

El fenomeno de interacción carril-tablero en puentes de ferrocarril

RAMÓN M^A MERINO MARTÍNEZ.

TUTOR: JOSE MARÍA GOICOLEA RUIGÓMEZ

DEPTO. DE MECÁNICA DE MEDIOS CONTINUOS Y TEORÍA DE ESTRUCTURAS.

ESCUELA TÉCNICA SUP. DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID.

19 de julio de 2000.

Resumen

En el presente trabajo se aborda el estudio académico de una serie de puentes de ferrocarril, de longitudes comprendidas entre los 20 y los 1500m, de cara a la cuantificación mediante cálculo automático de la colaboración de los carriles en la recepción de la fuerza de frenado de un tren. El carril, al tomar parte de la carga de frenado del tren, libera en la misma medida al anclaje del tablero, encargado de impedir el movimiento del mismo ante las fuerzas de frenado, los aumentos de temperatura, las deformaciones diferidas... . A su vez, la rigidez del elemento de anclaje del tablero, su capacidad de deformarse, será fundamental para que el carril pueda alargarse o contraerse, y así tensionarse en las juntas, pudiendo colaborar frente al frenado. Se considerarán en este estudio varias rigideces del elemento de anclaje del tablero.

Como resultado de la investigación se ofrecen unas tablas de uso sencillo que permiten obtener la colaboración de los carriles para resistir los esfuerzos de frenado. El resultado es sorprendente en comparación con las propuestas del Eurocódigo 1, parte 3. La reducción que permite el Eurocódigo de la fuerza de frenado para el cálculo del anclaje del tablero es dos y hasta tres veces superior a lo que se extrae de este estudio. Hay más profesionales que opinan que el Eurocódigo no es seguro en este aspecto, e incluso, la tabla (6.4.) de uso simplificado del Eurocódigo no ha sido incluida en el borrador de la futura IAPF-2000. Es objetivo de este trabajo iniciar la vía para crear unas tablas modernas que puedan ser incluidas en nuestra futura Norma.

Índice

1. Introducción.	1
2. IAPF-2000: Interacción longitudinal carril-tablero	2
2.1. Principios generales	2
2.2. Acciones a considerar	3
2.2.1. Temperatura	3
2.2.2. Acciones de frenado y arranque	3
2.2.3. Otras acciones	4
2.3. Comprobaciones relativas a la vía	4
3. Modelo de cálculo	6
3.1. Referencias	6
3.2. Definición del modelo	8
3.2.1. Comportamiento del balasto	8
3.2.2. Modelización de los carriles	9
3.2.3. Modelización del tablero	9
3.2.4. Modelización del terreno	10
3.2.5. Esquema del modelo adoptado	11
4. Fundamentos físicos del proceso	12
4.1. Desplazamiento relativo carril-terreno	12
4.2. Desplazamiento relativo carril-tablero	13
4.3. Rigidez del estribo de anclaje	15
5. Resultados del cálculo automático	17
5.1. Puentes con carril continuo en ambos estribos	17
5.1.1. Conclusiones gráficas	17
5.1.2. Resultados numéricos	55
5.2. Crítica de los resultados	66
6. Conclusiones	67
Referencias	68

Índice de figuras

1.	<i>Modelo de interacción carril-tablero. (Fuente: IAPF-2000)</i>	6
2.	<i>Ley de comportamiento de los elementos de conexión entre vía y tablero.</i>	7
3.	<i>Ley de comportamiento de los elementos de conexión entre vía y tablero (ó terreno).</i>	9
4.	<i>Esquema del modelo adoptado para un puente de 20m de longitud.</i>	11
5.	<i>Fuerzas en el carril durante el frenado de un tren sobre el terreno (sin estructura).</i>	12
6.	<i>Desplazamiento relativo entre carril y terreno.</i>	14
7.	<i>Desplazamiento relativo carril-tablero en una junta de dilatación del dintel.</i>	14
8.	<i>Desplazamiento relativo carril-tablero en la junta de anclaje del dintel.</i>	16
9.	<i>Ensayo de puente de 20 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 100000 kN/m</i>	19
10.	<i>Ensayo de puente de 20 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 250000 kN/m</i>	20
11.	<i>Ensayo de puente de 20 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 500000 kN/m</i>	21
12.	<i>Ensayo de puente de 20 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: Infity</i>	22
13.	<i>Ensayo de puente de 150 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 100000 kN/m</i>	24
14.	<i>Ensayo de puente de 150 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 250000 kN/m</i>	25
15.	<i>Ensayo de puente de 20 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 500000 kN/m</i>	26
16.	<i>Ensayo de puente de 150 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: Infity</i>	27
17.	<i>Ensayo de puente de 20 m de luz. Fuerza axil tomada por el carril. Rigidez del estribo de anclaje: 100000 kN/m</i>	29
18.	<i>Ensayo de puente de 20 m de luz. Fuerza axil tomada por el carril. Rigidez del estribo de anclaje: 250000 kN/m</i>	30

19.	<i>Ensayo de puente de 20 m de luz. Fuerza axil tomada por el carril. Rigidez del estribo de anclaje: 500000 kN/m</i>	31
20.	<i>Ensayo de puente de 20 m de luz. Fuerza axil tomada por el carril. Rigidez del estribo de anclaje: ∞</i>	32
21.	<i>Ensayo de puente de 150 m de luz. Fuerza axil tomada por el carril. Rigidez del estribo de anclaje: 100000 kN/m</i>	34
22.	<i>Ensayo de puente de 150 m de luz. Fuerza axil tomada por el carril.. Rigidez del estribo de anclaje: 250000 kN/m</i>	35
23.	<i>Ensayo de puente de 20 m de luz. Fuerza axil tomada por el carril.. Rigidez del estribo de anclaje: 500000 kN/m</i>	36
24.	<i>Ensayo de puente de 150 m de luz. Fuerza axil tomada por el carril.. Rigidez del estribo de anclaje: Infity</i>	37
25.	<i>Ensayo de puente de 300 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 100000 kN/m</i>	39
26.	<i>Ensayo de puente de 300 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 250000 kN/m</i>	40
27.	<i>Ensayo de puente de 300 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 500000 kN/m</i>	41
28.	<i>Ensayo de puente de 300 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: Infity</i>	42
29.	<i>Ensayo de puente de 300 m de luz. Fuerza axil tomada por el carril. Rigidez del estribo de anclaje: 100000 kN/m</i>	43
30.	<i>Ensayo de puente de 300 m de luz. Fuerza axil tomada por el carril.. Rigidez del estribo de anclaje: 250000 kN/m</i>	44
31.	<i>Ensayo de puente de 300 m de luz. Fuerza axil tomada por el carril.. Rigidez del estribo de anclaje: 500000 kN/m</i>	45
32.	<i>Ensayo de puente de 300 m de luz. Fuerza axil tomada por el carril.. Rigidez del estribo de anclaje: Infity</i>	46
33.	<i>Ensayo de puente de 800 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 100000 kN/m</i>	47
34.	<i>Ensayo de puente de 800 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 250000 kN/m</i>	48
35.	<i>Ensayo de puente de 800 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 500000 kN/m</i>	49
36.	<i>Ensayo de puente de 800 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: Infity</i>	50
37.	<i>Ensayo de puente de 800 m de luz. Fuerza axil tomada por el carril. Rigidez del estribo de anclaje: 100000 kN/m</i>	51

38.	<i>Ensayo de puente de 800 m de luz. Fuerza axial tomada por el carril.. Rigidez del estribo de anclaje: 250000 kN/m</i>	52
39.	<i>Ensayo de puente de 800 m de luz. Fuerza axial tomada por el carril.. Rigidez del estribo de anclaje: 500000 kN/m</i>	53
40.	<i>Ensayo de puente de 800 m de luz. Fuerza axial tomada por el carril.. Rigidez del estribo de anclaje: Infy . .</i>	54
41.	<i>Esquema de fuerzas.</i>	55
42.	<i>Fuerza F_1 absorbida por el carril sobre el estribo de anclaje del tablero. Puentes con carril continuo en ambos estribos.</i>	60
43.	<i>Fuerza F_2 absorbida por el carril sobre el extremo libre del tablero. Puentes con carril continuo en ambos estribos.</i>	61
44.	<i>Fuerza de frenado R_1 que absorve el estribo de anclaje del tablero. Puentes con carril continuo en ambos estribos.</i>	62
45.	<i>Fuerza de frenado $F_1 + F_2$ que toman los carriles. Puentes con carril continuo en ambos estribos.</i>	63
46.	Porcentaje de reducción de la fuerza de frenado derivado del fenómeno de interacción carril-tablero. Puentes con carril continuo en ambos estribos.	65

1. Introducción.

La interacción entre carril y tablero es un fenómeno característico de los puentes de ferrocarril. La consideración de este fenómeno en el cálculo es fundamental de cara a, en primer lugar, limitar la tensión del carril a un valor admisible, y, en segundo lugar, aprovechar la existencia del carril para resistir esfuerzos longitudinales cuando esto sea posible.

Las acciones longitudinales que se aplican sobre los carriles y las diferencias de deformación entre carriles y tablero producen una transferencia de carga entre carriles y tablero, a través del balasto, que influyen en el valor de las reacciones sobre los apoyos y en los esfuerzos que sufre el tablero.

La vinculación entre carril y terreno se produce a través del balasto. Esta relación es de tipo no lineal. La vinculación es elástica hasta un cierto valor máximo a partir del cual se produce el deslizamiento del carril sobre el terreno. Cuando el terreno es sustituido por el tablero de un puente entran en juego una serie de factores que complican el estudio del fenómeno de manera considerable. Será importante entonces la rigidez longitudinal del propio tablero, la rigidez a flexión de las pilas, la rigidez a flexión de los estribos (especialmente importante será la rigidez a flexión del estribo de anclaje del tablero), la disposición de juntas del dintel y la distancia entre ellas, la naturaleza de los apoyos... Se ha de estudiar la interacción entre dos estructuras flexibles a través de un elemento, el balasto, que proporciona una relación entre carril y tablero de naturaleza no lineal. En cuanto al carril, será importante su área y módulo de elasticidad y la existencia o no de juntas de vía.

El fenómeno de interacción entre carril y tablero se hará patente en varios casos:

- **Incremento de temperatura entre carril y tablero:** Es obligado considerar en el cálculo una diferencia relativa de temperatura entre carril y tablero de $\pm 20^{\circ}\text{C}$.
- **Fuerzas de frenado /arranque de trenes.**
- **Deformaciones de retracción y fluencia** en puentes de dintel de hormigón.

La consideración de la retracción y la fluencia del hormigón del tablero en un cálculo de interacción puede y debe evitarse obligando a disipar las deformaciones impuestas entre carril y tablero mediante un adecuado programa de liberación de tensiones.

Existen otros dos casos menores en que el fenómeno se hace presente: gradiente térmico en el tablero y en las pilas, y deformación de

flexión del tablero bajo la aplicación de las sobrecargas de uso.

2. IAPF-2000: Interacción longitudinal carril-tablero

En el capítulo 2, de Acciones a Considerar, subcapítulo 5, del *borrador G* de la **Instrucción de Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril, IAPF-2000**[1], de fecha 3 de enero de 2000, Miguel Ángel Astiz propone el tratamiento a dar al fenómeno de interacción carril-tablero. Se divide el subcapítulo en:

- Consideraciones generales.
- Bases de cálculo.
- Acciones a considerar. (T^a , frenado y arranque, otras acciones).
- Comprobaciones relativas a la vía.

En este capítulo se expone únicamente el contenido del primero, tercer y cuarto puntos, formando las bases de cálculo un capítulo independiente de este informe.

2.1. Principios generales

Cuando existe continuidad en los carriles entre el puente y el estribo en uno o en ambos extremos del puente, las acciones longitudinales de aceleración o frenado se reparten entre los apoyos del puente y el terreno situado más allá de dicho estribo. Asimismo, cuando el carril es continuo en alguno de los extremos del puente, cualquier diferencia térmica entre carril y tablero o cualquier deformación del tablero independiente del carril se ve restringida por la presencia de los carriles y se traduce en acciones longitudinales sobre los apoyos del puente. Si la vía tiene juntas de dilatación en los dos extremos del puente, las acciones longitudinales se transmiten solamente a los apoyos del puente y las diferencias de deformación entre carril y tablero también se traducen en acciones sobre los apoyos del puente.

Para la definición de las acciones longitudinales la IAPF-2000 [1] distingue tres tipos de esquemas estructurales:

- a) estructuras de un sólo vano o continuas de múltiples vanos con un apoyo fijo en un extremo,
- b) estructuras continuas en las que el apoyo fijo no está situado en un extremo del puente,
- c) estructuras de múltiples vanos bi-apoyados, cada uno de los cuales dispone de un apoyo fijo en un extremo.

Se define como longitud de dilatación, L_T , la distancia entre el centro térmico de puente y el extremo más alejado. A estos efectos se define el centro térmico del puente como el punto que no sufre desplazamientos ante un aumento uniforme de temperatura. La longitud de dilatación coincide con la longitud del puente en las estructuras de tipo a), con la distancia desde el apoyo fijo hasta el extremo más alejado en las estructuras de tipo b), y con la longitud de cada vano en las estructuras de tipo c).

La IAPF-2000 [1] propone como regla general, si el carril es continuo, procurar que la longitud de dilatación no exceda de 60 m en el caso de puentes metálicos con vía sobre balasto ó de 90 m en el caso de puentes de hormigón o mixtos con vía sobre balasto. Estos límites pueden, sin embargo, excederse siempre que se cumplan todos los requisitos especificados en los apartados siguientes de la Norma.

2.2. Acciones a considerar

2.2.1. Temperatura

En el análisis de la interacción entre carril y tablero se debe tener en cuenta una diferencia de temperaturas entre carril y tablero que se toma igual a:

- Diferencia positiva:

$$T_{carril} - T_{tablero} = +20^{\circ}C$$

(en tableros con balasto) y

$$T_{carril} - T_{tablero} = +20^{\circ}C$$

(en tableros sin balasto).

- Diferencia negativa:

$$T_{carril} - T_{tablero} = -20^{\circ}C.$$

2.2.2. Acciones de frenado y arranque

Se considerarán las acciones especificadas en 2.3.4.1.:

FRENADO:

$$q_{l,k} = \alpha \cdot 20 [kN/m] \cdot L [m] \leq \alpha \cdot 6000[kN]$$

ARRANQUE:

$$q'_{l,k} = \alpha \cdot 33 [kN/m] \cdot L' [m] \leq \alpha \cdot 1000[kN]$$

En este estudio se considerará una carga de frenado de 25 kN/m . Se toma el coeficiente de clasificación $\alpha = 1,21$ indicado en la IAPF-2000 [1]¹. La máxima longitud de un tren se considera que no es de más de 300 m para el frenado y 30 m para el arranque

- Si existen juntas de dilatación en ambos extremos del puente, sólo se aplicará la carga correspondiente al puente.
- Si el carril es continuo en uno o en los dos extremos del puente, se aplicará la carga correspondiente a la parte continua del carril.
- Si existe alguna junta de dilatación intermedia en la vía, se aplicarán las cargas de frenado o arranque en las partes de vía continua que den lugar a la situación más desfavorable en el elemento estructural que se vaya a comprobar.

2.2.3. Otras acciones

Se considerará el efecto de cualquier acción que produzca deformación longitudinal en la cara superior del tablero y por lo tanto desplazamiento relativo entre carriles y tablero. Entre ellas cabe citar los fenómenos de fluencia y retracción en el tablero, gradiente térmico en el tablero y en las pilas, deformación de flexión del tablero bajo la aplicación de las sobrecargas de uso.

2.3. Comprobaciones relativas a la vía

El análisis de las acciones descritas en los apartados anteriores se debe realizar en Estados Límite Últimos o de Servicio para comprobar elementos de la estructura de acuerdo con lo especificado a lo largo de esta Instrucción.

Además es necesario realizar las siguientes comprobaciones en situación de servicio, necesarias para mantener la seguridad y la funcionalidad de la vía. En caso de no cumplirse alguna de las condiciones siguientes será necesario cambiar el esquema o la situación de los apoyos fijos, de las juntas de dilatación del tablero y de los aparatos de dilatación de las vías:

- **El incremento de la tensión longitudinal en los carriles debido a la interacción carril–tablero** no deberá sobrepasar el valor de **72 MPa en compresión y 92 MPa en tracción**. En el caso de carril continuo, se entiende que este incremento se calcula respecto a la tensión del carril a una distancia suficientemente alejada del puente.

¹Este coeficiente α , en el EC-1,p.3 [6] toma el valor de 1 para ancho internacional y ancho RENFE

Estos valores corresponden a un carril tipo UIC60 de acero de resistencia no menor de 900 Mpa en una curva de radio mínimo 1500 m sobre un espesor mínimo de balasto de 30 cm bajo traviesa. Si el tipo de carril o las condiciones son distintas, el órgano competente de la Secretaría de Estado de Infraestructuras y Transportes deberá fijar valores alternativos.

- **El máximo desplazamiento relativo entre carril y tablero o terreno** bajo la aplicación de las acciones de frenado y/o arranque no deberá ser superior a **4 mm**.
- Al aplicar las mismas acciones de arranque y/o frenado, el **máximo desplazamiento absoluto del tablero** no deberá ser superior a **5 mm**, si el carril es continuo en al menos uno de los dos extremos del puente, ni a **30 mm** si existen juntas de dilatación en los dos extremos del puente. Estos límites son también de aplicación para el máximo desplazamiento relativo entre dos tablero sucesivos.
- **En las juntas** entre tableros o entre tablero y estribo bajo un carril continuo sobre balasto, el **desplazamiento horizontal relativo al nivel del extradós del tablero provocado por flexión vertical no deberá ser mayor de 8 mm**. Este desplazamiento se calculará bajo el efecto del tren de cargas tipo definido en 2.3.2., afectado de su correspondiente coeficiente de impacto. En el caso de un tablero de varias vías, sólo se considerará el tren de cargas aplicado en dos vías como máximo.
- **En las juntas** entre tableros o entre tablero y estribo el **desplazamiento vertical relativo máximo de la plataforma de la vía deberá ser menor o igual a 6 mm**. Este desplazamiento deberá calcularse en las mismas condiciones especificadas en el párrafo anterior para el caso de un carril continuo, añadiendo las acciones térmicas. En el caso de vía sin balasto en uno de los lados de la junta, el valor admisible será de 3 mm. En el caso de la vía sin balasto a ambos lados de la junta, será necesario un estudio específico.”

Es preferible evitar los aparatos de dilatación de vía pero será necesario introducirlos si se sobrepasan los límites de tensión o de desplazamientos y rotaciones fijados anteriormente, o si la variación diaria media de la longitud de dilatación del tablero es superior a 13 mm. En el caso de junta entre tableros, este límite se aplicarán a la suma de longitudes dilatables entre centros

térmicos adyacentes; para llevar a cabo esta comprobación se supondrá que la variación diaria media de la temperatura del tablero es de $\pm 2,5^{\circ}\text{C}$ en todos los casos.

En el caso de que en un momento dado se modifique la configuración de las vías, se deberá evaluar la necesidad de modificar también las condiciones de circulación y, eventualmente, los aparatos de apoyo.

3. Modelo de cálculo

En este apartado se describe el modelo utilizado en este estudio. Se alude a la naturaleza de carril y estructura, así como a la vinculación entre carril y tablero/terreno.

3.1. Referencias

Según la Norma IAPF-2000 [1] los valores de las acciones longitudinales transmitidas por el tablero se determinarán teniendo en cuenta la resistencia al movimiento relativo entre carril y tablero y la rigidez de todos los elementos de la estructura. Para ello se deberá trabajar sobre un modelo como el representado en la figura 1.

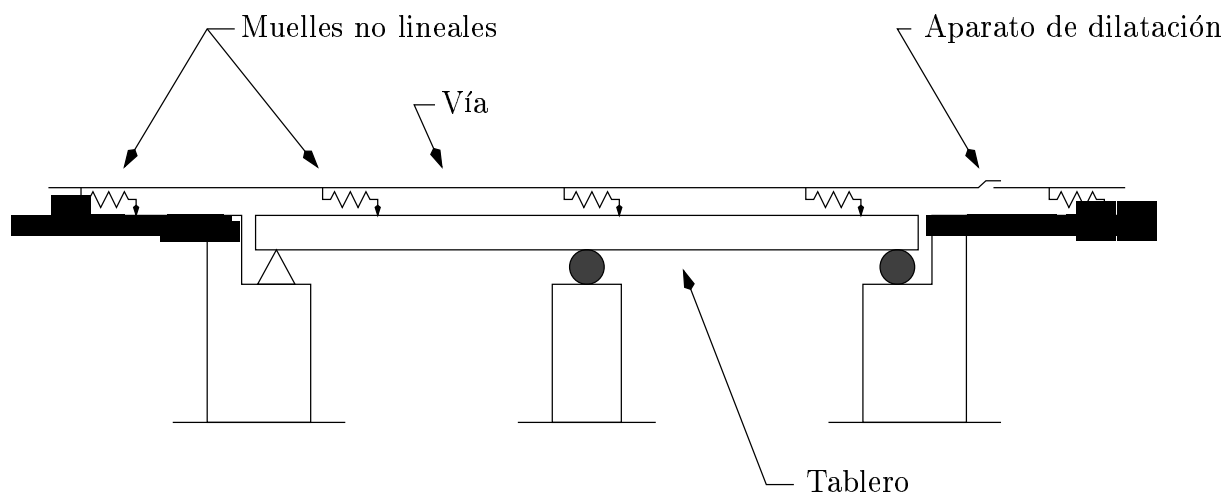


Figura 1: *Modelo de interacción carril-tablero. (Fuente: IAPF-2000)*

La rigidez del tablero se evalúa teniendo en cuenta la rigidez de las cimentaciones, la de las pilas y la de los apoyos.

La interacción entre vía y tablero se produce a través del balasto. El comportamiento estructural del balasto se representará mediante

una fuerza de rozamiento constante y de sentido contrario al movimiento relativo de vía y tablero definida por una ley bi-lineal (figura 2). Esta ley debe definirse, siguiendo las directrices de la IAPF-2000, por el desplazamiento de plastificación, u_0 , y por la resistencia al deslizamiento, k .

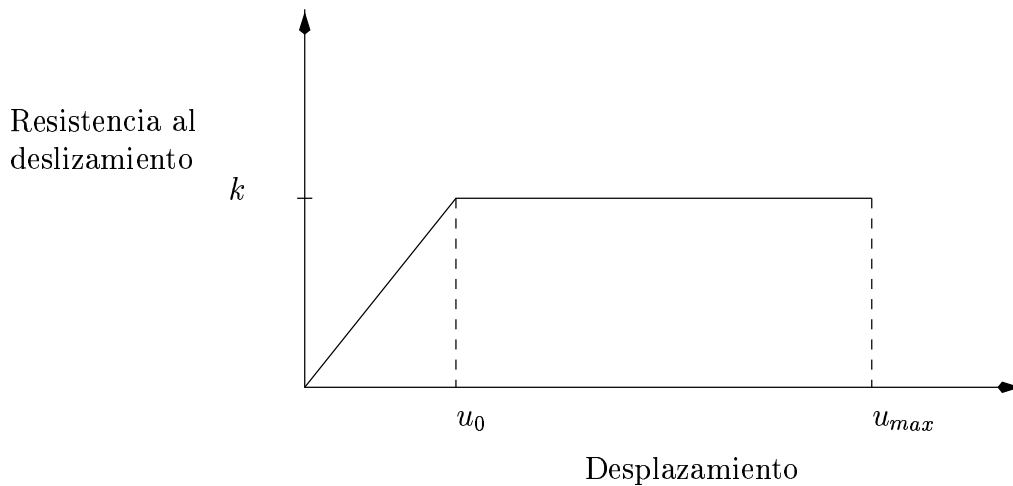


Figura 2: *Ley de comportamiento de los elementos de conexión entre vía y tablero.*

- Para una vía sobre balasto con carril tipo UIC54 ó UIC60 la IAPF-2000 [1] exige tomar los siguientes valores de u_0 y k :
 $u_0 = 2 \text{ mm}$;
 $k = 12 \text{ kN/m}$, para vía descargada con mantenimiento medio;
 $k = 20 \text{ kN/m}$, para vía descargada con mantenimiento bueno;
 $k = 60 \text{ kN/m}$, para vía cargada (sólo en la zona cargada).
- Para una vía en placa con fijaciones clásicas o vía sobre balasto helado se tomarán los siguientes valores de u_0 y k :
 $u_0 = 0,5 \text{ mm}$;
 $k = 40 \text{ kN/m}$, para vía descargada;
 $k = 60 \text{ kN/m}$, para vía cargada.
- Para carril fijado con resina (sin balasto) se adoptará una ley lineal sin zona plástica que vendrá definida por los valores:
 $u_0 = 7 \text{ mm}$;
 $k = 13 \text{ kN/m}$, para vía descargada;
 $k = 19 \text{ kN/m}$, para vía cargada.

En los casos en que la ley de comportamiento sea bilineal, se permite la simplificación consistente en considerar únicamente el tramo plástico de la ley (fuerza de resistencia constante y contraria al movimiento relativo entre vía y tablero).

3.2. Definición del modelo

En nuestro caso concreto, se ha definido un modelo en ABAQUS [4] para el estudio académico de la interacción carril-tablero en viaductos en los que las variables sean la longitud (20, 40, 60, 90, 120, 150, 200, 250, 300, 400, 500, 600, 700, 800, 1000, 1200 y 1500 metros) y la rigidez del estribo de anclaje del tablero.

A su vez se han contemplado los casos siguientes:

- Carril continuo en un estribo y aparato de vía en el otro estribo.
- Carril continuo en ambos estribos.

