cálculo dinámico de la estructura. El modelo de cálculo incluye los posibles efectos resonantes y no tiene en cuenta interacción vehículo-estructura.

Este método solo es aplicable a estructuras isostáticas, para cualquier velocidad de circulación y sin limitación de frecuencias ni masas mínimas.

$$\Gamma = C_t \cdot A(K) \cdot G(\lambda) \quad (2.17)$$

Donde:

$$C_i = \frac{2}{M}$$

$$A(K) = \frac{K}{1-K^2} \sqrt{e^{-2\xi\frac{\pi}{K}} + 1 + 2\cos\left(\frac{\pi}{K}\right)e^{-\xi\frac{\pi}{K}}}$$

$$G(\lambda) = \max_{k=1}^n \sqrt{\left[ \sum_{i=1}^k F_i \cos(2\pi\delta_i) e^{-2\pi\xi\delta_i} \right]^2 + \left[ \sum_{i=1}^k F_i \sin(2\pi\delta_i) e^{-2\pi\xi\delta_i} \right]^2}$$

$$\lambda = v / f_0$$

$$K = \lambda / 2L$$

$$\delta_i = (x_k - x_i) / \lambda$$

$x_i$  = distancia del eje  $i$  al primer eje de la composición

$k$  = Índice que indica la longitud del subtren, a variar entre 1 y  $n$  (último eje de la composición)

$M$  = masa total del vano del puente

$L$  = longitud del vano del puente

$f_0$  = primera frecuencia propia de flexión del puente

$\xi$  = tasa de amortiguamiento estructural

$v$  = velocidad de paso del puente

En las estructuras sometidas a acciones dinámicas existe un amortiguamiento estructural que impide que la estructura, una vez excitada, oscile indefinidamente bajo amplitud constante. Este amortiguamiento es el encargado de disipar energía y regresar a la estructura a su estado de mínima energía. Este mecanismo es bastante complejo y en la actualidad no se comprende totalmente. Lo habitual es asignar un valor de amortiguamiento, que refleja un porcentaje del denominado amortiguamiento crítico de la estructura.

La normativa prescribe una tasa de amortiguamiento estructural en función del material del que se construya el puente y de la luz.

Tipo de puente	Luz [m]	Límite inferior de $\xi$ [%]
Puentes de acero y mixtos	$L < 20$	$0.5+0.125(20-L)$
	$L \geq 20$	0.5
Puentes de hormigón	$L < 20$	$2+0.1(20-L)$
	$L \geq 20$	2

Cuadro 2.2: Valores de amortiguamiento para diversas tipologías de puente. Extraído de [8].

## 2.6.2. EN 15528:2008 [6]

### 2.6.2.1. Introducción

Esta norma europea define un sistema de clasificación de línea que se basa en la comparación de la capacidad de carga vertical de una línea respecto a cargas de vehículos ferroviarios determinados.

El concepto de categoría de línea EN nos permite asegurar la compatibilidad entre la infraestructura y las cargas a las que esta será sometida. Con este sistema de clasificación podemos tener en cuenta parámetros tales como:

- Carga por eje
- Masa por unidad de longitud
- Aspectos geométricos relativos al espaciamiento entre cargas
- Velocidad de circulación

### 2.6.2.2. Categoría de línea EN

La categoría de línea permite clasificar tanto infraestructuras existentes como de nuevo proyecto. Se generaliza para cualquier tipo de tráfico existente, tanto de mercancías, como de pasajeros o mixto.

Cabe mencionar que la metodología citada en [6] no es válida para líneas ferroviarias de alta velocidad.

La utilización del sistema de clasificación mediante categorías de líneas nos permite una fácil y rápida comprensión de la compatibilidad entre cargas de vehículos e infraestructuras.

La categoría de línea representa la capacidad de una infraestructura ferroviaria para soportar cargas impuestas por vehículos bajo servicio regular.

Las líneas deben de ser clasificadas en diferentes categorías de línea. Cada categoría de línea (A, B1, B2, C2, C3, C4, D2, D3, D4, D4xL y también E4 y E5) es definida por la capacidad de que la línea pueda soportar los modelos de carga basados en vagones de referencia definidos por tres características:

- carga por eje
- masa por unidad de longitud
- características geométricas de espaciado entre ejes

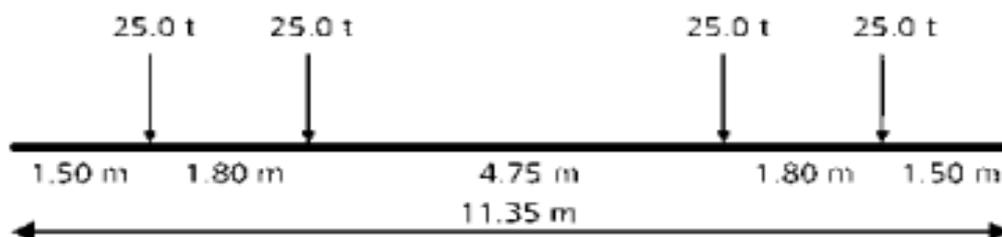


Figura 2.3: Configuración geométrica de los vagones para una categoría de línea E5. Extraído de [6]

### 2.6.2.3. Velocidades recomendadas

Las categorías de línea definidas en [6] son válidas exclusivamente para líneas de tráfico de velocidad convencional, de mercancías, de pasajeros y/o mixto. Por lo tanto, las líneas de alta velocidad quedan excluidas de ser clasificadas en categorías de línea.

En el documento [6], en su anexo D, se dan, a título informativo, las velocidades de circulación máximas típicas en función del tipo de tráfico.

- Tren de pasajeros  $\leq 120\text{Km/h}$   $\leq 140\text{Km/h}$   $\leq 160\text{Km/h}$   $\leq 200\text{Km/h}$
- Vehículos automotores  $\leq 120\text{Km/h}$   $\leq 140\text{Km/h}$   $\leq 160\text{Km/h}$   $\leq 200\text{Km/h}$
- Tráfico de mercancías  $\leq 80\text{Km/h}$   $\leq 100\text{Km/h}$   $\leq 120\text{Km/h}$   $\leq 160\text{Km/h}$

En el caso de trenes de mercancías no se recomienda que la velocidad exceda de 120 Km/h excepto en trenes de mercancías ligeros.

#### 2.6.2.4. Clasificación

Para clasificar una línea ferroviaria bajo una categoría de línea se debe tener en cuenta:

- Los modelos de carga definidos
- Capacidad de carga de la estructura
- Aplicación de los modelos de carga para provocar la situación pésima en la estructura
- Efectos dinámicos de la carga aplicando los correspondientes factores asociados a la máxima velocidad de circulación

El método utilizado para determinar la capacidad de carga debe tener en cuenta la condición de las estructuras y estar en consonancia con las disposiciones nacionales.

### 3. MODELOS DE CALCULO EMPLEADOS

#### 3.1. TIPOLOGIA ESTRUCTURAL OBJETO DE ESTUDIO

En este trabajo la tipología objeto de estudio han sido puentes rectos de sección cajón y de canto constante. Se ha analizado dos familias de puentes con una longitud de vano  $L= 20, 30, 40, 50, 60$  y  $70$  m.

- Puentes isostáticos
- Puentes continuos de tres vanos ( $0.75L + L + 0.75L$ )

Las características seccionales de las estructuras son las siguientes:

Luz(m)	Inercia (m <sup>4</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )
20	1.7	4
30	7.33	7.5
40	11.41	8.5
50	17.74	10
60	22.5	11
70	30.62	12

Cuadro 3.1: Características seccionales de los puentes objeto de estudio

La tipología de puentes representado es de hormigón pretensado con las siguientes características.

Modulo Elástico (GPa)	Densidad(t/m <sup>3</sup> )	Coefficiente Poisson
36	2.5	0.2

Cuadro 3.2: Características del material constituyente de los puentes objeto de estudio

En todos los casos se tendrá en cuenta una carga muerta sobre el puente de  $15$  t/m que representa las cargas debidas al balasto y a las instalaciones ferroviarias.

Las propiedades enunciadas anteriormente han sido seleccionadas con el fin de obtener una muestra representativa de puentes reales. Los puentes representados corresponden a puentes con doble vía. Cabe mencionar que en los cálculos estáticos las características de módulo de elasticidad e inercia no influyen en los resultados al ser estas características constantes a lo largo de todas las secciones del puente.

#### 3.2. TRENES OBJETO DE ESTUDIO

Este trabajo se ha centrado en dos categorías de línea EN definidas en EN15528:2008 [6].

- Categoría de línea C4, con cargas puntuales de  $20$  toneladas y una masa distribuida de  $8$  t/m siguiendo la siguiente geometría.

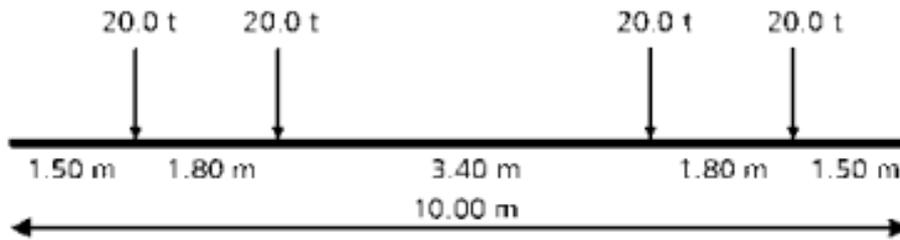


Figura 3.1: Configuración geométrica de los vagones para una categoría de línea C4. Extraído de [6]

- Categoría de línea D4, con cargas puntuales de 22.5 toneladas y una masa distribuida de 8 t/m siguiendo la siguiente geometría

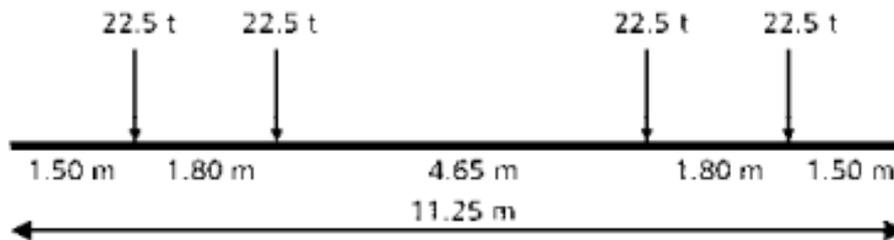


Figura 3.2: Configuración geométrica de los vagones para una categoría de línea D4. Extraído de [6]

Los efectos que estos modelos tienen sobre los puentes objeto de estudio se han realizado para unos trenes compuestos por 20 vagones. En el caso del modelo de carga C4 eso supone 200 metros de longitud (20x10) y en el del D4, 227 metros.

Estas categorías de línea se compararan con los efectos estáticos que provocan dos modelos de carga de EN1991-2 [11].

- Modelo de carga UIC71 (LM71), con carga uniformemente distribuida de 80 KN/m y cuatro cargas puntuales de 250 KN. Ver figura 2.1.
- Modelo de carga SW0, con carga distribuida de 133 KN/m donde  $a = 15$  m y  $c = 5.3$  m. Ver figura 2.2.

### 3.3. VELOCIDADES CONSIDERADAS

Las velocidades consideradas han sido las siguientes:

- C4. Velocidad comprendida entre 20 y 200 Km/h.
- D4. Velocidad comprendida entre 20 y 160 Km/h.

### 3.4. BARRIDO DE VELOCIDADES

Tanto para las cargas C4 como para las D4 se ha realizado un barrido de velocidades a partir de 20 Km/h. El barrido se ha realizado cada 10 Km/h y en algunos casos, se han realizado cálculos adicionales.

Con este barrido se pretende obtener la máxima respuesta dinámica posible de la estructura.

### 3.5. CALCULOS DE RESISTENCIA DE MATERIALES

Los cálculos referentes a las envolventes estáticas de las estructuras objeto de estudio se han realizado mediante modelos tipo viga de las estructuras, a los que se le ha aplicado un análisis elástico lineal. Las deformaciones por cortante se han obviado, por lo que el modelo de viga corresponde a la viga de Bernoulli. Los efectos de las cargas sobre la estructura que se evalúan corresponden a los que se encuentran en el mismo plano que las cargas aplicadas, por lo que no se tienen en cuenta efectos tales como la torsión, únicamente se evalúan efectos de flexión.

Aplicando los conceptos de la Resistencia de Materiales a las estructuras a estudiar se pueden obtener soluciones analíticas exactas, en base a los postulados iniciales de esta disciplina, para estados simples de carga tales como una carga puntual o una carga uniformemente distribuida. El principio de superposición aceptado en un análisis lineal nos indica que la respuesta de la estructura a un sistema de cargas múltiple es idéntica a la suma de las respuestas de la estructura a las cargas individuales aplicadas por separado.

Aplicando el principio de superposición podemos obtener la respuesta estática de la estructura bajo la acción de un determinado tren, ya que este se puede modelizar como un sistema de múltiples fuerzas, puntuales y/o uniformes, geoméricamente determinado.

Una vez obtenida de forma analítica la respuesta de la estructura antes una acción determinada, el cálculo de las envolventes estáticas de los trenes objeto de estudio aplicados sobre las estructuras en cuestión se ha programado la solución en lenguaje Octave [1] para la obtención del máximo posible y la posición del tren para la cual se produce este máximo.

En las estructuras isostáticas se han calculado los esfuerzos en el centro del vano. En las estructuras hiperestáticas se han calculado esfuerzos en el centro del vano central y en los apoyos centrales.

Obtenidos los máximos de las envolventes estáticas se puede definir un factor  $\alpha$  que nos indica el valor por el que se debe multiplicar el máximo esfuerzo obtenido para los trenes C4 y D4 para que este esfuerzo sea envolvente de los obtenidos para los casos de los trenes de diseño UIC71 y SW0.

Definimos el coeficiente  $\alpha$  en las estructuras isostáticas como:

$$\alpha_{C4,D4} = \frac{S_{\max C4, D4}}{S_{\max UIC71}} \quad (3.1)$$

Para estructuras hiperestáticas:

$$\alpha_{C4,D4} = \frac{S_{\max C4, D4}}{\max(S_{\max UIC71}, S_{\max SW0})} \quad (3.2)$$

En el caso de que el valor de  $\alpha$  sea mayor de la unidad nos indica que los esfuerzos generados no quedan cubiertos por los modelos de cálculo de [11].

### 3.6. CALCULOS MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS

Los cálculos mediante elementos finitos se han llevado a cabo para la obtención de la respuesta dinámica de las estructuras objeto de estudio respecto a las cargas aplicadas.

Es bien sabido que la respuesta dinámica bajo la acción de cargas, en este caso exclusivamente verticales, depende de la frecuencia de aplicación de estas cargas. En el caso de trenes, esta frecuencia de aplicación de las cargas viene determinada por la velocidad del tren. Como, a priori, se desconoce la velocidad de circulación que provocara la respuesta máxima en la estructura, se ha realizado un barrido de velocidades lo suficientemente riguroso para poder acotar la máxima respuesta.

Los modelos dinámicos se han desarrollado en el código FEAP [2], mediante integración directa en el tiempo. Con la potencia actual de cálculo se puede abordar el problema de la integración directa en el tiempo para los modelos aquí desarrollados sin excesivos problemas.

El método utilizado en la integración numérica es el denominado como  $\beta$ -Newmark. Este método es el más comúnmente utilizado en problemas de este tipo y con él se consiguen buenos resultados.

En el cálculo mediante elementos finitos solo se ha tenido en cuenta la flexión que provocaban las cargas verticales dentro de su propio plano, por tanto se han obviado fenómenos tridimensionales o de torsión.

No se ha tenido en cuenta la interacción entre vehículo-estructura. Como ya se ha comentado con anterioridad, las respuestas dinámicas de la estructura se amortiguan al tener en cuenta este efecto.

De igual forma se ha desarrollado un análisis cuasiestático de la estructura. En este análisis asumimos que las cargas son móviles pero que estas no generan efectos dinámicos. Computacionalmente su implementación es muy sencilla, pudiéndose utilizar el mismo modelo empleado en el análisis dinámico, con la única salvedad que para el cálculo cuasiestático asociamos una masa infinitesimal a la estructura lo que imposibilita que las fuerzas inerciales sean relevantes. Podemos conocer el incremento dinámico que se produce en la estructura al comparar el análisis dinámico con el cuasiestático.

Los elementos utilizados han sido tipo viga de Bernoulli, por lo que la deformación por cortante es despreciada.

El material modelado ha sido un material perfectamente elástico e isótropo, con lo que queda totalmente definido con los parámetros del modulo de elasticidad y de coeficiente de Poisson.

En todos los casos estudiados se han realizado tanto modelos para un análisis modal de las estructuras, con el fin de obtener los modos de vibración de esta, como los modelos que representan la respuesta dinámica de la estructura bajo las cargas citadas.

El resultado del análisis dinámico se refleja mediante un coeficiente de impacto (2.6) y de un coeficiente de incremento dinámico (3.3).

$$\varphi' = \frac{S_{din}}{S_{cest}} - 1 \quad (3.3)$$

$S_{din}$  = Solicitación dinámica máxima

$S_{cest}$  = Solicitación cuasiestática máxima

### 3.6.1. Discretización

Las estructuras se han modelizado con un tamaño de elementos constante.

Para el estudio de los puentes isostáticos se ha utilizando un discretización con tamaños de elemento de 0.5 metros. Los resultados obtenidos con este tamaño de elemento, comparativamente con los obtenidos del cálculo exacto mediante Resistencia de Materiales, son buenos para el cálculo de esfuerzos en centro de vano.

Con el tamaño de elemento anteriormente descrito, utilizándolo en los puentes de tres vanos, se observa que los resultados minusvaloran los momentos que se generan en la zona de apoyo. Esto puede ser debido a que en las zonas de apoyo el diagrama de momentos tiene gran pendiente, lo que implica un elevado gradiente de tensiones en esa zona, que una discretización tan grosera como la citada parece no poder recoger con propiedad. Por ello, para el estudio de estas zonas se ha rebajo el tamaño de los elementos utilizados de la siguiente manera.

Vano	Tamaño(cm)
20	0.0501
30	0.0752
40	0.1002
50	0.1253
60	0.1503
70	0.1754

Cuadro 3.3: Tamaño de los elementos utilizados según la longitud de vano

### 3.6.2. Paso temporal de integración

El paso temporal utilizado en los modelos de elementos finitos tiene especial relevancia a la hora del cálculo de las aceleraciones en el tablero. Este fenómeno que se aprecia en los cálculos realizados ya se recogía en otra fuentes como la tesis de Dominguez, J. [9]. En vista a ello, en este trabajo se ha optado por no reflejar los datos de aceleraciones extraídos de los cálculos. En la figura 3.3 se aprecia lo citado.

En el cálculo de los esfuerzos producidos en la estructura por las cargas de tráfico ferroviario, este fenómeno pierde relevancia, pero se constata que para pasos temporales groseros los resultados obtenidos tampoco son buenos, aunque estos no son tan dependientes del paso temporal como las aceleraciones.

El paso temporal utilizado en los modelos es de 0.01 seg. Con este paso temporal se obtienen buenos resultados y el esfuerzo de cálculo resulta moderado.

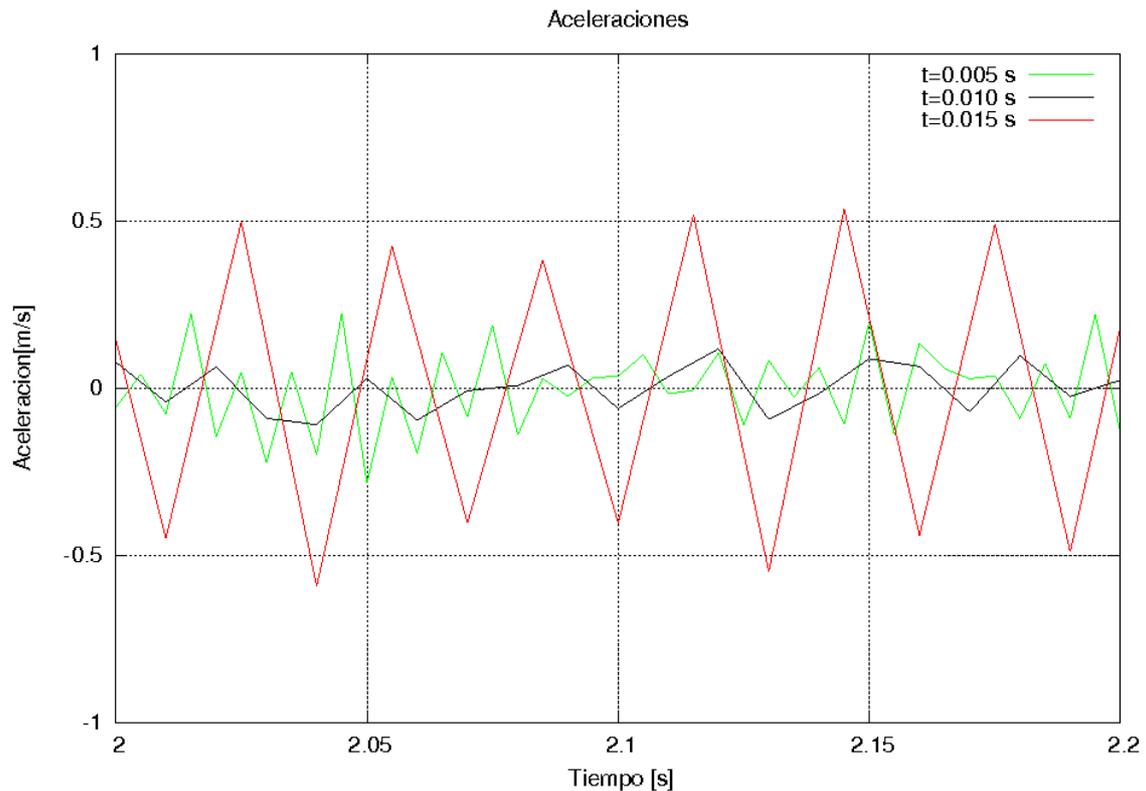


Figura 3.3: Relevancia del paso de integración en el cálculo de aceleraciones

### 3.6.3. Amortiguamiento

Para la elección de la tasa de amortiguamiento respecto al crítico se ha utilizado las prescripciones de IAPF-2007 [8].

El modelo de amortiguamiento utilizado ha sido el de tipo Rayleigh, que es proporcional a la masa y a la rigidez de la estructura. La influencia de la masa y la rigidez en el amortiguamiento depende de la frecuencia como se puede observar en la figura 3.4.

Para la evaluación del amortiguamiento se han tenido en cuenta los valores entre la frecuencia del primer modo hasta la frecuencia del décimo modo de vibración de la estructura. A este respecto, para evaluar la influencia en los resultados de seleccionar una mayor o menor rango de frecuencias, se ha realizado un análisis de sensibilidad multiplicando y dividiendo por dos la frecuencia del décimo modo. Este análisis refleja que las variaciones en los cálculos para los tres casos citados anteriormente son despreciables.

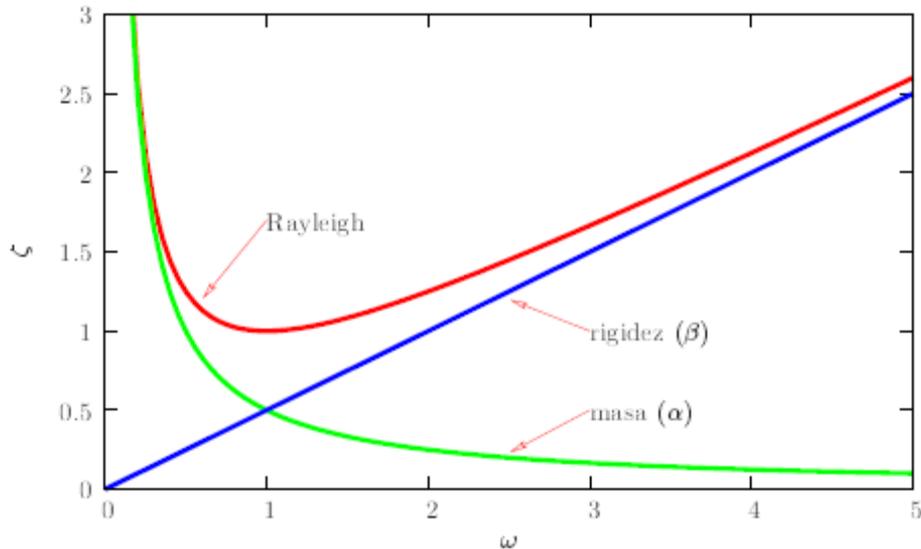


Figura 3.4: Amortiguamiento de Rayleigh proporcional a la masa y a la rigidez de la estructura. Extraído de Apuntes Método Elementos Finitos (Goicolea, J.)

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K \quad (3.4)$$

$$\zeta = \frac{\alpha}{2 \cdot \omega} + \frac{\beta \cdot \omega}{2} \quad (3.5)$$

### 3.6.4. Historia de cargas

La aplicación de las cargas se ha modelizado mediante el método del escalón de cargas. Este método asocia para cada nodo, en un instante dado, la carga aplicada bien porque esta está actuando sobre él, bien porque se encuentra entre dos nodos y se reparte de manera proporcional entre estos.

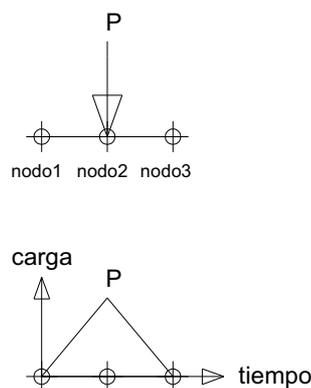


Figura 3.5: Escalón de carga. Elaboración propia

La historia de cargas asociada a cada modelo se ha programado en lenguaje Octave [1] e implementado a los modelos de elementos finitos. La historia de cargas depende de la velocidad de circulación del tren, de la geometría de este y de la discretización realizada de la estructura. Todo esto conlleva que sea única para cada modelo de carga y velocidad.

### 3.6.5. Análisis modal

A todas las estructuras objeto de estudio se les ha realizado un análisis modal mediante elementos finitos. Obtenidas las frecuencias propias de los modos de vibración de la estructura podemos tener una idea de cuáles serán las velocidades de paso de las cargas para las que se producirá un mayor efecto dinámico, a estas velocidades nos referiremos como velocidades críticas.

El análisis modal también nos sirve para fijar las frecuencias hasta las cuales tendremos en cuenta el amortiguamiento. A título informativo se muestran a continuación los valores de las cinco frecuencias asociadas a los cinco primeros modos de vibración de las estructuras estudiadas.

#### a) Estructuras isostáticas

	1er modo	2do modo	3er modo	4to modo	5to modo
1v_20	6.11	24.07	52.85	59.98	90.96
1v_30	4.85	19.11	41.94	47.13	72.14
1v_40	3.29	13	28.69	36.31	49.68
1v_50	2.5	9.9	21.91	29.99	38.09
1v_60	1.89	7.53	16.72	25.43	29.19
1v_70	1.58	6.28	13.96	22.12	24.4

Cuadro 3.4: Valor de las frecuencias, en Hz, de los cinco primeros modos de vibración para las estructuras isostáticas estudiadas.

#### b) Estructuras continuas

	1er modo	2do modo	3er modo	4to modo	5to modo
3v_20	8.08	13.18	15.83	29.94	45.05
3v_30	6.42	10.47	12.57	23.77	35.75
3v_40	4.35	7.1	8.53	16.18	24.41
3v_50	3.31	5.4	6.48	12.32	18.63
3v_60	2.51	4.1	4.92	9.38	14.2
3v_70	2.09	3.42	4.1	7.82	11.85

Cuadro 3.5: Valor de las frecuencias, en Hz, de los cinco primeros modos de vibración para las estructuras hiperestáticas estudiadas

### 3.7. VELOCIDADES CRITICAS

Nos referimos a velocidades críticas como las velocidades de paso de las cargas que pueden provocar la mayor amplificación dinámica en la estructura.

En estructuras isostáticas ferroviarias sometidas a flexión se afirma en diversas referencias como [12] que el primer modo de flexión es el predominante en el comportamiento dinámico de estas estructuras. Este primer modo es representativo de flexión del mismo signo en toda la estructura.



Figura 3.6: Primer modo de vibración de una viga isostática

En estructuras continuas de tres vanos como las analizadas, y dadas las condiciones geométricas de las cargas, parece razonable pensar que el modo predominante en el comportamiento dinámico sea el tercer modo, que representa flexión del mismo signo en toda la estructura.

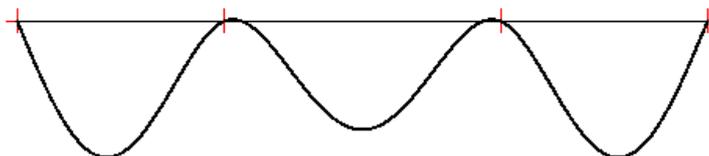


Figura 3.7: Tercer modo de vibración de una viga continua de tres vanos

Conociendo el espaciamiento de las cargas, que en este caso podemos evaluar como la longitud de los vagones, y las frecuencias propias de la estructura podemos obtener las velocidades a las que presumiblemente se producirán los mayores incrementos dinámicos con (2.5). Cabe citar, que esta es una visión simplificada del problema y no en todos los casos estas velocidades obtenidas coincidirán con las velocidades críticas reales.

#### a) Estructuras isostáticas

Para C4 ( $D_K=10$  m)

	V_crit1	V_crit2	V_crit3	V_crit4	V_crit5
1v_20	219.96	109.98	73.32	54.99	43.99
1v_30	174.60	87.30	58.20	43.65	34.92
1v_40	118.44	59.22	39.48	29.61	23.69
1v_50	90.00	45.00	30.00	22.50	18.00
1v_60	68.04	34.02	22.68	17.01	13.61
1v_70	56.88	28.44	18.96	14.22	11.38

Cuadro 3.6: Velocidades críticas, en Km/h, para estructuras isostáticas estudiadas sometidas a tráfico C4

Para D4 ( $D_K=11.35$  m)

	V_crit1	V_crit2	V_crit3	V_crit4	V_crit5
1v_20	249.65	124.83	83.22	62.41	49.93
1v_30	198.17	99.09	66.06	49.54	39.63
1v_40	134.43	67.21	44.81	33.61	26.89
1v_50	102.15	51.08	34.05	25.54	20.43
1v_60	77.23	38.61	25.74	19.31	15.45
1v_70	64.56	32.28	21.52	16.14	12.91

Cuadro 3.7: Velocidades críticas, en Km/h, para estructuras isostáticas estudiadas sometidas a tráfico D4

## b) Estructuras tres vanos

Para C4 ( $D_K=10$  m)

	V_crit1	V_crit2	V_crit3	V_crit4	V_crit5
<b>3v_20</b>	569.88	284.94	189.96	142.47	113.98
<b>3v_30</b>	452.52	226.26	150.84	113.13	90.50
<b>3v_40</b>	307.08	153.54	102.36	76.77	61.42
<b>3v_50</b>	233.28	116.64	77.76	58.32	46.66
<b>3v_60</b>	177.12	88.56	59.04	44.28	35.42
<b>3v_70</b>	147.60	73.80	49.20	36.90	29.52

Cuadro 3.8: Velocidades críticas, en Km/h, para estructuras hiperestáticas estudiadas sometidas a tráfico C4

Para D4 ( $D_K=11.35$  m)

	V_crit1	V_crit2	V_crit3	V_crit4	V_crit5
<b>3v_20</b>	646.81	323.41	215.60	161.70	129.36
<b>3v_30</b>	513.61	256.81	171.20	128.40	102.72
<b>3v_40</b>	348.54	174.27	116.18	87.13	69.71
<b>3v_50</b>	264.77	132.39	88.26	66.19	52.95
<b>3v_60</b>	201.03	100.52	67.01	50.26	40.21
<b>3v_70</b>	167.53	83.76	55.84	41.88	33.51

Cuadro 3.9: Velocidades críticas, en Km/h, para estructuras hiperestáticas estudiadas sometidas a tráfico D4

## 4. RESULTADOS DE LOS MODELOS DE CALCULO

En este capítulo se repasa los resultados obtenidos de los cálculos realizados.

### 4.1. CASOS ESTUDIADOS

#### 4.1.1. Análisis estático

Obtención del coeficiente  $\alpha$  (3.1, 3.2) para los siguientes casos:

- Estructuras biapoyadas para  $L=20, 30, 40, 50, 60$  y  $70$  m. sometidas a la acción de modelos de carga C4, D4 y UIC71. Calculo de los momentos flectores en centro de vano.
- Estructuras de tres vanos ( $0.75L+L+0.75L$ ) para  $L=20, 30, 40, 50, 60$  y  $70$  m. sometidas a la acción de modelos de carga C4, D4, UIC71 y SW0. Calculo de los momentos flectores en centro de vano central y en apoyos centrales.

#### 4.1.2. Análisis dinámico y cuasiestático

Obtención del coeficiente  $\varphi'$  (3.3) y  $\Phi$  (2.14) para los siguientes casos:

- Estructuras biapoyadas para  $L=20, 30, 40, 50, 60$  y  $70$  m sometidas a la acción de modelos de carga C4 y D4. Las velocidades de circulación de C4 oscilan de 20 a 200 Km/h, en el caso de D4 oscilan de 20 a 160 Km/h. Calculo de los momentos flectores en centro de vano.
- Estructuras de tres vanos ( $0.75L+L+0.75L$ ) para  $L=20, 30, 40, 50, 60$  y  $70$  m sometidas a la acción de modelos de carga C4 y D4. Las velocidades de circulación de C4 oscilan de 20 a 200 Km/h, en el caso de D4 oscilan de 20 a 160 Km/h. Calculo de los momentos flectores en centro de vano central y en apoyos centrales.

### 4.2. RESULTADOS DEL ANALISIS ESTATICO

El resultado de los cálculos estáticos es la obtención del coeficientes  $\alpha$  (3.1, 3.2). En los cuadros 4.1, 4.2 y 4.3 se recogen los resultados del cálculo estático. Se reflejan tanto los momentos máximos obtenidos como los coeficientes  $\alpha$ . Los resultados se recogen de forma grafica en la figuras 4.1, 4.2 y 4.3.

#### 4.2.1. Puentes biapoyados

Vano	M_UIC71	M_D4	$\alpha_{D4}$	M_C4	$\alpha_{C4}$
20	<b>6075</b>	4078	<b>0.671</b>	4000	<b>0.658</b>
30	<b>12295</b>	9163	<b>0.745</b>	9040	<b>0.735</b>
40	<b>20515</b>	16110	<b>0.785</b>	16000	<b>0.780</b>
50	<b>30735</b>	25110	<b>0.817</b>	25040	<b>0.815</b>
60	<b>42955</b>	36163	<b>0.842</b>	36000	<b>0.838</b>
70	<b>57175</b>	49078	<b>0.858</b>	49040	<b>0.858</b>

Cuadro 4.1: Coeficientes  $\alpha$  para el caso de puentes biapoyados. Unidades en KNm

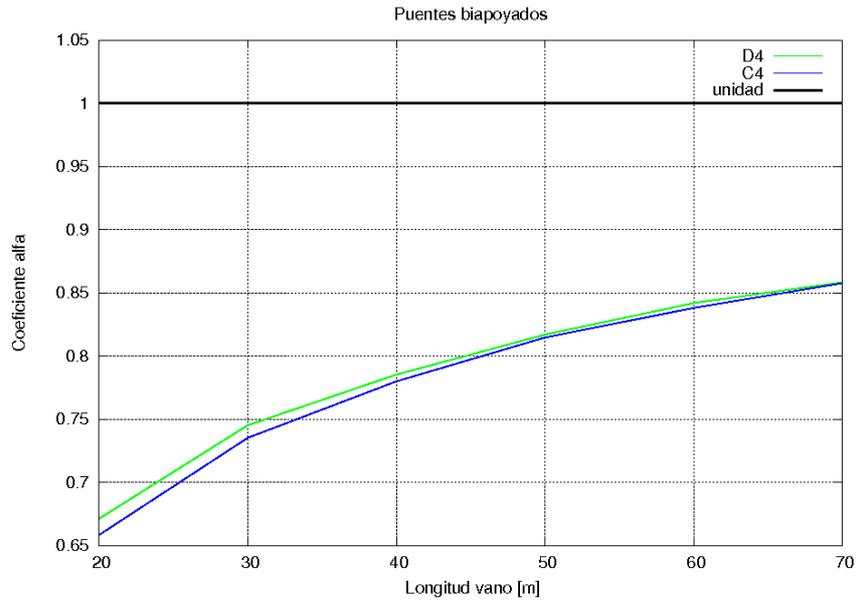


Figura 4.1: Coeficiente alfa para el caso de puentes biapoyados y categoría de línea D4 y C4.

4.2.2. Puentes tres vanos

a) Apoyo

Vano	M_UIC71	M_SW0	M_D4	$\alpha_{D4}$	M_C4	$\alpha_{C4}$
20	-3670	<b>-4256</b>	-2900	0.681	-2880	0.677
30	-7655	<b>-8110</b>	-6535	0.806	-6393	0.788
40	-13048	<b>-14607</b>	-11446	0.784	-11353	0.777
50	-19852	<b>-22182</b>	-17809	0.803	-17704	0.798
60	-28069	<b>-32155</b>	-25626	0.797	-25501	0.793
70	-37699	<b>-42924</b>	-34728	0.809	-34670	0.808

Cuadro 4.2: Coeficientes  $\alpha$  para el caso de puentes de tres vanos en apoyo central. Unidades en KNm.

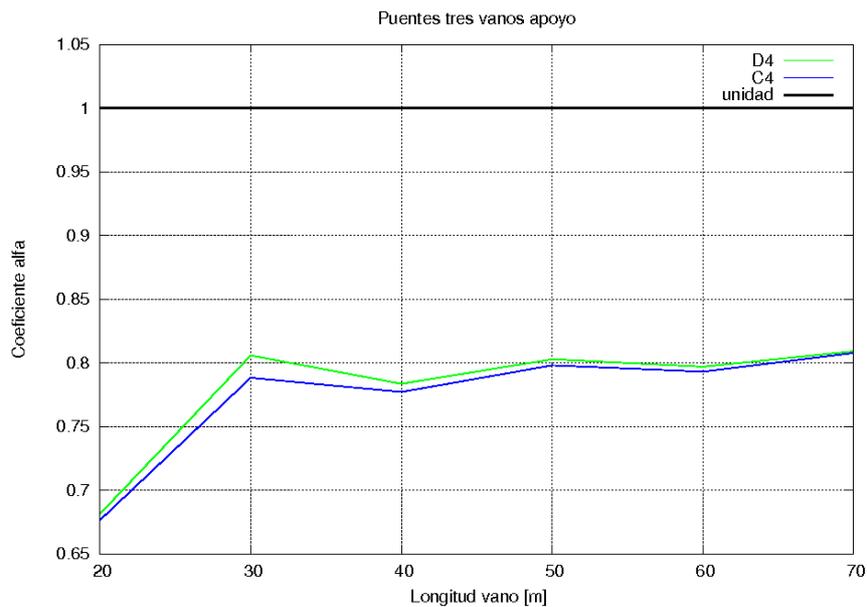


Figura 4.2: Coeficiente alfa para el caso de puentes continuos, en apoyo, y categoría de línea D4 y C4.

## b) Centro vano

Vano	M_UIC71	M_SW0	M_D4	$\alpha_{D4}$	M_C4	$\alpha_{C4}$
20	3514	<b>3533</b>	2332	0.660	2262	0.640
30	<b>7095</b>	6768	5128	0.723	5053	0.712
40	<b>11792</b>	11296	9007	0.764	8929	0.757
50	<b>17603</b>	17506	14000	0.795	13942	0.792
60	24525	<b>25369</b>	20134	0.794	20040	0.790
70	32559	<b>34033</b>	27324	0.803	27275	0.801

Cuadro 4.3: Coeficientes  $\alpha$  para el caso de puentes de tres vanos en centro de vano de vano central. Unidades en KNm.

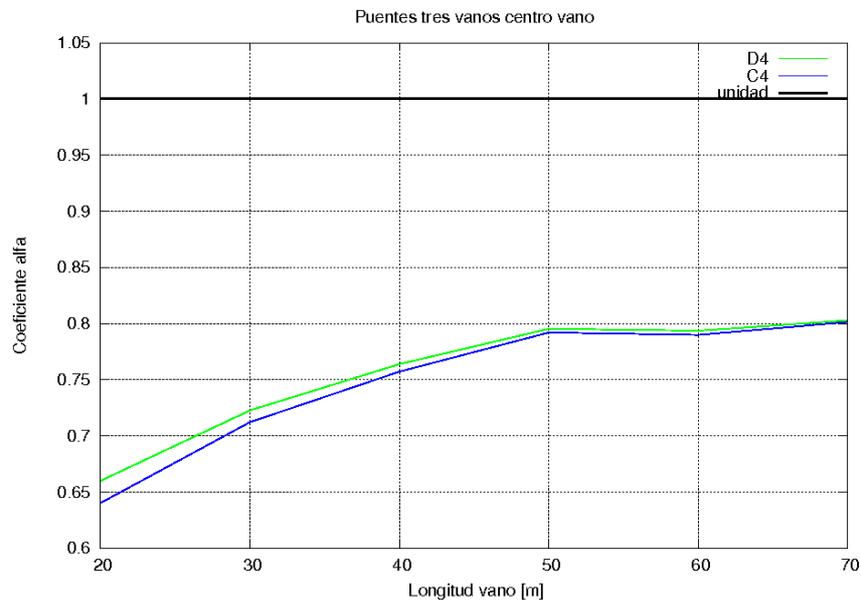


Figura 4.3: Coeficiente alfa para el caso de puentes continuos, en centro vano, y categoría de línea D4 y C4.

Se aprecia que en cualquier caso en coeficiente  $\alpha$  es menor de la unidad, lo que nos indica que los modelos de cálculo de la normativa cubren las categorías de línea EN C4 y D4.

En el anexo A de este documento se pueden encontrar los gráficos obtenidos del cálculo de las envolventes estáticas para cada situación.

#### 4.3. RESULTADOS DEL ANALISIS DINAMICO

Los resultados del análisis dinámico se muestran en el incremento dinámico  $\varphi'$  (3.3) y en el coeficiente de impacto  $\Phi$  (2.6).

##### 4.3.1. Incremento dinámico

En los cuadros 4.4, 4.5, 4.6, 4.7, 4.8 y 4.9 se detallan la tasa de incremento dinámico  $\varphi'$  (3.3) obtenidas. Los resultados también se reflejan gráficamente en la figuras 4.4.

##### 4.3.1.1. Puentes biapoyados

a) D4

Vano	M_D4	Vcrit (Km/h)	M_psest_D4	$\phi'$ _D4
20	4440	140	4060	9.36%
30	10200	100	9070	12.46%
40	17200	65	16000	7.50%
50	26200	50	24900	5.22%
60	36900	75	35800	3.07%
70	51000	65	48600	4.94%

Cuadro 4.4: Coeficiente incremento dinámico para el caso de puentes biapoyados y categoría de línea D4

b) C4

Vano	M_C4	Vcrit (Km/h)	M_psest_C4	$\phi'$ _C4
20	5260	110	4040	30.20%
30	9930	85	9050	9.72%
40	17200	60	16000	7.50%
50	26400	45	25100	5.18%
60	38100	200	36000	5.83%
70	50300	200	49000	2.65%

Cuadro 4.5: Coeficiente incremento dinámico para el caso de puentes biapoyados y categoría de línea C4

## 4.3.1.2. Puentes de tres vanos

Apoyo

a) D4

Vano	M_D4	Vcrit (Km/h)	M_psest_D4	$\phi'$ _D4
20	-3000	160	-2880	4.17%
30	-6550	130	-6480	1.08%
40	-11600	140	-11300	2.65%
50	-17900	110	-17700	1.13%
60	-25800	100	-25600	0.78%
70	-34800	160	-34400	1.16%

Cuadro 4.6: Coeficiente incremento dinámico para el caso de puentes de tres vanos y categoría de línea D4, calculado respecto al apoyo.

b) C4

Vano	M_C4	Vcrit (Km/h)	M_psest_C4	$\phi'$ _C4
20	-2930	140	-2880	1.74%
30	-6510	180	-6390	1.88%
40	-11700	150	-11400	2.63%
50	-17900	200	-17700	1.13%
60	-25600	200	-25500	0.39%
70	-35100	200	-34700	1.15%

Cuadro 4.7: Coeficiente incremento dinámico para el caso de puentes de tres vanos y categoría de línea C4, calculado respecto al apoyo

Centro vano

a) D4

Vano	M_D4	Vcrit (Km/h)	M_psest_D4	$\phi'$ _D4
20	2140	160	1950	9.74%
30	4560	130	4170	9.35%
40	7600	160	7460	1.88%
50	12000	140	11600	3.45%
60	17000	100	16600	2.41%
70	23100	160	22500	2.67%

Cuadro 4.8: Coeficiente incremento dinámico para el caso de puentes de tres vanos y categoría de línea D4, calculado respecto a centro de vano central.

a) C4

Vano	M_C4	Vcrit (Km/h)	M_psest_C4	$\phi'$ _C4
20	2140	140	1910	12.04%
30	4270	120	4190	1.91%
40	8050	150	7490	7.48%
50	12000	200	11600	3.45%
60	17200	200	16800	2.38%
70	23300	200	22700	2.64%

Cuadro 4.9: Coeficientes incremento dinámico para el caso de puentes de tres vanos y categoría de línea C4, calculado en centro de vano central.

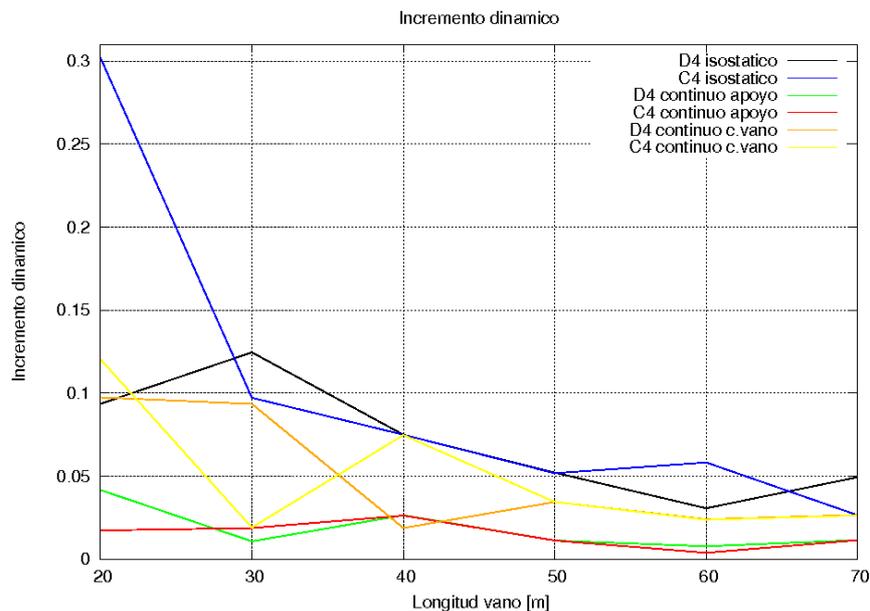


Figura 4.4: Coeficiente incremento dinámico, en tanto por uno, para los casos estudiados.

### 4.3.2. Coeficientes de impacto

En las figuras 4.10, 4.11 y 4.12 se reflejan los coeficientes de impacto calculados. Los resultados de estos cuadros se muestran en forma de grafica en las figuras 4.5, 4.6 y 4.7.

4.3.2.1. Puentes biapoyados

Vano	$\alpha_{est\_D4}$	inc din D4	total_D4	$\alpha_{est\_C4}$	inc din C4	total_C4
20	0.671	1.094	0.734	0.658	1.302	0.857
30	0.745	1.125	0.838	0.735	1.097	0.807
40	0.785	1.075	0.844	0.780	1.075	0.838
50	0.817	1.052	0.860	0.815	1.052	0.857
60	0.842	1.031	0.868	0.838	1.058	0.887
70	0.858	1.049	0.901	0.858	1.027	0.880

Cuadro 4.10: Coeficiente de impacto para el caso de puentes biapoyados y categoría de línea D4 y C4.

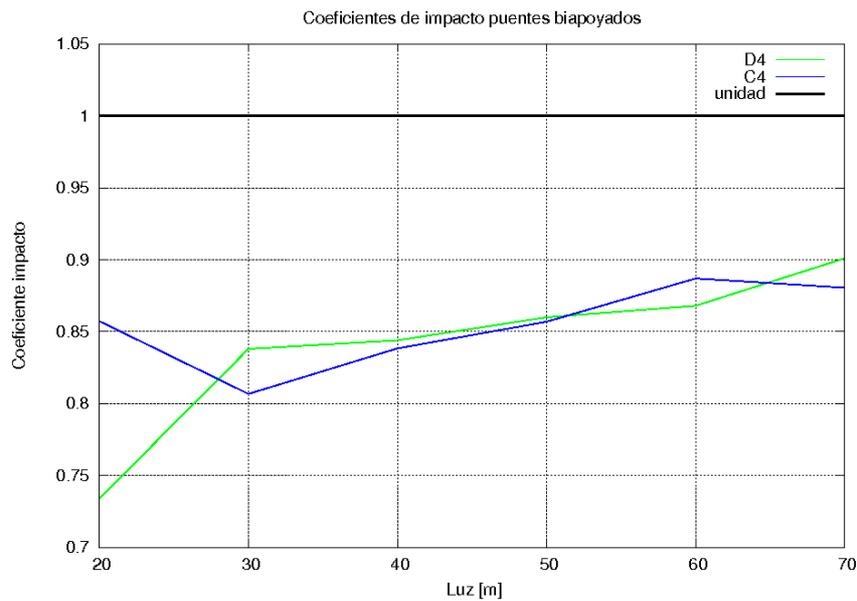


Figura 4.5: Coeficiente de impacto para el caso de puentes biapoyados y categoría de línea D4 y C4.

4.3.2.2. Puentes tres vanos

Apoyo

Vano	$\alpha_{est\_D4}$	inc din D4	$\Phi_{D4}$	$\alpha_{est\_C4}$	inc din C4	$\Phi_{C4}$
20	0.681	1.042	0.710	0.677	1.017	0.688
30	0.806	1.011	0.815	0.788	1.019	0.803
40	0.784	1.027	0.804	0.777	1.026	0.798
50	0.803	1.011	0.812	0.798	1.011	0.807
60	0.797	1.008	0.803	0.793	1.004	0.796
70	0.809	1.012	0.818	0.808	1.012	0.817

Cuadro 4.11: Coeficiente de impacto para el caso de puentes de tres vanos y categoría de línea D4 y C4, calculado respecto al apoyo central.

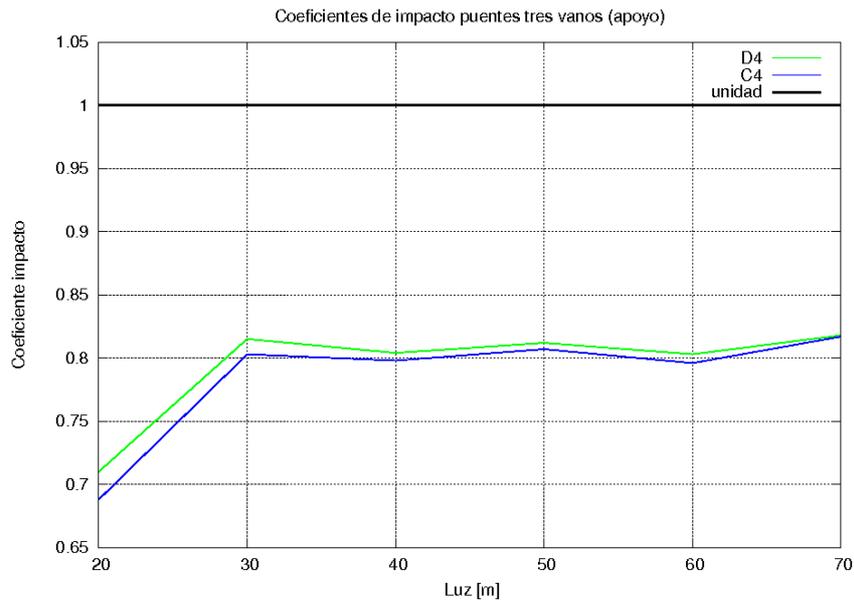


Figura 4.6: Coeficiente de impacto para el caso de puentes de tres vanos y categoría de línea D4 y C4, calculado respecto al apoyo central.

Centro vano

Vano	$\alpha_{est\_D4}$	inc din D4	$\Phi_{D4}$	$\alpha_{est\_C4}$	inc din C4	$\Phi_{C4}$
20	0.660	1.097	0.724	0.640	1.120	0.717
30	0.723	1.094	0.790	0.712	1.019	0.726
40	0.764	1.019	0.778	0.757	1.075	0.814
50	0.795	1.034	0.823	0.792	1.034	0.819
60	0.794	1.024	0.813	0.790	1.024	0.809
70	0.803	1.027	0.824	0.801	1.026	0.823

Cuadro 4.12: Coeficiente de impacto para el caso de puentes de tres vanos y categoría de línea D4 y C4, calculado respecto al centro de vano central.

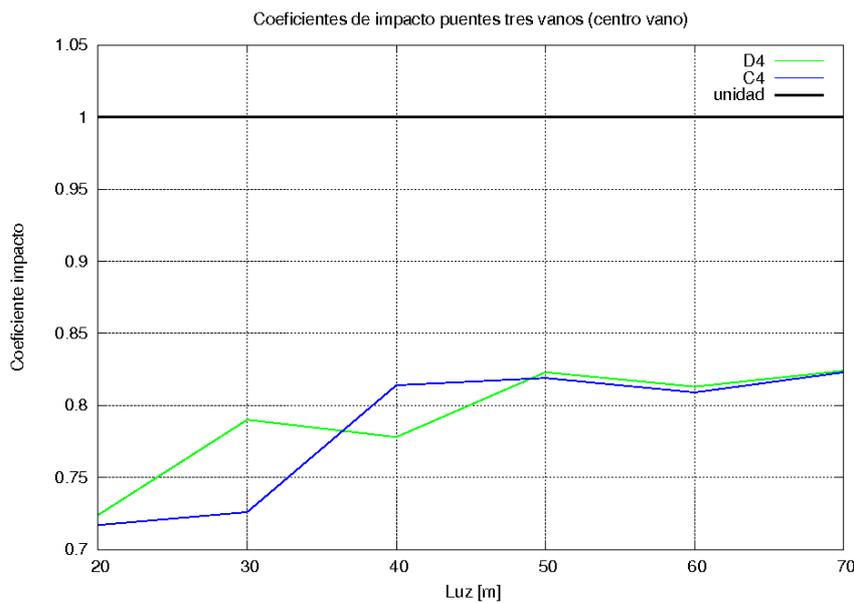


Figura 4.7: Coeficiente de impacto para el caso de puentes de tres vanos y categoría de línea D4 y C4, calculado respecto al centro de vano central.

En el anexo B de este documento se pueden encontrar los gráficos obtenidos del cálculo dinámico y cuasiestático para cada situación.

#### 4.4. ANALISIS DE RESULTADOS ESTATICOS

A la vista de los resultados obtenidos anteriormente del cálculo estático (Cuadros 4.1, 4.2, 4.3 y figuras 4.1, 4.2 y 4.3) podemos observar que en ningún caso el coeficiente  $\alpha$  es mayor de 1. Esto significa que los efectos, a nivel estático, de las cargas debidas a la categoría de línea C4 y D4 siempre están cubiertas por las envolventes de los modelos de carga UIC71 y SW0.

El resultado obtenido cae dentro de la lógica si se piensa que las cargas por metro de los trenes C4 y D4 son en ambos casos de 80 KN/m que quedan cubiertas tanto por el UIC71 como por el SW0, que presentan cargas por metro lineal mayores.

En ningún caso se obtienen coeficientes  $\alpha$  superiores a 0.9, siendo en máximo 0.858, por lo que como mínimo, se tiene un factor de seguridad del 16%.

Además, podemos observar que los coeficientes  $\alpha$  obtenidos para los casos de C4 y D4 son muy semejantes, aunque el D4 siempre obtienen unos esfuerzos mayores, estos en algunos casos apenas suponen incremento respecto a los del C4.

#### 4.5. ANALISIS DE RESULTADOS DINAMICOS

Los resultados del análisis dinámico (Cuadros 4.4, 4.5, 4.6, 4.7, 4.8, 4.9, 4.10, 4.11, 4.12 y figuras 4.4, 4.5, 4.6 y 4.7) constatan que el incremento dinámico que las cargas C4 y D4 en el rango de velocidades consideradas provocan en las estructuras estudiadas queda cubierto por los trenes de cálculo UIC71 y SW0.

Este hecho se constata porque en ningún caso el coeficiente de impacto  $\Phi$  supera la unidad.

Es interesante observar los incrementos dinámicos. En los puentes biapoyados se observan algunos casos de incrementos dinámicos importantes, incluso por encima de 30%. Comparativamente, los incrementos dinámicos de las estructuras continuas son menores, lo cual es de esperar ya que los mecanismos hiperestáticos atenúan el efecto dinámico, sobre todo en lo referente a los apoyos donde en ningún caso se supera el 3%.

En ninguno de los casos se obtienen resultados por encima de 0.91, siendo el mayor 0.901, por lo que en el peor de los casos se tiene un factor de seguridad del 11%.

## 5. CONCLUSIONES

A la vista de los resultados obtenidos en el análisis efectuado en este trabajo se puede asegurar que en los puentes estudiados se puede garantizar, como mínimo, una categoría de línea C4 a 200 Km/h y/o D4 a 160 Km/h. Además esto se verifica con unos márgenes de seguridad bastante amplios.

El desarrollo de este trabajo indica que las estructuras que se han efectuado con los criterios de diseño de [11] garantizan, como mínimo, las categorías de línea descritas.

Atendiendo a los resultados de este estudio y a otros como [7] se observa que en puentes isostáticos o puentes con grados de hiperestatismo bajos (uno o dos) los efectos que los modelos de carga más exigentes definidos en [6] se aproximan mas a los efectos de los modelos de carga de [11] en lo referente a efectos estáticos. Además, este tipo de estructuras son más susceptibles a sufrir elevados incrementos dinámicos como ya se comento con anterioridad.

Este razonamiento nos lleva a pensar que puentes con un numero de vanos importantes, como suelen ser los habituales en las vías de ferrocarril, y unos criterios de diseño convencionales garanticen las categorías de línea más exigentes con casi total seguridad, aunque para cada caso concreto deberá realizarse el estudio pertinente.

**ANEXO A: RESULTADO DE ENVOLVENTES ESTATICAS****Puente isostático de 20 metros**

- C4.  $M_{max} = 4000 \text{ KNm}$

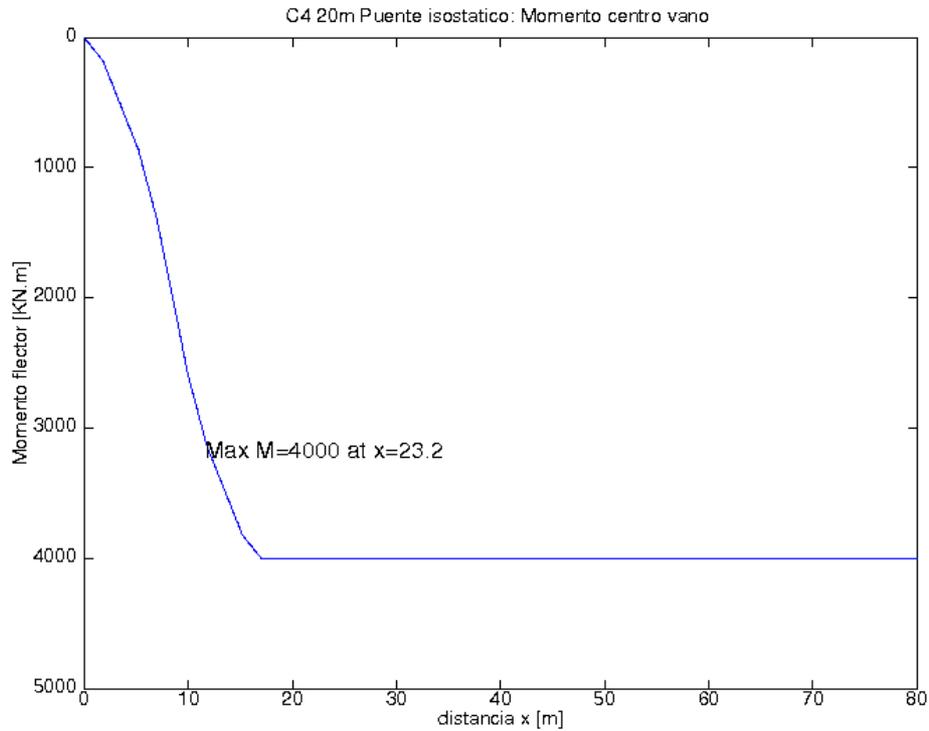


Figura A.1: Puente biapoyado de 20 metros bajo tráfico C4.

- D4.  $M_{max} = 4078.125 \text{ KNm}$

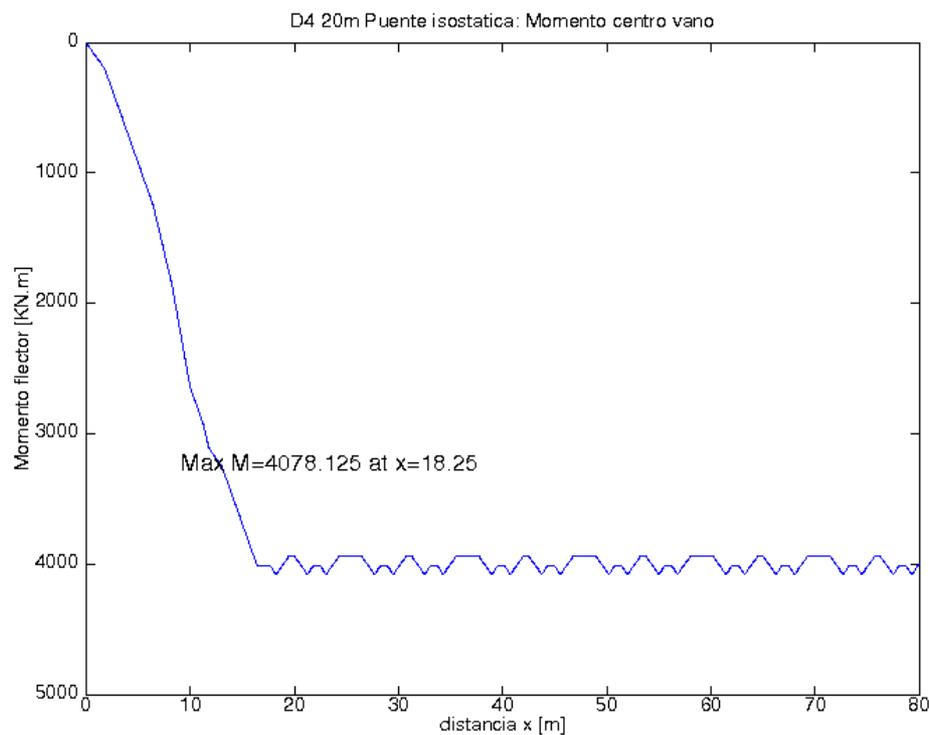


Figura A.2: Puente biapoyado de 20 metros bajo tráfico D4.