3.2.1. Comportamiento del balasto

El comportamiento del balasto, como vínculo de unión entre carril y tablero (ó terreno), es claramente no lineal. El esfuerzo rasante que puede absorber el balasto ante una fuerza de frenado o arranque, o ante una deformación impuesta, está limitado a un valor a partir del cual se produce el desplazamiento longitudinal del carril respecto del elemento que lo sustenta. Hasta este punto, la relación que une el carril y el tablero/terreno se acepta que es elástica. Lógicamente, este valor límite será mayor cuanto más cargada esté la vía en el punto en que se introduce el esfuerzo/deformación impuesta longitudinal.

La **relación entre carril y tablero/terreno**, a través del balasto, se modeliza mediante leyes de comportamiento bilineal como las de la figura 3. Se consideran dos situaciones:

- 1- **Vía cargada:** Resistencia al deslizamiento de 60 kN/ml.
- 2- **Vía descargada:** Resistencia al deslizamiento de 1.2 kN/ml.

En ambos casos el desplazamiento máximo sin presencia de deslizamiento será de 2mm.

Estos valores coinciden con los aconsejados por el documento UIC-774-3 [5] y por la IAPF-2000 [1] para vías con mantenimiento medio.

En el modelo Abaqus [4] definido este comportamiento no lineal se contempla mediante la adopción de elementos:

- ***SPRING1:** Elementos de unión entre carril y terreno, dispuestos cada 10m.
- ***SPRING2:** Elementos de unión entre carril y tablero, dispuestos cada 5m.

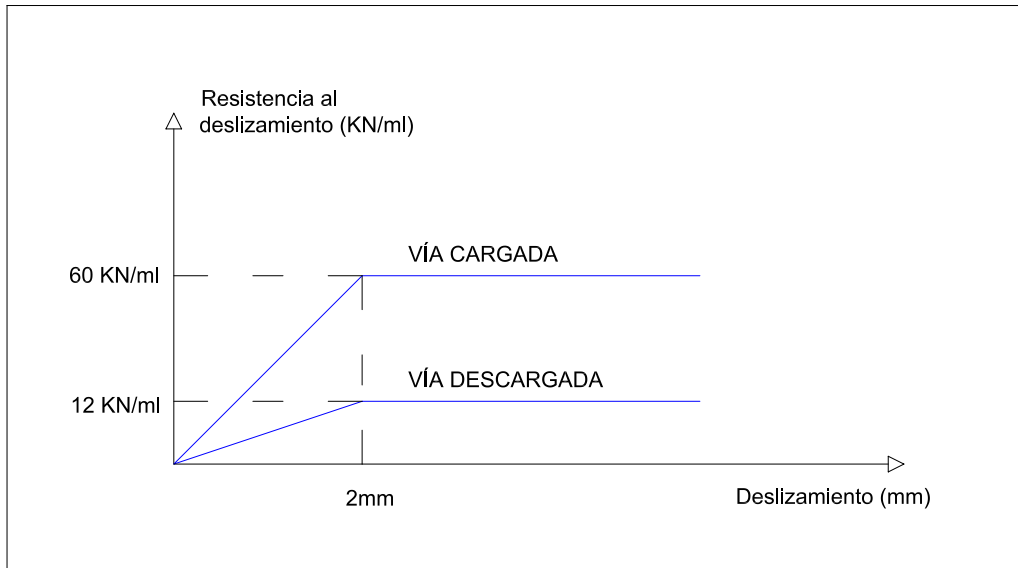


Figura 3: *Ley de comportamiento de los elementos de conexión entre vía y tablero (ó terreno).*

La ley de comportamiento de estos elementos es la definida en la figura 3. Solo se representan los valores positivos de deslizamiento, se entiende que la gráfica presenta simetría polar respecto del origen.

3.2.2. Modelización de los carriles

El carril adoptado es el que se instala en las vías de alta velocidad en España, el UIC60 (Sección = 76.86 cm^2).

En el modelo se representan los carriles mediante barras tipo *BEAM de 10m de longitud, con el área correspondiente a los dos carriles de que se compone la vía. Las barras se sitúan a la altura del centro de gravedad del carril.²

Los carriles se disponen a 1m de altura sobre el terreno (o tablero).

3.2.3. Modelización del tablero

Se ha elegido un tablero tipo, con propiedades idénticas para todos los modelos estudiados, independientemente de la longitud, con el único fin de que los resultados sean independientes de la naturaleza del tablero.

²Para el presente estudio hubiera sido válido adoptar elementos tipo *TRUSS, ya que el carril trabaja solo en dirección axial, pero la planificación de posteriores estudios han aconsejado modelizar los carriles mediante vigas.

- Sección del tablero: 8.8 m^2 .
- $I_x = 12 \text{ m}^4$. $I_y = 97 \text{ m}^4$.
- Material: HORMIGÓN.
 $E = 350000 \text{ Kg/cm}^2$. $G = 150000 \text{ Kg/cm}^2$.

El tablero se modeliza mediante la disposición de elementos ***BEAM** a la altura del centro de gravedad de la sección.³

El tablero se anclará a un estribo. **La rigidez del estribo de anclaje juega un papel importantísimo en el proceso de reparto de tensiones entre carril y tablero** ante, por ejemplo, el frenado de un tren. El estribo se anclará al terreno mediante un elemento tipo ***SPRING1**.

En este trabajo se estudiará el efecto resultante de variar la rigidez del estribo de anclaje K (ver figura 8), contemplándose los casos de rigidez infinita, 100.000 kN/mm, 250.000 kN/mm y 500.000 kN/mm.

Ya se ha mencionado que el carril se vinculará con el tablero mediante elementos *** SPRING2**.

No se considera en este estudio académico la existencia de pilas que opongan resistencia al desplazamiento longitudinal del tablero.

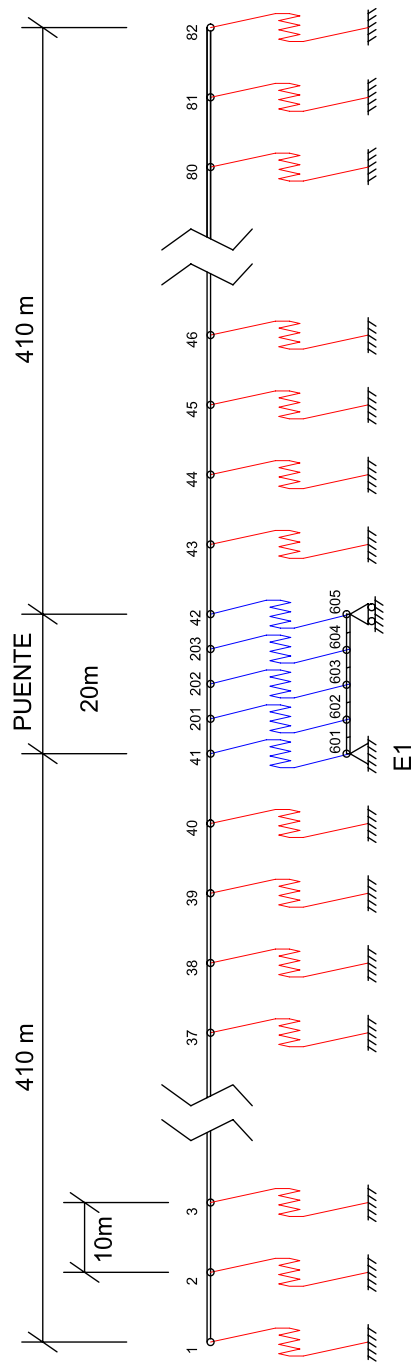
3.2.4. Modelización del terreno

El terreno se considera como una superficie indeformable a la que se vincula el carril mediante los elementos tipo ***SPRING1** ya descritos en la modelización del balasto.

Como se va a ver, el fenómeno de interacción carril-tablero introduce unas tensiones/deformaciones y desplazamientos en el carril que se irán amortiguando a medida que nos alejemos del punto generador de estos efectos. En el modelo se incluyen 400 m de terreno a cada lado del puente.

³Para el presente estudio hubiera sido válido adoptar elementos tipo ***TRUSS**, ya que el tablero trabaja solo en dirección axial, pero la planificación de posteriores estudios han aconsejado modelizar el tablero mediante vigas.

3.2.5. Esquema del modelo adoptado



Modelo de un puente de 20m de longitud para el estudio de la interacción carril-tablero.
 Estribo E1 fijo (rigidez infinita).
 carril continuo en ambos estribos.

Figura 4: Esquema del modelo adoptado para un puente de 20m de longitud.

4. Fundamentos físicos del proceso

4.1. Desplazamiento relativo carril-terreno

El frenado o arranque de un tren hace aparecer importantes fuerzas longitudinales en la superficie del carril. Estas fuerzas tienden a hacer que el carril deslice longitudinalmente sobre el balasto. Ya hemos estudiado en el apartado 3.2.1 el comportamiento del balasto, vínculo de unión entre carril y terreno.

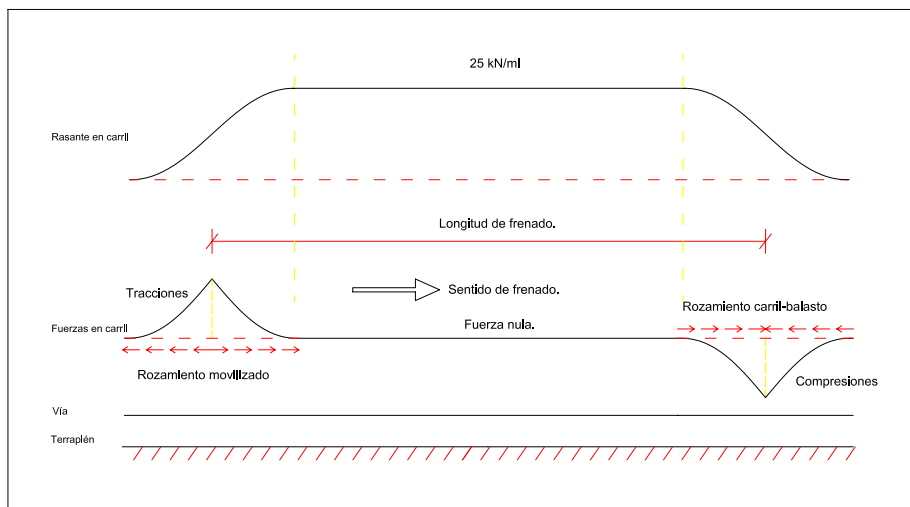


Figura 5: *Fuerzas en el carril durante el frenado de un tren sobre el terreno (sin estructura).*

Al aplicarse una fuerza de frenado de 25 kN/ml se comprende fácilmente que no va a haber deslizamiento del carril sobre el terreno en la zona cargada, ya que se adopta como coeficiente al deslizamiento vía-balasto en esta zona 60 kN/ml .

Será en los extremos de la zona de frenado donde se presenten compresiones (en cabeza del tren) y tracciones (en la cola del tren) máximas, ya que aunque no existe deslizamiento en la zona cargada, la ley fuerzas / deformaciones del balasto 3 permite un desplazamiento "elástico" del carril respecto del balasto de $0,833 \text{ mm}$. Existe en estos dos puntos una zona de transición entre el carril cargado que se ha movido y el descargado que permanece en su posición original. En la cola del tren se producirá un alargamiento del carril y en la cabeza del tren un acortamiento de la vía que explican estas puntas de tensiones. El rozamiento entre carril y balasto aparece entonces opuesto al movimiento relativo entre ambos elementos y la situación tensional previa al frenado se restablece gradualmente conforme nos alejamos

de estos dos puntos críticos (en la figura 5 se considera la vía a la temperatura de neutralización de tensiones, y, por tanto las tensiones en la vía, si no existe frenado son nulas). Es la zona en la que existe este pico de tensiones aquella en la que el movimiento longitudinal del carril respecto del terreno es menor de 0.833 mm y mayor de 0 mm.

Hacemos notar (figura 5) que el esfuerzo rasante en el contacto carril-balasto en la zona de frenado es constante de $2,5 \text{ kN/ml}$, excepto en las zonas donde existe variación de tensiones en el carril. No existe un punto de discontinuidad entre la zona cargada y la descargada (paso brusco de $2,5$ a 0 kN/ml), el paso es gradual, y se debe a que el rozamiento entre carril y balasto, de signo contrario al movimiento relativo de los dos elementos, hace variar el valor del esfuerzo rasante

Ante un calentamiento del carril este tenderá a aumentar su volumen, encontrándose con una resistencia al deslizamiento derivada de:

- 1- el rozamiento entre carril y balasto.
- 2- la unión del carril a las traviesas, enterradas en el balasto.

El resultado (figura 6) es que no se producirá deslizamiento en el carril más que en los extremos en los que se encuentre un aparato de vía (interrupción de la barra larga soldada). El desplazamiento máximo se producirá en el extremo del carril, y a medida que nos alejemos de la junta, el propio carril entre el diferencial de barra estudiado y la junta de dilatación se opondrá al movimiento del infinitésimo de carril (fuerzas de rozamiento acumuladas), provocando un menor alargamiento del diferencial de carril en relación al que se daría si la dilatación fuera libre, a cambio de la aparición de esfuerzos de compresión en el carril. Suficientemente alejados del extremo de la vía la dilatación del carril será nula, convirtiéndose toda la variación de temperatura en esfuerzos de compresión.⁴

4.2. Desplazamiento relativo carril-tablero

Abordemos el caso en que el carril es continuo en un extremo libre del tablero en presencia de un aumento de temperatura⁵. Consideremos un aumento de temperatura mayor en el carril que en el tablero. En las zonas que no están influidas por el extremo libre del tablero

⁴Según Javier Manterola et al.[2] esta longitud del extremo del carril en que sus movimientos no son nulos oscila entre 30m y 150m según que la vía esté cargada o no y el tipo de carril.

⁵La explicación del comportamiento del conjunto carril-tablero-terreno en el estribo libre para un aumento/disminución de temperatura es equivalente a la del comportamiento del conjunto en presencia de una fuerza de frenado

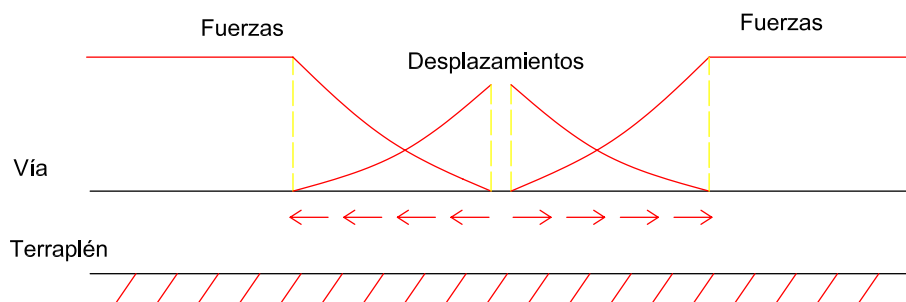


Figura 6: *Desplazamiento relativo entre carril y terreno.*

el movimiento relativo carril-tablero es cero. La tendencia del carril a moverse respecto del tablero es contrarrestada por la aparición de fuerzas iguales y contrarias en carril y dintel que anulan cualquier movimiento relativo. Estas fuerzas tienen su origen en el rozamiento relativo entre carril y tablero a través del balasto.

En presencia de una junta de dilatación del tablero la situación es distinta. El tablero tendrá permitido el desplazamiento longitudinal, y, ante una variación térmica o la aparición de una fuerza de frenado, el extremo móvil del tablero se desplazará de A a B (Figura 7).

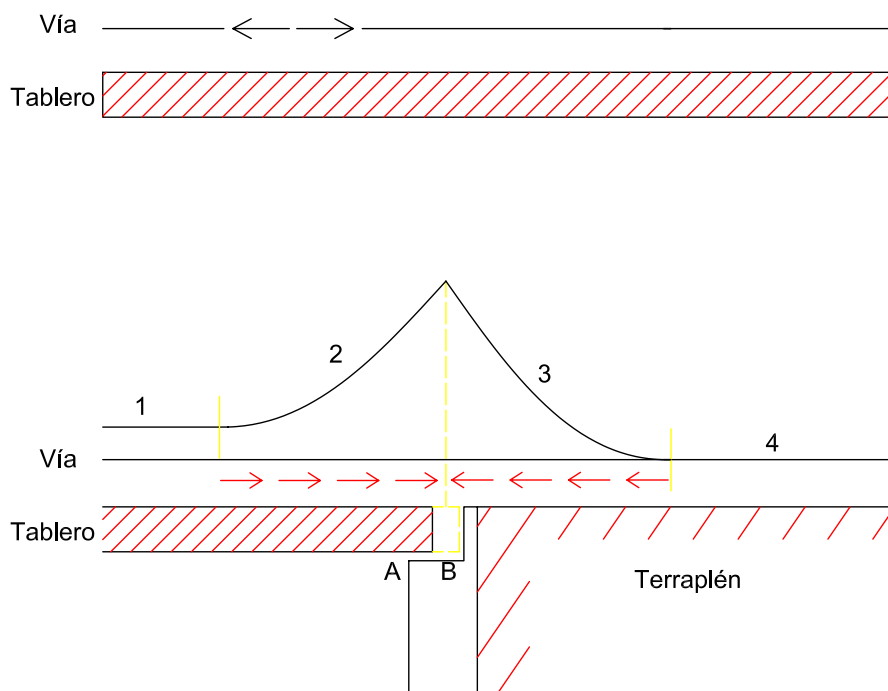


Figura 7: *Desplazamiento relativo carril-tablero en una junta de dilatación del dintel.*

En un caso teórico, en el que se obligue a pasar de A a B (Figura 7) el extremo móvil de un dintel, y que esta sea la única sollicitación

del carril, se pueden diferenciar varias zonas:

- **Zona 1:** Movimiento carril-tablero nulo. La tensión que aparece en el carril anula la deformación relativa dintel-vía a través del rozamiento del balasto.
- **Zona 2:** El carril se retrasa respecto del dintel. ($\delta_{Dintel} - \delta_{Carril} < 0$). El dintel, a través del balasto, comprime el carril al dilatarse. El carril adquiere su compresión máxima en la junta.
- **Zona 3:** El rozamiento entre carril y dintel es de signo contrario al que existe entre carril y terreno (el dintel “hace avanzar” el carril y el terreno se opone a este movimiento). Ahora el carril se descarga a medida que nos alejamos de la junta.
- **Zona 4:** No hay fuerza acumulada en el carril ni entre carril y terreno.

La transmisión de esfuerzos entre terreno / dintel y carril se produce a través del balasto. Como ya hemos visto en el capítulo 3, el comportamiento del balasto depende de su nivel de mantenimiento, la existencia o no de carga en el carril y el desplazamiento relativo entre carril y dintel (ya que el comportamiento del balasto es no lineal; ver figura 2).

El movimiento $A \rightarrow B$ (Fig. 7) del tablero provoca un pico de tensiones en el carril, sobre la junta, que obliga a limitarlo. La IAPF-2000 aconseja limitar la longitud de los carriles entre aparatos de vía a 60m o 90m según sea el puente metálico o de hormigón. Javier Manterola et Al. [2] hablan de la posible superación de estos valores a través de un estudio riguroso, pero, para puentes de hormigón, no aventuran una longitud mayor de 120m, la cual sigue siendo pequeña en relación a las grandes longitudes de los viaductos de ferrocarril.

En el caso de que la perturbación introducida sea una fuerza de frenado, en vez de la acción indirecta de la temperatura, el fenómeno que se presentará será análogo al explicado. Al fin y al cabo el tablero se moverá (alargará (/acortará) provocando un pico de tensiones en la zona del estribo libre del puente (compresiones /tracciones).

4.3. Rigidez del estribo de anclaje

La rigidez k del estribo de anclaje (figura 8) juega un papel muy importante en la distribución de esfuerzos entre carril, tablero y balasto. Dependiendo de este factor los carriles podrán ayudar en mayor o menor medida a resistir los esfuerzos derivados de las fuerzas de frenado, las variaciones de temperatura... Simplificando las cosas se podría decir que a menor rigidez del estribo de anclaje hay mayor colaboración del carril a resistir los esfuerzos recién citados. Se verá que

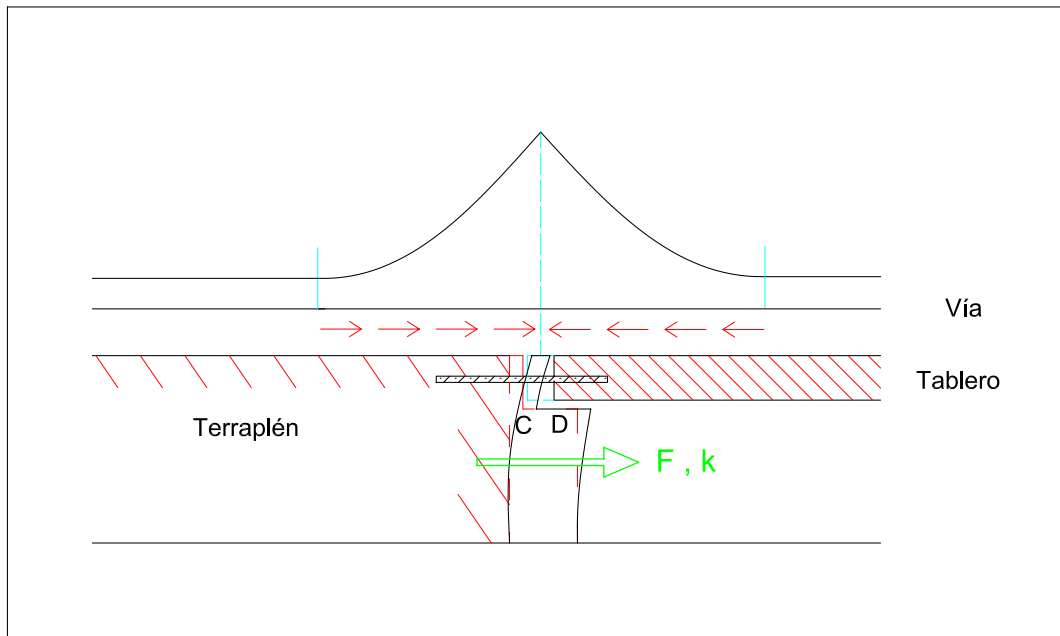


Figura 8: *Desplazamiento relativo carril-tablero en la junta de anclaje del dintel.*

esta frase tiene importantes limitaciones, ya que una flexibilidad excesiva del estribo provocará esfuerzos inadmisibles en el carril (rotura o deformación excesiva del mismo), desplazamientos inadmisibles del carril respecto del terreno / tablero en el estribo o desplazamientos absolutos del tablero excesivos.

Intuitivamente se entiende que a menor rigidez del estribo fijo, ante una fuerza de frenado, el estribo flectará más, “abriendo un espacio entre él mismo y el terreno, y el carril podrá alargarse más, puenteando este espacio,, y a más alargamiento del carril mayores tensiones aparecerán en él (siempre que nos movamos en el intervalo de comportamiento elástico del material).

5. Resultados del cálculo automático

La finalidad del cálculo es cuantificar en que modo colaboran los carriles a resistir los esfuerzos derivados del frenado de un tren, para poder así justificar una reducción de la fuerza total de frenado de cara a ser tenida en cuenta a la hora de diseñar el anclaje del tablero.

En el capítulo 3.2 se definen las longitudes de puente a estudiar y las propiedades del modelo adoptado.

En las gráficas que a partir de ahora se mostrarán, se han de adoptar los siguientes convenios:

- La longitud del tren adoptado será para todos los ensayos de 300m.
- El tren circula de izquierda a derecha.
- Los esquemas mostrados de tensiones y desplazamientos son perfiles longitudinales del trazado de la línea de ferrocarril y representan el puente y 400m de terreno a cada lado del mismo.
- El tablero se representa esquemáticamente por una zona central más densamente rallada.
- El estribo de anclaje del tablero es siempre el situado en el lado izquierdo del puente, quedando el estribo libre a la derecha del tablero.
- La cabeza del tren siempre se encuentra sobre el estribo libre. Por tanto, en puentes de menos de 300m de longitud habrá una parte del tren que frene sobre el terreno y en puentes de más de 300m el tren siempre frenará en la parte final del tablero.
- La fuerza normal en el carril, el desplazamiento longitudinal absoluto del carril y la reacción en el estribo de anclaje se denominan respectivamente **SF1**, **U1** y **RF1**.

5.1. Puentes con carril continuo en ambos estribos

5.1.1. Conclusiones gráficas

El resultado gráfico del cálculo se puede consultar en los apéndices finales. Ahora hemos seleccionado algunos puentes para criticar los resultados obtenidos.

Se han considerado 4 series de ensayos, considerando en cada una de ellas una rigidez distinta del estribo de anclaje. Son:

- Serie **r**: Rigidez del estribo de anclaje infinita.
- Serie **r10**: Rigidez del estribo de anclaje: 100000 kN/m .
- Serie **r25**: Rigidez del estribo de anclaje: 250000 kN/m .

- Serie **r50**: Rigidez del estribo de anclaje: 500000 kN/m .

Ejemplo: **or25-1200** es el resultado del cálculo de un puente de 1200 m de longitud, cuyo estribo fijo tiene una rigidez de 250000 kN/m .

Las figuras 9,10,11 y 12 se puede apreciar la evolución del desplazamiento longitudinal absoluto del carril en función de la rigidez del estribo de anclaje en un puente de 20 m de longitud. En la figura 9 ($K = 100000 \text{ kN/m}$) se aprecia un desplazamiento máximo en el estribo de anclaje de 0.935 mm, frente a los 0.833 mm del viaducto de la figura 12, con estribo de anclaje perfectamente rígido ($K = \infty$), valor que se corresponde en la figura 3 con un rasante de 25 kN/m en vía cargada. En cualquier caso no existe deslizamiento entre carril y tablero / terreno (La resistencia al deslizamiento entre carril y terreno es de 60 kN/m). En la zona cargada por el tren sobre el terreno el desplazamiento del carril es constante y de valor 0.833 mm.

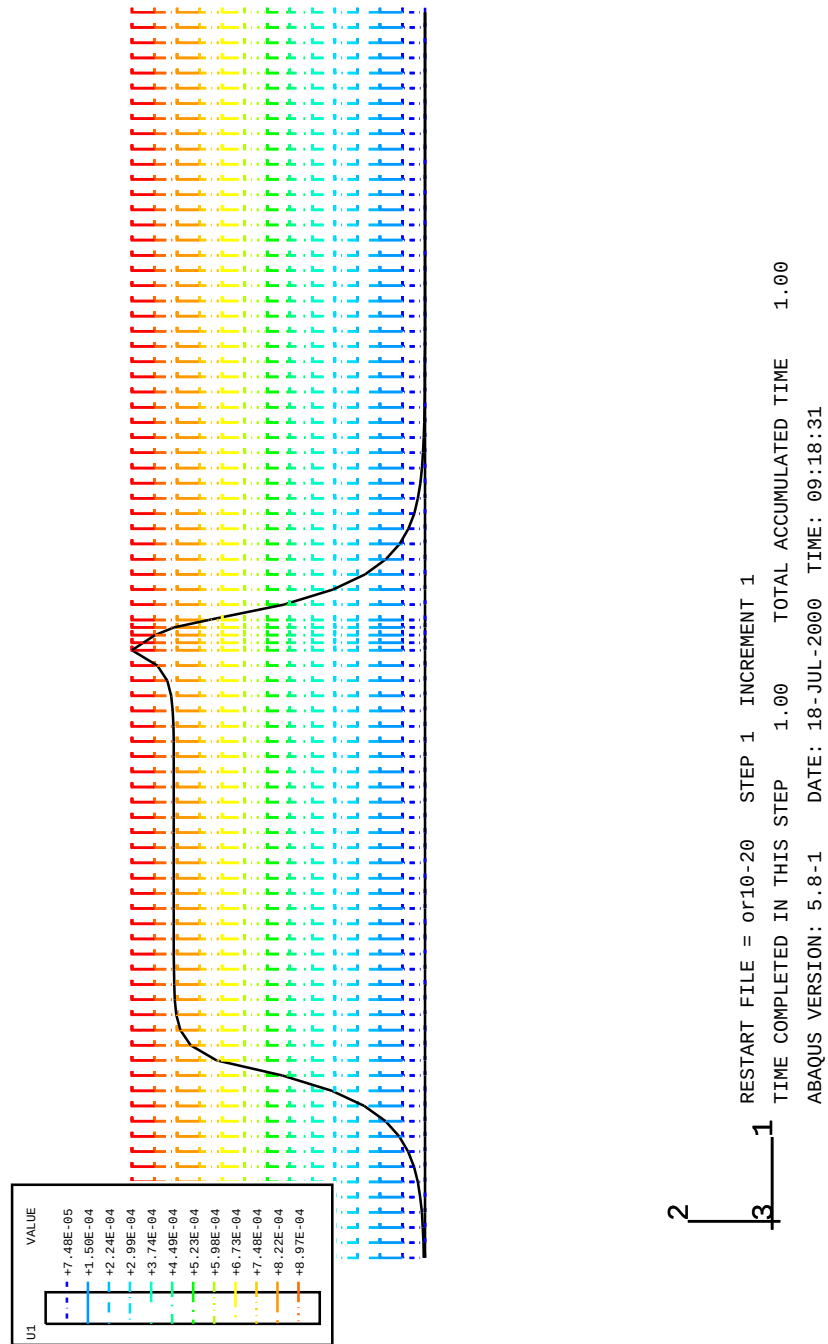


Figura 9: *Ensayo de puente de 20 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 100000 kN/m*

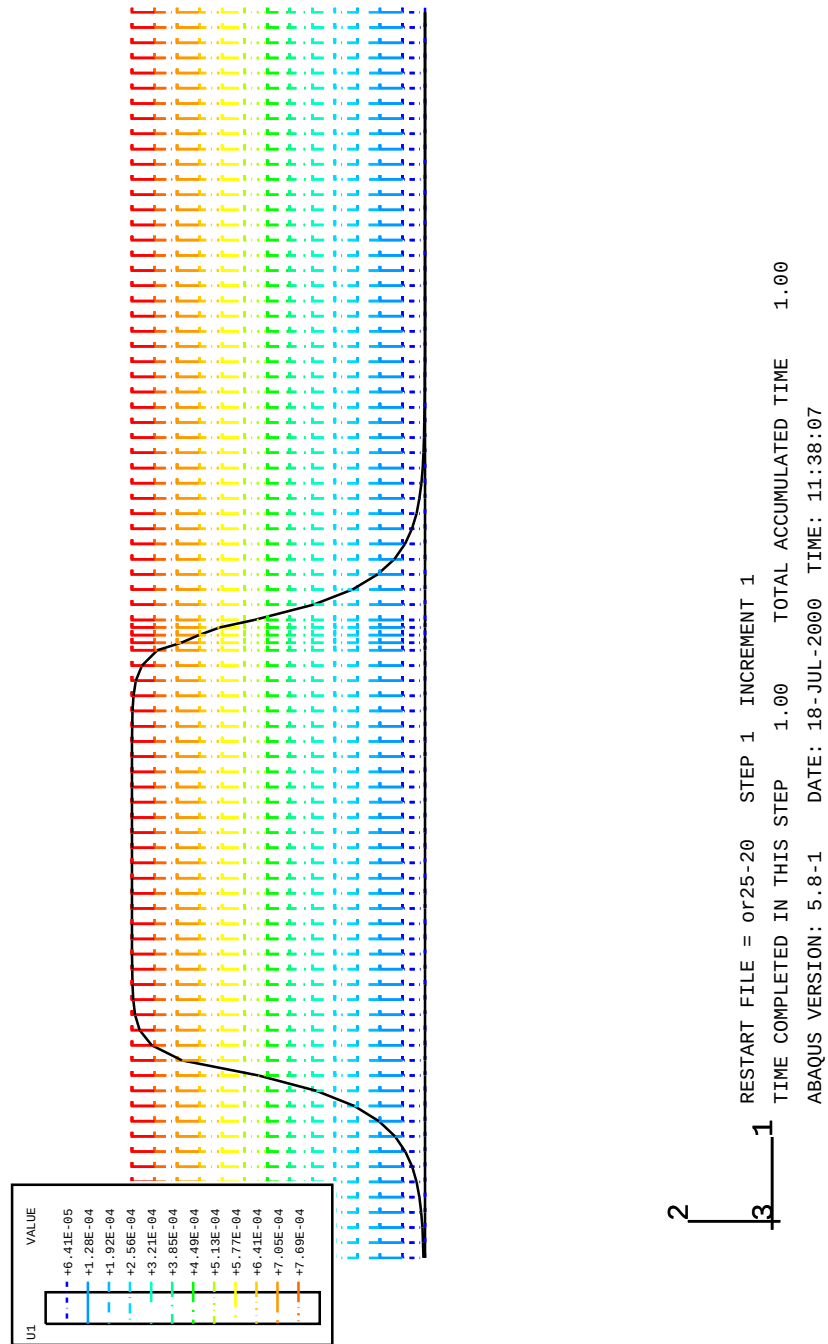


Figura 10: *Ensayo de puente de 20 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 250000 kN/m*

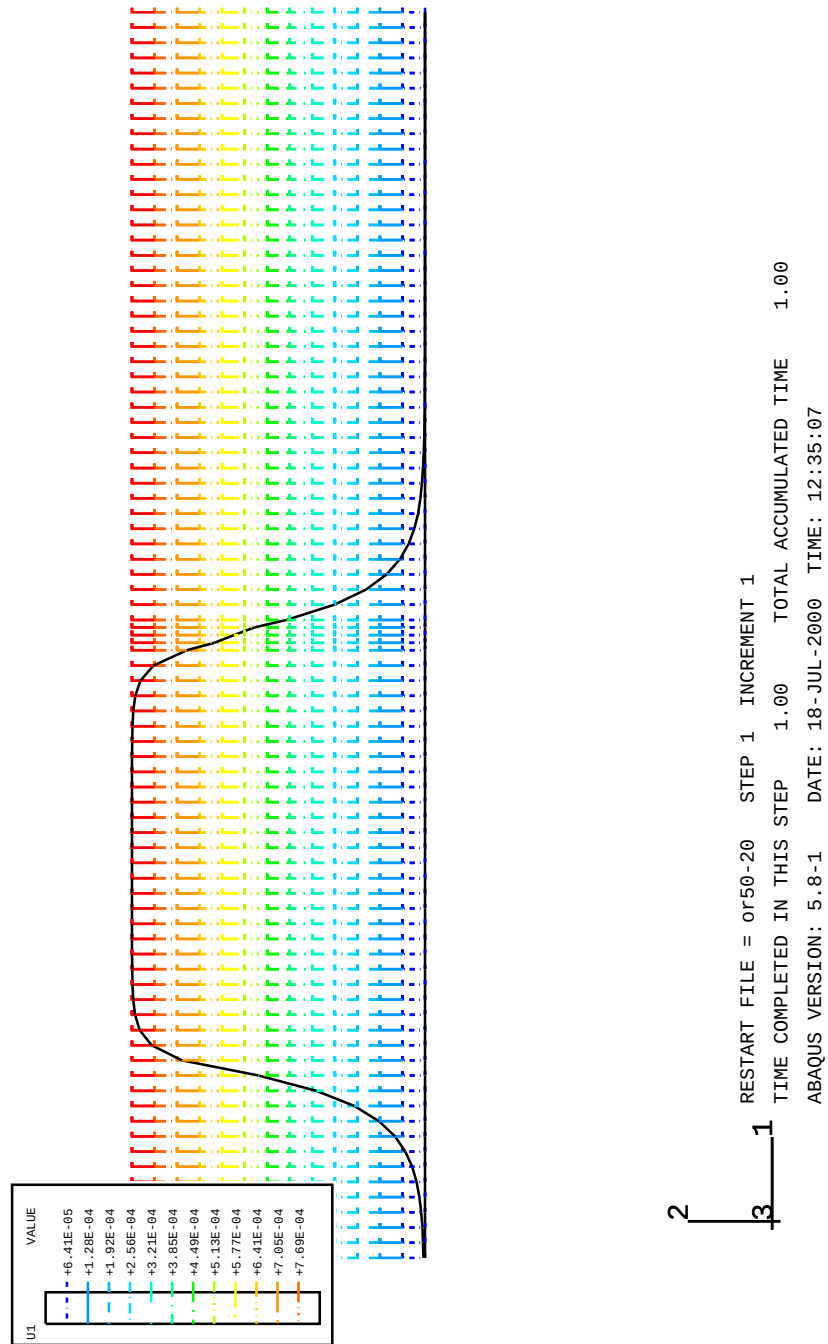


Figura 11: *Ensayo de puente de 20 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 500000 kN/m*

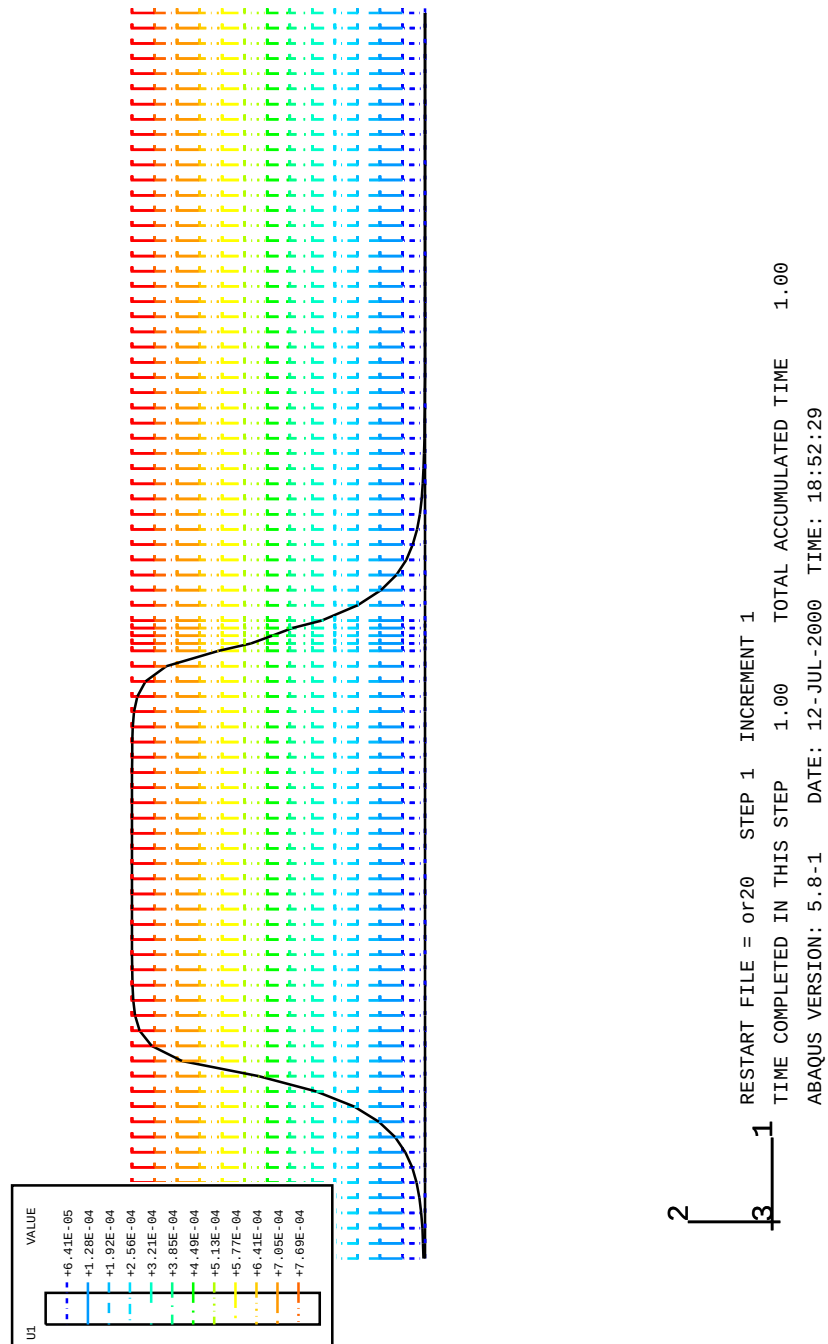


Figura 12: *Ensayo de puente de 20 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: Infty*

Las figuras 13,14,15 y 16 se puede apreciar la evolución del desplazamiento longitudinal absoluto del carril en función de la rigidez del estribo de anclaje en un puente de 20 m de longitud. En la figura 13 ($K = 100000 \text{ kN/m}$) se aprecia un desplazamiento máximo en el tablero de 4.193 mm, frente a los 1.239 mm del viaducto de la figura 16, con estribo de anclaje perfectamente rígido ($K = \infty$). En la zona cargada por el tren sobre el terreno el desplazamiento del carril es constante y de valor 0.833 mm, valor que se corresponde en la figura 3 con un rasante de 25 kN/m en vía cargada.

Se observa cómo en todos los casos la flexibilidad del estribo de anclaje y la elasticidad del tablero hacen que el movimiento longitudinal del carril aumente considerablemente en las zonas donde el frenado ha rebasado el estribo de anclaje (subcapítulo 4.3).

En el puente de estribo fijo infinitamente rígido se aprecia como a la entrada del mismo el movimiento del carril disminuye.

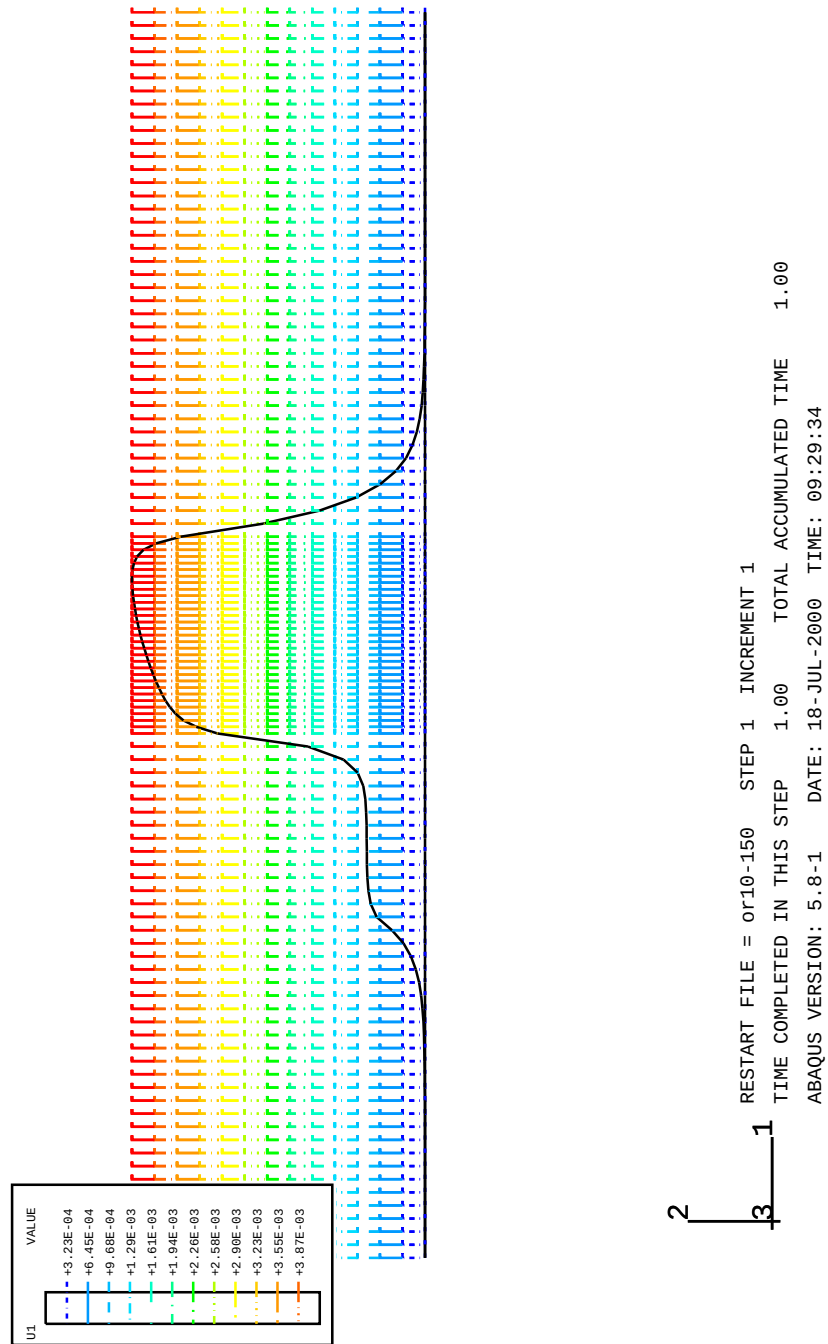


Figura 13: *Ensayo de puente de 150 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 100000 kN/m*

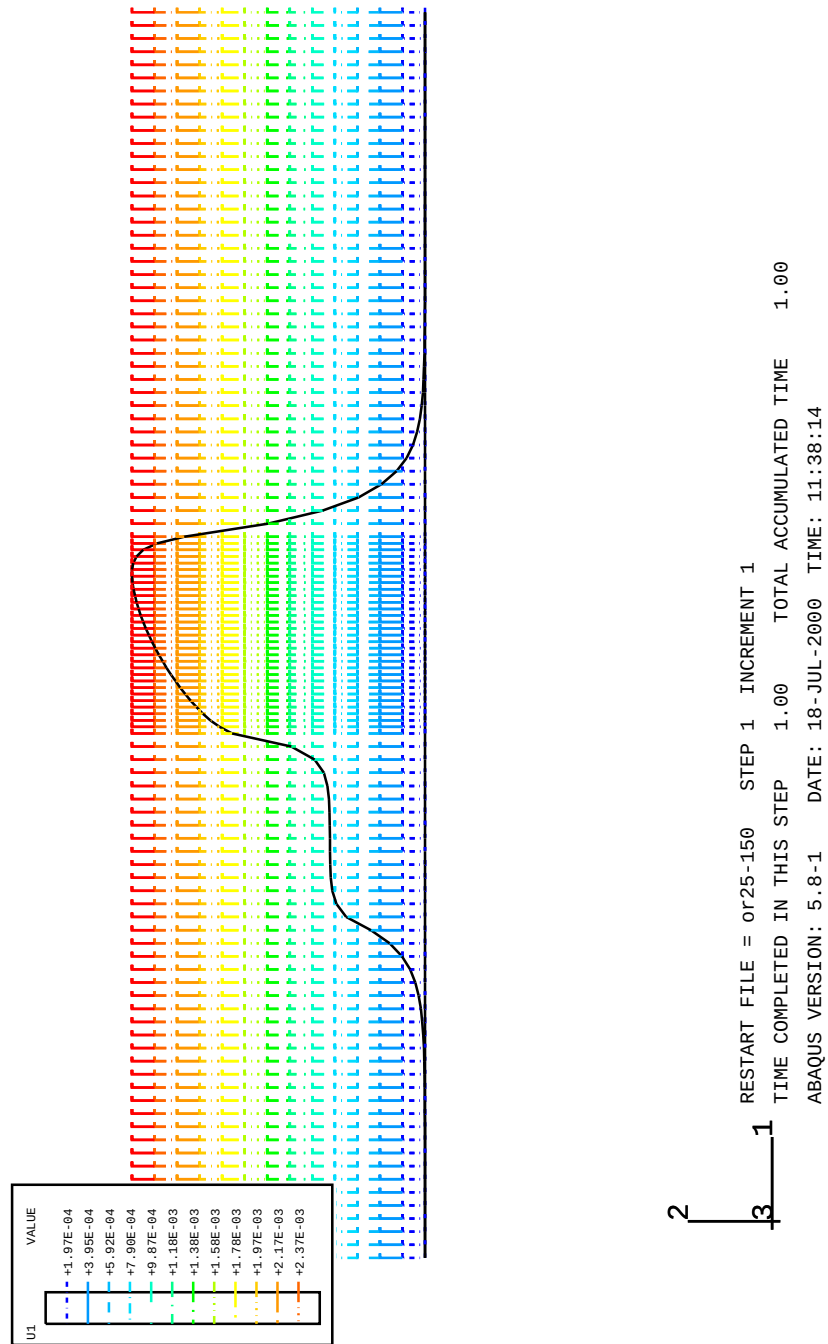


Figura 14: *Ensayo de puente de 150 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 250000 kN/m*

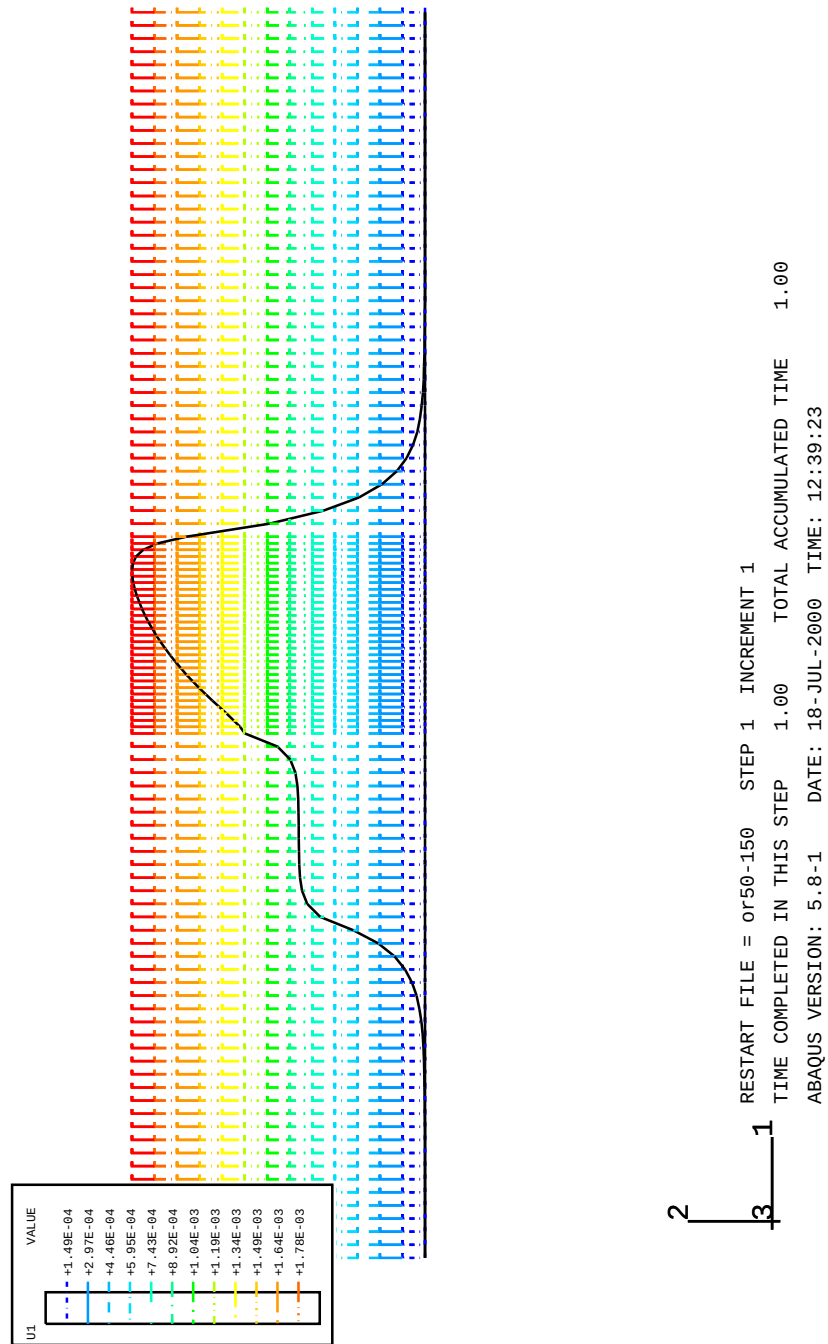


Figura 15: *Ensayo de puente de 20 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 500000 kN/m*