- UIC71. Mmax= 6075.2 KNm

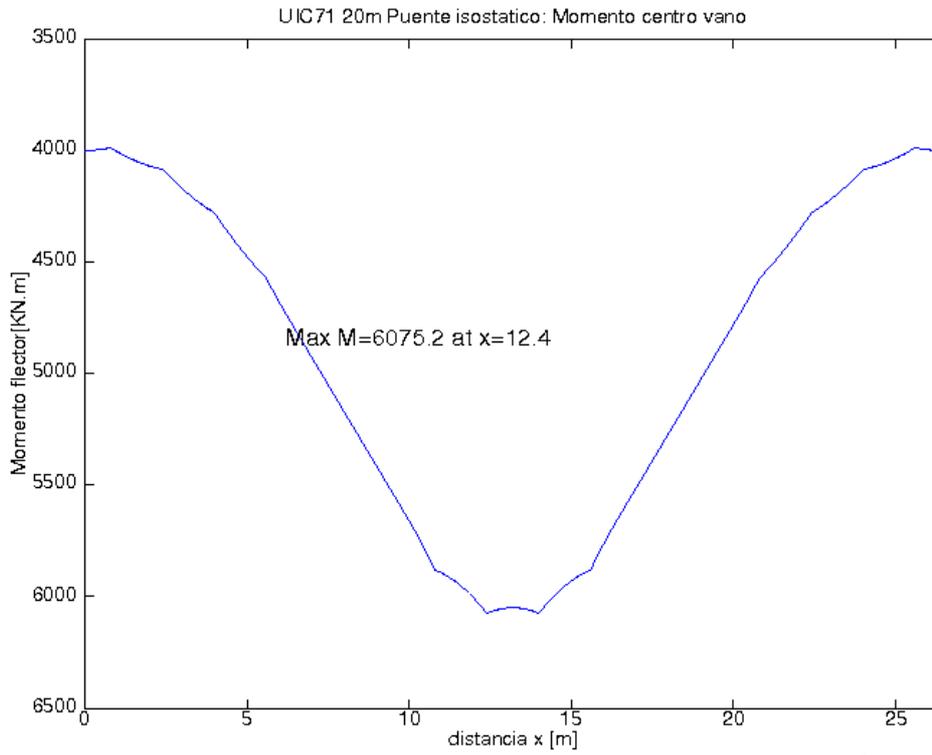


Figura A.3: Puente biapoyado de 20 metros, bajo modelo carga UIC71

**Puente isostático de 30 metros**

- C4.  $M_{max}=9040$  KNm

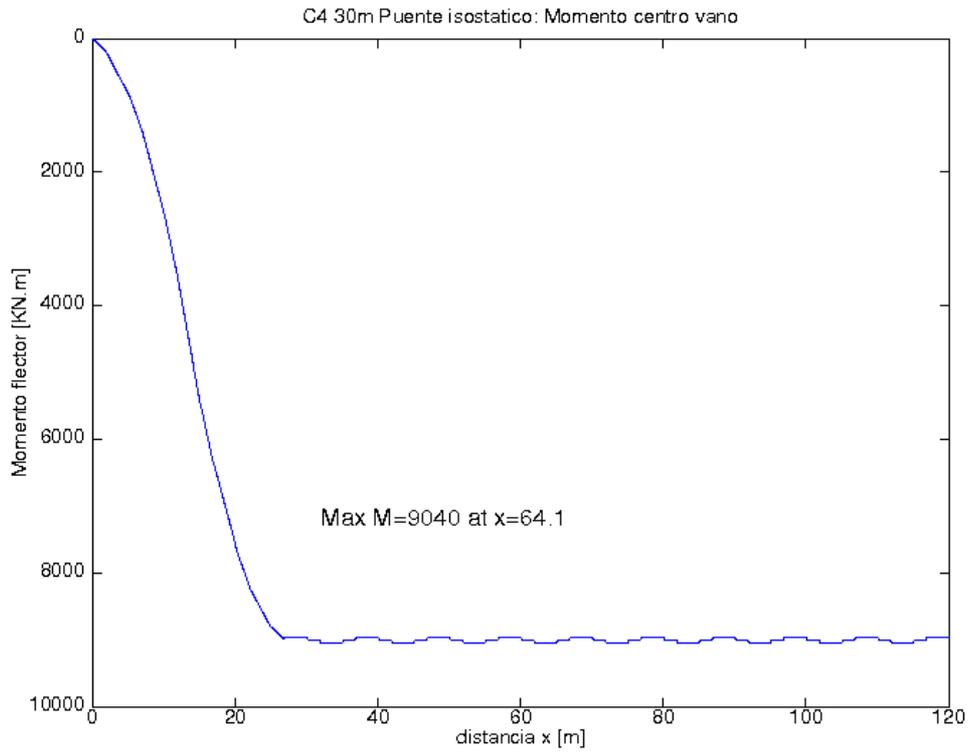


Figura A.4: Puente biapoyado de 30 metros bajo tráfico C4

- D4.  $M_{max}= 9163.125$  KNm

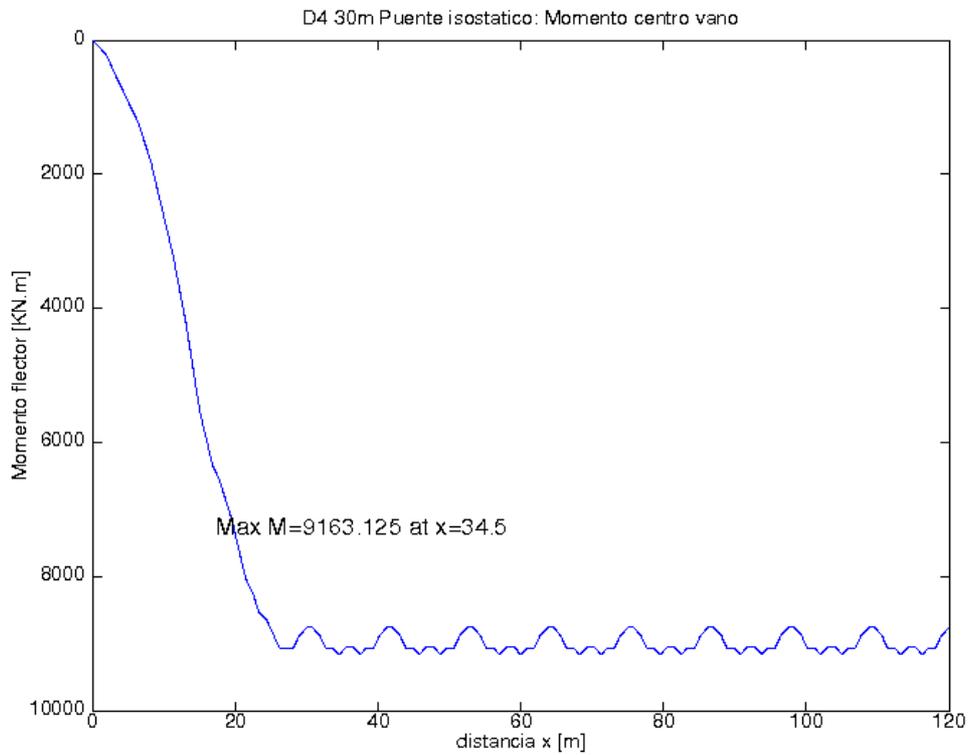


Figura A.5: Puente biapoyado de 30 metros bajo tráfico D4

- UIC71. Mmax= 12295.2 KNm

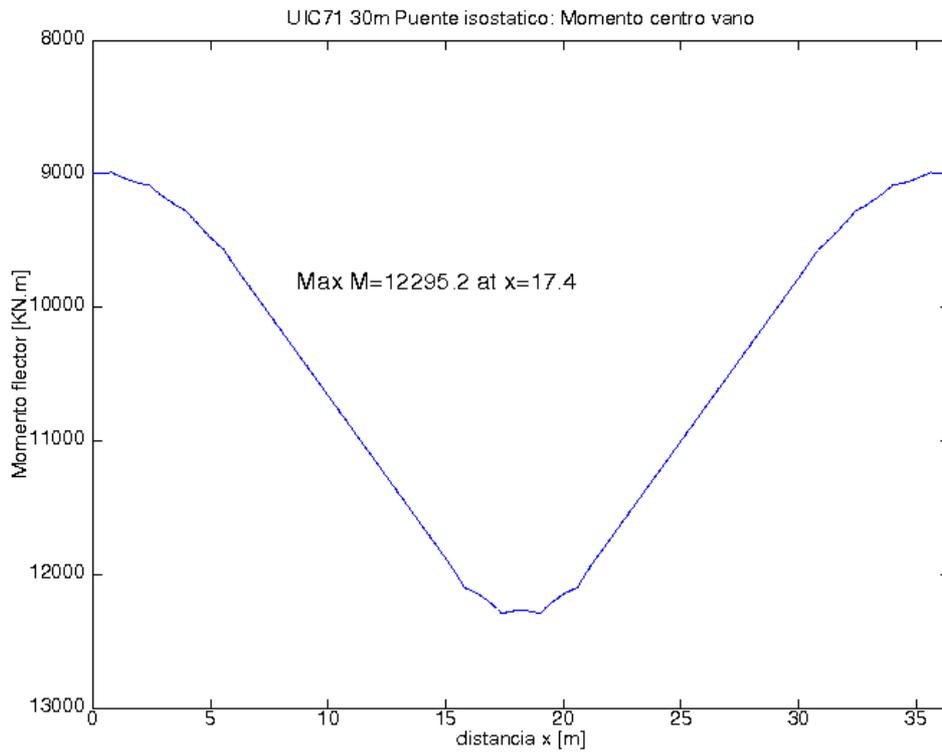


Figura A.6: Puente biapoyado de 30 metros bajo modelo tráfico UIC71

**Puente isostático de 40 metros**

- C4.  $M_{max} = 16000 \text{ KNm}$

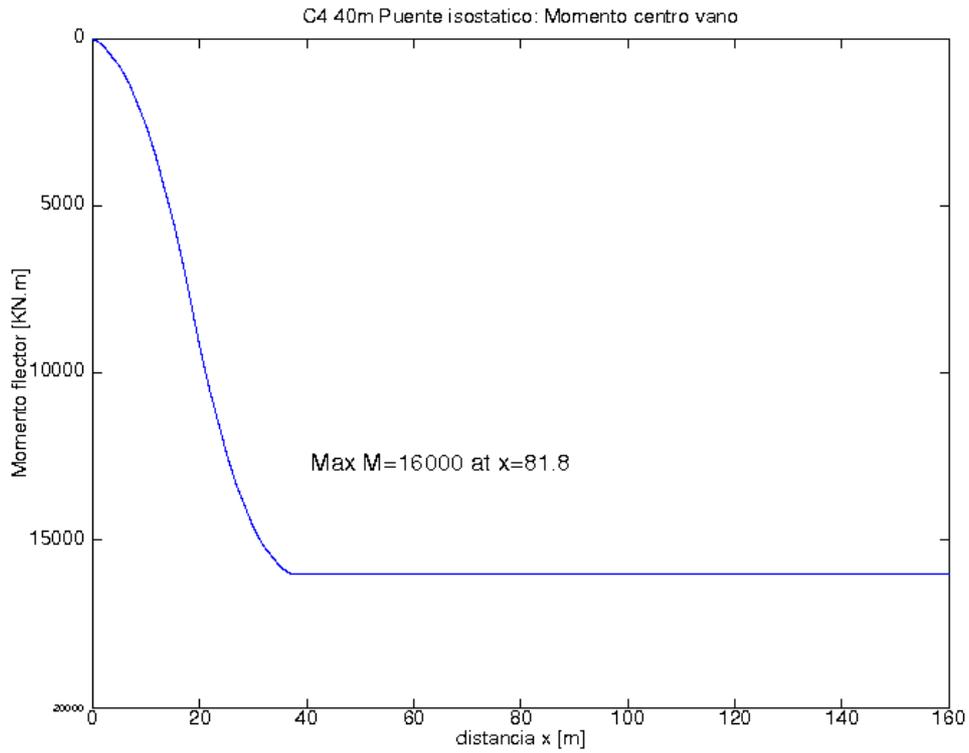


Figura A.7: Puente biapoyado de 40 metros bajo tráfico C4

- D4.  $M_{max} = 16110 \text{ KNm}$

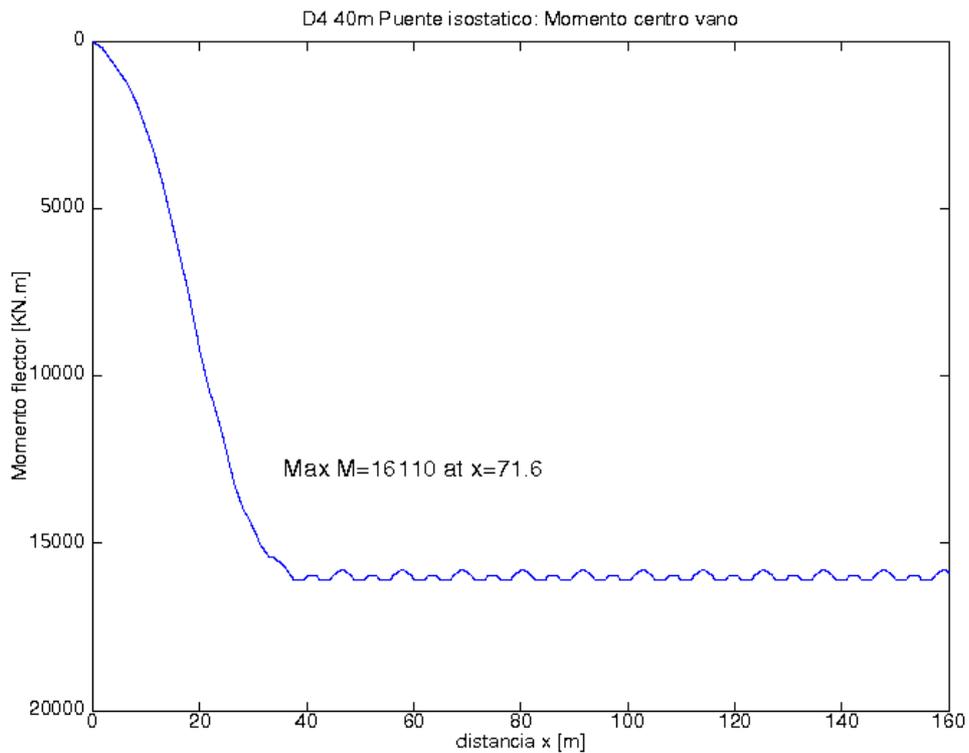


Figura A.8: Puente biapoyado de 40 metros bajo tráfico D4

- UIC71.  $M_{max} = 20515.2 \text{ KNm}$

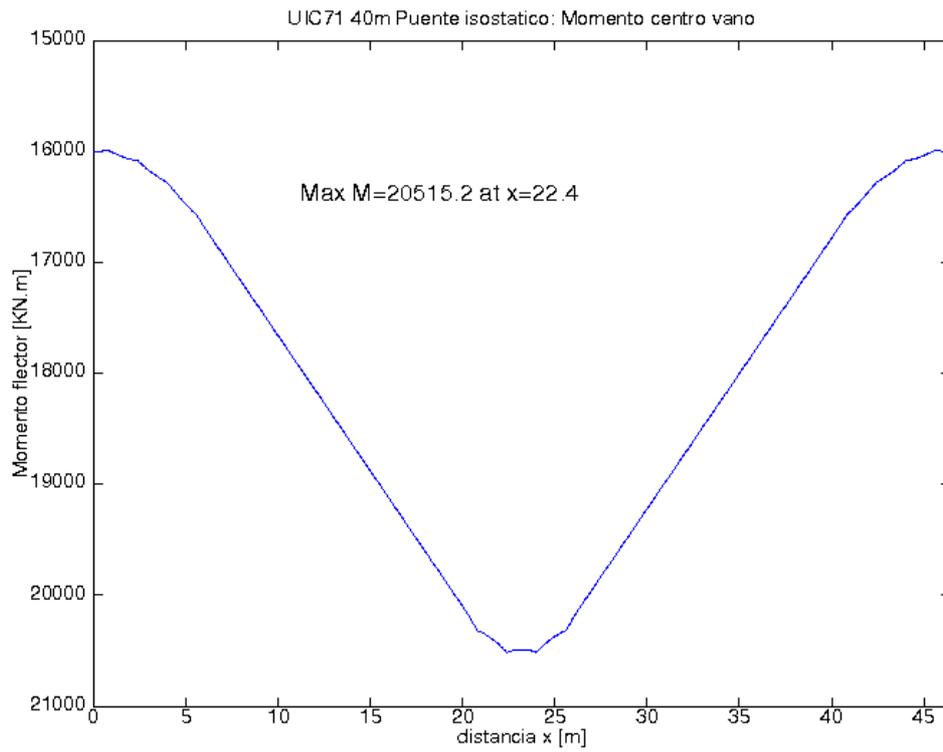


Figura A.9: Puente biapoyado de 40 metros bajo modelo carga UIC71

**Puente isostático 50 m**

- C4.  $M_{max} = 25040 \text{ KNm}$

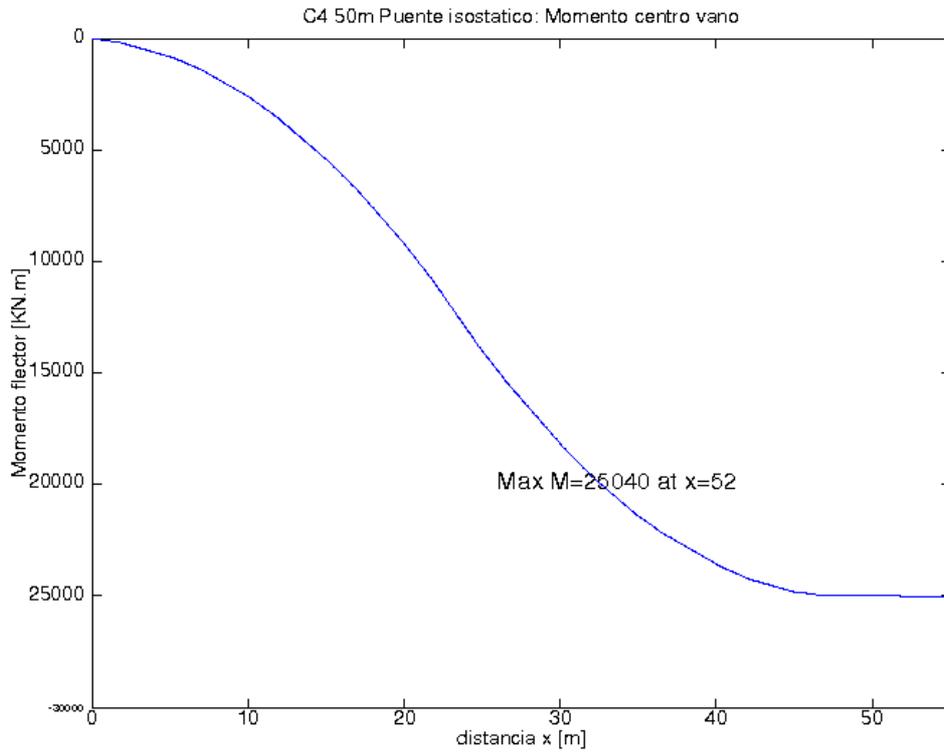


Figura A.10: Puente biapoyado de 50 metros bajo tráfico C4

- D4.  $M_{max} = 25110 \text{ KNm}$

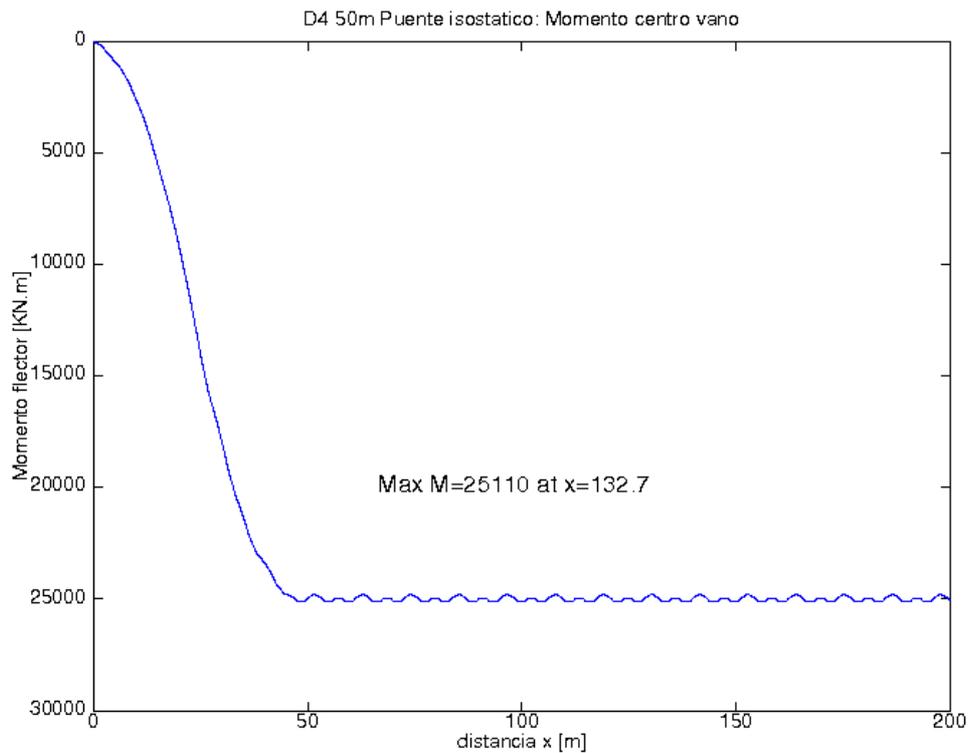


Figura A.11: Puente biapoyado de 50 metros bajo tráfico D4

- UIC71. Mmax= 30735.2 KNm

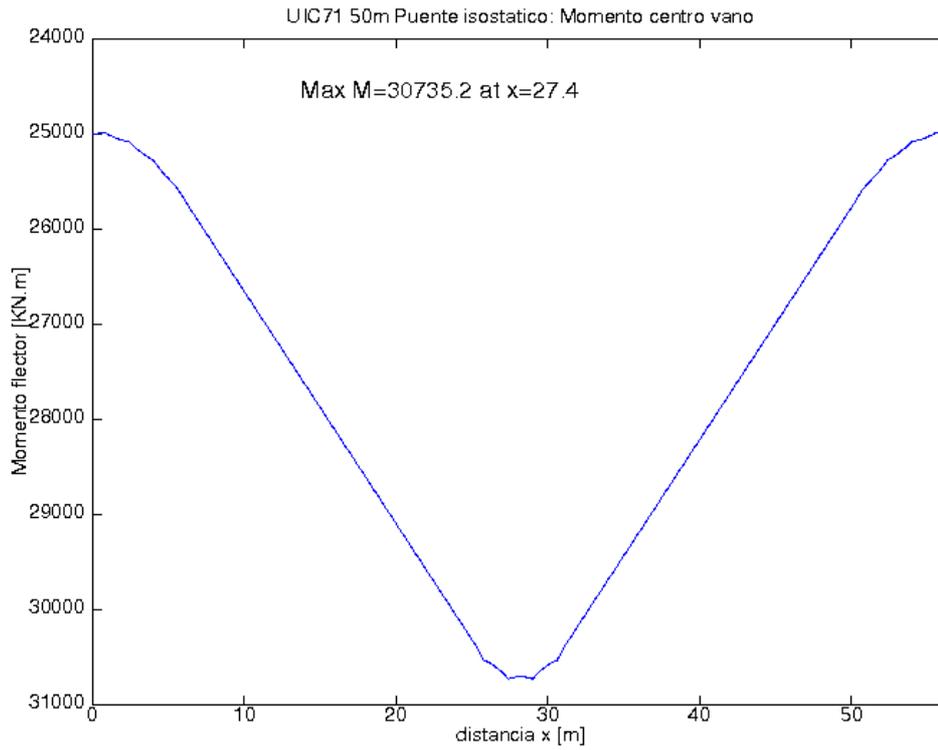


Figura A.12: Puente biapoyado de 50 metros bajo modelo carga UIC71

**Puente isostático 60 m**

- C4.  $M_{max} = 36000 \text{ KNm}$

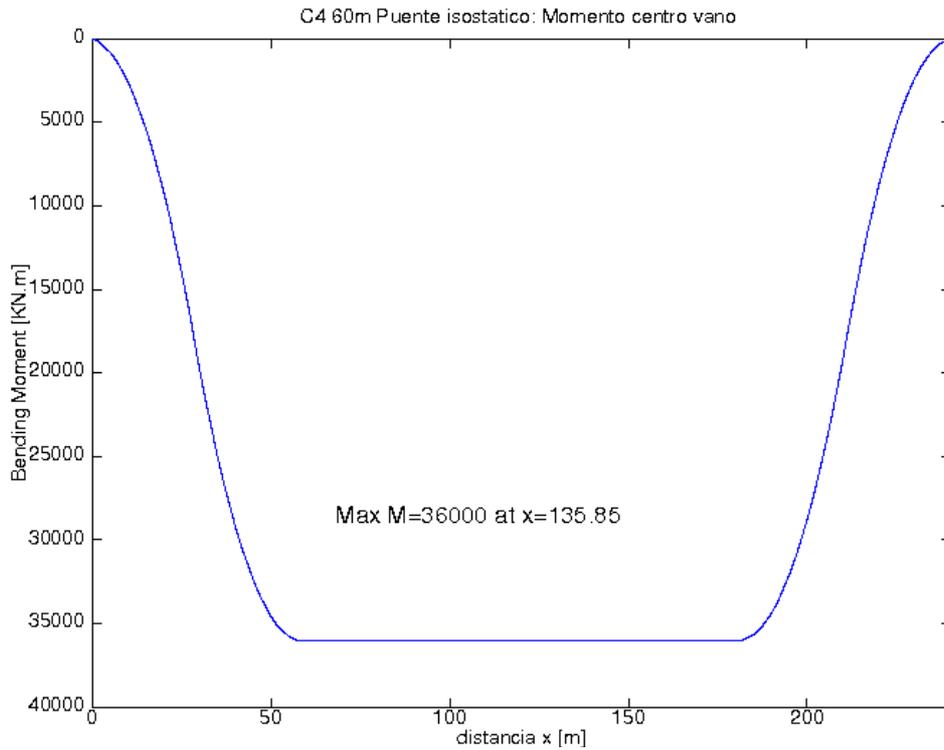


Figura A.13: Puente biapoyado de 60 metros bajo tráfico C4

- D4.  $M_{max} = 36163.12 \text{ KNm}$

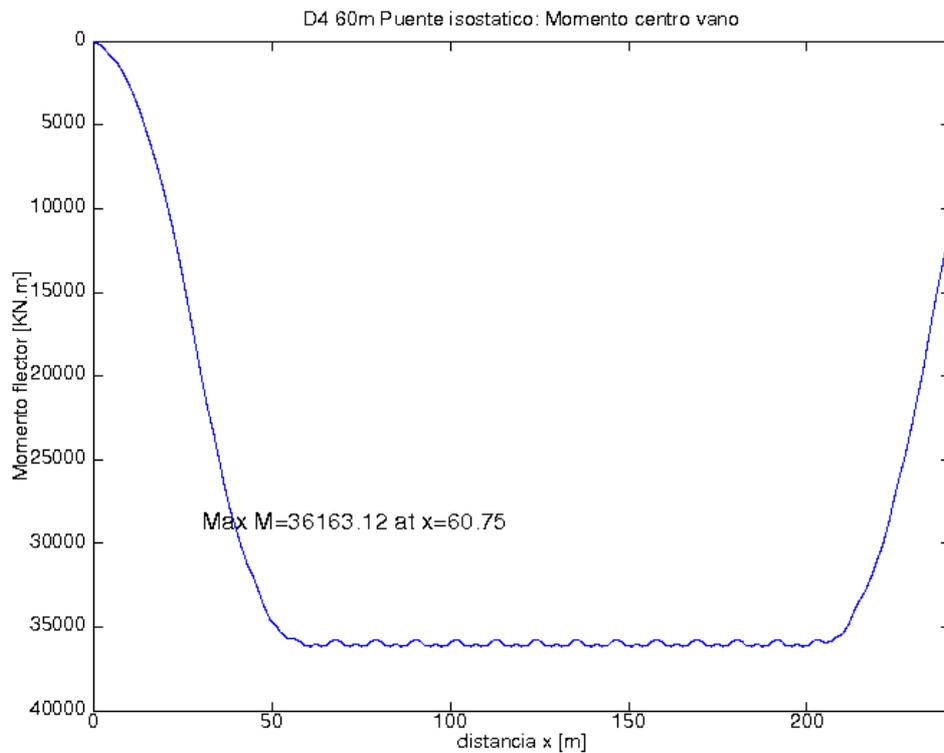


Figura A.14: Puente biapoyado de 60 metros bajo tráfico D4

- UIC71.  $M_{max} = 42955.2 \text{ KNm}$

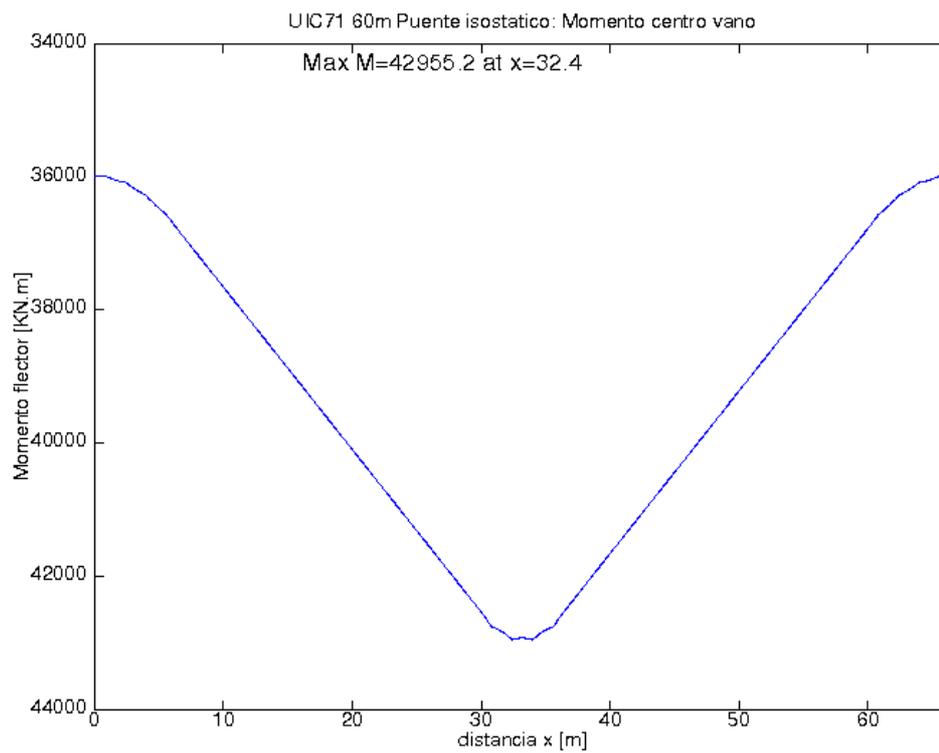


Figura A.15: Puente biapoyado de 60 metros bajo modelo carga UIC71

**Puente isostático 70m**

- C4.  $M_{max}=49040$  KNm

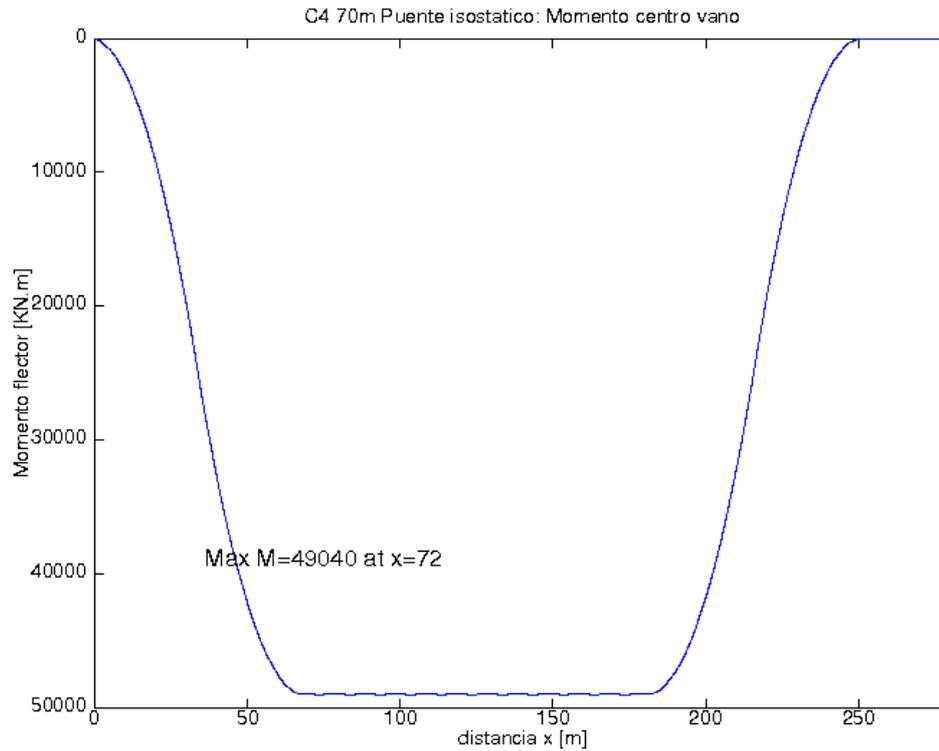


Figura A.16: Puente biapoyado de 70 metros bajo tráfico C4

- D4.  $M_{max} = 49078.12$  KNm

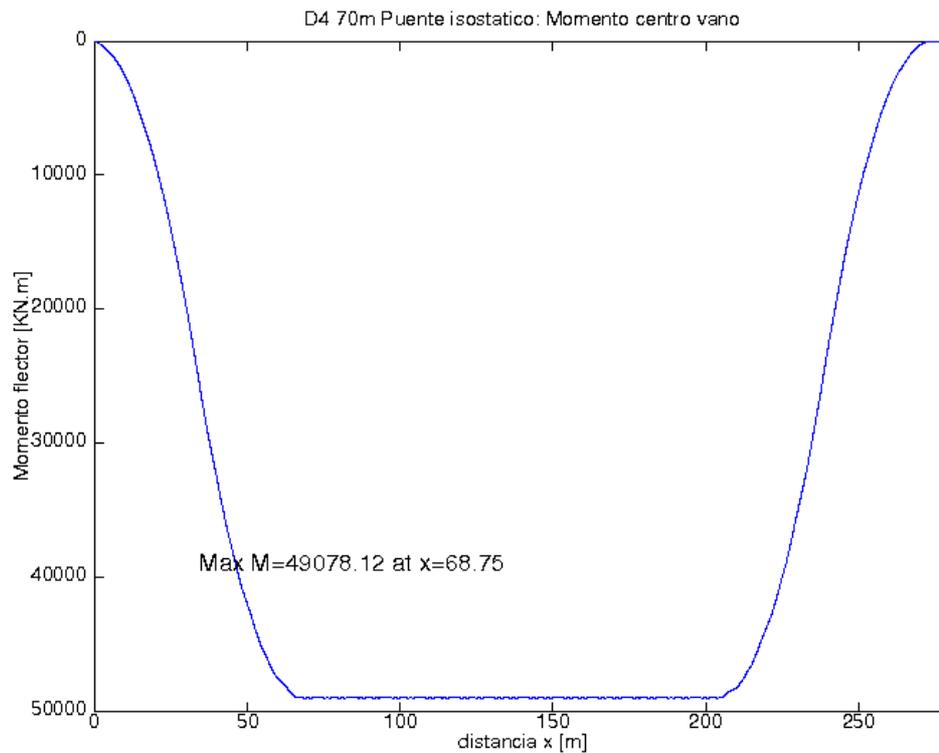


Figura A.17: Puente biapoyado de 70 metros bajo tráfico D4

- UIC71. Mmax= 57174.2 KNm

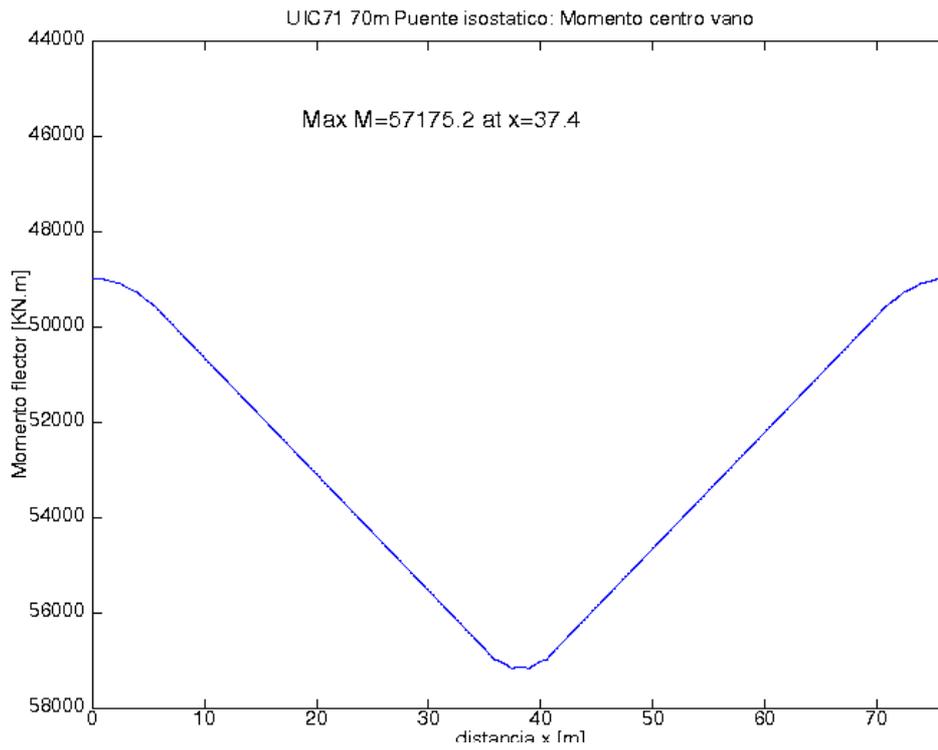


Figura A.18: Puente biapoyado de 70 metros bajo modelo carga UIC71

**Puente de 3 vanos L=20, momento flector en apoyo**

- C4.  $M_{max} = -2879.517$  KNm

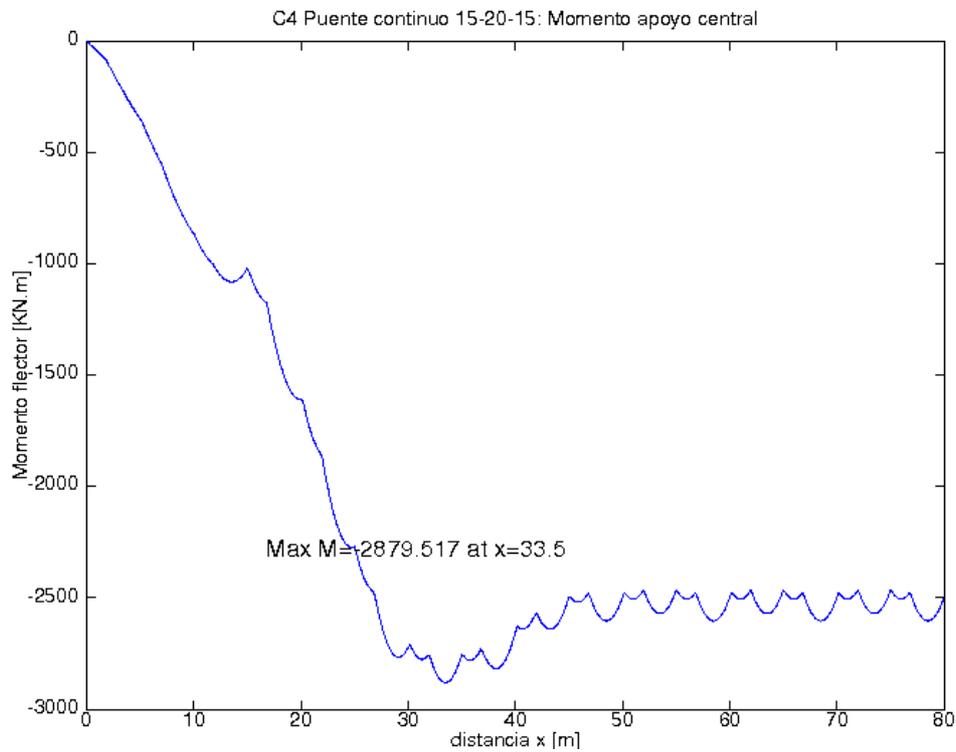


Figura A.19: Puente tres vano L= 20 m bajo tráfico C4, apoyo

- D4.  $M_{max} = -2900.281$  KNm

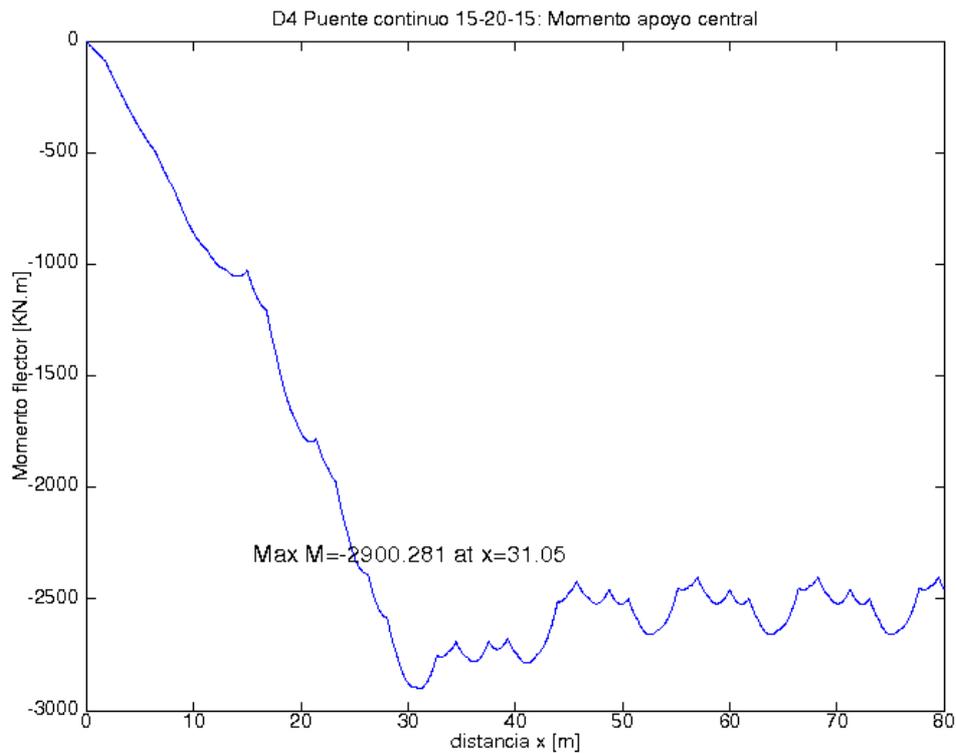


Figura A.20: Puente tres vano L= 20 m bajo tráfico D4, apoyo

- UIC71.  $M_{max} = -3670.168 \text{ KNm}$

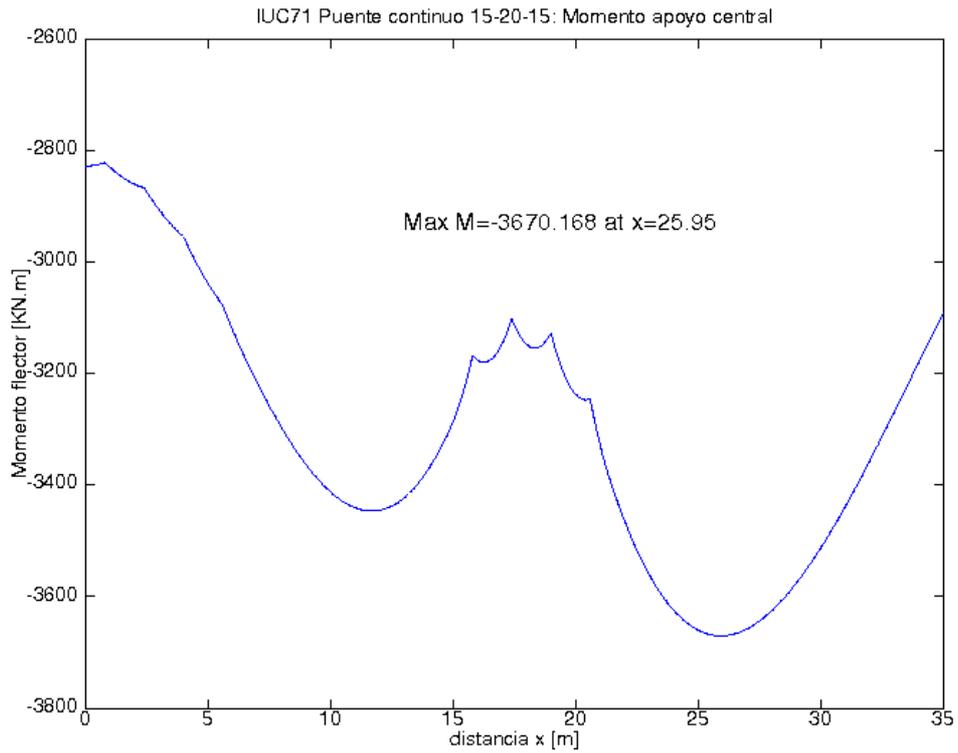


Figura A.21: Puente tres vano  $L = 20 \text{ m}$  bajo modelo carga UIC71, apoyo