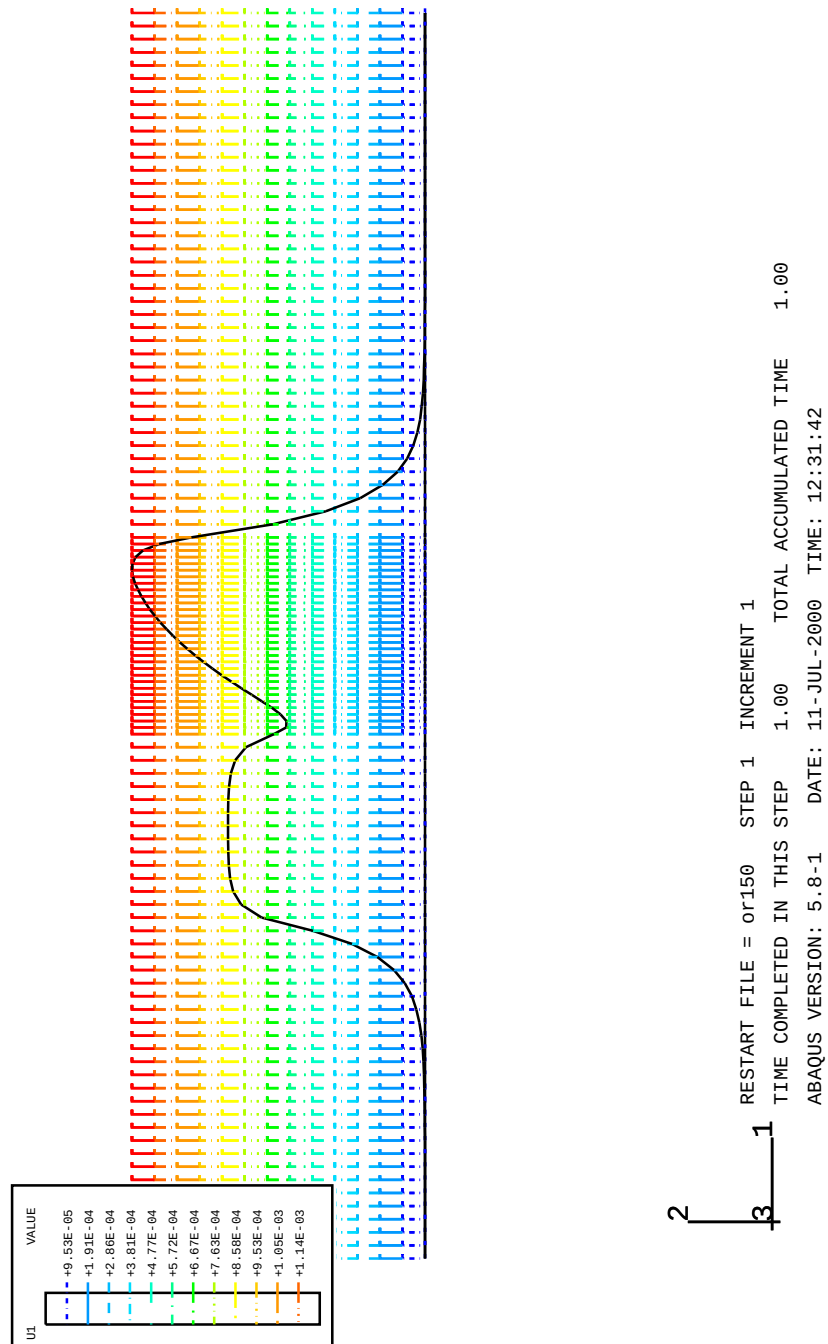


Figura 16: *Ensayo de puente de 150 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: Infy*

En las figuras 17, 18, 19 y 20 se aprecia la variación de la fuerza axial del carril en las diferentes series de ensayos efectuadas para un puente de 20m de longitud.

Se pueden sacar varias conclusiones:

- En el estribo de anclaje, cuando la rigidez del mismo es de 100000 kN/m, la fuerza axil en el carril es de tracción. Esta fuerza es de compresión en los demás casos donde tenemos más rigidez.

El puente es tan corto que el pico de compresiones en la cabeza del tren, explicado en 4.1 llega a abarcar la zona del estribo de anclaje, y se mezcla este fenómeno con el derivado de la rigidez de estribo de anclaje comentado en 4.3.

De la suma de estos dos fenómenos contradictorios, el uno comprime el carril y el otro lo tracciona, dependerá el signo de la fuerza axil en esta zona de entrada al puente.

- En el terreno, en la cola del tren se presenta el pico de tracciones explicado en 4.1.
- En todos los casos el tramo de carril sobre el tablero experimenta una fuerte variación del axil a lo largo del mismo. La variación del esfuerzo rasante a lo largo de el carril es importante en esta zona.

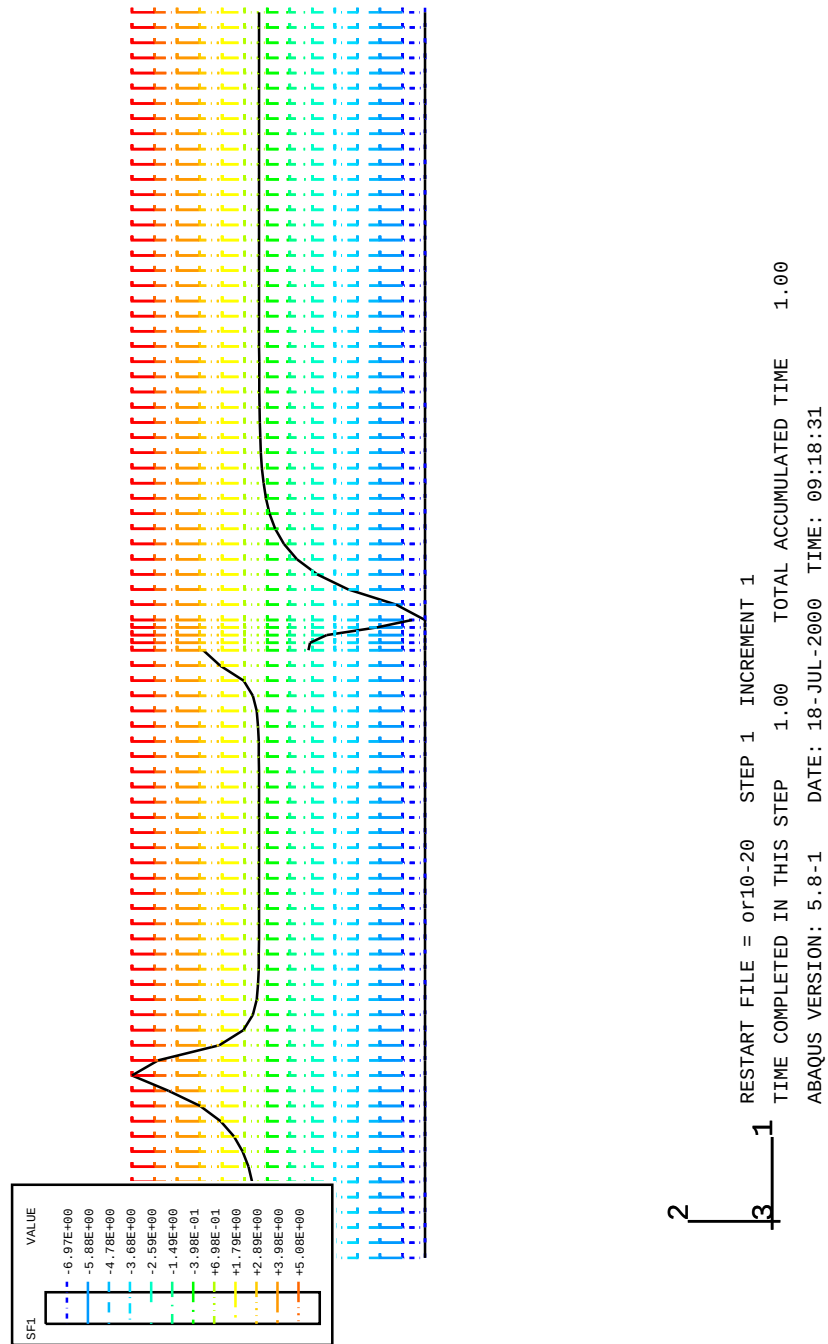


Figura 17: *Ensayo de puente de 20 m de luz. Fuerza axial tomada por el carril. Rigidez del estribo de anclaje: 100000 kN/m*

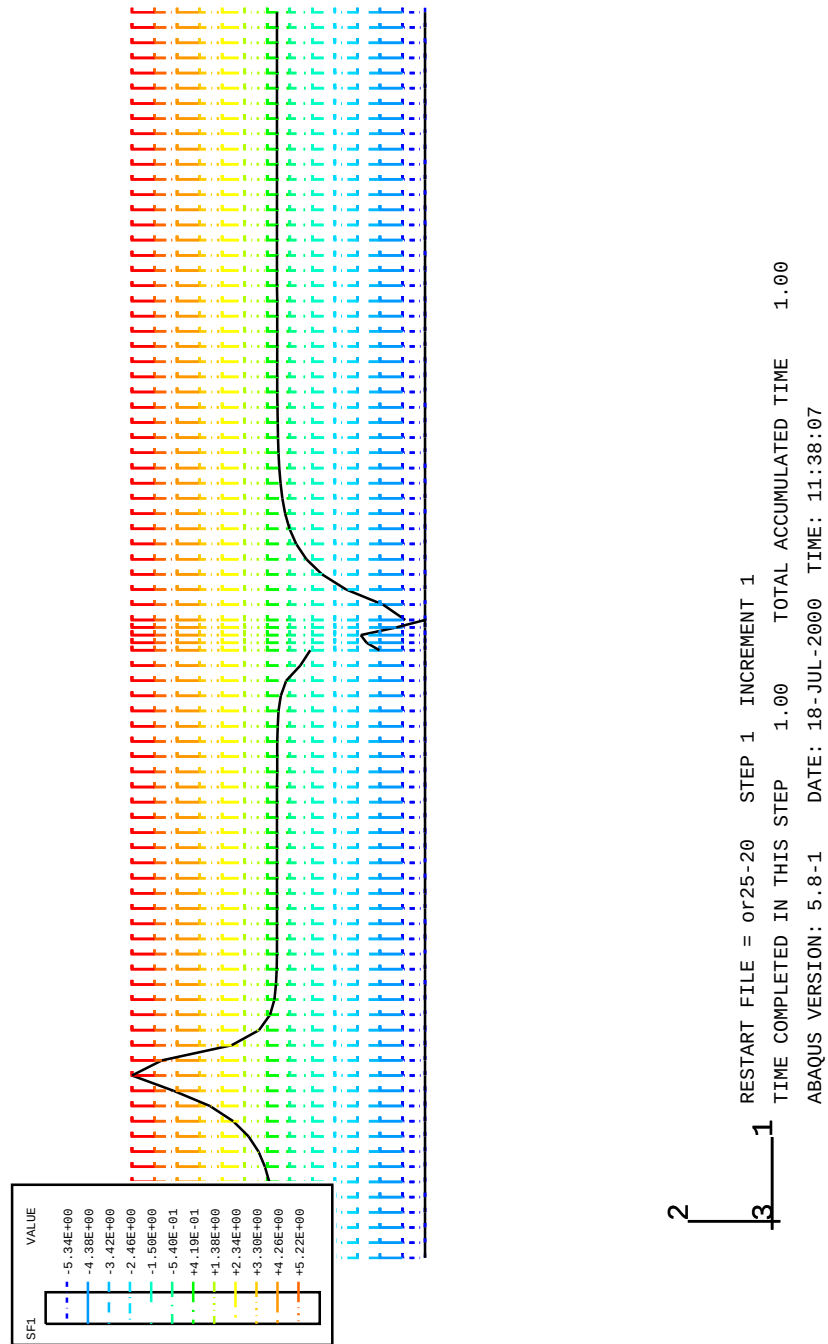


Figura 18: *Ensayo de puente de 20 m de luz. Fuerza axial tomada por el carril. Rigidez del estribo de anclaje: 250000 kN/m*

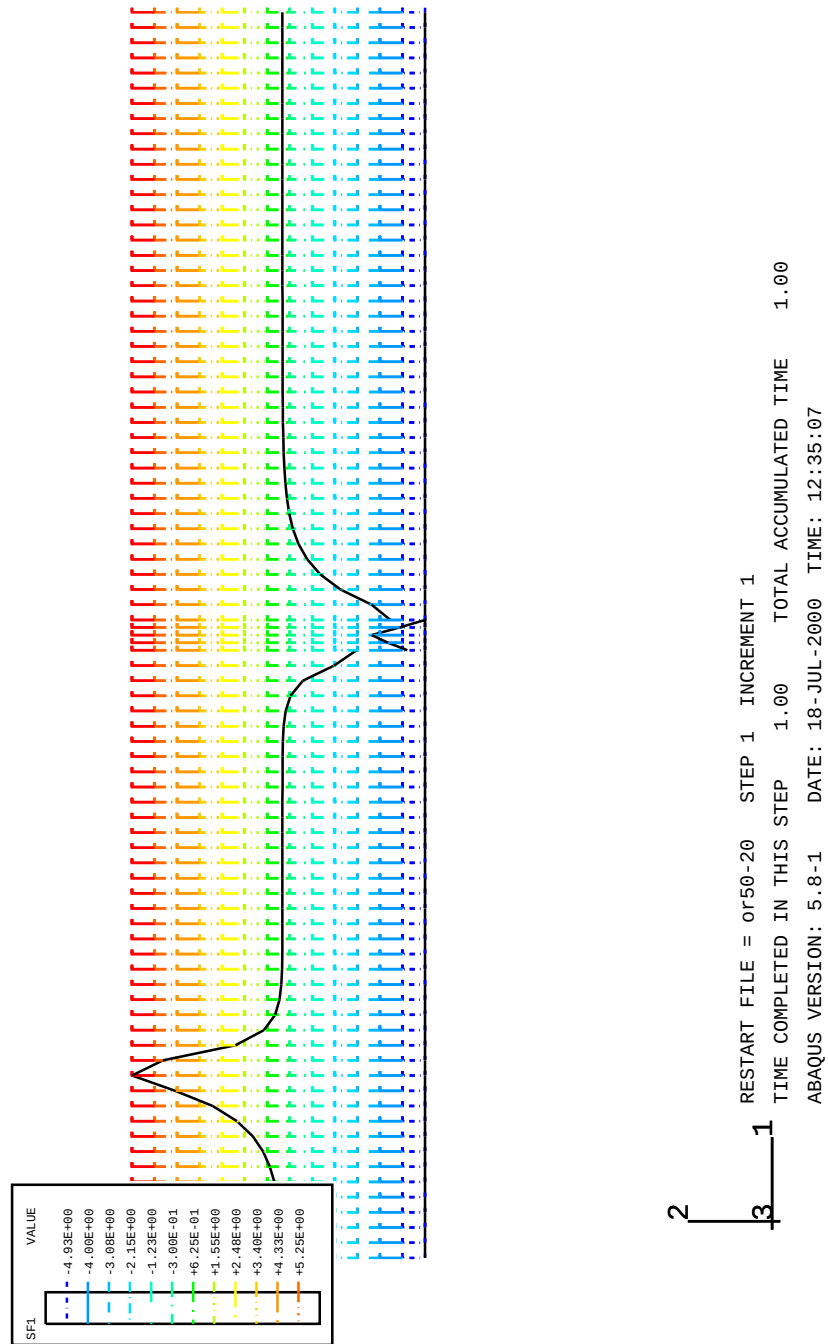


Figura 19: *Ensayo de puente de 20 m de luz. Fuerza axial tomada por el carril. Rigidez del estribo de anclaje: 500000 kN/m*

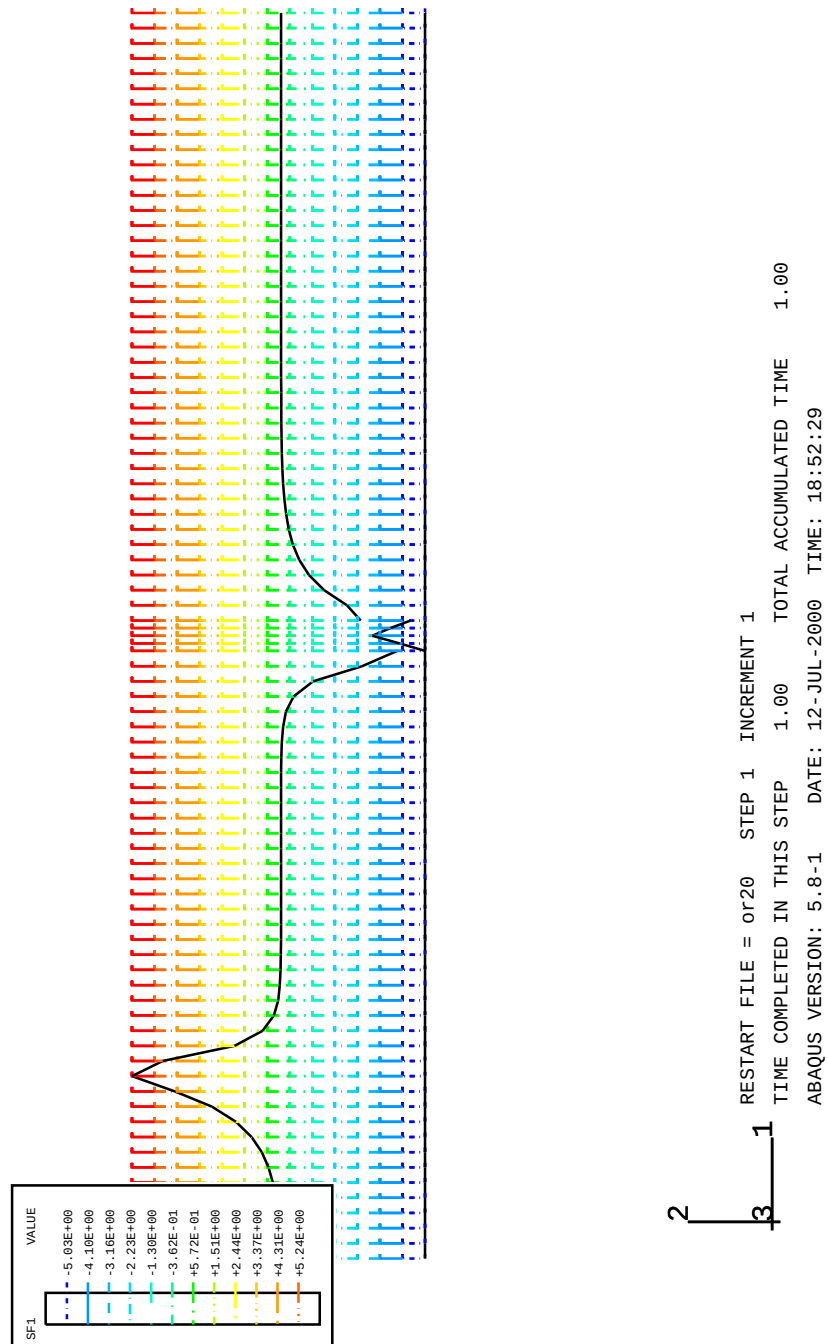


Figura 20: *Ensayo de puente de 20 m de luz. Fuerza axial tomada por el carril. Rigidez del estribo de anclaje: ∞*

En las figuras 21, 22, 23 y 24 se aprecia la variación de la fuerza axial del carril en las diferentes series de ensayos efectuadas para un puente de 150m de longitud.

Se pueden sacar varias conclusiones:

- En el estribo de anclaje, independientemente de la rigidez del mismo, la fuerza axial en el carril es de tracción. No obstante el valor de esta fuerza es muy superior cuando la rigidez del estribo es pequeña.

Ahora ya no se funden los efectos del pico de compresiones en cabeza del tren con las tracciones provocadas por la flexibilidad del estribo de anclaje. Los dos fenómenos se muestran claramente diferenciados.

Se aprecia en la figura 21 cómo la fuerza de tracción es muy importante en el estribo fijo e inmediatamente disminuye en las inmediaciones del mismo hasta un valor casi nulo, mientras que en el caso de que el estribo sea ∞ rígido, el pico de tracciones es menos importante, pero alrededor del estribo existe una zona mucho más amplia de tracciones moderadas (fig. 24. El ingeniero podrá jugar a su favor con la rigidez del estribo de anclaje teniendo en cuenta el límite que impone el que el carril puede plastificar.

- El pico de tracciones que provoca el tren en su frenar en la cola en todos los modelos es el mismo, de valor 7.03 Tn. (4.1).
- En el estribo libre del tablero se mezclan los fenómenos explicados en 4.1 y 4.2. Al pico de compresiones producido en la cabeza del tren al frenar se le suma el pico que produce el movimiento del extremo del tablero al acercarse al terreno totalmente rígido.

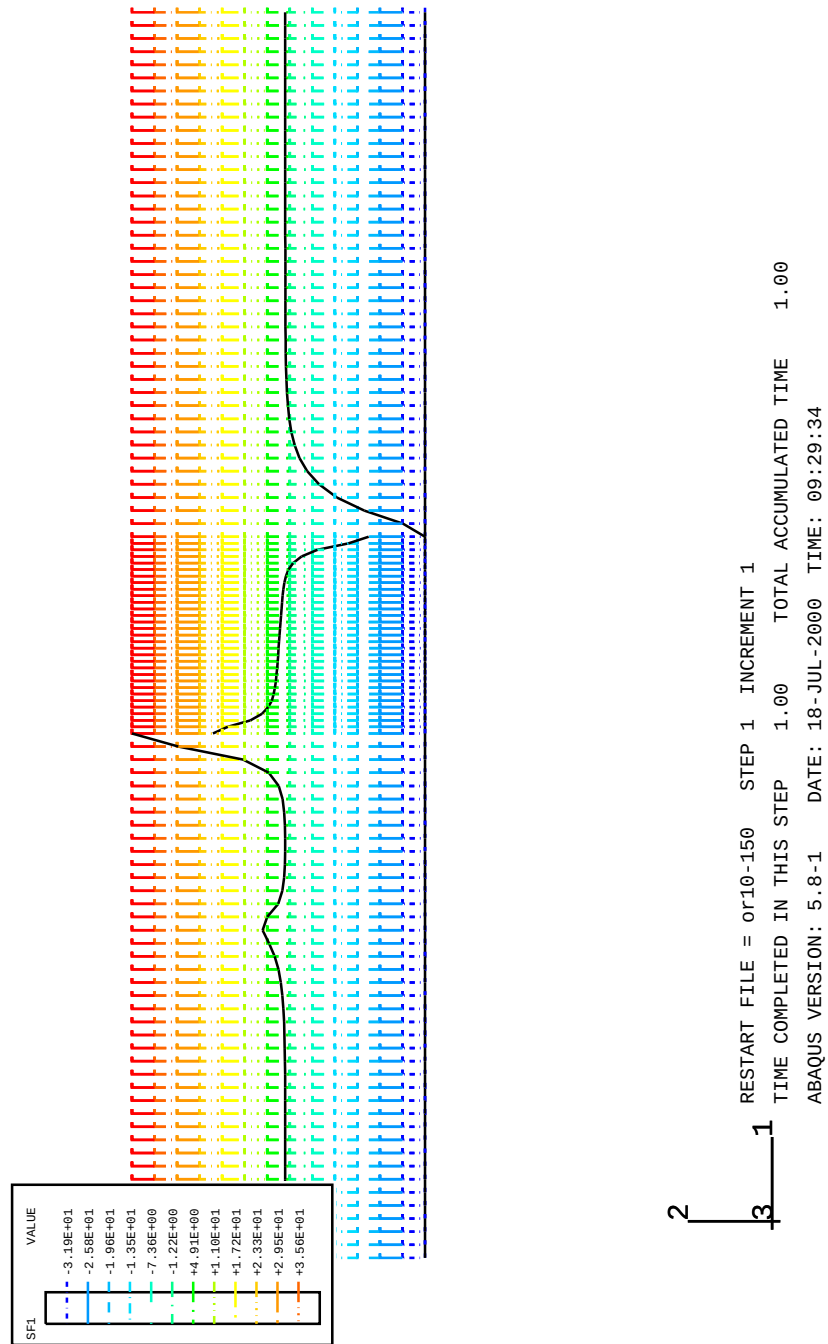


Figura 21: *Ensayo de puente de 150 m de luz. Fuerza axial tomada por el carril. Rigidez del estribo de anclaje: 100000 kN/m*

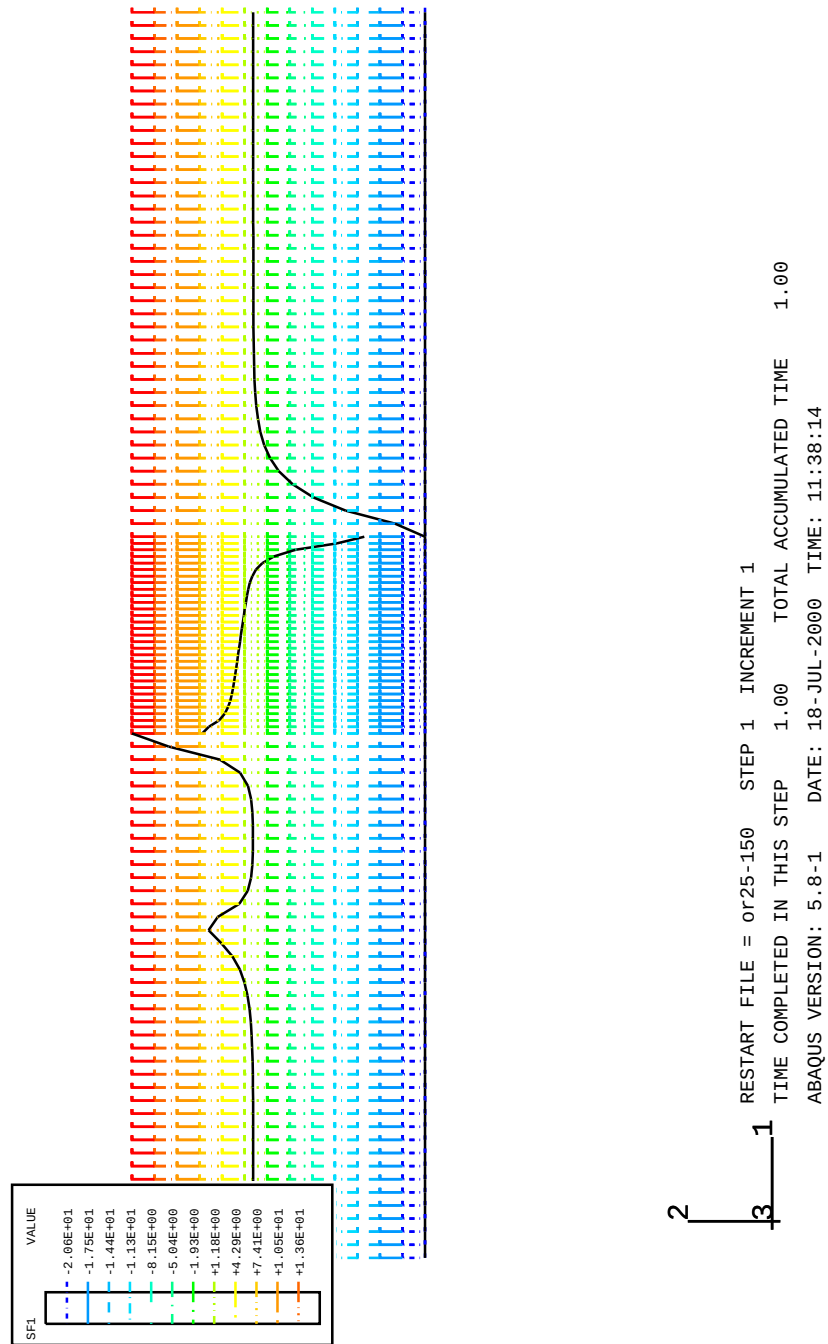


Figura 22: Ensayo de puente de 150 m de luz. Fuerza axial tomada por el carril.. Rigidez del estribo de anclaje: 250000 kN/m

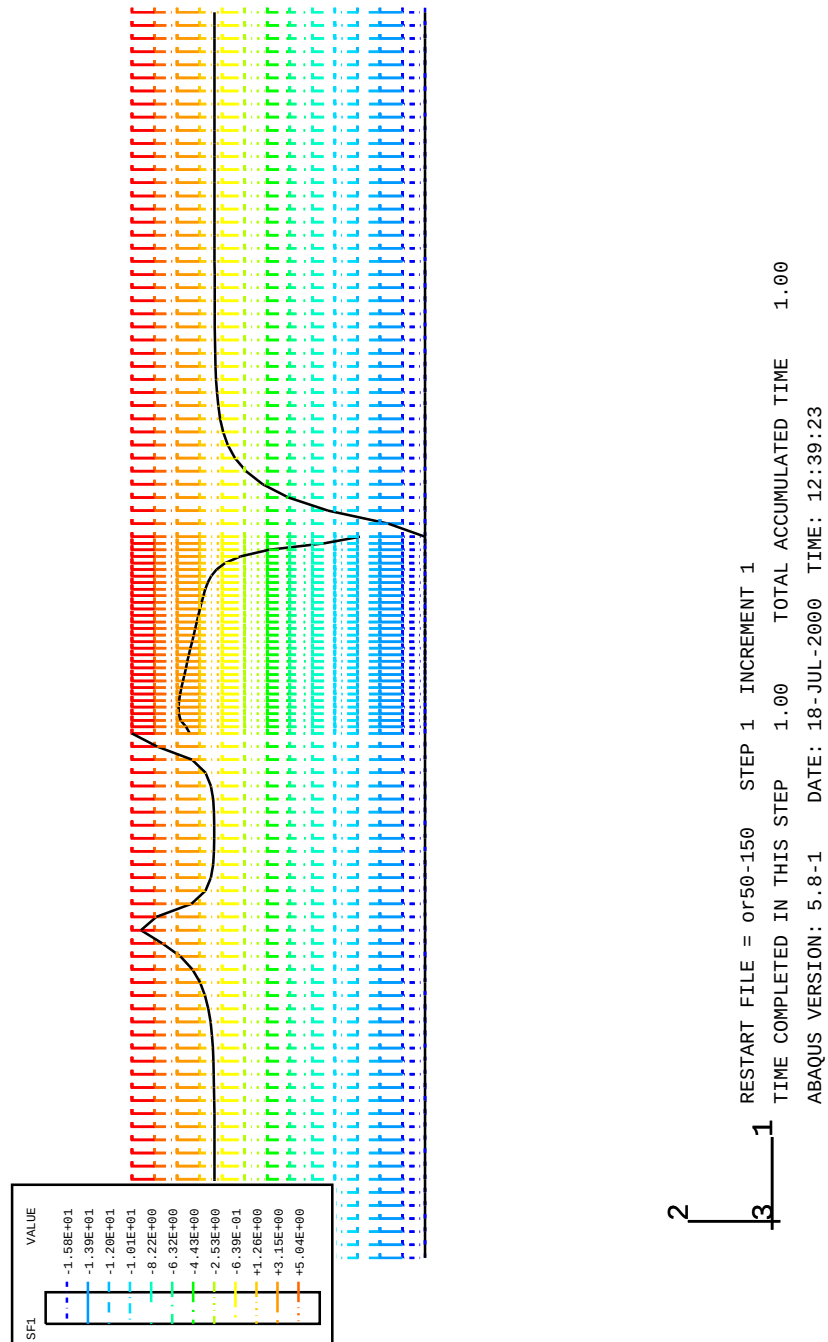


Figura 23: *Ensayo de puente de 20 m de luz. Fuerza axial tomada por el carril.. Rigidez del estribo de anclaje: 500000 kN/m*

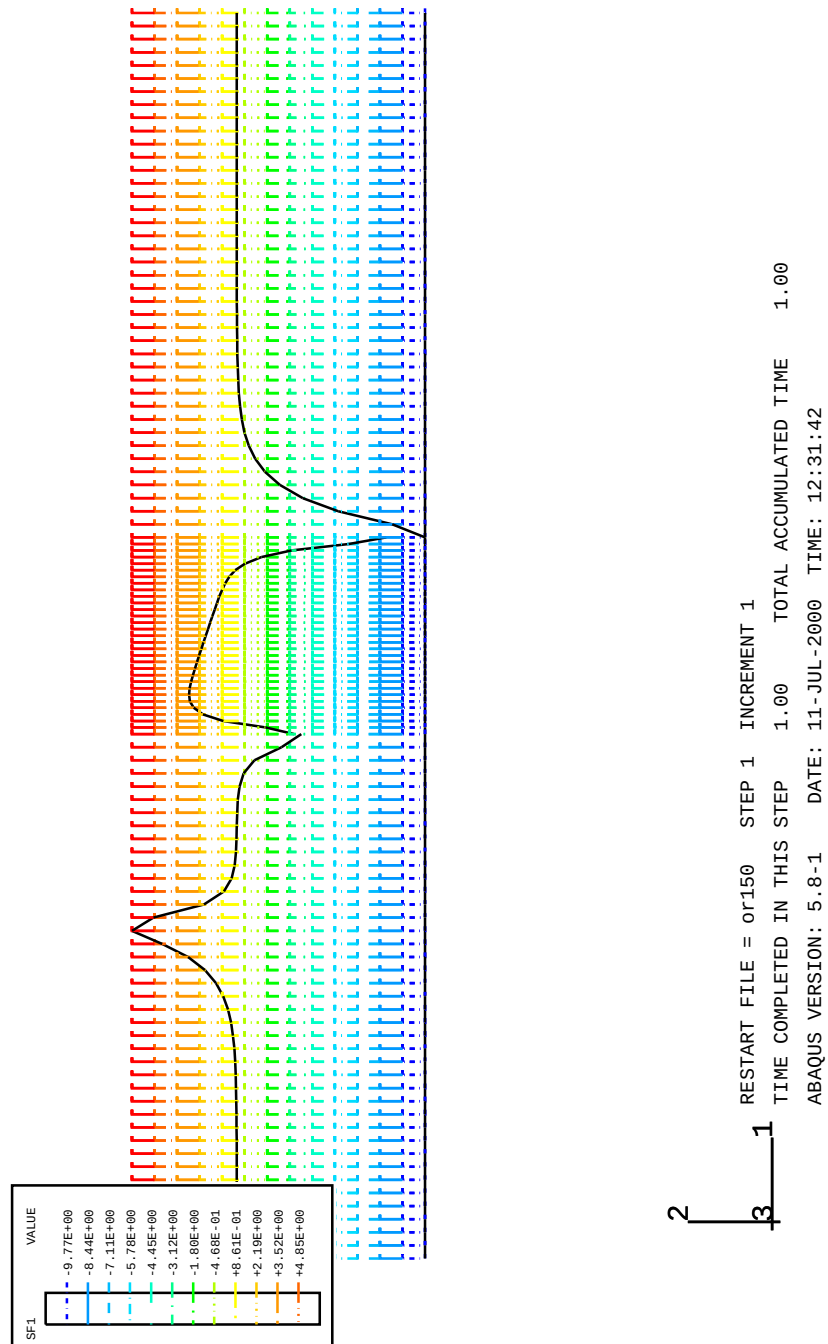


Figura 24: *Ensayo de puente de 150 m de luz. Fuerza axial tomada por el carril.. Rigidez del estribo de anclaje: Infity*

Se muestran a continuación los resultados del cálculo de un puente de 300 m de longitud (figuras 25, 26, 27, 28, 25, 26, 27 y 28), y los resultados del cálculo de un puente de 800 m de longitud (figuras 33, 34, 35, 36, 33, 34, 35 y 36).

Estos puentes presentan las características de los anteriores, pero su interés radica en:

- Puente de 300 m de longitud: La longitud del puente es igual que la que el tren que frena.

En el estribo de anclaje se funden, ambos con máximo en la misma transición terreno-tablero, los picos de tracciones por frenado en cola de tren y por flexibilidad del estribo.

En el estribo libre se funden, ambos con máximo en la misma transición terreno-tablero, los picos de compresiones producidos por frenado en cabeza de tren y por acercamiento del extremo libre del dintel al terreno inmóvil.

- Puente de 800 m de longitud: La longitud del puente es muy superior a la del tren, que frena dentro del puente (la cabeza a la altura del extremo móvil del tablero. Ahora el pico de tracciones provocado por el frenado en cola del tren se produce dentro del propio puente.

La compresión del carril en el estribo libre se observa que es inaceptable, tomando el valor de -107 Tn en la figura 37.

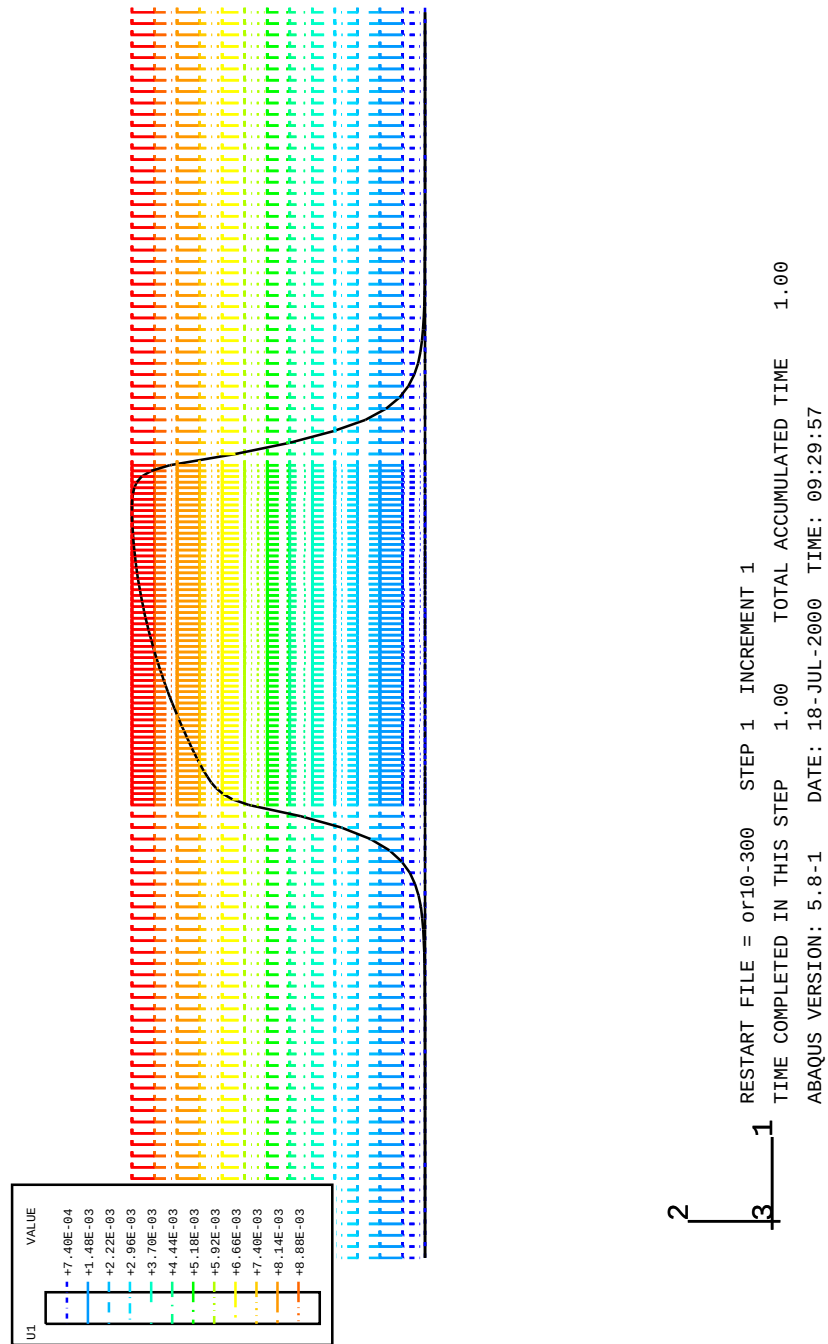


Figura 25: *Ensayo de puente de 300 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 100000 kN/m*

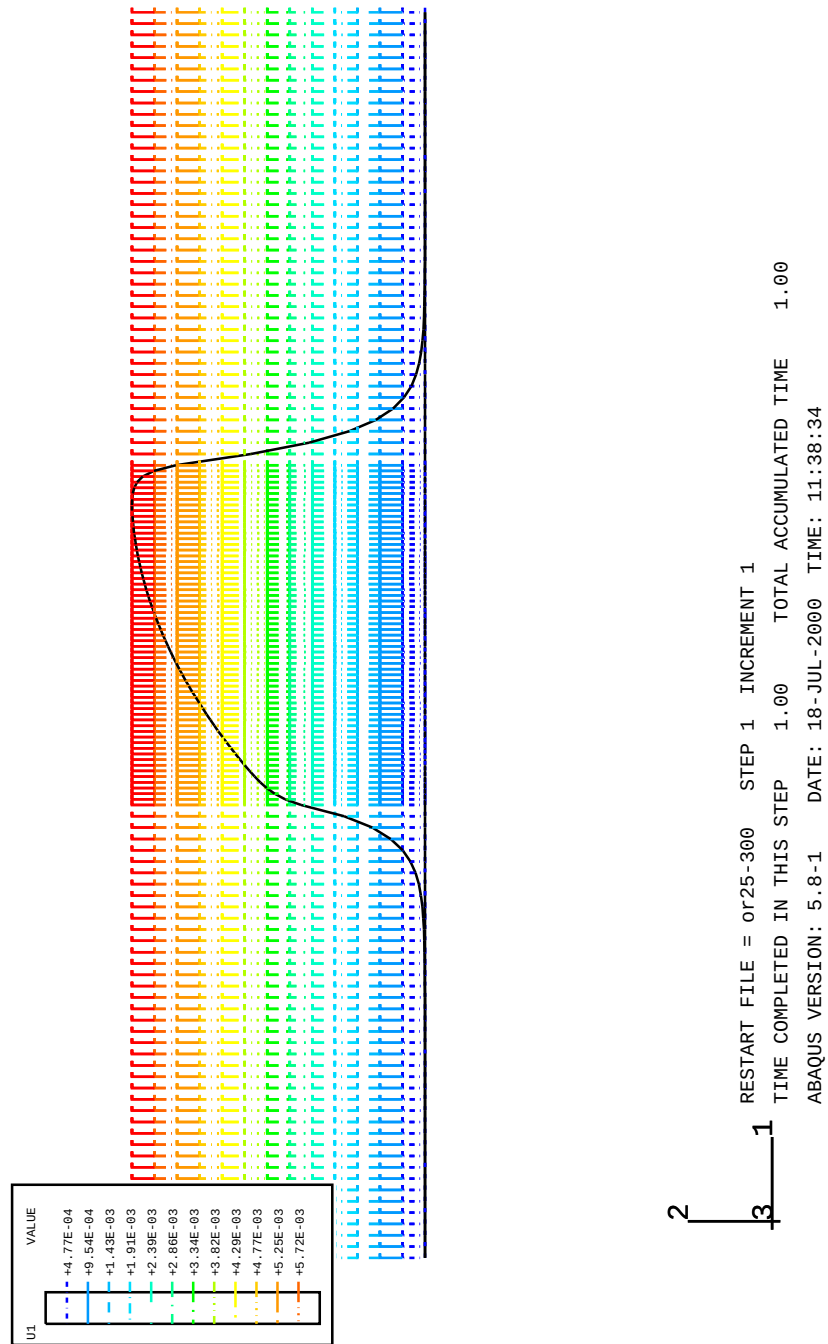


Figura 26: *Ensayo de puente de 300 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 250000 kN/m*

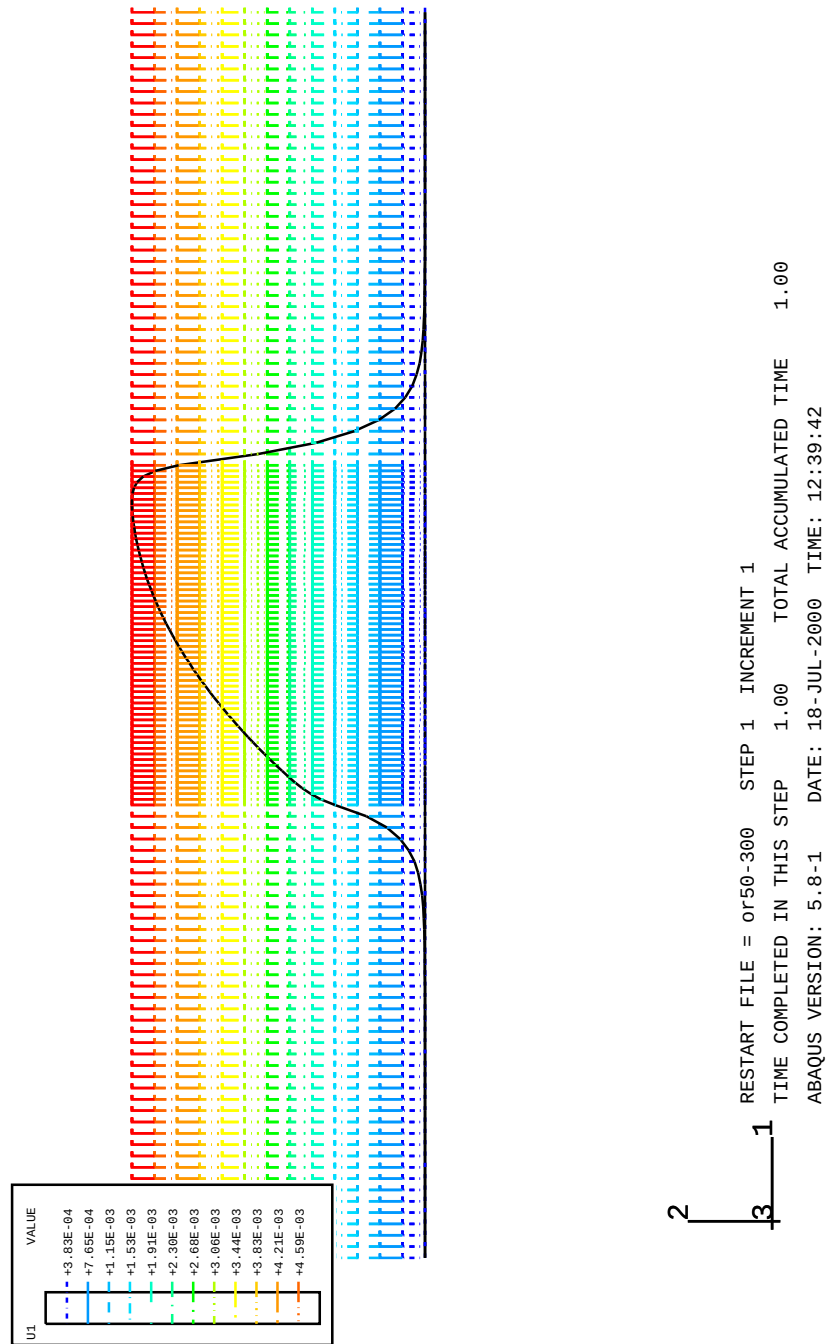


Figura 27: *Ensayo de puente de 300 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 500000 kN/m*

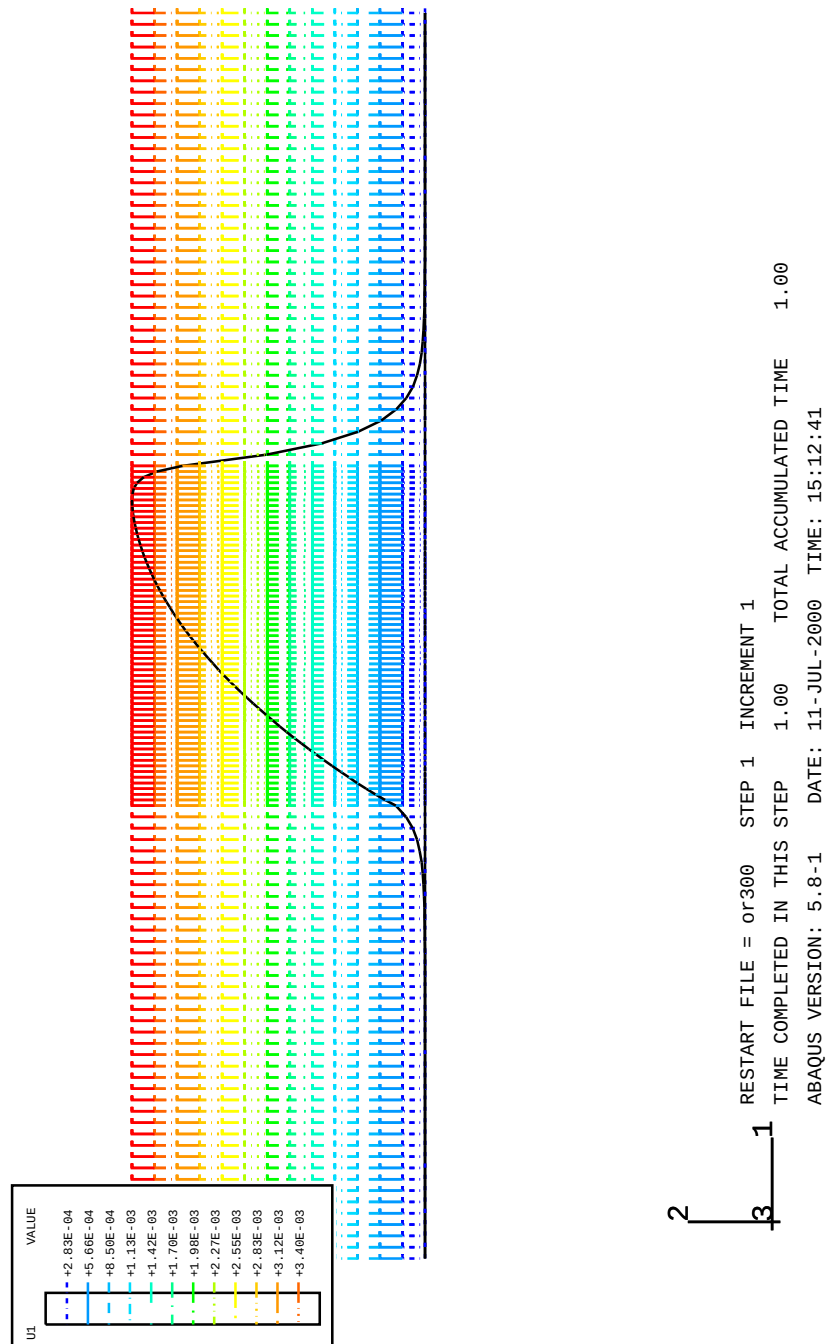


Figura 28: *Ensayo de puente de 300 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: Infy*