- SW0.  $M_{max} = -4255.787 \text{ KNm}$

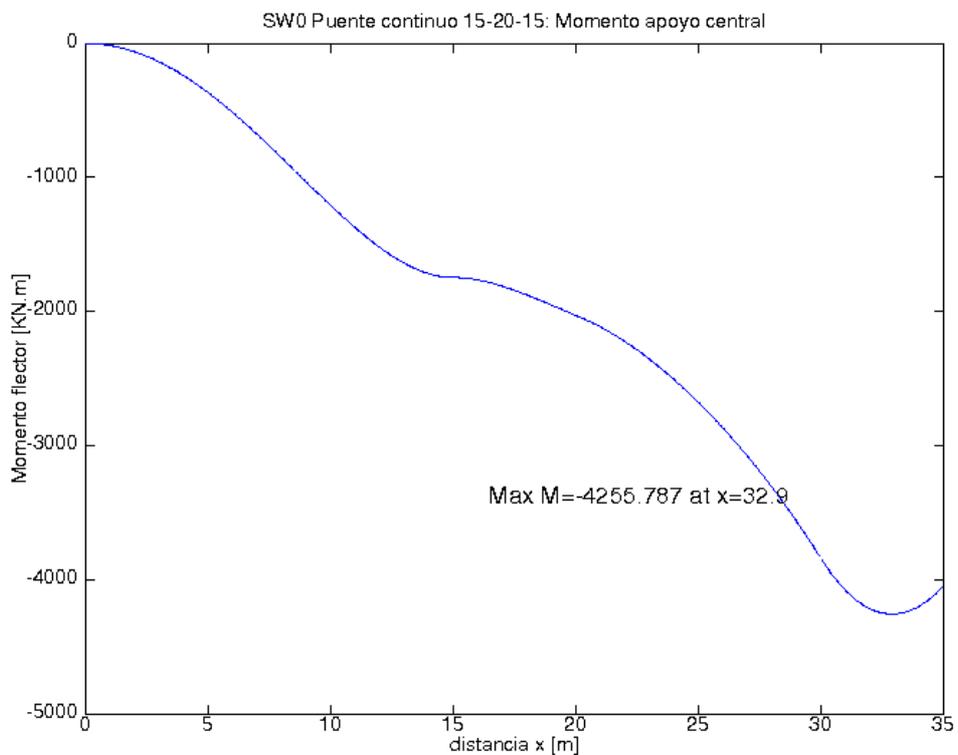


Figura A.22: Puente tres vano  $L = 20 \text{ m}$  bajo modelo carga SW0, apoyo

**Puente de 3 vanos L=20, momento flector en centro de vano central**

- C4.  $M_{max} = 2261.867$  KNm

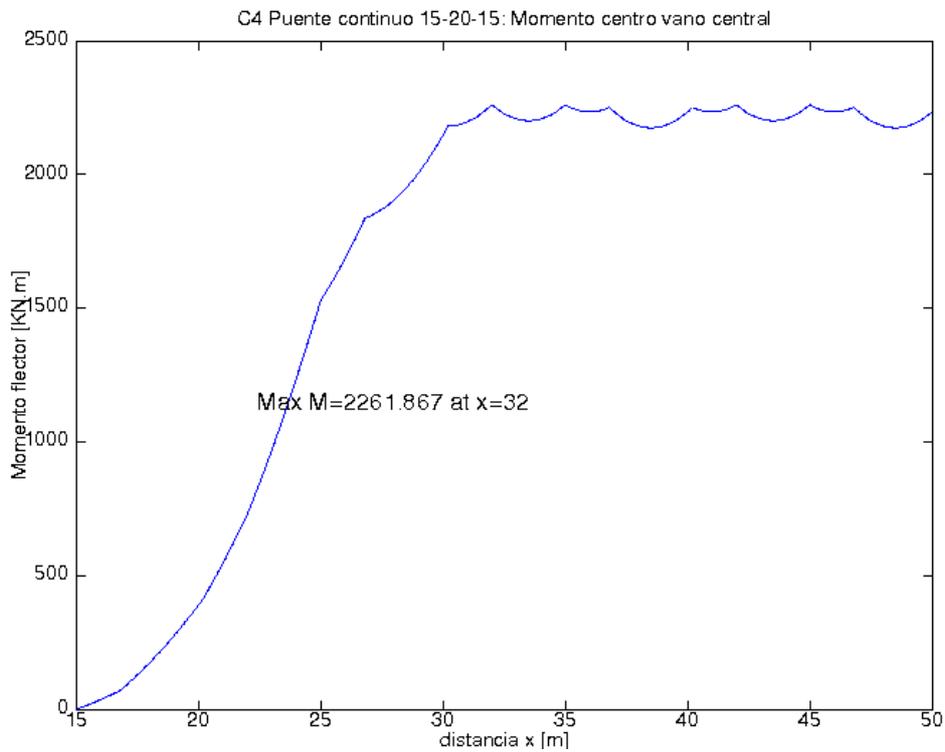


Figura A.23: Puente tres vano L= 20 m bajo tráfico C4, centro vano

- D4.  $M_{max} = 2331.553$  KNm

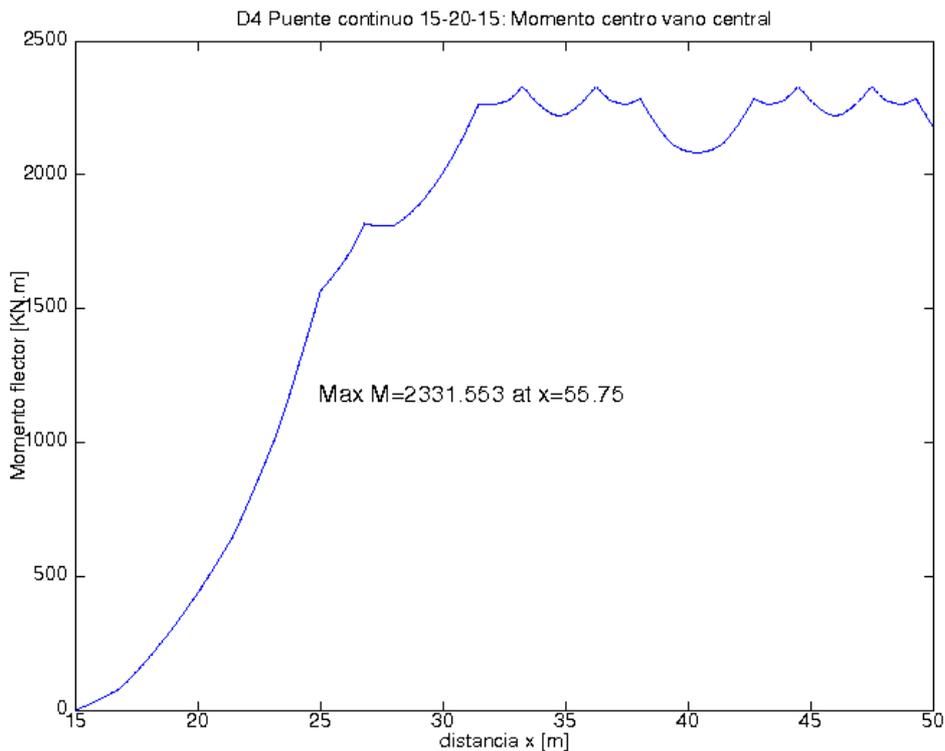


Figura A.24: Puente tres vano L= 20 m bajo tráfico D4, centro vano

- UIC71.  $M_{max} = 3513.5 \text{ KNm}$

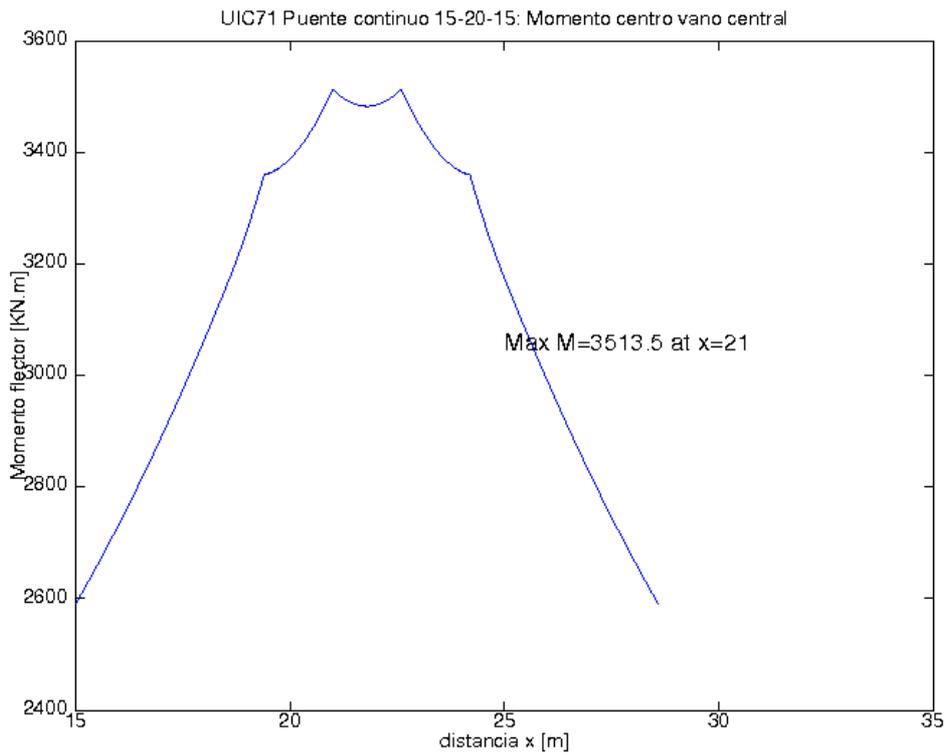


Figura A.25: Puente tres vano L= 20 m bajo modelo carga UIC71, centro vano

- SW0.  $M_{max} = 3532.812 \text{ KNm}$

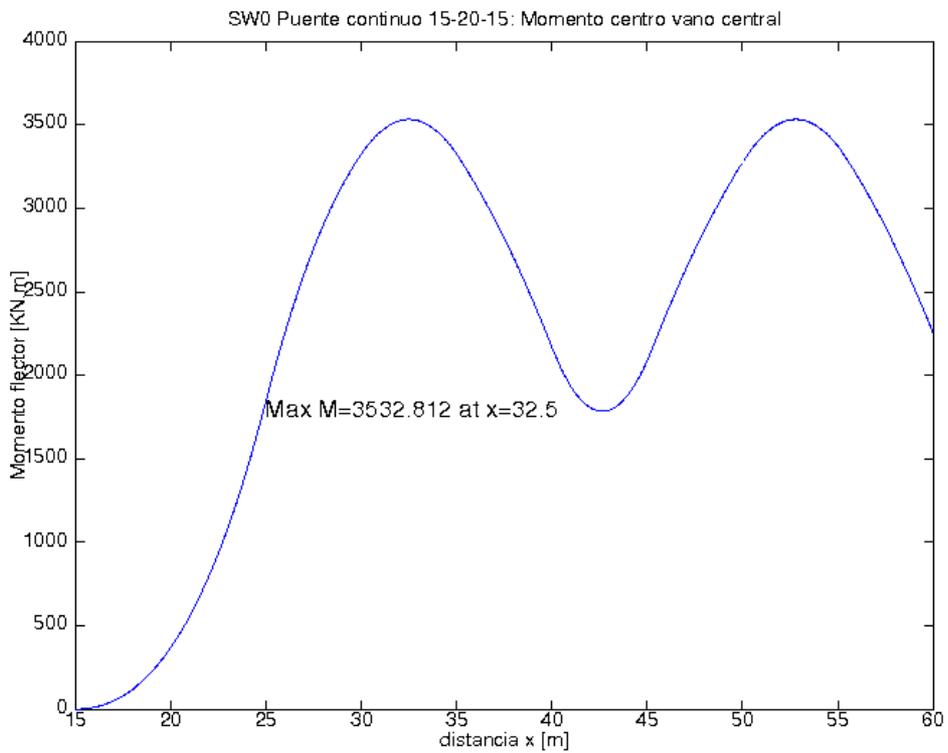


Figura A.26: Puente tres vano L= 20 m bajo modelo carga SW0, centro vano

**Puente de 3 vanos L=30, momento flector en apoyo**

- C4.  $M_{max} = -6534.721$  KNm

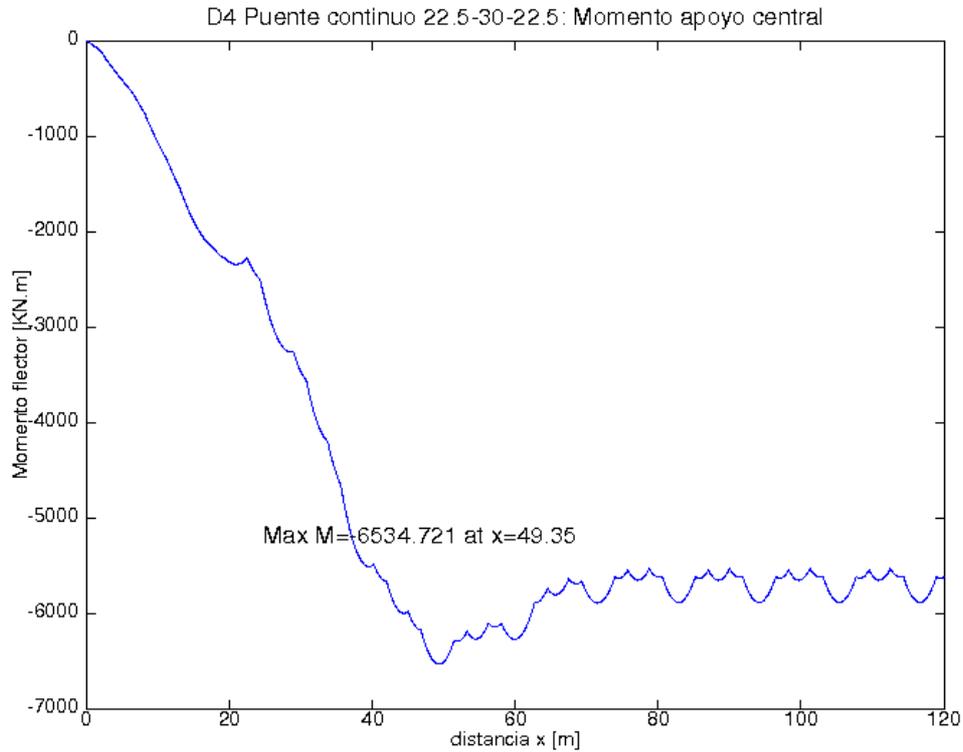


Figura A.27: Puente tres vano L= 30 m bajo tráfico C4, apoyo

- D4.  $M_{max} = -6534.71$  KNm

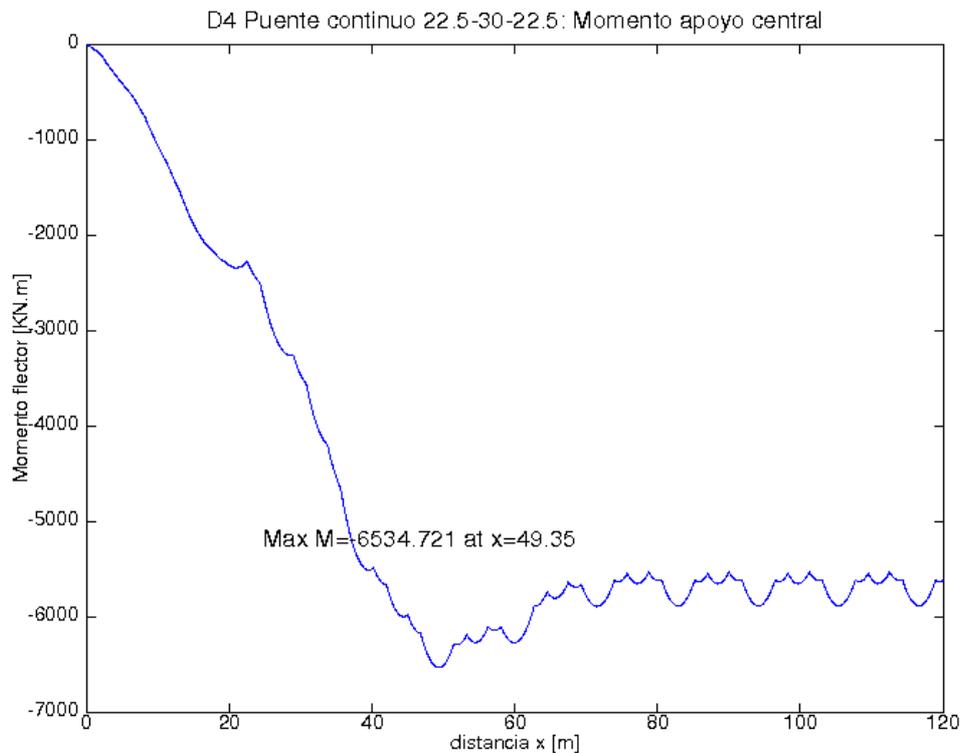


Figura A.28: Puente tres vano L= 30 m bajo tráfico D4, apoyo

- UIC71.  $M_{max} = -7654.691 \text{ KNm}$

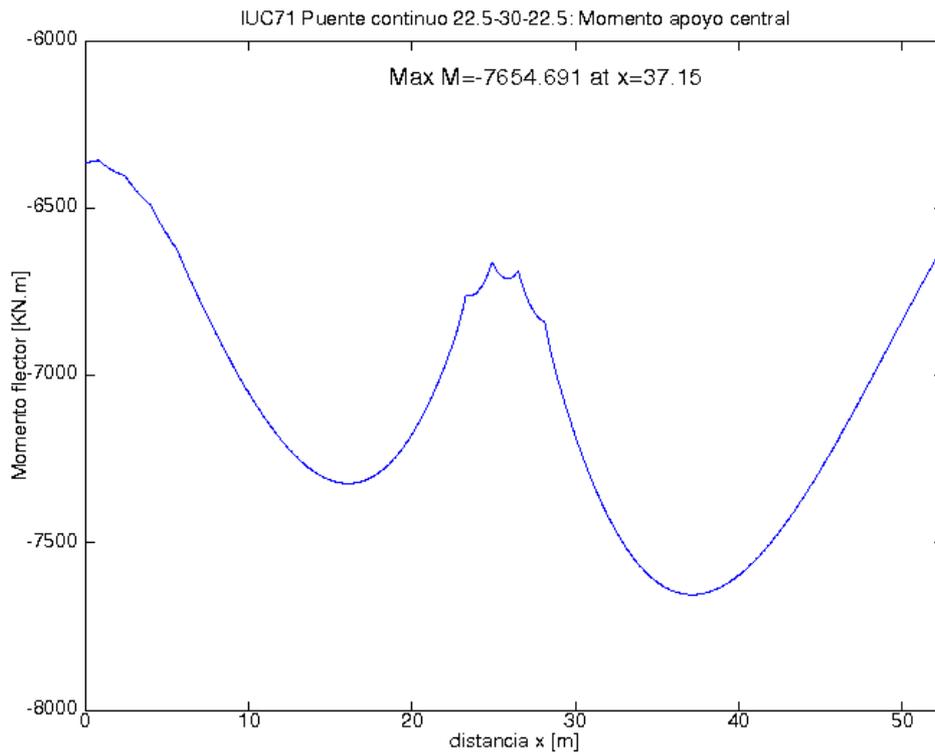


Figura A.29: Puente tres vano L= 30 m bajo modelo carga UIC71, apoyo

- SW0.  $M_{max} = -8109.639 \text{ KNm}$

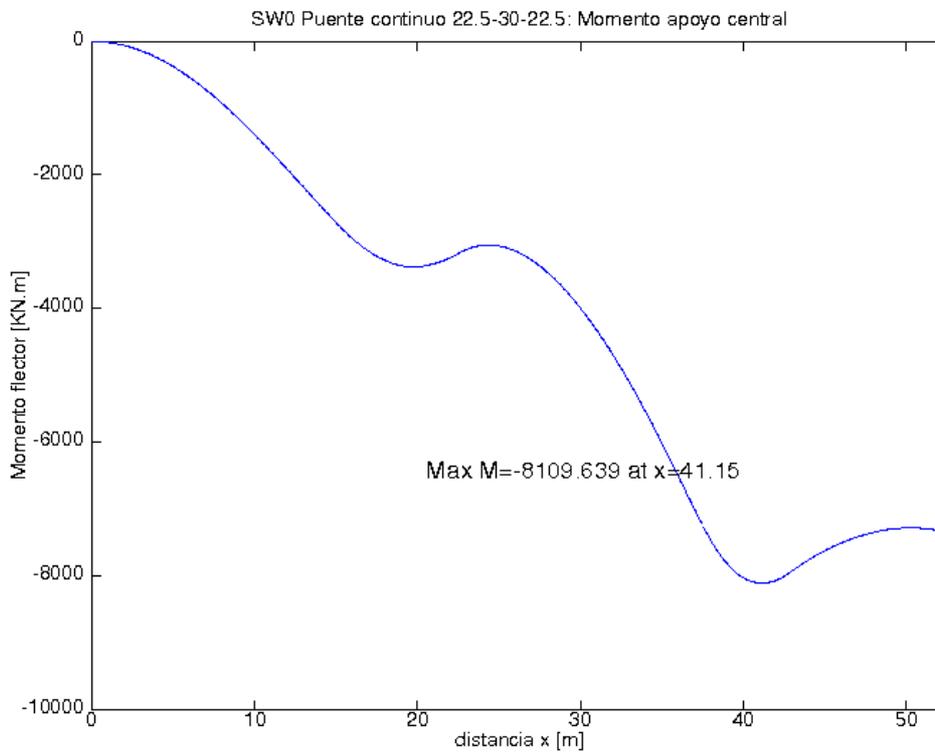


Figura A.30: Puente tres vano L= 30 m bajo modelo carga SW0, apoyo

**Puente de 3 vanos L=30, momento flector en centro de vano central**

- C4.  $M_{max} = 5052.978$  KNm

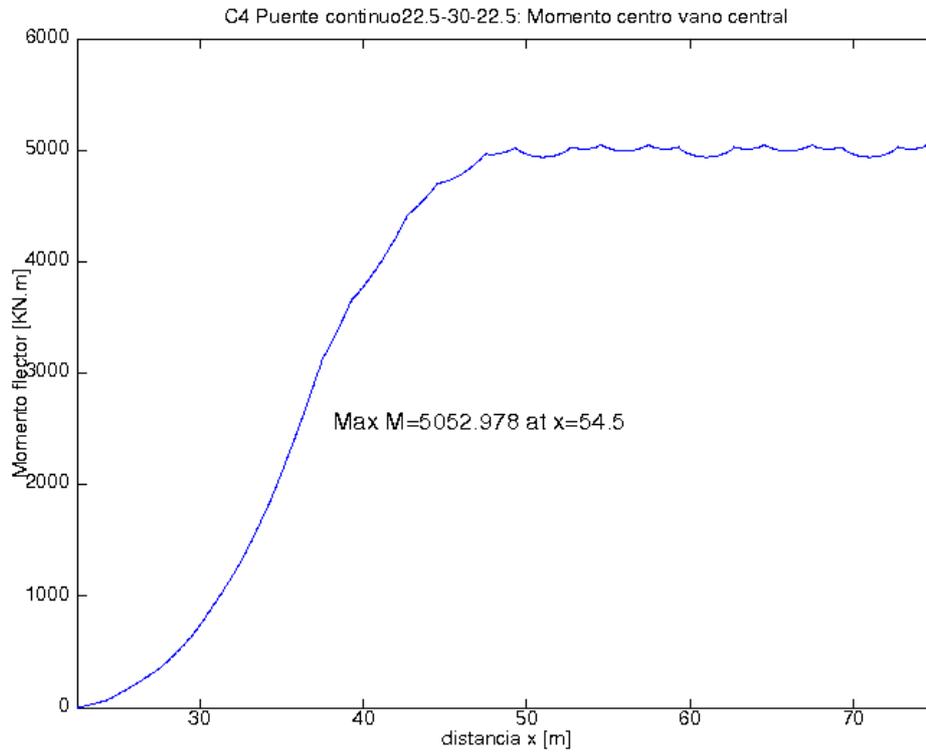


Figura A.31: Puente tres vano L= 30 m bajo tráfico C4, centro vano

- D4.  $M_{max} = 5127.469$  KNm

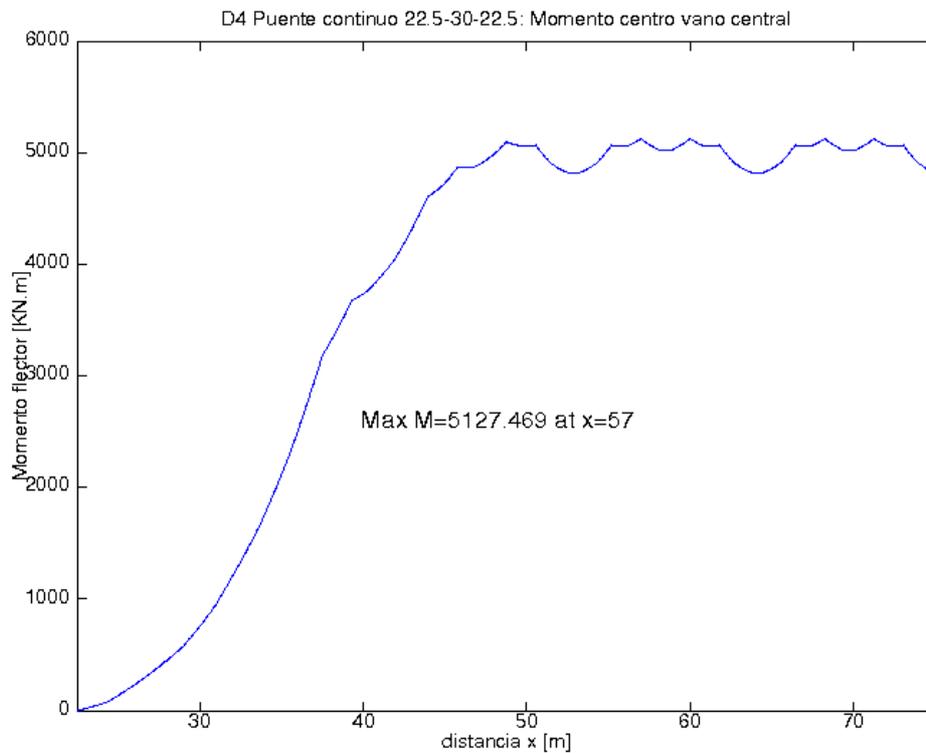


Figura A.32: Puente tres vano L= 30 m bajo tráfico D4, centro vano

- UIC71.  $M_{max} = 7094.808 \text{ KNm}$

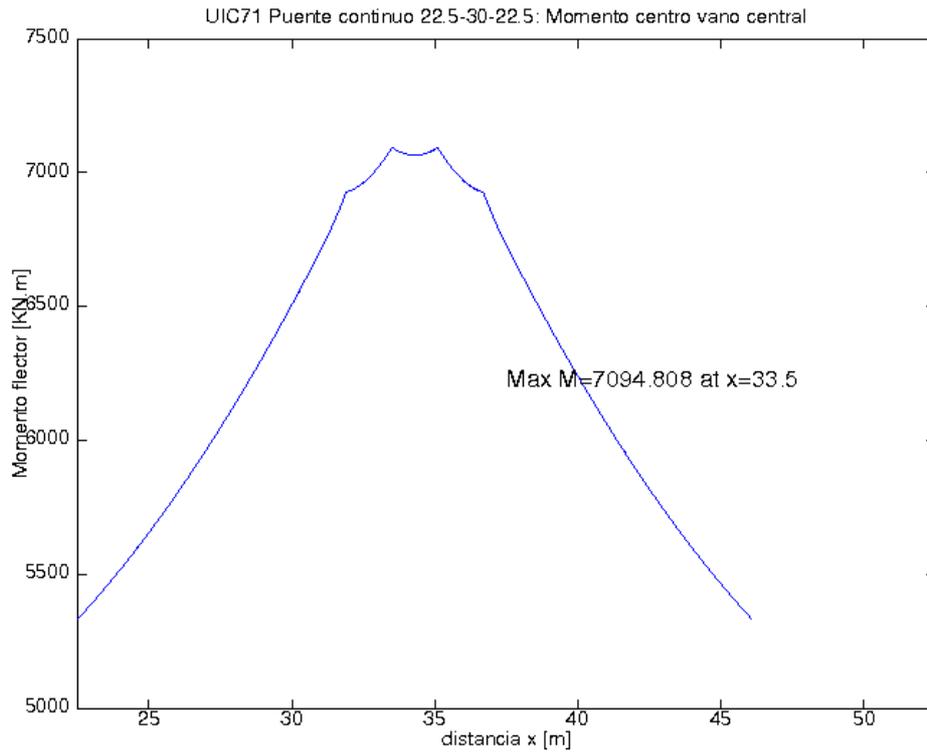


Figura A.33: Puente tres vano  $L = 30 \text{ m}$  bajo modelo carga UIC71, centro vano

- SW0.  $M_{max} = 6767.777 \text{ KNm}$

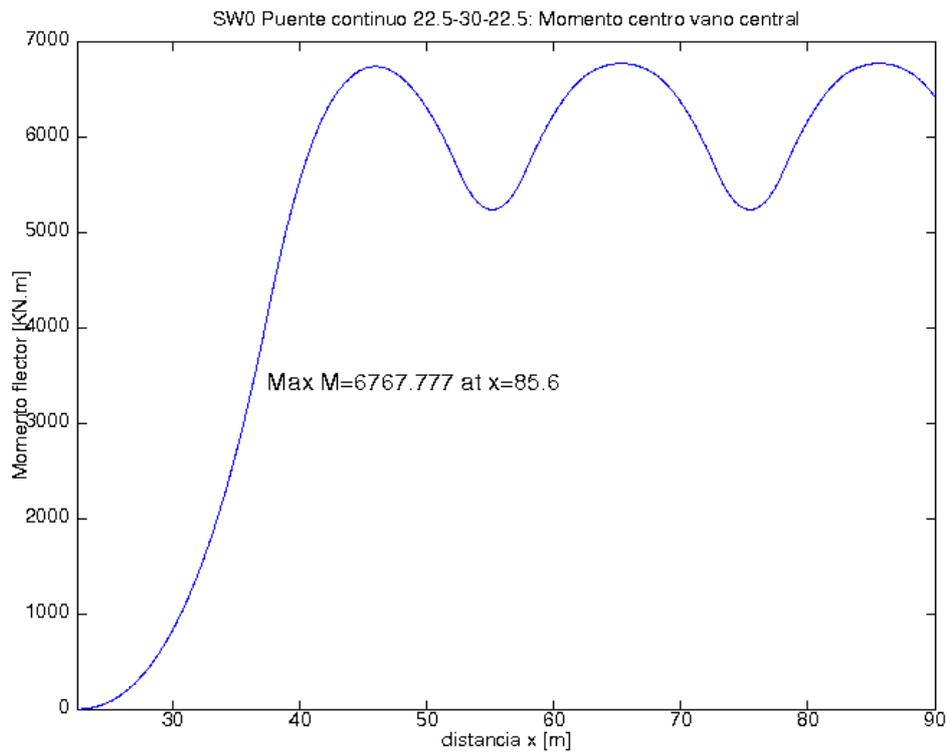


Figura A.34: Puente tres vano  $L = 30 \text{ m}$  bajo modelo carga SW0, centro vano

**Puente de 3 vanos L=40, momento flector en apoyo**

- C4.  $M_{max} = -11352.84$  KNm

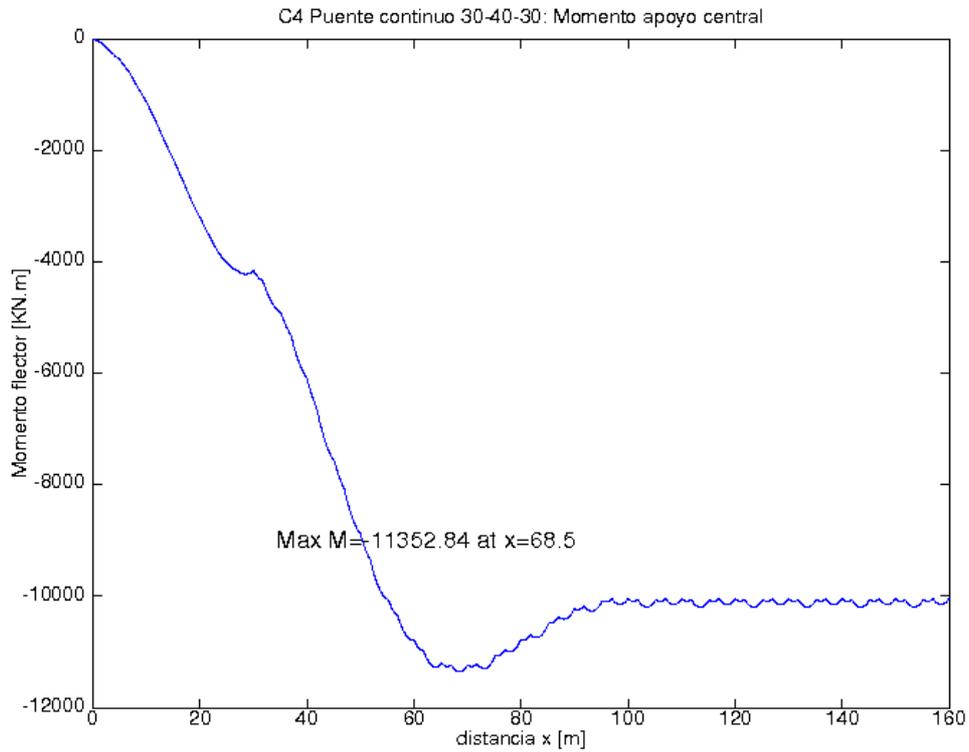


Figura A.35: Puente tres vano L= 40 m bajo tráfico C4, apoyo

- D4.  $M_{max} = -11445.96$  KNm

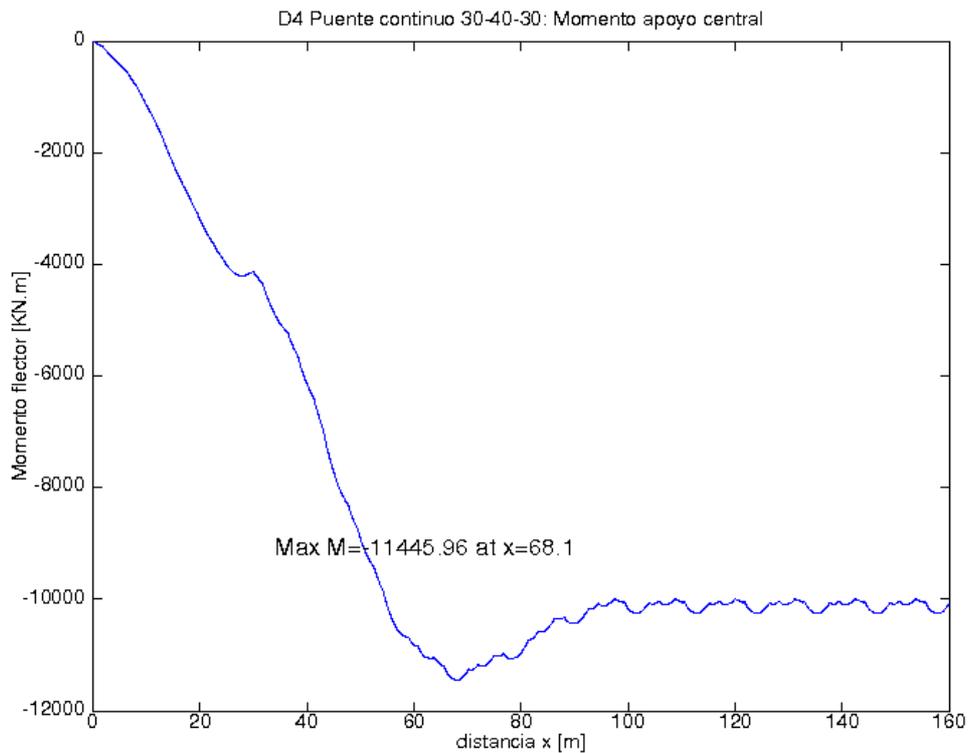


Figura A.36: Puente tres vano L= 40 m bajo tráfico D4, apoyo

- UIC71.  $M_{max} = -13047.5 \text{ KNm}$

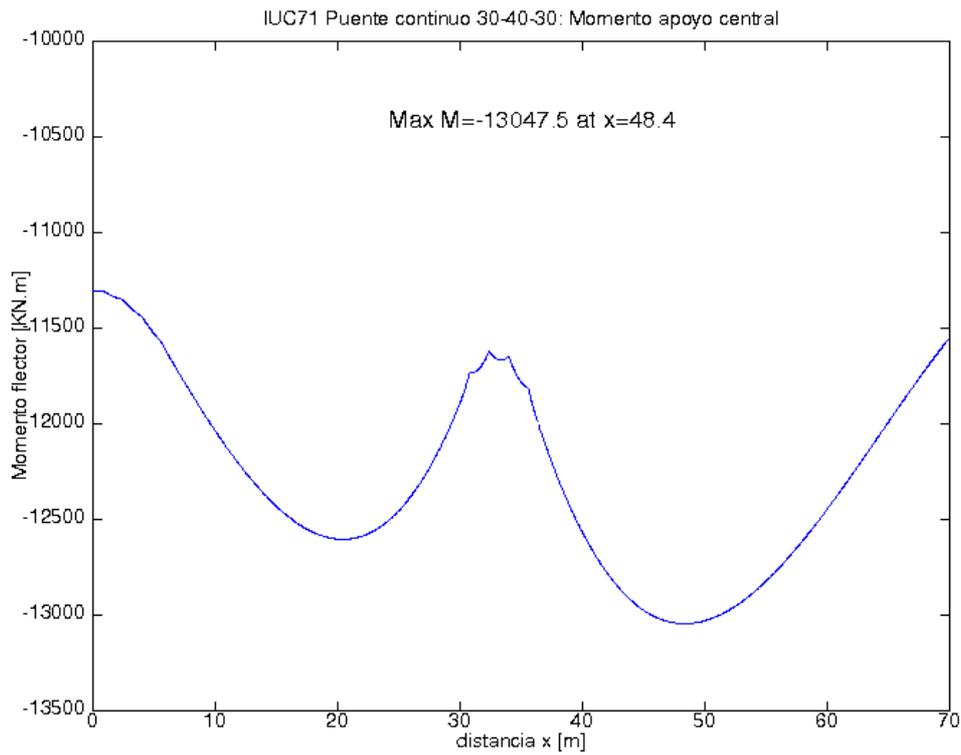


Figura A.37: Puente tres vano  $L = 40 \text{ m}$  bajo modelo carga UIC71, apoyo

- SW0.  $M_{max} = -14607.43 \text{ KNm}$

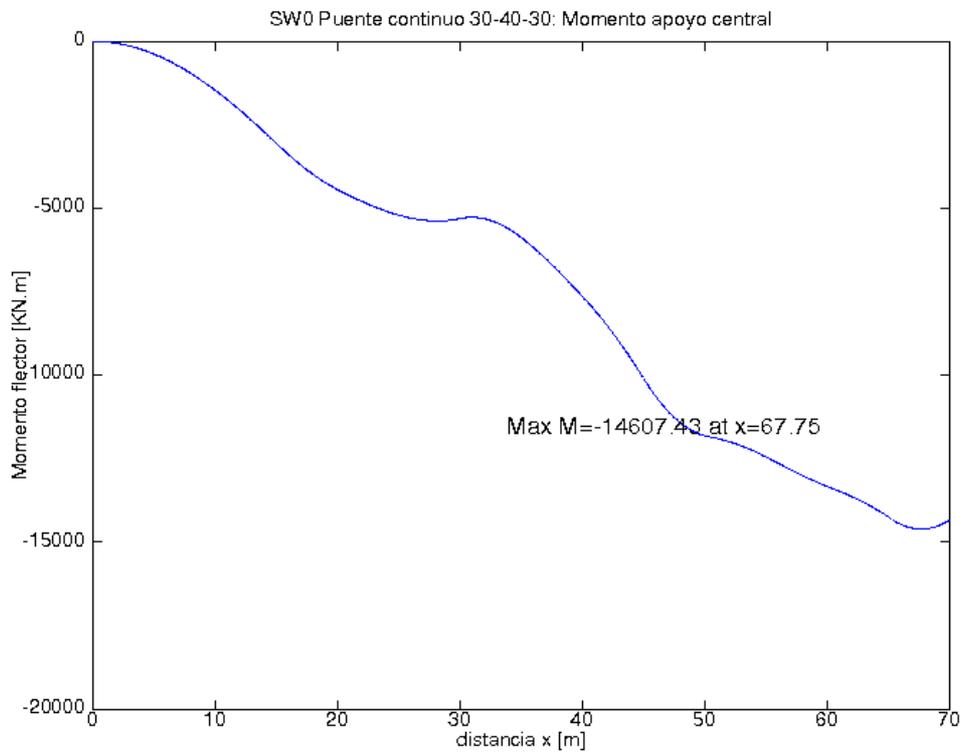


Figura A.38: Puente tres vano  $L = 40 \text{ m}$  bajo modelo carga SW0, apoyo

**Puente de 3 vanos L=40, momento flector en centro de vano central**

- C4.  $M_{max} = 8928.533$  KNm

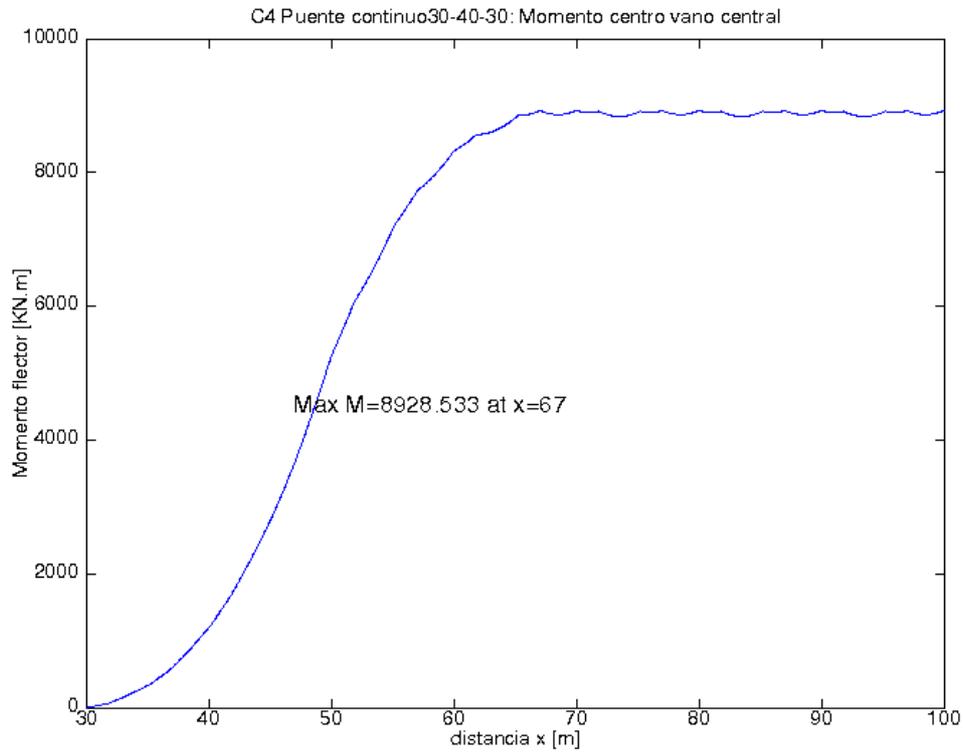


Figura A.39: Puente tres vano L= 40 m bajo tráfico C4, centro vano

- D4.  $M_{max} = 9007.275$  KNm

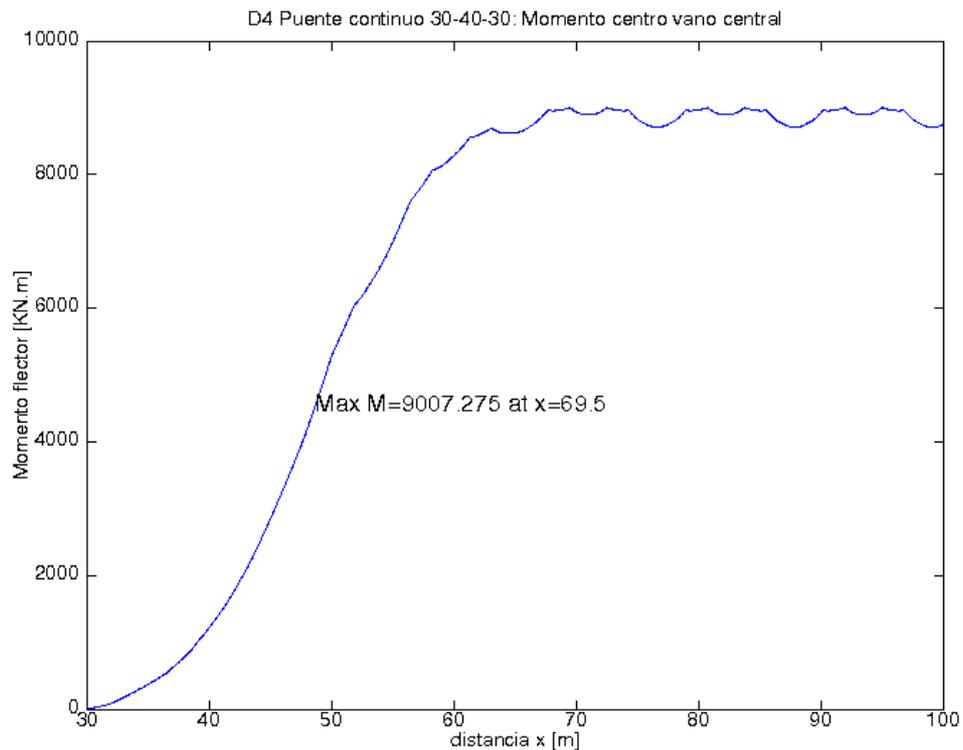


Figura A.40: Puente tres vano L= 40 m bajo tráfico D4, centro vano

- UIC71.  $M_{max} = 11792.13 \text{ KNm}$

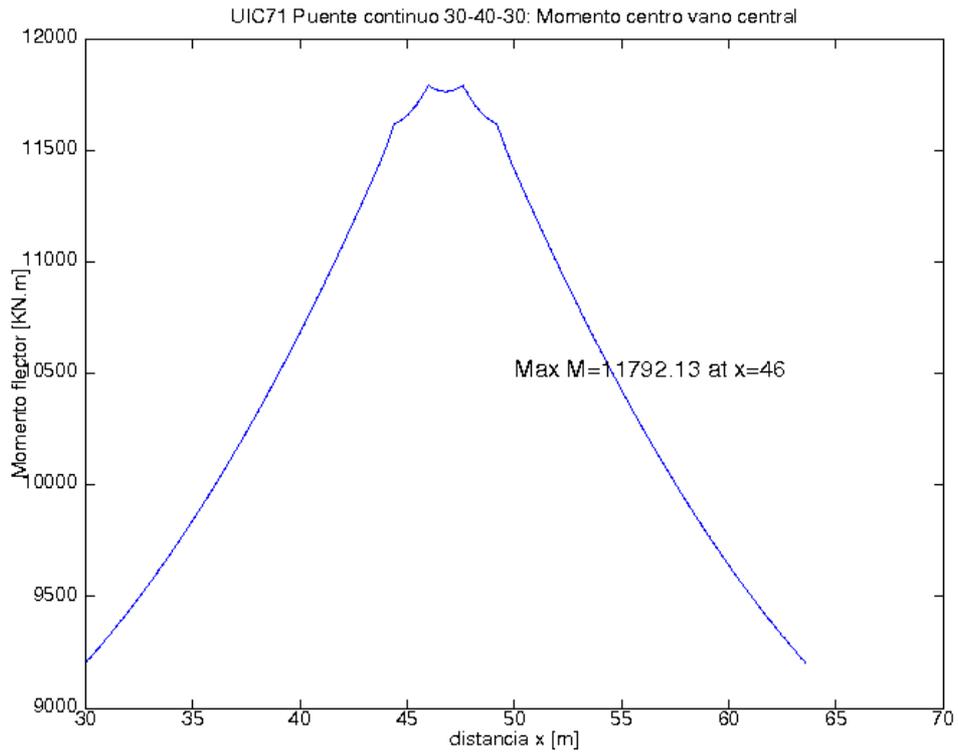


Figura A.41: Puente tres vano  $L = 40 \text{ m}$  bajo modelo carga UIC71, centro vano

- SW0.  $M_{max} = 11296 \text{ KNm}$

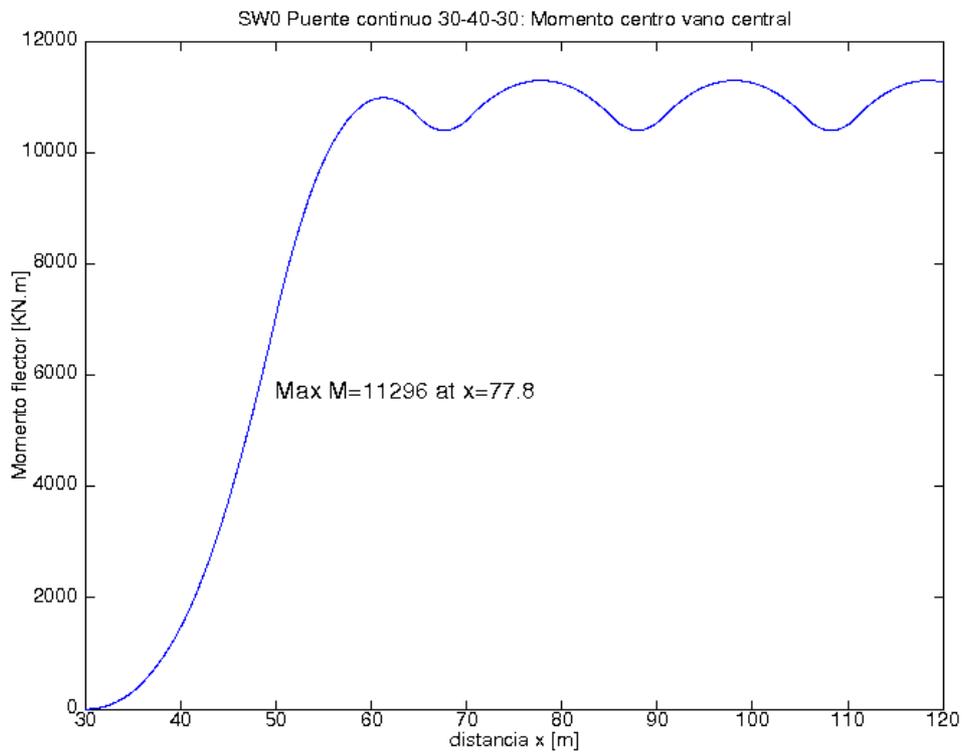


Figura A.42: Puente tres vano  $L = 40 \text{ m}$  bajo modelo carga SW0, centro vano

**Puente de 3 vanos L=50, momento flector en apoyo**

- C4.  $M_{max} = -17703.67$  KNm

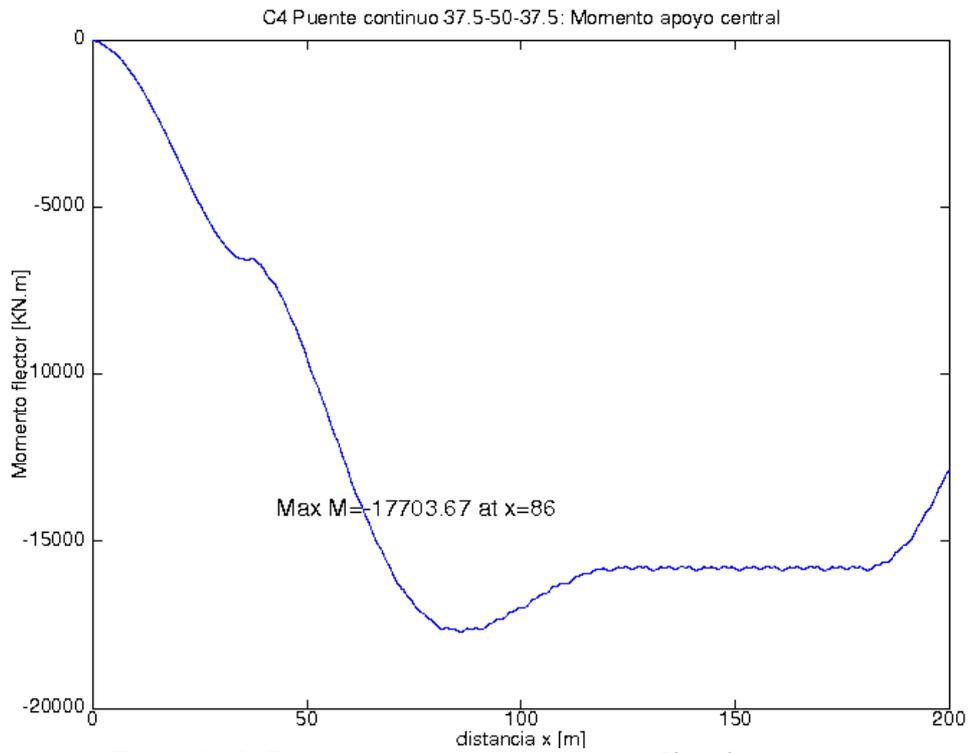


Figura A.43: Puente tres vano L= 50 m bajo tráfico C4, apoyo

- D4.  $M_{max} = -17809.38$  KNm

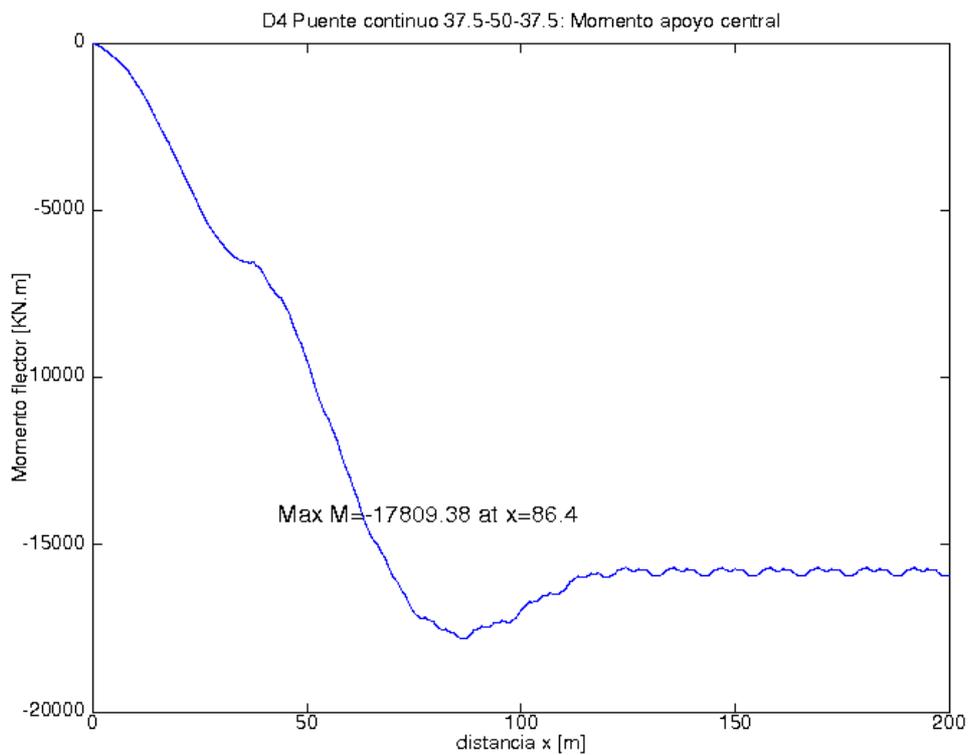


Figura A.44: Puente tres vano L= 50 m bajo tráfico D4, apoyo

- UIC71.  $M_{max} = -19851.91$  KNm

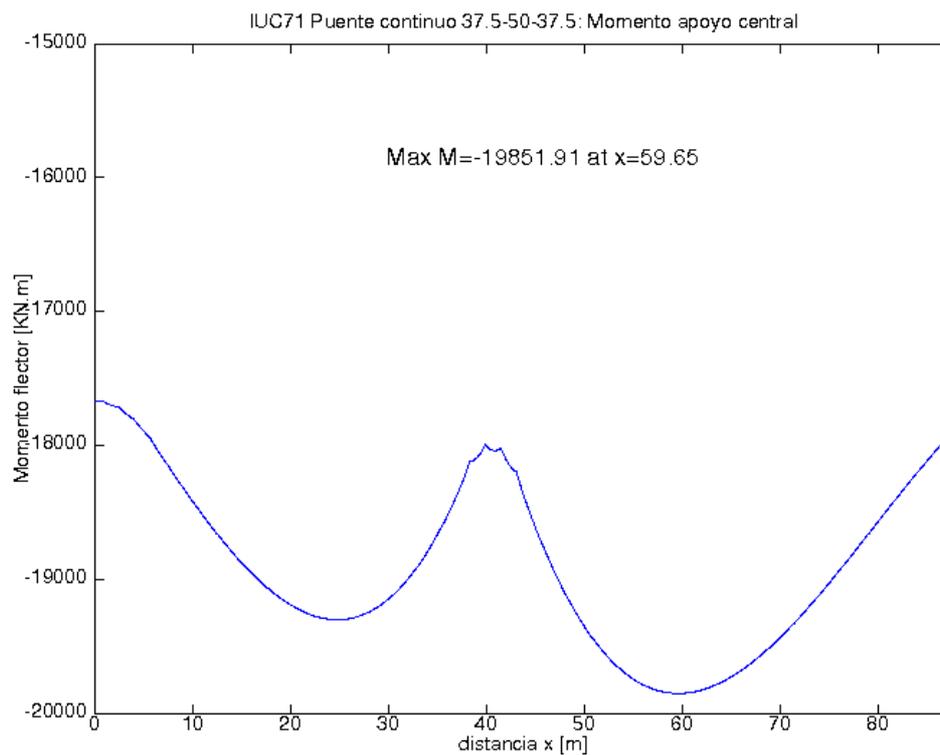


Figura A.45: Puente tres vano L= 50 m bajo modelo carga UIC71, apoyo

- SW0.  $M_{max} = -22182.02$  KNm

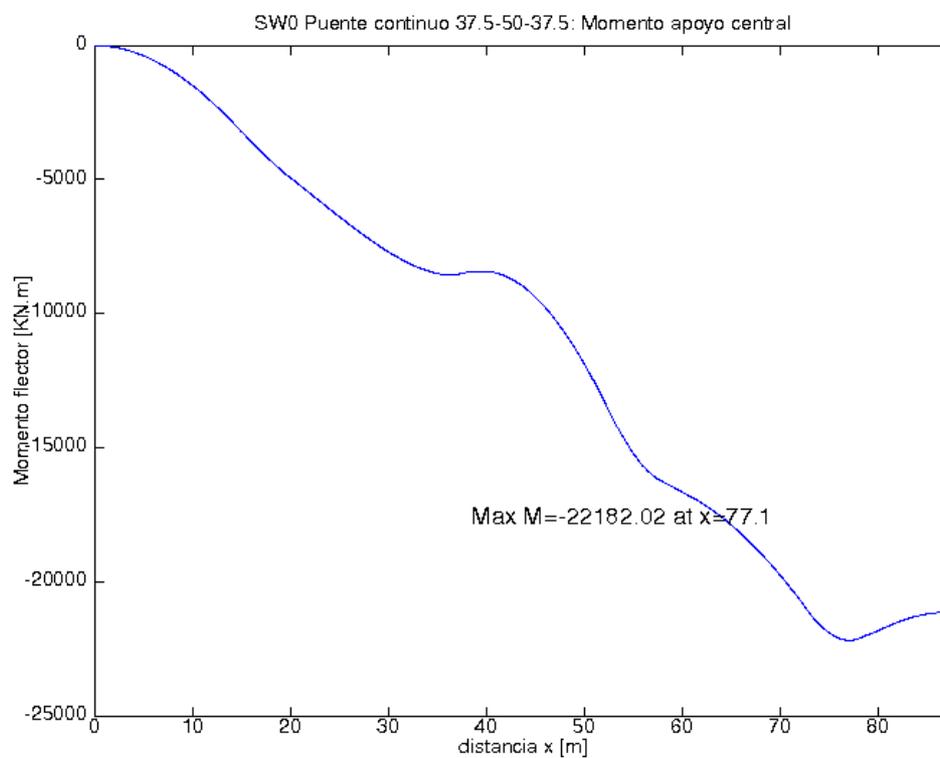


Figura A.46: Puente tres vano L= 50 m bajo modelo carga SW0, apoyo

**Puente de 3 vanos L=50, momento flector en centro de vano central**

- C4.  $M_{max} = 13941.87$  KNm

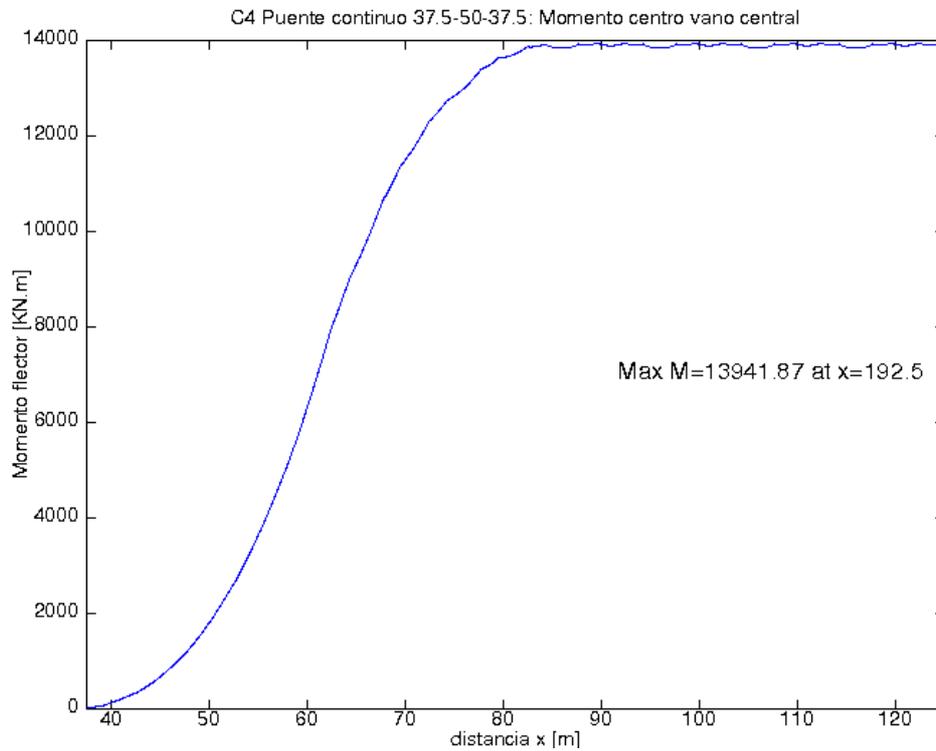


Figura A.47: Puente tres vano L= 50 m bajo tráfico C4, centro vano

- D4.  $M_{max} = 14000.04$  KNm

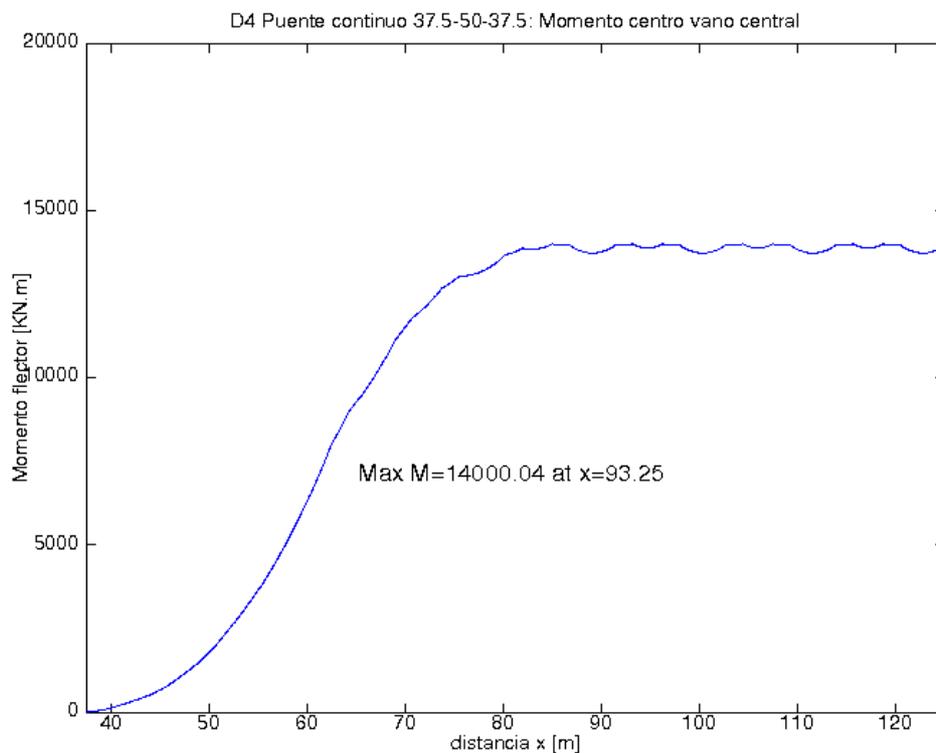


Figura A.48: Puente tres vano L= 50 m bajo tráfico D4, centro vano

- UIC71.  $M_{max} = 17602.52 \text{ KNm}$

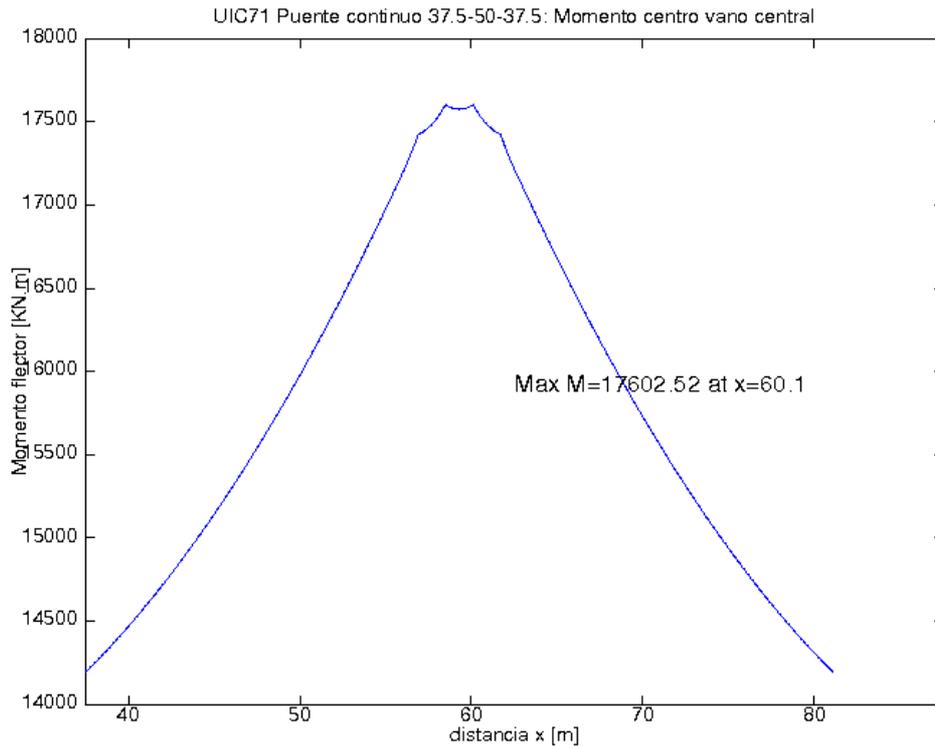


Figura A.49: Puente tres vano L= 50 m bajo modelo carga UIC71, centro vano

- UIC71.  $M_{max} = 17506.4 \text{ KNm}$

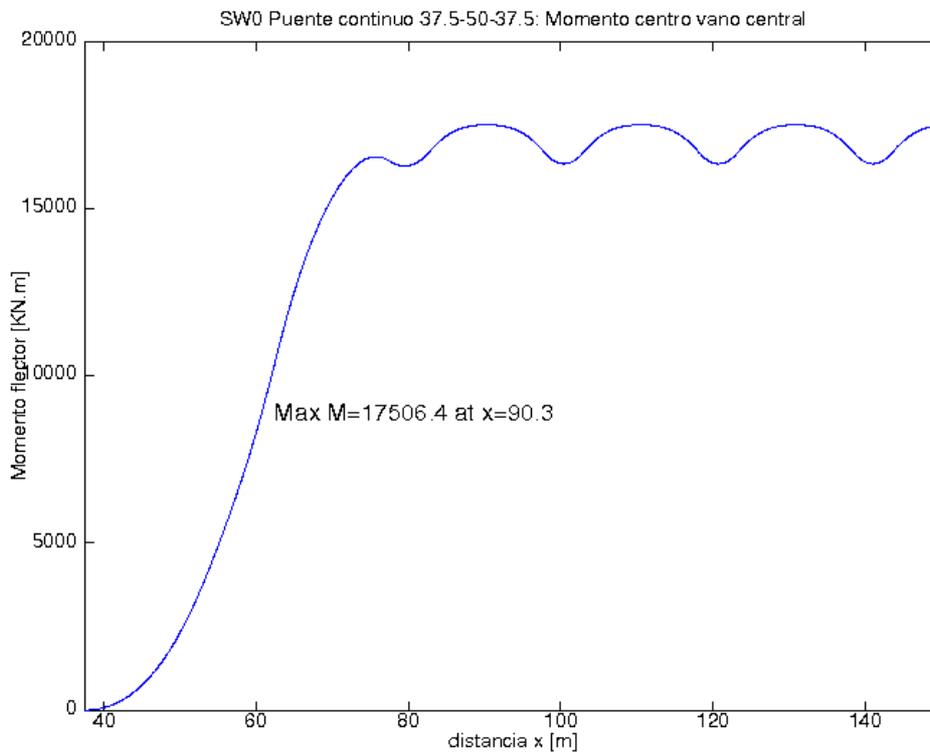


Figura A.50: Puente tres vano L= 50 m bajo modelo carga SW0, centro vano

**Puente de 3 vanos L=60, momento flector en apoyo**

- C4.  $M_{max} = -25501.14$  KNm

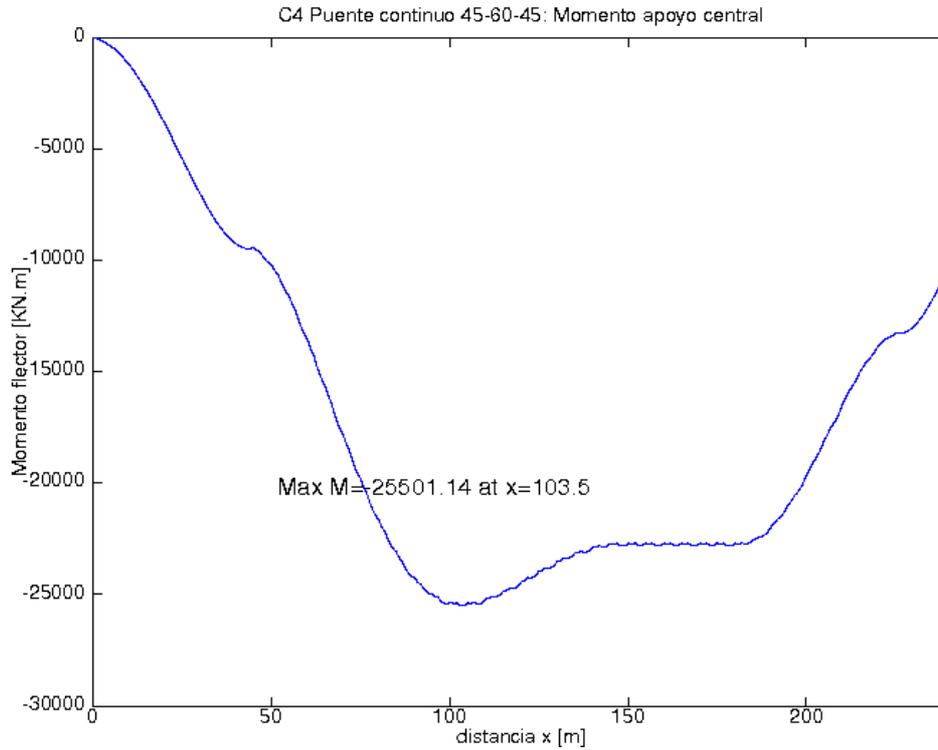


Figura A.51: Puente tres vano L= 60 m bajo tráfico C4, apoyo

- D4.  $M_{max} = -25626.32$  KNm

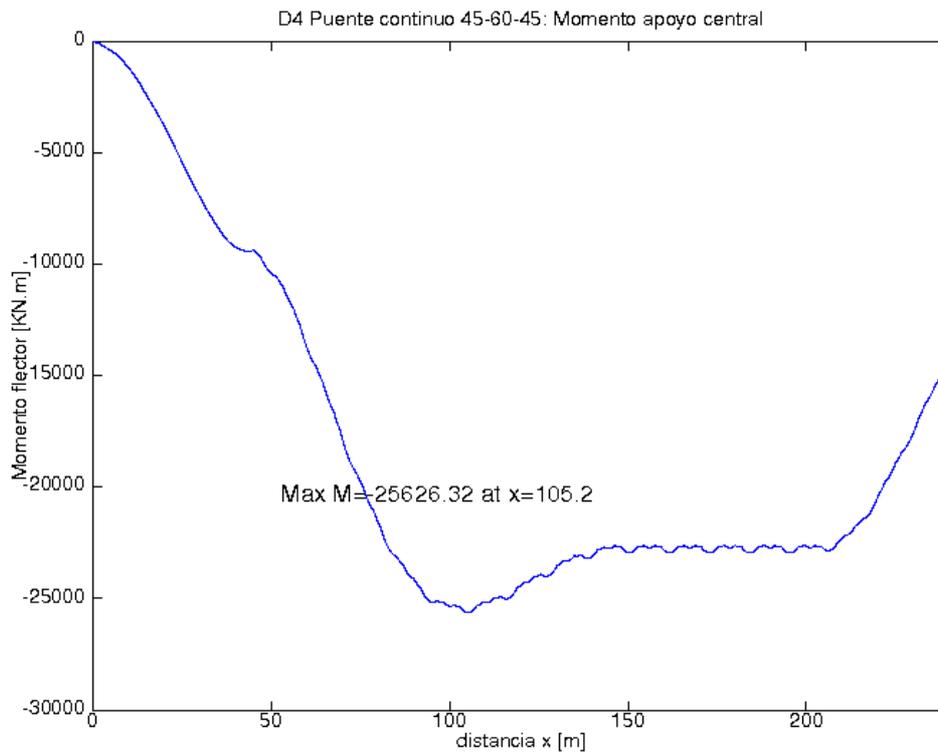


Figura A.52: Puente tres vano L= 60 m bajo tráfico D4, apoyo

- UIC71.  $M_{max} = -28069.7$  KNm

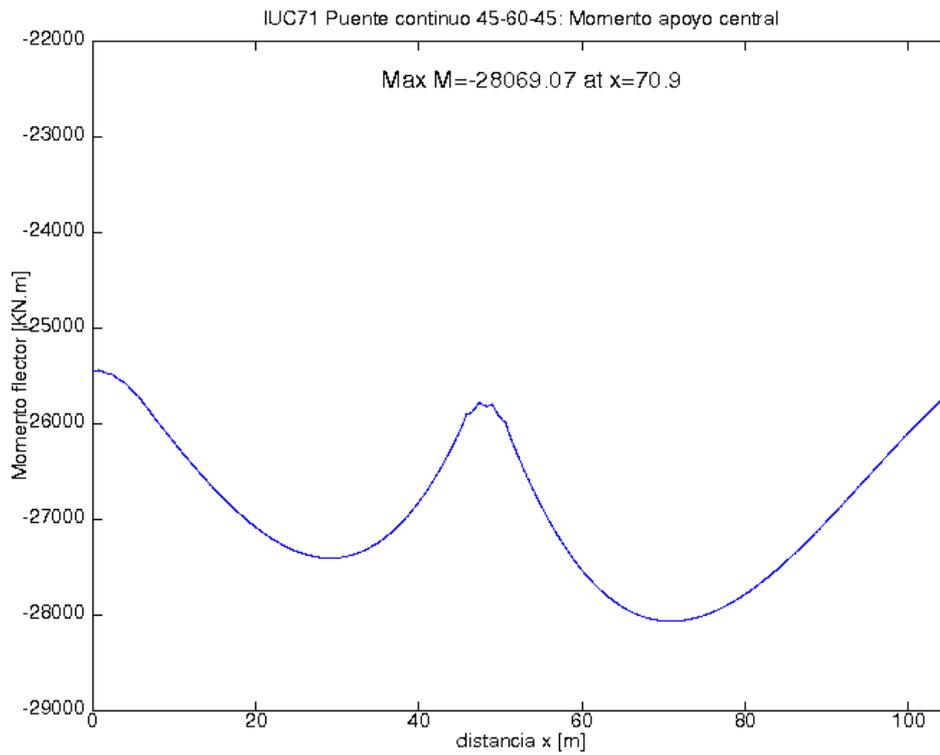


Figura A.53: Puente tres vano L= 60 m bajo modelo carga UIC71, apoyo

- SW0.  $M_{max} = -32154.74$  KNm

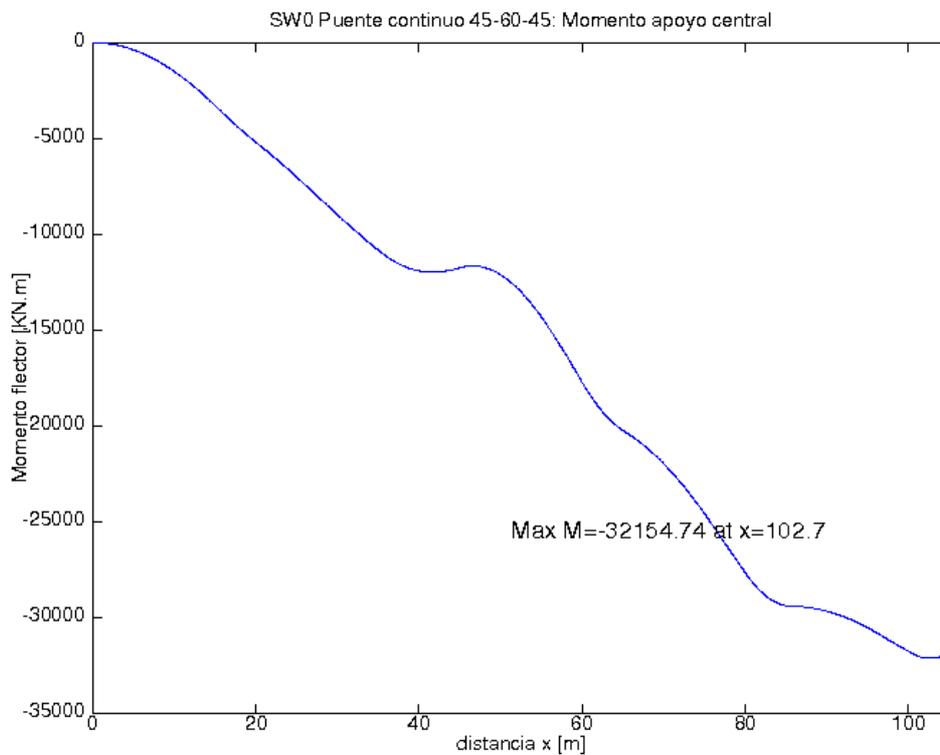


Figura A.54: Puente tres vano L= 60 m bajo modelo carga SW0, apoyo

**Puente de 3 vanos L=60, momento flector en centro de vano central**

- C4.  $M_{max} = 20039.64$  KNm

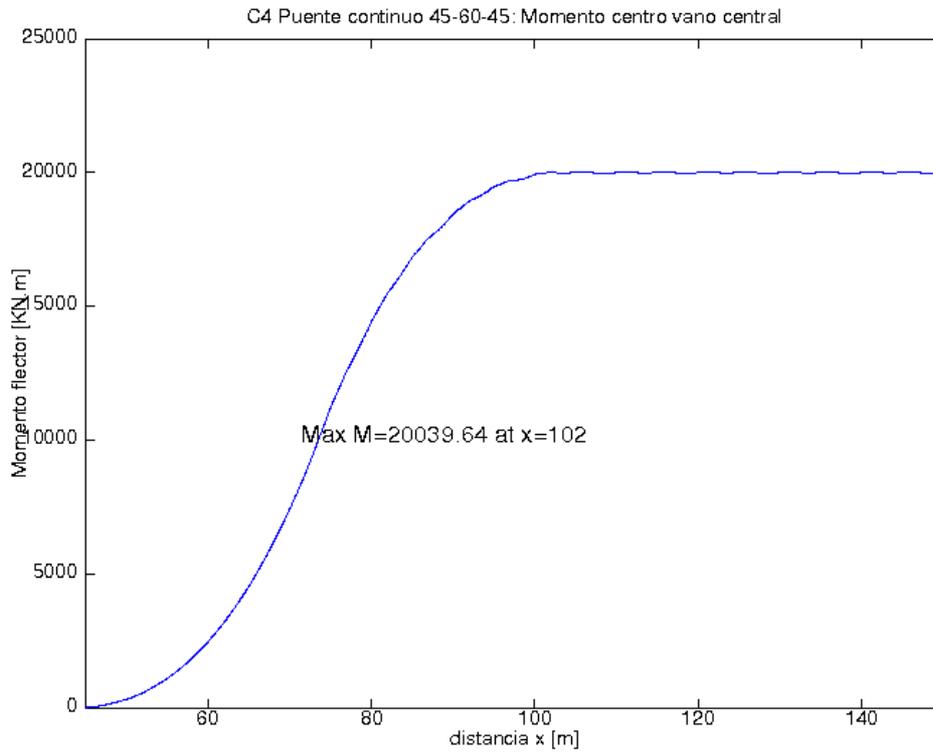


Figura A.55: Puente tres vano L= 60 m bajo tráfico C4, centro vano

- D4.  $M_{max} = 20134.38$  KNm

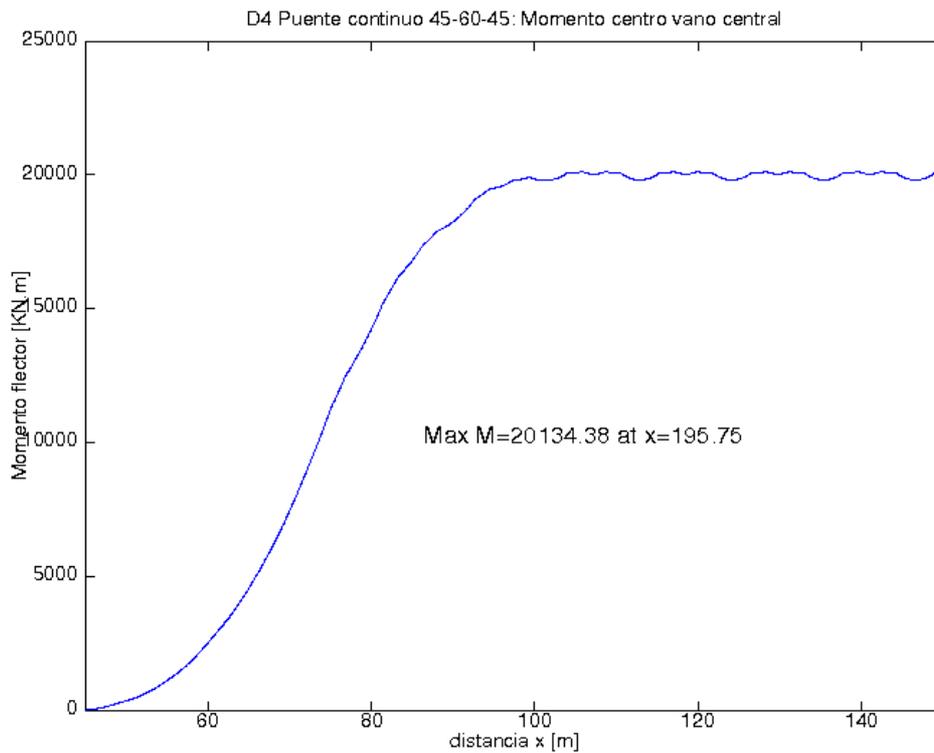


Figura A.56: Puente tres vano L= 60 m bajo tráfico D4, centro vano

- UIC71.  $M_{max} = 24525 \text{ KNm}$

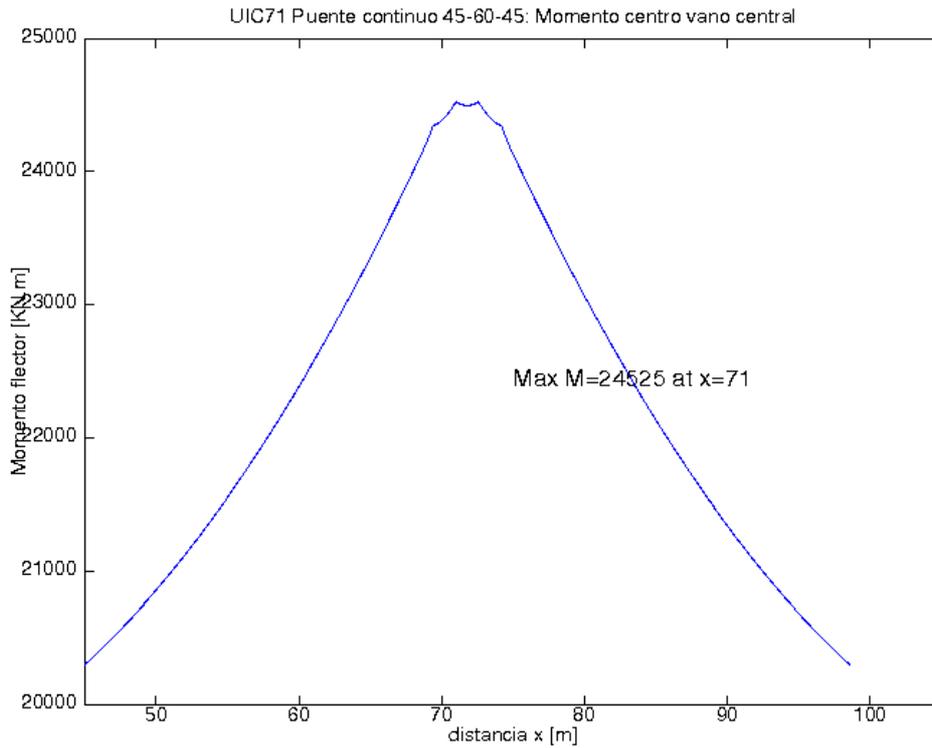


Figura A.57: Puente tres vano L= 60 m bajo modelo carga UIC71, centro vano

- SW0.  $M_{max} = 25368.97 \text{ KNm}$

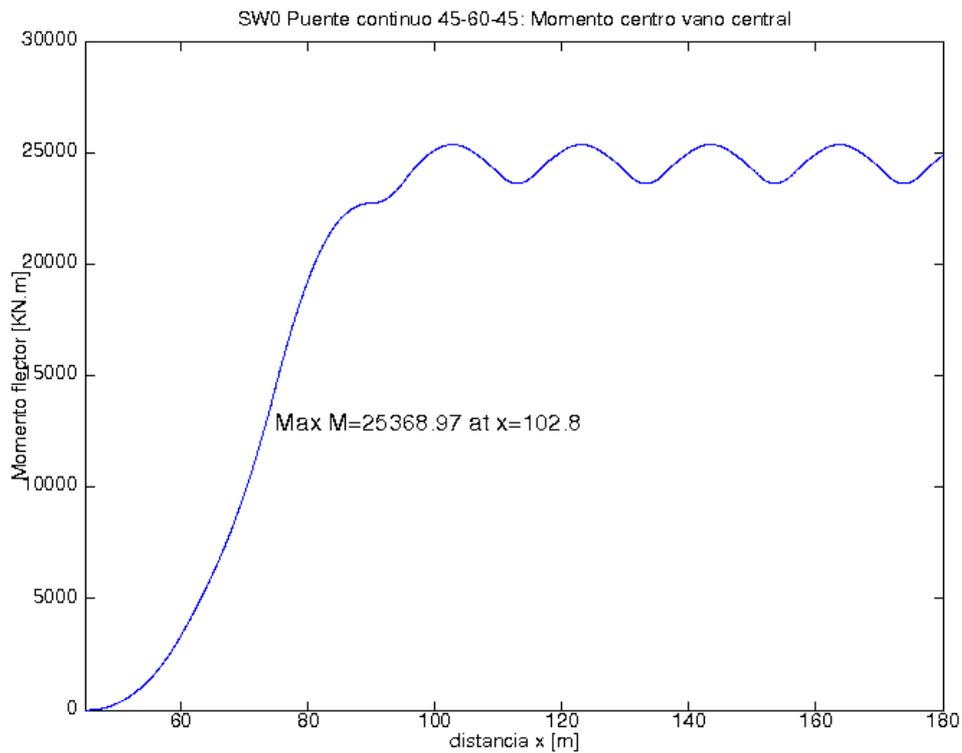


Figura A.58: Puente tres vano L= 60 m bajo modelo carga SW0, centro vano

**Puente de 3 vanos L=70, momento flector en apoyo**

- C4.  $M_{max} = -34670.34$  KNm

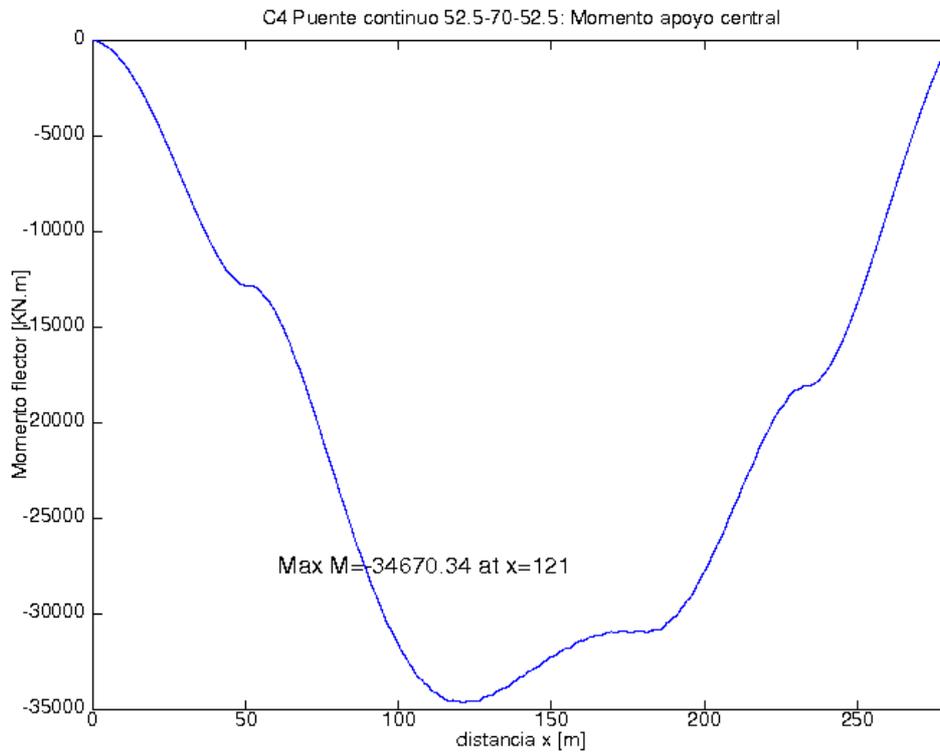


Figura A.59: Puente tres vano L= 70 m bajo tráfico C4, apoyo

- D4.  $M_{max} = -34728.38$  KNm

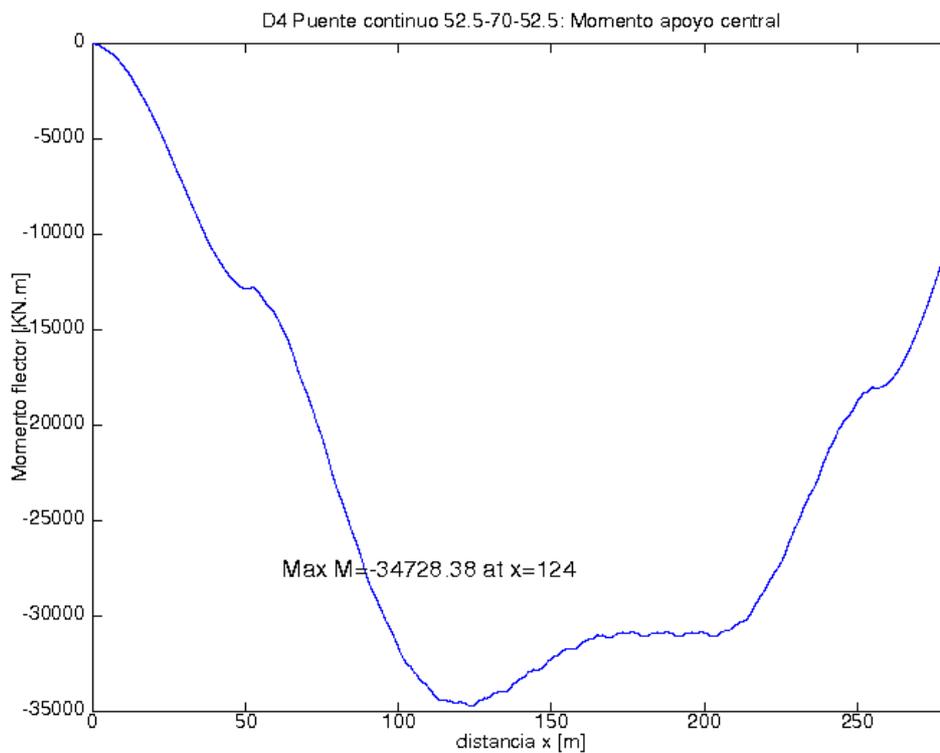


Figura A.60: Puente tres vano L= 70 m bajo tráfico D4, apoyo

- UIC71.  $M_{max} = -37699.45 \text{ KNm}$

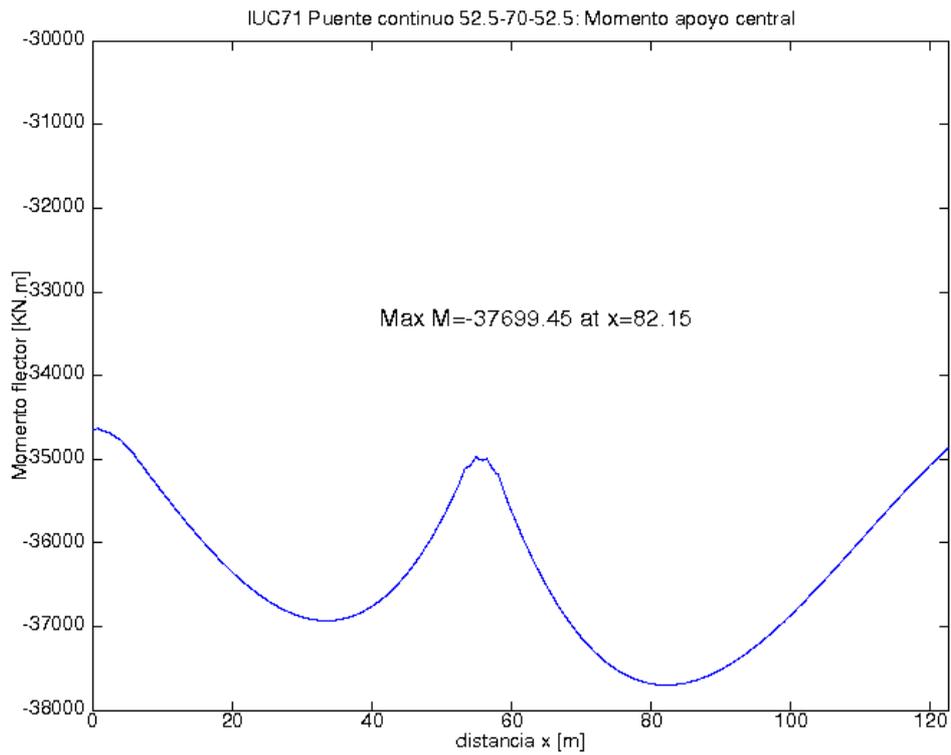


Figura A.61: Puente tres vano  $L = 70 \text{ m}$  bajo modelo carga UIC71, apoyo