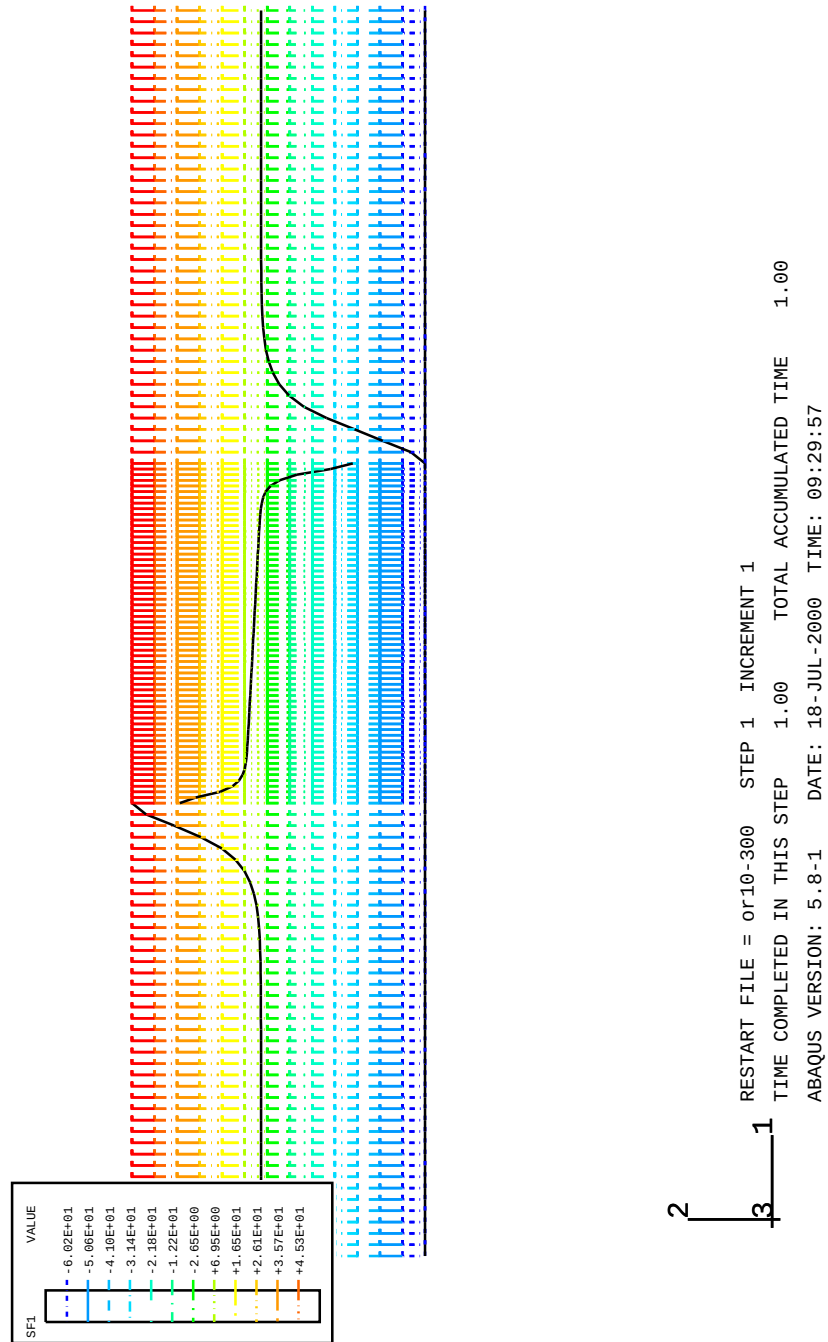


Figura 29: *Ensayo de puente de 300 m de luz. Fuerza axil tomada por el carril. Rigidez del estribo de anclaje: 100000 kN/m*

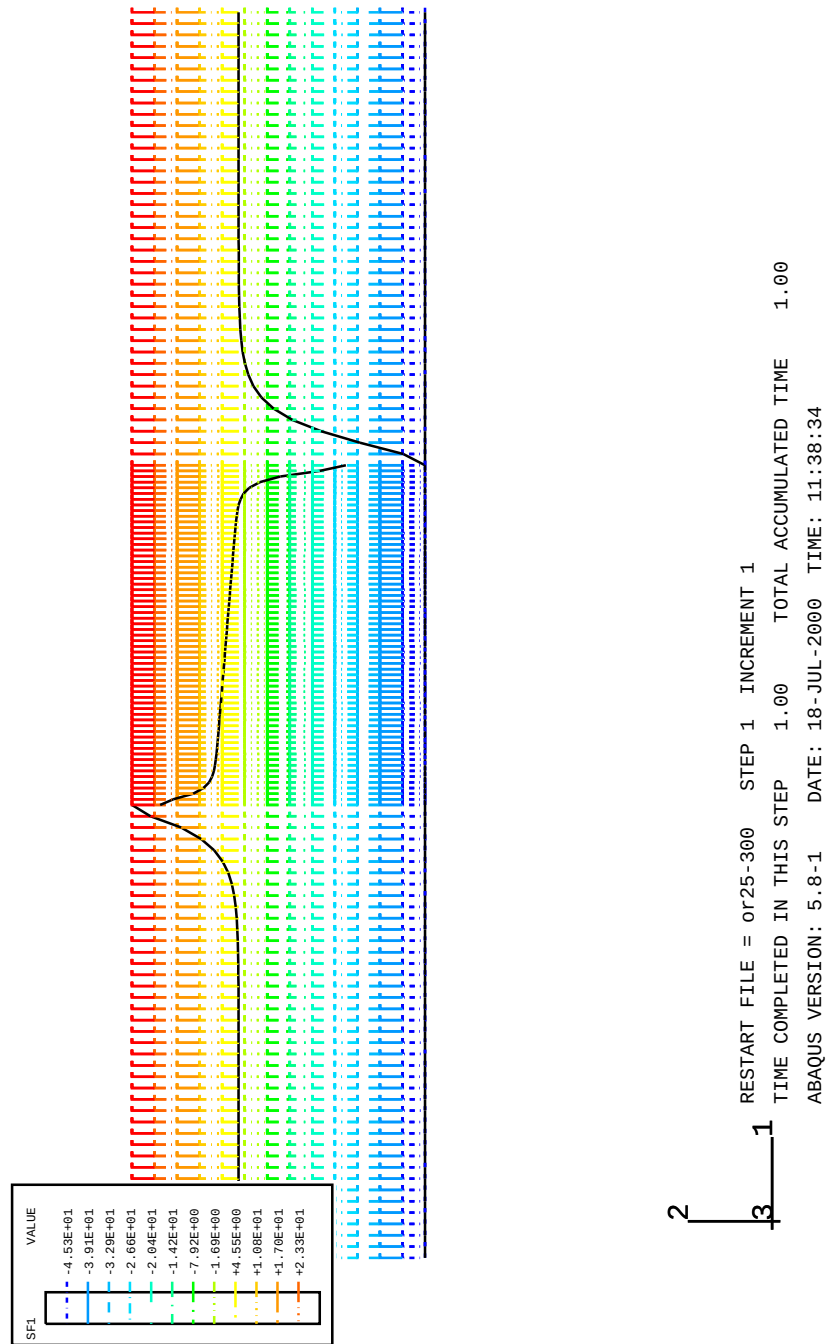


Figura 30: Ensayo de puente de 300 m de luz. Fuerza axial tomada por el carril.. Rigidez del estribo de anclaje: 250000 kN/m

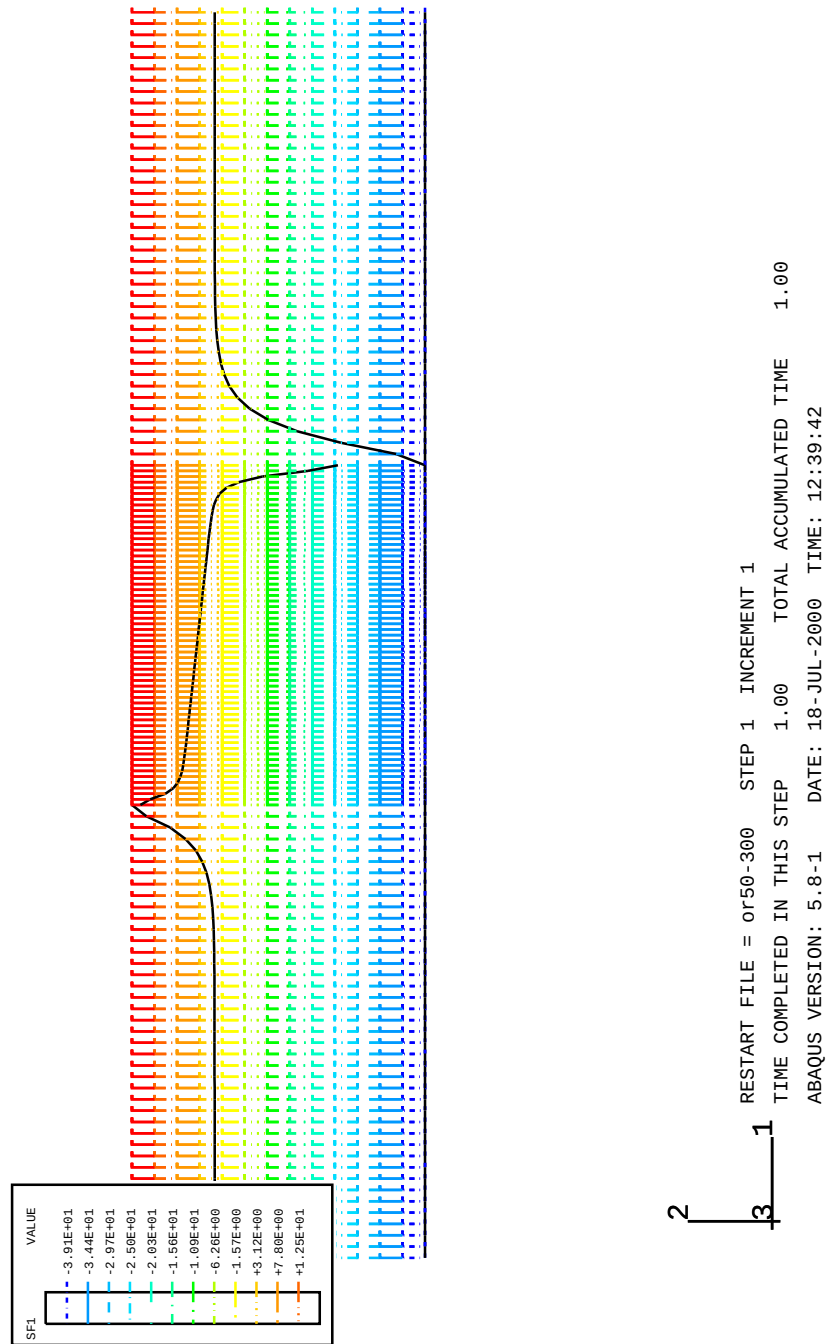


Figura 31: *Ensayo de puente de 300 m de luz. Fuerza axial tomada por el carril.. Rigidez del estribo de anclaje: 500000 kN/m*

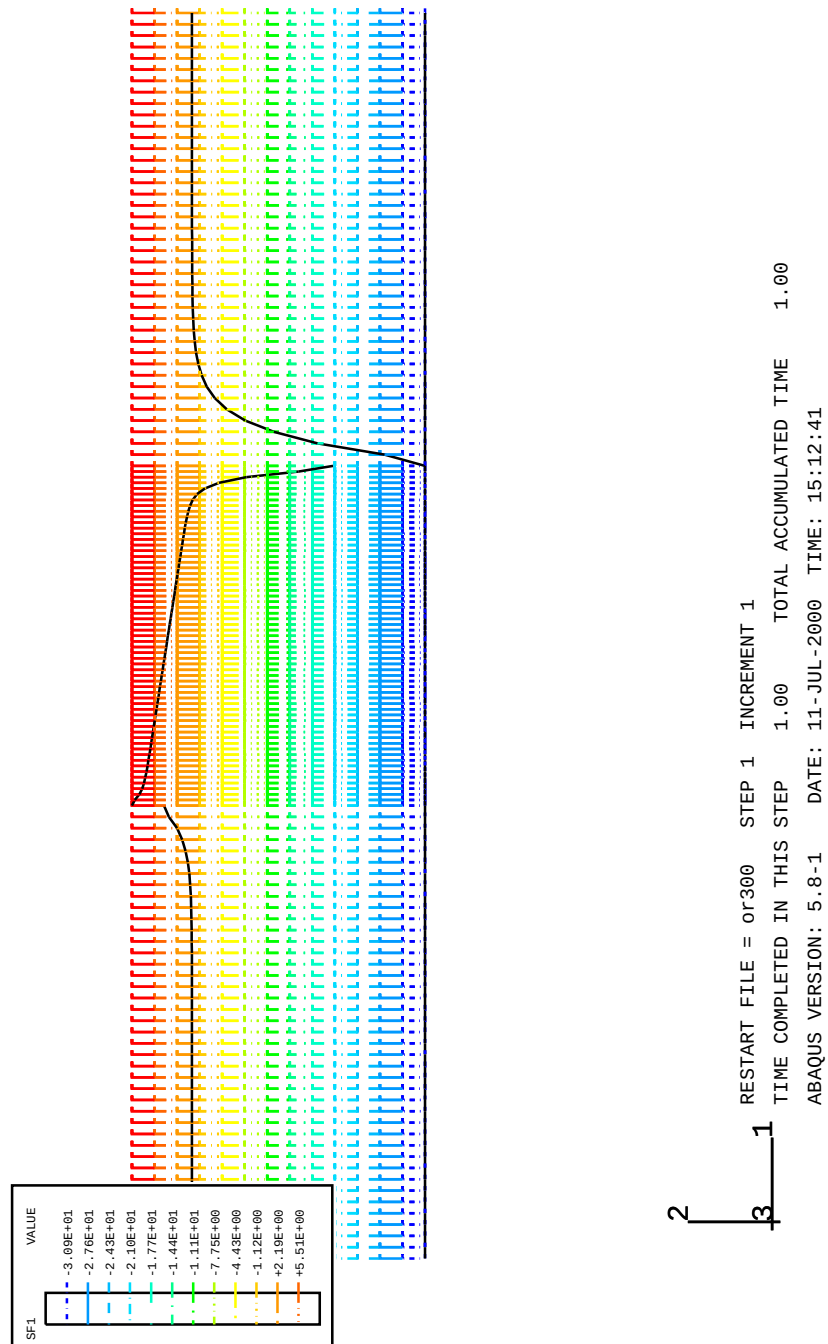


Figura 32: *Ensayo de puente de 300 m de luz. Fuerza axial tomada por el carril.. Rigidez del estribo de anclaje: Infity*

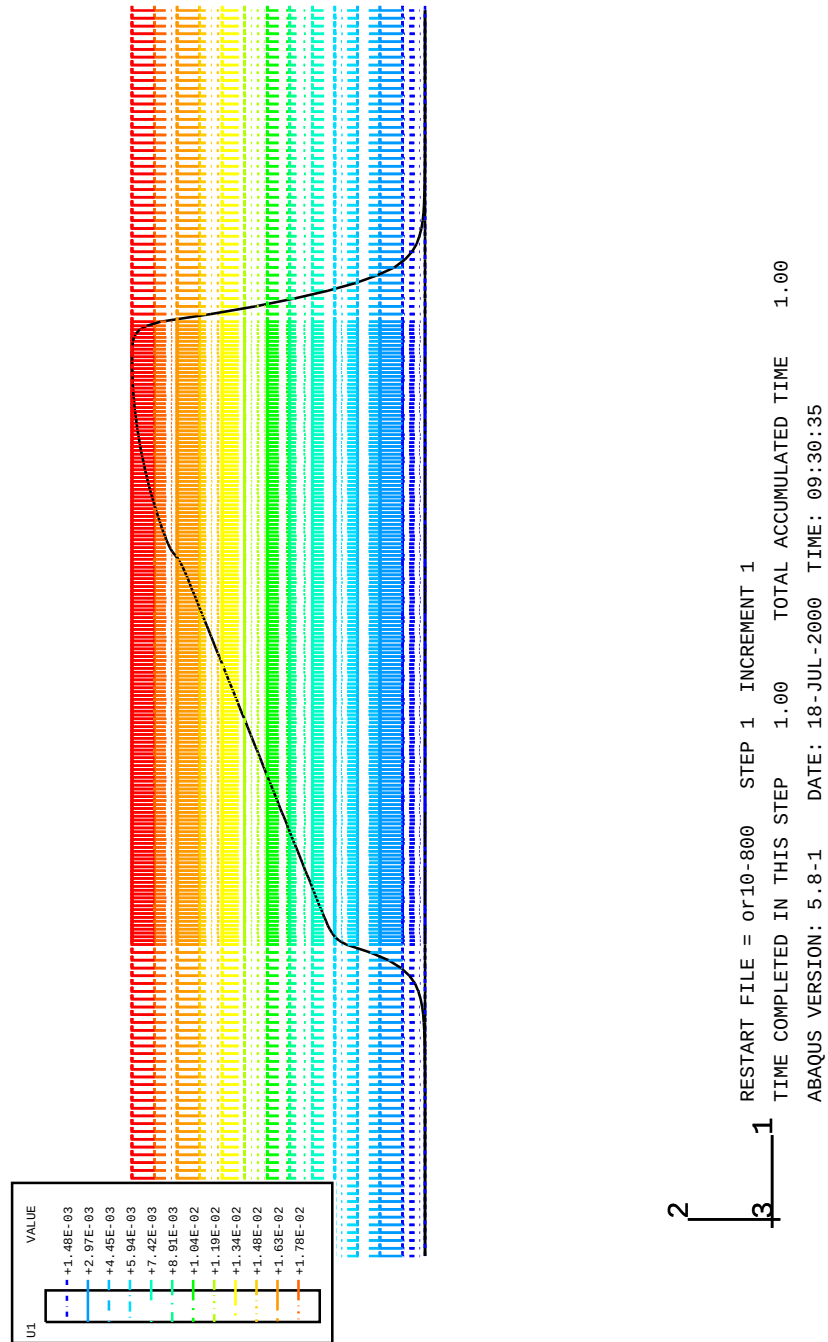


Figura 33: *Ensayo de puente de 800 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 100000 kN/m*

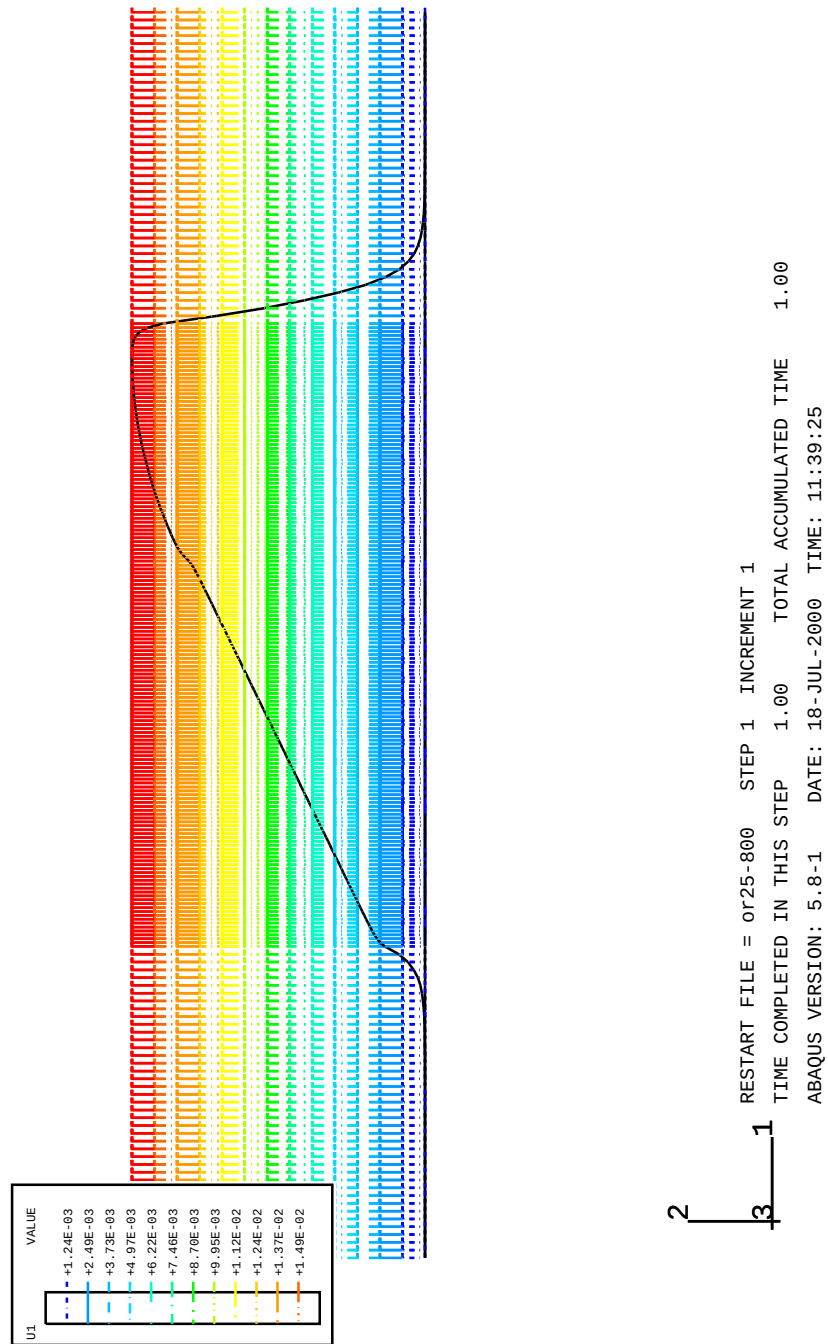


Figura 34: *Ensayo de puente de 800 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 250000 kN/m*

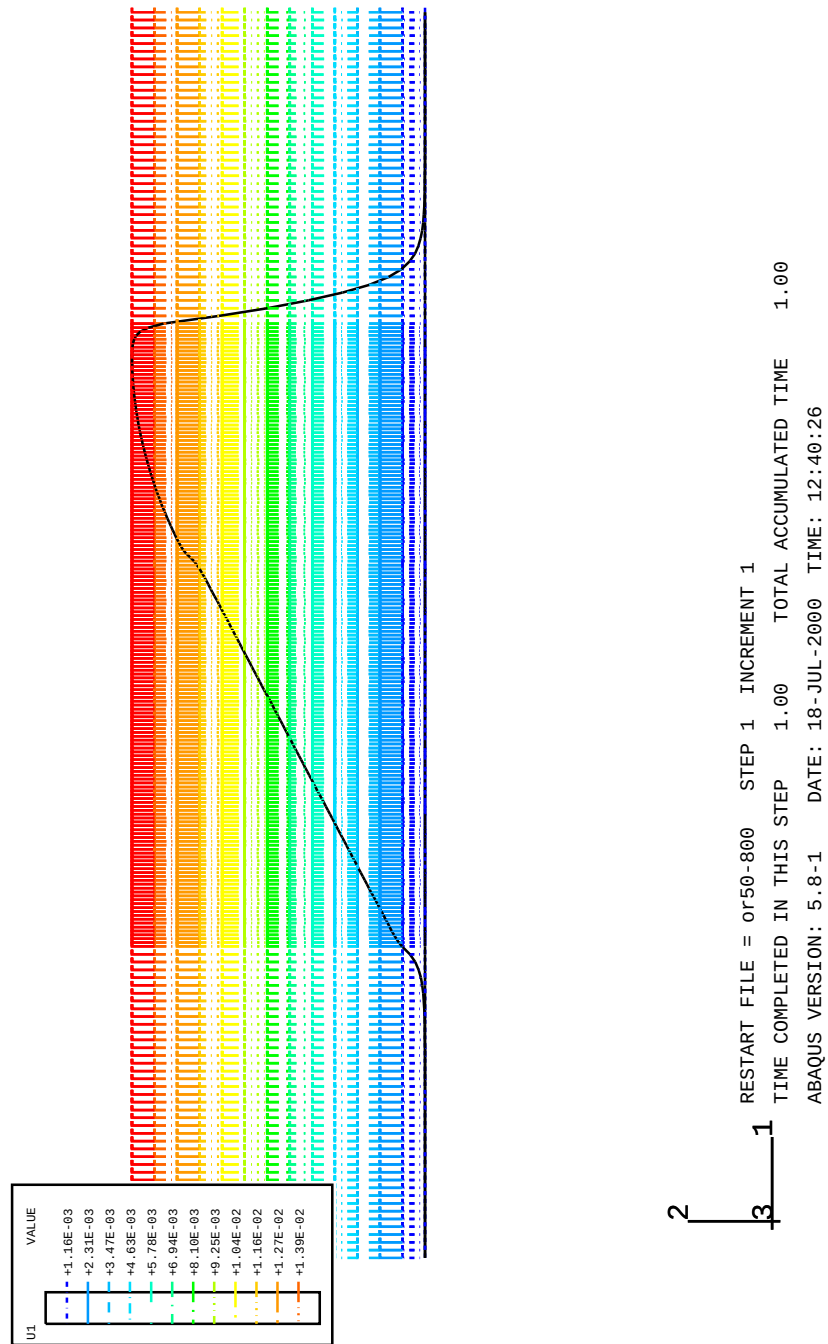


Figura 35: *Ensayo de puente de 800 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: 500000 kN/m*

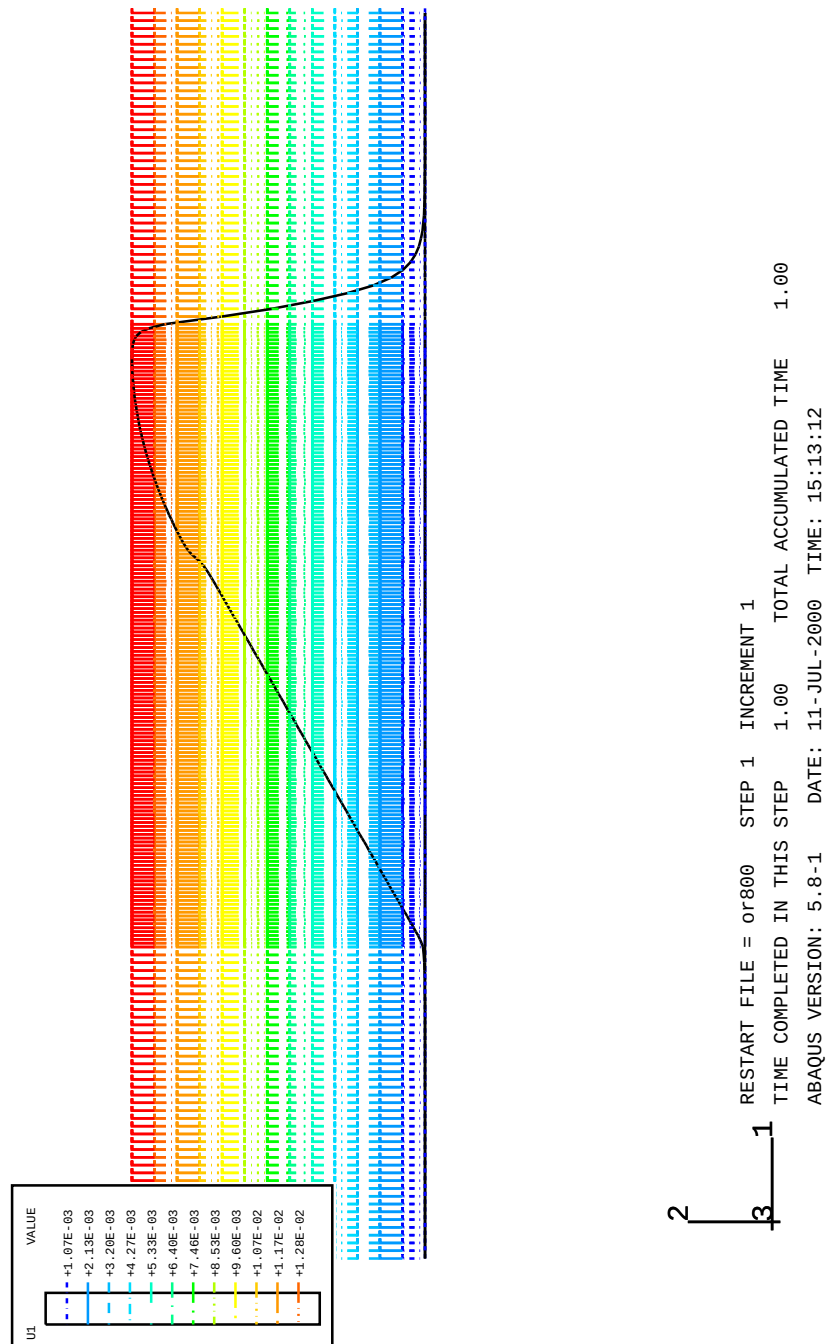


Figura 36: *Ensayo de puente de 800 m de luz. Desplazamiento longitudinal absoluto del carril. Rigidez del estribo de anclaje: Inf*

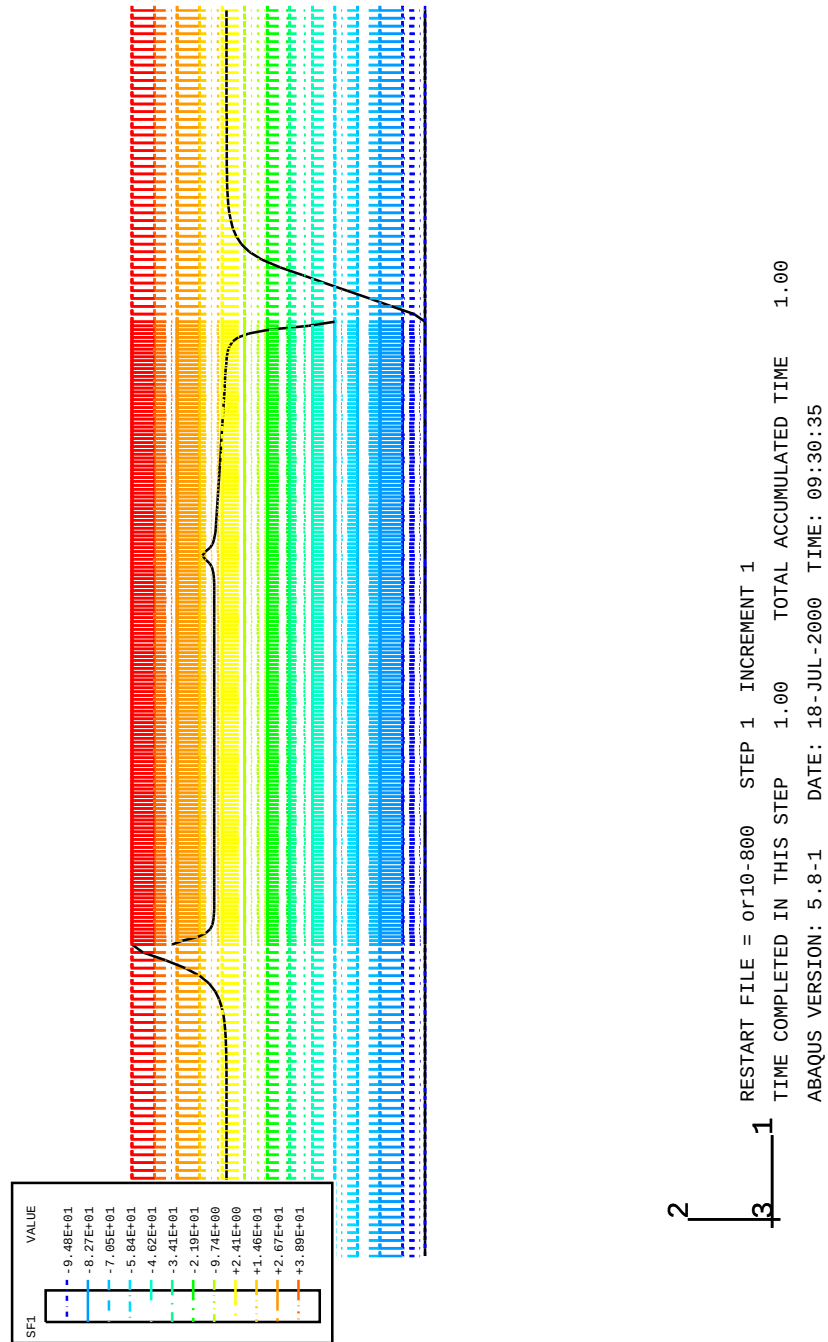


Figura 37: *Ensayo de puente de 800 m de luz. Fuerza axial tomada por el carril. Rigidez del estribo de anclaje: 100000 kN/m*

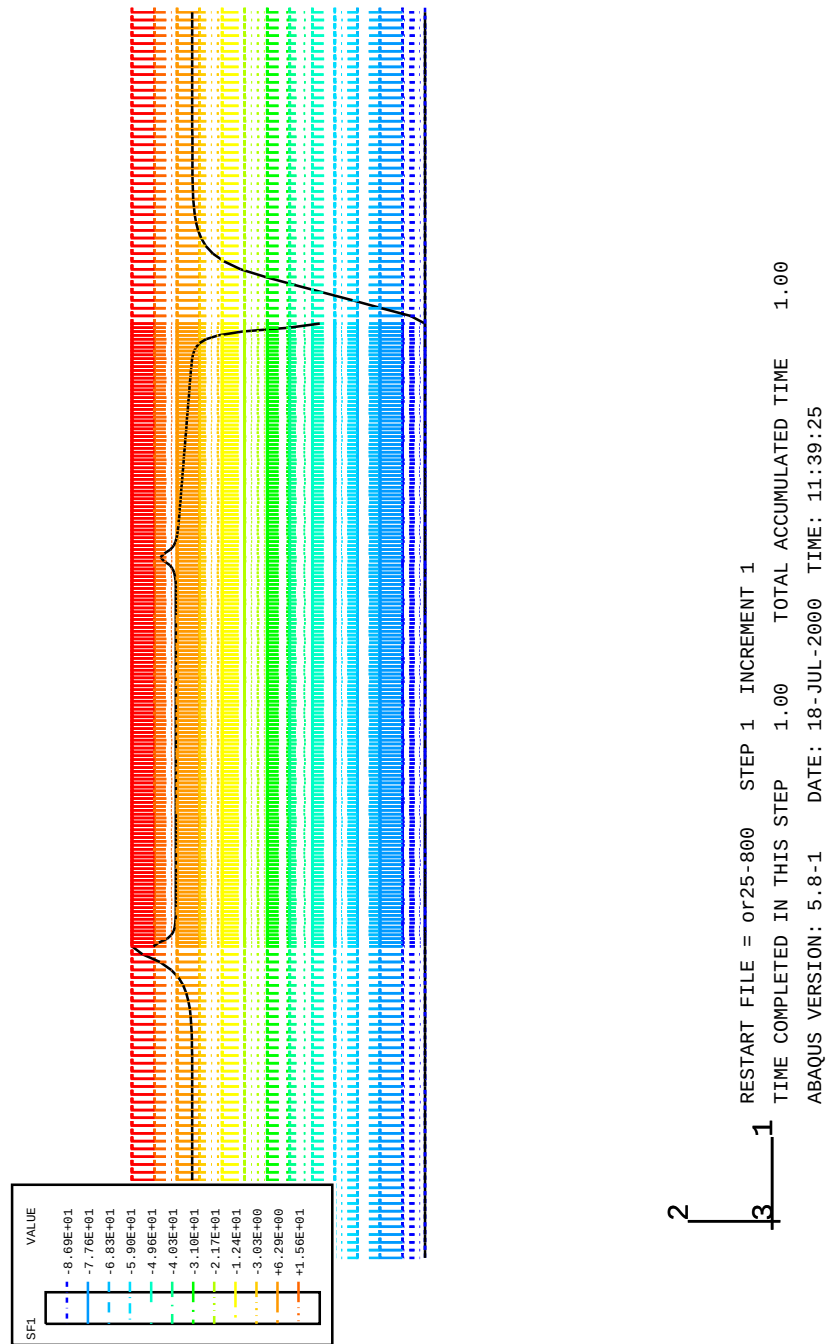


Figura 38: *Ensayo de puente de 800 m de luz. Fuerza axial tomada por el carril.. Rigidez del estribo de anclaje: 250000 kN/m*

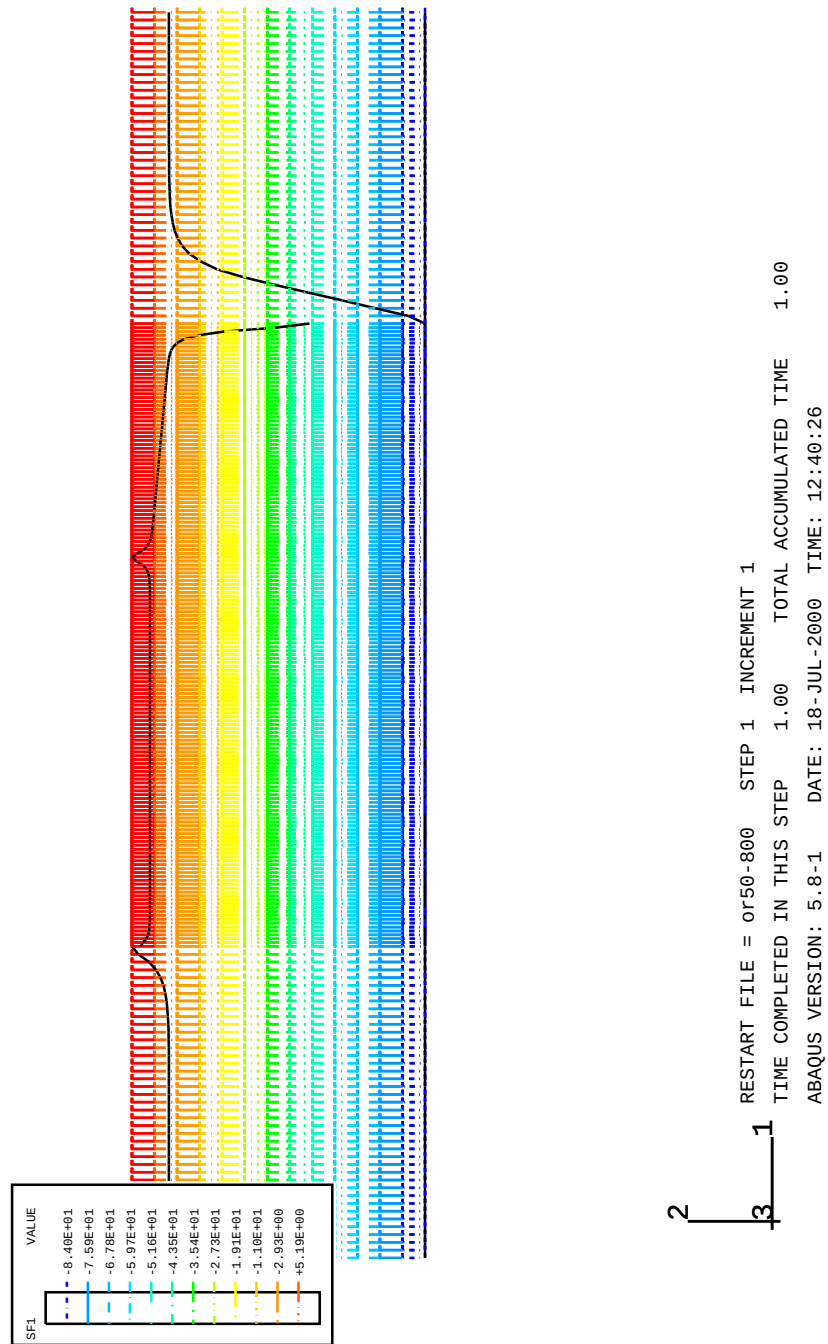


Figura 39: Ensayo de puente de 800 m de luz. Fuerza axial tomada por el carril.. Rigidez del estribo de anclaje: 500000 kN/m

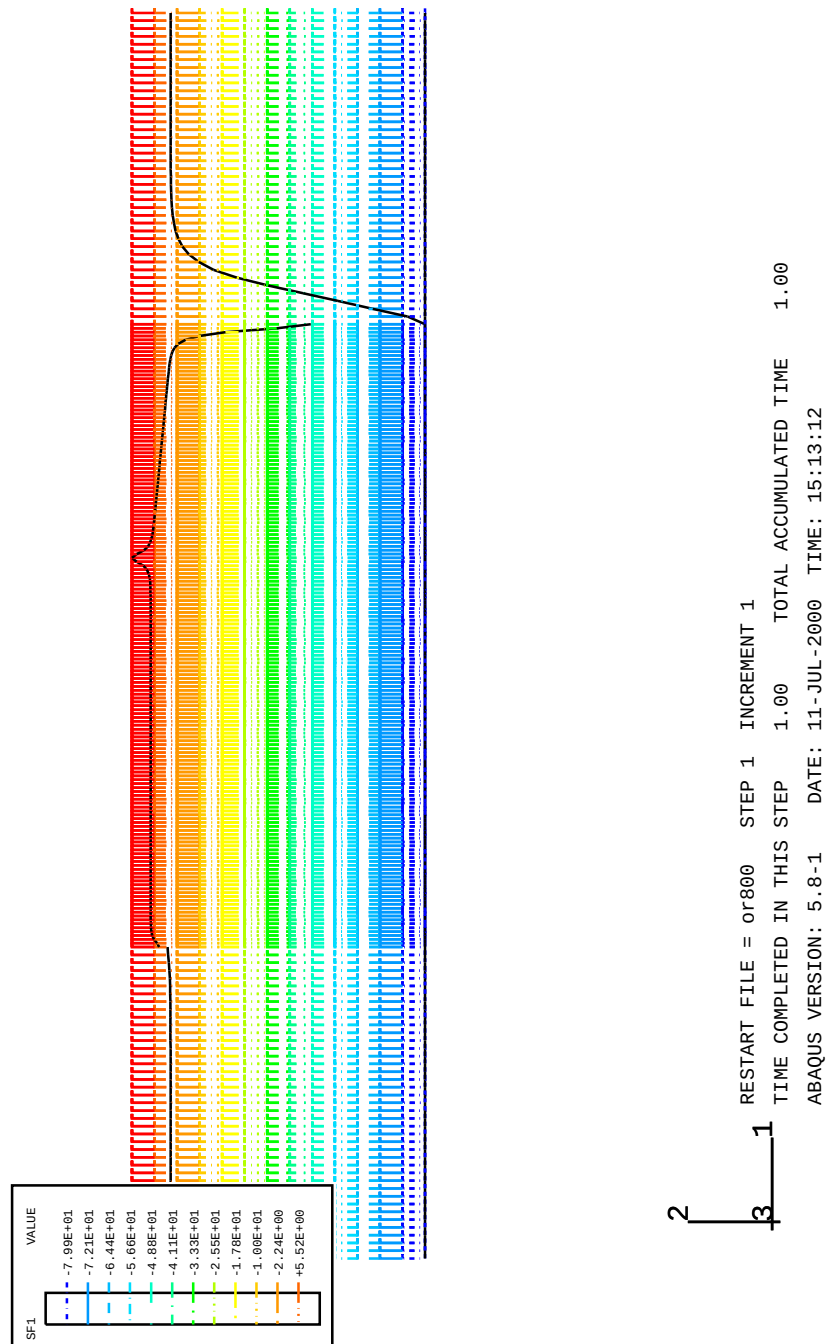


Figura 40: *Ensayo de puente de 800 m de luz. Fuerza axial tomada por el carril.. Rigidez del estribo de anclaje: Infity*

5.1.2. Resultados numéricos

Los resultados que se dan a continuación responden al criterio de signos que se expone en la figura 41. Las tracciones en el carril se consideran positivas y la reacción en el estribo de anclaje es positiva en el sentido indicado en la misma figura.

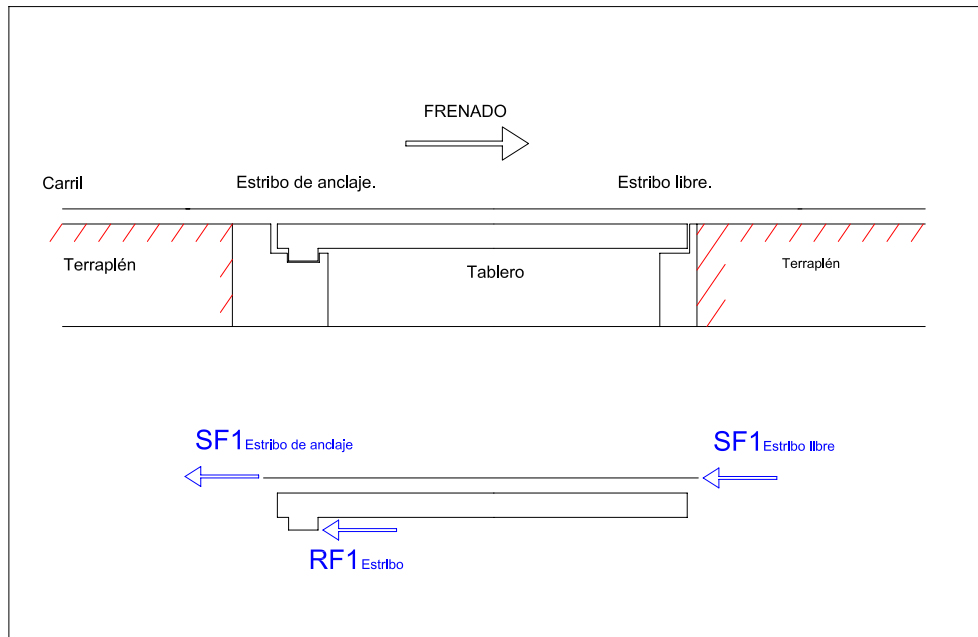


Figura 41: *Esquema de fuerzas.*

Resultados del cálculo de la serie r Rigidez de estribo de anclaje $K = Infinito$			
RESULTADOS			
LONG. PUENTE	SF1 ESTR. ANCLAJE	SF1 ESTR. LIBRE	RF1 ESTR. ANCLAJE
[m]	[Tn]	[Tn]	[Tn]
20	-4.82	-3.31	64.01
40	-4.49	-3.58	113.40
60	-4.35	-4.30	162.60
90	-4.30	-6.15	235.70
120	-3.98	-8.71	308.20
150	-3.80	-11.10	380.20
200	-3.50	-11.98	498.80
250	-3.02	-25.03	615.50
300	4.11	-34.26	711.60
400	1.13	-49.17	699.70
500	1.11	-61.04	687.80
600	1.09	-71.14	677.80
700	1.08	-79.82	669.10
800	1.06	-87.64	661.30
1000	1.04	-101.50	647.50
1200	1.01	-113.50	635.50
1500	1.00	-129.20	619.80

Resultados del cálculo de la serie <i>r10</i> Rigidez de estribo de anclaje $K = 100000 \text{ kN/m}$			
<i>RESULTADOS</i>			
LONG. PUENTE	SF1 ESTR. ANCLAJE	SF1 ESTR. LIBRE	RF1 ESTR. ANCLAJE
[m]	[Tn]	[Tn]	[Tn]
20	2.71	-8.07	51.72
40	9.02	-12.14	91.35
60	15.03	-16.51	131.00
90	23.95	-23.50	190.00
120	32.81	-31.00	248.70
150	41.73	-38.04	307.70
200	56.71	-48.95	406.80
250	68.11	-59.43	510.00
300	54.92	-69.81	625.30
400	52.66	-78.65	618.70
500	52.20	-86.62	611.20
600	51.77	-94.01	604.20
700	51.40	-100.60	598.00
800	51.03	-107.00	592.00
1000	50.38	-118.30	581.30
1200	49.80	-128.50	571.70
1500	49.01	-142.20	558.80

Resultados del cálculo de la serie <i>r25</i> Rigidez de estribo de anclaje $K = 250000 \text{ kN/m}$			
<i>RESULTADOS</i>			
LONG. PUENTE	SF1 ESTR. ANCLAJE	SF1 ESTR. LIBRE	RF1 ESTR. ANCLAJE
[m]	[Tn]	[Tn]	[Tn]
20	-1.42	-5.45	58.46
40	1.63	-7.45	103.40
60	4.43	-9.83	148.20
90	8.57	-13.89	215.00
120	12.67	-18.52	281.30
150	16.74	-23.71	347.10
200	23.46	-33.56	455.50
250	30.44	-42.71	564.30
300	29.49	-51.57	668.90
400	26.20	-63.06	660.70
500	25.83	-72.85	651.30
600	25.50	-81.49	643.00
700	25.21	-89.10	635.70
800	24.93	-96.24	628.80
1000	24.45	-108.90	616.70
1200	24.03	-120.00	605.90
1500	23.47	-134.70	591.80

Resultados del cálculo de la serie <i>r50</i> Rigidez de estribo de anclaje $K = 500000 \text{ kN/m}$			
<i>RESULTADOS</i>			
LONG. PUENTE	SF1 ESTR. ANCLAJE	SF1 ESTR. LIBRE	RF1 ESTR. ANCLAJE
[m]	[Tn]	[Tn]	[Tn]
20	-3.04	-4.43	61.11
40	-1.23	-5.60	108.20
60	0.24	-7.19	155.10
90	2.49	-10.09	224.90
120	4.73	-13.60	294.20
150	6.94	-17.69	362.90
200	10.59	-25.77	476.10
250	14.40	-35.21	587.90
300	17.18	-43.75	689.10
400	14.01	-56.72	679.30
500	13.80	-67.28	668.30
600	13.61	-76.45	659.90
700	13.45	-84.72	651.80
800	13.30	-92.15	644.60
1000	13.03	-105.40	631.60
1200	12.80	-116.90	620.30
1500	12.49	-132.00	605.50

Se representan gráficamente los resultados obtenidos en las figuras 42, 43 y 44. Además, la figura 45 representa la suma de las fuerzas absorbidas por el carril en ambos estribos dependiendo de la rigidez del estribo de anclaje.