- SW0.  $M_{max} = -42924.16 \text{ KNm}$

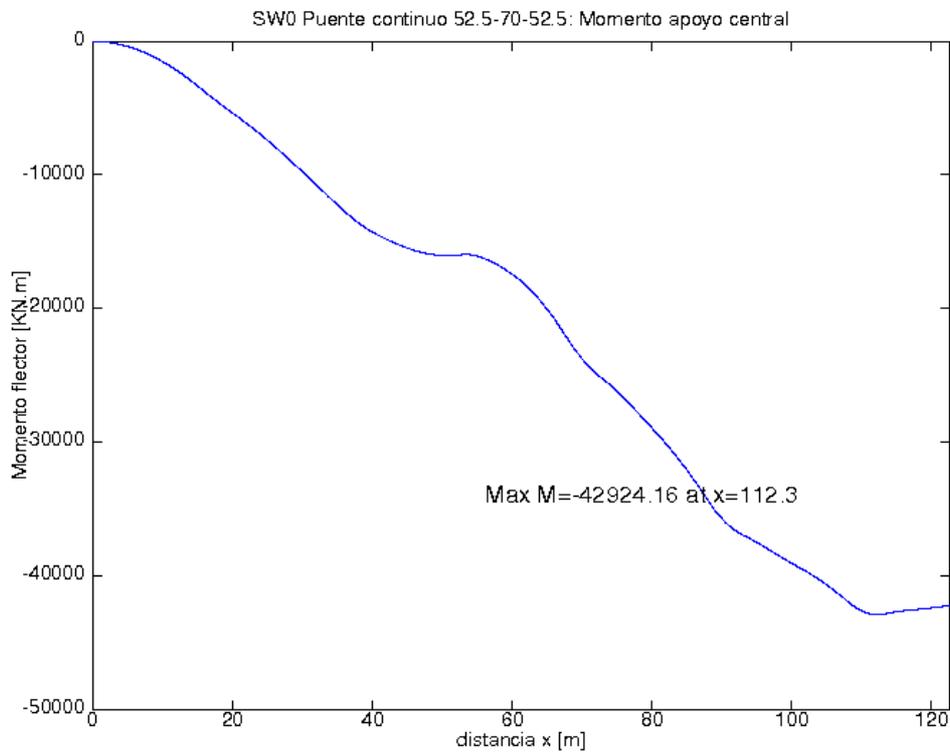


Figura A.62: Puente tres vano  $L = 70 \text{ m}$  bajo modelo carga SW0, apoyo

**Puente de 3 vanos L=70, momento flector en centro vano**

- C4.  $M_{max} = 27275.2$  KNm

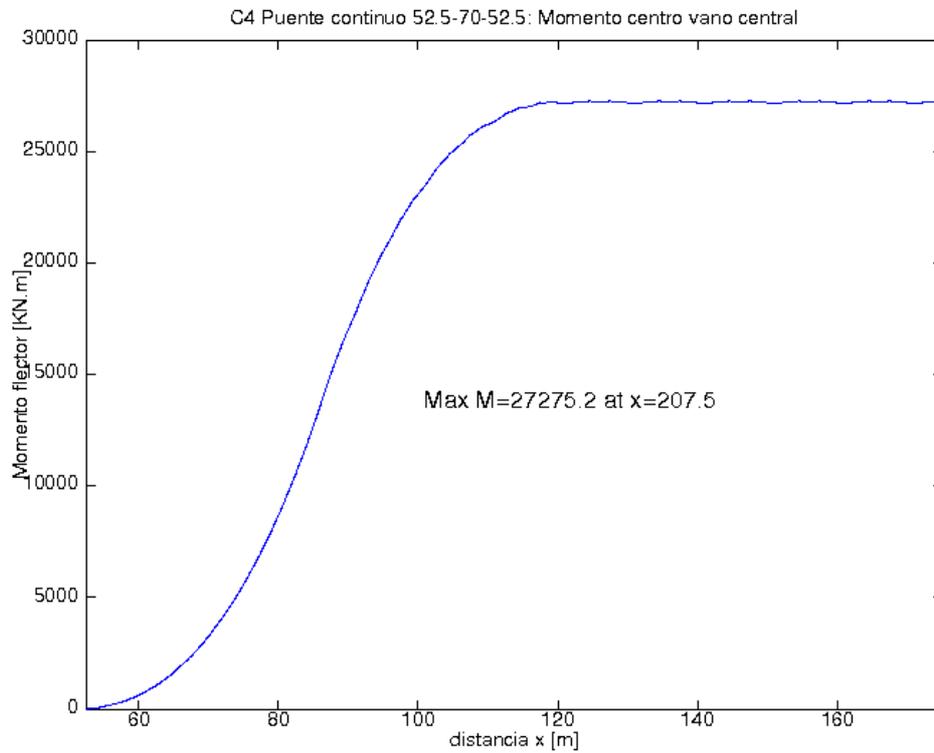


Figura A.63: Puente tres vano L= 70 m bajo tráfico C4, centro vano

- D4.  $M_{max} = 27324.37$  KNm

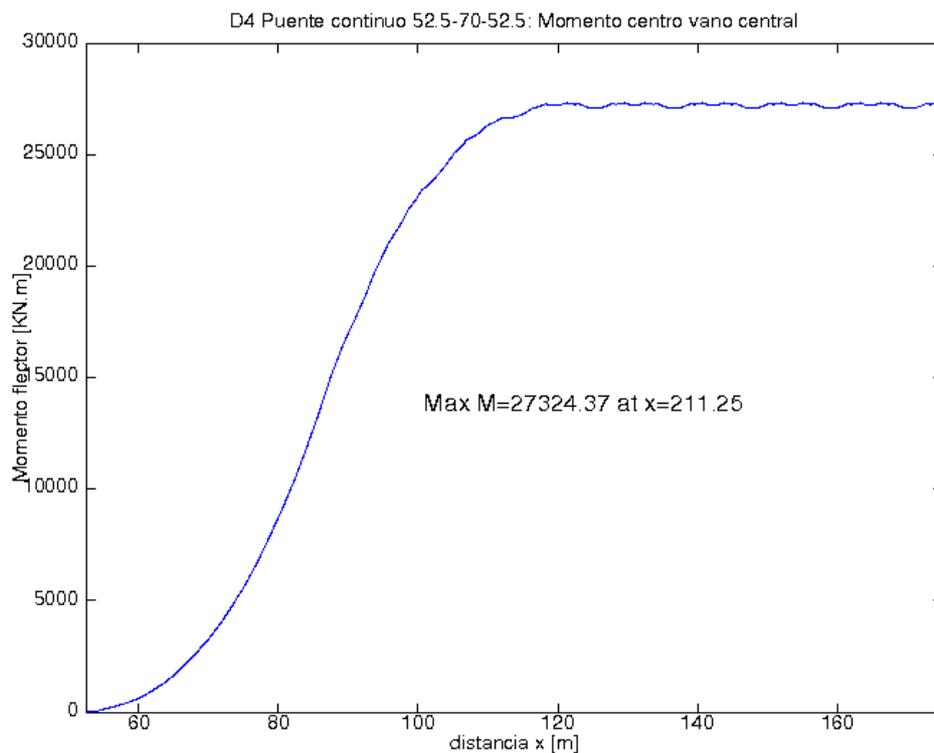


Figura A.64: Puente tres vano L= 70 m bajo tráfico D4, centro vano

- UIC71.  $M_{max} = 32559.16 \text{ KNm}$

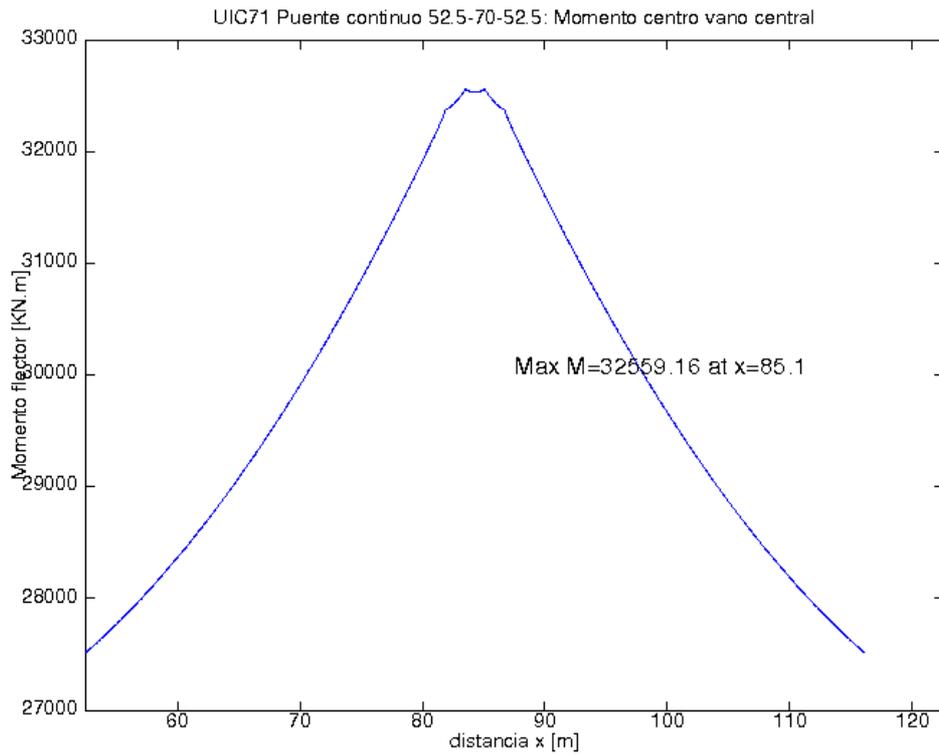


Figura A.65: Puente tres vano L= 70 m bajo modelo carga UIC71, centro vano

- SW0.  $M_{max} = 34032.88 \text{ KNm}$

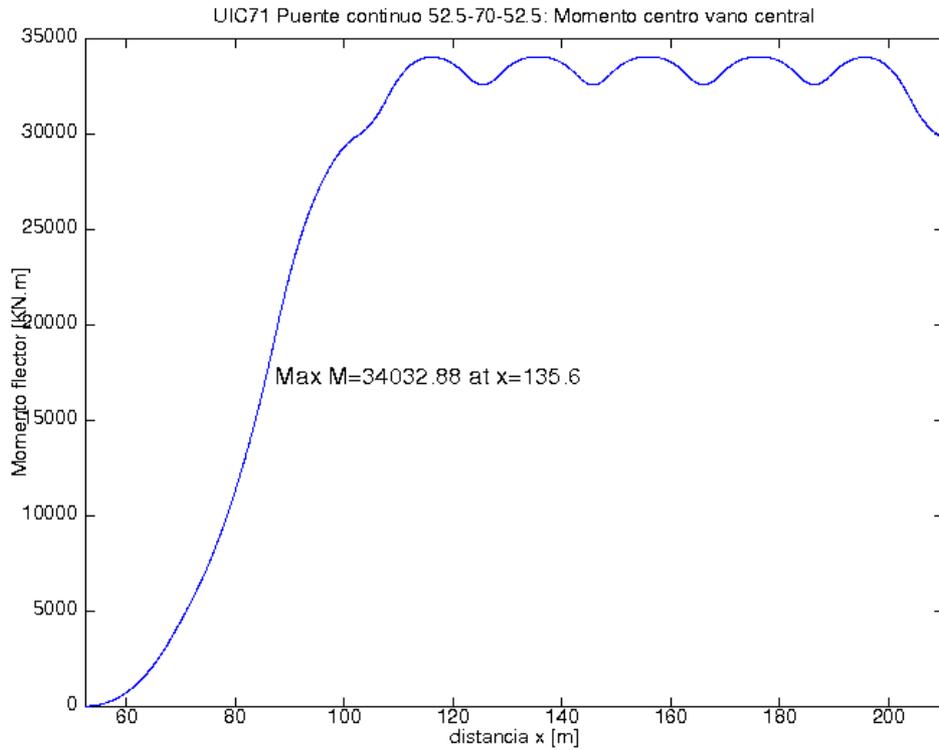


Figura A.66: Puente tres vano L= 70 m bajo modelo carga SW0, centro vano

**ANEXO B: RESULTADO DEL CALCULO DINAMICO****Puente isostático 20 m**

- C4.  $V_{crit} = 110$  Km/h.  $M_{max} = 5260$  KNm. Incremento dinámico = 30.20%

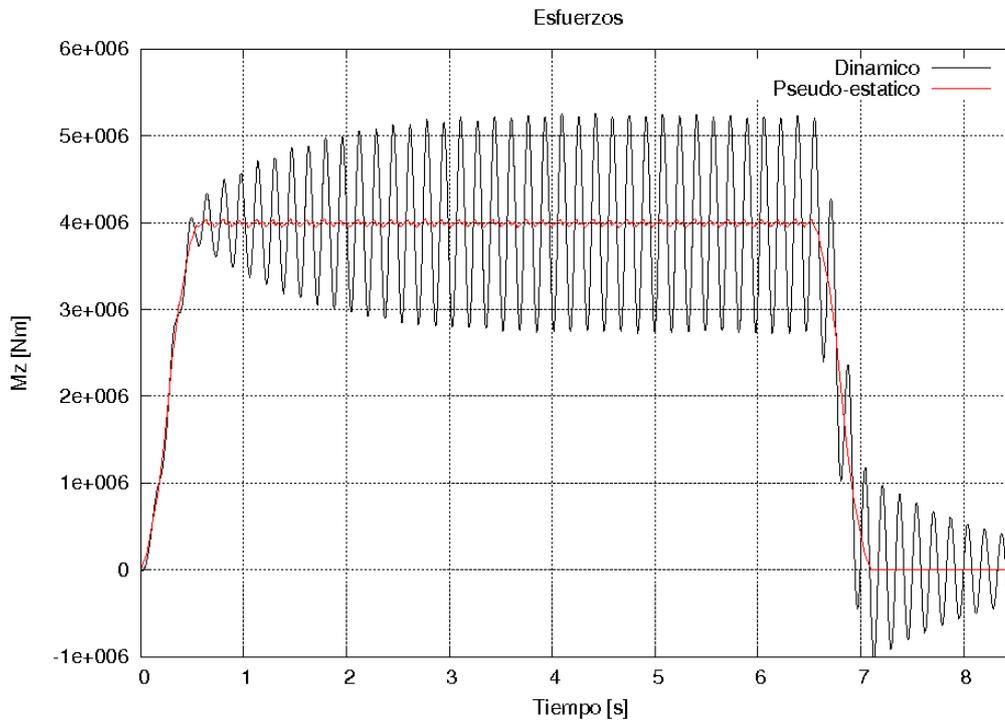


Figura B.1: Puente biapoyado 20m, C4 para  $V = 110$  Km/h

- D4.  $V_{crit} = 140$  Km/h.  $M_{max} = 4440$  KNm. Incremento dinámico = 9.36%

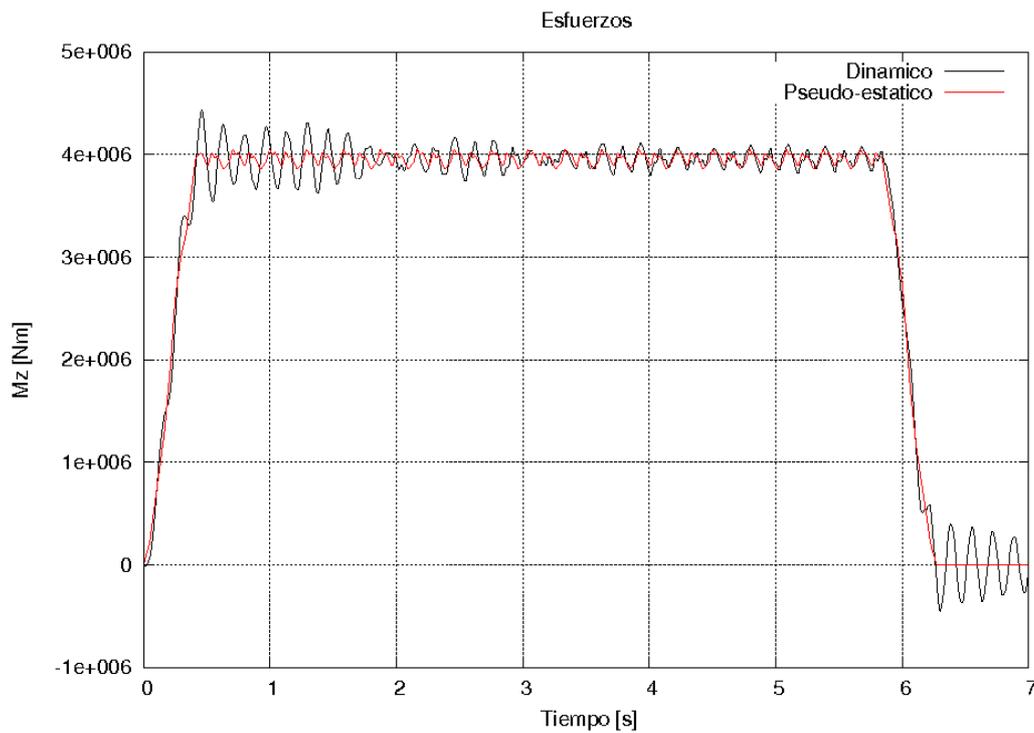


Figura B.2: Puente biapoyado 20m, D4 para  $V = 140$  Km/h

**Puente isostático 30 m**

- C4.  $V_{crit} = 85 \text{ Km/h}$ .  $M_{max} = 9930 \text{ KNm}$ . Incremento dinámico = 9.72%

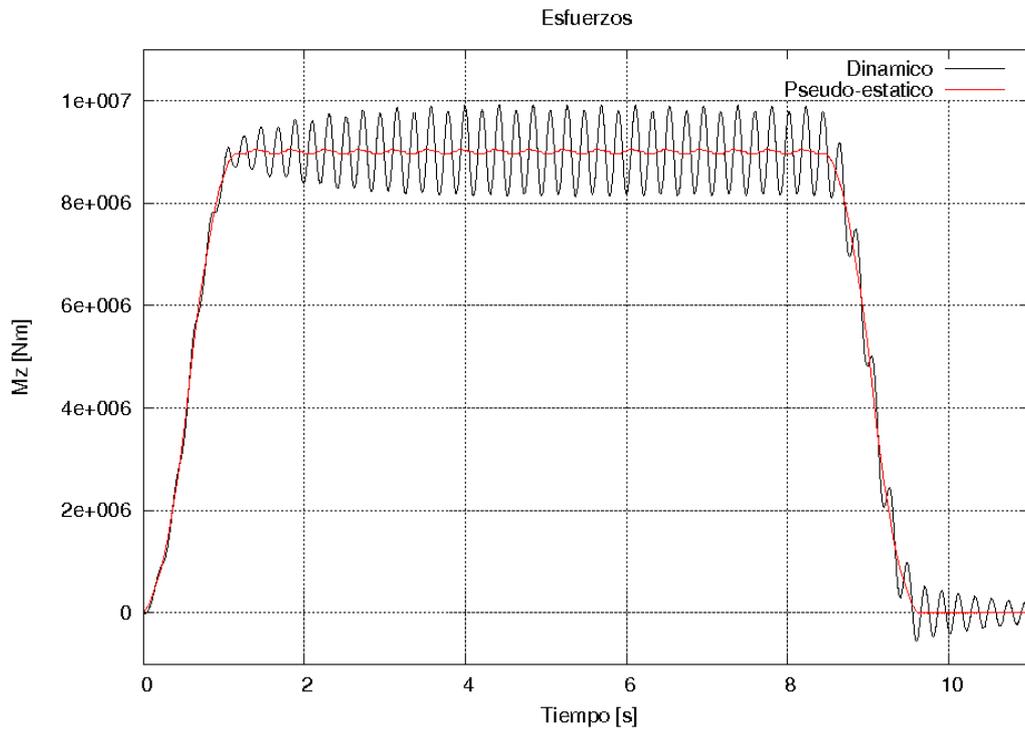


Figura B.3: Puente biapoyado 30m, C4 para  $V=85 \text{ Km/h}$

- D4.  $V_{crit} = 100 \text{ Km/h}$ .  $M_{max} = 10200 \text{ KNm}$ . Incremento dinámico = 12.46%

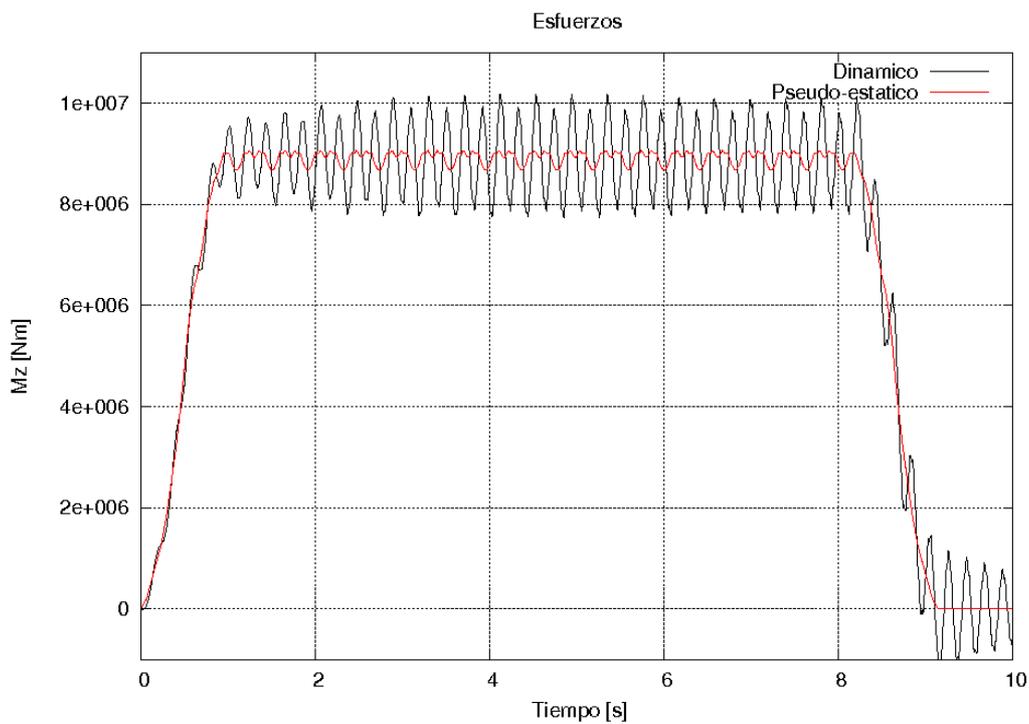


Figura B.4: Puente biapoyado 30m, D4 para  $V=100 \text{ Km/h}$

**Puente isostático 40 m**

- C4.  $V_{crit} = 60 \text{ Km/h}$ .  $M_{max} = 17200 \text{ KNm}$ . Incremento dinámico = 7.50%

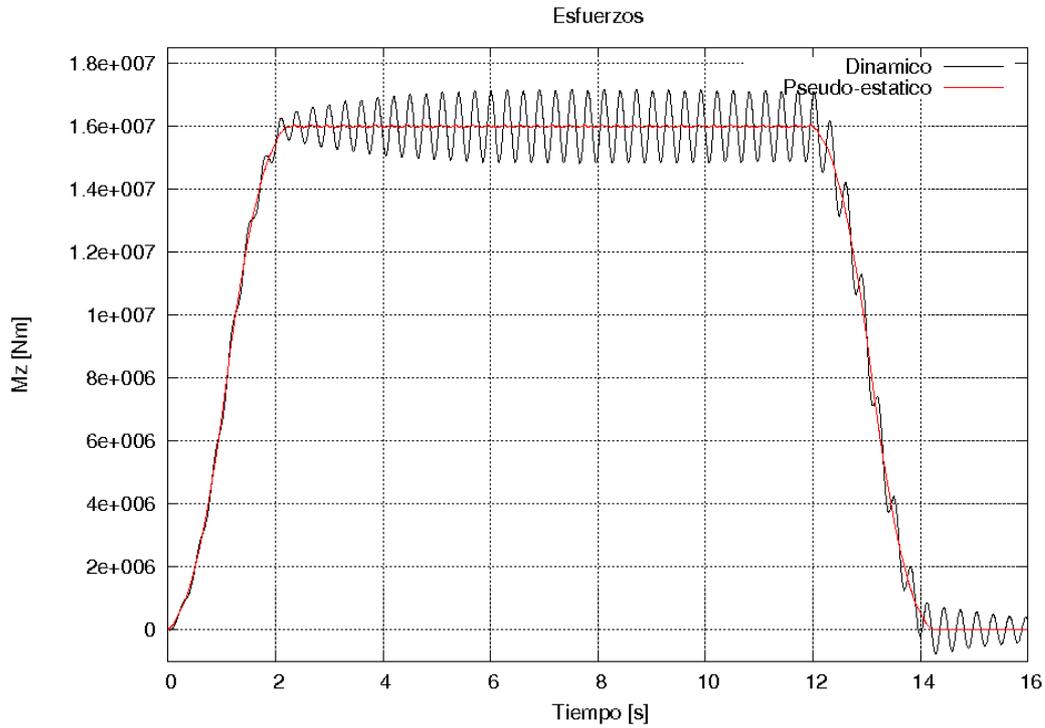


Figura B.5: Puente biapoyado 40m, C4 para  $V=60 \text{ Km/h}$

- D4.  $V_{crit} = 65 \text{ Km/h}$ .  $M_{max} = 17200 \text{ KNm}$ . Incremento dinámico = 7.50%

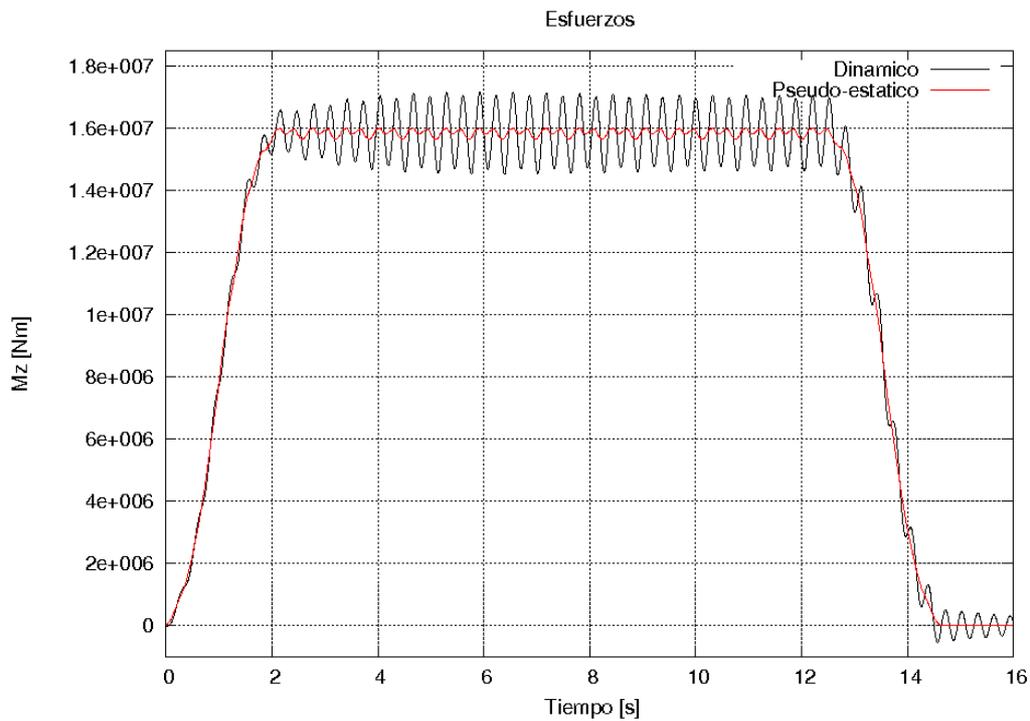


Figura B.6: Puente biapoyado 40m, D4 para  $V=65 \text{ Km/h}$

**Puente isostático 50 m**

- C4.  $V_{crit} = 45 \text{ Km/h}$ .  $M_{max} = 26400 \text{ KNm}$ . Incremento dinámico = 5.18%

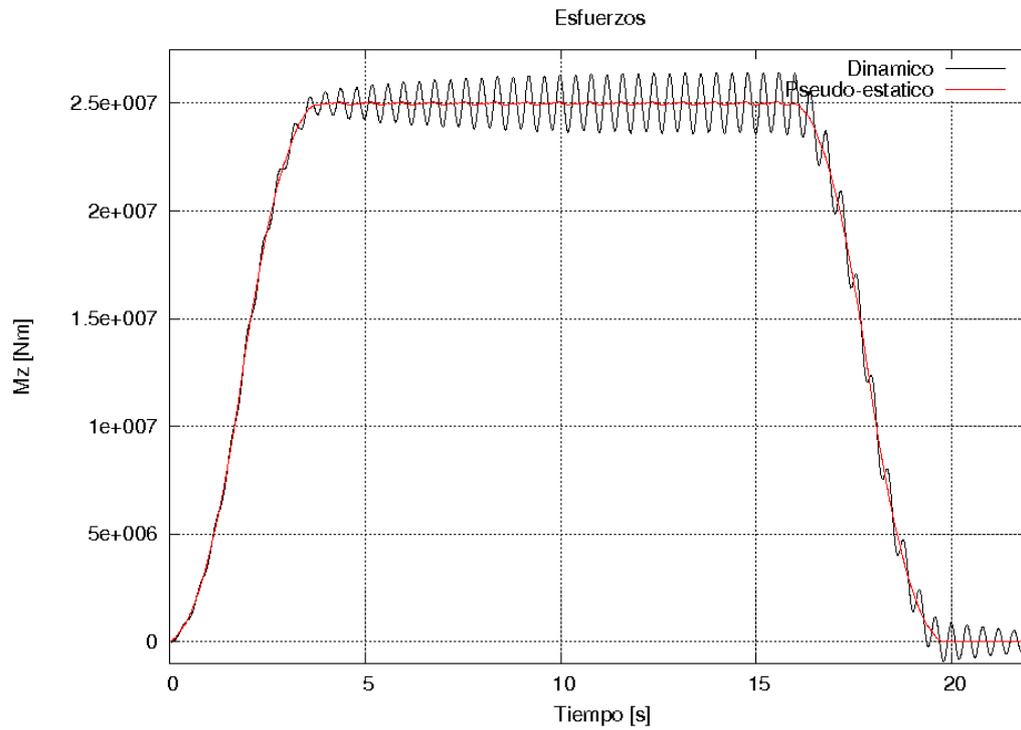


Figura B.7: Puente biapoyado 50m, C4 para  $V=45 \text{ Km/h}$

- D4.  $V_{crit} = 50 \text{ Km/h}$ .  $M_{max} = 26200 \text{ KNm}$ . Incremento dinámico = 5.22%

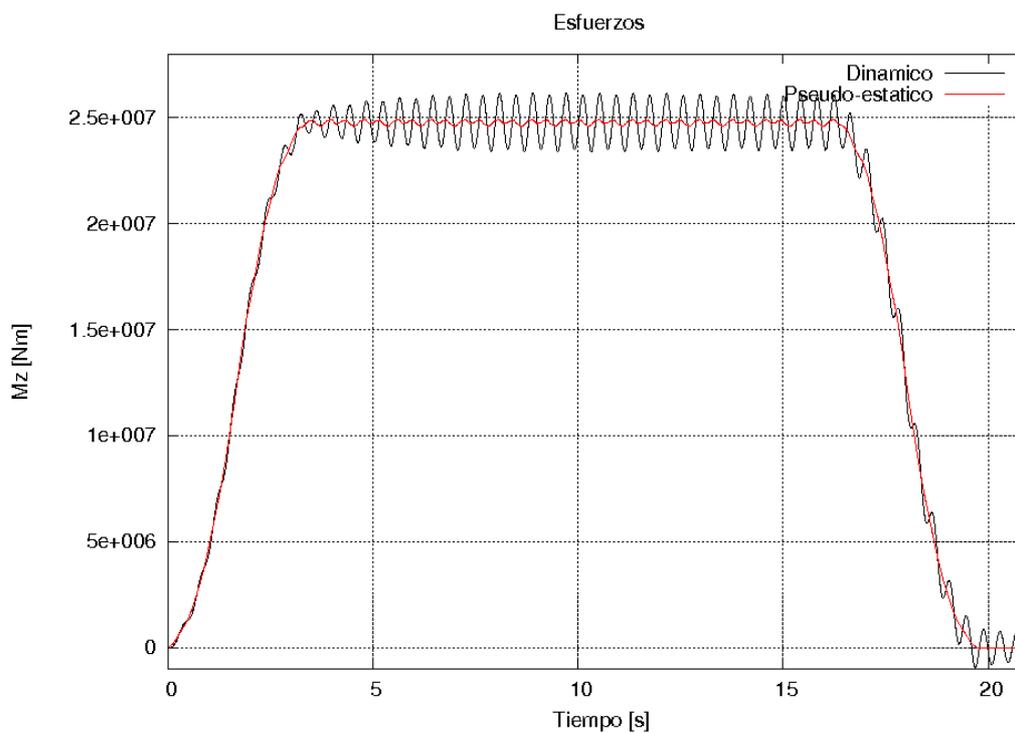


Figura B.8: Puente biapoyado 50m, D4 para  $V=50 \text{ Km/h}$

**Puente isostático 60 m**

- C4.  $V_{crit} = 200 \text{ Km/h}$ .  $M_{max} = 38100 \text{ KNm}$ . Incremento dinámico = 5.83%

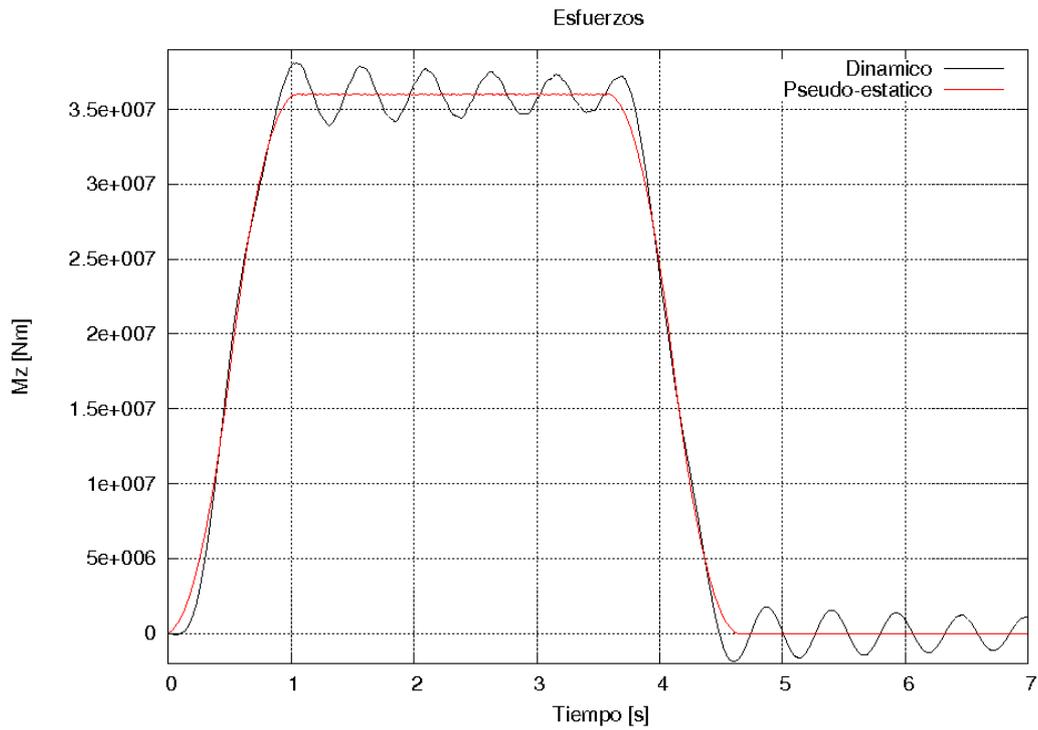


Figura B.9: Puente biapoyado 60m, C4 para  $V=200 \text{ Km/h}$

- D4.  $V_{crit} = 75 \text{ Km/h}$ .  $M_{max} = 36900 \text{ KNm}$ . Incremento dinámico = 3.07%

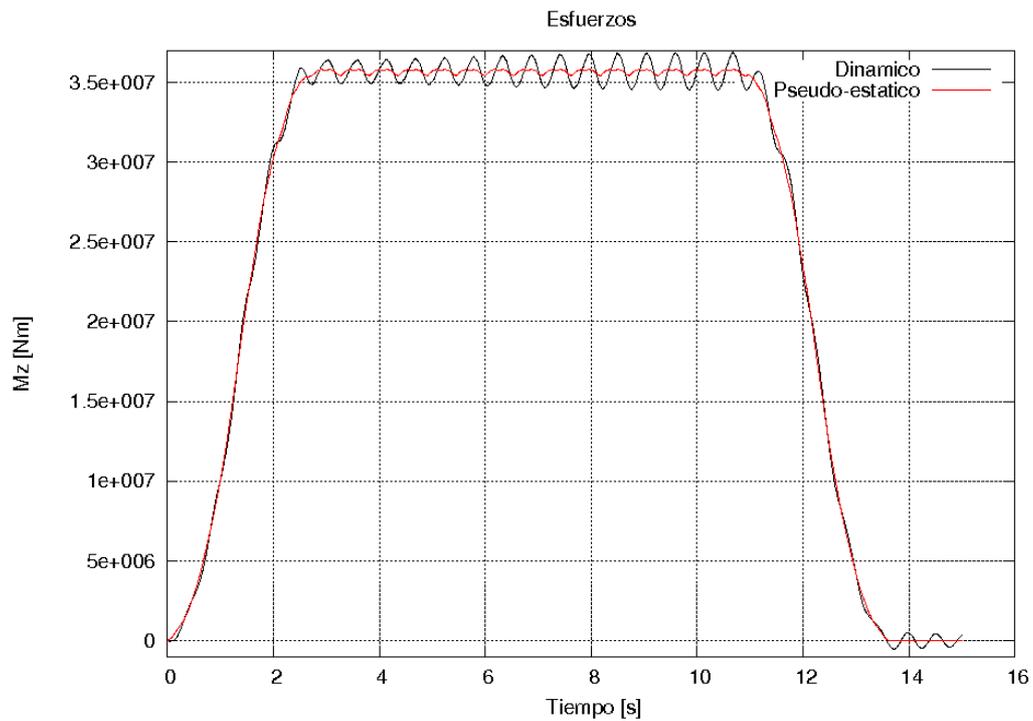


Figura B.10: Puente biapoyado 60m, D4 para  $V=75 \text{ Km/h}$

**Puente isostático 70 m**

- C4.  $V_{crit} = 200 \text{ Km/h}$ .  $M_{max} = 50300 \text{ KNm}$ . Incremento dinámico = 2.65%