Se representan a continuación los valores de la **posible reducción de la fuerza de frenado** resistida por una estructura de tipo a) (IAPF-2000 [1]) (Subcapítulo 2.1), debida al fenómeno de interacción carril-tablero:

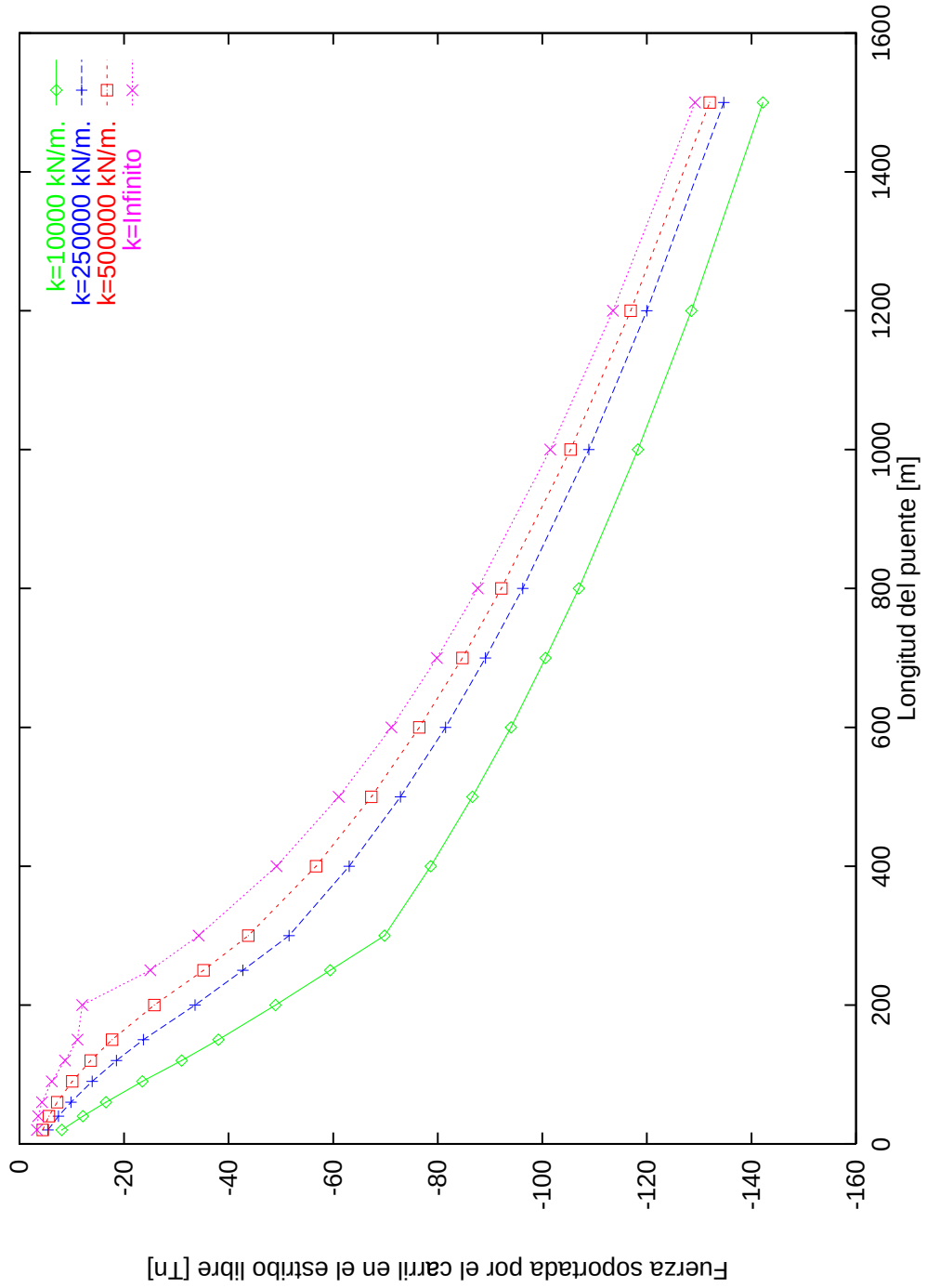


Figura 42: F_1 absorbida por el carril sobre el estribo de anclaje del tablero. Puentes con carril continuo en ambos estribos.

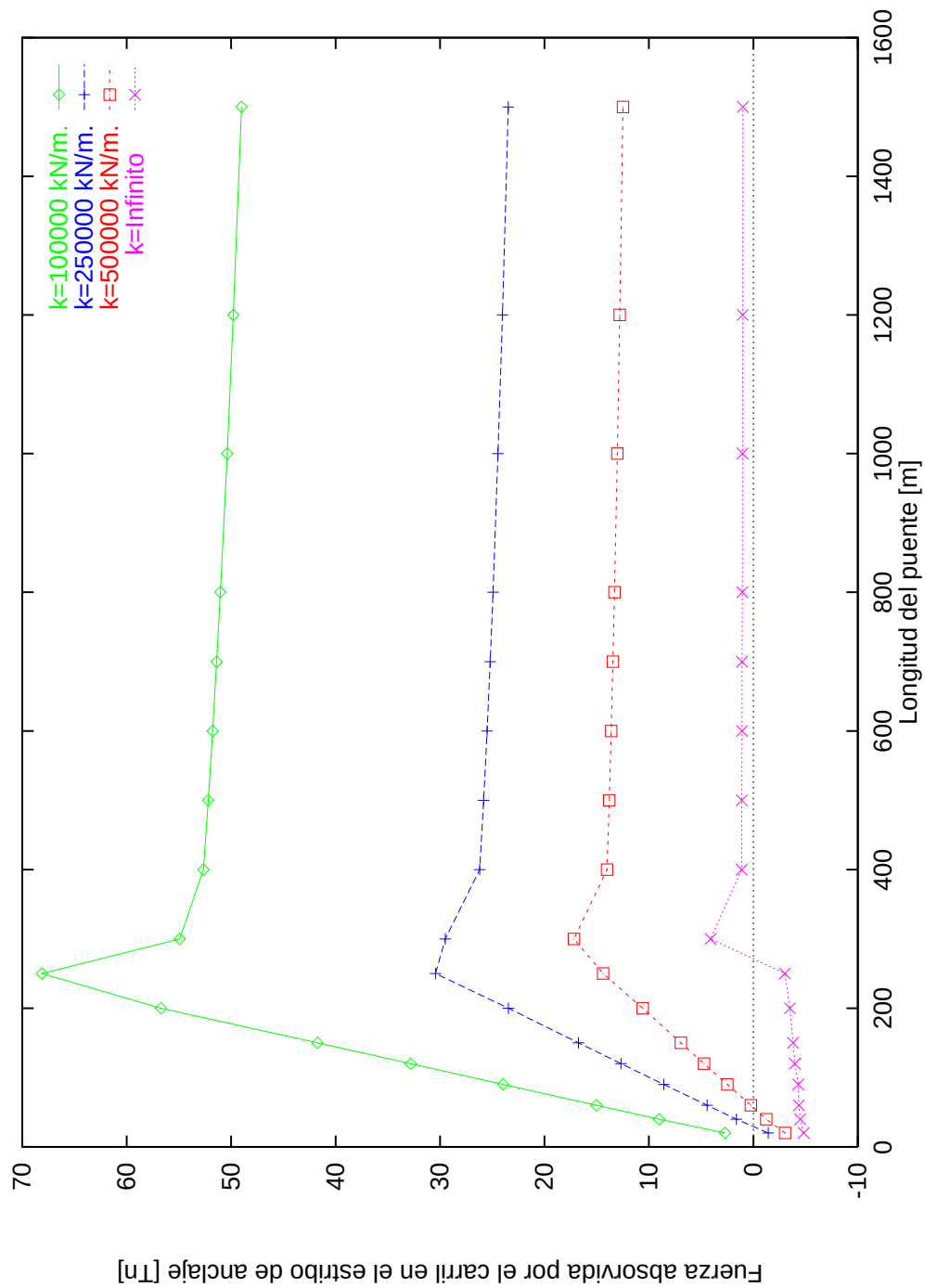


Figura 43: Fuerza F_2 absorbida por el carril sobre el extremo libre del tablero. Puentes con carril continuo en ambos estribos.

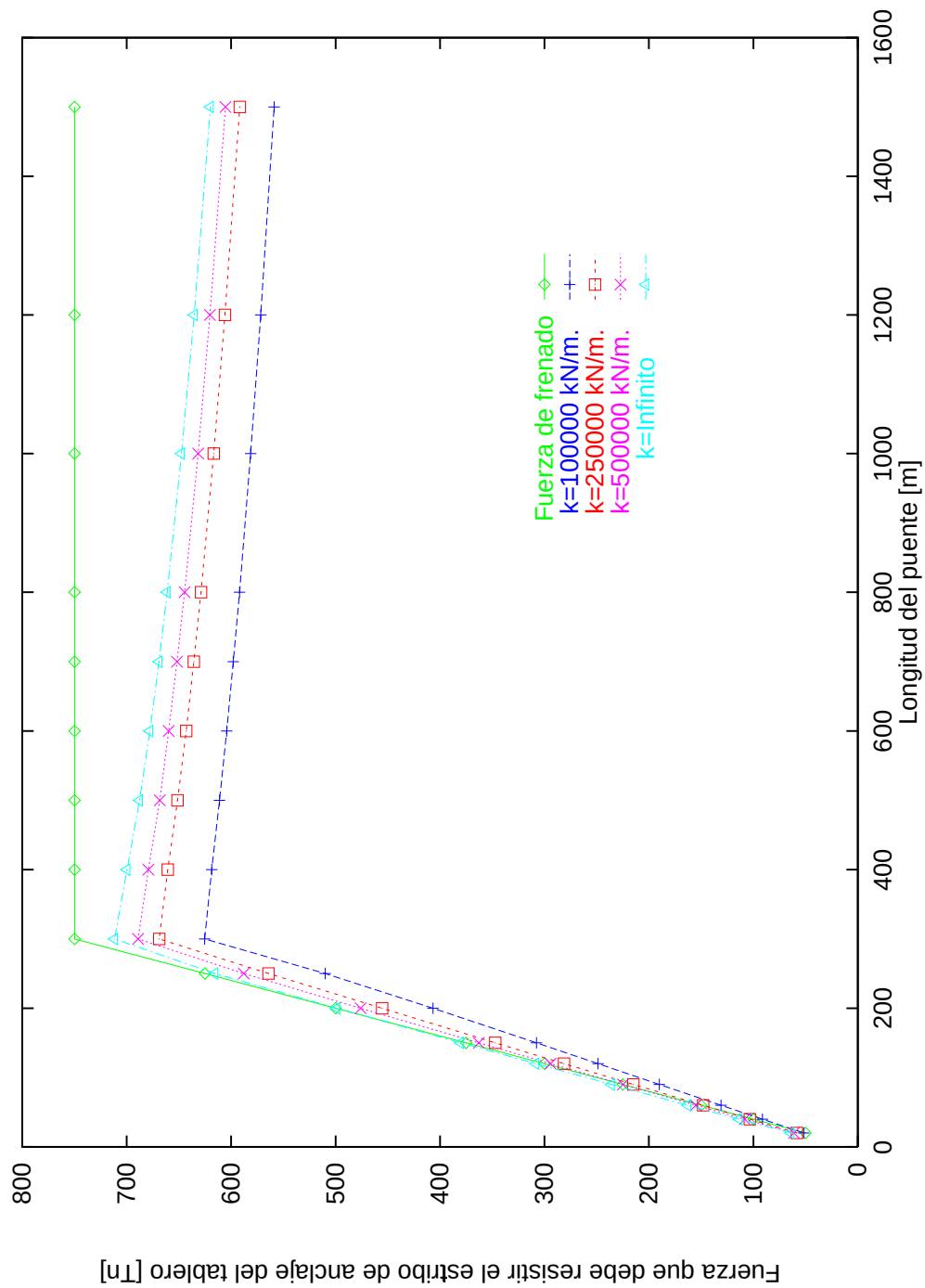


Figura 44: *Fuerza de frenado R_1 que absorbe el estribo de anclaje del tablero. Puentes con carril continuo en ambos estribos.*

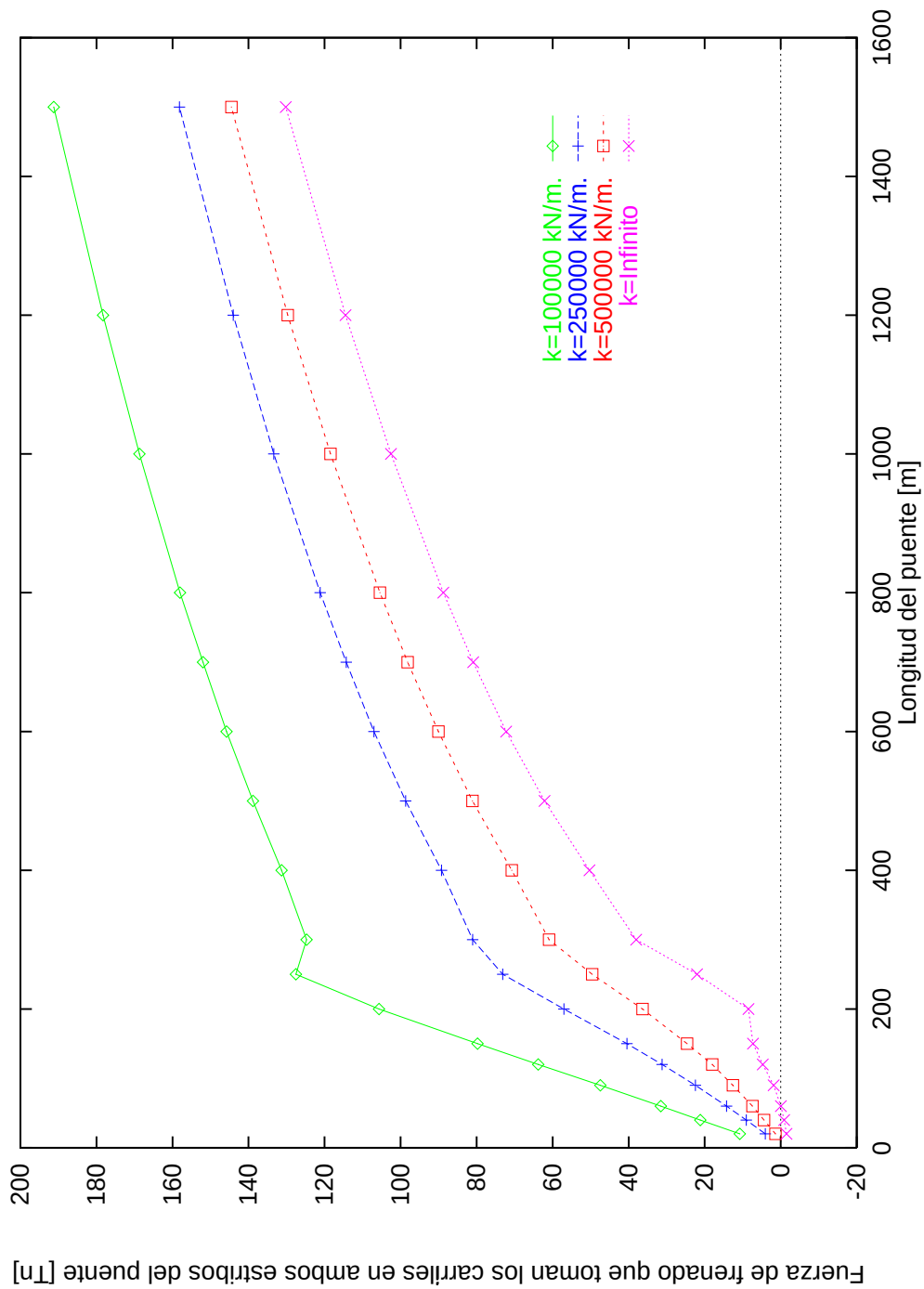
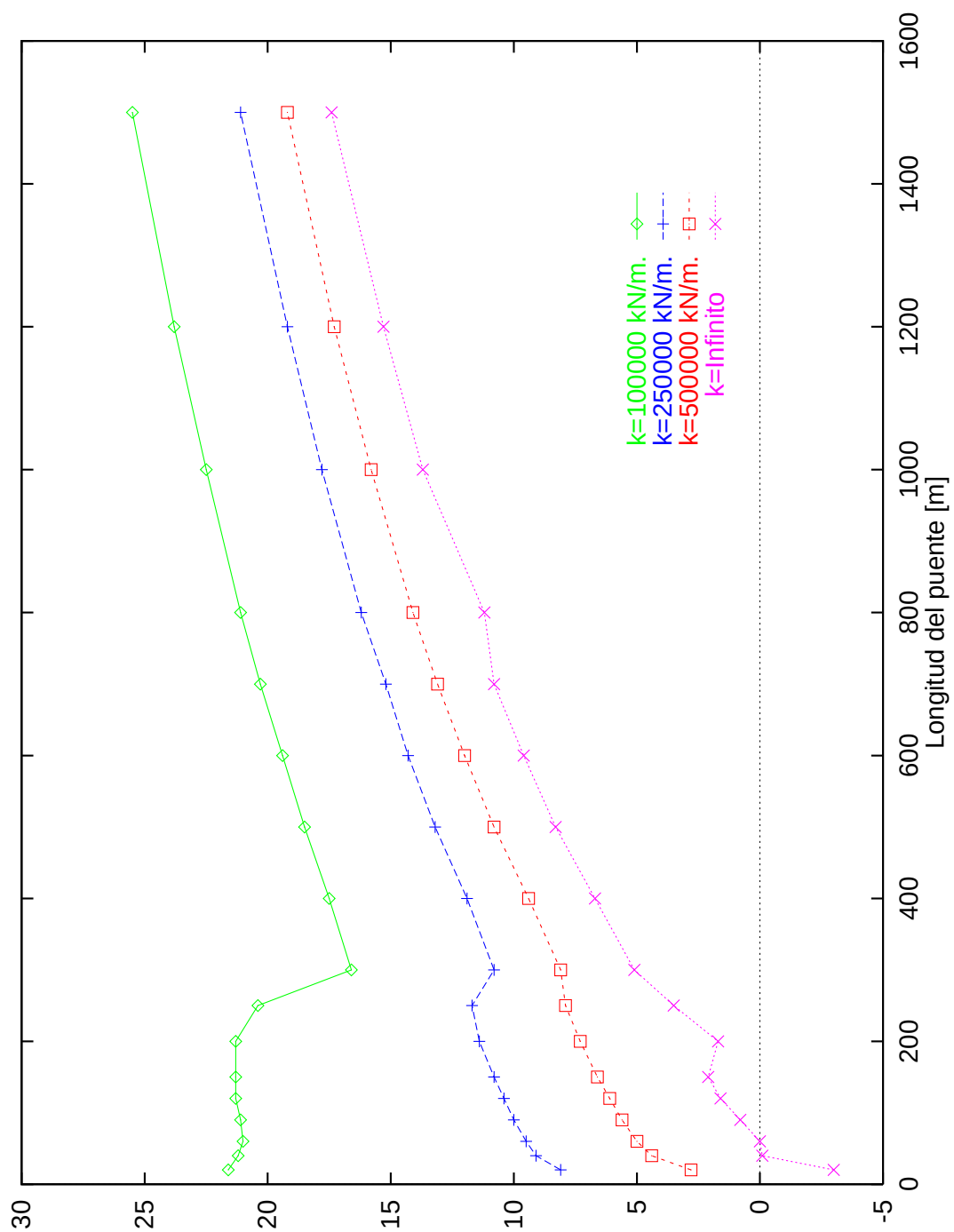


Figura 45: *Fuerza de frenado $F_1 + F_2$ que toman los carriles. Puentes con carril continuo en ambos estribos.*

Resultados del cálculo. Posible reducción de la fuerza de frenado resistida por la estructura, derivada de la interacción carril-tablero.				
LONG. PUENTE	Serie r10	Serie r25	Serie r50	Serie r
[m]	[%]	[%]	[%]	[%]
20	21.6	8.1	2.8	-3.0
40	21.2	9.1	4.4	-0.1
60	21.0	9.5	5.0	0.0
90	21.1	10.0	5.6	0.8
120	21.3	10.4	6.1	1.6
150	21.3	10.8	6.6	2.1
200	21.3	11.4	7.3	1.7
250	20.4	11.7	7.9	3.5
300	16.6	10.8	8.1	5.1
400	17.5	11.9	9.4	6.7
500	18.5	13.2	10.8	8.3
600	19.4	14.3	12.0	9.6
700	20.3	15.2	13.1	10.8
800	21.1	16.2	14.1	11.2
1000	22.5	17.8	15.8	13.7
1200	23.8	19.2	17.3	15.3
1500	25.5	21.1	19.2	17.4

Se pueden apreciar de manera más clara estos resultados en la figura 46 :



Reduccion de los esfuerzos de frenado por colaboracion de los carriles [%].

Figura 46: **Porcentaje de reducci3n de la fuerza de frenado** *derivado del fen3meno de interacci3n carril-tablero. Puentes con carril cont3nuo en ambos estribos.*

5.2. Crítica de los resultados

En las gráficas 43, 42, 44 y 46 se aprecia el cambio de rumbo que toman los resultados a partir de la longitud de tablero de 300m. Esto se debe a que en nuestro trabajo hemos hecho crecer la longitud del puente de estudio desde los 20m hasta los 1500m, pero el tren de frenado es siempre de 300m de longitud. A medida que la longitud del tablero aumenta hay más longitud de tren sobre el mismo frenando. Así hasta que a partir de los 300m de longitud a mayor longitud de tablero la fuerza de frenado es la misma, la correspondiente a un tren de 300m de longitud.

En el estribo de anclaje del dintel, la fuerza axil de compresión que toma el carril aumenta con la flexibilidad del estribo de anclaje del tablero.

En el estribo libre, el carril toma más axil de tracción cuanto menor rigidez tenga este estribo (cuanto más deformable sea). La fuerza que toma el carril es de tracción excepto cuando el puente es de poca longitud (en el caso de estribo infinitamente rígido hasta los 300m), caso en el que el propio carril empuja el tablero al encontrarse en compresión. En este caso el carril sobre el estribo de anclaje no solo no permite reducir la fuerza de frenado para el cálculo del anclaje, sino que la aumenta (este aumento nunca es importante). La compresión del carril se debe a que le llega la influencia del pico de compresiones en el carril originado en la cabeza del tren en el frenado, o por la discontinuidad de rigideces entre terreno y dintel cuando la rigidez del estribo de anclaje es muy elevada.

En el estribo de anclaje del dintel (figura 43) aparece para todas las rigideces un pico del valor del axil asumido. La explicación de este pico es sencilla: En el puente de 300m coincide su longitud con la del tren de frenado, y por tanto se funden en el estribo de anclaje, ambos con máximo en la misma transición terreno-tablero (punto en el que hemos medido), los picos de traccioness por frenado en cola de tren y por flexibilidad del estribo.

En la figura 44 se observa cómo se reduce la reacción en el estribo de anclaje, provocada por el frenado, a medida que la rigidez del estribo de anclaje disminuye. Esta reducción se hace más patente a medida que la longitud del puente aumenta.

En la gráfica 46, verdadero objetivo de este estudio, se observa cómo, siempre que exista carril continuo en ambos estribos del puente, estos absorberán parte de la carga de frenado del tren, pudiendo minorarse en algo la fuerza de cálculo del anclaje del tablero por cau-

sa del frenado. Solo para pequeños puentes con estribos de anclaje de rigidez muy elevada se dará el caso en que los carriles introduzcan un término más a sumar a la fuerza de frenado para el cálculo del anclaje del tablero.

6. Conclusiones

Los resultados obtenidos de este trabajo son puramente académicos ya que:

- No se ha considerado la presencia de pilas (su naturaleza, la distancia entre ellas...) que varia el resultado del cálculo.
- Se ha considerado el carril como perfectamente elástico, de resistencia infinita, cuando en la práctica, varios de los resultados que hemos obtenido no se darían, al romperse antes los carriles.

Además, no se ha cubierto más que el campo de las estructuras que la IAPF-2000 [1] denomina clase a).

Sin embargo el resultado del estudio es altamente satisfactorio, ya que abre el campo del estudio de este tipo de fenómenos, ámbito ampliamente interesante en la actualidad en el que el autor de este informe pretende seguir investigando.

La figura 46 es de gran interés, y se suma a los comentarios de otros compañeros de que el tratamiento dado en el Eurocódigo 1 [6] a la interacción carril-tablero puede ser inseguro, permitiendo una reducción excesiva de la fuerza de frenado para el cálculo del anclaje de los tableros. Mientras que en este trabajo se obtienen posibles reducciones del 10 al 20 % de la fuerza de frenado, en el Eurocódigo 1, parte 3 [6], en el apartado 6.5.4.4., tabla 6.4., se proponen reducciones del orden del doble o triple.

La próxima aparición de la IAPF-2000 [1] aconseja la revisión de esta parte del Eurocódigo para poder, en su caso, aportar nuestro propio cálculo simplificado de la colaboración de los carriles en la resistencia del frenado o bien adoptar el propuesto por el Eurocódigo. El borrador actual de la IAPF-2000 incluye el tratamiento de la interacción carril-tablero de una manera teórica, brillante desde el punto de vista académico, pero quizá algo incómodo de usar en el día a día por parte de los calculistas.

Referencias

- [1] Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril. Borrador G. 3 de enero de 2000. ETSI Caminos de Madrid.
- [2] “Puentes de Ferrocarril de Alta Velocidad”, Javier Manterola Armisen, Miguel Angel Astiz Suárez y Antonio Martínez Cutillas, Revista de Obras Públicas, N°3.386, abril de 1999.
- [3] “Informe correspondiente al estudio de la interacción vía-estructura en el subtramo IIA de la L.A.V. Madrid-Barcelona-Frontera francesa. Tramo Zaragoza-Lérida”, Francisco Millanes Mato, IDEAM,S.A.
- [4] Abaqus/Standard, Hibbitt, Karlsson Sorensen, Inc.
<http://www.abaqus.com>
- [5] Fiche UIC-774-3: “Principes généraux de calculs des efforts longitudinaux dans un pont, ses appuis, et ses appareils d'appui : Recommandations pour un cas simple 1ère édition du 01.07.1995.
- [6] Comité Europeo de Normalización: Eurocódigo 1; Bases de proyecto y acciones en estructuras. Parte 3: Acciones del tráfico en puentes. UNE-ENV 1991-3. Aenor, abril 1998.