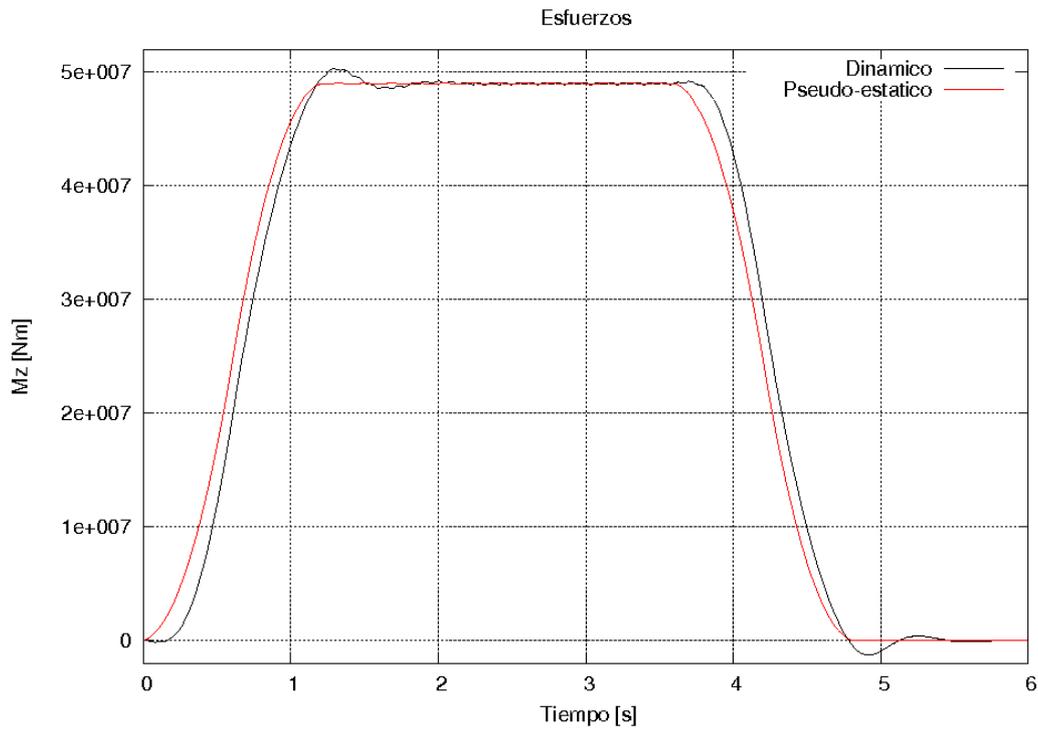


Figura B.11: Puente biapoyado 70m, C4 para  $V = 200 \text{ Km/h}$

- D4.  $V_{crit} = 65 \text{ Km/h}$ .  $M_{max} = 51000 \text{ KNm}$ . Incremento dinámico = 4.94%

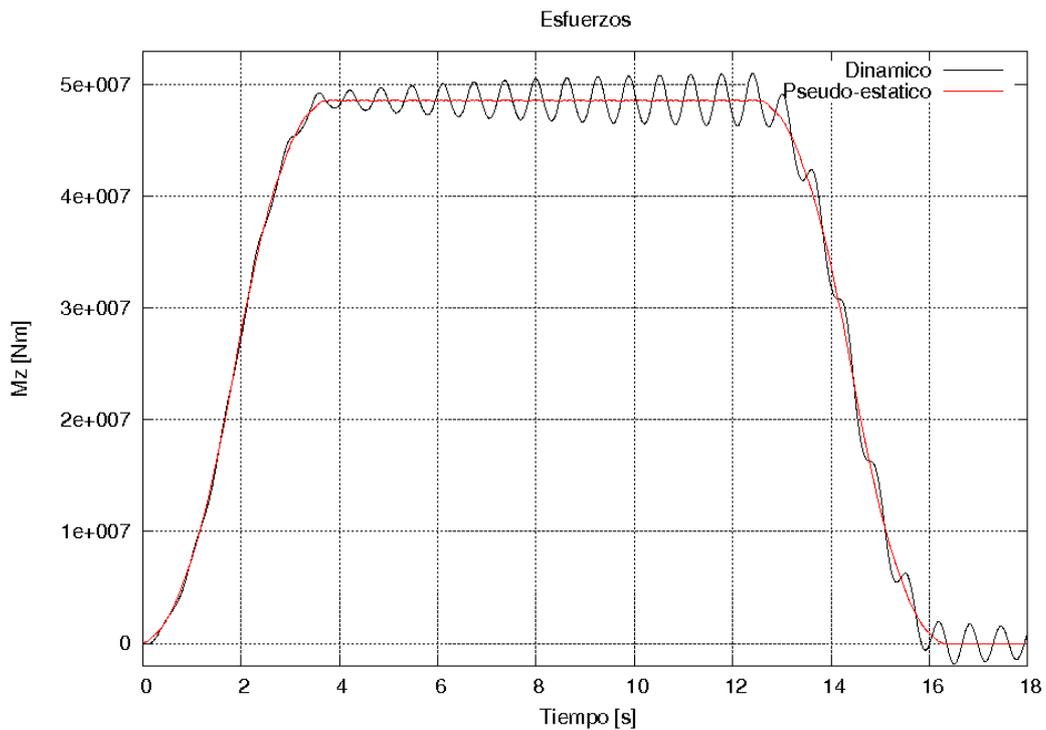


Figura B.12: Puente biapoyado 70m, D4 para  $V = 65 \text{ Km/h}$

**Puente de 3 vanos L=20, momento flector en apoyo**

- C4.  $V_{crit} = 140 \text{ Km/h}$ .  $M_{max} = -2880 \text{ KNm}$ . Incremento dinámico = 1.74%

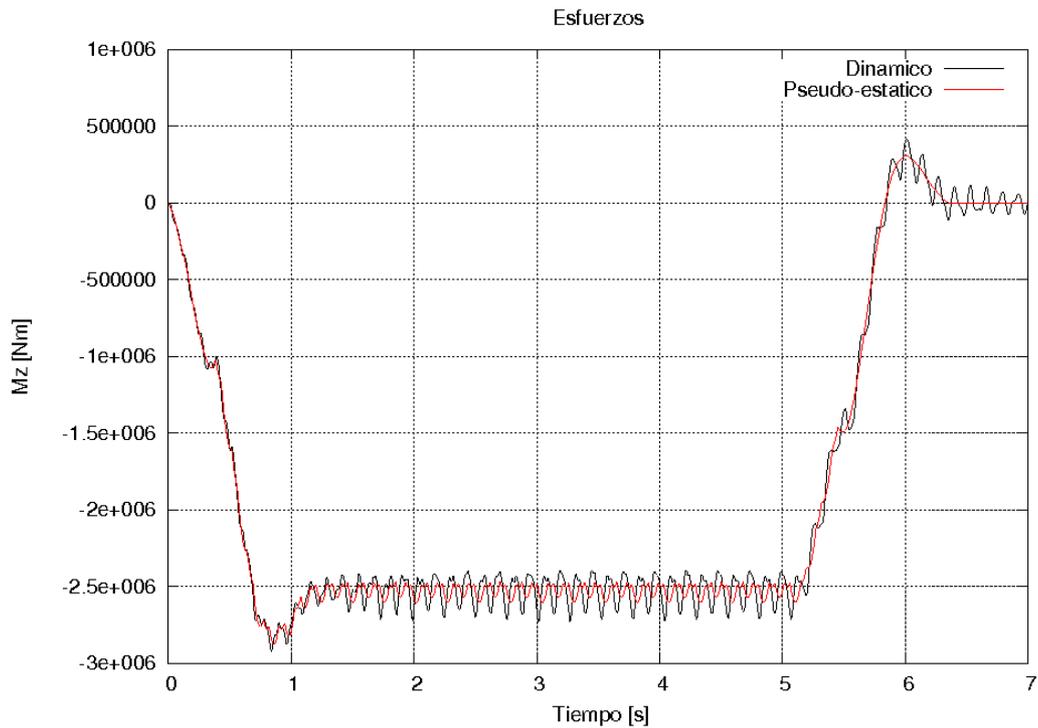


Figura B.13: Puente tres vanos 20m, C4 para  $V = 140 \text{ Km/h}$  en apoyo

- D4.  $V_{crit} = 160 \text{ Km/h}$ .  $M_{max} = -3000 \text{ KNm}$ . Incremento dinámico = 4.17%

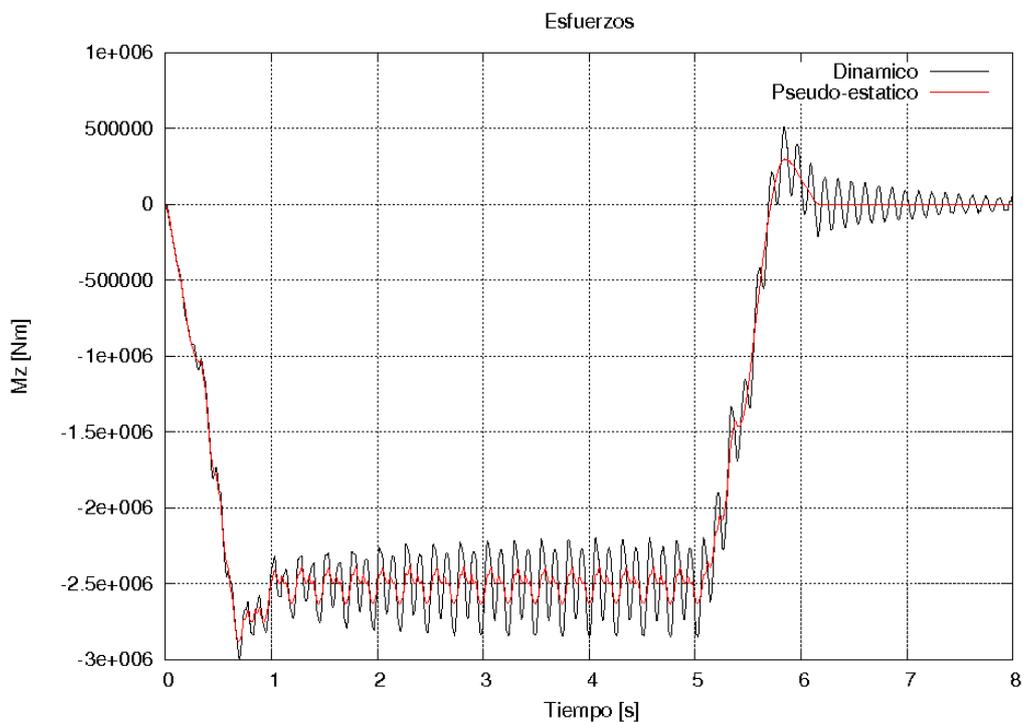


Figura B.14: Puente tres vanos 20m, D4 para  $V = 160 \text{ Km/h}$  en apoyo

**Puente de 3 vanos L=20, momento flector en centro vano**

- C4. Vcrit= 140 Km/h. Mmax= 2140 KNm. Incremento dinámico= 12.04%

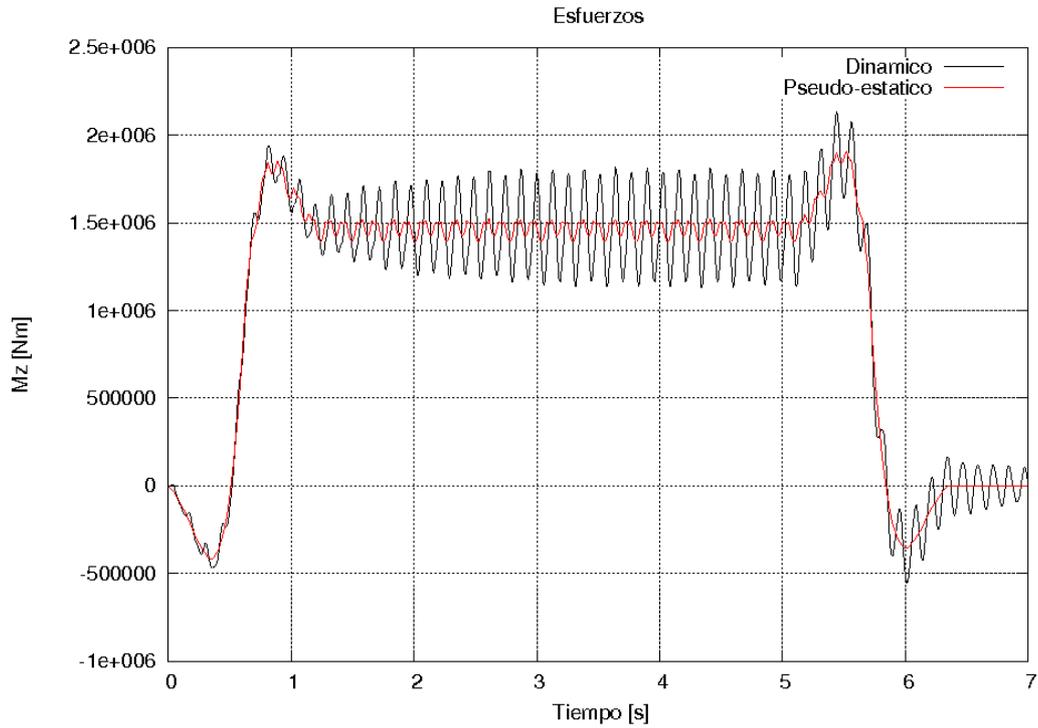


Figura B.15: Puente tres vanos 20m, C4 para V= 140 Km/h en centro vano

- D4. Vcrit= 160 Km/h. Mmax= 2140 KNm. Incremento dinámico= 9.74%

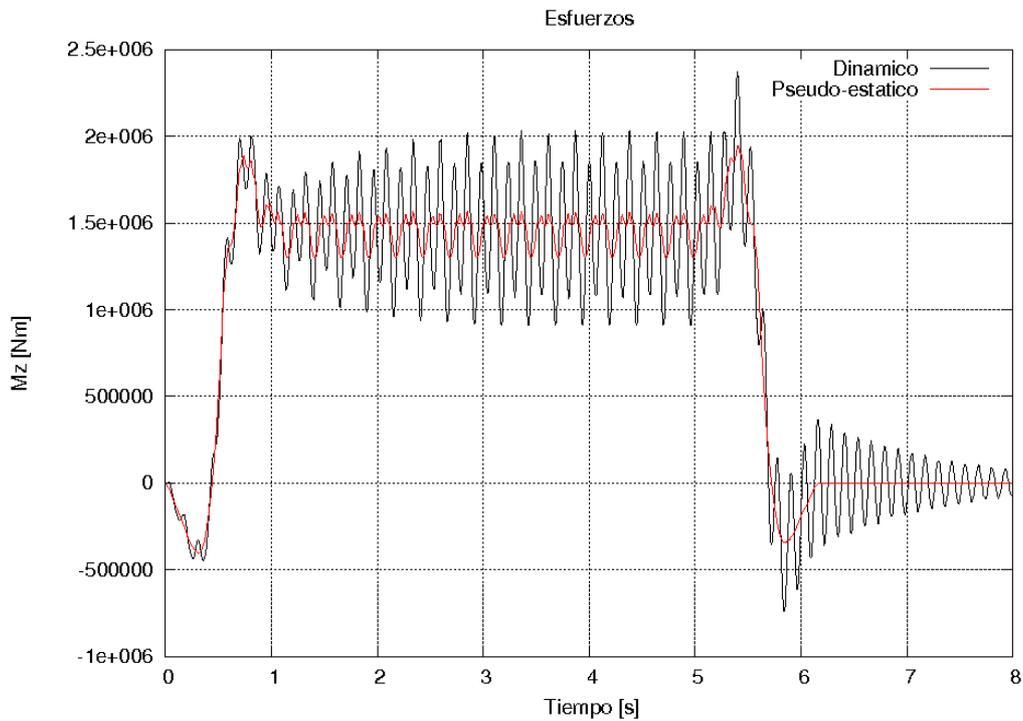


Figura B.16: Puente tres vanos 20m, D4 para V= 160 Km/h en centro vano

**Puente de 3 vanos L=30, momento flector en apoyo**

- C4.  $V_{crit} = 180 \text{ Km/h}$ .  $M_{max} = -6510 \text{ KNm}$ . Incremento dinámico = 1.88%

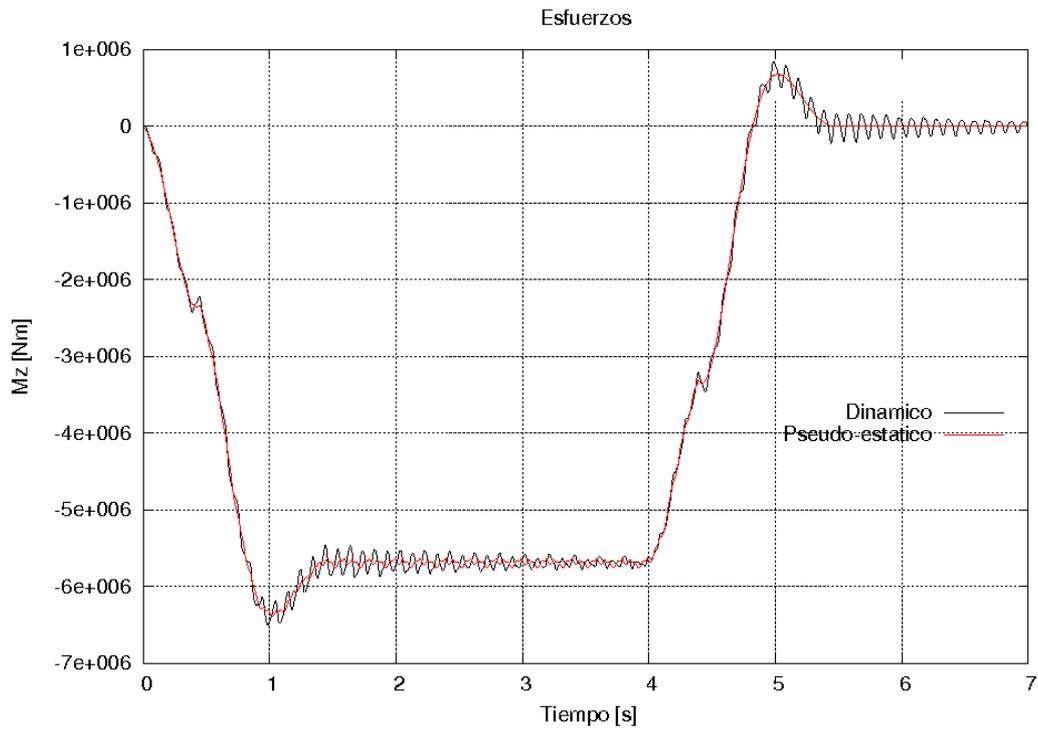


Figura B.17: Puente tres vanos 30m, C4 para  $V = 180 \text{ Km/h}$  en apoyo

- D4.  $V_{crit} = 130 \text{ Km/h}$ .  $M_{max} = -6550 \text{ KNm}$ . Incremento dinámico = 1.08%

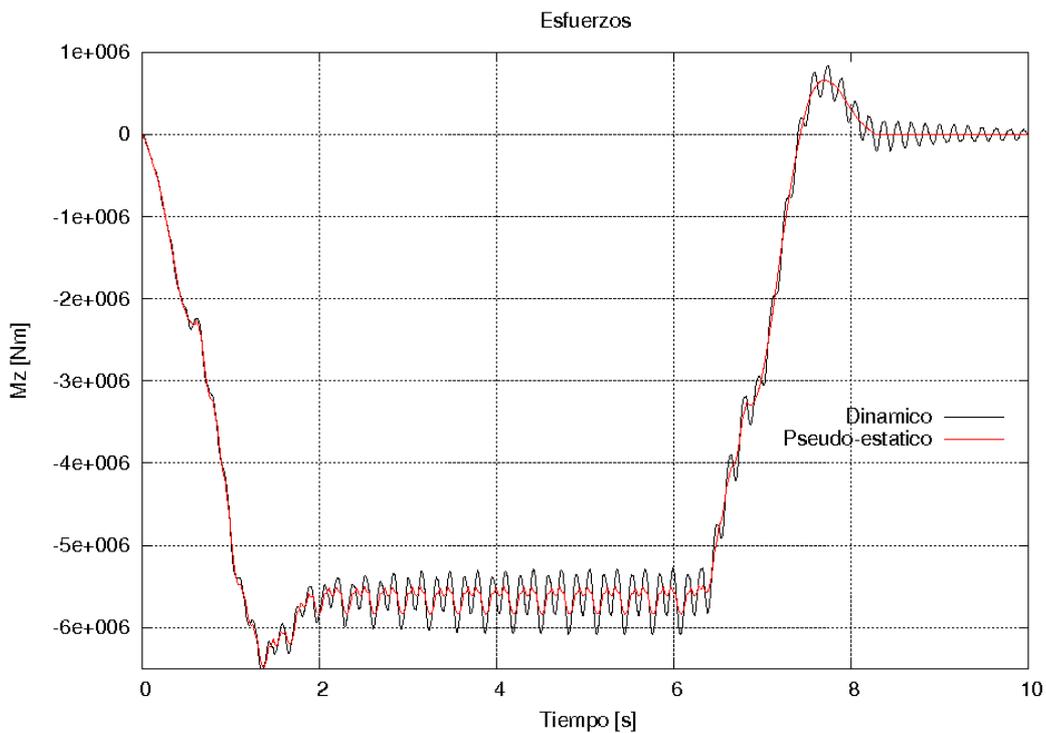


Figura B.18: Puente tres vanos 30m, D4 para  $V = 130 \text{ Km/h}$  en apoyo

**Puente de 3 vanos L=30, momento flector en centro vano**

- C4.  $V_{crit} = 120$  Km/h.  $M_{max} = 4270$  KNm. Incremento dinámico = 1.91%

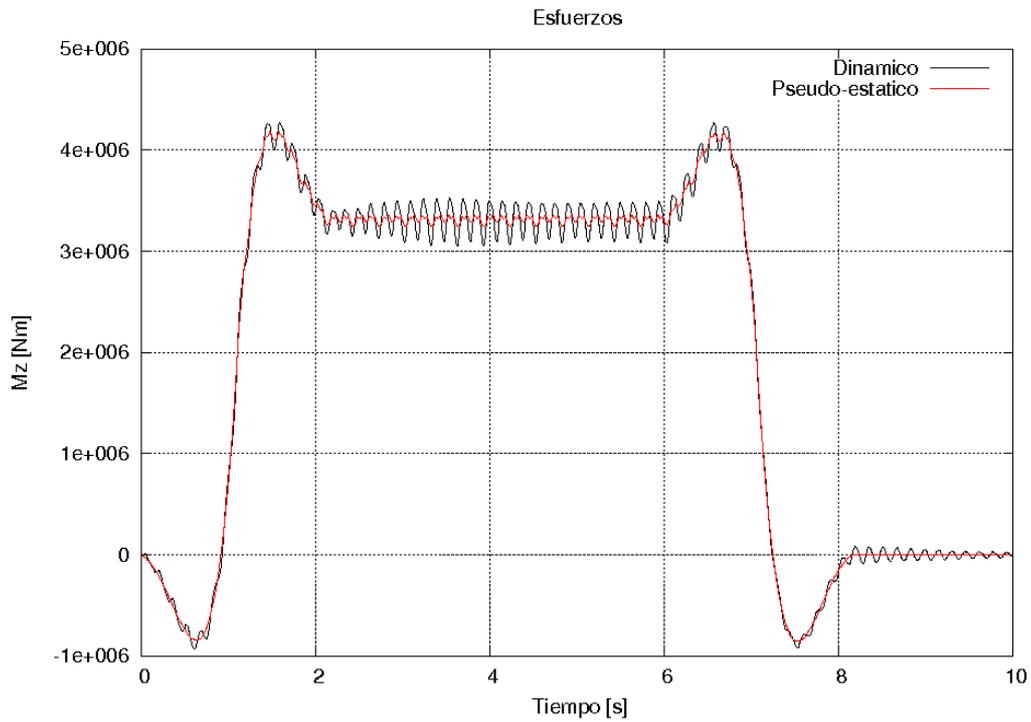


Figura B.19: Puente tres vanos 30m, C4 para  $V = 120$  Km/h en centro vano

- D4.  $V_{crit} = 130$  Km/h.  $M_{max} = 4560$  KNm. Incremento dinámico = 9.31%

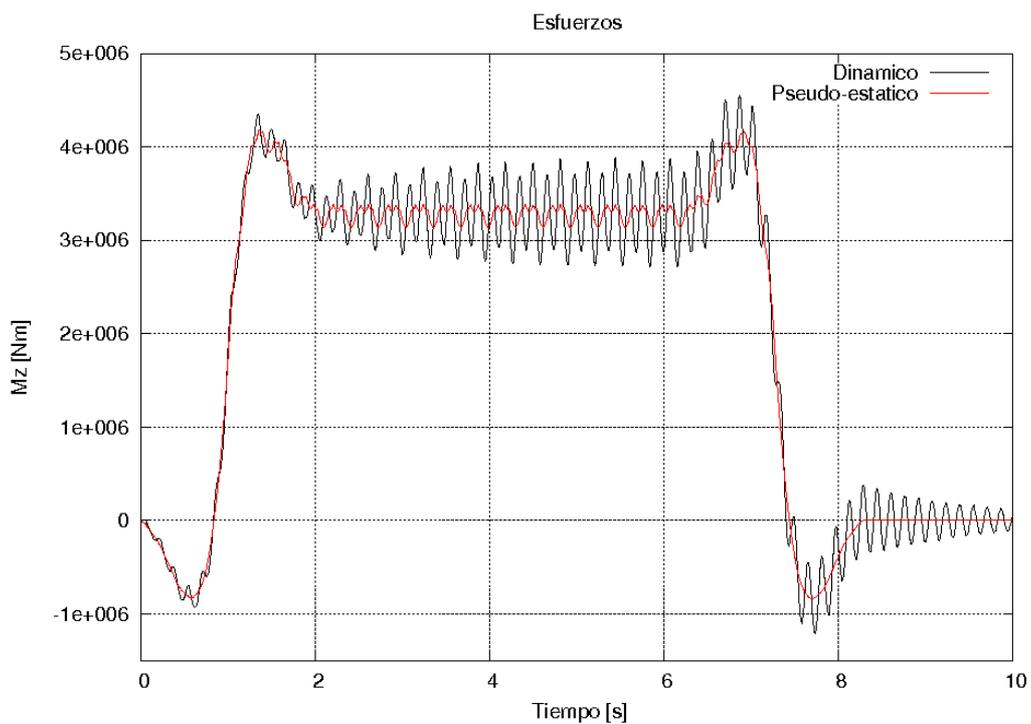


Figura B.20: Puente tres vanos 30m, D4 para  $V = 130$  Km/h en centro vano

**Puente de 3 vanos L=40, momento flector en apoyo**

- C4.  $V_{crit} = 150 \text{ Km/h}$ .  $M_{max} = -11700 \text{ KNm}$ . Incremento dinámico = 2.63%

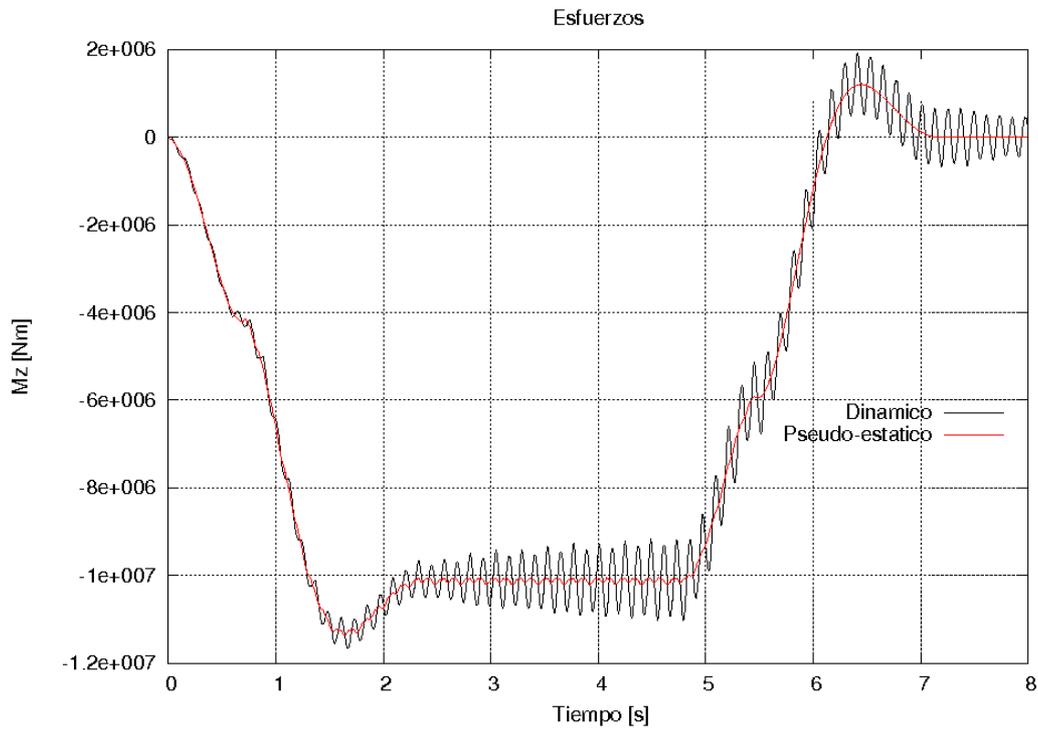


Figura B.21: Puente tres vanos 40m, C4 para  $V = 150 \text{ Km/h}$  en apoyo

- D4.  $V_{crit} = 140 \text{ Km/h}$ .  $M_{max} = -11600 \text{ KNm}$ . Incremento dinámico = 2.65%

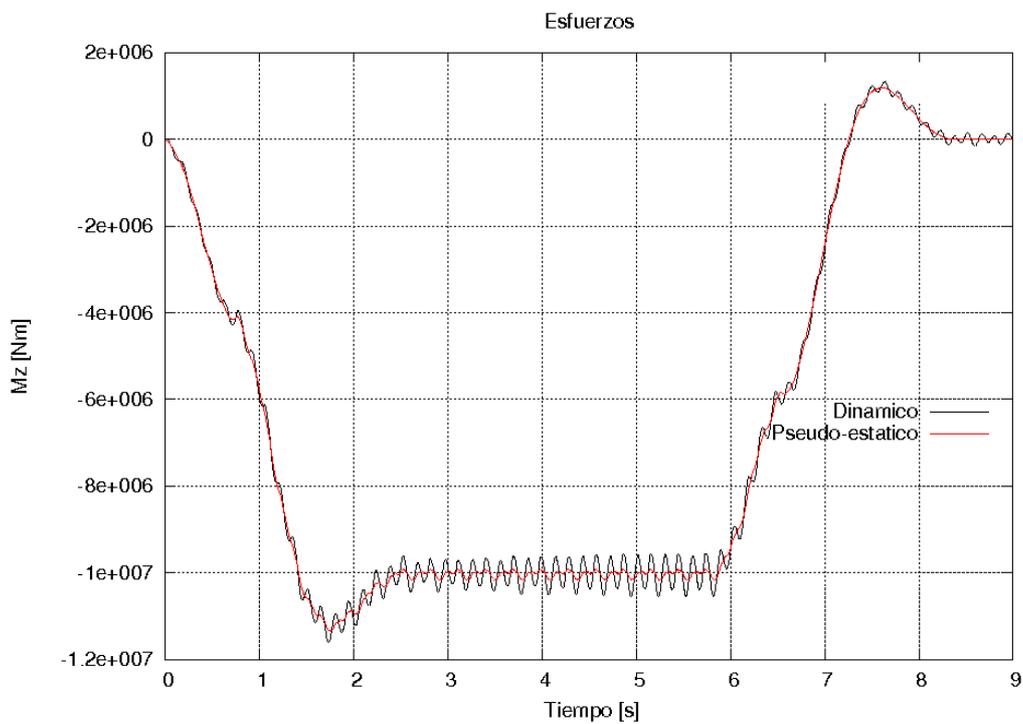


Figura B.22: Puente tres vanos 40m, D4 para  $V = 140 \text{ Km/h}$  en apoyo

**Puente de 3 vanos L=40, momento flector en centro vano**

- C4.  $V_{crit} = 150$  Km/h.  $M_{max} = 8050$  KNm. Incremento dinámico = 7.48%

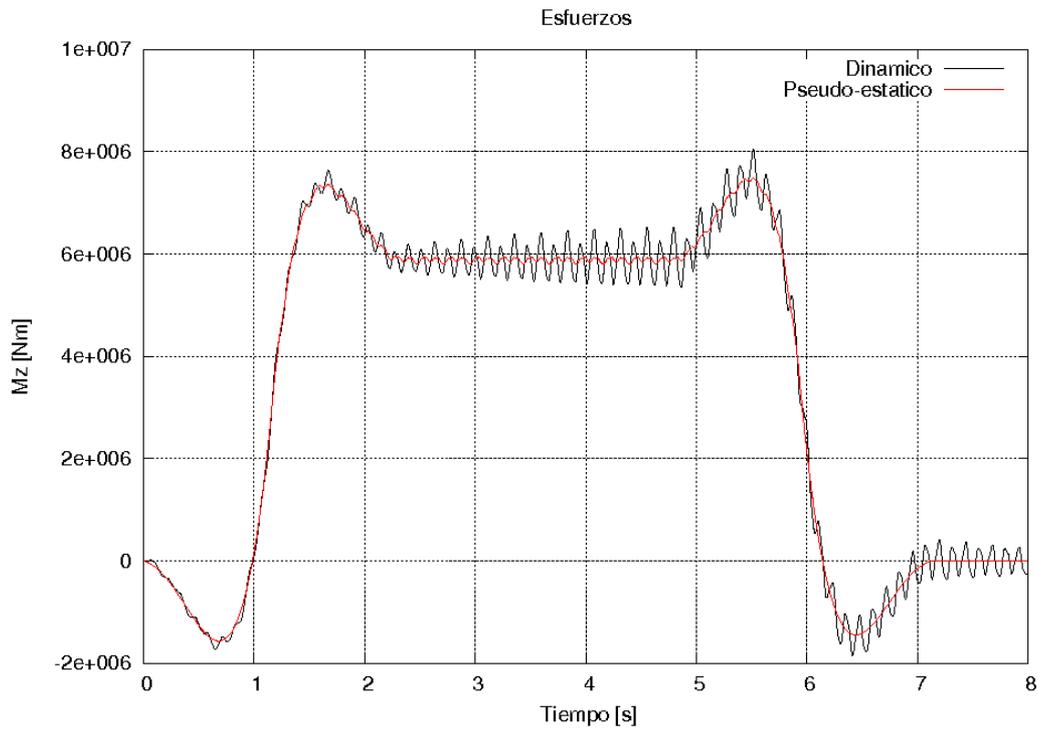


Figura B.23: Puente tres vanos 40m, C4 para  $V = 150$  Km/h en centro vano

- D4.  $V_{crit} = 160$  Km/h.  $M_{max} = 7600$  KNm. Incremento dinámico = 1.88%

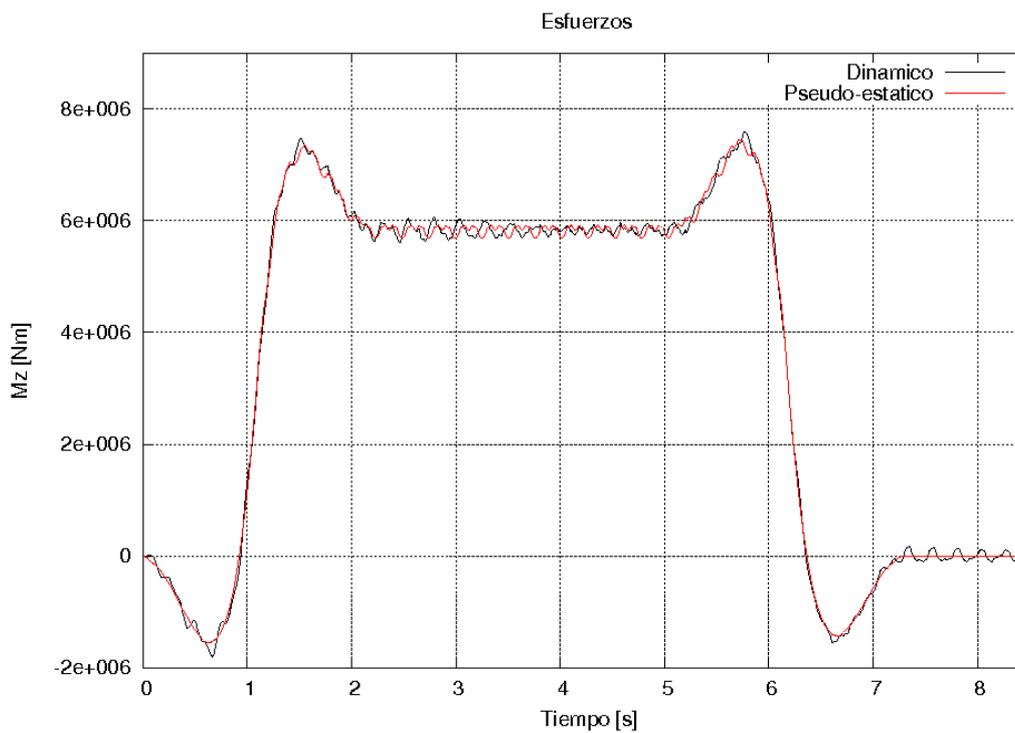


Figura B.24: Puente tres vanos 40m, D4 para  $V = 160$  Km/h en centro vano

**Puente de 3 vanos L=50, momento flector en apoyo**

- C4. Vcrit= 110 Km/h. Mmax= -17900 KNm. Incremento dinámico= 1.13%

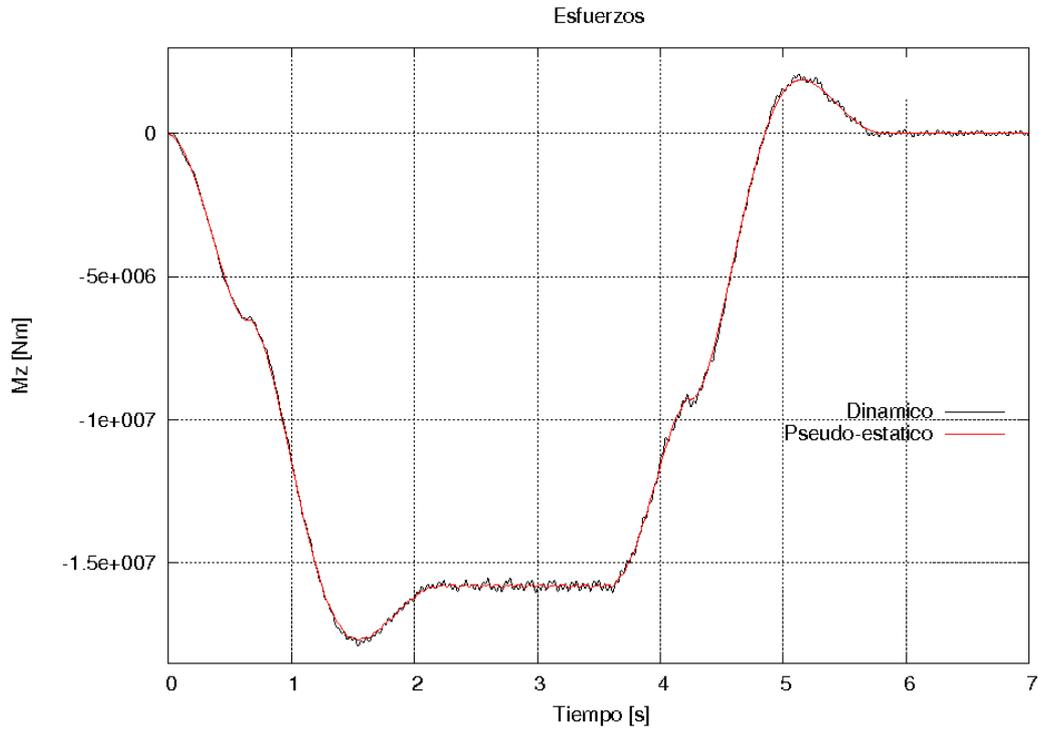


Figura B.25: Puente tres vanos 50m, C4 para V= 110 Km/h en apoyo

- D4. Vcrit= 200 Km/h. Mmax= -17900 KNm. Incremento dinámico= 1.13%

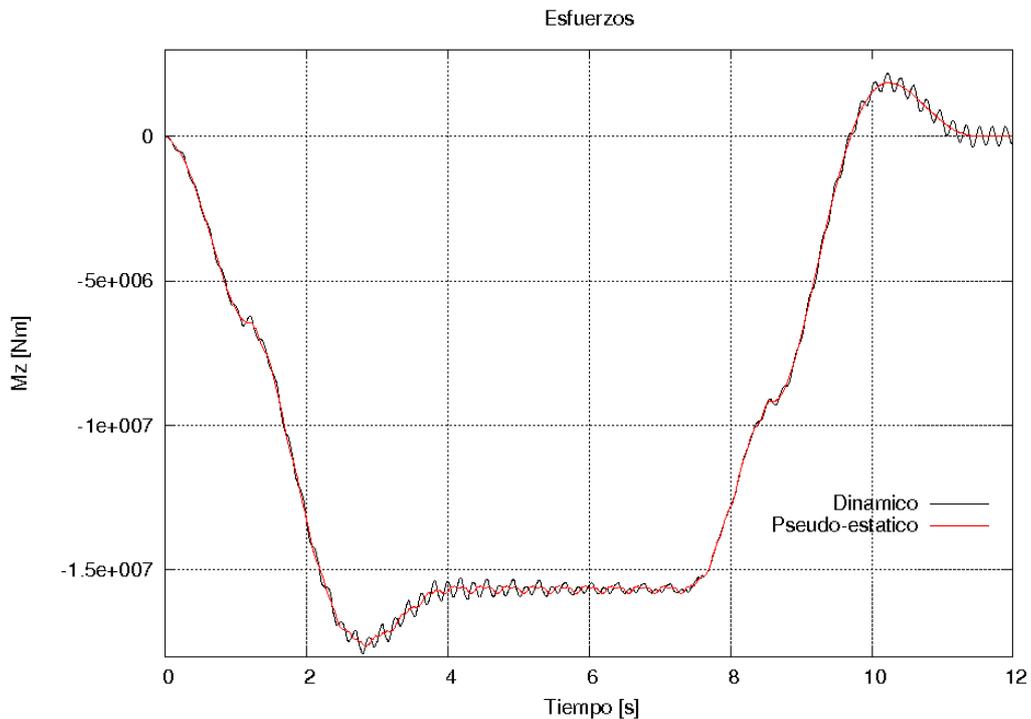


Figura B.26: Puente tres vanos 50m, D4 para V= 200 Km/h en apoyo

**Puente de 3 vanos L=50, momento flector en centro vano**

- C4.  $V_{crit} = 200 \text{ Km/h}$ .  $M_{max} = 12000 \text{ KNm}$ . Incremento dinámico = 3.45%

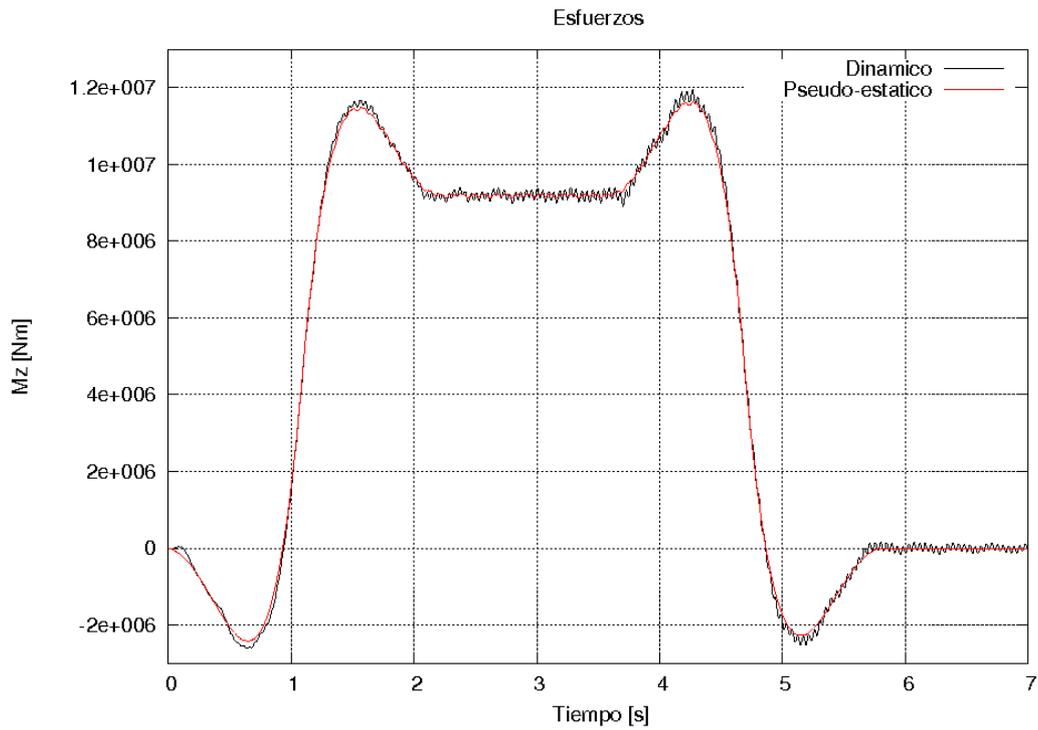


Figura B.27: Puente tres vanos 50m, C4 para  $V = 200 \text{ Km/h}$  en centro vano

- D4.  $V_{crit} = 140 \text{ Km/h}$ .  $M_{max} = 12000 \text{ KNm}$ . Incremento dinámico = 3.45%

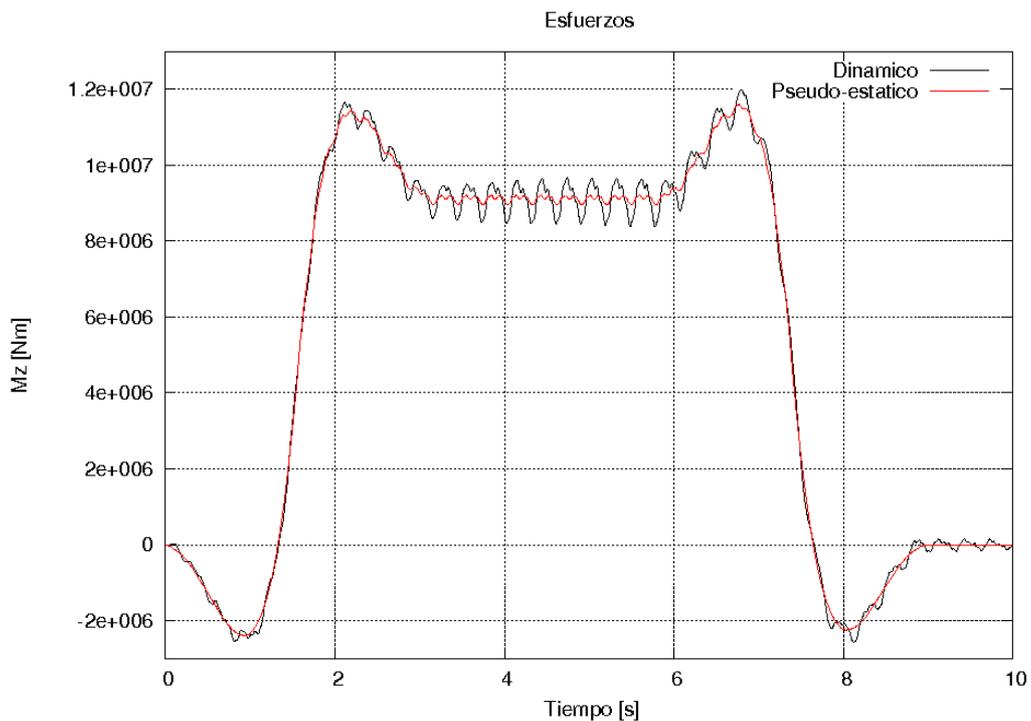


Figura B.28: Puente tres vanos 50m, D4 para  $V = 140 \text{ Km/h}$  en centro vano

**Puente de 3 vanos L=60, momento flector en apoyo**

- C4. Vcrit= 200 Km/h. Mmax= -25600KNm. Incremento dinámico= 0.39%

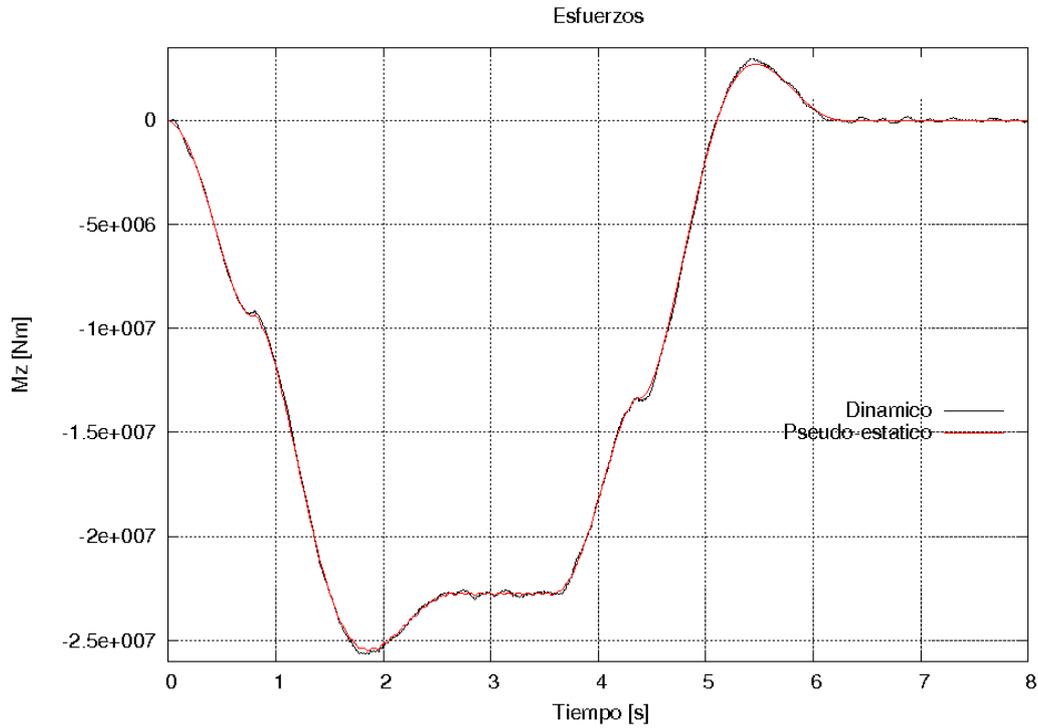


Figura B.29: Puente tres vanos 60m, C4 para V= 200 Km/h en apoyo

- D4. Vcrit= 100 Km/h. Mmax= -25800KNm. Incremento dinámico= 0.78%

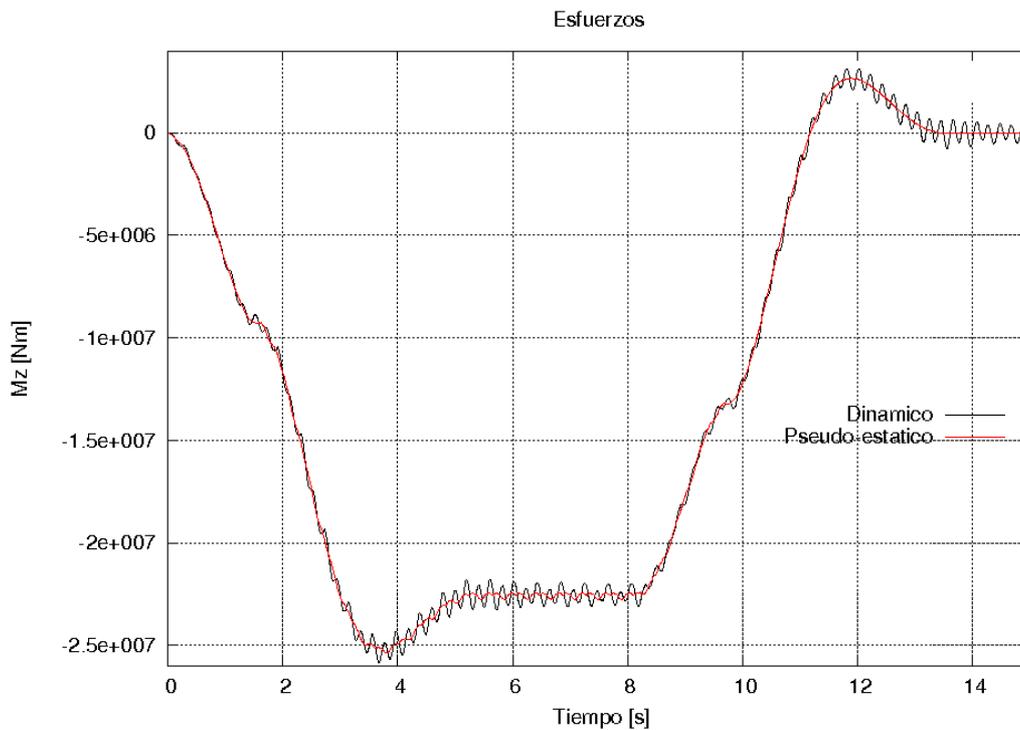


Figura B.30: Puente tres vanos 60m, D4 para V= 100 Km/h en apoyo

**Puente de 3 vanos L=60, momento flector en centro vano**

- C4. Vcrit= 200 Km/h. Mmax= 17200KNm. Incremento dinámico= 2.38%

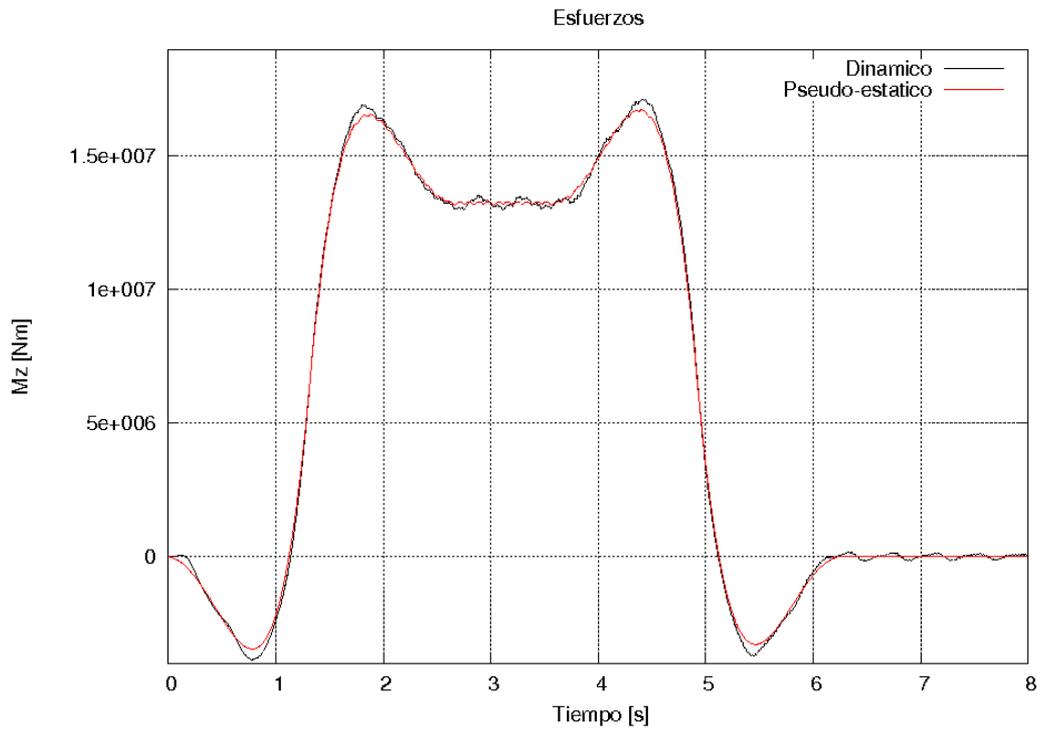


Figura B.31: Puente tres vanos 60m, C4 para V= 200 Km/h en centro vano

- D4. Vcrit= 100 Km/h. Mmax= 17000KNm. Incremento dinámico= 2.41%

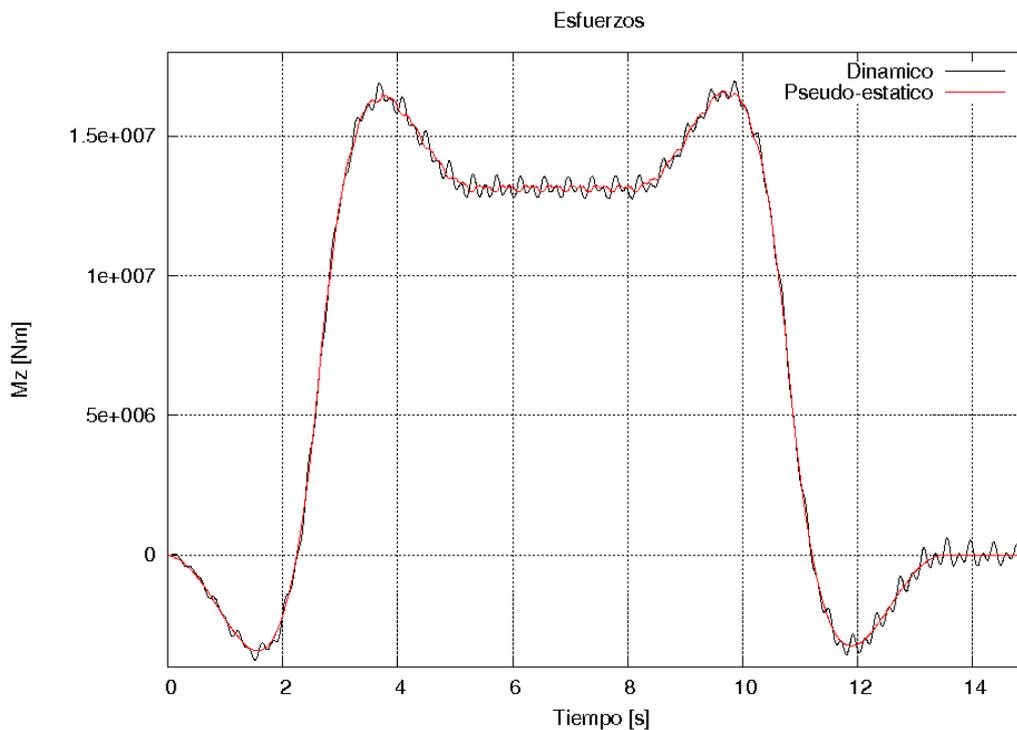


Figura B.32: Puente tres vanos 60m, D4 para V= 100 Km/h en centro vano

**Puente de 3 vanos L=70, momento flector en apoyo**

- C4.  $V_{crit} = 200 \text{ Km/h}$ .  $M_{max} = -35100 \text{ KNm}$ . Incremento dinámico = 1.15%

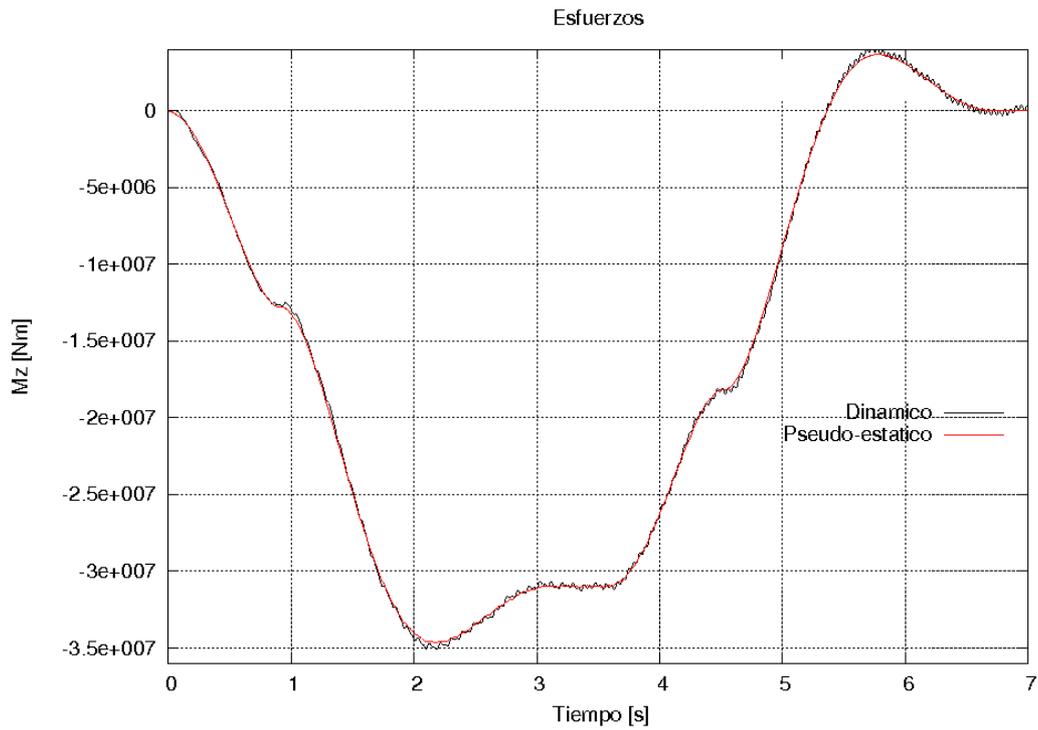


Figura B.33: Puente tres vanos 70m, C4 para  $V = 200 \text{ Km/h}$  en apoyo

- D4.  $V_{crit} = 160 \text{ Km/h}$ .  $M_{max} = -34800 \text{ KNm}$ . Incremento dinámico = 1.16%

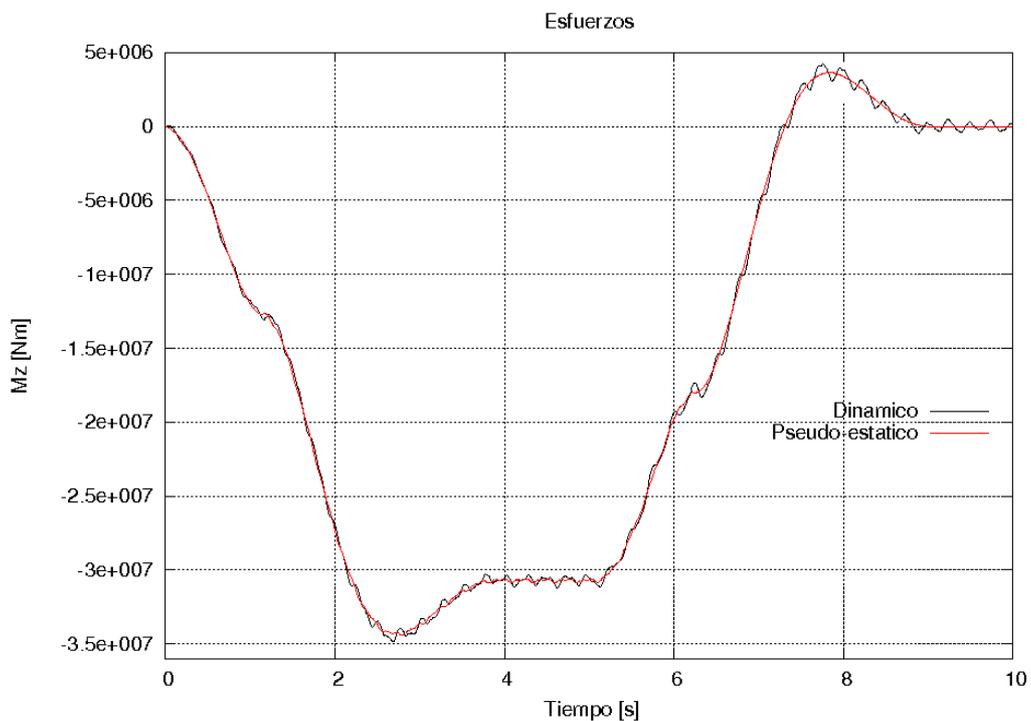


Figura B.34: Puente tres vanos 70m, D4 para  $V = 160 \text{ Km/h}$  en apoyo

**Puente de 3 vanos L=70, momento flector en centro vano**

- C4.  $V_{crit} = 200$  Km/h.  $M_{max} = 23300$ KNm. Incremento dinámico = 2.64%

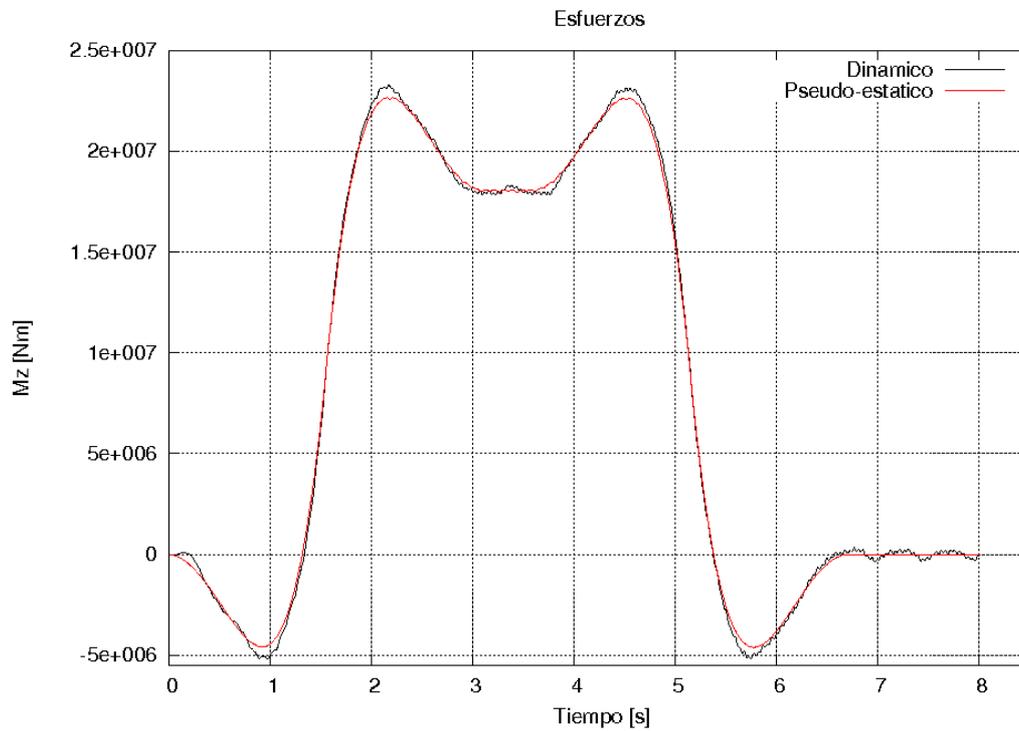


Figura B.35: Puente tres vanos 70m, C4 para  $V = 200$  Km/h en centro vano

- D4.  $V_{crit} = 160$  Km/h.  $M_{max} = 23100$ KNm. Incremento dinámico = 2.67%

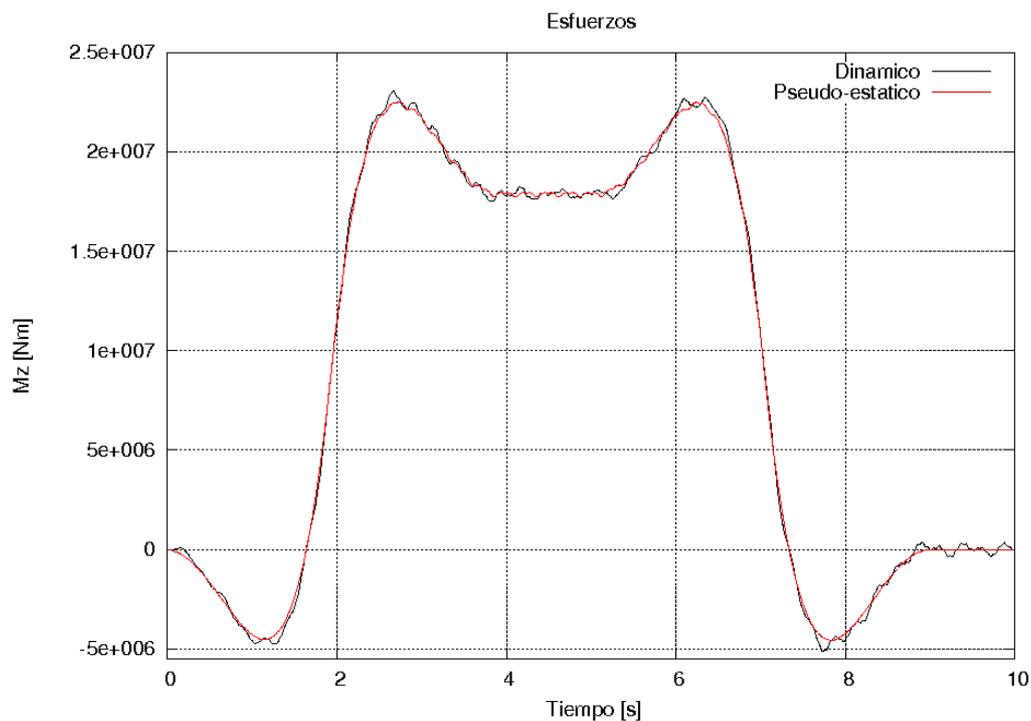


Figura B.36: Puente tres vanos 70m, C4 para  $V = 160$  Km/h en centro vano

## ANEXO C: EJEMPLO DE CALCULO ESTATICO

En este anexo se recoge un ejemplo que pretende ilustrar el cálculo estático realizado. Se desarrolla el cálculo de un puente biapoyado de 30 metros de vano sometido a la acción de un tren tipo C4.

En primer lugar, se han obtenido las expresiones analíticas para la resolución de las estructuras estudiadas bajo cargas simples.

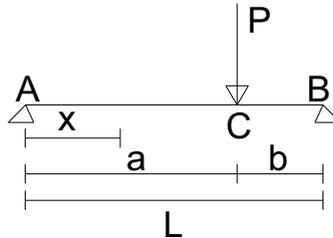


Figura C.1: Ejemplo de carga puntal sobre estructura biapoyada

$$M_{AC} = \frac{P \cdot b}{L} \cdot x \quad M_{CB} = \frac{P \cdot a}{L} \cdot (L - x)$$

La solución se programa en Octave, conformando el modelo de cargas C4 como suma de cargas puntuales.

```
#carga puntual
function retval=M_1vP(P,b,L)

if b<0
    retval=0;
elseif b<0.5*L
    retval=P*b*0.5;
elseif b<L
    retval=P*(L-b)*0.5;
else
    retval=0;
endif
endfunction

# tren formado por 18 vagones

function retval=C4x_1vp(x,L)

P = 200;

retval = M_1vP(P,x,L)+M_1vP(P,x-1.8,L)+...
        M_1vP(P,x-5.2,L)+M_1vP(P,x-7,L)+...
        M_1vP(P,x-10,L)+M_1vP(P,x-11.8,L)+...
        M_1vP(P,x-15.2,L)+M_1vP(P,x-17,L)+...
        M_1vP(P,x-20,L)+M_1vP(P,x-21.8,L)+...
        M_1vP(P,x-25.2,L)+M_1vP(P,x-27,L)+...
        M_1vP(P,x-30,L)+M_1vP(P,x-31.8,L)+...
        M_1vP(P,x-35.2,L)+M_1vP(P,x-37,L)+...
        M_1vP(P,x-40,L)+M_1vP(P,x-41.8,L)+...
        M_1vP(P,x-45.2,L)+M_1vP(P,x-47,L)+...
        M_1vP(P,x-50,L)+M_1vP(P,x-51.8,L)+...
        M_1vP(P,x-55.2,L)+M_1vP(P,x-57,L)+...
        M_1vP(P,x-60,L)+M_1vP(P,x-61.8,L)+...
        M_1vP(P,x-65.2,L)+M_1vP(P,x-67,L)+...
```

```

M_1vP(P,x-70,L)+M_1vP(P,x-71.8,L)+...
M_1vP(P,x-75.2,L)+M_1vP(P,x-77,L)+...
M_1vP(P,x-80,L)+M_1vP(P,x-81.8,L)+...
M_1vP(P,x-85.2,L)+M_1vP(P,x-87,L)+...
M_1vP(P,x-90,L)+M_1vP(P,x-91.8,L)+...
M_1vP(P,x-95.2,L)+M_1vP(P,x-97,L)+...
M_1vP(P,x-100,L)+M_1vP(P,x-101.8,L)+...
M_1vP(P,x-105.2,L)+M_1vP(P,x-107,L)+...
M_1vP(P,x-110,L)+M_1vP(P,x-111.8,L)+...
M_1vP(P,x-115.2,L)+M_1vP(P,x-117,L)+...
M_1vP(P,x-120,L)+M_1vP(P,x-121.8,L)+...
M_1vP(P,x-125.2,L)+M_1vP(P,x-127,L)+...
M_1vP(P,x-130,L)+M_1vP(P,x-131.8,L)+...
M_1vP(P,x-135.2,L)+M_1vP(P,x-137,L)+...
M_1vP(P,x-140,L)+M_1vP(P,x-141.8,L)+...
M_1vP(P,x-145.2,L)+M_1vP(P,x-147,L)+...
M_1vP(P,x-150,L)+M_1vP(P,x-151.8,L)+...
M_1vP(P,x-155.2,L)+M_1vP(P,x-157,L)+...
M_1vP(P,x-160,L)+M_1vP(P,x-161.8,L)+...
M_1vP(P,x-165.2,L)+M_1vP(P,x-167,L)+...
M_1vP(P,x-170,L)+M_1vP(P,x-171.8,L)+...
M_1vP(P,x-175.2,L)+M_1vP(P,x-177,L)+...
M_1vP(P,x-180,L);

i=0;
L=30;
z=4*L;
output_file = ['Mx-C4-1v-',num2str(L),'.dat']

for x=0:0.05:z
    i=i+1;
    Mx(i,:) = [x,C4x_1vp(x,L)];
endfor

[Mx_max,ix] = max(Mx(:,2));
Mx_min = min(-Mx(:,2));
Mx_max;
x=Mx(ix,1);

```

Con el resultado del cálculo se representa gráficamente y se puede observar la posición de tren para la cual se produce el máximo esfuerzo.

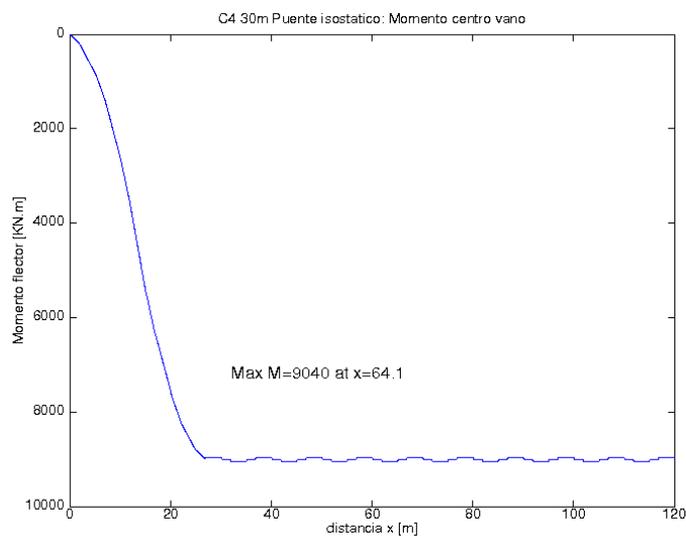


Figura C.2: Envolvente estática de tren C4 para Puente isostático

El esfuerzo máximo se obtiene para cuando la primera carga esta a 32 metros del primer apoyo.

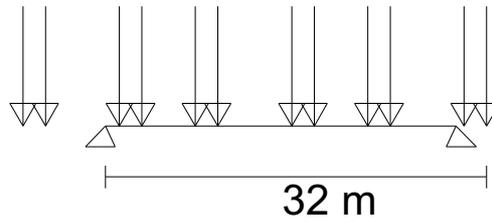


Figura C.3: Posicion pesima de la carga

## ANEXO D: EJEMPLO DE MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

Los modelos de elementos finitos se han desarrollado en FEAP mediante archivos de entrada de datos. Parametrizando los archivos solo es necesario cambiar la longitud L y la historia de cargas, que es particular en cada caso.

A modo de ejemplo se refleja el modelo de para un puente de tres vanos, con longitud de vano central 30 metros. Lo que a continuación se desarrolla es un modelo para cálculo transitorio por integración directa en el tiempo. Se indica también los comandos a introducir para realizar un análisis de los modos de la estructura.

```

feap ** estructura 3 vanos 22.5x30x22.5 para tren C4 a 20 Km/h
,,1,2,3,2

param
L = 30          !longitud vano central
Ix = 7.33       !inercia
A = 7.5         !area
m = 150         !elementos totales
cm = 15000      !carga muerta (balasto+instalaciones)
ro = 2500+cm/A  !densidad,teniendo en cuenta la carga muerta
E = 36e9        !modulo elasticidad en N/m2
nu = 0.2        !coeficiente de Poisson
z = 0.02        !porcentaje de amortiguamiento respecto el critico
f1= 6.42        !frecuencia del primer modo
f2= 62.8        !frecuencia del decimo modo
pi= 3.1416
w1 = 2*pi*f1
w2 = 2*pi*f2
a0= 2*z*w1*w2/(w1+w2) !amortiguamiento en masa
a1= 2*z/(w1+w2)      !amortiguamiento en rigidez

material,1
frame          !elemento viga
elastic,isotropic,E,nu
cross frame A,Ix
shear off      !viga de Bernouilli
density frame ro
mass lumped
damping rayleigh a0 a1      !amortiguamiento tipo Rayleigh

block,1        !geometria
cart,m,,,,1
1,0,0
2,2.5*L,0

Boundary      !condiciones de contorno
1, 0, 1, 1, 0
0.3*m+1, 0, 1, 1, 0
0.7*m+1, 0, 1, 1, 0
m+1, 0, 1, 1, 0

force         !fuerzas aplicadas
2,1,0.0,-1.0
m,,0.0,-1.0

fprop        !Asignamos las historias de cargas en su nodo
correspondiente
2,,0,1       !Al nodo 2, la historia 1, en direccion 2.
3,,0,2       !Al nodo 3, la historia 2, en direccion 2.

```

```

4,,0,3
5,,0,4
.....
end

batch
prop,,1,150      ! leer historia de cargas hasta 150
tplo,,1
dt,,0.01        ! Paso temporal de integracion
!mass           ! Analisis modal: matriz de masas
!tang           ! Analisis modal: matriz de rigidez
!subs,,50       ! Analisis modal: 50 primeros modos
!rayl,freq,z,w1,w2 ! Analisis modal: amortiguamiento de Rayleigh
transient,newmark ! Analisis transitorio: metodo de Newmark
tang            ! Analisis transitorio: matriz de rigidez
print off
loop,time,10000
  time,,9        ! realizar el calculo hasta 9 segundos
  !modal         ! Analisis modal: solucion
  form          ! Analisis transitorio: solucion
  solve         ! Analisis transitorio: solucion
  plot,Wipe     ! visualizacion
  plot,mesh
  plot,defo,1000,-1
  plot,mesh
  plot,boun
  plot,load
next,time
end
2,1             ! Historia de cargas. Se define nodo por nodo
0.000000      0.000000
0.012857      225000.000000
0.025714      0.000000
0.046286      0.000000
0.059143      225000.000000
0.072000      0.000000
0.165857      0.000000
0.178714      225000.000000
0.191571      0.000000
.....
.....
0            0

disp,m*0.5+1,2   ;archivos de salida: desplazamientos
acce,m*0.5+1,2   ;archivos de salida: aceleraciones
stre, ,5,0.75*L,0 ;archivos de salida: esfuerzos
stre, ,5,1.25*L,0

inte

stop

```

## **BIBLIOGRAFIA**

- [1] - Eaton, J. GNU Octave. Version 3.2.3. 2009
- [2] - R.L. Taylor. FEAP, Finite Element Analysis Program. Civil Engineering Department, University of California, Berkeley, version 8.1. 2007.
- [3] - Directiva 1996/48/CE. Relativa a la interoperabilidad del sistema ferroviario transeuropeo de alta velocidad. 23 de Julio 1996.
- [4] - Directiva 2001/16/CE. Relativa a la interoperabilidad del sistema ferroviario transeuropeo convencional. 19 de Marzo 2001.
- [5] - Directiva 2004/50/CE. Modifica la Directiva 1996/48/CE y la Directiva 2001/16/CE. 29 de Abril de 2004.
- [6] - EN 15528. Railway applications - Line categories for managing the interface between load limits of vehicles and infrastructure. 2008.
- [7] - Goicolea, J. M. y Corral, A. Continuous Bridges for E5 wagons at 100 Km/h. Required  $\alpha$  coefficient. 2008.
- [8] - Ministerio de Fomento. Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril (IAPF).2007.
- [9] - Domínguez, J. Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: método de cálculo y estudio de la resonancia. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid. 2001.
- [10] - EN1990-A1. Basics of structural design. 2005.
- [11] - EN1991-2. Actions on Structures - Part 2: General Actions - Traffic Loads on Bridges. 2003.
- [12]- Museros , P. Interacción vehiculo-estructura y efectos de resonancia en puentes isostaticos de ferrocarril para líneas de alta velocidad. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid. 2002.
- Clough R., Penzien J. Dynamics of Structures, 3rd Edition. Computers & Structures, Inc. 2003.
- De la Fuente, P. Apuntes manuscritos Análisis dinámico de estructuras. Universidad Politécnica de Madrid. 2010.
- Goicolea, J. Apuntes Método Elementos Finitos. Universidad Politécnica de Madrid. 2010.
- Manterola, J. Puentes, apuntes para su diseño, cálculo y construcción. Servicio Publicaciones Colegio Ingenieros Caminos, Canales y Puertos. 2006.
- Paz, M. Dinámica Estructural, teoría y cálculo. Reverte. 1992.
- Sanmartín, A. Resistencia de Materiales. Colegio de Caminos, Canales y Puertos. Madrid, 1995.

